

## جزوه بتن (ویژه آزمون محاسبات)

- ۱- مقدمه ..... ۴
- ۲- اصول تحلیل و طراحی ..... ۵
- ۲-۱- مشخصات مصالح ..... ۷
- ۳- تیرها ..... ۱۳
- ۳-۱- تار خنثی در تیرها ..... ۱۴
- ۳-۲- Mn تیرها ..... ۱۸
- ۳-۳-  $\rho_{max}$  تیر - آرماتور بالانس ..... ۲۱
- ۳-۴-  $\rho_{min}$  تیر ..... ۲۵
- ۳-۵-  $As'$  و شکل پذیری ..... ۲۹
- ۳-۶- T شکل ..... ۳۶
- ۳-۷- تیرچه بلوک ..... ۴۱
- ۴- میلگرد طولی تیر ..... ۴۴
- ۴-۱- آرماتور حداکثر در تیر ..... ۴۴
- ۴-۱-۱- آرماتور حداقل در تیر ..... ۴۴
- ۴-۲- فواصل میلگرد طولی تیر ..... ۴۷
- ۵- تیر عمیق ..... ۴۹
- ۶- ستونها ..... ۵۱
- ۶-۱-۱- مرکز پلاستیک ..... ۵۳
- ۶-۲- اندرکنش P-M ..... ۵۴
- ۷- میلگرد طولی ستون ..... ۵۹
- ۸- برش ..... ۶۲
- ۸-۱- مقاومت برشی بتن ..... ۶۴
- ۸-۲- مقاومت برشی خاموت ..... ۶۸
- ۸-۳- ضوابط مهار خاموت ها و تنگها و خم آنها ..... ۷۱
- ۸-۳-۱-  $AvS_{max}$  در تیرها ..... ۷۳
- ۸-۳-۲-  $AvS_{min}$  در تیرها ..... ۷۵
- ۸-۴- فواصل خاموت ها در تیر ..... ۷۶
- ۹- تنگ و دورپیچ در ستون ..... ۷۹
- ۹-۱- برش لرزه ای در تیرها و ستونها ..... ۹۳
- ۹-۲- مقطع بحرانی برش ..... ۹۸
- ۱۰- برش دوطرفه (پانچ) ..... ۹۹

- ۱۱- برش اصطکاک ..... ۱۰۲
- ۱۲- دستک برشی ..... ۱۰۵
- ۱۳- اثرات لاغری ..... ۱۰۶
- ۱۴- طول مهاری و وصله ..... ۱۱۴
- ۱۴-۱- طول گیرایی میلگرد کششی بدون قلاب ..... ۱۱۵
- ۱۴-۲- طول گیرایی میلگرد فشاری ..... ۱۱۶
- ۱۴-۳- طول گیرایی در گروه میلگردها ..... ۱۱۶
- ۱۴-۴- ضوابط قلاب انتهایی برای میلگردهای کششی ..... ۱۱۶
- ۱۴-۵- ضوابط قطع میلگرد ..... ۱۱۹
- ۱۴-۶- قطع آرماتور در مقاطع تحت خمش ..... ۱۲۱
- ۱۵- وصله میلگردها ..... ۱۲۳
- ۱۶- گروه میلگرد ..... ۱۳۰
- ۱۶-۱- طول گیرایی گروه میلگرد ..... ۱۳۰
- ۱۷- دال ..... ۱۳۱
- ۱۷-۱- برش پانچ در دالها ..... ۱۳۴
- ۱۷-۲- کلاhek برشی ..... ۱۳۸
- ۱۷-۳- بازشو در دال ..... ۱۴۰
- ۱۷-۴- کتیبه ..... ۱۴۱
- ۱۷-۵- انتقال لنگر از دال تخت به ستون ..... ۱۴۱
- ۱۷-۶- آرماتور گذاری حداقل در دالها ..... ۱۴۷
- ۱۸- پیچش ..... ۱۴۸
- ۱۹- مقاومت پیچشی ..... ۱۴۹
- ۲۰- خیز و ترک ..... ۱۵۹
- ۲۰-۱- آرماتور گونه ..... ۱۶۲
- ۲۰-۲- لنگر ترک خوردگی مقطع ..... ۱۶۵
- ۲۱- دیوارها ..... ۱۷۱
- ۲۱-۱- ضوابط لرزه ای دیوار ..... ۱۷۵
- ۲۲- گره اتصال ..... ۱۸۳
- ۲۳- ضوابط ویژه لرزه ای ..... ۱۸۸
- ۲۳-۱- محدودیت های هندسی تیرها (اعضای خمشی) ..... ۱۸۹
- ۲۳-۲- محدودیت های هندسی ستونها (اعضای تحت فشار و خمش) ..... ۱۹۰
- ۲۳-۳- ضابطه تیر ضعیف ستون قوی ..... ۱۹۱

۲۴- پی	۱۹۲.....
۲۴-۱- آرماتور حداقل در پی ها	۱۹۳.....
۲۵- مقاومت اتکایی بتن	۱۹۹.....
۲۶- بتن پیش تنیده	۲۰۰.....
۲۶-۱- تعاریف	۲۰۰.....
۲۶-۲- روشهای پیش تنیدگی	۲۰۳.....
۲۶-۳- کلیات	۲۰۴.....
۲۶-۴- افت (اتلاف) در تنش کابلها	۲۰۶.....
۲۶-۵- ضوابط طراحی	۲۰۹.....
۲۶-۶- کنترل تحت شرایط بهره برداری	۲۱۰.....
۲۶-۷- طراحی برشی	۲۱۱.....
۲۶-۸- پیچش	۲۱۲.....
۲۶-۹- ناحیه اتصال انتهایی	۲۱۳.....
۲۶-۱۰- جزئیات اجرایی	۲۱۴.....
۲۷- خلاصه روابط	۲۱۵.....
T شکل	۲۱۸.....

## ۱- مقدمه

داوطلب گرامی ضمن آرزوی پیروزی برای شما قبل از استفاده از جزوه مطالب زیر را مطالعه فرمایید:

- ✓ این جزوه جهت تدریس سرکلاسی و افزایش سرعت تدریس تهیه شده و بنابراین کامل نیست. برخی از مطالب توضیح داده نشده و پاسخ بسیاری از تستها ناقص است.
- ✓ جزوه در فرصت های مناسب ویرایش و کامل تر خواهد شد (تاریخ ویرایش جزوه در قسمت فوقانی صفحات درج شده است).
- ✓ استفاده از جزوه با ذکر منبع آن ([www.hoseinzadeh.net](http://www.hoseinzadeh.net)) بلامانع است.
- ✓ مسلما جزوه خالی از اشتباه نیست. در صورتی که به اشتباهی برخوردید، ممنون می شوم که از طریق سایت اطلاع دهید تا در ویرایش بعدی اصلاح شود.
- ✓ علاوه بر این جزوه، مطالب مفید دیگر را می توانید از سایت اینجانب ([www.hoseinzadeh.net](http://www.hoseinzadeh.net)) دانلود نمایید.
- ✓ جزوات بارگذاری و تحلیل نیز در دست تهیه هستند و در صورت آماده شدن در سایت قرار خواهد گرفت.

حسین زاده اصل

۱۳۹۳/۱۰/۱

## ۲- اصول تحلیل و طراحی

### ۹-۱۳-۳ روش طراحی در حالت‌های حدی

در این مبحث روش طراحی براساس حالت‌های حدی است. حالت‌های حدی به شرایطی اطلاق می‌شوند که اگر تمام یا بخشی از اعضای ساختمان به هر یک از آن حالات برسند قادر به انجام وظایف خود نباشد و از حیز انتفاع خارج می‌شوند. لذا با انتخاب ضرایب ایمنی مناسب، ساختمان باید طوری طرح شود که تحت شرایط بارگذاری محتمل به هیچ یک از حالت‌های حدی نرسد. حالت‌های حدی به دو بخش اصلی به شرح بندهای زیر تقسیم‌بندی می‌شوند.

#### ۹-۱۳-۳-۱ حالت‌های حدی نهایی

این حالت‌ها در ارتباط با ظرفیت باربری حداکثر ساختمان تعریف شده که گذر از آن‌ها باعث ناپایداری بخش یا تمام اجزای ساختمان می‌شود. این حالت‌ها ممکن است در یکی از شرایط محتمل زیر مطرح شوند:

- از بین رفتن تعادل استاتیکی تمام یا قسمتی از ساختمان

- حصول شرایط گسیختگی یا تغییر شکل‌های بیش از حد (حد مقاومت مصالح) و یا تبدیل تمام یا بخشی از ساختمان به مکانیزم

- از دست رفتن پایداری تمام یا بخشی از ساختمان

#### ۹-۱۳-۳-۲ حالت‌های حدی بهره‌برداری

این حالت‌ها به شرایط بهره‌برداری یا پایایی ساختمان مرتبط شده و گذر از آنها قابلیت بهره‌برداری مناسب از بنا را از بین می‌برد و غالباً به یکی از اشکال زیر اتفاق می‌افتد:

- تغییر شکل بیش از حد اجزای سقف به نحوی که بر عملکرد مطلوب ساختمان اثر نامناسب گذاشته و یا باعث آسیب به تیغه‌ها و اجزاء متکی بر سقف شود.

- ترک‌خوردگی بیش از حد و خصوصاً باز شدن ترک‌ها به طوری که ضمن ایجاد شرایط ظاهری نامناسب، خطر خوردگی میلگردهای فلزی را افزایش دهد.

- لرزش بیش از حد ساختمان تحت اثر بارهای بهره‌برداری، ماشین‌آلات و یا وسایل متحرک در این حالت لازم است میزان تغییر شکل و ترک‌خوردگی اعضای ساختمان تحت اثر بارهای بهره‌برداری همواره کمتر از مقادیر حدی مشخص شده در این مبحث باشد.

### ۹-۱۳-۵ اعضای سازه‌ای

#### ۹-۱۳-۵-۱ اعضای میله‌ای

در این اعضا، یکی از ابعاد که طول عضو می‌باشد بطور قابل ملاحظه‌ای از دو بعد دیگر بزرگتر است و دو بعد اخیر که ابعاد مقطع هستند اختلاف کمی دارند. در اعضای میله‌ای ساده نسبت طول به بعد بزرگ مقطع بیش از ۴ و در اعضای میله‌ای پیوسته بیش از ۲/۵ است.

#### ۹-۱۳-۵-۲ اعضای صفحه‌ای

در اعضای صفحه‌ای یکی از ابعاد (ضخامت) بطور قابل ملاحظه‌ای از دو بعد دیگر کوچکتر است. در صفحات نازک نسبت ضخامت به عرض صفحه کمتر یا مساوی  $\frac{1}{10}$  منظور می‌شود. دال‌ها و دیوارها نمونه‌هایی از صفحات نازک و شالوده‌ها نمونه‌هایی از صفحات ضخیم هستند.

#### ۹-۱۳-۵-۳ اعضای پوسته‌ای

در اعضای پوسته‌ای مانند اعضای صفحه‌ای یکی از ابعاد (ضخامت) کمتر از دو بعد دیگر است، اما میان صفحه آنها که تحت بارهای عمود بر خود قرار می‌گیرد، تخت نمی‌باشد.

#### ۹-۱۳-۵-۴ اعضای سه‌بعدی

در این اعضا هیچ یک از ابعاد اختلاف قابل ملاحظه‌ای با دو بعد دیگر ندارند و هیچ یک از ضوابط بندهای ۹-۱۳-۵-۱ الی ۹-۱۳-۵-۴ در مورد آنها صادق نمی‌باشد.

## ۹-۱۳-۶ اصول تحلیل

۹-۱۳-۶-۱ تحلیل سازه

## ۹-۱۳-۲ تحلیل خطی

در این روش محاسبه نیروها در مقاطع مختلف ساختمان با فرض خطی بودن رفتار مصالح، کوچک بودن تغییر شکل و بر اساس تئوری الاستیسیته انجام می‌شود. این روش در محاسبات حالت‌های حدی نهایی و بهره‌برداری قابل استفاده است. در ساختمان‌های قابی مهار نشده جانبی، استفاده از این روش به شرطی مجاز است که ضریب لاغری ستون‌ها  $\frac{Kl}{r}$  کمتر از صد باشد.

۹-۱۶-۷ ضوابط اثر لاغری

## ۹-۱۳-۳ تحلیل خطی با باز پخش محدود

در این روش محاسبه نیروهای داخلی با فرضیات مشابه روش تحلیل خطی انجام می‌شود. با توجه به مشخصات مکانیکی می‌توان نیروهای موجود را به میزان محدودی کاهش یا افزایش داد. در این روش می‌توان نیروهای داخلی محاسبه شده با روش تحلیل خطی را در مقاطع تحت اثر لنگر خمشی بیشینه منفی و یا لنگر خمشی بیشینه مثبت در هر دهانه تیرهای یکسره حداکثر به میزان  $\pm 10\%$  و نه بیش از ۲۰ درصد کاهش داد.  $\pm 20\%$  کرنش آرماتورهای کششی در حالت نهایی کرنش بتن می‌باشد. بازپخش لنگر خمشی را فقط می‌توان موقعی به کار برد که  $\epsilon_c$  در مقطعی که کاهش لنگر خمشی صورت می‌گیرد بزرگتر یا برابر  $0.0075$  باشد. در صورت کاهش لنگر خمشی در هر مقطع، باید مقادیر لنگر در سایر مقاطع با توجه به شرایط تعادل بارها تغییر داده شوند.

## ۹-۱۳-۴ تحلیل غیر خطی

در این روش مقادیر نیروهای داخلی در اعضای ساختمان با توجه به «رفتار غیر خطی مصالح» و یا «رفتار غیر خطی هندسی» تعیین می‌شوند. این روش در حالت‌های حدی نهایی مورد استفاده قرار می‌گیرد و در ساختمان‌های قابی در شرایطی که لاغری ستون‌ها بیش از صد باشد بکارگیری آن الزامی است.

## ۹-۱۳-۵ تحلیل پلاستیک

در این روش تحلیل، مقادیر نیروهای داخلی با فرض رفتار پلاستیک اعضاء و استفاده از تئوری پلاستیسیته و تنها در حالت حدی نهایی محاسبه می‌شود.

## ۱-۲- مشخصات مصالح

### ۷-۱۳-۹ مشخصات مصالح

۷-۱۳-۹-۱ مقادیر مدول الاستیسیته بتن با جرم مخصوص ( $\gamma_c$ ) بین ۱۵ تا ۲۵  $\text{kN/m}^3$  از رابطه (۷-۱۳-۹-۱) تعیین می‌گردد:

$$E_c = (2300 \cdot \sqrt{f_c} + 6900) \left( \frac{\gamma_c}{23} \right)^{0.5} \quad (7-13-9-1)$$

۷-۱۳-۹-۲ در تحلیل خطی مقدار  $E_g = 2 \times 10^6$  مگاپاسکال منظور می‌شود.

۷-۱۳-۹-۳ ضریب انبساط حرارتی بتن معادل  $(1/^\circ\text{C}) \cdot 10^{-5}$  در نظر گرفته می‌شود.

۷-۱۳-۹-۴ ضریب پواسون به ترتیب برابر با ۰/۱۵ برای بتن معمولی و ۰/۲ برای بتن با مقاومت بالا و ۰/۳ برای فولاد است.

۷-۱۳-۹-۵ برای ساختمان‌های بتن‌آرمه، بتن رده  $C_{20}$  و بالاتر و برای ساختمان‌های بتن پیش‌تندیده، بتن رده  $C_{30}$  و بالاتر به عنوان مبنای طراحی در نظر گرفته می‌شود.

### ۲۳-۹ ضوابط ویژه برای طراحی در برابر زلزله

#### ۲-۲۳-۹ ضوابط کلی طراحی

#### ۳-۲-۲۳-۹ مشخصات مصالح

۳-۲-۲۳-۹-۱ بتن مورد استفاده در اجزای مقاوم در برابر زلزله برای ساختمان‌های با شکل پذیری زیاد باید از رده  $C_{25}$  و یا بالاتر و برای ساختمان‌های با شکل‌پذیری متوسط از رده  $C_{30}$  و یا بالاتر باشد.

#### ۵-۲۴-۹ مشخصات بتن مصرفی

نظر به اهمیت تنش‌های حاصل از نیروی پیش‌تندگی، حداقل رده بتن مصرفی  $C_{30}$  می‌باشد. همچنین با توجه به اینکه تغییر شکل‌های بتن نقش قابل ملاحظه‌ای در تغییرات نیروی پیش‌تندگی دارند، مقدار این تغییر شکل‌ها باید بر حسب زمان مشخص شود.

۷-۱۳-۹-۷ استفاده از میلگردهای ساده به عنوان میلگرد سازه‌ای فقط در دور پیچ‌ها مجاز می‌باشد.

۷-۱۳-۹-۸ ضریب  $\lambda$  که جهت اعمال شرایط استفاده از بتن سبک می‌باشد، به شرح زیر تعیین می‌گردد:

الف) بتن با سنگدانه‌های ریز (ماسه) سبک و سنگدانه‌های درشت (شن) سبک:

$$\lambda = 0.75$$

ب) بتن با سنگدانه‌های ریز (ماسه) سبک و سنگدانه‌های درشت (شن) معمولی:

$$\lambda = 0.75 \text{ تا } 0.85$$

مقدار دقیق  $\lambda$  با درون‌یابی خطی بر حسب درصد حجمی جایگزینی سنگدانه‌های ریز تعیین می‌شود.

پ) بتن با سنگدانه‌های ریز (ماسه) معمولی و سنگدانه‌های درشت (شن) سبک:

$$\lambda = 0.85 \text{ تا } 1$$

مقدار دقیق  $\lambda$  با درون‌یابی خطی بر حسب درصد حجمی جایگزینی سنگدانه‌های درشت تعیین می‌شود.

ت) بتن با سنگدانه‌های ریز (ماسه) معمولی و سنگدانه‌های درشت (شن) معمولی:

$$\lambda = 1$$

ث) در صورت انجام آزمایش مقاومت کششی دو نیمه شدن:

$$\lambda = \frac{f_{ct}}{0.56 \sqrt{f_c}} \leq 1$$

### ۸-۱۳-۹ مشخصات هندسی

۸-۱۳-۹-۳ ابعاد در نظر گرفته شده هر عضو در تحلیل سازه نایستی با ابعاد ارائه شده در

نقشه‌های اجرایی بیش از ۵٪ اختلاف داشته باشد.

تمرین:

در یک قاب خمشی بتنی طول یکی از تیرها در مدل نرم افزاری برابر 5m می‌باشد ولی در نقشه‌های سازه ای طول آن برابر 4.9m ارائه شده است. در

مورد این اختلاف کدام گزینه صحیح است؟

الف) این اختلاف غیر قابل قبول است

ب) این اختلاف قابل قبول است

ج) تنها در صورتی که عضو غیر لرزه ای باشد قابل قبول است

د) تنها در صورتی که ابعاد مقطع تیر در نقشه‌ها بیش از ۱۰ درصد بزرگتر از ابعاد نرم افزاری باشد قابل قبول است.

## محاسبات ۸۳- پایه ۲

- ۳۸- در طراحی سازه یک ساختمان ۱۲ طبقه با سیستم قاب خمشی با شکل پذیری زیاد از آرماتور AIII استفاده شده است. در زمان اجرای سازه، آرماتور خریداری شده دارای حد جاری شدن ۶۰۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع است، استفاده از این آرماتور:
- ۱) بهتر بوده و ایمنی ساختمان را در برابر زلزله افزایش می دهد.
  - ۲) مجاز نبوده و ایمنی ساختمان را در برابر زلزله ممکن است کاهش دهد.
  - ۳) اقتصادی و مقرون به صرفه نیست.
  - ۴) گزینه ۱ و ۳ صحیح می باشد.
- طبق بند ۹-۱۳-۷-۶ گزینه ۲ صحیح است.

## محاسبات ۹۰-

- ۳۰- مقاومت نمونه استوانه ای ۲۵۰×۵۰۰ میلیمتری بتنی برابر ۳۳.۲۵ مگاپاسکال می باشد. مقاومت نظیر نمونه مکعبی ۲۵۰ میلیمتری آن به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟
- |               |            |
|---------------|------------|
| ۳۳.۲۵ MPa (۱) | ۳۸ MPa (۲) |
| ۳۶ MPa (۳)    | ۴۰ MPa (۴) |
- گزینه ۲

## محاسبات ۹۱-

- ۱۷- در صورتی که مقاومت فشاری نمونه ۲۸ روزه یک بتن با سیمان نوع II برابر با ۳۰ مگاپاسکال باشد، مقاومت مورد انتظار ۹۰ روزه همین بتن با سیمان نوع I چند مگاپاسکال خواهد بود؟
- |        |        |
|--------|--------|
| ۳۲ (۱) | ۳۶ (۲) |
| ۴۰ (۳) | ۴۲ (۴) |
- گزینه ۳:

$$30 \left( \frac{1}{0.9} \times 1.2 \right) = 40$$

## محاسبات ۹۲

- ۲۵- چنانچه مقاومت فشاری ۲۸ روزه یک نمونه بتنی با سیمان نوع III برابر ۲۵ مگاپاسکال باشد، مقاومت فشاری مورد انتظار ۷ روزه همین بتن با سیمان نوع II حدوداً چقدر خواهد بود؟
- |                    |                    |
|--------------------|--------------------|
| ۲۲.۷ مگاپاسکال (۱) | ۱۱.۵ مگاپاسکال (۲) |
| ۱۲.۷ مگاپاسکال (۳) | ۱۵ مگاپاسکال (۴)   |
- گزینه ۳

$$\frac{25}{1.1} \times 0.56 = 12.72 \text{ MPa}$$



۳۱- در صورتیکه با اجازه مهندس ناظر از نمونه‌های مکعبی 250×250 mm برای نمونه‌گیری بتن استفاده شده باشد و برای سیمان تیپ II مقاومت 28 روزه 32 MPa بدست آمده باشد، مقاومت معادل 28 روزه استاندارد استوانه‌ای براساس سیمان تیپ I به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

۱) 27 مگاپاسکال      ۲) 32 مگاپاسکال      ۳) 25 مگاپاسکال      ۴) 30 مگاپاسکال

گزینه ۲

$$\frac{32}{0.9} \times 1 \times \frac{1}{r_2 \times r_3} = 35.56 \times \frac{1}{0.95 \times 1.16} = 37.43 \times \frac{1}{1.16} = 32.26 \text{ MPa}$$

#### ۹-۱۳-۸-۴ اثر ترک خوردگی

در تحلیل سازه باید سختی خمشی و پیچشی اعضای ترک خورده به نحو مناسب محاسبه و منظور گردد. اثر ترک خوردگی با توجه به تغییر شکل‌های محوری و خمشی و آثار دراز مدت باید محاسبه شود. در غیاب محاسبات دقیق برای منظور کردن اثر ترک خوردگی می‌توان:

- در قاب‌های مهار نشده سختی خمشی تیرها و ستون‌ها را به ترتیب معادل ۰/۳۵ و ۰/۷ برابر سختی خمشی مقطع ترک نخورده آنها منظور نمود.

- در قاب‌های مهار شده سختی خمشی تیرها و ستون‌ها را به ترتیب معادل ۰/۵ و ۱ برابر سختی خمشی مقطع ترک نخورده آنها منظور نمود.

سختی خمشی دیوارها در هر دو جهت را در صورتی که ترک خورده باشند ۰/۵ و در غیر این صورت ۰/۷ برابر سختی خمشی مقطع کل منظور نمود.

### ۹-۱۳-۱۰ طراحی در حالت حدی نهایی مقاومت

کلیه اجزای سازه‌ای باید در حالت حدی نهایی مقاومت محاسبه شوند و در هر مقطع باید رابطه عمومی (۹-۱۳-۲) همواره برقرار باشد.

$$S_u \leq S_r \quad (9-13-2)$$

در این رابطه  $S_u$  نیروی داخلی ایجاد شده در مقطع و  $S_r$  نیروی مقاوم عضو در مقطع مورد نظر است.

### ۹-۱۳-۱۰-۱ نیروی مقاوم $S_r$

۹-۱۳-۱۰-۱-۱ نیروی مقاوم مقطع باید متناسب با مشخصات هندسی و مکانیکی مقطع عضو در برابر آن نیرو و با توجه به شرایط تعادل نیروها و سازگاری تغییر شکل‌ها محاسبه شود.

در تعیین این نیرو ضوابط ذکر شده در فصول مختلف این مبحث برای قطعات تحت اثر خمش، برش، خمش و فشار یا کشش، پیچش و آثار مربوط به لاغری و پیوستگی و مهار باید در نظر گرفته شود.

۹-۱۳-۱۰-۱-۲ برای محاسبه نیروی مقاوم  $S_r$ ، مقادیر مقاومت‌های مشخصه بتن و فولاد در ضرایب ایمنی جزئی به شرح (الف) تا (ج) این بند، ضرب می‌شوند:

الف) ضریب ایمنی جزئی مقاومت بتن در قطعات درجا  $\phi_c = 0.65$

ب) ضریب ایمنی جزئی مقاومت بتن در قطعات پیش‌ساخته  $\phi_c = 0.7$

ج) ضریب ایمنی جزئی مقاومت فولاد  $\phi_s = 0.85$

در موارد استثنائی مقادیر  $\phi$  برای هر حالت ارائه شده‌اند. روابط ارائه شده در این مبحث با فرض  $\phi_c = 0.65$  می‌باشد.

تبصره: در شرایطی که در یک عضو حاشیه ایمنی بیشتری مورد نیاز باشد یک ضریب ایمنی مکمل  $\phi_n$  نیز بر مقاومت نهایی مقطع اعمال می‌گردد.

### ۹-۱۳-۱۱ کنترل در حالت حدی بهره برداری

کنترل اعضای مختلف سازه‌ای در دو حالت حدی تغییر شکل و ترک‌خوردگی، بر اساس مطالب مندرج در فصل هفدهم تحت اثر ترکیبات بار حالت حدی بهره برداری انجام می‌شود.

در محاسبات حالت حدی بهره‌برداری، با رعایت نکات مندرج در بند ۹-۱۷-۳-۲، با حذف بارهای اتفاقی، ضرایب ایمنی جزئی بارهای سرویس برابر واحد منظور می‌شود، همچنین ضرایب مقاومت  $\phi_m$  متناسب با مطالب فصل هفدهم اختیار می‌شود.

### محاسبات ۹۱-

۳۸- حداکثر اختلاف ابعاد در نظر گرفته شده‌ی هر عضو در تحلیل سازه‌ی بتون آرمه با ابعاد ارائه شده در نقشه‌های اجرایی، چند درصد است؟

- ۵ (۱) ۱۰ (۲) ۱۵ (۳) ۲۰ (۴)

طبق بند ۹-۱۳-۸-۱ گزینه ۱ صحیح است.

### محاسبات ۹۱-

۳۹- برای به دست آوردن نیروهای داخلی در حالت حدی بهره‌برداری، استفاده از کدام روش تحلیل مجاز نمی‌باشد؟  
 (۱) خطی (۲) غیر خطی (۳) پلاستیک (۴) خطی با باز پخش محدود

۲۴- در تحلیل یک قاب خمشی بتن مسلح در برابر بار زلزله، فرض مناسب برای سختی مؤثر تیر و ستون جهت طراحی اعضای سازه به ترتیب متناسب است با:

- (۱)  $EI_g$  و  $EI_g$   
 (۲)  $EI_g$  و  $0.5EI_g$   
 (۳)  $0.7EI_g$  و  $0.35EI_g$   
 (۴)  $EI_g$  و  $0.7EI_g$

گزینه ۳.

دقت شود که برای محاسبه دوره تناوب باید سختی اعضا مطابق گزینه ۲ باشد. همچنین اگر به جای قاب خمشی بتنی، سیستم دو گانه قاب خمشی + دیوار برشی باشد، گزینه ۲ صحیح بود.

۱- در طراحی سازه‌های آبی بتونی، ضریب اثر بار جانبی ناشی از فشار مایع در حالت حدی نهایی، مشابه کدام یک از بارهای پایه، در ترکیبات بارگذاری است؟

- (۱) بار باد (۲) بار زنده (۳) بار مرده (۴) بار زلزله

تصویر سمت راست مربوط به ویرایش قدیمی مبحث ۹ می باشد که بنا به تبصره ۳ آن ضریب بار مایع 1.25 می باشد که با ضریب بار مرده برابر بوده و گزینه ۳ صحیح است.

تصویر سمت راست ویرایش ۹۲ مبحث ۹ را نشان می دهد که در ترکیب بار ردیف چهارم آن ضریب بار مایع (F) برابر 1.26 می باشد که در همان ترکیب بار ضریب بار مرده 1.25 می باشد. ولی در ترکیب بار ردیف ۵، ضریب بار مایع همان 1.26 می باشد ولی ضریب بار مرده برابر 0.85 می باشد بنابراین بر اساس مبحث ۹ جدید هیچکدام از گزینه های پاسخ نمی باشند.

جدول ۹-۱۳-۱ ترکیبات بارگذاری در حالت حدی نهایی

شرایط	ترکیب بار مینا
در شرایطی که اثر بار زنده در هر یک از ترکیبات بارگذاری کاهش دهنده است این آثار معادل صفر منظور می گردد.	$1/25 D + 1/5 (L, S, R)$
	$D + 1/2 (L, S, R) + 1/2 (0.7E, W)$
	$0.75 D + 1/2 (0.7E, W)$
	$1/25 D + 1/5 (L, S, R) + 1/5 (H, 0.74 F)$
	$0.75 D + 1/5 (H, 0.74 F)$
ترکیب بارهای شامل بار سیل	
	$D + 1/2 (L, S, R) + 1/2 (0.7E, W) + 2/3 Fa$
	$0.75 D + 1/2 (0.7E, W) + 2/3 Fa$
ترکیب بارهای شامل بار یخ جوی	
	$D + 1/2 (L, S, R) + D_i + 1/2 (W_i)$
	$0.75 D + D_i + 1/2 (W_i)$
ترکیب بارهای خودکرنشی	
ترکیب بارهای مورد نیاز تنها به این دو ترکیب بار محدود نمی شود و در برخی مواقع قضاوت مهندسی نیز لازم است بکار برده شود. به عنوان مثال زمانی که مقدار بار زنده بام و یا بار برف قابل توجه باشد و احتمال دارد بطور همزمان با بارهای خود کرنشی بر ساختمان وارد شود، اثر آنها نیز باید منظور گردد. طراحی باید بر اساس ترکیب باری انجام شود که بیشترین اثر نامطلوب را ایجاد می کند.	$D + 1/2 (L, S, R) + T$
	$1/25 D + 1/5 T$

جدول ۹-۱۰-۱ ترکیبات بارگذاری در حالت حدی نهایی

شرایط	ترکیب بار
ترکیب نهایی مینا (تبصره ۱)	$1/25 D + 1/5 L$
ترکیب بارهای دائمی، بهره برداری و اثر زلزله (تبصره ۲)	$D + 1/2 L + 1/2 E$ $0.75 D + 1/2 E$
ترکیب بارهای دائمی، بهره برداری و فشار خاک یا آب (تبصره ۳)	$1/25 D + 1/5 L + 1/5 H$ $0.75 D + 1/5 L$
ترکیب بارهای دائمی، بهره برداری و آثار حرارتی، جمع شدگی و وارفتگی بتن و نشست تکیه گاهها	$D + 1/2 L + T$ $1/25 D + 1/5 T$

تبصره ۱: در شرایطی که اثر بار زنده در هر یک از ترکیبات بارگذاری کاهش دهنده است، این آثار معادل صفر منظور می گردد.

تبصره ۲: در مورد ترکیب بارهای دائمی، سربارهای بهره برداری و اثر باد (W) از همین روابط استفاده شده ولی مقدار E یا W جایگزین می گردد.

تبصره ۳: در مورد فشار مایعات در صورتی که وزن مخصوص مایع مشخص و حداکثر ارتفاع آن نیز قابل کنترل باشد مقدار H یا F جایگزین شده و ضریب ۱/۵ نیز با ۱/۲۵ جایگزین می گردد.

F = فشار و وزن مایعات

H = فشار رانشی و وزن خاک

۵۳- حداکثر نیروی برشی مقاوم تأمین شده توسط بتن برای عملکرد دوطرفه یک شالوده‌ی پیش‌ساخته، چه تفاوتی با مقدار متناظر آن در یک شالوده‌ی با بتن درجا دارد؟ (فرض کنید ابعاد و رده بتن هر دو نوع شالوده یکسان می‌باشد).

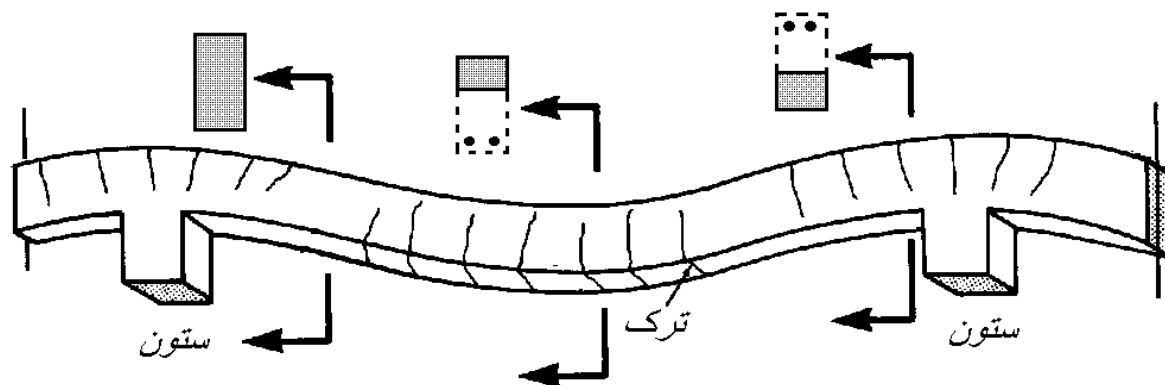
- (۱) در شالوده‌ی با بتن پیش‌ساخته، حدود ۸ درصد بیشتر از شالوده‌ی با بتن درجاست.  
 (۲) در شالوده‌ی با بتن پیش‌ساخته، حدود ۵ درصد کمتر از شالوده‌ی با بتن درجاست.  
 (۳) در شالوده‌ی با بتن پیش‌ساخته، حدود ۵ درصد بیشتر از شالوده‌ی با بتن درجاست.  
 (۴) هیچ تفاوتی ندارد.

گزینه ۱

تنها تفاوت مربوط به ضریب کاهش مقاومت می‌باشد. بنابراین نسبت مقاومت‌ها برابر خواهد بود با:

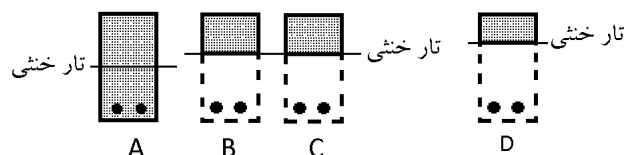
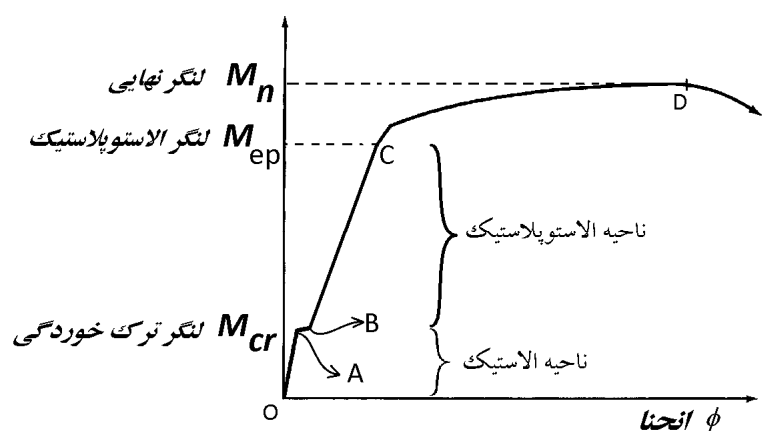
$$\frac{V_{\text{پیش ساخته}}}{V_{\text{درجا}}} = \frac{0.7}{0.65} = 1.0769$$

## ۳- تیرها

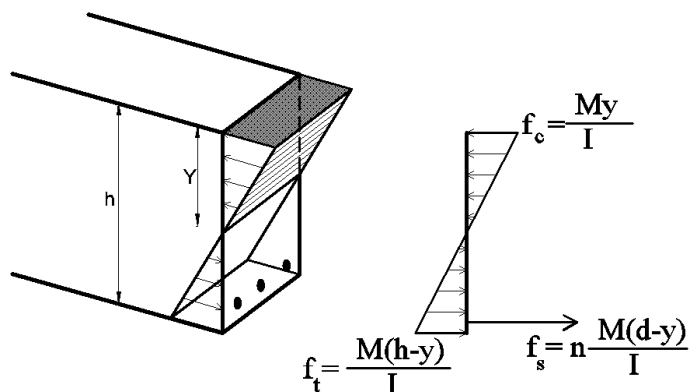


سه عامل مقاوم اصلی در خمش؟

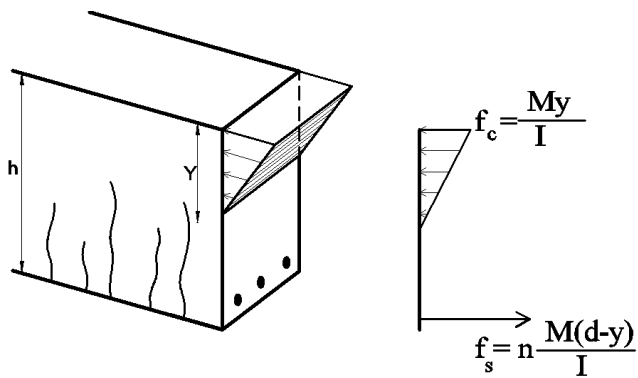
سه فاز مختلف در نمودار لنگر انحنای چیست؟



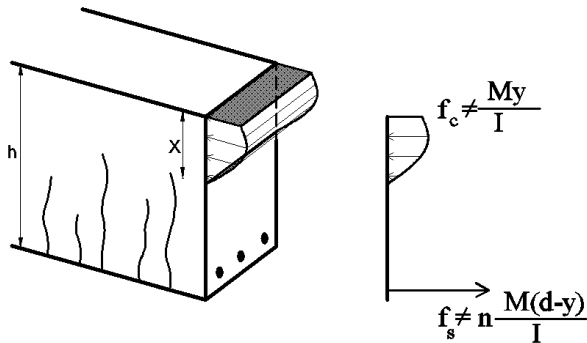
مشخصات فاز یک (الاستیک):



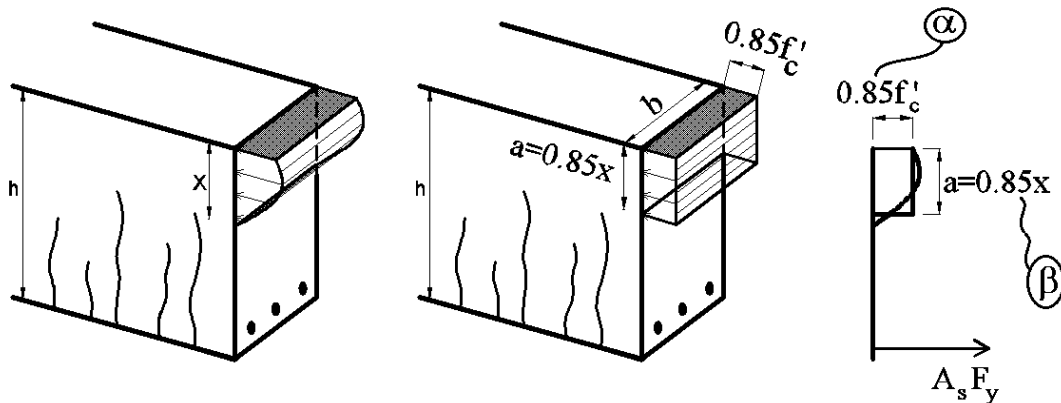
مشخصات فاز دو (الاستوپلاستیک):



مشخصات فاز سه (پلاستیک):



ضوابط مقاومت مصالح در کدام نواحی صادق است؟



### ۱-۳- تار خنثی در تیرها

#### ۳-۱۴-۹ فرضیات طراحی مقطع

۳-۱۴-۹-۶ ضوابط بند ۳-۱۴-۹ را می‌توان به وسیله یک توزیع تنش یکنواخت عمود بر

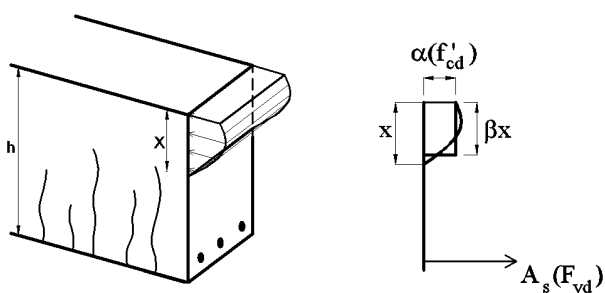
مقطع با مقدار  $\alpha_1 \phi_c f'_c$  که سطح تأثیر آن، سطح محدود شده در ناحیه فشاری مقطع بین کناره‌های مقطع و خطی به موازات محور خنثی به فاصله  $\beta_1 x$  از دورترین تار فشاری می‌باشد، معادل نمود.

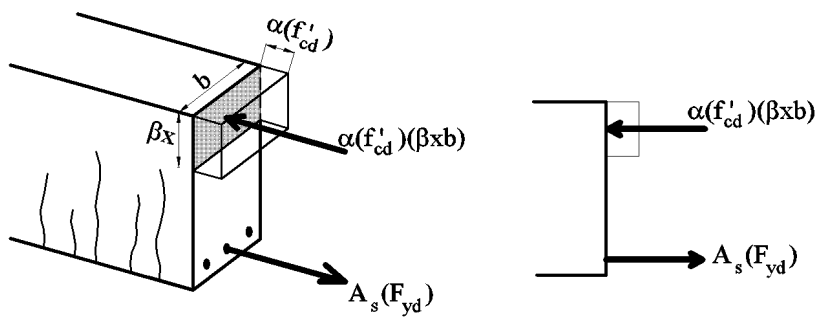
ضرایب  $\alpha_1$  و  $\beta_1$  وابسته به مقدار  $f'_c$  مطابق روابط (۳-۱۴-۹) بدست می‌آیند:

$$\alpha_1 = 0.85 - 0.0015 f'_c$$

(۳-۱۴-۹)

$$\beta_1 = 0.97 - 0.0025 f'_c$$



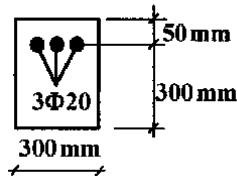


$$C = T \rightarrow A_s(F_{yd}) = (\beta x)(b)(\alpha \times f'_{cd})$$

$$x = \frac{A_s(F_{yd})}{\alpha \beta (b)(f'_{cd})}$$

#### محاسبات-۹۱

۳۴- در هنگام شکست تیر شکل زیر، تار خنثی در چه فاصله‌ای از تار فوقانی تیر بر حسب mm قرار می‌گیرد؟



۲۶۰ (۱)

۲۴۰ (۲)

۱۱۰ (۳)

۹۰ (۴)

گزینه ۱

مقادیر  $f_c$  و  $F_y$  باید مشخص باشد که طراح فراموش کرده مشخص کند. علاوه بر این باید ذکر شود که تیر تحت اثر لنگر منفی قرار دارد. با فرض  $f_c=25\text{MPa}$  و  $F_y=400\text{MPa}$  داریم:

$$\alpha = 0.85 - 0.0015 \times 25 = 0.8125$$

$$\beta = 0.97 - 0.0025 \times 25 = 0.9075$$

$$x = \frac{A_s(F_{yd})}{\alpha \beta (b)(f'_{cd})} = \frac{3 \times 3.14 \times 0.85 \times 400}{0.737 \times 300 \times 0.65 \times 25} = 89.14$$

فاصله از تار بالا برابر خواهد بود با:  $350 - 89 = 261 \text{ mm}$

#### محاسبات-۸۴- پایه ۳

۳۹- در یک مقطع تیر بتنی بدون میلگرد فشاری تحت اثر لنگر خمشی مثبت، کدام گزینه صحیح است؟

(۱) با افزایش مقاومت مشخصه بتن، محور خنثی به سمت بالا حرکت می‌کند.

(۲) با افزایش میزان میلگرد مقطع، محور خنثی به سمت بالا حرکت می‌نماید.

(۳) در هر وضعیت بارگذاری، توزیع تنش فشاری غیر خطی در بتن ایجاد می‌شود.

(۴) موارد ۱ و ۳

گزینه ۱

## محاسبات-۹۱

۱۹- در یک مقطع مستطیل ( $d=50 \text{ cm}$  ,  $b=30 \text{ cm}$ ) تحت اثر لنگر خمشی چنانچه آرماتورهای کششی  $4\Phi 20$  و رده بتن C25 و رده فولاد S400 باشد، فاصله محور خنثی در حالت حدی نهائی از دورترین تار فشاری مقطع به کدام یک از اعداد زیر بر حسب میلیمتر نزدیکتر است؟

۱۳۰ (۲)

۹۰ (۱)

۱۲۰ (۴)

۱۰۰ (۳)

گزینه ۴:

$$C = T \rightarrow (\beta x)b(\alpha f'_{cd}) = A_s(F_{yd})$$

$$x = \frac{A_s(F_{yd})}{\alpha\beta(b)(f'_{cd})}$$

با توجه به جداول انتهای جزوه مقدار  $\alpha\beta$  برابر ۰.۷۳۷ می باشد و داریم:

$$x = \frac{(4 \times 314) \times (0.85 \times 400)}{0.74(300)(0.65 \times 25)} = 118 \text{ mm}$$

## محاسبات-۹۱

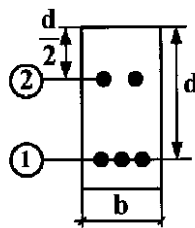
۳۶- مقطع تیر بتون آرمه‌ی زیر، در حالت متوازن (بالانس) قرار دارد. نیروی کل آرماتورهای ردیف ۱ چند برابر نیروی کل آرماتورهای ردیف ۲ می‌باشد؟ ( $\sigma_{s1} = 0.003$  کرنش نهایی بتون و  $\sigma_{s2} = 0.002$  کرنش تسلیم فولاد) جنس و سطح مقطع کلیه‌ی آرماتورها یکسان فرض شود.  $\phi_c = \phi_s = 1$

-۴ (۱)

+۴ (۲)

-۶ (۳)

+۶ (۴)



گزینه ۳

$$x = \frac{0.003}{0.003 + 0.002} d = 0.6d$$

آرماتورهای ردیف ۲ در ناحیه فشاری قرار دارند.

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_1 &= 0.002 \\ \varepsilon_2 &= \frac{(0.6 - 0.5)d}{0.6d} \times 0.003 = 0.0005 \end{aligned} \right\} \rightarrow \frac{f_1}{f_2} = \frac{0.002 \times 3}{-0.0005 \times 2} = -6$$



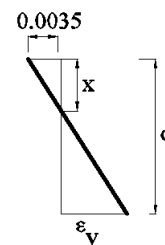
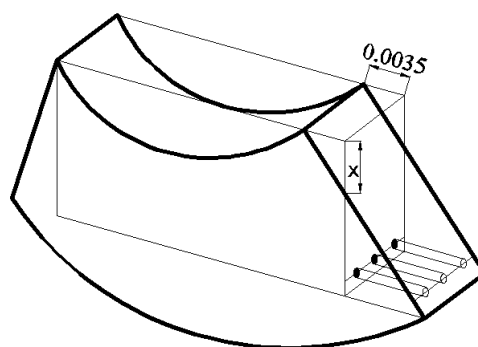
۳- تیری با مقطع مستطیل شکل ( $d=500 \text{ mm}$ ,  $b=300 \text{ mm}$ ) مفروض است. در صورتیکه فولاد مصرفی از نوع S400 و بتن مصرفی در حالت اول از رده C30 و در حالت دوم از رده C60 باشد، نسبت فاصله محور خنثی تا دورترین تار فشاری بتن در مقطع متعادل در حالت اول به همین فاصله در حالت دوم به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

- (۱) ۰.۹۰ (۲) ۰.۹۴ (۳) ۱.۰۰ (۴) ۱.۰۶
- گزینه ۴

وقتی مقطع در حالت تعادل است عمق تار خنثی، مطابق شکل زیر، تنها به کرنش نهایی بتن (۰.۰۰۳۵) و کرنش نهایی فولاد (۰.۰۰۲) بستگی دارد. با تغییر مقاومت بتن از ۳۰ به ۶۰، کرنش نهایی آن از ۰.۰۰۳۵ به ۰.۰۰۳ کاهش می یابد.

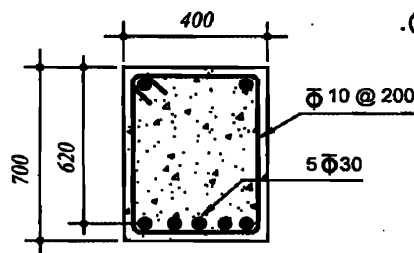
جدول ۹-۱۴-۱

رده بتن	C۱۲ تا C۵۰	C۵۵	C۶۰	C۷۰	C۸۰	C۹۰	C۱۰۰	C۱۲۰
$\varepsilon_{cu}$	۰/۰۰۳۵	۰/۰۰۳۲	۰/۰۰۳۰	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۲۸



$$x_1 = \frac{0.0035}{0.0035 + 0.002} d = \frac{7}{11} d \quad x_2 = \frac{0.0030}{0.0030 + 0.002} d = \frac{3}{5} d \quad \left| \frac{x_1}{x_2} = \frac{35}{33} = 1.06 \right.$$

۲۹- با فرض خطی بودن توزیع کرنش در ارتفاع مقطع تیر با شکل مقابل، کرنش فولاد تحت لنگر خمشی مقاوم مقطع به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ بتن از رده C70 و فولاد میلگردها S400 و  $E_s = 200 \text{ GPa}$  می باشد. در محاسبات از آرما تور فشاری صرف نظر گردد. (ابعاد به میلی متر و پنج میلگرد پایین تحت کشش هستند).



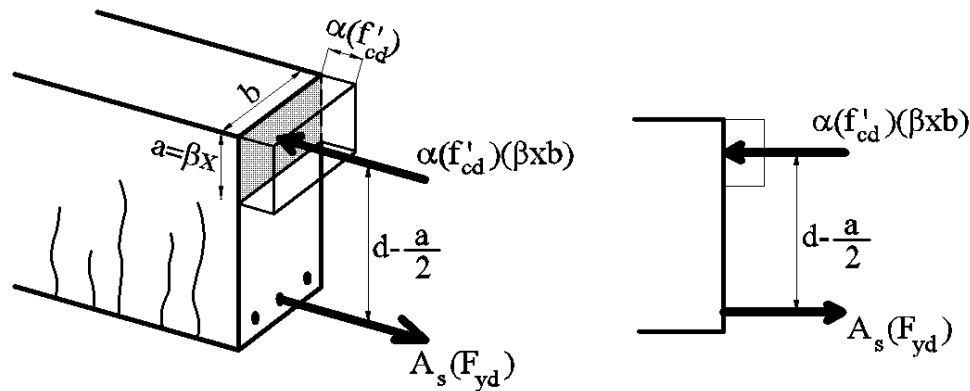
- (۱) ۰.۰۱۵۲ (۲) ۰.۰۰۲۸ (۳) ۰.۰۰۲۰ (۴) ۰.۰۱۲۸

گزینه ۴

$$x = \frac{A_s (F_{yd})}{\alpha \beta (b) (f'_{cd})}$$

$$= \frac{5 \times 3.14 \times 15^2 (0.85 \times 400)}{(0.85 - 0.0015 \times 70) (0.97 - 0.0025 \times 70) (400) (0.65 \times 70)} = 111.42 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{d - x}{x} \varepsilon_{cu} = \frac{620 - 111.42}{111.42} \times 0.0028 = 0.01278$$



$$x = \frac{A_s(F_{yd})}{\alpha\beta(b)(f'_{cd})}$$

$$M_r = A_s F_{yd} Z = A_s F_{yd} \left( d - \frac{\beta x}{2} \right) = A_s F_{yd} \left( d - \frac{A_s(F_{yd})}{2\alpha(b)(f'_{cd})} \right)$$

$$M_r = A_s F_{yd} d \left( 1 - \frac{1}{2\alpha} \rho \frac{F_{yd}}{f'_{cd}} \right) = \rho F_{yd} b d^2 \left( 1 - \frac{1}{2\alpha} \rho \frac{F_{yd}}{f'_{cd}} \right)$$

نکته: اگر ظرفیت خمشی اسمی مقطع خواسته شود، در هیچ یک از مراحل محاسبه ظرفیت از ضرایب کاهش ظرفیت نباید استفاده کنیم. یعنی  $\phi_c$  و  $\phi_s$  را برابر یک در نظر می گیریم.

محاسبات ۸۴- پایه ۳

۳۳- در مقطعی از یک تیر بتن آرمه با فولاد کششی تنها، چنانچه فولادهای کششی و عمق مؤثر آنها دو برابر شوند و سایر مشخصات تغییر نکنند، لنگر خمشی نهایی مقطع ..... برابر خواهد شد.

۱۶ (۴)

۸ (۳)

۴ (۲)

۲ (۱)

گزینه ۲

محاسبات ۸۶

۴۳- در یک عضو خمشی بتن آرمه با مقطع مستطیل، چنانچه فولادهای کششی ۳ برابر، عمق مؤثر مقطع ۱/۵ برابر و عرض مقطع ۲ برابر شود، لنگر مقاوم در حد نهایی ..... برابر خواهد شد.

۶/۷۵ (د)

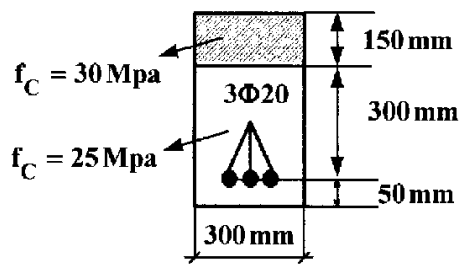
۴/۵ (ج)

۲/۲۵ (ب)

۹ (الف)

گزینه ۳

مقطع تیر بتون آرمه به ابعاد  $300 \times 350 \text{ mm}$  موجود است. برای تقویت مقاومت خمشی آن به ضخامت  $150 \text{ mm}$  بتون با مقاومت فشاری  $30 \text{ MPa}$  روی آن اجرا شده است. افزایش لنگر خمشی مقاوم مقطع کدام است؟



(۱) ۱/۲

(۲) ۱/۶

(۳) ۲

(۴) ۲/۴

محاسبه دقیق:

$$\rho_1 = \frac{3 \times 314}{300 \times 300} = 0.01047 \quad \alpha_1 = 0.8125 \quad \beta_1 = 0.9075$$

$$\rho_2 = \frac{3 \times 314}{300 \times 450} = 0.00698 \quad \alpha_2 = 0.805 \quad \beta_2 = 0.895$$

$$M_{r1} = A_s F_{yd} d \left( 1 - \frac{1}{2\alpha} \rho \frac{F_{yd}}{f'_{cd}} \right) = A_s F_{yd} \times 300 \left( 1 - 0.615 \times 0.01047 \frac{0.85 \times 400}{0.65 \times 25} \right)$$

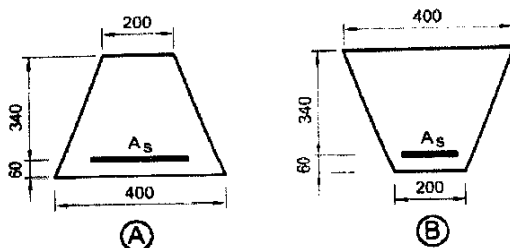
$$M_{r2} = A_s F_{yd} d \left( 1 - \frac{1}{2\alpha} \rho \frac{F_{yd}}{f'_{cd}} \right) = A_s F_{yd} \times 450 \left( 1 - 0.621 \times 0.00698 \frac{0.85 \times 400}{0.65 \times 30} \right)$$

$$\frac{M_{r2}}{M_{r1}} = \frac{450 \left( 1 - 0.615 \times 0.00698 \frac{0.85 \times 400}{0.65 \times 30} \right)}{300 \left( 1 - 0.621 \times 0.01047 \frac{0.85 \times 400}{0.65 \times 25} \right)} = 1.6$$

روش تقریبی:

$$\frac{M_{r2}}{M_{r1}} = \frac{d_2}{d_1} \times 1.1 = 1.5 \times 1.1 = 1.65$$

۴۵- در صورتی که مقدار آرماتور کششی در هر دو مقطع شکل زیر برابر  $A_s = 4\Phi 20$  باشد، نسبت لنگر خمشی مقاوم مقطع A به لنگر خمشی مقاوم مقطع B به کدامیک از اعداد زیر نزدیک تر است؟ (بتن از رده C30 و فولاد از نوع S400 و ابعاد به میلی متر می باشد.)



1.20 (۱)

0.8 (۲)

1.1 (۳)

0.9 (۴)

گزینه ۴

با توجه به رابطه  $M = A_s F_{yd} Z$  و از آنجا که هر دو مقطع  $A_s$  یکسان دارند، تنها تفاوت آنها مقدار  $Z$  می باشد. مقدار  $Z$  نیز بسته به شکل مقطع و درصد میلگرد بین  $0.75d$  تا  $0.95d$  می تواند تغییر کند. در این سوال باید مقدار  $Z$  در هر دو مقطع محاسبه شود.

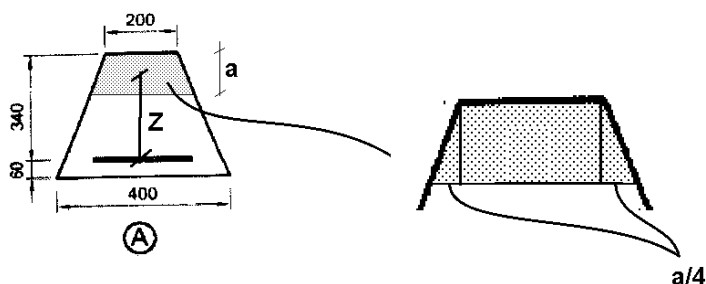
مقطع A:

$$C = T \rightarrow \left(200a + \frac{a^2}{4}\right) \alpha f'_{cd} = A_s F_{yd} \rightarrow \left(200a + \frac{a^2}{4}\right) 0.8 \times 0.65 \times 30 = 4 \times 314 \times 0.85 \times 400$$

$$a = 119 \text{ mm}$$

با فرض اینکه مرکز سطح قسمت هاشور خورده به صورت تقریبی در میانه مقطع باشد، داریم:

$$Z_A = 340 - \frac{a}{2} = 280 \text{ mm}$$



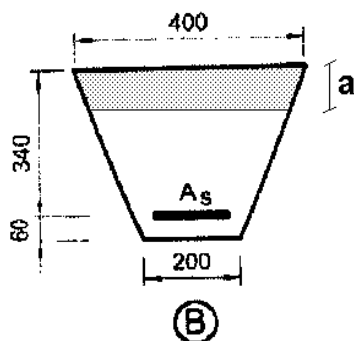
مقطع B:

$$C = T \rightarrow \left(400a - \frac{a^2}{4}\right) \alpha f'_{cd} = A_s F_{yd} \rightarrow \left(400a - \frac{a^2}{4}\right) 0.8 \times 0.65 \times 30 = 4 \times 314 \times 0.85 \times 400$$

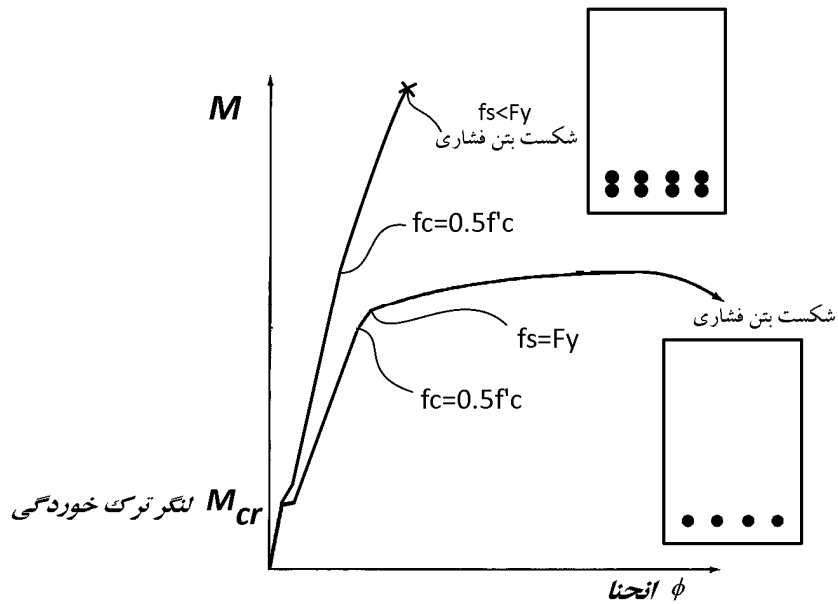
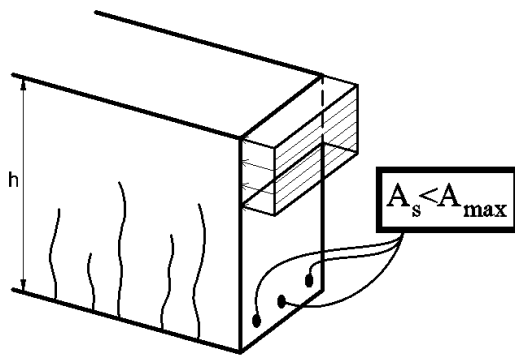
$$a = 72 \text{ mm}$$

با فرض اینکه مرکز سطح قسمت هاشور خورده به صورت تقریبی در میانه مقطع باشد، داریم:

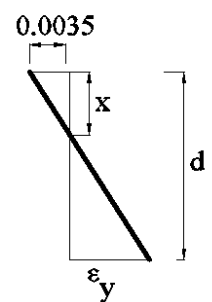
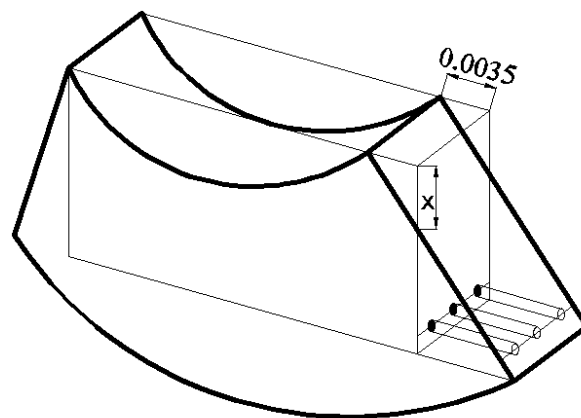
$$Z_B = 340 - \frac{a}{2} = 304 \text{ mm}$$



$$\frac{M_A}{M_B} = \frac{Z_A}{Z_B} = \frac{280}{304} = 0.92$$



در شکل فوق به دلیل پر فولاد بودن دیوار، میلگردها تسلیم نشده اند.



## ۳-۱۴-۹ فرضیات طراحی مقطع

۲-۳-۱۴-۹ حداکثر تغییرشکل نسبی بتن در دورترین تار فشاری،  $\epsilon_{cu}$ ، مطابق جدول ۱-۱۴-۹ در

نظر گرفته می‌شود.

جدول ۱-۱۴-۹

رده بتن	C۵۰ تا C۱۲	C۵۵	C۶۰	C۷۰	C۸۰	C۹۰	C۱۰۰	C۱۲۰
$\epsilon_{cu}$	۰/۰۰۳۵	۰/۰۰۳۲	۰/۰۰۳۰	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۲۸

## ۴-۱۴-۹ ضوابط کلی طراحی

آرماتور بالانس  $\Rightarrow$  ۱-۴-۱۴-۹ مقطع متعادل مقطعی است که در حالت حدی نهایی مقاومت، تغییرشکل نسبی

آرماتور کششی در آستانه رسیدن به تغییرشکل نسبی جاری شدن قرار گرفته و همزمان، تغییرشکل

نسبی بتن فشاری به مقدار نهایی مفروض در بند ۲-۳-۱۴-۹ برسد.

## ۵-۱۴-۹ محدودیت‌های آرماتورها در قطعات خمشی

۱-۵-۱۴-۹ حداکثر مقدار آرماتور کششی  $\Rightarrow$ 

آرماتور حداکثر در تیرها

در قطعات میله‌ای تحت خمش و یا تحت خمش و نیروی محوری فشاری توأم که در آنها نیروی

محوری کمتر از هر دو مقدار  $A_g$  و  $0.15\phi_c f'_c A_g$  و  $N_{pb}$  است. مقدار  $A_g$  باید به گونه‌ای باشد که

روابط (۵-۱۴-۹) و (۶-۱۴-۹) برقرار گردد:

$$\frac{x}{d} \leq \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \frac{f_y}{E_s}} \quad (۵-۱۴-۹)$$

$$\rho \leq 0.025 \quad (۶-۱۴-۹)$$

با توجه به محدودیت‌های فوق، مقدار آرماتور بالانس را در تیرها به صورت زیر تعریف کرد:

$$\rho_{max} = \text{Min} \left\{ \rho_{bal} = \alpha \beta \frac{f'_c}{F_{yd}} \left( \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \frac{F_y}{E_s}} \right), 0.025 \right\}$$

$F_y$	$f'_c$	$\alpha$	$\beta$	$\alpha\beta$	$\rho_{max}$
400	20	0.8200	0.9200	0.7544	0.0184
400	21	0.8185	0.9175	0.7510	0.0192
400	22	0.8170	0.9150	0.7476	0.0200
400	23	0.8155	0.9125	0.7441	0.0208
400	24	0.8140	0.9100	0.7407	0.0216
400	25	0.8125	0.9075	0.7373	0.0224
400	26	0.8110	0.9050	0.7340	0.0232
400	27	0.8095	0.9025	0.7306	0.0240
400	28	0.8080	0.9000	0.7272	0.0248
400	29	0.8065	0.8975	0.7238	0.025
400	30	0.8050	0.8950	0.7205	0.025
300	20	0.8200	0.9200	0.7544	0.025
300	21	0.8185	0.9175	0.7510	0.025
300	22	0.8170	0.9150	0.7476	0.025
300	23	0.8155	0.9125	0.7441	0.025
300	24	0.8140	0.9100	0.7407	0.025
300	25	0.8125	0.9075	0.7373	0.025
300	26	0.8110	0.9050	0.7340	0.025
300	27	0.8095	0.9025	0.7306	0.025
300	28	0.8080	0.9000	0.7272	0.025
300	29	0.8065	0.8975	0.7238	0.025
300	30	0.8050	0.8950	0.7205	0.025

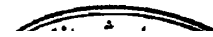
۳۲- حداکثر سطح مقطع آرماتور کششی در یک تیر بتنی غیر باربر جانبی به ابعاد  $400 \times 400 \text{ mm}$  برحسب میلی‌مترمربع به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ بتن از رده C25 و فولاد میلگردها از نوع S400 بوده و ارتفاع مؤثر مقطع را برابر 340 میلی‌متر فرض نمایید.

2850 (۴)

3050 (۳)

3400 (۲)

3580 (۱)



گزینه ۳

با توجه به جداول کمکی انتهای جزوه بتن اینجانب داریم:

$$\rho_{max} = 0.0224 \rightarrow A_{smax} = 0.0224 \times 400 \times 340 = 3046.4 \text{ mm}^2$$

۳۳- حداکثر مقدار آرماتور کششی تیری به ابعاد مقطع  $b = 35 \text{ cm}$  و  $d = 30 \text{ cm}$  (مقطع بدون آرماتور فشاری) به کدام گزینه زیر نزدیک‌تر است؟

$$f_c = 22.5 \text{ MPa}$$

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

19.8 سانتیمتر مربع (۲)

16.1 سانتیمتر مربع (۱)

26.3 سانتیمتر مربع (۴)

21.4 سانتیمتر مربع (۳)

گزینه ۳

با توجه به جدول انتهای جزوه داریم:

$$\rho_{max} = 0.0204 \rightarrow A_s = 21.42$$

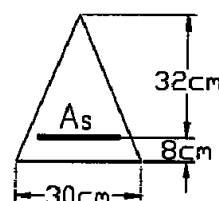
۴۲- در صورتی که  $f_c = 20 \text{ MPa}$   $f_y = 300 \text{ MPa}$  باشد سطح مقطع  $A_s$  نظر حالت بالانس چقدر است؟

$$1/86 \text{ cm}^2 \text{ (۱)}$$

$$7/26 \text{ cm}^2 \text{ (۲)}$$

$$1/26 \text{ cm}^2 \text{ (۳)}$$

$$7/86 \text{ cm}^2 \text{ (۴)}$$

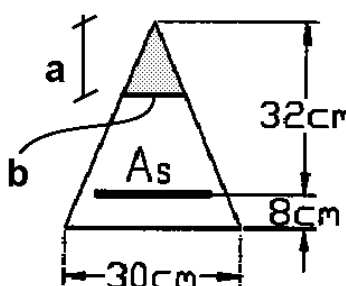


گزینه ؟

$$x_b = \frac{0.0035}{0.0035 + 0.0015} d = 0.7d = 22.4 \text{ cm}$$

$$a = \beta x = 0.92x = 20.608 \text{ cm}$$

$$b = \frac{3}{4} a = 15.456 \text{ cm}$$



$$C = T \rightarrow \frac{ab}{2} \alpha f'_{cd} = A_s F_{yd}$$

$$\frac{20.608 \times 15.456}{2} \times 0.82 \times 0.65 \times 20 = A_s \times 0.85 \times 300 \rightarrow A_s = 6.65 \text{ cm}^2$$

۳۷- درصد آرماتور متعادل مقطع یک تیر بتنی با مقطع مربع 40×40 cm به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ ( $f_c = 22.5 \text{ MPa}$  و  $f_y = 400 \text{ MPa}$ )

(۲) 1.93 درصد

(۱) 1.72 درصد

(۴) 1.88 درصد

(۳) 2.04 درصد

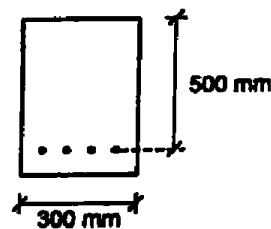
با توجه به جدول انتهای جزوه گزینه ۳ صحیح است.

$$\alpha = 0.85 - 0.0015 \times 22.5 = 0.81625$$

$$\beta = 0.97 - 0.0025 \times 22.5 = 0.91375$$

$$\alpha \beta \frac{f'_{cd}}{F_{yd}} \left( \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \frac{F_y}{E_s}} \right) = 0.746 \frac{0.65 \times 22.5}{0.85 \times 400} \left( \frac{0.0035}{0.0035 + \frac{400}{2 \times 10^5}} \right) = 0.0204$$

۲۴- در مقطع یک عضو خمشی مطابق شکل ( $b=300 \text{ mm}$ ,  $d=500 \text{ mm}$ ) در صورتیکه بتن از رده C30 و فولاد از نوع S400 با سطح مقطع  $A_s = 4\Phi 20$  باشد، تغییرشکل نسبی فولاد در حالت حدی نهایی (موقعی که تغییرشکل نسبی بتن در دورترین تار فشاری به 0.0035 می‌رسد) به کدامیک از اعداد زیر نزدیکتر است؟ توزیع تغییرشکل نسبی در ارتفاع مقطع بصورت خطی می‌باشد و  $\phi_c = 0.65$  فرض شود.



(۱) 0.018

(۲) 0.002

(۳) 0.005

(۴) 0.014

گزینه ۴

ابتدا با استفاده از تعادل  $C=T$  ارتفاع تار خنثی محاسبه می‌شود. در نوشتن معادله تعادل ابتدا فرض می‌شود فولادها تسلیم خواهند شد:

$$\beta = 0.85 - 0.0015 f_c = 0.805$$

$$\alpha = 0.97 - 0.0025 f_c = 0.895$$

$$(\beta x) b (\alpha f'_{cd}) = A_s F_{yd}$$

$$\rightarrow 0.805 \times 0.895 \times 300 \times 0.65 \times 30 \times x = 4 \times 314 \times 0.85 \times 400$$

$$x = 101.32 \text{ mm}$$

پس از یافتن عمق تار خنثی می‌توان کرنش فولادها را بر اساس دیاگرام کرنش ها بدست آورد:

$$\frac{\epsilon_s}{d - x} = \frac{0.0035}{x}$$

$$\frac{\epsilon_s}{500 - 101.32} = \frac{0.0035}{101.32} \rightarrow \epsilon_s = 0.0138$$

پس از بدست آوردن کرنش فولاد باید کنترل شود که آیا فرض تسلیم شدن آنها صحیح است یا نه؟ با توجه به اینکه کرنش تسلیم فولادها 0.002 می‌باشد، فولادها تسلیم شده‌اند و فرض اولیه صحیح بوده است.



### ۴-۳-۲-۴-۹ $\rho_{min}$ تیر

#### ۳-۲۳-۹ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری متوسط

۳-۱-۳-۲۳-۹ آرماتورهای طولی و عرضی

۳-۲۳-۹-۱-۲-۱ در تمامی مقاطع عضو خمشی نسبت آرماتورها، هم در پایین و هم در بالا، نباید کمتر از مقادیر  $\frac{1}{4}$  و  $\frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y}$  و نسبت آرماتور کششی نباید بیشتر از ۰/۰۲۵ اختیار شود. حداقل دو میلگرد با قطر مساوی یا بزرگتر از ۱۲ میلی‌متر باید هم در پایین و هم در بالای مقطع در سراسر طول ادامه یابند. ضابطه بند ۳-۲-۵-۱۴-۹ در این حالت نیز معتبر است.

#### ۴-۲۳-۹ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد

۴-۱-۴-۲۳-۹ آرماتور طولی

۴-۲۳-۹-۱-۲-۱ در تمامی مقاطع عضو خمشی نسبت آرماتور، هم در پایین و هم در بالا، نباید کمتر از مقادیر  $\frac{1}{4}$  و  $\frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y}$  و نسبت آرماتور کششی نباید بیشتر از ۰/۰۲۵ اختیار شود. حداقل دو میلگرد با قطر ۱۲ میلی‌متر یا بیشتر باید هم در پایین و هم در بالای مقطع در سراسر طول تعبیه شود. ضابطه بند ۴-۲-۵-۱۴-۹ در این حالت نیز معتبر است.

۲-۵-۱۴-۹ حداقل مقدار آرماتور کششی

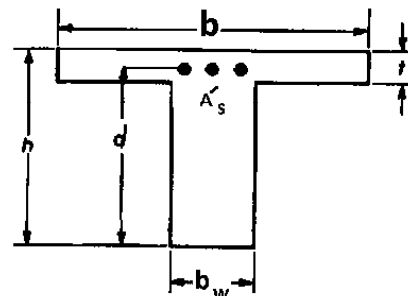
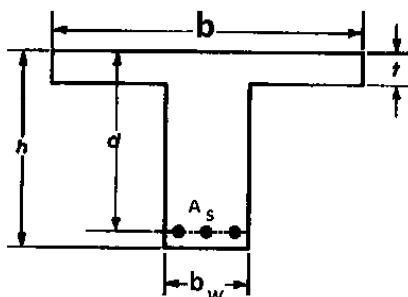
۲-۵-۱۴-۹-۱ در هر مقطع از قطعات میله‌ای تحت خمش (به جز موارد مندرج در بند ۳-۲-۵-۱۴-۹) مقدار آرماتور به کار رفته در مقطع،  $A_s$ ، باید به گونه‌ای باشد که رابطه (۷-۱۴-۹) برقرار باشد:

$$\rho \geq \max \left( \frac{1/4}{f_y}, \frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y} \right) \quad (7-14-9)$$

۲-۵-۱۴-۹-۲ در تیرهای با مقطع T شکل و تیرچه‌هایی که در آنها جان مقطع در کشش قرار دارد

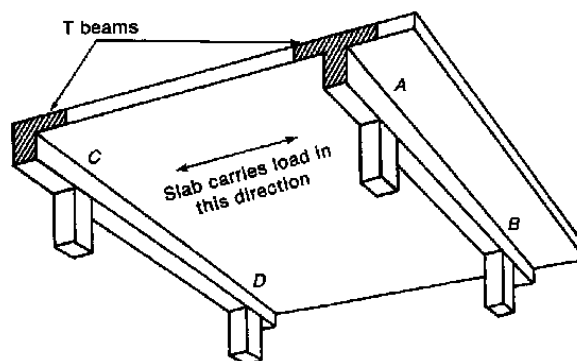
$\rho$ ، به دست آمده از بند ۱-۲-۵-۱۴-۹ متناظر با سطح مقطع موثر  $A_e = b_w d$  می‌باشد. در اعضای معین استاتیکی با مقطع T شکل که بال مقطع در کشش می‌باشد مقدار بدست آمده از بند ۱-۲-۵-۱۴-۹ متناظر با سطح مقطع موثر،  $A_e$ ، که بر اساس جایگزینی  $b_w$  با کمترین دو مقدار  $2b_w$  و عرض بال، محاسبه شده باشد، خواهد بود.

۳-۲-۵-۱۴-۹-۳ در صورتی که سطح مقطع فولاد کششی محاسبه شده با فرضیات بند ۳-۱۴-۹ کمتر از مقادیر حاصل از بند ۱-۲-۵-۱۴-۹ و ۲-۵-۱۴-۹ باشد، در همه حالات شکل‌پذیری، قرار دادن ۱/۳۳ برابر مقدار حاصل از محاسبه به عنوان فولاد کششی مقطع کافی می‌باشد.



$$A_{s\_min} = \max \left( \frac{0.25\sqrt{f_c}}{F_y}, \frac{1.4}{F_y} \right) b_w d$$

$$A'_{s\_min} = \max \left( \frac{0.25\sqrt{f_c}}{F_y}, \frac{1.4}{F_y} \right) \times \min(2b_w, b) \times d$$



آرماتور حداقل خمشی در تیرهای بتنی:

$$\rho_{min-تیرها} = \min \left[ \begin{array}{c} \max \left( \frac{0.25\sqrt{f_c}}{F_y}, \frac{1.4}{F_y} \right) \\ 1.33 \times \left( \text{درصد میلگرد کششی محاسباتی} \right) \end{array} \right]$$

نکته: برای پی‌ها و دال‌ها حداقل آرماتور حرارتی باید رعایت شود.

۳۶- در یک تیر بتن آرمه از یک ساختمان با شکل پذیری زیاد که عرض آن ۴۰ سانتیمتر و ارتفاع موثر آن ۷۵ سانتیمتر است، مساحت میلگردهای کششی ۹۰ سانتیمترمربع می باشد. کدام گزینه صحیح است؟ (آرماتور مصرفی از نوع A-II با  $f_y = 3000 \text{ Kg/cm}^2$  و بتن مصرفی از نوع C25 می باشد).

(۱) مساحت میلگردهای کششی بیش از مقدار مجاز است.

(۲) مساحت میلگردهای کششی کمتر از مقدار مجاز است.

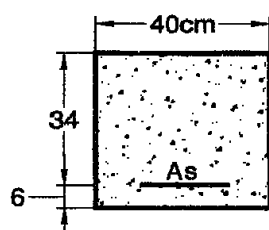
(۳) مساحت میلگردها در حد مجاز است.

(۴) مساحت میلگردها در حد مجاز است ولی عرض مقطع کمتر از حد مجاز می باشد.

درصد میلگرد مصرفی  $\rho = \frac{90}{40 \times 75} = 0.03$  می باشد که بیش از مقدار مجاز می باشد.

گزینه ۱

۳۵- در صورتی که لنگر طراحی مقطع تیر زیر برابر  $M_u = 40 \text{ kN.m}$  باشد مقدار آرماتور کششی مورد نیاز مقطع به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر می باشد؟ (بتن در جا می باشد).  $f_y = 400 \text{ MPa}$ ,  $f_c = 22.5 \text{ MPa}$ .



(۱)  $A_s = 5.6 \text{ cm}^2$

(۲)  $A_s = 3.6 \text{ cm}^2$

(۳)  $A_s = 4.8 \text{ cm}^2$

(۴)  $A_s = 5.2 \text{ cm}^2$

گزینه ۳

روش دقیق:

$$M_u \leq M_r \rightarrow 40 \times 10^6 \leq A_s F_{dy} \left( d - \frac{A_s (F_{yd})}{2\alpha(b)(f'_{cd})} \right)$$

$$40 \times 10^6 \leq A_s \times 0.85 \times 400 \left( 340 - \frac{A_s (0.85 \times 400)}{2 \times 0.82 \times (400)(0.65 \times 22.5)} \right)$$

$$40 \times 10^6 \leq A_s (115600 - 12A_s) \rightarrow A_s = 360 \text{ mm}^2$$

روش تقریبی:

$$M_u \leq M_r \rightarrow 40 \times 10^6 \leq A_s F_{dy} (.9d)$$

$$40 \times 10^6 \leq A_s \times 0.85 \times 400 (.9 \times 340)$$

$$\rightarrow A_s = 384 \text{ mm}^2$$

کنترل درصد میلگرد:

$$\rho = \frac{360}{400 \times 340} = 0.0026 \rightarrow \rho_{min} = \text{Min}[0.0035, 1.33 \times 0.0026] = 0.0035 \rightarrow A_s = 476 \text{ mm}^2$$

۲۹- تیر بتن آرمه با مقطع مستطیلی به عرض ۴۰ سانتیمتر و ارتفاع موثر ۵۴ سانتیمتر مفروض است. مقدار مساحت فولاد کششی تیر برای لنگرهای  $M_D = 50 \text{ kN.m}$  و  $M_L = 25 \text{ kN.m}$  در حالتی که از فولاد فشاری استفاده نشده باشد به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

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

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

$$(۲) 6.05 \text{ سانتیمتر مربع}$$

$$(۱) 6.58 \text{ سانتیمتر مربع}$$

$$(۴) 7.56 \text{ سانتیمتر مربع}$$

$$(۳) 8.56 \text{ سانتیمتر مربع}$$

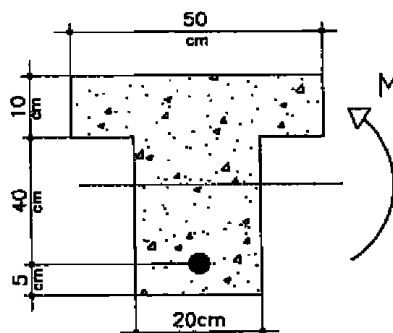
$$\alpha = 0.82$$

$$(M_u = 100 \text{ kN.m} \times 10^6) = \rho F_{yd} b \left( 1 - \frac{1}{2\alpha} \rho \frac{F_{yd}}{f_{cd}} \right)$$

$$= \rho (0.85 \times 400) 540^2 \times 400 \left( 1 - \frac{1}{2 \times 0.82} \rho \frac{0.85 \times 400}{0.65 \times 20} \right)$$

$$\rightarrow \rho = 0.00263 \quad \rightarrow \rho_{min} = \text{Min}[0.0035, 1.33 \times 0.00263] = 0.0035 \rightarrow A_s = 756 \text{ mm}^2$$

۴۶- چنانچه تیر بتنی با مقطع T شکل تحت اثر لنگر خمشی مثبت M قرار گرفته و محل تار خنثی مطابق شکل می باشد، براساس مبحث نهم مقررات ملی ساختمان حداقل آرماتور بکاررفته (بدون توجه به آرماتور محاسباتی) کدامیک از مقادیر زیر است؟



$$f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$(A_s)_{min} = 8.7 \text{ cm}^2 \quad (۱)$$

$$(A_s)_{min} = 7 \text{ cm}^2 \quad (۲)$$

$$(A_s)_{min} = 3.5 \text{ cm}^2 \quad (۳)$$

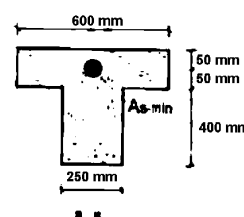
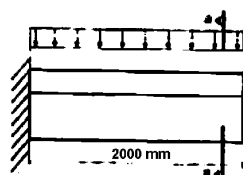
$$(A_s)_{min} = 3.125 \text{ cm}^2 \quad (۴)$$

گزینه ۳

$$\rho_{min-تیرها} = \text{Min} \left[ \text{Max} \left( \frac{0.25\sqrt{f_c}}{F_y}, \frac{1.4}{F_y} \right), 1.33 \times \left( \text{درصد میلگرد کششی محاسباتی} \right) \right]$$

$$\rho_{min-تیرها} = \text{Max} \left( \frac{0.25\sqrt{25}}{400}, \frac{1.4}{400} \right) = 0.0035 \rightarrow A_{s-min} = 0.0035 \times 500 \times 200 = 350 \text{ mm}^2$$

۳۹- در شکل زیر طول و مقطع یک تیر بتنی طره‌ای نمایش داده شده است. چنانچه نیروهای حاکم بر طراحی تیر مذکور نقلی باشد، بدون توجه به میزان آرماتورهای محاسباتی، حداقل آرماتور مورد نیاز  $(A_{s-min})$  به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ بتن از رده C25 و آرماتور از نوع S400 می باشد.



$$(۱) 4.73 \text{ سانتی مترمربع}$$

$$(۲) 3.94 \text{ سانتی مترمربع}$$

$$(۳) 9.45 \text{ سانتی مترمربع}$$

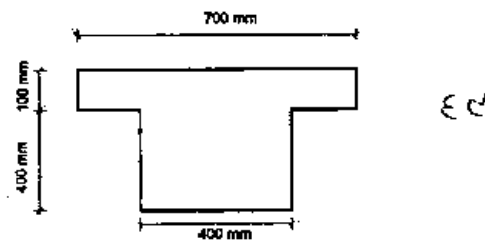
$$(۴) 7.88 \text{ سانتی مترمربع}$$

گزینه ۴

$$\text{Max} \left( \frac{1.4}{400}, \frac{0.25 \times \sqrt{25}}{400} \right) \times (\text{Min}(2b_w, 600) \times 450) = \frac{1.4}{400} \times (500 \times 450) = 787.5 \text{ mm}^2$$

## محاسبات ۹۳

۴- حداقل مقدار فولاد کششی (بدون توجه به سطح مقطع فولاد کششی محاسباتی لازم) برای یک تیر طره با مقطع مطابق شکل که تحت اثر لنگر خمشی منفی قرار دارد، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ عمق مؤثر مقطع 430 میلی متر است و رده بتن C40 و رده فولاد S400 می باشد.



- (۱)  $700 \text{ mm}^2$   
 (۲)  $1000 \text{ mm}^2$   
 (۳)  $1200 \text{ mm}^2$   
 (۴)  $1400 \text{ mm}^2$

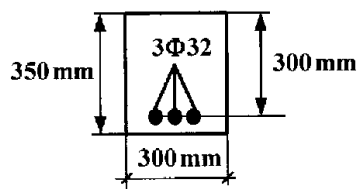
گزینه ۳

طبق جدول انتهای جزوه درصد میلگرد حداقل برابر 0.00395

$$0.00395 \times (700 \times 430) = 1189 \text{ mm}^2$$

## محاسبات ۹۱

۳۷- مقطع تیری مطابق شکل زیر می باشد. رفتار خمشی تیر چگونه است؟  $f_c = 25 \text{ MPa}$   $f_y = 400 \text{ MPa}$



- (۱) پر فولاد  
 (۲) کم فولاد  
 (۳) غیر مسلح  
 (۴) متعادل

گزینه ۱

$$\rho = \frac{3 \times 3.14 \times 16^2}{300 \times 300} = 0.0268$$

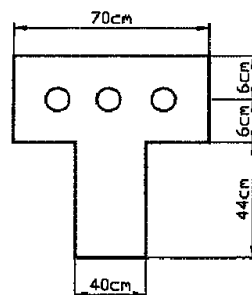
با توجه به جدول انتهای جزوه، مقدار  $\rho_{max}$  برابر 0.0224 می باشد که محاسبات آن در ادامه آمده است:

$$\begin{cases} \alpha = 0.85 - 0.0015 \times 25 = 0.8125 \\ \beta = 0.97 - 0.0025 \times 25 = 0.9075 \end{cases}$$

$$\rho_{max} = \alpha \beta \frac{f'_{cd}}{F_{yd}} \left( \frac{700}{700 + F_y} \right) = 0.8125 \times 0.9075 \times \frac{0.65 \times 25}{0.85 \times 400} \times \frac{700}{1100} = 0.0224$$

## محاسبات ۹۰

۳۴- حداقل آرماتور لازم یک تیر طره با مقطع مطابق شکل با  $f_c = 25 \text{ MPa}$  و  $f_y = 400 \text{ MPa}$  به کدامیک از گزینه های زیر نزدیکتر است؟

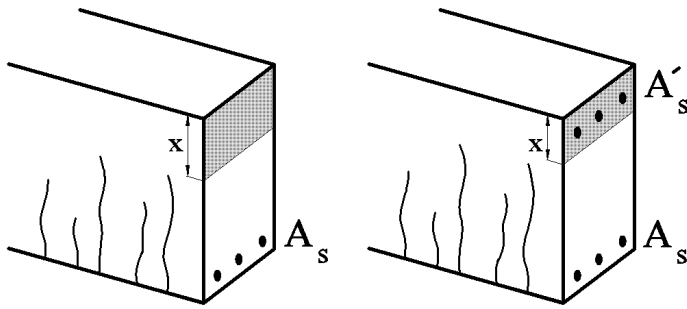


- (۱) 12 سانتیمتر مربع  
 (۲) 7 سانتیمتر مربع  
 (۳) 8 سانتیمتر مربع  
 (۴) 14 سانتیمتر مربع

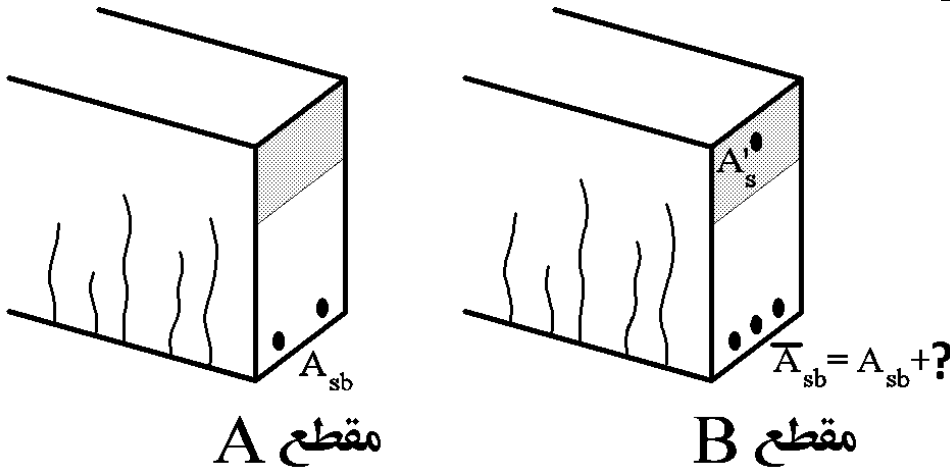
گزینه ۱

۳-۵-  $A'_s$  و شکل پذیری

- تاثیر فولاد فشاری بر عمق تار خنثی:



- تاثیر فولاد فشاری بر آرماتور بالانس



فرض کنید مقطع A در حالت بالانس باشد. اگر به این مقطع مطابق مقطع B آرماتور فشاری اضافه گردد، مقدار آرماتور بالانس چه تغییری می کند؟ هدف یافتن ؟ در شکل می باشد.  
با توجه به اینکه در هر دو مقطع حالت بالانس داریم، ارتفاع تار خنثی در هر دو یکی بوده و تغییر نمی کند (چرا؟)  
در مقطع A داریم:

$$C = T \rightarrow (A_{sb})F_{yd} = ab(\alpha f'_{cd})$$

در مقطع B داریم:

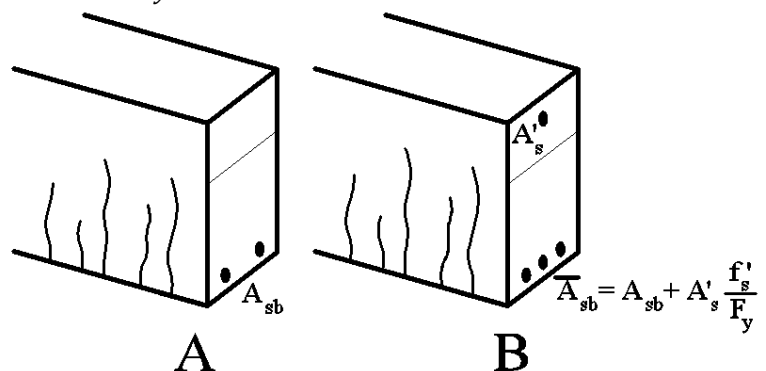
$$\begin{aligned} C = T &\rightarrow (A_{sb} + ?)F_{yd} = ab(\alpha f'_{cd}) + A'_s f'_{sd} \\ &\rightarrow (?)F_y = A'_s f'_s \\ &\rightarrow (?) = A'_s \frac{f'_s}{F_y} \end{aligned}$$

تension of steel pressure

$$\overline{A_{sb}} = A_{sb} + \frac{P'_s}{P_y} A'_s$$

تension of steel pressure

تension of steel pressure



به شرط اینکه آرماتورهای فشاری نیز جاری می شوند:

$$\overline{A_{sb}} = A_{sb} + A'_s$$

تشریح فولاد فشاری

در صورت آرماتور مجاز به اندازه این مقدار افزوده می شود.

$$\bar{P}_b = P_b + \frac{P_s}{F_y} \rho'$$

$\rho' = \frac{A_s'}{b_w d}$

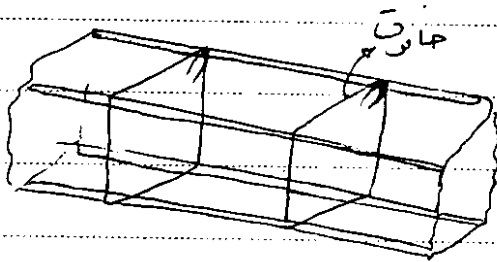
- تاثیر فولاد فشاری بر خزش

با افزودن فولاد فشاری ← خزش ↓ (خزش فشاری بتن با کاهش می دهد چون در محلات خزش ناچیز است)

← تغییر شطرنجی بلند مدت ↓

- کاربرد اجرایی فولاد فشاری

نکته: فولاد فشاری می تواند به عنوان تکیه گاه آرماتورهای عرضی (خاموت) استفاده شود.



- تاثیر فولاد فشاری بر مقاومت خمشی

۱- مقطع کم فولاد (شکل پذیر) (مقدار کمتر حدوداً ۱۰٪ افزایش می یابد)

$M = A_s F_y \times 1.1 Z$

۲- مقطع پر فولاد (ترد شکن)

$M = A_s \bar{P}_s Z < A_s F_y Z$

$\epsilon_s < \epsilon_y$

چنانچه مشاهده می شود در مقطع پر فولاد، مولدهای کشش جاری نمی شوند و در عمل ظرفیت کامل آنرا ( $A_s F_y$ ) مورد استفاده قرار نمی گیرد، برای رفع این مشکل دو راه حل داریم:

**کنترل جاری شدن میلگردهای فشاری** (در صورتی که میلگردهای کششی جاری شوند):

در صورتی که میلگردهای  $A_s$  (کششی) از مقدار زیر بیشتر باشند، میلگردهای  $A'_s$  (فشاری) جاری خواهند شد:

$$A_s > \alpha\beta \frac{f'_{cd}}{F_{yd}} \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} - \epsilon_y} b d' + A'_s \rightarrow A'_s \text{ جاری خواهد شد}$$

**مقاومت خمشی مقاطع همراه با فولاد فشاری**  $\left( \begin{matrix} f'_s < F_y \\ f_s = F_y \end{matrix} \right)$ :

ابتدا باید از معادله درجه ۲ زیر مقدار  $x$  را بیابیم:

$$A_s F_{yd} x = \alpha f'_{cd} (b\beta x - A'_s) x + A'_s E_s (x - d') \epsilon_{cu}$$

در معادله فوق،  $E_s = 2 \times 10^5$  و  $\epsilon_{cu} = 0.0035$  می باشد.

پس از یافتن مقدار  $x$  باید مقدار تنش در میلگردهای فشاری بدست آید:

$$f'_{sd} = 0.85 f'_s = 0.85 E_s \frac{x - d'}{x} \epsilon_{cu}$$

و سپس مقدار لنگر مقاوم بدست می آید:

$$M_r = A'_s f'_{sd} (d - d') + \alpha f'_{cd} (\beta x b - A'_s) \left( d - \frac{\beta x}{2} \right)$$

**مقاومت خمشی مقاطع همراه با فولاد فشاری**  $\left( \begin{matrix} f'_s = F_y \\ f_s = F_y \end{matrix} \right)$ :

ابتدا باید از معادله زیر مقدار  $x$  را بیابیم:

$$A_s F_{yd} = \alpha\beta f'_{cd} b x + A'_s F_{yd} \quad x = \frac{A_s F_{yd} - A'_s F_{yd}}{\alpha\beta f'_{cd} b}$$

پس از یافتن مقدار  $x$  مقدار لنگر مقاوم بدست می آید:

$$M_r = A'_s F_{yd} (d - d') + \alpha f'_{cd} (\beta x b - A'_s) \left( d - \frac{\beta x}{2} \right)$$

محاسبات ۹۰

**۳۶- در یک تیر بتنی با ابعاد و مشخصات مصالح ثابت، اگر نسبت فولاد کششی از  $\rho_{max}$  تجاوز**

**نماید، برای قابل قبول نمودن مقطع چه می توان کرد؟**

(۱) قراردادن آرماتورهای کششی در دو ردیف

(۲) قراردادن خاموت بیشتر

(۳) قراردادن آرماتورهای فشاری در مقطع

(۴) افزایش طول گیرایی و استفاده از قلابهای استاندارد

۳۳- برای افزایش شکل پذیری تیر بتون آرمه، انتخاب کدام یک از گزینه های زیر، مناسب تر است؟

- $f_c$  مقاومت فشاری بتون       $A_s$  مساحت سطح مقطع آرماتورهای کششی  
 $f_y$  تنش حد جاری شدن فولاد       $A'_s$  مساحت سطح مقطع آرماتورهای فشاری
- (۱) افزایش  $f_c$ ، کاهش  $f_y$ ، افزایش  $A'_s$ ، کاهش  $A_s$       (۲) افزایش  $f_c$ ، افزایش  $f_y$ ، کاهش  $A'_s$ ، افزایش  $A_s$   
 (۳) کاهش  $f_c$ ، افزایش  $f_y$ ، کاهش  $A'_s$ ، افزایش  $A_s$       (۴) کاهش  $f_c$ ، کاهش  $f_y$ ، افزایش  $A'_s$ ، کاهش  $A_s$

۳۷- در تیر مقابل در حالت حدی نهائی، با توجه به وجود آرماتور فشاری، ارتفاع خط خنثی  $c = 10 \text{ cm}$  بدست می آید. اگر آرماتور فشاری نادیده گرفته شود حدوداً چند درصد در مقدار لنگر خمشی مقاوم کاهش ایجاد می شود؟

$f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$        $f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$

(۱) ۴ درصد

(۲) ۸ درصد

(۳) ۱۲ درصد

(۴) ۱۶ درصد

$As' = 12.0 \text{ cm}^2$   
 $As = 16.5 \text{ cm}^2$

گزینه ۱

$$\rho = \frac{16.5}{30 \times 44} = 0.0125$$

مقاومت خمشی در صورت عدم وجود فولاد فشاری (بر اساس روابط انتهای جزوه):

$$M_r = \rho F_{yd} b d^2 \left( 1 - \frac{1}{2\alpha} \rho \frac{F_{yd}}{f'_{cd}} \right)$$

$$= 0.0125 \times 0.85 \times 400 \times 300 \times 440^2 \left( 1 - \frac{1}{2 \times 0.82} 0.0125 \frac{0.85 \times 400}{0.65 \times 20} \right) = 197.6 \text{ kN.m}$$

مقاومت خمشی در صورت وجود فولاد فشاری

کنترل جاری شدن میلگردهای فشاری:

کرنش فولادهای فشاری با فرض اینکه عمق تار خنثی برابر  $x=10 \text{ cm}$  باشد، برابر خواهد بود با  $\epsilon'_s = \frac{4}{10} \times 0.0035 = 0.0014$  و بنابراین فولادهای فشاری جاری نمی شوند و بر اساس روابط انتهای جزوه داریم:

$$\left( \begin{matrix} f'_s < F_y \\ f'_s = F_y \end{matrix} \right) \text{ مقاومت خمشی مقاطع همراه با فولاد فشاری}$$

باید مقدار تنش در میلگردهای فشاری بدست آید:

$$f'_{sd} = 0.85 f'_s = 0.85 E_s \frac{x - d'}{x} \epsilon_{cu} = 0.85 \times 2 \times 10^5 \frac{100 - 60}{100} \times 0.0035 = 238 \text{ MPa}$$

و سپس مقدار لنگر مقاوم بدست می آید:

$$M_r = A'_s f'_{sd} (d - d') + \alpha f'_{cd} (\beta x b - A'_s) \left( d - \frac{\beta x}{2} \right)$$

$$= 1200 \times 0.85 \times 238 (440 - 60) + 0.82 \times 0.65 \times 20 \times (0.92 \times 100 \times 300 - 1200) \left( 440 - \frac{0.92 \times 100}{2} \right)$$

$$= 203 \text{ kN.m}$$

$$\frac{203}{197} = 1.03$$



۳۸- در یک تیر بتن آرمه با مقطع مربع مستطیل به ابعاد  $40 \times 60$  در صورتیکه بر اثر بارگذاری ثقیل تیر کرنش در دورترین تار بتن فشاری  $0.003$  شود، کدامیک از جملات زیر صحیح است؟

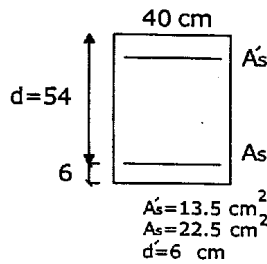
$$f_y = 4000 \frac{kg}{cm^2} \quad f_c = 200 \frac{kg}{cm^2}$$

الف) هر دو آرماتورهای کششی و فشاری جاری می شوند.

ب) فقط آرماتورهای کششی جاری می شوند و آرماتورهای فشاری جاری نمی شوند.

ج) هیچکدام از آرماتورهای کششی و فشاری جاری نمی شوند.

د) فقط آرماتورهای فشاری جاری می شوند و آرماتورهای کششی جاری نمی شوند.



گزینه ۲

با توجه به جدول انتهای جزوه داریم:

$$\rho_{max} = 0.0035 \quad \rho_{\text{موجود}} = \frac{22.5}{40 \times 54} = 0.01$$

$\rho_{max} = 0.0035$  برای مواری صادق است که آرماتور فشاری نداشته باشیم و از طرفی برای مواری است که کرنش نهایی بتن  $0.0035$  باشد.

با توجه به اینکه درصد میلگرد کششی پایین می باشد، حتی اگر میلگرد فشاری هم نباشد، مقطع باز هم کم فولاد محسوب شده و میلگرهای کششی جاری می شوند.

کنترل جاری شدن میلگردهای فشاری:

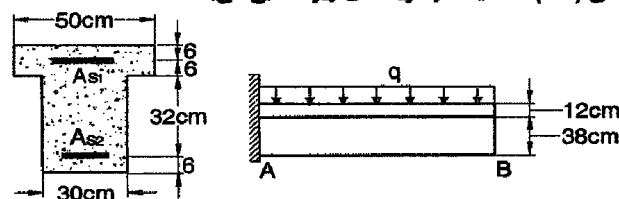
$$A_s > \alpha \beta \frac{f'_{cd}}{F_{yd}} \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} - \epsilon_y} b d' + A'_s \rightarrow A'_s \text{ جاری خواهد شد}$$

$$\alpha \beta \frac{f'_{cd}}{F_{yd}} \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} - \epsilon_y} b d' + A'_s = 0.7544 \frac{0.65 \times 20}{0.85 \times 400} \frac{0.003}{0.003 - 0.002} \times 400 \times 60 + 1350 = 3426 \text{ mm}^2$$

مقدار  $A_s$  از مقدار فوق کمتر است. بنابراین میلگردهای فشاری جاری نخواهند شد.

۴۱- مقطع تیر طره AB مطابق شکل است. در صورتی که  $f_y = 400 \text{ MPa}$ ,  $f_c = 25 \text{ MPa}$  باشند درخصوص

مقدار حداقل آرماتورهای طولی فوقانی ( $A_{s1}$ )، کدامیک از گزینه‌های زیر صحیح می‌باشد؟



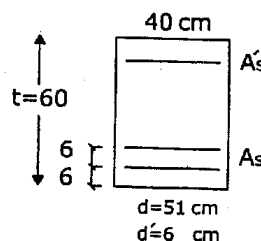
- ۱)  $9.3 \text{ cm}^2$
- ۲)  $4.7 \text{ cm}^2$
- ۳)  $7.7 \text{ cm}^2$
- ۴)  $12.3 \text{ cm}^2$

گزینه ۳

طبق جدول انتهای جزوه درصد میلگرد حداقل برابر  $0.0035$  می باشد:

$$0.0035 \times (440 \times 500) = 770 \text{ mm}^2$$

۳۹- در تیر بتن آرمه با مقطع مستطیل به ابعاد  $40 \times 60$  که مقدار آرماتورهای فشاری  $A'_s = 22.5 \text{ cm}^2$  و مقدار آرماتورهای کششی  $A_s = 45 \text{ cm}^2$  می باشد لنگر خمشی مقاوم نهائی اسمی تیر چقدر است؟



$$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2 \quad f_{cc} = 200 \text{ kg/cm}^2$$

الف) در حدود  $60/5 \text{ Ton.m}$

ب) در حدود  $80/5 \text{ Ton.m}$

ج) در حدود  $50/5 \text{ Ton.m}$

د) در حدود  $70/5 \text{ Ton.m}$

درصد میلگرد کششی برابر است با:

$$\rho = \frac{45}{40 \times 51} = 0.022 < \rho_{max} = 0.018$$

در صورت عدم وجود میلگرد فشاری، مقطع پرفولاد محسوب می شود. با توجه به اینکه میلگرد فشاری به اندازه نصف میلگرد کششی قرار داده شده است، انتظار می رود مقطع کم فولاد محسوب شود. کنترل جاری شدن میلگرد فشاری (با فرض جاری شدن میلگرد کششی):

$$A_s > \alpha \beta \frac{f'_{cd}}{F_{yd}} \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} - \epsilon_y} b d' + A'_s \rightarrow A'_s \text{ جاری خواهد شد}$$

$$\alpha \beta \frac{f'_{cd}}{F_{yd}} \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} - \epsilon_y} b d' + A'_s = 0.7544 \frac{0.65 \times 20}{0.85 \times 400} \frac{0.0035}{0.0035 - 0.002} \times 400 \times 60 + 2250 = 4326 \text{ mm}^2$$

مقدار  $A_s$  از مقدار فوق بیشتر است. بنابراین میلگردهای فشاری جاری خواهند شد.

$$\rho = \frac{45}{40 \times 51} = 0.022 < \bar{\rho}_{max} = 0.018 + \frac{22.5}{40 \times 51} = 0.029$$

برای یافتن لنگر ابتدا باید  $x$  را بیابیم:

پس از اطمینان از جاری شدن میلگردهای فشاری و کششی:

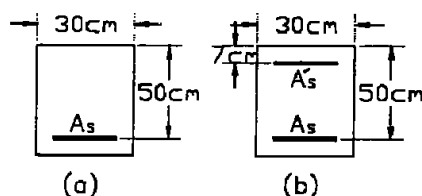
$$A_s F_{yd} = \alpha \beta f'_{cd} b x + A'_s F_{yd} \quad x = \frac{A_s F_{yd} - A'_s F_{yd}}{\alpha \beta f'_{cd} b} \rightarrow x = 195 \text{ mm}$$

پس از یافتن مقدار  $x$  مقدار لنگر مقاوم بدست می آید:

$$M_r = A'_s F_{yd} (d - d') + \alpha \beta f'_{cd} x b \left( d - \frac{\beta x}{2} \right)$$

$$= 2250 \times 0.85 \times 400 (510 - 60) + 0.7544 \times 0.65 \times 20 \times 195 \times 400 \times \left( 510 - \frac{0.92 \times 195}{2} \right) = 665 \text{ kN.m}$$

۴۱- در صورتی که  $f_c = 20 \text{ MPa}$  باشد، افزایش لنگر خمشی مقاوم مقطع حالت (b) نسبت به حالت (a) حدوداً برابر است با:



$$A_s = A'_s = 5\Phi 20$$

(۱) بین ۳۰ و ۵۰ درصد

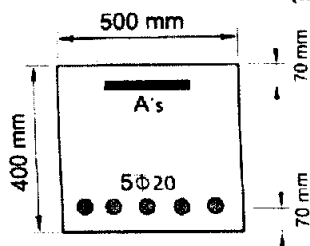
(۲) بین ۱۰ و ۲۰ درصد

(۳) کمتر از ۱۰ درصد

(۴) بیش از ۵۰ درصد

گزینه ۳

۱- حدوداً با چه مقدار آرماتور فشاری برحسب میلی‌مترمربع، مقطع زیر در شرایط مقطع متعادل قرار می‌گیرد؟ (بتن از رده C20 و میلگردهای مصرفی از نوع S400 می‌باشد.)



(۱) 1000

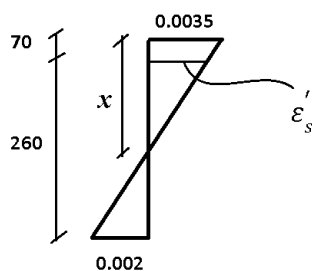
(۲) 1500

(۳) 500

(۴) نیازی به آرماتور فشاری نیست.

گزینه ؟

درصد میلگردهای کششی در مقطع فوق برابر  $\rho = \frac{5 \times 314}{500 \times 330} = 0.0095$  می‌باشد که بسیار کمتر از آرماتور بالانس می‌باشد. یعنی مقطع کم فولاد است. بنابراین برای رسیدن به یک مقطع متعادل باید به جای افزایش میلگرد فشاری، میلگرد کششی به آن اضافه نمود. یعنی در این مقطع با افزودن میلگرد فشاری نمی‌توان به حالت تعادل رسید و گزینه ۴ صحیح است. اگر مقطع پر فولاد باشد (درصد میلگرد کششی بالا باشد)، با افزودن میلگرد فشاری می‌توان آن را به یک مقطع متعادل تبدیل کرد. با این حال برای یارگیری نحوه محاسبه، مراحل محاسبه آمده است:



با توجه به اینکه مقطع در حالت متعادل می‌باشد، کرنش فولادهای کششی برابر 0.002 خواهد بود. و مقدار عمق تار خشی ( $x$ ) به شرح زیر بدست می‌آید:

$$x = \frac{0.0035}{0.0035 + 0.002} 330 = 210 \text{ mm}$$

پس از یافتن مقدار  $x$ ، مقدار کرنش فولادهای فشاری نیز برابر خواهد بود با:

$$\epsilon'_s = \frac{210 - 70}{210} \times 0.0035 = 0.0023$$

بنابراین فولادهای فشاری در حالت تعادل مقطع جاری می‌شوند. برای یافتن مقدار مساحت فولادهای فشاری از رابطه تعادل مقطع استفاده می‌شود:

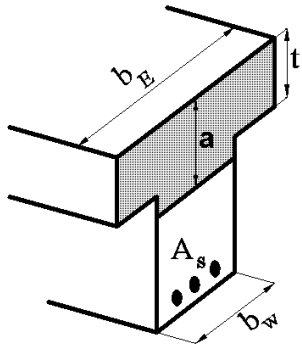
$$C = T \rightarrow A'_s F_{yd} + (\beta x)(b)(\alpha f'_{cd}) = A_s F_{yd}$$

$$\rightarrow A'_s \times 0.85 \times 400 + (0.92 \times 210)(500)(0.82 \times 0.65 \times 20) = 5 \times 314 \times 0.85 \times 400$$

$$A'_s = -1458 \text{ mm}^2$$

علامت منفی به این معنی می‌باشد که به جای افزایش میلگردهای فشاری باید به میلگردهای کششی افزوده شود تا مقطع متعادل گردد.

۱- یافتن a اولیه:



$$a = \beta x = \frac{A_s(F_{yd})}{\alpha(b_E)(f'_{cd})}$$

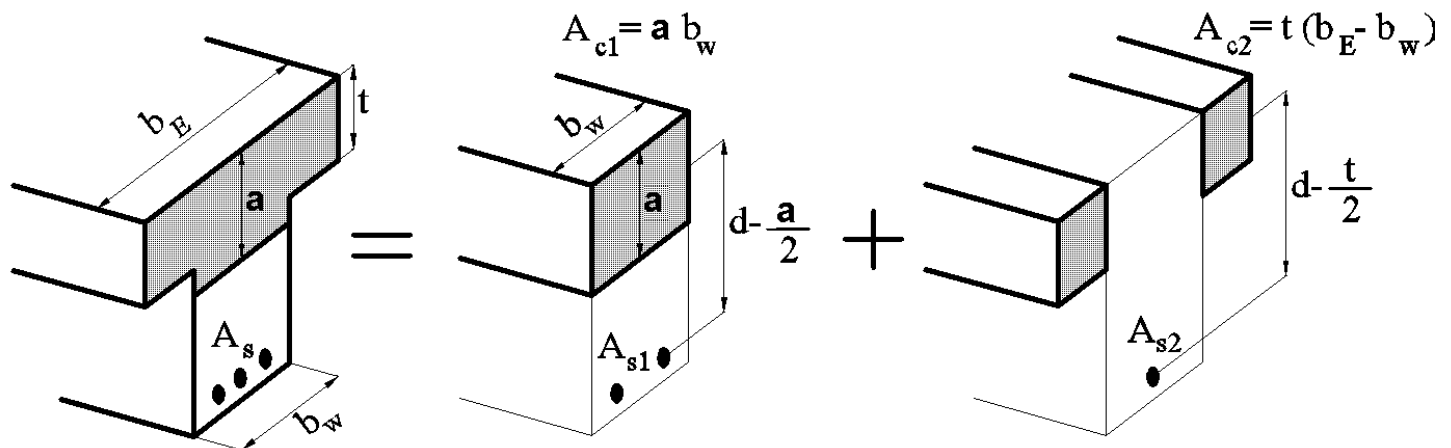
۲- اگر a اولیه کمتر از t بود، مقطع مستطیلی عمل خواهد کرد و مقاومت خمشی مقطع بدست می آید:

$$a \leq t \rightarrow \text{مستطیلی} \rightarrow M_r = A_s F_{dy} \left( d - \frac{A_s(F_{yd})}{2\alpha(b_E)(f'_{cd})} \right)$$

۳- اگر a اولیه بزرگتر از t بود، مقطع T شکل عمل خواهد کرد مقدار a باید مجددا محاسبه شود:

$$a > t \rightarrow \text{شکل T} \rightarrow a_{\text{جدید}} = \frac{A_s(F_{yd}) - A_{c2}(\alpha f'_{cd})}{(b_W)(\alpha f'_{cd})}$$

$$\rightarrow M_r = A_{c1}(\alpha f'_{cd}) \left( d - \frac{a_{\text{جدید}}}{2} \right) + A_{c2}(\alpha f'_{cd}) \left( d - \frac{t}{2} \right)$$



## ۹-۱۴-۶ ضوابط تیرهای T شکل و تیرچه‌های بتنی

## ۹-۱۴-۱-۶ تیرهای T شکل

۹-۱۴-۱-۱ در ساخت تیرهای T شکل، جان و بال باید به صورت یکپارچه ساخته شوند، در غیر اینصورت پیوستگی بین جان و بال باید به نحوی مناسب تأمین شود.

۹-۱۴-۱-۲ عرضی از دال که به طور موثر به عنوان بال تیر عمل می‌کند نباید بیشتر از یک چهارم طول دهانه آزاد تیر، برای تیرهای ساده، اختیار شود. عرض موثر بال تیر میانی در هر طرف جان تیر نیز نباید بیشتر از دو مقدار (الف) و (ب) این بند، اختیار گردد:

الف- هشت برابر ضخامت دال

ب- نصف فاصله آزاد تا جان تیرهای مجاور

۹-۱۴-۱-۳ عرض موثر بال تیر کناری از هر جان، در تیرهایی که دال فقط در یک طرف جان آنها قرار دارد، نباید بیشتر از سه مقدار (الف) تا (پ) این بند، اختیار شود:

الف) یک دوازدهم طول دهانه آزاد تیر

ب) شش برابر ضخامت دال

پ) نصف فاصله آزاد تا جان تیر مجاور

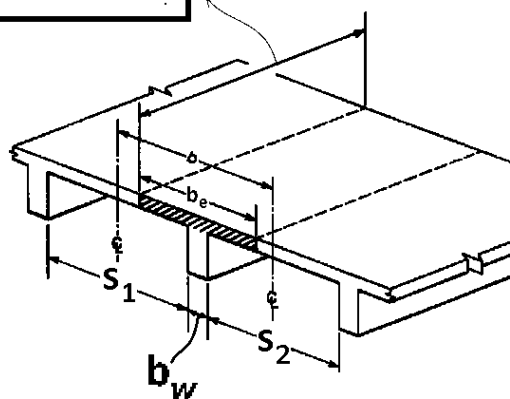
۹-۱۴-۱-۴ در تیرهای T شکل مجزا که از بال آنها برای تأمین سطح فشاری اضافی استفاده می‌شود، ضخامت بال نباید کمتر از نصف عرض جان تیر باشد. در این تیرها عرض موثر بال نباید بیشتر از چهار برابر عرض جان تیر اختیار شود.

۹-۱۴-۱-۵ در مواردی که میلگردهای اصلی خمشی در دالی که به عنوان بال تیر T در نظر گرفته شده است موازی تیر باشند، میلگردهایی عمود بر تیر باید مطابق ضوابط (الف) و (ب) این بند، در دال قرار داده شود. سیستم تیرچه‌های بتنی که مشمول مقررات بند ۹-۱۴-۲ هستند، از این ضابطه مستثنی می‌باشند.

الف- میلگردهای عرضی عمود بر تیر باید برای تحمل بارهای نهایی وارد بر بال و با فرض عملکرد طرهای دال طراحی شوند. در تیرهای T شکل مجزا تمام عرض بال طرهای و در سایر تیرها عرض موثر بال در این طراحی منظور می‌شوند.

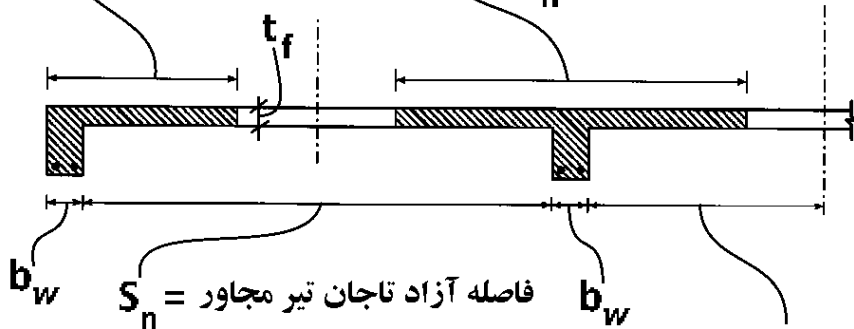
ب- فاصله میلگردهای عرضی عمود بر تیر نباید از پنج برابر ضخامت دال و نه از ۳۵۰ میلی‌متر بیشتر اختیار شود.

طول دهانه آزاد تیر  $L_n$



$$b_e \leq \begin{cases} b_w + s_n/2 \\ b_w + 6t_f \\ b_w + L_n/12 \end{cases}$$

$$b_e \leq \begin{cases} b_w + s_n \\ b_w + 16t_f \\ L_n/4 \text{ (یکسره)} \\ L_n/5 \text{ (ساده)} \end{cases}$$



نصف فاصله آزاد تا جان تیر مجاور

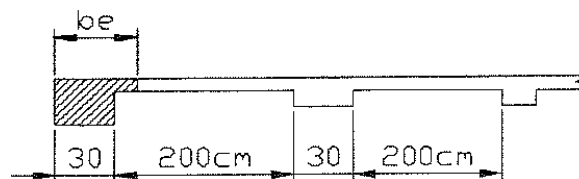
$$b_e \leq 4b_w$$

تیر T شکل مجزا

$$t_f \geq 0.5b_w$$

$b_w$

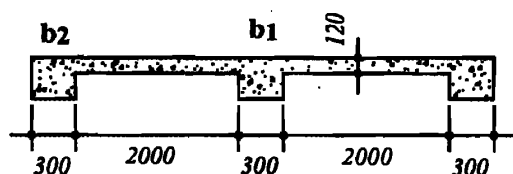
۴۱- مقطع سقف بتن آرمه‌ای مطابق شکل است. حداکثر عرض مؤثر تیر کناری ( $b_e$ ) با طول دهانه آزاد ۷.۲ متر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (ضخامت دال = ۱۲ سانتیمتر)



- (۱) ۶۰ سانتیمتر  
(۲) ۱۰۰ سانتیمتر  
(۳) ۹۰ سانتیمتر  
(۴) ۱۳۰ سانتیمتر

گزینه ۳

۲۷- مقطع یک سقف بتن آرمه مطابق شکل است. در صورتی که دهانه آزاد تیر برابر ۴.۸ متر (تیر با تکیه‌گاه‌های مفصلی) و ضخامت دال ۱۲۰ میلی‌متر باشد، کل عرض مؤثر بال تیر میانی ( $b_1$ ) و کل عرض مؤثر بال تیر کناری ( $b_2$ ) به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (اندازه‌ها در شکل بر حسب میلی‌متر است).



- (۱) کل عرض مؤثر تیر  $b_1$  برابر ۲.۱ متر و کل عرض مؤثر تیر  $b_2$  برابر ۱.۳ متر است.  
(۲) کل عرض مؤثر تیر  $b_1$  برابر ۲.۳ متر و کل عرض مؤثر تیر  $b_2$  برابر ۱.۰ متر است.  
(۳) کل عرض مؤثر تیر  $b_1$  برابر ۲.۲ متر و کل عرض مؤثر تیر  $b_2$  برابر ۰.۷ متر است.  
(۴) کل عرض مؤثر تیر  $b_1$  برابر ۱.۹ متر و کل عرض مؤثر تیر  $b_2$  برابر ۰.۷ متر است.

گزینه ۴

$$b_{e1} = \min \left( 300 + 2000, \quad 300 + 16 \times 120, \quad \frac{2}{5} \times 4800 \right) = 1920 \text{ mm}$$

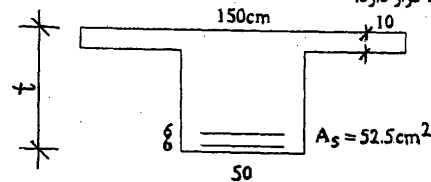
$$b_{e2} = \min \left( 300 + \frac{2000}{2}, \quad 300 + 6 \times 120, \quad 300 + \frac{1}{12} 4800 \right) = 700 \text{ mm}$$

۳۵- در یک تیر T شکل مجزا، که از بال آن برای تأمین سطح فشاری اضافی استفاده می‌شود، کدامیک از موارد زیر صحیح است؟

- (۱) ضخامت بال می‌باید حداقل برابر با نصف عرض جان باشد. عرض مؤثر بال نیز می‌باید حداقل ۴ برابر عرض جان باشد.  
(۲) ضخامت بال می‌باید حداقل برابر با نصف عرض جان باشد. عرض مؤثر بال نیز می‌باید حداکثر ۴ برابر عرض جان باشد.  
(۳) ضخامت بال می‌باید حداقل برابر با ۲۰ سانتیمتر باشد. عرض مؤثر بال نیز می‌باید حداقل برابر با ۶ برابر عرض جان باشد.  
(۴) ضخامت بال می‌باید بین نصف تا یک برابر عرض جان باشد. عرض مؤثر بال نیز می‌باید بین ۴ تا ۶ برابر عرض جان باشد.

گزینه ۲

۳۴- تیری با مقطع T به شکل زیر در نظر است. این تیر زیر اثر لنگر خمشی نهانی  $M_u = 62 \text{ } \circ \text{ T-m}$  قرار دارد. بگونه ارتفاع مورد نیاز تیر نزدیک‌تر به کدامیک از مقادیر زیر است. تیر در شرایط محاسبات تیر T قرار دارد.



$$f_c = 2000 \text{ kg/cm}^2 \quad f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = 50 \text{ cm} \quad (1)$$

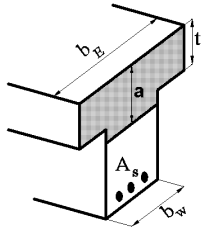
$$t = 60 \text{ cm} \quad (2)$$

$$t = 70 \text{ cm} \quad (3)$$

$$t = 80 \text{ cm} \quad (4)$$

گزینه ۱

یافتن a اولیه:



$$a = \beta x = \frac{A_s(F_{yd})}{\alpha(b_E)(f'_{cd})} = \frac{5250 \times 0.85 \times 400}{0.82 \times 1500 \times 0.65 \times 20} = 111.63$$

a اولیه بزرگتر از t می باشد و مقطع T شکل عمل خواهد کرد و مقدار a باید مجدداً محاسبه شود:

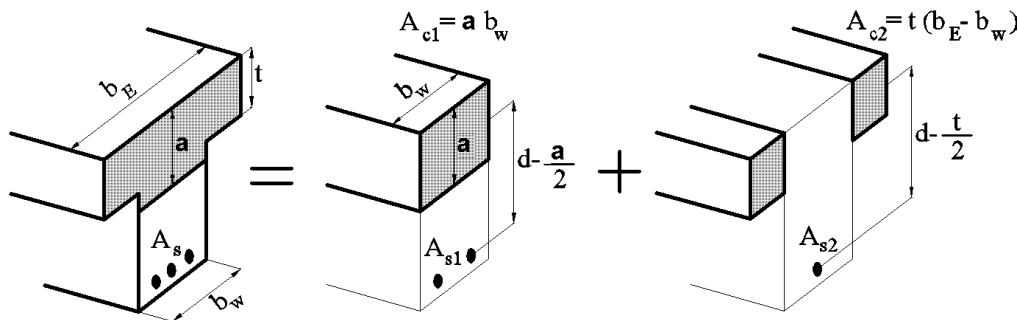
$$a = 111 > t = 100 \rightarrow \text{شکل T}$$

$$\rightarrow a_{\text{جدید}} = \frac{A_s(F_{yd}) - A_{c2}(\alpha f'_{cd})}{(b_W)(\alpha f'_{cd})} = \frac{5250 \times 0.85 \times 400 - 1000 \times 100(0.82 \times 0.65 \times 20)}{500 \times 0.82 \times 0.65 \times 20} = 135 \text{ mm}$$

$$\rightarrow M = A_{c1}(\alpha f'_{cd}) \left( d - \frac{a_{\text{جدید}}}{2} \right) + A_{c2}(\alpha f'_{cd}) \left( d - \frac{t}{2} \right) = 620 \text{ kN.m}$$

$$M = 135 \times 500(0.82 \times 0.65 \times 20) \left( d - \frac{135}{2} \right) + 1000 \times 100(0.82 \times 0.65 \times 20) \left( d - \frac{100}{2} \right)$$

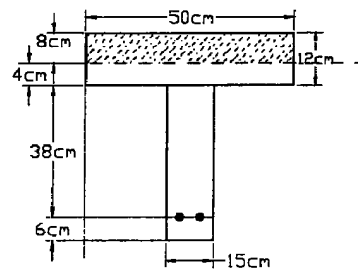
$$M = -75219625 + 1785550d = 620 \times 10^6 \text{ N.mm} \rightarrow d = 389 \text{ mm} \rightarrow t = 389 + 90 = 479 \text{ mm}$$



۳۹- در یک تیر بتنی با مقطع T شکل، ناحیه بلوک فشاری تنش (با فرض توزیع یکنواخت تنش) مطابق شکل نشان داده شده است. آرماتور کششی لازم مقطع برابر است با:

$$f'_c = 25 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 300 \text{ kg/cm}^2$$



$$1) 9/17 \text{ cm}^2$$

$$2) 2/5 \text{ cm}^2$$

$$3) 11/67 \text{ cm}^2$$

$$4) 20/7 \text{ cm}^2$$

گزینه ۴

$$a(b)(\alpha f'_{cd}) = A_s(F_{yd})$$

$$80(500)(0.8125 \times 0.65 \times 25) = A_s(0.85 \times 300) \rightarrow A_s = 2071 \text{ mm}^2$$



### ۷-۳- تیرچه بلوک

#### ۹-۱۴-۲ ضوابط مربوط به سیستم تیرچه‌های بتنی

۹-۱۴-۶-۲ سیستم تیرچه‌های بتنی، مرکب از تیرچه‌های با فواصل تقریباً مساوی در یک امتداد و یا دو امتداد عمود بر هم و یک دال فوقانی، که در آنها محدودیت‌های زیر رعایت شده باشند، می‌توانند به صورت مجموعه طبق ضوابط دال‌ها طراحی شوند:

(الف) عرض تیرچه نباید کمتر از ۱۰۰ میلی‌متر و ارتفاع کل آنها نباید بیشتر از سه و نیم برابر حداقل عرض آنها باشد.

(ب) فاصله آزاد بین تیرچه‌ها نباید بیشتر از ۷۵۰ میلی‌متر باشد.

۹-۱۴-۶-۲ سیستم تیرچه‌های بتنی که مشمول ضوابط بند ۹-۱۴-۶-۲-۱ نمی‌شوند باید به صورت سیستم تیر و دال طراحی شود.

۹-۱۴-۶-۳-۲ در سیستم‌هایی که از اجزای پرکننده دائمی، مانند بلوک‌های سفالی و یا بلوک‌های بتنی، در فواصل بین تیرچه‌ها استفاده می‌شود و مقاومت فشاری مصالح این اجزا حداقل برابر با مقاومت مشخصه بتن تیرچه‌ها است، می‌توان از مقاومت جدارهایی از این اجزا که در تماس با تیرچه‌ها هستند در محاسبه مقاومت برشی و مقاومت خمشی منفی تیرچه‌ها استفاده کرد. از مقاومت سایر قسمت‌های اجزای پرکننده در مقاومت سیستم صرف‌نظر می‌شود. در این سیستم‌ها محدودیت‌های (الف) و (ب) این بند باید رعایت شوند:

(الف) ضخامت دال روی اجزای پرکننده نباید از یک دوازدهم فاصله آزاد بین تیرچه‌ها و نه از ۴۰ میلی‌متر کمتر اختیار شود.

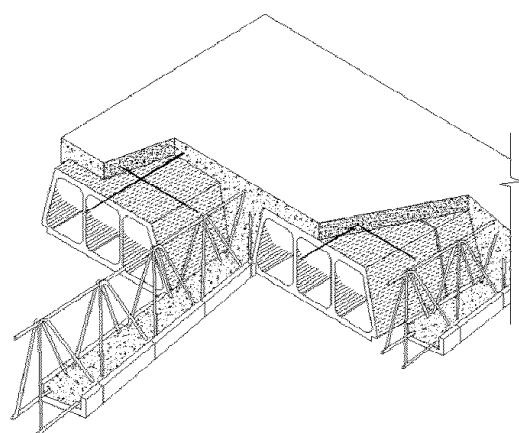
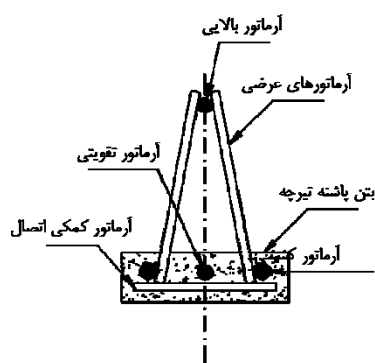
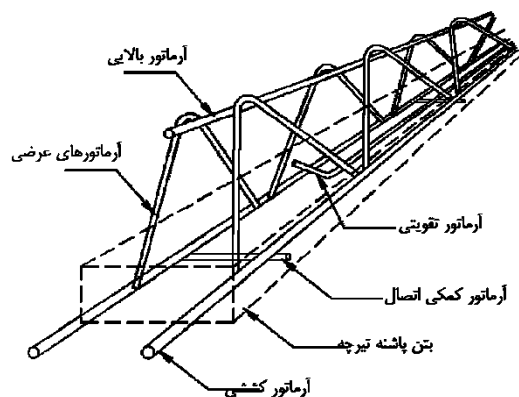
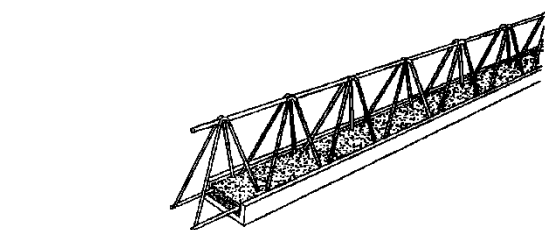
(ب) در سیستم تیرچه‌های یک طرفه باید در دال فوقانی میلگردهایی عمود بر امتداد تیرچه‌ها و مطابق بند ۹-۱۴-۴-۱ قرار داد. در سیستم تیرچه‌های دو طرفه باید در دال فوقانی میلگردهایی در دو امتداد عمود بر هم و مطابق بند ۹-۱۴-۴-۱ پیش‌بینی کرد.

۹-۱۴-۶-۴-۲ در سیستم‌هایی که از قالب موقت استفاده می‌شود و یا اجزای پرکننده مشمول ضابطه بند ۹-۱۴-۶-۳-۲ نمی‌شوند، محدودیت‌های زیر باید رعایت شوند:

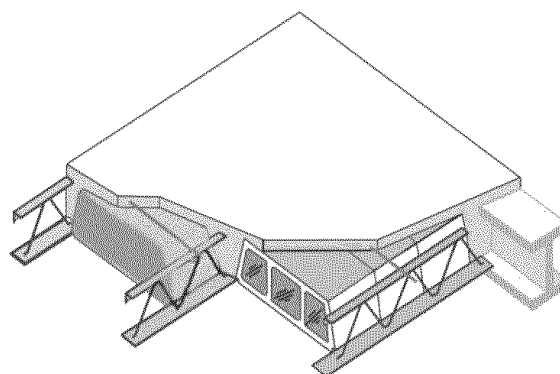
(الف) ضخامت دال فوقانی نباید از یک دوازدهم فاصله آزاد بین تیرچه‌ها و نه از ۵۰ میلی‌متر کمتر اختیار شود.

(ب) در دال فوقانی باید میلگردهایی عمود بر تیرچه‌ها که بر اساس ضوابط مربوط به خمش و یا در نظر گرفتن بارهای متمرکز، در صورت موجود بودن، طراحی شده‌اند، پیش‌بینی کرد. مقدار این آرماتورها نباید کمتر از مقدار مندرج در بند ۹-۱۴-۴-۱ اختیار شود.

۹-۱۴-۶-۵-۲ مقاومت برشی تأمین شده توسط بتن در تیرچه‌ها را می‌توان به اندازه ده درصد بیشتر از مقدار گفته شده در فصل پانزدهم در نظر گرفت. مقاومت برشی تیرچه‌ها را می‌توان با استفاده از آرماتور برشی و یا زیاد کردن عرض تیرچه‌ها افزایش داد.



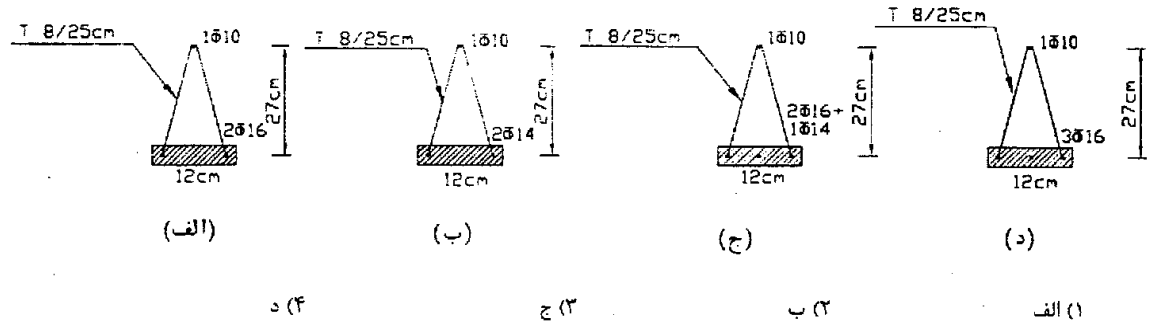
ب- سقف تیرچه و بلوک با تیرچه‌ی بتنی



الف- سقف تیرچه و بلوک با تیرچه‌ی فولادی با جان باز

۴۱- برای پوشش سقف یک ساختمان بتنی از سیستم تیرچه و بلوک استفاده می‌شود. شدت بار مرده و زنده در حد سرویس به ترتیب ۶۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع است. دهانه تیرچه‌ها ۶/۲۰ متر و فاصله مرکز تا مرکز آنها ۵۰ سانتیمتر است. ارتفاع بلوک‌ها ۲۵ سانتیمتر و ضخامت دال روی آن ۵ سانتیمتر است بگویید کدام مقطع زیر برای تیرچه‌ها مناسبتر است:

$$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2, f_y = 3000 \text{ kg/cm}^2$$



$$q_u = 0.5 \times \text{Max}(1.4q_d, 1.25q_d + 1.5q_L) = 520 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 5.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_u = \frac{q_u L^2}{8} = 520 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 24.99 \text{ kN.m} < \left[ A_s F_{dy} \left( d - \frac{A_s (F_{yd})}{2\alpha(b)(f'_{cd})} \right) \right]$$

$$\alpha = 0.97 - 0.0025 f_c = 0.9075$$

$$d = 270 \text{ mm}$$

با توجه به اینکه ارتفاع کلی تیرچه‌ها ۳۰۰ میلی‌متر است، عمق موثر  $d=270\text{mm}$  خواهد بود.

$$A_s F_{dy} \left( d - \frac{A_s (F_{yd})}{2\alpha(b)(f'_{cd})} \right) = 24.7 \text{ kN} \quad \text{کنترل گزینه الف:}$$

$$A_s F_{dy} \left( d - \frac{A_s (F_{yd})}{2\alpha(b)(f'_{cd})} \right) = 19.4 \text{ kN} \quad \text{کنترل گزینه ب:}$$

$$A_s F_{dy} \left( d - \frac{A_s (F_{yd})}{2\alpha(b)(f'_{cd})} \right) = 32.5 \text{ kN} \quad \text{کنترل گزینه ج:}$$

$$A_s F_{dy} \left( d - \frac{A_s (F_{yd})}{2\alpha(b)(f'_{cd})} \right) = 34.8 \text{ kN} \quad \text{کنترل گزینه د:}$$

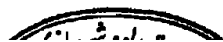
۳۷- در مورد تیرچه‌های بتنی کدامیک از جملات زیر صحیح است؟

- (الف) عرض تیرچه‌ها نباید کمتر از ۱۰۰ میلی‌متر و ارتفاع کل آنها نباید بیشتر از سه و نیم برابر حداقل عرض آنها باشد.
- (ب) عرض تیرچه‌ها نباید کمتر از ۱۰۰ میلی‌متر و ارتفاع کل آنها نباید بیشتر از دو و نیم برابر حداقل عرض آنها باشد.
- (ج) عرض تیرچه‌ها نباید کمتر از ۱۲۰ میلی‌متر و ارتفاع کل آنها نباید بیشتر از سه و نیم برابر حداقل عرض آنها باشد.
- (د) عرض تیرچه‌ها نباید کمتر از ۱۲۰ میلی‌متر و ارتفاع کل آنها نباید بیشتر از دو و نیم برابر حداقل عرض آنها باشد.

گزینه ۱

۱۹- کدامیک از تیرچه‌های بتنی زیر باید به صورت سیستم تیر و دال طراحی شوند؟

- ۱) تیرچه‌های با عرض ۱۵۰ میلی‌متر و ارتفاع کل ۶۰۰ میلی‌متر و دارای فاصله آزاد بین تیرچه‌ها برابر ۶۵۰ میلی‌متر
- ۲) تیرچه‌های با عرض ۱۲۰ میلی‌متر و ارتفاع کل ۴۰۰ میلی‌متر و دارای فاصله آزاد بین تیرچه‌ها برابر ۷۰۰ میلی‌متر
- ۳) تیرچه‌های با عرض ۱۰۰ میلی‌متر و ارتفاع کل ۳۵۰ میلی‌متر و دارای فاصله آزاد بین تیرچه‌ها برابر ۷۵۰ میلی‌متر
- ۴) تیرچه‌های با عرض ۱۵۰ میلی‌متر و ارتفاع کل ۴۵۰ میلی‌متر و دارای فاصله آزاد بین تیرچه‌ها برابر ۶۰۰ میلی‌متر



گزینه ۱

## ۴- میلگرد طولی تیر

## ۴-۱- آرماتور حداکثر در تیر

## ۴-۱۴-۹ فرضیات طراحی مقطع

۴-۱۴-۹-۲ حداکثر تغییرشکل نسبی بتن در دورترین تار فشاری،  $\epsilon_{cu}$ ، مطابق جدول ۴-۱۴-۹ در نظر گرفته می‌شود.

جدول ۴-۱۴-۹

رده بتن	C۵۰ تا C۱۲	C۵۵	C۶۰	C۷۰	C۸۰	C۹۰	C۱۰۰	C۱۲۰
$\epsilon_{cu}$	۰/۰۰۳۵	۰/۰۰۳۲	۰/۰۰۳۰	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۲۸

## ۴-۱۴-۹ ضوابط کلی طراحی

آرماتور بالایی  $\Rightarrow$  ۴-۱۴-۹-۱ مقطع متعادل مقطعی است که در حالت حدی نهایی مقاومت، تغییرشکل نسبی آرماتور کششی در آستانه رسیدن به تغییرشکل نسبی جاری شدن قرار گرفته و همزمان، تغییرشکل نسبی بتن فشاری به مقدار نهایی مفروض در بند ۴-۱۴-۹-۲ برسد.

## ۴-۱۴-۹-۵ محدودیت‌های آرماتورها در قطعات خمشی

آرماتور حداکثر در تیرها  $\Rightarrow$  ۴-۱۴-۹-۵ حداکثر مقدار آرماتور کششی

در قطعات میله‌ای تحت خمش و یا تحت خمش و نیروی محوری فشاری توأم که در آنها نیروی محوری کمتر از هر دو مقدار  $A_s f_y$  و  $N_{pb} / 1.5$  است. مقدار  $A_s$  باید به گونه‌ای باشد که روابط (۴-۱۴-۹-۵) و (۴-۱۴-۹-۶) برقرار گردد:

$$\frac{x}{d} \leq \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \frac{f_y}{E_s}} \quad (4-14-9-5)$$

$$\rho \leq 0.025 \quad (4-14-9-6)$$

## ۴-۱-۱- آرماتور حداقل در تیر

## ۴-۱۴-۹-۲ حداقل مقدار آرماتور کششی

۴-۱۴-۹-۲-۱ در هر مقطع از قطعات میله‌ای تحت خمش (به جز موارد مندرج در بند ۴-۱۴-۹-۲-۵) مقدار آرماتور به کار رفته در مقطع،  $A_s$ ، باید به گونه‌ای باشد که رابطه (۴-۱۴-۹-۷) برقرار باشد:

$$\rho \geq \max \left( \frac{1/4}{f_y}, \frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y} \right) \quad (4-14-9-7)$$

۴-۱۴-۹-۲-۲ در تیرهای با مقطع T شکل و تیرچه‌هایی که در آنها جان مقطع در کشش قرار دارد  $\rho$ ، به دست آمده از بند ۴-۱۴-۹-۲-۵-۱ متناظر با سطح مقطع موثر  $A_e = b_w d$  می‌باشد. در اعضای معین استاتیکی با مقطع T شکل که بال مقطع در کشش می‌باشد مقدار بدست آمده از بند ۴-۱۴-۹-۲-۵-۱ متناظر با سطح مقطع موثر،  $A_e$ ، که بر اساس جایگزینی  $b_w$  با کمترین دو مقدار  $2b_w$  و عرض بال، محاسبه شده باشد، خواهد بود.

۴-۱۴-۹-۲-۳ در صورتی که سطح مقطع فولاد کششی محاسبه شده با فرضیات بند ۴-۱۴-۹-۲-۵-۱ کمتر از مقادیر حاصل از بند ۴-۱۴-۹-۲-۵-۱ و ۴-۱۴-۹-۲-۵-۱ باشد، در همه حالات شکل‌پذیری، قرار دادن  $1/3$  برابر مقدار حاصل از محاسبه به عنوان فولاد کششی مقطع کافی می‌باشد.

## ۴-۲۳-۹ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری متوسط

## ۴-۲۳-۹-۱-۲-۳-۱ آرماتورهای طولی و عرضی

۴-۲۳-۹-۱-۲-۳-۲ در تمامی مقاطع عضو خمشی نسبت آرماتورها، هم در پایین و هم در بالا، نباید کمتر از مقادیر  $1/4$  و  $0.25\sqrt{f_c}/f_y$  و نسبت آرماتور کششی نباید بیشتر از  $0.025$  اختیار شود. حداقل دو میلگرد با قطر مساوی یا بزرگتر از  $12$  میلی‌متر باید هم در پایین و هم در بالای مقطع در سراسر طول ادامه یابند. ضابطه بند ۴-۲۳-۹-۱-۲-۳-۲ در این حالت نیز معتبر است.

## ۴-۲۳-۹-۲ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد

## ۴-۲۳-۹-۱-۲-۳-۱ آرماتور طولی

۴-۲۳-۹-۱-۲-۳-۲ در تمامی مقاطع عضو خمشی نسبت آرماتورها، هم در پایین و هم در بالا، نباید کمتر از مقادیر  $1/4$  و  $0.25\sqrt{f_c}/f_y$  و نسبت آرماتور کششی نباید بیشتر از  $0.025$  اختیار شود. حداقل دو میلگرد با قطر  $12$  میلی‌متر یا بیشتر باید هم در پایین و هم در بالای مقطع در سراسر طول تعبیه شود. ضابطه بند ۴-۲۳-۹-۱-۲-۳-۲ در این حالت نیز معتبر است.

ضابطه عمومی آرماتور حداقل خمشی در اعضای غیر لرزه‌ای:

$$\rho_{min-تیرها} = \min \left[ \max \left( \frac{0.25\sqrt{f_c}}{F_y}, \frac{1.4}{F_y} \right), 1.33 \times \left( \text{درصد میلگرد کششی محاسباتی} \right) \right]$$

### ۳-۲۳-۹ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری متوسط

۱-۳-۲۳-۹ اعضای تحت خمش در قاب‌ها ( $N_u \leq 0.15 f_{cd} A_g$ )

۲-۱-۳-۲۳-۹ آرماتورهای طولی و عرضی

۲-۲-۱-۳-۲۳-۹ در تکیه‌گاه‌های عضو خمشی، مقاومت خمشی مثبت نباید از یک‌سوم مقاومت خمشی منفی همان تکیه‌گاه کمتر باشد. همچنین، مقاومت خمشی مثبت یا منفی در هر مقطعی در طول عضو، نباید از یک‌پنجم حداکثر مقاومت خمشی هر یک از دو انتهای عضو کمتر باشد.

۳-۲-۱-۳-۲۳-۹ در هر عضو خمشی حداقل یک پنجم آرماتور موجود در مقاطع بر تکیه‌گاه‌ها، هر انتها که آرماتور بیشتری دارد، باید در سراسر طول تیر در بالا و پایین ادامه داده شوند.

### ۴-۲۳-۹ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد

۱-۴-۲۳-۹ اعضای تحت خمش در قاب‌ها ( $N_u \leq 0.15 f_{cd} A_g$ )

۲-۱-۴-۲۳-۹ آرماتور طولی

۲-۲-۱-۴-۲۳-۹ در تکیه‌گاه‌های عضو خمشی، مقاومت خمشی مثبت هر تکیه‌گاه باید حداقل برابر نصف مقاومت خمشی منفی همان تکیه‌گاه باشد.

۳-۲-۱-۴-۲۳-۹ مقاومت خمشی مثبت و منفی هر مقطع در سراسر طول تیر نیابستی کمتر از یک‌چهارم مقاومت خمشی حداکثر تکیه‌گاه باشد.

۴-۲-۱-۴-۲۳-۹ در اعضای خمشی T یا L شکل که با دال‌ها به صورت یکپارچه اجرا می‌شوند، مقدار آرماتوری که در بر ستون‌ها می‌توان برای خمش مؤثر در نظر گرفت، علاوه بر میلگرد واقع در جان تیر، به شرح (الف) تا (ث) این بند است:

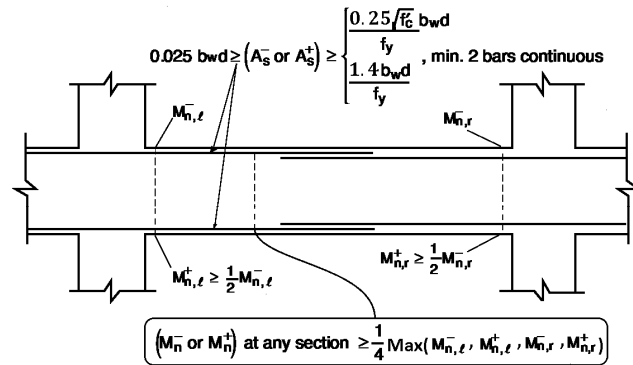
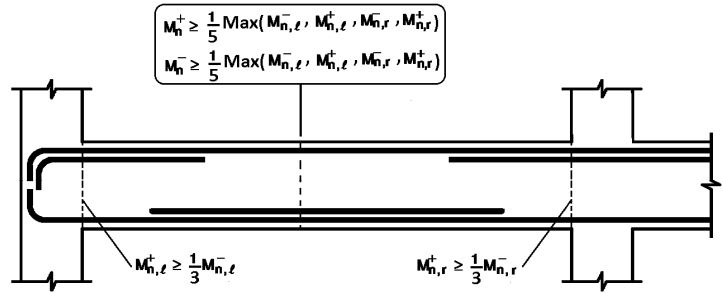
الف- در ستون‌های داخلی وقتی که تیر عرضی در محل اتصال به ستون در حدود ابعاد عضو خمشی طولی است: تمامی میلگردهایی که در عرضی از دال مساوی با چهار برابر ضخامت آن در هر طرف ستون واقع شده‌اند.

ب- در ستون‌های داخلی وقتی که ابعاد تیر عرضی وجود ندارد: تمامی میلگردهایی که در عرضی از دال مساوی دو و نیم برابر ضخامت آن در هر طرف ستون واقع شده‌اند.

پ- در ستون‌های خارجی وقتی که تیر عرضی در محل اتصال به ستون در حدود ابعاد عضو خمشی طولی است و لازم است میلگردهای عضو خمشی طولی مهار شوند: تمامی میلگردهایی که در عرضی از دال مساوی با دو برابر ضخامت آن در هر طرف ستون واقع شده‌اند.

ت- در ستون‌های خارجی وقتی که تیر عرضی وجود ندارد: تمامی میلگردهایی که در عرض ستون واقع شده‌اند.

ث- در تمام حالات حداقل ۷۵ درصد آرماتور فوقانی و نیز آرماتور تحتانی که ظرفیت خمشی مورد لزوم را تأمین می‌کنند باید از ناحیه هسته ستون عبور کنند و یا در آن مهار شوند.



### محاسبات ۸۹

۳۳- برای یک تیر در قاب خمشی بتن آرمه با شکل‌پذیری متوسط، لنگر خمشی مقاوم منفی در تکیه‌گاه‌ها برابر  $400 \text{ kN.m}$  و لنگر خمشی مقاوم مثبت در وسط دهانه برابر  $250 \text{ kN.m}$  می‌باشد. براساس لنگرهای خمشی مقاوم فوق، حداقل لنگر خمشی مقاوم منفی وسط دهانه برحسب  $\text{kN.m}$  چقدر باید باشد؟

- ۱) ۱۰۰  
۲) ۱۲۵  
۳) ۶۲.۵  
۴) ۲۰۰

پاسخ: ۸۰  $\text{kN.m}$

### محاسبات ۸۹

۳۹- در طراحی یک قاب خمشی بتن آرمه مقاوم در برابر زلزله تیری به عرض ۳۰ سانتیمتر و ارتفاع موثر  $d=57$  سانتیمتر وجود دارد که هم در بالا و هم در پایین آن سه عدد میلگرد آجدار به قطر ۱۶ میلیمتر پیش بینی شده است. اگر بتن مصرفی از رده C25 باشد حداقل رده فولاد برای آرماتور طولی فوق کدام است؟

- ۱) S240  
۲) S500  
۳) S340  
۴) S400

گزینه ۴

۳۲- حداقل درصد آرماتور کششی تیر بتون آرمه در سازه‌ای با شکل‌پذیری متوسط، کدام است؟

$$f_c = 25 \text{ MPa} \quad f_y = 400 \text{ MPa}$$

۰/۰۰۳۵ (۴)

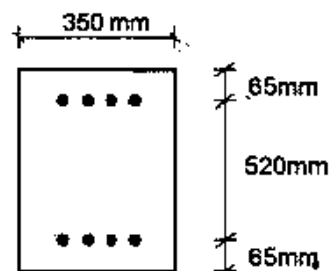
۰/۰۰۳۱ (۳)

۰/۰۰۲۵ (۲)

۰/۰۰۲۵ (۱)

گزینه ۴

۵۴- در طراحی یک تیر از یک قاب خمشی با شکل‌پذیری زیاد، از بتن با رده C25 و  $4\Phi 18$  در بالا و پایین مقطع استفاده شده است. حداقل رده قابل قبول فولاد برای میلگرد طولی کدام است؟



S240 (۱)

S340 (۲)

S400 (۳)

S500 (۴)

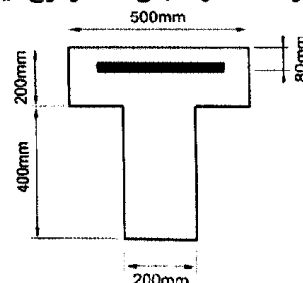
گزینه ۲:

در صورت استفاده از گزینه ۱ میلگردهای قرار داده شده کمتر از حداقل مجاز آیین نامه خواهند بود و غیر قابل قبول خواهد بود.

$$\rho = \frac{4 \times \pi \times 9^2}{350 \times 585} = 0.005$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{F_y} \rightarrow \rho > \rho_{min} \rightarrow 0.005 > \frac{1.4}{F_y} \rightarrow F_y > 280$$

۲- مقطع T شکل نشان داده شده در شکل زیر مربوط به یک تیر طره بوده و تحت اثر لنگر خمشی منفی قرار دارد. حداقل مقدار آرماتور کششی مصرفی برحسب میلی‌متر مربع بدون توجه به مقدار آرماتور کششی لازم محاسباتی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (رده بتن C25 و نوع میلگرد S340 فرض شود.)



760 (۱)

430 (۲)

1070 (۳)

860 (۴)

گزینه ۴

بر اساس جداول انتهای جزوه بتن:

$$\text{Max} \left( \frac{0.25\sqrt{25}}{340}, \frac{1.4}{340} \right) = 0.0041$$

$$A_{s-min} = 0.0041 \times 400 \times 520 = 852.8 \text{ mm}^2$$

## ۲-۴- فواصل میلگرد طولی تیر

### ۹-۱۴-۱۱ محدودیت‌های فولادگذاری جهت اعضای خمشی یا فشاری

#### ۹-۱۴-۱۱-۱ محدودیت‌های فاصله میلگردها

۹-۱۴-۱۱-۱-۱ فاصله آزاد بین هر دو میلگرد موازی واقع در یک سفره نباید از هیچیک از مقادیر

زیر کمتر باشد:

الف) قطر میلگرد بزرگتر

ب) ۲۵ میلی‌متر

پ)  $\frac{1}{3}l$  برابر قطر اسمی بزرگترین سنگدانه بتن

۹-۱۴-۱۱-۱-۲ در اعضای تحت فشار و خمش فاصله محور تا محور میلگردهای طولی از یکدیگر،

نباید بیشتر از ۲۰۰ میلی‌متر باشد.

۹-۱۴-۱۱-۱-۳ در صورتی که میلگردهای موازی در چند سفره قرار گیرند، میلگردهای سفره فوقانی

باید طوری بالای میلگردهای سفره تحتانی واقع شوند که معبر بتن تنگ نشود، فاصله آزاد بین هر

دو سفره نباید از ۲۵ میلی‌متر و نه از قطر بزرگترین میلگرد کمتر باشد.

۹-۱۴-۱۱-۱-۴ در اعضای فشاری با خاموت‌های بسته یا دورپیچ، فاصله آزاد بین هر دو میلگرد

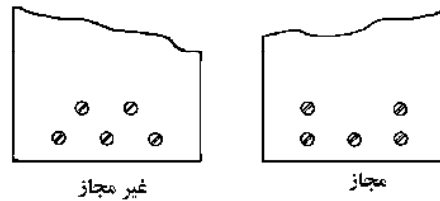
طولی نباید از  $\frac{1}{5}l$  برابر قطر بزرگترین میلگرد و نه از ۴۰ میلی‌متر، کمتر باشد.

۹-۱۴-۱۱-۱-۵ فاصله مجاز بین میلگردها در محل وصله‌های پوششی در بند ۹-۲۱-۴-۱-۵ ارائه

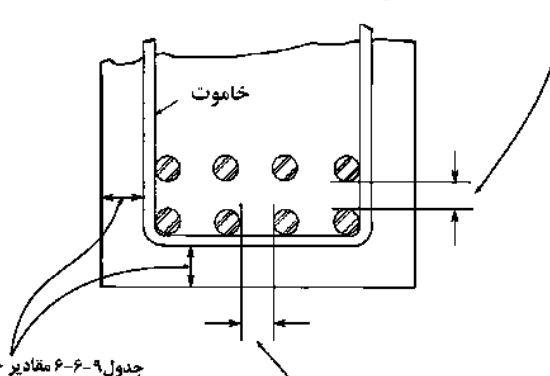
شده است.

۹-۱۴-۱۱-۱-۶ محدودیت‌های فاصله آزاد بین میلگردها باید در مورد فاصله آزاد وصله‌های

پوششی با وصله‌ها یا میلگردهای مجاور نیز رعایت شوند.



[اندازه سنگدانه  $1.33 \times \text{Max} [25\text{mm}]$  : تیرها]



[اندازه سنگدانه  $1.33 \times \text{Max} [d_b, 25\text{mm}]$  : تیرها]

[ستونها :  $\text{Max} [1.5 d_b, 40\text{mm}]$ ]

جدول ۹-۶-۶ مقادیر حداقل ضخامت پوشش بتن روی میلگردها (میلی‌متر) در شرایط محیطی بند ۹-۶-۴

نوع قطعه	نوع شرایط محیطی			
	متوسط	شدید	خیلی شدید	فوق‌العاده شدید
تیرها و ستون‌ها	۴۵	۵۰	۷۵	۷۵
دال‌ها و تیرچه‌ها	۳۰	۳۰	۶۰	۶۰
دیوارها و پوسته‌ها	۲۵	۳۰	۵۵	۵۵
شالوده‌ها	۵۰	۶۰	۹۰	۹۰

## محاسبات ۸۳- پایه ۳

۳۷- در یک سقف تیرچه و بلوک به ضخامت کل ۳۰ سانتیمتر (۵ سانتیمتر ضخامت دال و ۲۵ سانتیمتر ارتفاع بلوکها) سطح مقطع مورد نیاز برای میلگردهای تحتانی تیرچه‌ها برابر با ۰/۹ سانتیمتر مربع محاسبه گردیده است. عرض تیرچه‌ها ۱۰ سانتیمتر است. انتخاب اقتصادی و صحیح برای میلگردهای تحتانی تیرچه‌ها عبارتست از:

$$f_c = 200 \text{ kg/cm}^2 \text{ و } f_y = 3000 \text{ kg/cm}^2$$

2T14 (۴)

2T12 (۳)

2T10 (۲)

2T8 (۱)

گزینه ۲

## محاسبات ۸۹

۳۸- حداکثر آرماتور خمشی در یک تیر بتنی درجا با ابعاد  $40 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}$  به کدامیک از موارد زیر نزدیک‌تر می‌باشد؟

$$(f_c = 22/5 \text{ MPa} , F_y = 300 \text{ MPa} , d = 34 \text{ cm})$$

$$(A_s)_{\max} = 24 \text{ cm}^2 (۲)$$

$$(A_s)_{\max} = 33 \text{ cm}^2 (۱)$$

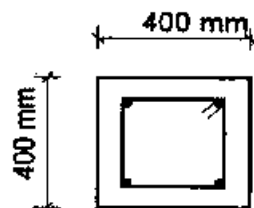
$$(A_s)_{\max} = 54 \text{ cm}^2 (۴)$$

$$(A_s)_{\max} = 34 \text{ cm}^2 (۳)$$

گزینه ۱

## محاسبات ۹۳

۶- در مورد ستونی با مقطع  $400 \times 400 \text{ mm}$  با آرماتور طولی  $4\Phi 25$  و تنگ  $\Phi 10 @ 150 \text{ mm}$  و پوشش بتن ۵۰ mm گزینه صحیح را انتخاب کنید:



(۱) آرماتورگذاری ستون قابل قبول نیست.

(۲) آرماتورگذاری ستون قابل قبول است.

(۳) چنانچه آرماتورهای طولی از  $4\Phi 25$  به  $4\Phi 28$  تغییر یابد آرماتورگذاری قابل قبول می‌گردد.

(۴) چنانچه قطر تنگ از  $\Phi 10$  به  $\Phi 12$  تغییر یابد آرماتورگذاری ستون قابل قبول تلقی می‌گردد.

گزینه ۱

فاصله میلگردهای طولی بیش از ۲۰cm بوده و غیر قابل قبول است. باید تعداد آرماتورهای طولی افزایش یابد.



## ۵- تیر عمیق

در تیرهای عمیق با توجه به شکلهای زیر الگوی ترکها با تیرهای معمولی تفاوت دارد. در این تیرها علاوه بر آرماتورهای برشی قائم، آرماتورهای برشی افقی نیز لازم هستند. علت: زاویه ترکها بیشتر از ۴۵ درجه بوده و مقابله با آنها به آرماتورهای افقی نیز نیاز است. این آرماتورها در ارتفاع جان تیر توزیع می شوند (مشابه دیوار برشی).

### ۹-۱۵-۱۴ ضوابط ویژه برای اعضای خمشی با ارتفاع زیاد (تیرهای عمیق)

۹-۱۵-۱۴-۱ گستره

ضوابط این قسمت باید در مورد اعضای خمشی که دارای شرایط (الف) و (ب) باشند، رعایت شوند:

الف- نسبت طول دهانه آزاد به ارتفاع مقطع  $\frac{l_n}{h}$  در آنها کمتر از دو باشد.

ب- بار روی تیر در وجه فشاری، مقابل وجهی که روی تکیه‌گاه‌ها می‌نشیند، وارد آید به طوری که امکان به وجود آمدن دستک‌های فشاری از سمت بار به سمت تکیه‌گاه‌ها موجود باشد.

۹-۱۵-۱۴-۲-۳ مقطع بحرانی تیرهای عمیق مقطعی است که فاصله آن از بر داخلی تکیه‌گاه در

تیرهای زیر اثر بار یکنواخت برابر با  $0.15l_n$  و در تیرهای زیر بار متمرکز برابر با  $0.5a$  باشد. این فاصله در هیچ حال نباید بیشتر از  $d$  در نظر گرفته شود.

۹-۱۵-۱۴-۲-۴ مقدار  $V_c$  را می‌توان از رابطه (۹-۱۵-۳) و یا با جزئیات بیشتر از رابطه (۹-۱۵-۲۴) محاسبه نمود.

$$V_c = (3/5 - 2/5 \frac{M_u}{V_u d}) (0.95 v_c + 12 \rho_w \frac{V_u d}{M_u}) b_w d \quad (9-15-24)$$

در رابطه (۹-۱۵-۲۴) مقدار عبارت  $(3/5 - 2/5 \frac{M_u}{V_u d})$  نباید بیشتر از  $2/5$  و مقدار  $V_c$  نباید بیشتر

از  $3 v_c b_w d$  در نظر گرفته شود.  $M_u$  لنگر خمشی نهایی است که بطور همزمان با نیروی برشی نهایی  $V_u$  در مقطع بحرانی طبق تعریف بند ۹-۱۵-۱۴-۲-۳ اثر می‌کند.

۹-۱۵-۱۴-۲-۵ مقدار  $V_s$ ، با استفاده از رابطه (۹-۱۵-۲۵) محاسبه می‌شود:

$$V_s = [\frac{A_v}{12 S_n} (1 + \frac{l_n}{d}) + \frac{A_{vh}}{12 S_h} (1 - \frac{l_n}{d})] \phi_s f_y d \quad (9-15-25)$$

$S_n$  = فاصله بین سرفه‌های آرماتور برشی یا پیچشی در امتداد موازی با آرماتور طولی، میلی‌متر

$S_h$  = فاصله بین سرفه‌های آرماتور برشی یا پیچشی در امتداد عمود بر آرماتور طولی - یا

فاصله بین میلگردهای افقی دیوار، میلی‌متر

۹-۱۵-۱۴-۲-۶ مقدار  $V_r$ ، نباید بیشتر از مقدار بدست آمده از رابطه (۹-۱۵-۲۶) اختیار شود.

$$V_r < 4 v_c b_w d \quad (9-15-26)$$

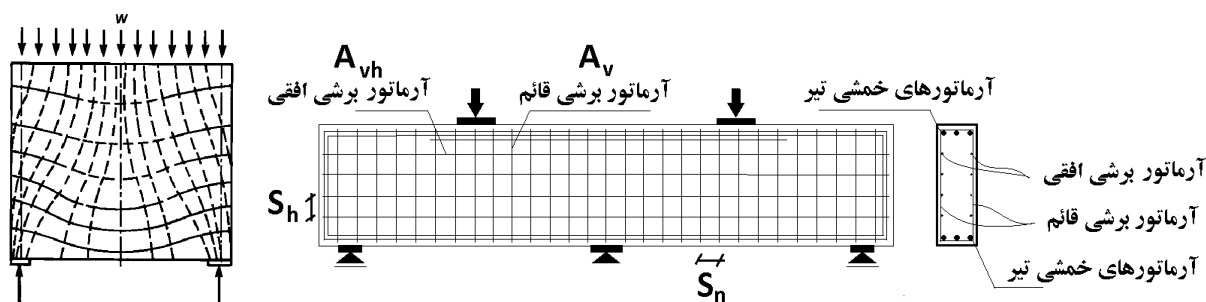
### ۹-۱۵-۱۴-۳ محدودیت‌های آرماتورهای برشی تیرهای عمیق

۹-۱۵-۱۴-۳-۱ سطح مقطع آرماتور برشی  $A_v$  نباید کمتر از  $0.0025 b_w S_n$  اختیار شود. فاصله این

آرماتورها نیز نباید از مقادیر  $\frac{d}{3}$  و ۳۰۰ میلی‌متر تجاوز کند.

۹-۱۵-۱۴-۳-۲ سطح مقطع آرماتور برشی  $A_{vh}$  نباید کمتر از  $0.0015 b_w S_h$  اختیار شود. فاصله

میلگردهای این آرماتورها نیز نباید از مقادیر  $\frac{d}{5}$  و ۳۰۰ میلی‌متر تجاوز کند.



۳۰- حداکثر نسبت طول دهانه‌ی آزاد به ارتفاع مقطع تیرهای عمیق، کدام است؟

۶ (۴)

۵ (۳)

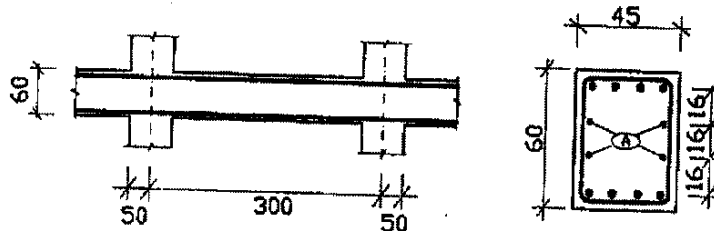
۴ (۲)

۳ (۱)

طبق آیین نامه قبلی گزینه ۲ صحیح است. طبق آیین نامه جدید اگر نسبت طول دهانه آزاد به ارتفاع از ۲ کمتر باشد، تیر عمیق محسوب می شود که در گزینه ها وجود ندارد.

محاسبات ۸۳- پایه ۱

۳۹- تیر شکل زیر عضوی از یک قاب خمشی با شکل پذیری متوسط است. در صورتیکه این تیر برای پیچش طرح نشده باشد میلگرهای A:



(۱) ضروری نیستند

(۲) لازم هستند و باید حداقل T8 باشند.

(۳) لازم هستند و باید حداقل T10 باشند.

(۴) لازم هستند و باید حداقل T12 باشند.

- در آیین نامه قدیم، در مواردی که  $L_n/d$  کمتر از ۴ بود، تیر عمیق محسوب می شد. در حالیه در مبحث نهم جدید تیر فوق عمیق نبوده و گزینه ۱ صحیح است. اگر تیر عمیق باشد، گزینه ۳ صحیح خواهد بود.

## ۶-ستونها

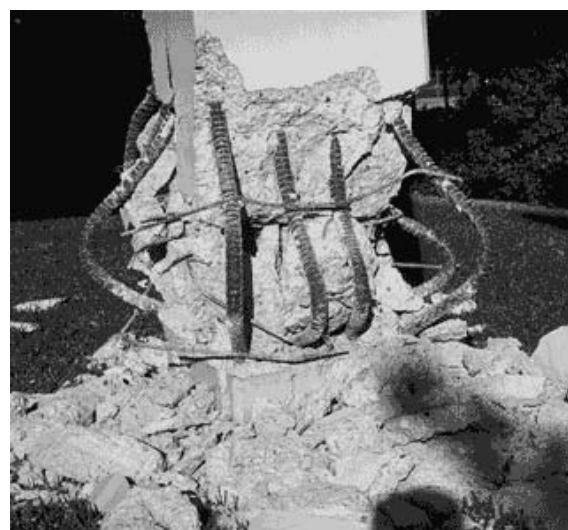
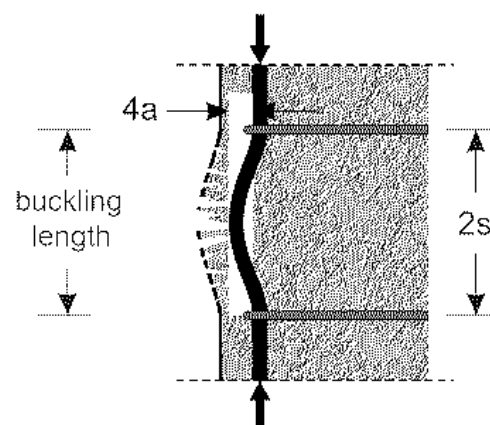
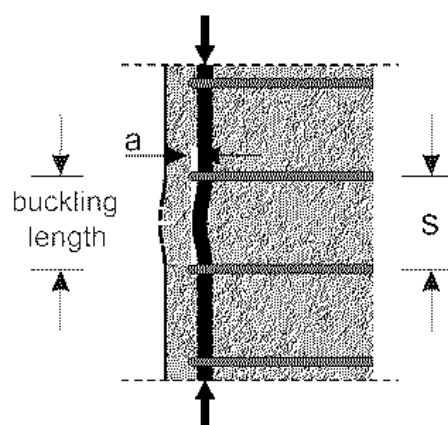
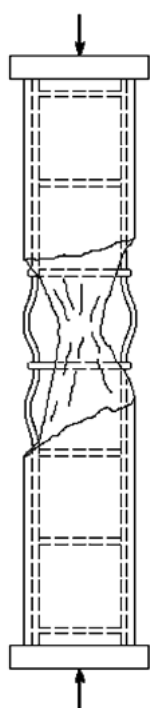
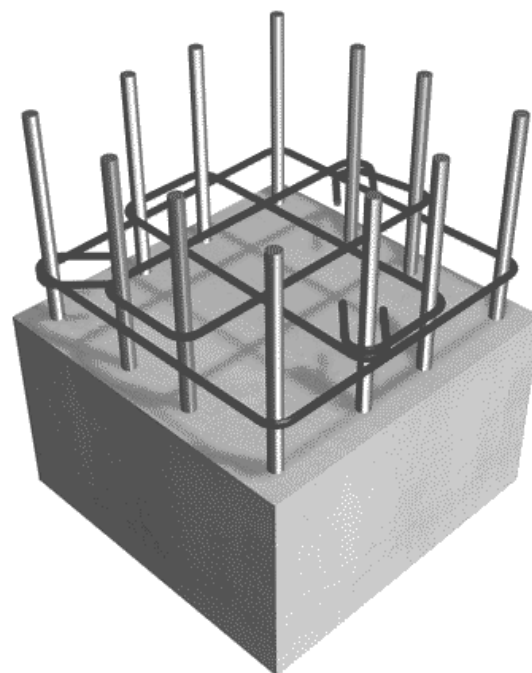
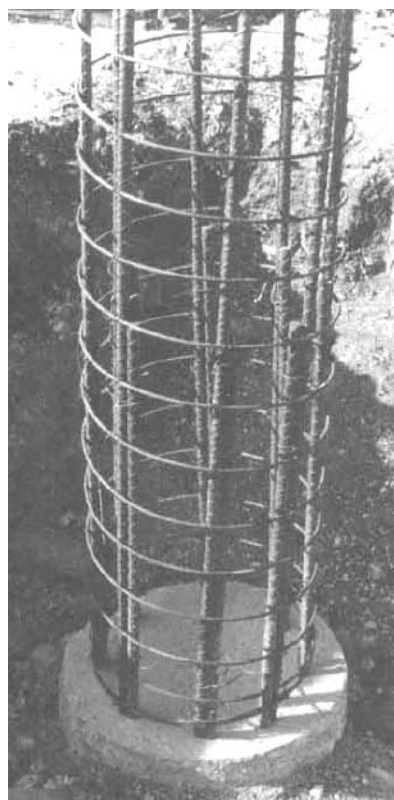
### ۲۳-۹ ضوابط ویژه برای طراحی در برابر زلزله

#### ۲-۲۳-۹ ضوابط کلی طراحی

##### ۱-۲-۲۳-۹ تعاریف

۲-۱-۲-۲۳-۹ اعضای تحت فشار و خمش و اعضای تحت خمش

اعضای تحت فشار و خمش به اعضای اطلاق می‌شود که در آنها علاوه بر وجود لنگر خمشی نیروی محوری فشاری نهایی بیشتر از  $0.15f_{cd}A_g$  باشد. در صورتی که نیروی محوری فشاری نهایی کمتر از این مقدار باشد، عضو خمشی محسوب می‌شود.



## محاسبات ۹۳

۲۵- اگر در عضوی از یک قاب ساختمانی بتنی با شکل‌پذیری متوسط، مقدار نیروی محوری نهایی در حالت‌های مختلف ترکیبات بار، در محدوده  $0.08 f_c A_g$  تا  $0.13 f_c A_g$  باشد، حداقل نسبت عرض به بعد دیگر مقطع مورد قبول چقدر می‌باشد؟ لزومی به کنترل محدودیت‌های دیگر نیست و  $\phi_c = 0.65$  فرض شود.

(۱) محدودیتی وجود ندارد.

(۲) ۰.۳

(۳) ۰.۲۵

(۴) ۰.۵

گزینه ۲

$$N_{u-max} = 0.13 f_c = \frac{0.13}{0.65} f_{cd} = 0.2 f_{cd}$$

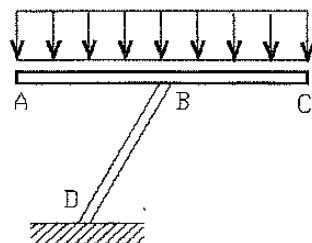
$$N_{u-min} = 0.08 f_c = \frac{0.08}{0.65} f_{cd} = 0.123 f_{cd}$$

معیار تیر یا ستون بودن محدوده نیروی محوری عضو می‌باشد. در ترکیب بارهایی که نیروی محوری کم است، عضو تیر محسوب می‌شود و باید ضوابط تیر را رعایت کند و در ترکیب بارهایی که نیروی محوری بیشتر از  $0.15 f_{cd}$  می‌باشد عضو ستون محسوب شده و باید ضوابط ستونها در مورد آن رعایت شود.

بنابراین با توجه به محدوده نیروهای وارد بر عضو، هم باید ضوابط تیر رعایت شود و هم ضوابط ستون ضابطه نسبت بعد کمتر به بعد بزرگتر در ستونها تعیین کننده تر است و گزینه ۲ صحیح است.

## محاسبات-۹۰

۴۰- درخصوص سازه شکل مقابل کدامیک از عبارات زیر صحیح است؟



- (۱) عضو BD در صورتی با ضوابط تیر آرماتور گذاری می‌شود. که  $N_u$  از هر دو مقدار  $0.15 \phi_c f_c A_g$  و  $N_{rb}$  کمتر باشد.
- (۲) عضو BD باید همواره با ضوابط ستون آرماتور گذاری شود.
- (۳) عضو BD باید همواره با ضوابط تیر آرماتور گذاری شود.
- (۴) عضو BD در صورتی با ضوابط ستون آرماتور گذاری می‌شود که ابعاد مقطع آن حداقل  $35 \times 35$  سانتیمتر باشد.

گزینه ۱

## ۶-۱-۱- مرکز پلاستیک

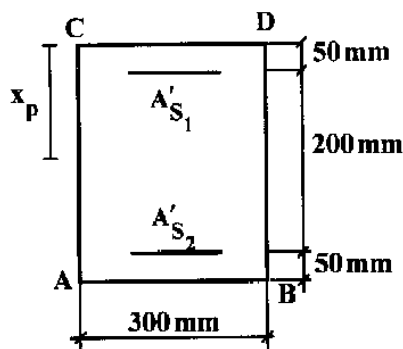
تفاوت مرکز پلاستیک با مرکز الاستیک؟

## محاسبات-۹۱

۲۶- در مقطع ستون روبه‌رو، فاصله‌ی مرکز پلاستیک تا وجه CD ( $x_p$ )، کدام است؟

$$f_c = 25 \text{ MPa} \quad A'_{s1} = 2000 \text{ mm}^2$$

$$f_y = 400 \text{ MPa} \quad A'_{s2} = 1000 \text{ mm}^2$$



(۱) ۱۲۵

(۲) ۱۳۴

(۳) ۱۴۳

(۴) ۱۵۳

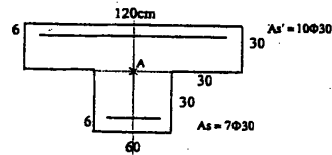
گزینه ۲:

$$m = \frac{F_{yd}}{\alpha f'_{cd}} = \frac{0.85 \times 400}{0.8125 \times 0.65 \times 25} = 24.75$$

$$\alpha = 0.85 - 0.0015 f_c = 0.8125$$

$$X = \frac{A'_{s1} \times (m - 1) \times 50 + A'_{s2} \times (m - 1) \times 250 + (300 \times 300) \times 150}{A'_{s1} \times (m - 1) + A'_{s2} \times (m - 1) + 300 \times 300} = 135.27 \text{ mm}$$

## محاسبات ۸۴- پایه ۳

۳۶- ستونی با مقطع شکل مقابل در نظر است. به این ستون در حالت حدی نهائی، بار محوری  $N_u = 400 \text{ T}$  در امتداد محور گذرنده از نقطه A وارد می‌شود. بگوئید این بار چه لنگر خمشی در ستون ایجاد می‌کند؟

(۴) ۲۱/۲ تن متر

(۳) ۲۵/۰ تن متر

(۲) ۱۸/۸ تن متر

(۱) صفر

گزینه ۲

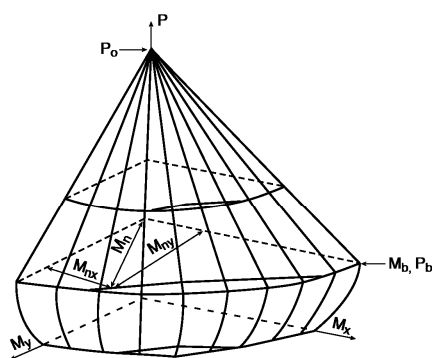
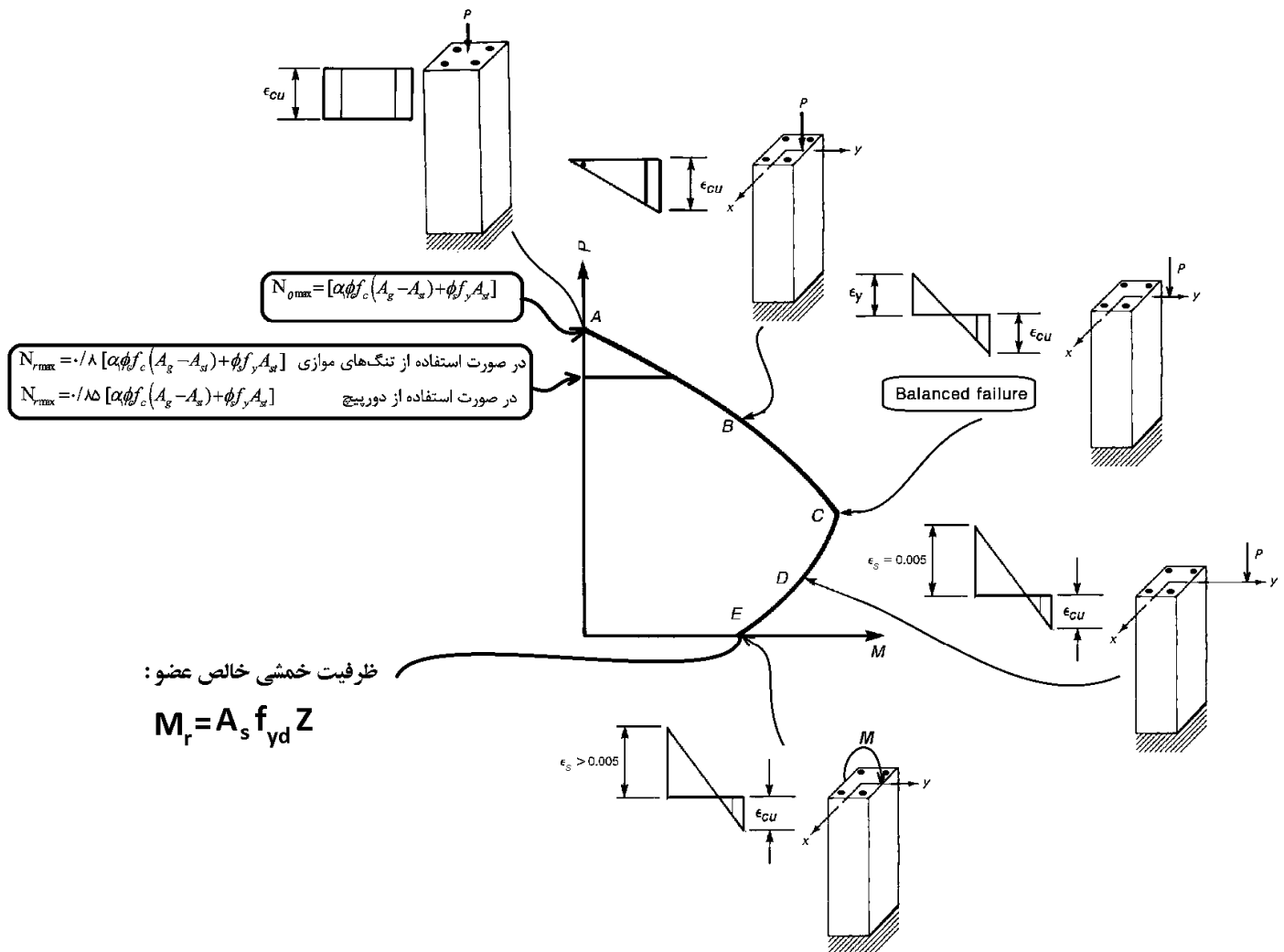


Figure 7-6 Biaxial Interaction Surface

۳-۴-۱۴-۹ در قطعات میله‌ای تحت اثر فشارمحوری، حداکثر نیروی محوری مقاوم، در صورت استفاده از تنگ‌های موازی به ۸۰ درصد و در صورت استفاده از دورپیچ، به ۸۵ درصد مقباری که بر اساس فرضیات بند ۳-۱۴-۹ به دست می‌آید، محدود می‌گردد. در صورت استفاده از فرضیات بند ۳-۱۴-۹ این نیرو برابر یکی از دو مقدار بدست آمده از روابط (۴-۱۴-۹) خواهد بود:

$$N_{rmax} = 0.8 [\alpha \phi f_c (A_g - A_{st}) + \phi f_y A_{st}] \quad \text{در صورت استفاده از تنگ‌های موازی}$$

(۴-۱۴-۹)

$$N_{rmax} = 0.85 [\alpha \phi f_c (A_g - A_{st}) + \phi f_y A_{st}] \quad \text{در صورت استفاده از دورپیچ}$$

۴-۴-۱۴-۹ در قطعات میله‌ای تحت اثر توأم فشار محوری و خمش، نیروی محوری مقاوم هر مقطع، در هر حالت نباید بیشتر از مقدار بدست آمده از بند ۳-۴-۱۴-۹ در نظر گرفته شود.

## محاسبات ۸۳- پایه ۳

۳۴- در صورتیکه ابعاد یک ستون  $۵۰ \times ۵۰$  سانتیمتری با اندازه ۱۰٪ افزایش داده شود، ولی درصد فولاد برابر با یک درصد ثابت بماند، حداکثر

ظرفیت بار محوری ستون چند درصد افزایش خواهد یافت؟  
 $f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$  و  $f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$

(۲) حدود ۱۵٪

(۱) حدود ۱۰٪

(۴) حدود ۲۵٪

(۳) حدود ۳۰٪

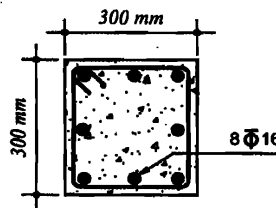
گزینه ۳

## محاسبات ۹۴

۳۵- نسبت حداکثر نیروی محوری فشاری مقاوم به حداکثر نیروی محوری کششی مقاوم یک

ستون بتنی با مقطع شکل زیر با تنگ‌های موازی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

رده بتن C25 و فولاد میلگردها S400 است.



(۱) 2.9

(۲) 2.0

(۳) 3.4

(۴) 2.5

گزینه ۴

$$A_{st} = 8 \times 3.14 \times 8^2 = 1607.68 \text{ mm}^2$$

تحت فشار:

$$N_{r-c} = 0.8[0.81 \times 0.65 \times 25(300^2 - 1608) + 0.85 \times 400 \times 1607.68] = 1368 \text{ kN}$$

تحت کشش:

$$N_{r-t} = 0.85 \times 400 \times 1607.68 = 546 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{r-c}}{N_{r-t}} = 2.5$$

## محاسبات ۸۶

۳۶- ابعاد مقطع یک ستون کوتاه  $۵۰ \times ۵۰$  سانتیمتر است اگر این ابعاد ده درصد افزایش یابد و در صد فولاد آن

برابر با یک درصد ثابت بماند، حداکثر ظرفیت بار محوری ستون چند درصد افزایش خواهد یافت؟

$$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2 \quad f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

(د) حدود ۱۲٪

(ج) حدود ۲۱٪

(ب) حدود ۳۰٪

(الف) حدود ۱۵٪

گزینه ۳

## محاسبات ۹۱-

۲۹- حداکثر نیروی محوری مقاوم ستون بتونی کوتاه با مقطع مربع و به ضلع  $۴۰۰ \text{ mm}$  که با ۸ عدد آرماتور طولی به قطر

$۲۵ \text{ mm}$  مسلح شده، چند کیلونیوتن است؟ ( $f_c = ۲۵ \text{ MPa}$   $f_y = ۴۰۰ \text{ MPa}$ )

(۴) ۲۷۶۱

(۳) ۲۷۱۶

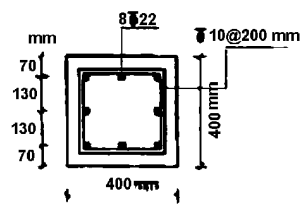
(۲) ۲۶۷۱

(۱) ۲۶۱۲

$$N = 0.8 \times (0.8125 \times 0.65 \times 25 \times (160000 - 8 \times 490.6) + 0.85 \times 400 \times 8 \times 490.6) = 2716 \text{ kN}$$

## محاسبات ۹۲

۲۹- مقطع روبرو برای یک ستون کوتاه مهار شده بتنی درجا که تحت اثر نیروی محوری ناشی از بار مرده برابر 1200 kN و نیروی محوری فشاری ناشی از بار زنده برابر 800 kN قرار دارد، طرح شده است. کدام عبارت در رابطه با طراحی مقطع ستون صحیح است؟



(فرض کنید بتن از رده C25 و میلگردها از نوع S400 می باشند.)

- ۱) مقطع ستون به علت کمبود مقاومت فشاری قابل قبول نیست.
- ۲) مقطع ستون به علت فاصله غیرمجاز آرماتورهای طولی قابل قبول نیست.
- ۳) مقطع ستون به علت نامناسب بودن فاصله آرماتورهای عرضی قابل قبول نیست.
- ۴) مقطع ستون قابل قبول است.

گزینه ۱

$$A_s = 8 \times 3.14 \times 11^2 = 3039 \text{ mm}^2$$

$$A_c = 400 \times 400 - 3039 = 156960 \text{ mm}^2$$

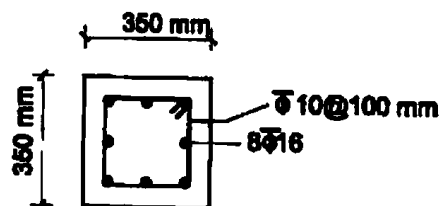
$$N_{rmax} = 0.8[(0.85 - 0.0015 \times 25) \times 0.65 \times 25 \times 156960 + 0.85 \times 400 \times 3039] = 2484498 \text{ N} = 2484 \text{ kN}$$

$$N_u = 1.25 \times 1200 + 1.5 \times 800 = 2700 \text{ kN}$$

$$2484 \not\geq 2700 \quad N.G.$$

## محاسبات ۹۲

۳۵- نسبت مقاومت فشاری به مقاومت کششی ستونی با مقطع شکل زیر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر می باشد؟  $f_c = 25 \text{ MPa}$  و  $f_y = 400 \text{ MPa}$



$$3.15 \quad (۱)$$

$$2.38 \quad (۲)$$

$$۱ \quad (۳)$$

$$3.6 \quad (۴)$$

گزینه ۱

$$A_s = 8 \times 3.14 \times 8^2 = 1608 \text{ mm}^2$$

$$A_c = 350 \times 350 - 1608 = 120892 \text{ mm}^2$$

$$N_{rmax} = 0.8[(0.85 - 0.0015 \times 25) \times 0.65 \times 25 \times 120892 + 0.85 \times 400 \times 1608] = 1714298 \text{ N}$$

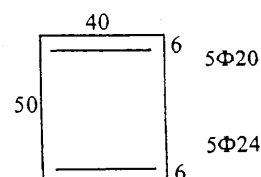
$$N_{tmax} = 0.85 \times 400 \times 1608 = 546720$$

$$\frac{N_{rmax}}{N_{tmax}} = 3.14$$

## محاسبات ۸۴- پایه ۲

۳۵- ستونی با مقطع شکل مقابل در نظر است. این ستون در حالت تعادل کرنشها در مقطع قادر به تحمل بار محوری  $N_r = ۷۶ \text{ T}$  همراه با لنگر خمشی  $M_r = ۳۸ \text{ T-m}$  است. بگوئید در حالتی که ستون زیر اثر بار محوری  $N_u = ۱۶۰ \text{ T}$  قرار دارد، حدوداً چه لنگر

خمشی می تواند تحمل کند؟  $f_c = ۲۰۰ \text{ kg/cm}^2$   $f_y = ۴۰۰۰ \text{ kg/cm}^2$



$$۲۲/۳ \text{ T-m} \quad (۱)$$

$$۲۵/۴ \text{ T-m} \quad (۲)$$

$$۲۸/۱ \text{ T-m} \quad (۳)$$

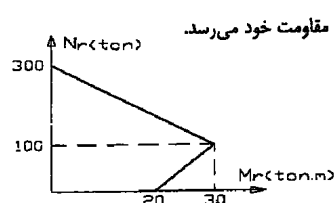
$$۳۰/۵ \text{ T-m} \quad (۴)$$

گزینه ۲



## محاسبات ۸۹

۳۵- منحنی اندرکنش لنگر خمشی- نیروی محوری یک ستون با مقطع مربع شکل به صورت زیر می‌باشد. اگر نیروهای وارد بر مقطع برابر  $N_u = 200 \text{ ton}$  ,  $M_u = 10 \text{ ton.m}$  باشد کدامیک از عبارات زیر درخصوص مقطع این ستون صحیح است؟



- (۱) مقطع گسیخته می‌شود و همزمان تنش کششی در فولاد به حد تسلیم و تنش در بتن به مقاومت خود می‌رسد.  
 (۲) مقطع گسیخته نمی‌شود.  
 (۳) مقطع گسیخته می‌شود و تنش در فولاد به حد تسلیم می‌رسد.  
 (۴) مقطع گسیخته می‌شود ولی تنش کششی در فولاد به حد تسلیم نمی‌رسد.

گزینه ۴

## محاسبات ۸۹

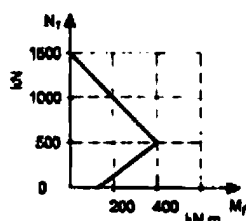
۴۷- برای یک ستون بتن آرمه با مقطع  $85 \times 85 \text{ cm}$  از عدد  $\Phi 25$  ( $f_y = 340 \text{ MPa}$ ) استفاده شده است. چنانچه در هنگام اجرا، آرماتور  $\Phi 25$  فوق‌الذکر موجود نبوده ولی به جای آن آرماتور  $\Phi 20$  با  $f_y = 400 \text{ MPa}$  موجود باشد، بدون در نظر گرفتن طول وصله کدام یک از گزینه‌های زیر برای ستون مذکور مناسب‌تر است؟

- (۱)  $28\Phi 20$   
 (۲)  $20\Phi 20$   
 (۳)  $16\Phi 20$   
 (۴)  $24\Phi 20$

گزینه ۴

## محاسبات ۹۲

۳۰- منحنی اندرکنش فشار و خمش برای یک ستون کوتاه بتنی با تنگ بسته مطابق شکل روبرو داده شده است. نیروی محوری مقاوم مقطع به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

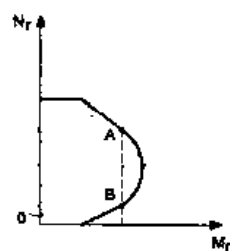


- (۱) ۸۰۰ کیلونیون  
 (۲) ۱۰۰۰ کیلونیون  
 (۳) ۱۲۰۰ کیلونیون  
 (۴) ۴۰۰ کیلونیون

$$N_{rmax} = 0.8 \times 1500 = 1200 \text{ kN}$$

## محاسبات ۹۳

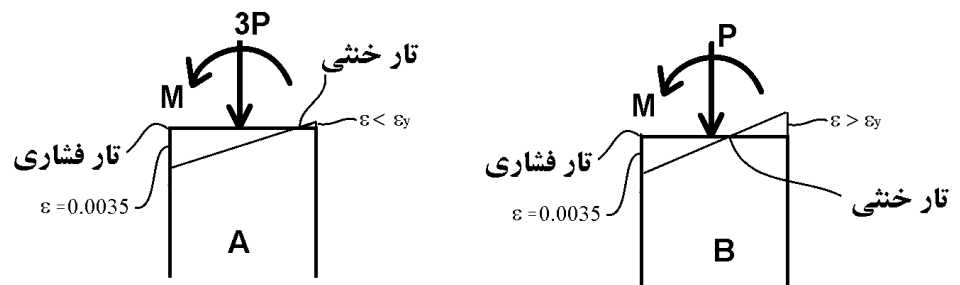
۵- دو نقطه A و B در منحنی اندرکنش نیروی محوری فشاری ( $N_r$ ) و لنگر خمشی ( $M_r$ ) ستونی با مقدار لنگر خمشی یکسان مفروض است. در مورد این دو نقطه گزینه صحیح را انتخاب کنید.



- (۱) فاصله محور خنثی مقطع تا دورترین تار فشاری مقطع در حالت A بیشتر از همان فاصله در حالت B می‌باشد.  
 (۲) فاصله محور خنثی مقطع تا دورترین تار فشاری مقطع در حالت A کمتر از همان فاصله در حالت B می‌باشد.  
 (۳) فاصله محور خنثی مقطع تا دورترین تار فشاری مقطع در دو حالت A و B یکسان است.  
 (۴) فاصله محور خنثی مقطع تا دورترین تار فشاری مقطع بستگی به نقاط روی منحنی اندرکنش ندارد.

گزینه ۱

در نقطه A مقطع در ناحیه کنترل فشار قرار دارد و بنابراین ناحیه کششی کوچکتر می‌باشد.  
 در نقطه B مقطع در ناحیه کنترل کشش قرار دارد و بنابراین ناحیه کششی بزرگتر می‌باشد.



## محاسبات ۸۹

۳۷- جهت طراحی یک ساختمان، ابعاد اولیه مقطع یک ستون در تحلیل  $\epsilon_{cm} \times \epsilon_{cm}$  منظور گردیده است، در زمان تیپ‌بندی ستونها ابعاد مقطع به  $\epsilon_{cm} \times \epsilon_{cm}$  افزایش یافته است. در این صورت :

- (۱) در صورتی که ستون مذکور در طبقه نهایی باشد، نیاز به تحلیل مجدد نخواهد بود، در غیر این صورت باید تحلیل مجدد صورت پذیرد.
- (۲) به دلیل آنکه ابعاد مقطع ستون بزرگتر گردیده است نیازی به تحلیل مجدد نمی‌باشد.
- (۳) در صورتی که با افزایش سختی ستون، سختی تیرها را نیز افزایش دهیم نیاز به تحلیل مجدد نمی‌باشد.
- (۴) از آنجا که سختی مقطع حدوداً ۶۰٪ افزایش می‌یابد به تحلیل مجدد نیاز می‌باشد.

گزینه ۴

## ۷- میلگرد طولی ستون

### ۸-۱۴-۹ ابعاد طراحی برای مقاطع فشاری

۸-۱۴-۹-۱ پس از تحلیل سازه و تعیین مقادیر نیروهای موثر در طراحی که به ازای سختی نظیر مقطع ترک خورده مقاطع انجام می‌پذیرد، برای طراحی مقاطع میله‌ای و تعیین مقدار آرماتور فشاری می‌توان محدودیت‌های بندهای ۸-۱۴-۹-۲ و ۸-۱۴-۹-۳ را مورد استفاده قرار داد.

۸-۱۴-۹-۲ در صورتی که قطعه میله‌ای فشاری با دورپیچ یا تنگ، با یک دیوار یا پایه به صورت یکپارچه ساخته شود، حداکثر ۴۰ میلی‌متر خارج از دورپیچ یا تنگ‌ها را می‌توان جزء محدوده مقطع موثر قطعه فشاری فرض کرد.

۸-۱۴-۹-۳ در تعیین مقاومت مقطع و حداقل آرماتور مورد نیاز در یک عضو فشاری که دارای سطح مقطعی بزرگتر از مقدار لازم برای تحمل بارهای مورد نظر است، می‌توان سطح مقطع موثر کاهش یافته‌ای که برابر با سطح مقطع لازم برای تحمل بارهای مورد نظر می‌باشد در نظر گرفت. این سطح مقطع نباید از نصف سطح مقطع کل کوچکتر باشد.

### ۹-۱۴-۹ محدودیت‌های آرماتورها در مقاطع فشاری (ستون‌ها)

۹-۱۴-۹-۱ در مقاطع فشاری سطح مقطع آرماتور طولی نباید کمتر از ۰/۰۱ و بیشتر از ۰/۰۶ سطح مقطع کل باشد. محدودیت مقدار حداکثر باید در محل وصله‌های پوششی میلگردها نیز رعایت شود. در صورت استفاده از فولاد S۴۰۰ در آرماتورهای طولی مقدار حداکثر در خارج از محل وصله‌ها به ۰/۰۴۵ سطح مقطع کل محدود می‌گردد.

۹-۱۴-۹-۲ حداقل تعداد میلگردهای طولی در مقاطع فشاری به شرح زیر است:

الف- میلگردهای داخل تنگ‌های مدور یا مستطیلی، چهار عدد

ب- میلگردهای داخل تنگ‌های مثلثی، سه عدد

پ- میلگردهای داخل دورپیچ، شش عدد، مطابق بند ۹-۱۴-۹-۳.

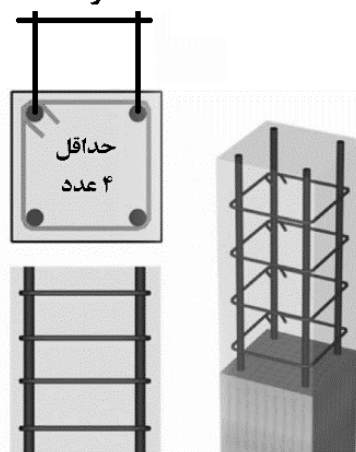
### ۹-۱۴-۱۱ محدودیت‌های فولادگذاری جهت اعضای خمشی یا فشاری

#### ۹-۱۴-۱۱-۱ محدودیت‌های فاصله میلگردها

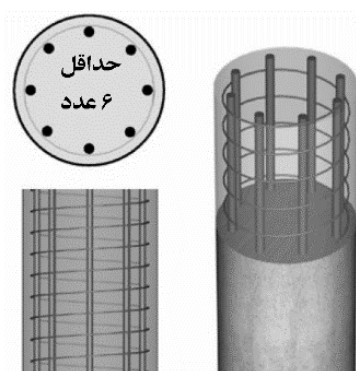
۹-۱۴-۱۱-۱-۲ در اعضای تحت فشار و خمش فاصله محور تا محور میلگردهای طولی از یکدیگر، نباید بیشتر از ۲۰۰ میلی‌متر باشد.

۹-۱۴-۱۱-۱-۴ در اعضای فشاری با خاموت‌های بسته یا دورپیچ، فاصله آزاد بین هر دو میلگرد طولی نباید از ۱/۵ برابر قطر بزرگترین میلگرد و نه از ۴۰ میلی‌متر، کمتر باشد.

حداکثر 20cm



(a) Rectangular tied Column



(b) Round spiral Column

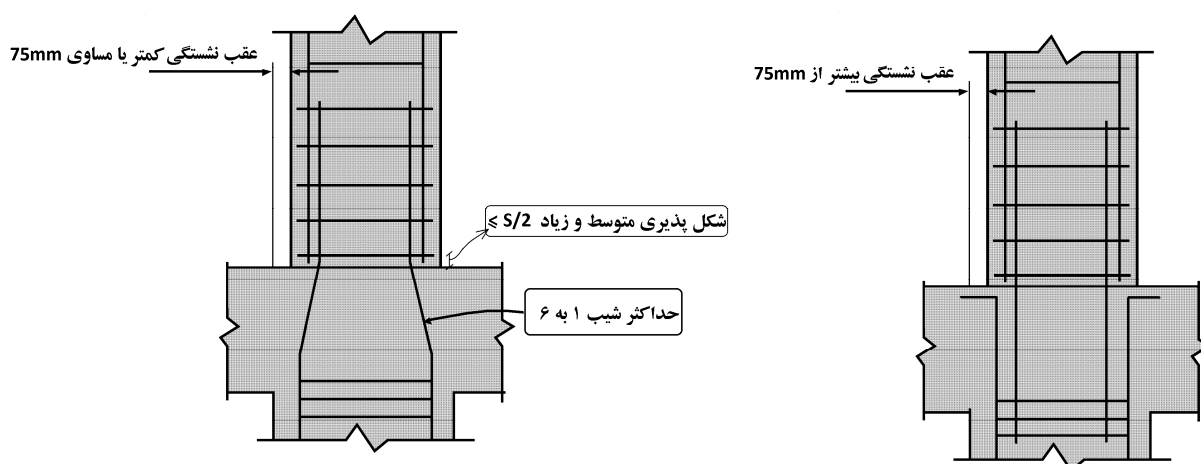
### ۳-۱۱-۱۴-۹ میلگردهای انتظار خم شده

۳-۱۱-۱۴-۹ شیب قسمت مایل میلگردهای خم شده نسبت به محور ستون نباید از ۱ به ۶ تجاوز کند. قسمت‌های فوقانی و تحتانی قسمت مایل باید موازی با محور ستون باشند.

میلگردهای انتظار باید در محل خم با خاموت‌ها، دورپیچ‌ها و یا قسمت‌هایی از سیستم سازه‌ای کف مهار شوند. مهار مذکور باید برای تحمل نیرویی معادل ۱/۵ برابر مولفه نیروی محاسباتی قسمت مایل در امتداد مهار، طرح شود. در صورت استفاده از خاموت‌ها یا دورپیچ فاصله آنها تا نقاط خم شده نباید از ۵۰ میلی‌متر بیشتر باشد.

۳-۱۱-۱۴-۹ خم کردن میلگردهای انتظار باید قبل از جاگذاری میلگردها انجام پذیرد.

۳-۱۱-۱۴-۹ در مواردی که وجه ستون یا دیوار بیشتر از ۷۵ میلی‌متر عقب نشستگی یا پیش‌آمدگی داشته باشد میلگردهای طولی ممتد نباید به صورت خم شده به کار برده شوند، و در محل عقب نشستگی باید میلگردهای انتظار مجزا برای اتصال به میلگردهای وجوه عقب نشسته پیش‌بینی شوند. در هر حالت باید ضوابط مربوط به مهارها و وصله‌ها در منطقه تغییر مقطع رعایت شوند.



### ۳-۲۳-۹ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری متوسط

۲-۳-۲۳-۹ اعضای تحت فشار و خمش در قاب‌ها ( $N_u > 0.15 f_{cd} A_g$ )

۲-۳-۲۳-۹ آرماتورهای طولی و عرضی

۲-۳-۲۳-۹ در ستون‌ها نسبت آرماتور طولی نباید کمتر از یک درصد و بیشتر از چهار و نیم درصد در نظر گرفته شود. مقدار آرماتور در محل وصله‌ها باید حداکثر برابر شش درصد در نظر گرفته شود. در مواردی که آرماتور طولی از نوع فولاد S۴۰۰ است نسبت آرماتور در خارج از محل وصله‌ها به حداکثر سه درصد محدود می‌شود.

۲-۳-۲۳-۹ فاصله محور تا محور میلگردهای طولی از یکدیگر نباید بیشتر از ۲۰۰ میلی‌متر باشد.

### ۴-۲۳-۹ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد

۲-۴-۲۳-۹ اعضای تحت اثر توأم فشار و خمش در قاب‌ها ( $N_u > 0.15 f_{cd} A_g$ )

۲-۴-۲۳-۹ آرماتور طولی

۲-۴-۲۳-۹ در این اعضا نسبت آرماتور طولی نباید کمتر از یک درصد و بیشتر از شش درصد در نظر گرفته شود. محدودیت حداکثر مقدار آرماتور باید در محل وصله‌ها نیز رعایت شود. در مواردی که آرماتور طولی از نوع فولاد S۴۰۰ است، نسبت آرماتور در خارج از محل وصله‌ها به حداکثر چهار و نیم درصد محدود می‌شود.

۲-۴-۲۳-۹ فاصله محور تا محور میلگردهای طولی از یکدیگر نباید بیشتر از ۲۰۰ میلی‌متر باشد.

## محاسبات ۸۹

۴۰- مقدار حداکثر آرماتور طولی در قطعات فشاری چقدر است؟

- (۱) در صورت تامین فواصل مجاز میلگردها و پوشش لازم طبق مقررات محدودیتی وجود ندارد.
- (۲) برای تمام رده‌های فولاد در محل وصله‌ها و خارج از آنها ۶٪ می‌باشد.
- (۳) برای فولادی S۴۰۰ در محل وصله‌ها ۶٪ و در خارج از آنها ۴/۵٪ و برای رده‌های پایین‌تر در تمام طول ستون ۶٪ می‌باشد.
- (۴) از آنجا که در محل وصله‌ها سطح مقطع آرماتورهای طولی حداکثر ۲ برابر می‌شود مقدار حداکثر برابر ۳٪ می‌باشد.

گزینه ۳

## محاسبات ۸۹

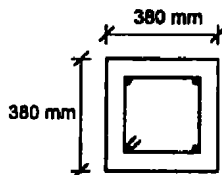
۳۳- برای آرماتورهای طولی ستون بتن آرمه ساختمان یک طبقه‌ای با مقطع  $30 \times 30 \text{ cm}$  از  $4\Phi 28 + 4\Phi 25$  استفاده شده است. در صورتیکه نوع آرماتور طولی S400 بوده و در هیچ محلی وصله نشده باشند، گزینه صحیح را انتخاب نمایید.

- (۱) مقدار آرماتور مصرفی قابل قبول است.
- (۲) مقدار آرماتور مصرفی غیر قابل قبول است.
- (۳) استفاده از آرماتور طولی نوع S400 برای این ستون مجاز نمی‌باشد.
- (۴) در صورتی که فاصله خاموت‌ها در سرتاسر طول ستون از 10 سانتیمتر کمتر باشد، استفاده از مقطع فوق مجاز است.

گزینه ۲

## محاسبات ۹۳

۲۸- در مورد ستون (عضو تحت فشار و خمش) با مقطع  $380 \times 380 \text{ mm}$  با آرماتور طولی  $4\Phi 25$  و تنگ  $\Phi 10 @ 150 \text{ mm c/c}$  و پوشش بتن  $40 \text{ mm}$  گزینه صحیح را انتخاب کنید؟



- (۱) چنانچه قطر تنگ از  $\Phi 10$  به  $\Phi 12$  تغییر یابد آرماتورگذاری قابل قبول تلقی می‌گردد.
- (۲) آرماتورگذاری عضو مورد نظر قابل قبول نیست.
- (۳) آرماتورگذاری عضو موردنظر قابل قبول است.
- (۴) چنانچه آرماتورهای طولی از  $4\Phi 25$  به  $4\Phi 30$  تغییر یابد آرماتورگذاری قابل قبول می‌گردد.

گزینه ۲

فاصله میلگردهای طولی برابر است با:

$$s = 380 - 2(40 + 10 + 12.5) = 255 \text{ mm}$$

که غیر قابل قبول است. برای این ستون باید از آرایش ۸ تایی به جای آرایش ۴ تایی برای میلگردهای طولی استفاده شود.

همچنین پوشش بتن ( $40 \text{ mm}$ ) برای تیر و ستون طبق جدول زیر در بهترین حالت حداقل باید  $45 \text{ mm}$  باشد و نابراین پوشش میلگرد نیز کافی نمی‌باشد.

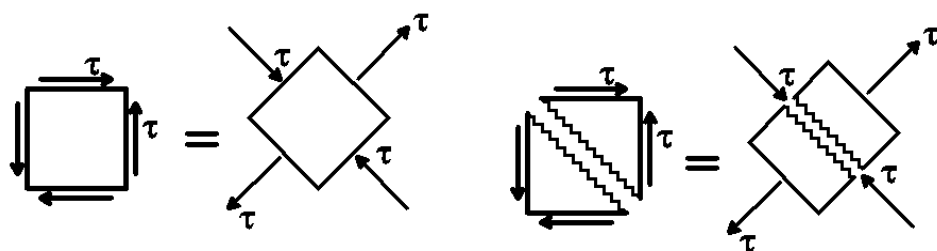
جدول ۹-۶-۹ مقادیر حداقل ضخامت پوشش بتن روی میلگردها (میلیمتر) در شرایط محیطی بند ۹-۶-۴

نوع قطعه	نوع شرایط محیطی			
	متوسط	شدید	خیلی شدید	فوق العاده شدید
تیرها و ستون‌ها	۴۵	۵۰	۷۵	۷۵
دال‌ها و تیرچه‌ها	۳۰	۳۰	۶۰	۶۰
دیوارها و پوسته‌ها	۲۵	۳۰	۵۵	۵۵
شالوده‌ها	۵۰	۶۰	۹۰	۹۰

## ۸-برش

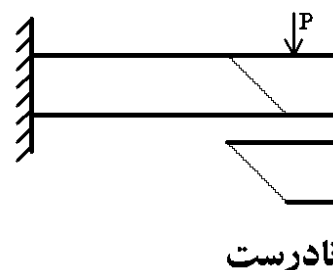
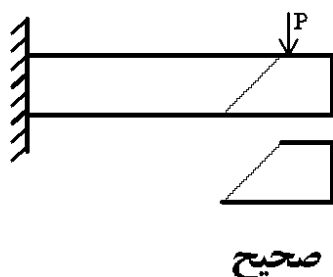
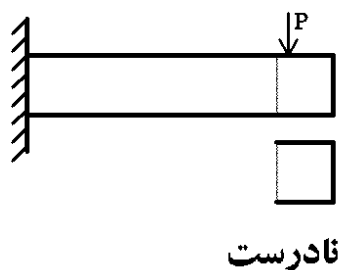
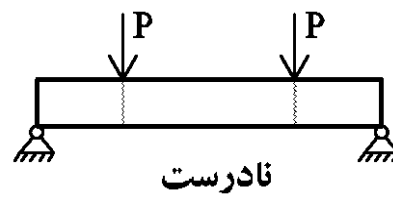
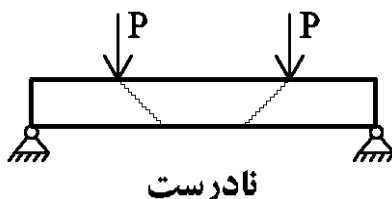
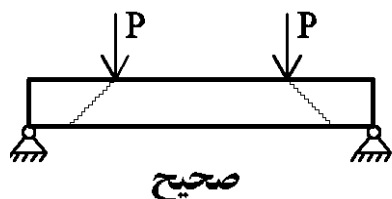
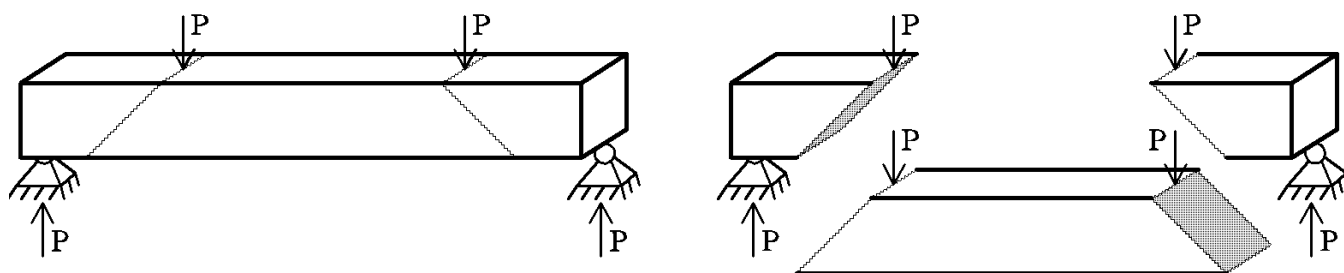
زمانی که یک المان تحت برش خالص قرار دارد، این المان در حقیقت تحت ترکیب کشش و فشار قرار دارد.

بتن تحت کشش ضعیف است و ترک می خورد:



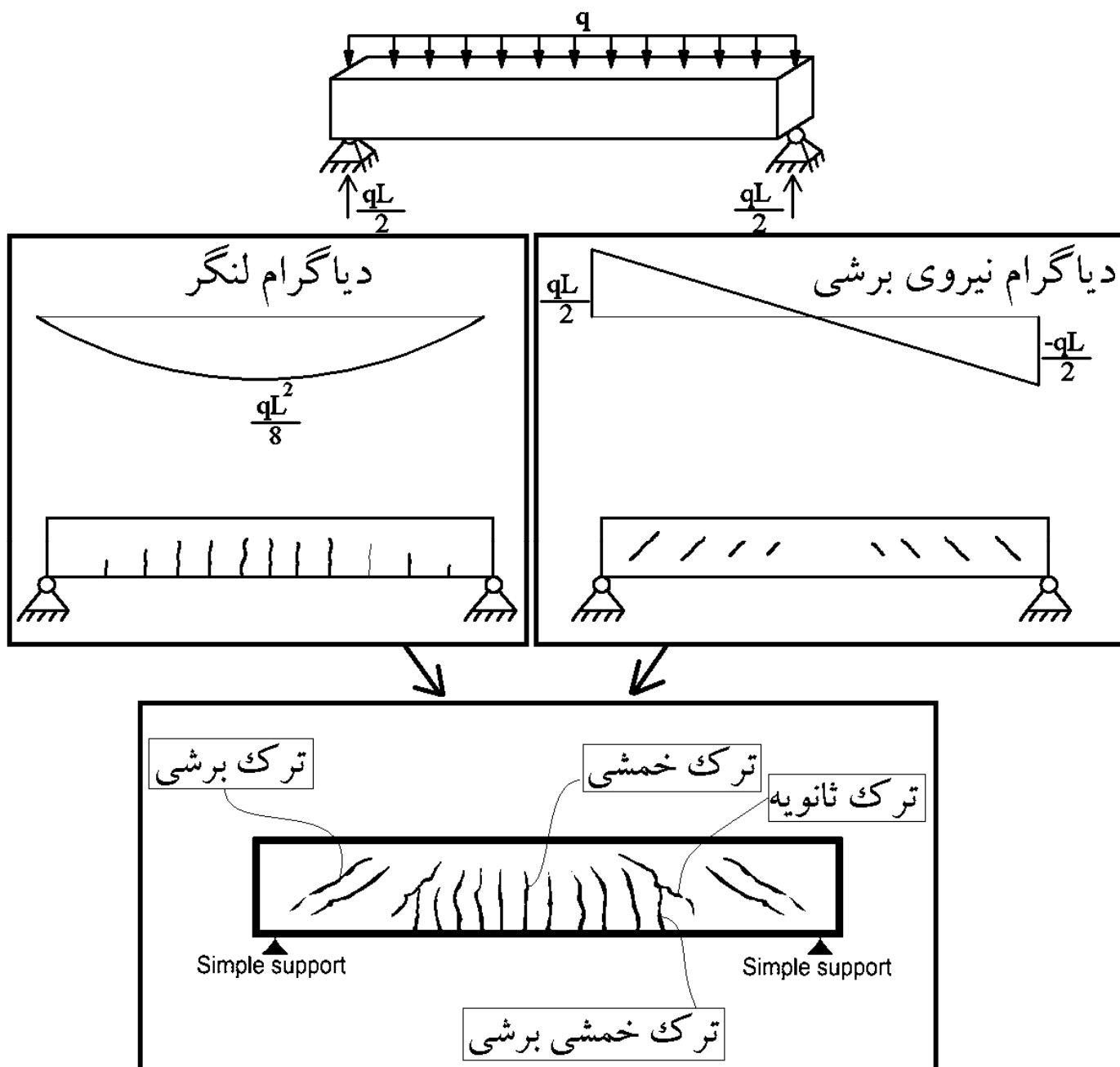
ترکهای برشی با راستای نیروی وارده زاویه ۴۵ درجه می سازند. در حقیقت بتن تحت "برش" به صورت کششی "ترک" می خورد.

نحوه تشخیص ترک: تیر به صورتی ترک می خورد که بتواند در راستای اعمال نیرو حرکت کند:



شکست برشی ستون در زلزله San Fernando 1971:

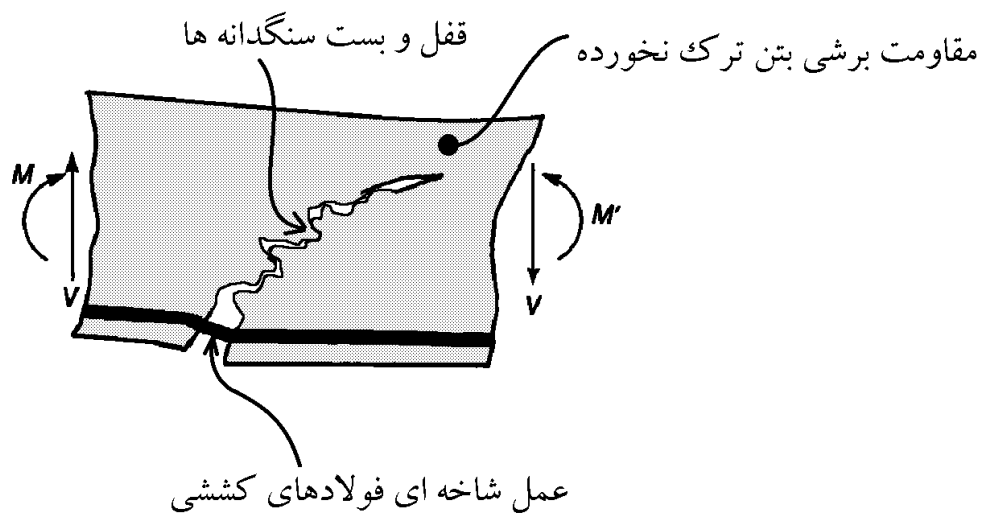




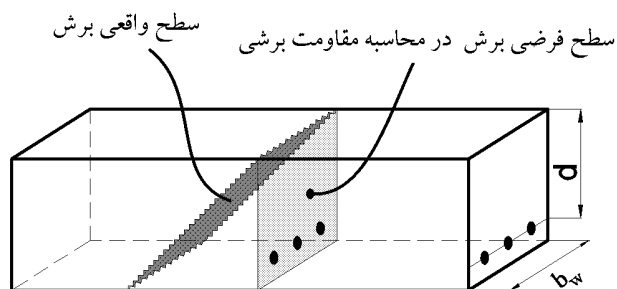
در مقطع مستطیلی تحت برش، تنش برشی حداکثر در وسط جان اتفاق می افتد و بنابراین ترک های برشی از وسط مقطع شروع می شوند.

در مقطع مستطیلی تحت خمش، تنش خمشی حداکثر در پایین مقطع اتفاق می افتد و بنابراین ترک ها از پایین مقطع شروع می شوند.

## ۸-۱- مقاومت برشی بتن



برای محاسبه مقاومت برشی مقطع دو روش داریم: ۱- روش تقریبی، ۲- روش دقیق. در هر دو روش مقاومت مقطع بر اساس سطح فرضی عمود بر صفحه محاسبه می شود:





### ۳-۱۵-۹ نیروی برشی مقاوم تأمین شده توسط بتن

۳-۱۵-۹-۱  $V_c$  را می‌توان بر اساس ضوابط بندهای ۳-۱۵-۹-۱ تا ۳-۱۵-۹-۳ و یا با

جزئیات دقیق‌تر مطابق بند ۳-۱۵-۹-۲ محاسبه نمود.

۳-۱۵-۹-۱ برای اعضای که تحت اثر برش و خمش قرار دارند:

$$V_c = v_c b_w d \quad (۳-۱۵-۹)$$

در این رابطه  $V_c$  با استفاده از رابطه (۴-۱۵-۹) محاسبه می‌شود:

$$v_c = 0.17 \phi_c \sqrt{f_c} \quad (۴-۱۵-۹)$$

۳-۱۵-۹-۲ برای اعضای که تحت اثر برش و خمش و فشار محوری قرار دارند:

$$V_c = v_c \left(1 + \frac{N_u}{12 A_g}\right) b_w d \quad (۵-۱۵-۹)$$

۳-۱۵-۹-۳ برای اعضای که تحت اثر همزمان برش، خمش و کشش محوری قرار دارند:

$$V_c = v_c \left(1 + \frac{N_u}{3 A_g}\right) b_w d \geq 0 \quad (۶-۱۵-۹)$$

در این رابطه،  $N_u$  منفی است.

۳-۱۵-۹-۲ مقدار  $V_c$  را می‌توان با جزئیات دقیق‌تر مطابق بندهای ۳-۱۵-۹-۲ و ۳-۱۵-۹-۲ محاسبه نمود.

۳-۱۵-۹-۲ برای اعضای که تحت اثر همزمان برش و خمش قرار دارند:

$$V_c = (0.175 v_c + 12 \rho_w \frac{V_u d}{M_u}) b_w d \quad (۷-۱۵-۹)$$

مقدار  $V_c$  در هر حال نباید بزرگتر از  $1/75 v_c b_w d$  در نظر گرفته شود.

در محاسبه  $V_c$  از رابطه (۷-۱۵-۹) کمیت  $\frac{V_u d}{M_u}$  نباید بزرگتر از واحد اختیار شود. لنگر خمشی

نهایی  $M_u$  لنگری است که همزمان با نیروی برشی نهایی  $V_u$  بر مقطع مورد نظر اثر می‌کند.

۳-۱۵-۹-۲ برای اعضای که تحت اثر همزمان برش و خمش و فشار محوری قرار دارند:

در این حالت برای محاسبه  $V_c$  می‌توان رابطه (۷-۱۵-۹) را به کار برد با این تفاوت که در آن به جای  $M_u$  مقدار  $M_m$  از رابطه (۸-۱۵-۹) را جایگزین نموده و کمیت  $\frac{V_u d}{M_u}$  را نیز به مقدار واحد

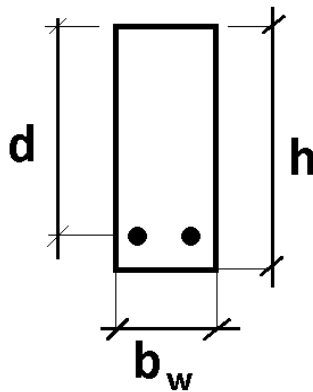
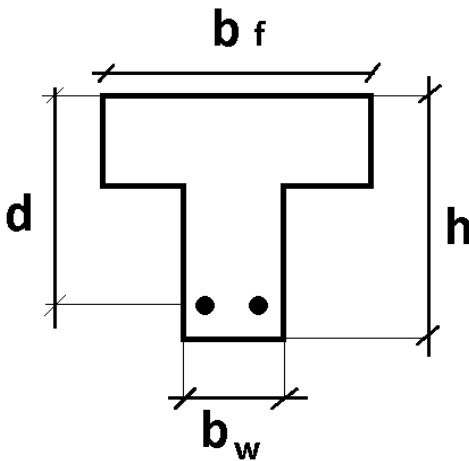
محدود نکرد.

$$M_m = M_u - N_u \left( \frac{e h - d}{\lambda} \right) \quad (۸-۱۵-۹)$$

مقدار  $V_c$  در هر حال نباید بزرگتر از مقدار به دست آمده از عبارت (۹-۱۵-۹) در نظر گرفته شود:

$$1/75 v_c \sqrt{1 + \frac{N_u}{2 A_g}} b_w d \quad (۹-۱۵-۹)$$

در صورتی که مقدار  $M_m$  در رابطه (۸-۱۵-۹) منفی گردد،  $V_c$  معادل مقدار حاصل از عبارت (۹-۱۵-۹) منظور می‌گردد.



۲۴- یک مقطع بتن مسلح تحت اثر برش و خمش قرار دارد. چنانچه نیروی محوری نهایی فشاری برابر  $N_g = 640 \text{ kN}$  نیز اضافه شود، بدون استفاده از جزئیات دقیق تر، نیروی برشی مقاوم تأمین شده توسط بتن مقطع چند برابر خواهد شد؟

- ۱) ۰.۵      ۲) ۳      ۳) ۱.۵      ۴) ۱

گزینه ۳

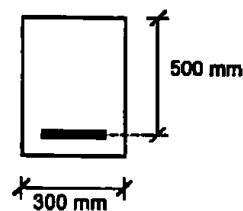
$$\frac{V_{c2}}{V_{c1}} = \left( 1 + \frac{N_u}{12A_g} \right) = 1 + \frac{1}{2} = 1.5$$

۵۷- در مورد نیروی برشی مقاوم تأمین شده توسط بتن ( $V_c$ ) اعضای که تحت اثر نیروی برشی و لنگر خمشی و نیروی محوری قرار دارند، گزینه صحیح را انتخاب کنید.

- ۱) نیروی محوری فشاری، مقدار  $V_c$  را افزایش و نیروی محوری کششی، مقدار  $V_c$  را کاهش می دهد.  
 ۲) نیروی محوری فشاری، مقدار  $V_c$  را کاهش و نیروی محوری کششی، مقدار  $V_c$  را افزایش می دهد.  
 ۳) نیروی محوری فشاری و نیروی محوری کششی هر دو، مقدار  $V_c$  را افزایش می دهند.  
 ۴) نیروی محوری تأثیری بر نیروی مقاوم برشی  $V_c$  ندارد.

گزینه ۱

۲۷- مقدار نیروی برشی تأمین شده توسط بتن برای عضو بتن آرمه که تحت اثر همزمان برش و خمش قرار دارد، با جزئیات دقیق تر، در صورتیکه:  $b = 300 \text{ mm}$ ،  $d = 500 \text{ mm}$ ،  $A_s = 5\Phi 25$ ،  $M_u = 100 \text{ kN.m}$ ،  $V_u = 100 \text{ kN}$  و نوع فولاد S400 باشد به کدامیک از مقادیر زیر بر حسب kN نزدیک تر است؟  $M_u$  و  $V_u$  همزمان بر مقطع عضو اثر می کنند و  $\phi_c = 0.65$  فرض شود.



- ۱) ۷۲  
 ۲) ۱۷۰  
 ۳) ۱۰۷  
 ۴) ۸۵

گزینه ۳

با توجه به رابطه ۹-۱۵-۷ داریم:

$$V_c = \left( 0.95 \times 0.2 \times 0.65 \times \sqrt{25} + 12 \times \frac{5 \times \pi \times 12.5^2}{300 \times 500} \times \min \left( \frac{100 \times 0.5}{100}, 1 \right) \right) \times 300 \times 500 = 107 \text{ kN}$$

مقدار فوق نباید بیشتر از مقدار زیر منظور شود:

$$V_c = 1.75 (0.2 \times 0.65 \times \sqrt{25}) \times 300 \times 500 = 170 \text{ kN}$$

۲۱- تیری با مقطع مستطیلی به عرض ۳۰۰ میلی‌متر و ارتفاع مؤثر ۵۰۰ میلی‌متر با بتن درجا مفروض است. در صورتی که آرماتور کششی  $4\Phi 25$ ، رده بتن C25، نوع فولاد S400 و نیروی برشی و لنگر خمشی در مقطع موردنظر برابر  $V_u = 300 \text{ kN}$  و  $M_u = 100 \text{ kN.m}$  باشد، نسبت مقدار  $V_c$  (با جزییات دقیق‌تر) مقطع تیر به مقدار  $V_c$  (فرمول ساده‌تر) آن مقطع به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

- (۱) ۱.۱۰ (۲) ۱.۲۰ (۳) ۱.۳۰ (۴) ۱.۴۰

گزینه ۲

رابطه تقریبی:

$$V_c = v_c b d = 0.2 \times 0.65 \times \sqrt{25} \times 300 \times 500 = 0.65 \times b d = 97500 \text{ N} = 97.5 \text{ kN}$$

رابطه دقیق:

$$\frac{V_u d}{M_u} = \frac{300 \times 0.5}{100} = 1.5 > 1 \rightarrow \frac{V_u d}{M_u} = 1$$

$$\rho_w = \frac{4 \times 3.14 \times 12.5^2}{300 \times 500} = 0.013$$

$$V_c = \left( 0.95 v_c + 12 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) \times 300 \times 500 = (0.95 \times 0.65 + 12 \times 0.013 \times 1) \times 300 \times 500 = 116.025 \text{ kN}$$

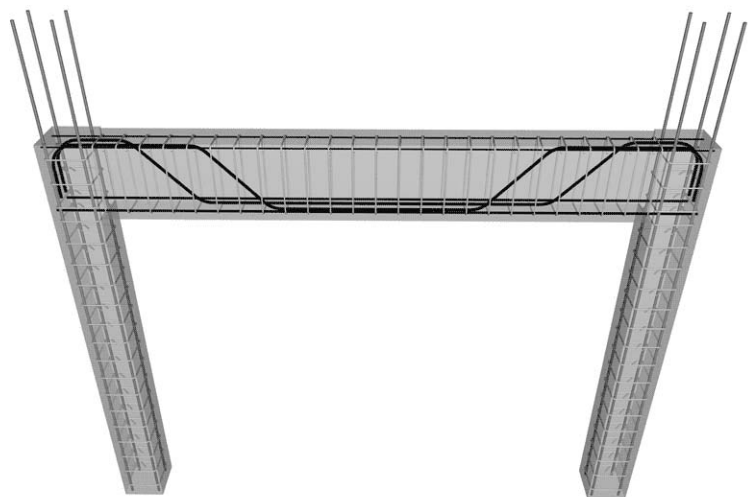
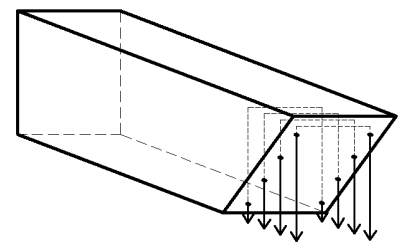
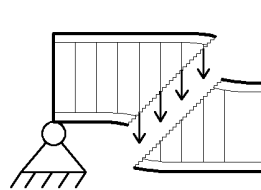
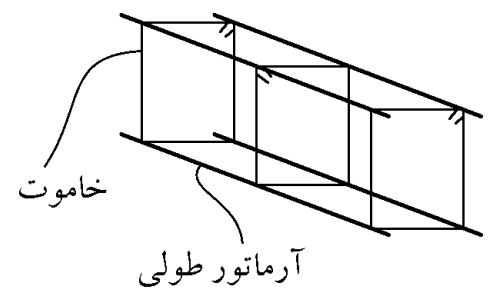
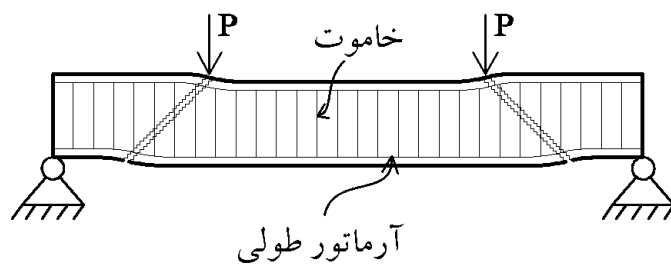
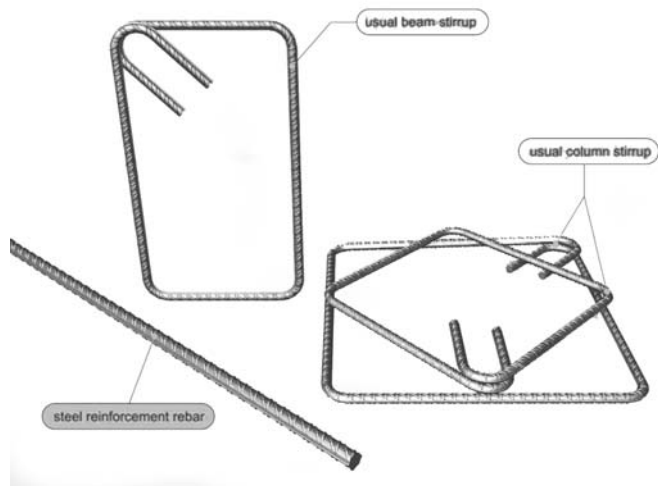
$$\frac{116.025}{97.5} = 1.19$$

۳۴- در خصوص تأثیر نیروی محوری فشاری بر روی برش مقاوم یک مقطع بتنی، کدام یک از جملات زیر صحیح می‌باشد؟

- (۱) نیروی فشاری بر برش مقاوم تأثیر مستقیم ندارد.
- (۲) در مقطعی که نسبت برش به لنگر کم باشد، نیروی برشی مقاوم افزایش می‌یابد.
- (۳) نیروی محوری فشاری، برش مقاوم مقطع را افزایش می‌دهد.
- (۴) نیروی محوری فشاری، برش مقاوم مقطع را کاهش می‌دهد.

گزینه ۳

## ۸-۲- مقاومت برشی خاموت



## ۹-۱۵-۴ نیروی برشی تأمین شده توسط آرماتورها

### ۹-۱۵-۴-۱ انواع آرماتورهای برشی

آرماتورهای برشی می‌توانند شامل انواع زیر باشد:

(الف) خاموت‌های عمود بر محور عضو

(ب) خاموت‌هایی با زاویه ۴۵ درجه یا بیشتر نسبت به میلگردهای کششی طولی به نحوی که ترک‌های قطری احتمالی را قطع کنند. در صورت احتمال تغییر زاویه ترک در اثر تغییر نوع بارگذاری، استفاده از این نوع خاموت مجاز نمی‌باشد.

(پ) میلگردهای طولی خم شده به قطر حداکثر ۳۶ میلی متر، تحت زاویه ۳۰ درجه یا بیشتر نسبت به میلگردهای کششی طولی به نحوی که ترکهای قطری احتمالی را قطع کنند.

(ت) ترکیبی از خاموت‌ها و میلگردهای طولی خم شده با شرایط مذکور در بندهای الف، ب و پ.

(ث) آرماتورهای طولی توزیع شده در ارتفاع تیرهای عمیق یا تیر تیغه‌های تعریف شده در بند ۹-۱۴-۳-۱.

(ج) دورپیچ‌ها

### ۹-۱۵-۴-۲ نیروهای برشی مقاوم انواع آرماتورها

مقدار  $V_s$  در حالات مختلف براساس بندهای ۹-۱۵-۴-۲-۱ تا ۹-۱۵-۴-۲-۶ محاسبه می‌شوند.

۹-۱۵-۴-۲-۱ وقتی که از آرماتور برشی عمود بر محور عضو استفاده می‌شود:

$$V_s = \phi_s A_{sv} f_{yv} \frac{d}{S_n} \quad (۹-۱۵-۱۰)$$

۹-۱۵-۴-۲-۲ وقتی که از خاموت‌های مایل به عنوان آرماتورهای برشی استفاده می‌شود:

$$V_s = \phi_s A_{sv} f_{yv} \left( \sin \alpha + \cos \alpha \right) \frac{d}{S_n} \quad (۹-۱۵-۱۱)$$

۹-۱۵-۴-۲-۳ وقتی که آرماتور برشی شامل یک میلگرد منفرد یا یک ردیف میلگردهای متوازی باشد که همگی در فاصله‌ای یکسان از تکیه‌گاه خم شده باشند:

$$V_s = \phi_s A_{sv} f_{yv} \sin \alpha \quad (۹-۱۵-۱۲)$$

مقدار  $V_s$  در این حالت نباید بیشتر از  $1/5 V_c b_w d$  در نظر گرفته شود.

۹-۱۵-۴-۲-۴ وقتی آرماتور برشی شامل یک سری میلگردهای خم شده متوازی در فواصل مختلف از تکیه‌گاه باشد، مقدار  $V_s$  برابر  $0.75$  مقدار بدست آمده از رابطه (۹-۱۵-۱۱) در نظر گرفته می‌شود. در این حالت مقدار  $V_s$  نباید بیشتر از مقدار  $1/5 V_c b_w d$  اختیار شود.

۹-۱۵-۴-۲-۵ آرماتورهای طولی خم شده را تنها در سه چهارم طول ناحیه مورب متقارن به مرکز آنها، می‌توان به عنوان آرماتور برشی موثر تلقی نمود. فواصل این آرماتورها باید طوری انتخاب شود که ضابطه بند ۹-۱۵-۴-۲-۶ در طولی معادل سه چهارم طول ناحیه مورب (متقارن نسبت به مرکز) میلگردها عملی گردد.

۹-۱۵-۴-۲-۶ در صورتی که بیش از یک نوع آرماتور برشی در یک ناحیه از عضوی مورد استفاده قرار گیرد، مقدار  $V_s$  برابر مجموع مقادیر نظیر محاسبه شده برای انواع مختلف آرماتورها می‌باشد.

### محاسبات ۸۳- پایه ۲ و پایه ۳

۳۶- در یک تیر مستطیلی با عرض ۲۵ سانتیمتر و عمق موثر ۵۰ سانتیمتر، از خاموت‌های بسته T10/25cm بصورت مایل با زاویه ۶۰ درجه و نیز از خاموت‌های بسته T12/25cm بصورت قائم استفاده شده است. مقاومت برشی نهایی مقطع این تیر چقدر است؟  
 $f_c = 3000 \text{ kg/cm}^2$  و  $f_y = 3000 \text{ kg/cm}^2$

$$V_r = 11.5 \text{ Ton} \quad (۱)$$

$$V_r = 22.5 \quad (۲)$$

$$V_r = 34.0 \quad (۳)$$

$$V_r = 45.5 \quad (۴)$$

## محاسبات ۸۳- پایه ۳

۳۹- در یک تیر بتن آرمه چنانچه عرض تیر  $1/5$  برابر، عمق تیر  $2$  برابر و فولاد خمشی نصف گردند:

- (۱) مقاومت خمشی سه برابر و مقاومت برشی سه برابر می‌شود.
- (۲) مقاومت خمشی شش برابر و مقاومت برشی سه برابر می‌شود.
- (۳) مقاومت خمشی  $1/5$  برابر و مقاومت برشی سه برابر می‌شود.
- (۴) مقاومت خمشی  $2/35$  برابر و مقاومت برشی  $\sqrt{3}$  برابر می‌شود.

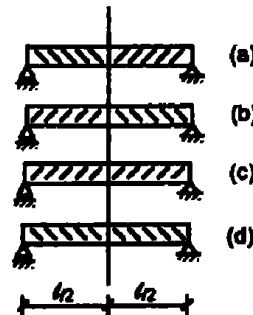
گزینه ۱

منظور طراح از "فولاد خمشی"، "درصد فولاد خمشی" بوده است.

## محاسبات ۹۳

۲۵- در یک تیر با تکیه‌گاه‌های ساده تحت اثر بار گسترده ثقلی یکنواخت از نظر آرایش آرماتورهای

برشی، گزینه صحیح را انتخاب نمایید؟



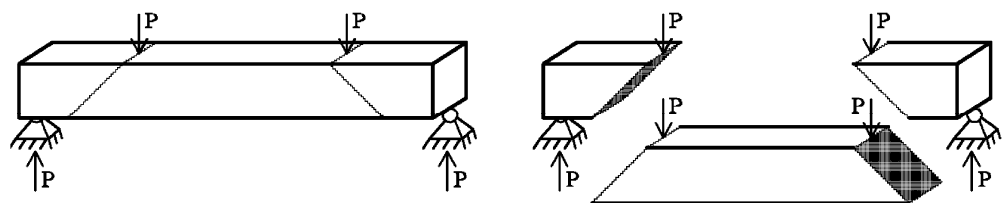
(۱) (a)

(۲) (d)

(۳) (c)

(۴) (b)

با توجه به نحوه ترک خوردن تیرهای بتنی تحت بار ثقلی که در شکل زیر نشان داده شده است، خاموت‌ها باید عمود بر راستای ترک‌ها قرار داده شوند تا بتوانند ترک‌ها را بدوزند. بنابراین گزینه ۱ صحیح است.



## محاسبات ۸۷

۴۰- مقطعی از یک تیر بتن آرمه مفروض است. در این مقطع، برای تحمل برش از تعدادی آرماتور موازی، که همگی در فاصله ای یکسان از تکیه‌گاه خم شده‌اند، استفاده می‌شود. ارتفاع موثر مقطع برابر با ۶۰۰ میلی‌متر، عرض مقطع برابر با ۴۰۰ میلی‌متر، زاویه آرماتورهای خم شده به بالا نسبت به افق برابر با ۴۵ درجه، مقاومت مشخصه آرماتورهای خم شده به بالا برابر با  $340MP_a$ ، مقاومت مشخصه بتن برابر با  $25MP_a$  و قطر آرماتور خم شده به بالا برابر با ۱۲ mm است.  $V_c$  و  $V_s$  به ترتیب از راست به چپ برابرند با:

(۱) ۱۴۴ KN و ۱۳۸ KN

(۲) ۰.۶ KN و ۲۱۶ KN

(۳) ۱۴۴ KN و ۲۳ KN

(۴) ۵۴ KN و ۲۳ KN

گزینه ۱

۴۳- در یک تیر کنسول بتنی از آرماتورهای برشی مطابق شکل‌های ۱ و ۲ استفاده شده است. با فرض یکسان بودن  $A_v$  و  $S$  در هر دو حالت، نسبت نیروی برشی مقاوم آرماتورهای برشی حالت ۲ نسبت به حالت ۱ برابر است با:

	(۱)	۲/۰۰
	(۲)	۰/۷۱
		۱/۰۰
		۱/۳۱

گزینه ۴

### ۸-۳- ضوابط مهار خاموت‌ها و تنگها و خم آنها

۹-۲۱-۳- ضوابط خاص مهار آرماتور عرضی در جان قطعات خمشی

۹-۲۱-۳-۴-۱ آرماتور عرضی در جان قطعات خمشی باید تا حدی که پوشش بتنی آرماتور و یا نزدیکی سایر آرماتورها اجازه می‌دهد، نزدیک به دو وجه فشاری و کششی عضو در مقطع قرار داده شود.

۹-۲۱-۳-۴-۲ دو انتهای آرماتور عرضی تک شاخه‌ای و آرماتور به شکل  $U$  تکی و یا مکرر باید به یکی از طرق (الف) و (ب) این بند مهار شوند:

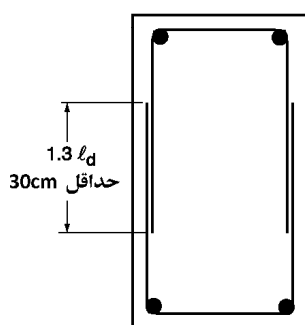
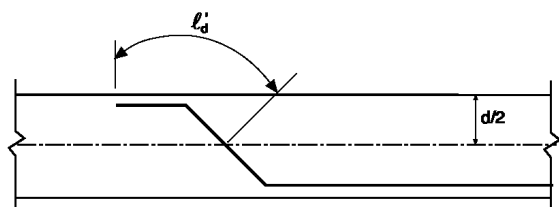
الف- برای میلگردهای به قطر کوچکتر از ۱۶ میلیمتر و برای میلگردهای با قطر ۱۶ تا ۲۵ میلیمتر از رده  $S340$  یا رده پایین‌تر، باید از قلاب استاندارد استفاده شود. قلاب باید حداقل یک میلگرد طولی را در برگرد.

ب- برای میلگردهای با قطر ۱۶ تا ۲۵ میلیمتر از رده  $S400$  و بالاتر، باید علاوه بر استفاده از قلاب استاندارد که حداقل یک میلگرد طولی را در برگرفته باشد، طول گیرایی به اندازه دو سوم طول گیرایی میلگرد قلابدار (ضوابط بند ۹-۲۱-۷) نیز تأمین شود. طول گیرایی میلگرد قلابدار از محل وسط ارتفاع موثر مقطع اندازه‌گیری می‌شود.

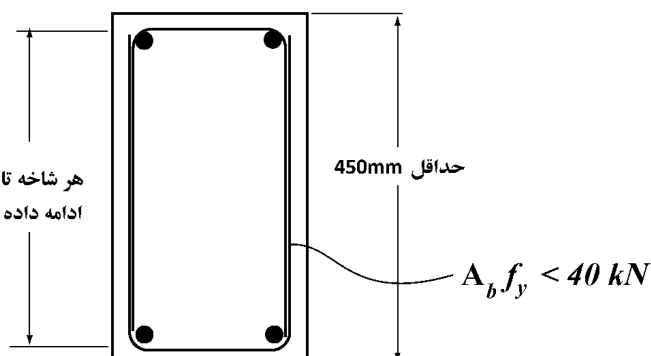
۹-۲۱-۳-۴-۳ در بین دو انتهای مهار شده خاموت‌های به شکل  $U$  تکی و یا مکرر، در هر خم واقع در ناحیه پیوسته خاموت باید حداقل یک آرماتور طولی محصور شده باشد.

۹-۲۱-۳-۴-۴ میلگردهای طولی خم شده که به عنوان آرماتور برشی مورد استفاده قرار می‌گیرند اگر به ناحیه بتن کششی برده شوند باید بصورت آرماتور کششی مورد استفاده قرار گیرند و اگر به ناحیه فشاری برده شوند باید برطبق ضوابط مهار میلگردها در این ناحیه مهار شوند. در این میلگردها طول گیرایی از محل وسط ارتفاع موثر مقطع،  $\frac{d}{4}$  اندازه‌گیری می‌شود.

۹-۲۱-۳-۵-۴ در زوج خاموت‌های  $U$  شکل که با وصله پوششی، یک خاموت بسته می‌سازند، باید طول پوشش برابر با حداقل  $1/3 l_d$  رعایت شود. در این خاموت‌ها، چنانچه مقدار  $A_b f_y$  هر شاخه کمتر از ۴۰ کیلونیوتن و ارتفاع مقطع عضو بیشتر از ۴۵۰ میلی‌متر باشد، می‌توان طول پوشش را کمتر از  $1/3 l_d$  در نظر گرفت مشروط بر آنکه هر شاخه از  $U$  تا وجه مقابل ادامه داده شود.



هر شاخه تا وجه مقابل ادامه داده شده است



## ۹-۲۳ ضوابط ویژه برای طراحی در برابر زلزله

### ۹-۲۳-۲ ضوابط کلی طراحی

#### ۹-۲۳-۲-۱ تعاریف

#### ۹-۲۳-۲-۱-۶ قلاب دوجت

میگردهی که در یک انتها دارای قلابی با زاویه خم حداقل ۱۳۵ درجه و قسمت مستقیم انتهایی به طول حداقل ۶ برابر قطر میگرده یا ۷۵ میلیمتر و در انتهای دیگر دارای قلابی با زاویه خم حداقل ۹۰ درجه و قسمت مستقیم انتهایی به طول حداقل ۸ برابر قطر میگرده باشد. این قلابها باید میگردهای طولی واقع در محیط مقطع عضو را در برگیرند. محل خم ۹۰ درجه قلابها باید به صورت یک در میان، در مقاطع متوالی در طول عضو، عوض شود.

## ۹-۲۱ مهار و وصله آرماتور

### ۹-۲۱-۲ مهار میگردها

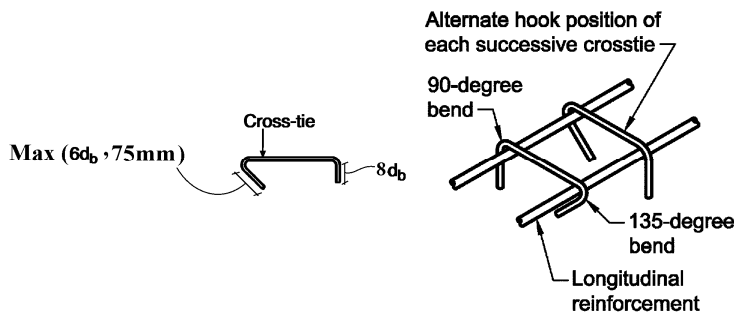
#### ۹-۲۱-۲-۲ قلابهای استاندارد

ب - برای میگردهای تقسیم و خاموتها

- خم ۹۰ درجه (گونیا) به اضافه حداقل  $6d_b$  طول مستقیم ولی نه کمتر از ۶۰ میلیمتر در انتهای آزاد میگرده، برای میگردهای به قطر از ۱۶ میلی‌متر و کمتر
- خم ۹۰ درجه (گونیا) به اضافه حداقل  $2d_b$  طول مستقیم در انتهای آزاد میگرده، برای میگردهای به قطر بیشتر از ۱۶ میلی‌متر و کمتر از ۲۵ میلی‌متر
- خم ۱۳۵ درجه (چنگک) به اضافه حداقل  $6d_b$  طول مستقیم ولی نه کمتر از ۶۰ میلی‌متر در انتهای آزاد میگرده

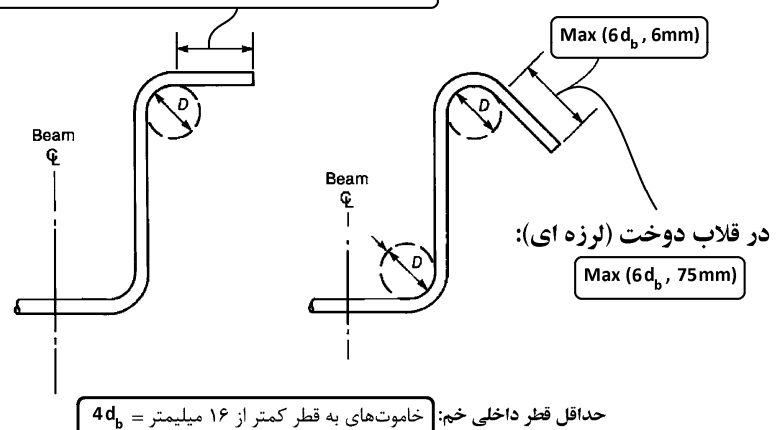
#### ۹-۲۱-۳ حداقل قطر خمها

ب- قطر داخلی خمها برای خاموت‌های به قطر کمتر از ۱۶ میلیمتر نباید کمتر از  $4d_b$  اختیار شود.



Max ( $6d_b$ , 6mm) خاموت‌های به قطر کمتر از ۱۶ میلیمتر

میگردهای تقسیم و خاموت‌ها





## ۸-۳-۱- $\left(\frac{A_v}{S}\right)_{max}$ در تیرها

### ۹-۱۵-۲ حالت حدی نهایی مقاومت در برش

۹-۱۵-۲-۱ در مقاطع تحت اثر برش، کنترل حالت حدی مقاومت باید بر اساس رابطه (۹-۱۵-۱)

صورت گیرد:


$$V_u \leq V_r \quad (۹-۱۵-۱)$$

در این رابطه  $V_u$  نیروی برشی مقاوم مقطع است که از تحلیل سازه تحت اثر بار نهایی به دست می‌آید و  $V_r$  مطابق بند ۹-۱۵-۲ محاسبه می‌شود.

۹-۱۵-۲-۲ مقدار  $V_r$  از رابطه (۹-۱۵-۲) محاسبه می‌شود:

$$V_r = V_c + V_s \quad (۹-۱۵-۲)$$

مقادیر  $V_c$  و  $V_s$  بر اساس ضوابط قسمت‌های ۹-۱۵-۳ و ۹-۱۵-۴ محاسبه می‌شوند.

۹-۱۵-۳-۳ مقدار  $V_r$  نباید بیشتر از  $0.25f_{cd}b_wd$  در نظر گرفته شود. 

### ۹-۱۵-۱۰ محدودیت‌های آرماتورهای پیچشی

۹-۱۵-۱۰-۷ حداکثر تنش در مقاطع قوطی شکل از رابطه (۹-۱۵-۲۱) و در مقاطع توپر از رابطه

(۹-۱۵-۲۲) بدست می‌آید.

$$\frac{V_u}{b_w d} + \frac{T_u P_h}{\sqrt{A_{oh}}} \leq 0.25f_{cd} \quad (۹-۱۵-۲۱)$$

$$\Rightarrow \sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{\sqrt{A_{oh}}}\right)^2} \leq 0.25f_{cd} \quad (۹-۱۵-۲۲)$$

### محاسبات ۹۳

۷- در یک ستون با مقطع دایره‌ای به قطر 450 mm و پوشش بتن 45 mm، حداکثر گام دورپیچ، بدون توجه به نیازهای محاسباتی، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (قطر دورپیچ را 10 میلی‌متر فرض کنید)

- |            |           |
|------------|-----------|
| 55 mm (۲)  | 45 mm (۱) |
| 100 mm (۴) | 75 mm (۳) |

گزینه ۲

$$\text{Min} \left( 75 + 10, \frac{450 - 2 \times 45 - 20}{6} \right) = 56.66$$

۴۴- نیروی برشی مقاوم تأمین شده توسط بتن در یک تیر بتن مسلح درجا با مقطع مستطیل براساس رابطه  $V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} b_w d$  بدست می‌آید. با توجه به رابطه مذکور حداکثر نیروی برشی مقاوم مقطع تیر (شامل سهم بتن و سهم فولاد برشی) حدوداً چه مقدار می‌تواند باشد؟ بتن از رده C25 و  $f_{cd}$  برابر  $\Phi_c f_c$  است.

- (۱)  $25 V_c$  (۲)  $9.50 V_c$  (۳)  $6.25 V_c$  (۴)  $4 V_c$

گزینه ۳

با افزایش خاموت، مقاومت برشی افزایش می‌یابد. ولی آیین نامه برای این افزایش محدودیتی قرار داده است. به طوریکه حداکثر مقاومت برشی (شامل مقاومت بتن و خاموت) نباید از مقدار زیر فراتر رود:

$$V_r < 0.25 f_{cd} b_w d = 0.25 \times 0.65 \times 25 b_w d = 4.0625 b_w d$$

مقدار  $V_c$  برابر است با:

$$V_c = 0.2 \times 0.65 \times \sqrt{25} b_w d = 0.65 b_w d$$

بنابراین مقدار حداکثر نیروی برشی مقاوم مقطع برابر است:

$$V_r < (4.0625 b_w d = 6.25 V_c)$$

#### ۹-۱۵-۲ حالت حدی نهایی مقاومت در برش

۹-۱۵-۲-۱ در مقاطع تحت اثر برش، کنترل حالت حدی مقاومت باید بر اساس رابطه (۹-۱۵-۱)

صورت گیرد:

$$V_u \leq V_r \quad (۹-۱۵-۱)$$

در این رابطه  $V_u$  نیروی برشی ایجاد شده در مقطع است که از تحلیل سازه تحت اثر بار نهایی به دست می‌آید و  $V_r$  مطابق بند ۹-۱۵-۲-۲ محاسبه می‌شود.

۹-۱۵-۲-۲ مقدار  $V_r$  از رابطه (۹-۱۵-۲) محاسبه می‌شود:

$$V_r = V_c + V_s \quad (۹-۱۵-۲)$$

مقادیر  $V_c$  و  $V_s$  بر اساس ضوابط قسمت‌های ۹-۱۵-۳ و ۹-۱۵-۴ محاسبه می‌شوند.

۹-۱۵-۲-۳ مقدار  $V_r$  نباید بیشتر از  $0.25 f_{cd} b_w d$  در نظر گرفته شود.

## ۸-۳-۲- $\left(\frac{A_v}{s}\right)_{min}$ در تیرها

### ۹-۱۵-۳- حداقل آرماتور برشی

۹-۱۵-۳-۱ در تمامی اعضای خمشی بتن آرمه‌ای، به غیر از موارد مندرج در بند ۹-۱۵-۳-۲،

که در آنها مقدار  $V_u$  از نصف مقدار  $V_c$  تجاوز کند، باید آرماتور برشی به کار برده شود.

مقدار آرماتور برشی حداقل از رابطه (۹-۱۵-۱۳) به دست می‌آید:

$$A_{svmin} = 0.6 \sqrt{f_c} \frac{b_w S_n}{f_{yv}} \quad (9-15-13)$$

۹-۱۵-۳-۲ در موارد زیر ضوابط مربوط به بخش‌های مربوطه ملاک عمل خواهد بود.

(الف) دال‌ها و شالوده‌ها

(ب) سقف‌های ساخته شده با سیستم تیرچه‌های بتنی مطابق تعریف بند ۹-۱۴-۲-۶

(پ) تیرهایی که ارتفاع آنها کمتر از ۲۵۰ میلی‌متر است.

(ت) تیرهایی که به صورت یکپارچه با دال ریخته شده و ارتفاع کل آنها کمتر از دو و نیم برابر

ضخامت دال، نصف پهنای جان و ۶۰۰ میلی‌متر باشد.

۹-۱۵-۳-۳ چنانچه بتوان به کمک آزمایش‌های قابل قبول نشان داد که در صورت حذف

آرماتور برشی، مقاطع مورد نظر مقاومت‌های خمشی و برشی لازم را خواهند داشت، می‌توان ضابطه

بند ۹-۱۵-۳-۱ را رعایت نکرد. در این آزمایش‌ها باید اثر نشست‌های نامساوی، وارفنگی،

جمع‌شدگی و تغییر درجه حرارت محیط را براساس ارزیابی واقعی در شرایط بهره‌برداری در نظر

گرفت.

۹-۱۵-۳-۴ چنانچه براساس بند ۹-۱۵-۷-۱ طراحی برای پیچش لازم باشد، حداقل سطح

مقطع خاموت برشی و پیچشی بسته در مجموع از رابطه (۹-۱۵-۱۴) بدست می‌آید.

$$(A_{sv} + 2A_t)_{min} = 0.6 \sqrt{f_c} \frac{b_w S_n}{f_{yv}} \quad (9-15-14)$$

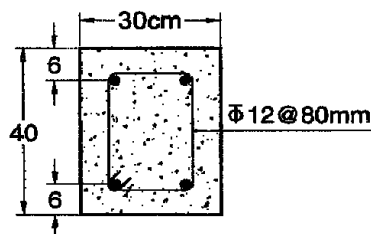
این آرماتورها باید از نوع خاموت بسته باشد، ضمناً تعبیه حداقل فولاد پیچشی طولی نیز الزامی

است.

## محاسبات ۸۹

۳۶- نیروی برشی مقاوم مقطع تیر زیر که به صورت در جا بتن ریزی می‌شود، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر

می‌باشد؟ ( $f_{yv} = 400 \text{ MPa}$ ,  $f_c = 22.5 \text{ MPa}$ )



$$V_r = 390 \text{ kN} \quad (1)$$

$$V_r = 373 \text{ kN} \quad (2)$$

$$V_r = 350 \text{ kN} \quad (3)$$

$$V_r = 327 \text{ kN} \quad (4)$$

گزینه ۲

## ۴-۸- فواصل خاموت ها در تیر

### ۴-۶-۱۵-۹ حداکثر فواصل خاموت برشی

۴-۶-۱۵-۹ فاصله بین خاموت‌های برشی عمود بر محور عضو نباید از  $\frac{d}{4}$  بیشتر باشد.

۴-۶-۱۵-۹ فاصله بین خاموت‌های مایل و یا میلگردهای طولی خم شده باید چنان باشد که هر

خط ۴۵ درجه‌ای که به طرف عکس‌العمل از وسط مقطع،  $\frac{d}{4}$  تا میلگردهای کششی طولی رسم

شود، حداقل به وسیله یک ردیف از آرماتورهای برشی قطع گردد.

۴-۶-۱۵-۹ در صورتی که مقدار  $V_u$  بیشتر از  $0.125\phi_c f_c b_w d$  باشد، حداکثر فواصل داده شده در

بندهای ۴-۶-۱۵-۹ و ۲-۴-۶-۱۵-۹ باید به نصف تقلیل داده شوند.

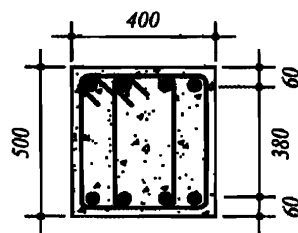
### ۱۰-۱۵-۹ محدودیت‌های آرماتورهای پیچشی

۵-۱۰-۱۵-۹ حداکثر فاصله بین خاموت‌های بسته پیچشی از رابطه (۲۰-۱۵-۹) تعیین می‌گردد:

$$S_{\max} = \min\left(\frac{P_h}{8}, 300\right) \quad (20-15-9)$$

### محاسبات ۹۴

۲۰- فرض کنید مقدار  $V_u$  در طول یک تیر بتنی ثابت و برابر ۴۰۰ کیلو نیوتن است. چنانچه تیر مذکور مربوط به یک ساختمان بتنی با شکل‌پذیری متوسط بوده و بتن از رده C25 باشد، فاصله خاموت‌های برشی عمود بر محور تیر در خارج از ناحیه بحرانی تیر، بر حسب میلی‌متر حداکثر چقدر می‌تواند باشد؟ (ابعاد مقطع به میلی‌متر است).



۱) 250

۲) 220

۳) 125

۴) 110

گزینه ۴

$$V_c = 0.2\phi_c \sqrt{f_c} b d = 0.2 \times 0.65 \times \sqrt{25} \times 400 \times 440 = 114400 N = 114.4 kN$$

$$(V_u = 400 kN) > (0.125 \phi_c f_c b d = 0.125 \times 0.65 \times 25 \times 400 \times 440 = 357.5 kN) \rightarrow S < \frac{d}{4} = 110 mm$$

### ۴-۲۳-۹ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد

۱-۴-۲۳-۹ اعضای تحت خمش در قاب‌ها ( $N_u \leq 0.15 f_{cd} A_g$ )

۳-۱-۴-۲۳-۹ آرماتور عرضی

۱-۳-۱-۴-۲۳-۹ در اعضای خمشی در طول قسمت‌های بحرانی که در زیر مشخص می‌شوند، آرماتور عرضی باید از نوع **تنگ** ویژه بوده و شرایط آن مطابق بند ۲-۳-۱-۴-۲۳-۹ در نظر گرفته شود، مگر آنکه طراحی برای برش نیاز به آرماتور بیشتری را ایجاب کند:

الف- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع از بر تکیه‌گاه به سمت وسط دهانه

ب- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع در دو سمت مقطعی که در آن امکان تشکیل مفصل پلاستیک در اثر تغییر مکان جانبی غیرالاستیک قاب وجود داشته باشد.

پ- در طولی که در آن برای تأمین ظرفیت خمشی مقطع به میلگرد فشاری نیاز باشد.

۲-۳-۱-۴-۲۳-۹ **تنگ‌های ویژه** و فواصل آنها از یکدیگر باید دارای شرایط (الف) تا (پ) این بند باشند:

الف- قطر تنگ‌ها کمتر از ۸ میلی‌متر نباشد.

ب- فاصله تنگ‌ها از یکدیگر بیشتر از مقادیر: یک‌چهارم ارتفاع مؤثر مقطع، ۸ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی، ۲۴ برابر قطر خاموت‌ها و ۳۰۰ میلی‌متر اختیار نشود.

پ- فاصله اولین تنگ از بر تکیه‌گاه بیشتر از ۵۰ میلی‌متر نباشد.

۳-۳-۱-۴-۲۳-۹ در قسمت‌هایی از طول عضو خمشی که مطابق ضابطه بند ۱-۳-۱-۴-۲۳-۹

تنگ ویژه به کار برده می‌شود، میلگردهای طولی در محیط مقطع باید دارای تکیه‌گاه عرضی باشند.

۴-۳-۱-۴-۲۳-۹ در قسمت‌هایی از طول عضو خمشی که به تنگ ویژه نیاز نیست، خاموت‌ها باید در دو انتها دارای قلاب ویژه بوده و فاصله آنها از یکدیگر کمتر یا مساوی نصف ارتفاع مؤثر باشد.

۵-۳-۱-۴-۲۳-۹ **تنگ‌های ویژه** در اعضای خمشی را می‌توان با دو قطعه میلگرد ساخت. یک

میلگرد به شکل U که در دو انتها دارای قلاب ویژه باشند و میلگرد دیگر به شکل قلاب دوخت که

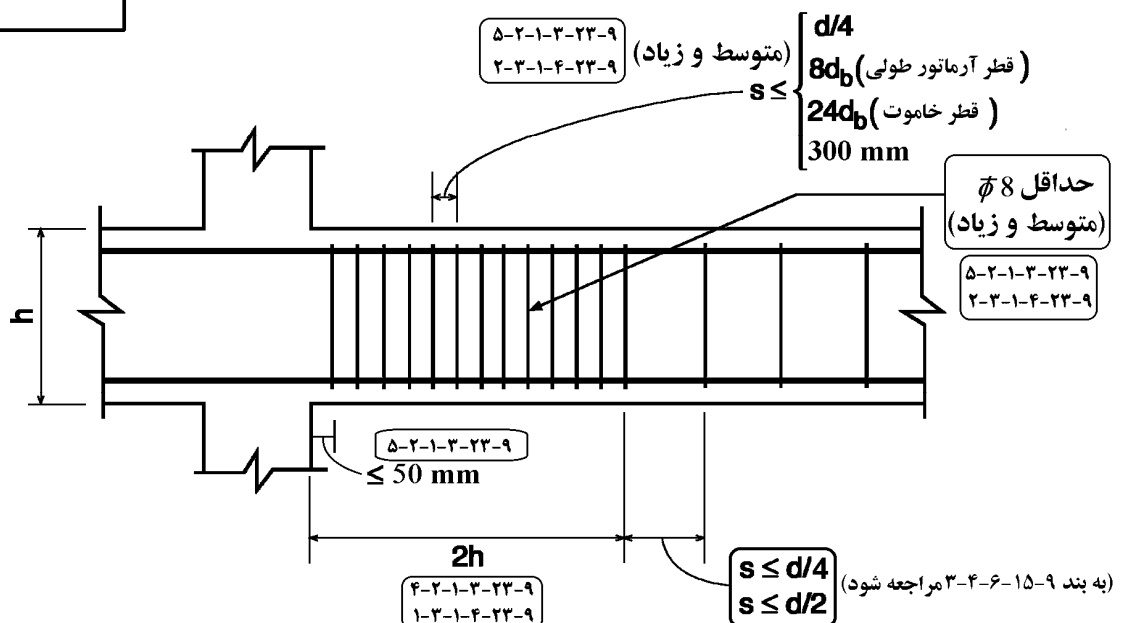
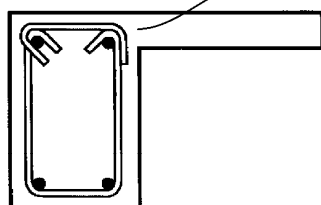
با میلگرد اول یک تنگ بسته تشکیل دهد. خم ۹۰ درجه قلاب‌های دوخت متوالی که یک میلگرد

طولی را در بر می‌گیرند، باید بطور یک در میان در دو سمت عضو خمشی قرار داده شوند. چنانچه

میلگردهای طولی که توسط قلاب‌های دوخت نگهداری شده‌اند در داخل یک دال که تنها در یک

سمت عضو خمشی قرار دارد محصور باشند، خم ۹۰ درجه قلاب‌های دوخت را می‌توان در آن

سمت، در دال، قرار داد.



### ۳-۲۳-۹ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری متوسط

۱-۳-۲۳-۹ اعضای تحت خمش در قاب‌ها ( $N_u \leq 0.15 f_{cd} A_g$ )

۲-۱-۳-۲۳-۹ آرماتورهای طولی و عرضی

۴-۲-۱-۳-۲۳-۹ در اعضای خمشی در طول قسمت‌های بحرانی که در زیر مشخص می‌شوند باید خاموت بسته مطابق ضوابط بند ۵-۲-۱-۳-۲۳-۹ به کار برده شود، مگر آنکه طراحی برای برش نیاز به آرماتور بیشتری را ایجاب کند:

الف- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع از بر تکیه‌گاه به سمت وسط دهانه

ب- در طولی که در آن برای تأمین ظرفیت خمشی مقطع به آرماتور فشاری نیاز باشد.

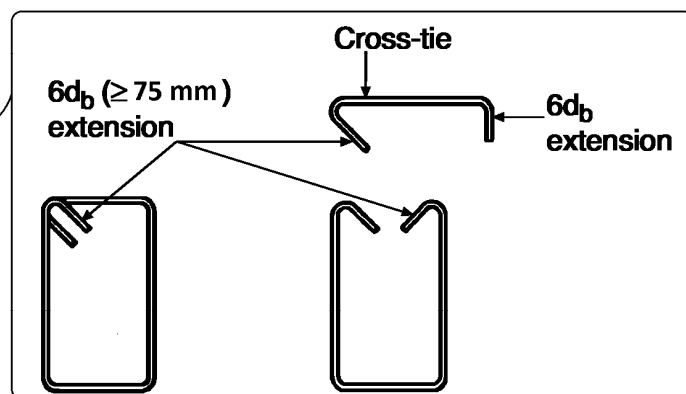
۵-۲-۱-۳-۲۳-۹ خاموت‌ها و فواصل آنها از یکدیگر باید دارای شرایط (الف) و (ب) این بند باشند:

الف- قطر خاموت‌ها کمتر از ۸ میلی‌متر نباشد.

ب- فاصله خاموت‌ها از یکدیگر بیشتر از مقادیر: یک‌چهارم ارتفاع مؤثر مقطع، ۸ برابر قطر کوچکترین آرماتور طولی، ۲۴ برابر قطر خاموت‌ها و ۳۰۰ میلی‌متر اختیار نشود.

پ- فاصله اولین خاموت از بر تکیه‌گاه بیشتر از ۵۰ میلی‌متر نباشد.

۶-۲-۱-۳-۲۳-۹ در قسمت‌هایی از طول عضو خمشی که مطابق ضابطه بند ۴-۲-۱-۳-۲۳-۹ خاموت‌گذاری نمی‌شود، فاصله خاموت‌ها از یکدیگر نباید بیشتر از نصف ارتفاع مؤثر مقطع اختیار شود.



۴۲- براساس ضوابط سازه های با شکل پذیری متوسط، در ناحیه بحرانی تیر باید آرمانورگذاری ویژه به کار برده شود. در خارج از ناحیه بحرانی (یعنی در قسمت میانی) چنانچه نیروی برش مقاوم  $V_u$  بیشتر از  $0.25\sqrt{f_c}b_w d$  باشد حداکثر فاصله خاموت (S) کدامیک از مقادیر زیر است؟ (واحدها نیوتن و میلیمتر می باشند)

$$\frac{d}{3} \quad (۲)$$

$$d \quad (۱)$$

$$\frac{d}{4} \quad (۴)$$

$$\frac{d}{2} \quad (۳)$$

گزینه ۴

۳۹- در نواحی بحرانی یک تیر بتنی با شکل پذیری متوسط با ارتفاع مؤثر ۶۰۰ میلیمتر و دارای میلگردهای طولی با قطر ۲۰ میلیمتر و خاموت با قطر ۸ میلیمتر، حداکثر فاصله خاموت ها چقدر می تواند باشد؟

$$۱۵۰ \text{ mm} \quad (۲)$$

$$۱۶۰ \text{ mm} \quad (۱)$$

$$۲۰۰ \text{ mm} \quad (۴)$$

$$۳۰۰ \text{ mm} \quad (۳)$$

گزینه ۲

۵۰- در یک قاب خمشی با شکل پذیری زیاد، ابعاد مقطع یکی از ستون های طبقه بام برابر  $500 \times 500 \text{ mm}$ ،  $d=440 \text{ mm}$  است. چنانچه حداکثر نیروی محوری نهایی مؤثر به این ستون برابر  $500 \text{ kN}$ ، قطر میلگردهای عرضی برابر  $10 \text{ mm}$ ، قطر میلگردهای طولی برابر  $25 \text{ میلی متر}$ ، نوع فولاد S400 و رده بتن C25 باشد، بدون توجه به نیازهای محاسباتی حداکثر فاصله میلگردهای عرضی در نواحی بحرانی این عضو به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟

$$200 \text{ mm} \quad (۴)$$

$$150 \text{ mm} \quad (۳)$$

$$125 \text{ mm} \quad (۲)$$

$$100 \text{ mm} \quad (۱)$$

گزینه ۱

ابتدا باید بررسی شود که عضو مورد نظر عضو فشاری محسوب می شود یا نه:

$$N_u = 500 \text{ kN} \quad \left. \begin{array}{l} 0.15f_{cd}A_g = 0.15 \times 0.65 \times 25 \times 500 \times 500 = 609.375 \\ N_u < 0.15f_{cd}A_g \end{array} \right\}$$

با توجه به اینکه نیروی محوری کمتر از مقدار عنوان شده می باشد، عضو یک عضو خمشی محسوب می شود و ضوابط مربوط به اعضای خمشی را باید ارضا کند:

$$S < \text{Min} \left( \frac{440}{4}, 8 \times 25, 24 \times 10, 300 \right) = 110 \text{ mm}$$

## ۹- تنگ و دورپیچ در ستون

### ۹-۱۵ برش و پیچش

#### ۹-۱۵-۱۲ جزئیات تکمیلی آرماتورهای عرضی

۹-۱۵-۱۲-۶ خاموت‌ها باید با فواصل تعیین شده در تمام طول عضو قرار داده شوند. فاصله اولین خاموت از سطح فوقانی شالوده یا دال طبقه تحتانی و آخرین خاموت از زیر پایین‌ترین میلگردهای دال یا کتیبه سرستون طبقه فوقانی نباید از نصف فواصل تعیین شده در بند ۹-۱۵-۱۲-۴ بیشتر باشد.

۹-۱۵-۱۲-۷ در صورتی که تیرها یا دستک‌هایی به کلیه وجوه ستون متصل شده باشند می‌توان خاموت‌ها را در مقطعی به فاصله حداکثر ۷۵ میلی متر از زیر پایین‌ترین میلگرد در کم ارتفاع‌ترین تیر یا دستک متوقف کرد.

۹-۱۵-۱۲-۸ ضوابط مهار و وصله خاموت‌ها در فصل بیست و یکم ارائه شده‌اند.

۹-۱۵-۱۲-۹ تمامی ضوابط مربوط به اندازه‌های خاموت‌ها و محدودیت‌های فاصله آنها برای اعضای فشاری باید در مورد میلگردهای فشاری در **اعضای خمشی** هم رعایت شوند.

۹-۱۵-۱۲-۱۰ در اعضای خمشی قاب‌ها که در معرض پیچش یا تغییر جهت تنش در تکیه‌گاه‌ها قرار می‌گیرند، باید از خاموت‌های بسته یا مارپیچی که دور همه میلگردهای اصلی می‌پیچد استفاده شود.

۹-۱۵-۱۲-۱۱ تمامی میلگردهای اعضای فشاری باید با خاموت‌هایی در بر گرفته شوند و ضوابط بندهای ۹-۱۵-۱۲-۱ تا ۹-۱۵-۱۲-۸ در آنها رعایت شوند.

۹-۱۵-۱۲-۲ قطر خاموت‌ها نباید کمتر از مقادیر (الف) و (ب) این بند اختیار شود:

(الف)  $\frac{1}{3}$  قطر بزرگترین میلگرد طولی با قطر حداکثر ۳۰ میلی‌متر

(ب) ۱۰ میلی‌متر برای میلگردهای طولی با قطر بیش از ۳۰ میلی‌متر و نیز برای گروه میلگردهای در تماس

۹-۱۵-۱۲-۳ قطر خاموت‌ها به هر حال نباید از ۸ میلی‌متر کمتر باشد.

۹-۱۵-۱۲-۴ فاصله هر دو خاموت متوالی از هم نباید از هیچ یک از مقادیر (الف) تا (ت) بیشتر باشد: (الف) ۱۲ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی اعم از اینکه منفرد باشد یا عضوی از گروه میلگردهای در تماس به شمار آید.

(ب) ۳۶ برابر قطر میلگرد خاموت

(پ) کوچکترین بعد عضو فشاری

(ت) ۲۵۰ میلی‌متر

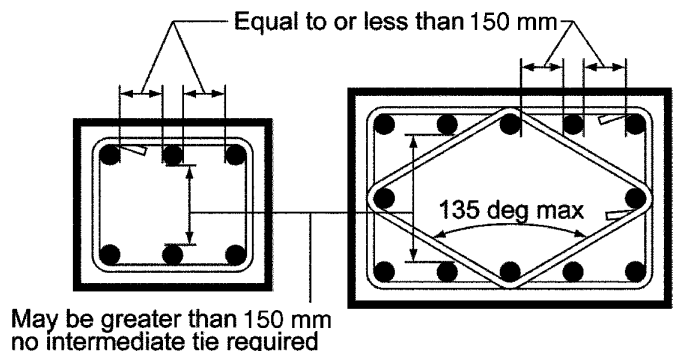
۹-۱۵-۱۲-۵ در هر مقطع تعداد خاموت‌ها باید طوری باشد که هریک از میلگردهای زیر در گوشه یک خاموت با زاویه داخلی حداکثر ۱۳۵ درجه قرار گیرد و به طور جانبی نگهداشته شود:

الف- هر میلگردی که در گوشه‌های عضو واقع شود

ب- هر میلگرد غیر گوشه‌ای به صورت حداکثر یک در میان

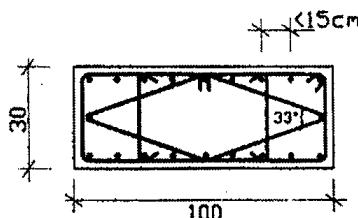
پ- هر میلگردی که فاصله آزاد آن تا میلگرد نگهداری شده مجاور بیشتر از ۱۵۰ میلی‌متر باشد.

در مواردی که میلگردهای طولی روی محیط دایره قرار گیرند، می‌توان از خاموت‌های مدور استفاده کرد مشروط بر آنکه انتهای آنها به قلاب استاندارد ۱۳۵ درجه ختم شود یا به نحوی مناسب در بتن قسمت داخلی دایره مهار شود.



محاسبات ۸۳- پایه ۲

۳۳- در مقطع ستون بتن‌آرمه زیر، در صورتیکه فاصله آزاد ما بین آرماتورهای طولی کمتر از ۱۵ سانتیمتر باشد،



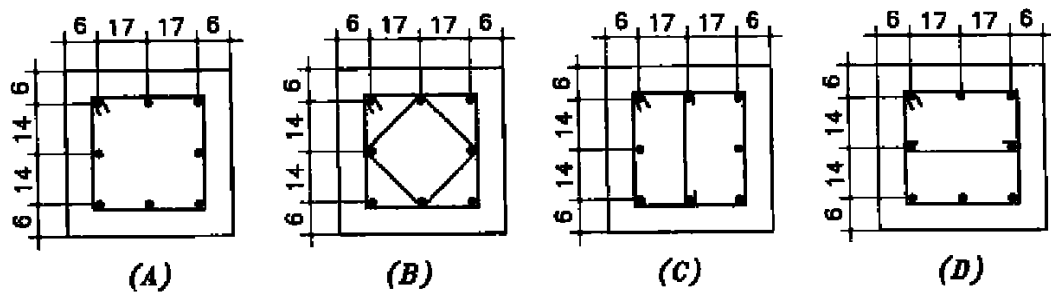
(۱) از نظر فاصله آرماتورهای طولی از همدیگر مشکل فنی وجود دارد.

(۲) از نظر نسبت ابعاد ستون مشکل فنی وجود دارد.

(۳) عرض ستون کمتر از حد مجاز می‌باشد.

(۴) از نظر تنگ‌گذاری مقطع ستون مشکل فنی وجود دارد.

۴۱- برای ستون بتن آرمه واقع در یک ساختمان بتنی با شکل پذیری متوسط کدامیک از موارد زیر در مورد خاموت گذاری صحیح است؟ (اعداد بر حسب سانتیمتر می باشد.)



- ۱) فقط گزینه B قابل استفاده است.
- ۲) گزینه های A و B قابل استفاده هستند.
- ۳) گزینه های B و C قابل استفاده هستند.
- ۴) هر سه گزینه B و C و D قابل استفاده هستند.

گزینه ۳



۴-۲۳-۹ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد

۲-۴-۲۳-۹ اعضای تحت اثر توأم فشار و خمش در قاب‌ها ( $N_u > 0.15 f_{cd} A_g$ )

۳-۲-۴-۲۳-۹ آرماتور عرضی

۱-۳-۲-۴-۲۳-۹ در ستون‌ها، قسمت‌هایی از دو انتهای آنها به طول  $\ell_0$  «ناحیه بحرانی» تلقی شده و در آنها باید آرماتورگذاری عرضی ویژه مطابق ضوابط بندهای ۲-۳-۲-۴-۲۳-۹ تا ۲-۳-۲-۴-۲۳-۹ انجام شود، مگر آنکه طراحی برای برش نیاز به میلگرد بیشتری را ایجاب کند. طول  $\ell_0$  که از بر اتصال به اعضای جانبی اندازه‌گیری می‌شود نباید کمتر از مقادیر (الف) تا (پ) این بند در نظر گرفته شود:

الف- یک ششم ارتفاع یا دهانه آزاد عضو

ب- ضلع بزرگتر مقطع مستطیلی شکل یا قطر مقطع دایره‌ای شکل

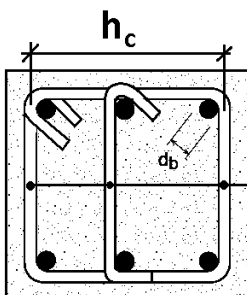
پ- ۴۵۰ میلی‌متر

۲-۳-۲-۴-۲۳-۹ مقدار آرماتور عرضی لازم در ناحیه بحرانی بر اساس ضوابط زیر تعیین می‌شود:

ب- در ستون‌های با مقطع مربع مستطیل سطح مقطع کل تنگ‌های ویژه در هر امتداد،  $A_{sh}$ ، نباید کمتر از دو مقدار بدست آمده از روابط (۳-۲۳-۹) و (۴-۲۳-۹) باشد:

$$A_{sh} = 0.46 (S \times h_c \frac{f_{cd}}{f_{yh}}) (\frac{A_g}{A_{ch}} - 1) \quad (3-23-9)$$

$$A_{sh} = 0.14 \times S \times h_c \frac{f_{cd}}{f_{yh}} \quad (4-23-9)$$



↑  
امتداد  
نیرو

$A_{ch}$  = مساحت قسمتی از مقطع که داخل میلگرد عرضی واقع شده است. این مساحت

براساس انداز پشت تا پشت میلگرد عرضی محاسبه می‌شود، میلی‌متر مربع

$A_g$  = سطح مقطع کل قطعه، میلی‌متر مربع

$A_{sh}$  = سطح مقطع کل آرماتور عرضی، با احتساب رکابی‌های تک شاخه‌ای، در فاصله S در

امتداد عمود بر بعد  $h_c$ ، میلی‌متر مربع

$h_c$  = بعد مقطع ستون در جهت عرضی (محور تا محور میلگردهای محصورکننده)، میلی‌متر

S = فاصله بین سرفه‌های میلگردهای عرضی در امتداد محور طولی عضو، میلی‌متر

۳-۳-۲-۴-۲۳-۹ در ستون‌هایی که مقاومت هسته ستون به تنهایی جوابگوی بارهای وارده از

جمله بارهای ناشی از زلزله می‌باشد، نیازی به کنترل روابط ۱-۲۳-۹ و ۲-۲۳-۹ نیست.

۴-۳-۲-۴-۲۳-۹ قطر میلگردهای عرضی در ناحیه بحرانی نباید کمتر از ۸ میلیمتر باشد. فاصله

سرفه میلگردها از یکدیگر نباید بیشتر از مقادیر (الف) تا (پ) این بند باشد:

الف- یک چهارم ضلع کوچکتر مقطع ستون

ب- شش برابر کوچکترین قطر میلگرد طولی

پ- ۱۲۵ میلی‌متر

ت- فاصله اولین خاموت از بر اتصال ستون به تیر نباید بیشتر از نصف فاصله خاموت‌ها در نظر گرفته شود.

۳-۲۳-۹ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری متوسط

۲-۳-۲۳-۹ اعضای تحت فشار و خمش در قاب‌ها ( $N_u > 0.15 f_{cd} A_g$ )

۲-۲-۳-۲۳-۹ آرماتورهای طولی و عرضی

۱-۲-۲-۳-۲۳-۹ در ستون‌ها نسبت آرماتور طولی نباید کمتر از یک درصد و بیشتر از چهار و نیم درصد در نظر گرفته شود. مقدار آرماتور در محل وصله‌ها باید حداکثر برابر شش درصد در نظر گرفته شود. در مواردی که آرماتور طولی از نوع فولاد S400 است نسبت آرماتور در خارج از محل وصله‌ها به حداکثر سه درصد محدود می‌شود.

۲-۲-۳-۲۳-۹ فاصله محور تا محور میلگردهای طولی از یکدیگر نباید بیشتر از ۲۰۰ میلی‌متر باشد.

۳-۲-۳-۲۳-۹ در دو انتهای ستون‌ها به طول  $\ell_0$  باید آرماتور عرضی بسته مطابق ضوابط بند

۴-۲-۳-۲۳-۹ به کار برده شود، مگر آنکه طراحی برای برش نیاز به آرماتور بیشتری را ایجاب کند. طول  $\ell_0$ ، ناحیه بحرانی، که از بر اتصال به اعضای جانبی اندازه‌گیری می‌شود نباید کمتر از مقادیر (الف) تا (پ) این بند در نظر گرفته شود:

الف- یک ششم ارتفاع آزاد ستون

ب- ضلع بزرگتر مقطع مستطیلی شکل ستون یا قطر مقطع دایره‌ای شکل ستون

پ- ۴۵۰ میلی‌متر

۴-۲-۳-۲۳-۹ آرماتور عرضی مورد نیاز در طول  $\ell_0$  باید دارای قطر حداقل ۸ میلیمتر بوده و فواصل

آنها از یکدیگر در مواردی که به صورت دورپیچ به کار گرفته می‌شوند از ضابطه بند ۹-۱۴-۹ تعیین گردد. فواصل آرماتورهای عرضی در مواردی که به صورت خاموت بسته به کار می‌روند باید کمتر از

مقادیر (الف) تا (ت) این بند در نظر گرفته شود:

الف- ۸ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی ستون

ب- ۲۴ برابر قطر خاموت‌ها

پ- نصف کوچکترین ضلع مقطع ستون

ت- ۳۰۰ میلی‌متر

فاصله اولین خاموت از بر اتصال ستون به تیر نباید بیشتر از نصف فاصله خاموت‌ها در نظر گرفته شود.

۵-۲-۳-۲۳-۹ در قسمت‌هایی از طول ستون که شامل طول  $\ell_0$  نمی‌شود، ضوابط میلگردگذاری

عرضی مشابه ضوابط بند ۹-۱۵-۱۲ است.

### ۴-۲۳-۹ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد

۱-۴-۲۳-۹ اعضای تحت خمش در قاب‌ها ( $N_u \leq 0.15 f_{cd} A_g$ )

۳-۱-۴-۲۳-۹ آرماتور عرضی

۱-۳-۱-۴-۲۳-۹ در اعضای خمشی در طول قسمت‌های بحرانی که در زیر مشخص می‌شوند، آرماتور عرضی باید از نوع **تنگ** ویژه بوده و شرایط آن مطابق بند ۲-۳-۱-۴-۲۳-۹ در نظر گرفته شود، مگر آنکه طراحی برای برش نیاز به آرماتور بیشتری را ایجاب کند:

الف- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع از بر تکیه‌گاه به سمت وسط دهانه

ب- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع در دو سمت مقطعی که در آن امکان تشکیل مفصل پلاستیک در اثر تغییر مکان جانبی غیرالاستیک قاب وجود داشته باشد.

پ- در طولی که در آن برای تأمین ظرفیت خمشی مقطع به میلگرد فشاری نیاز باشد.

۲-۳-۱-۴-۲۳-۹ **تنگ‌های ویژه** و فواصل آنها از یکدیگر باید دارای شرایط (الف) تا (پ) این بند باشند:

الف- قطر تنگ‌ها کمتر از ۸ میلی‌متر نباشد.

ب- فاصله تنگ‌ها از یکدیگر بیشتر از مقادیر: یک‌چهارم ارتفاع مؤثر مقطع، ۸ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی، ۲۴ برابر قطر خاموت‌ها و ۳۰۰ میلی‌متر اختیار نشود.

پ- فاصله اولین تنگ از بر تکیه‌گاه بیشتر از ۵۰ میلی‌متر نباشد.

۳-۳-۱-۴-۲۳-۹ در قسمت‌هایی از طول عضو خمشی که مطابق ضابطه بند ۱-۳-۱-۴-۲۳-۹

تنگ ویژه به کار برده می‌شود، میلگردهای طولی در محیط مقطع باید دارای تکیه‌گاه عرضی باشند.

۴-۳-۱-۴-۲۳-۹ در قسمت‌هایی از طول عضو خمشی که به تنگ ویژه نیاز نیست، خاموت‌ها باید در دو انتها دارای قلاب ویژه بوده و فاصله آنها از یکدیگر کمتر یا مساوی نصف ارتفاع مؤثر باشد.

۵-۳-۱-۴-۲۳-۹ **تنگ‌های ویژه** در اعضای خمشی را می‌توان با دو قطعه میلگرد ساخت. یک

میلگرد به شکل U که در دو انتها دارای قلاب ویژه باشند و میلگرد دیگر به شکل قلاب دوخت که

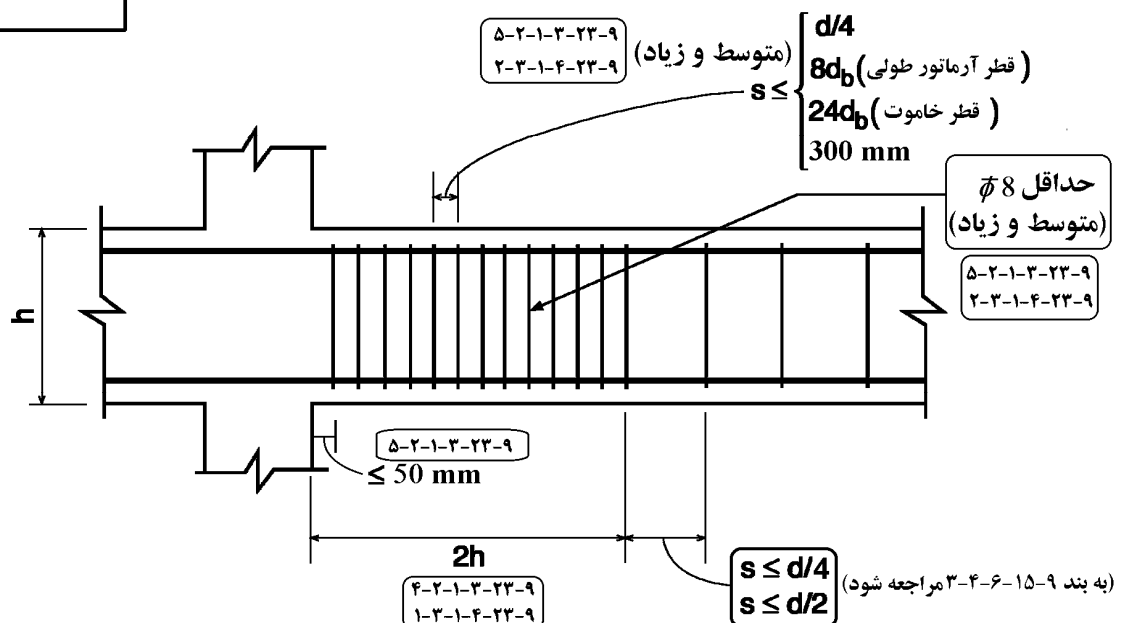
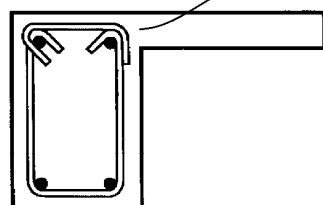
با میلگرد اول یک تنگ بسته تشکیل دهد. خم ۹۰ درجه قلاب‌های دوخت متوالی که یک میلگرد

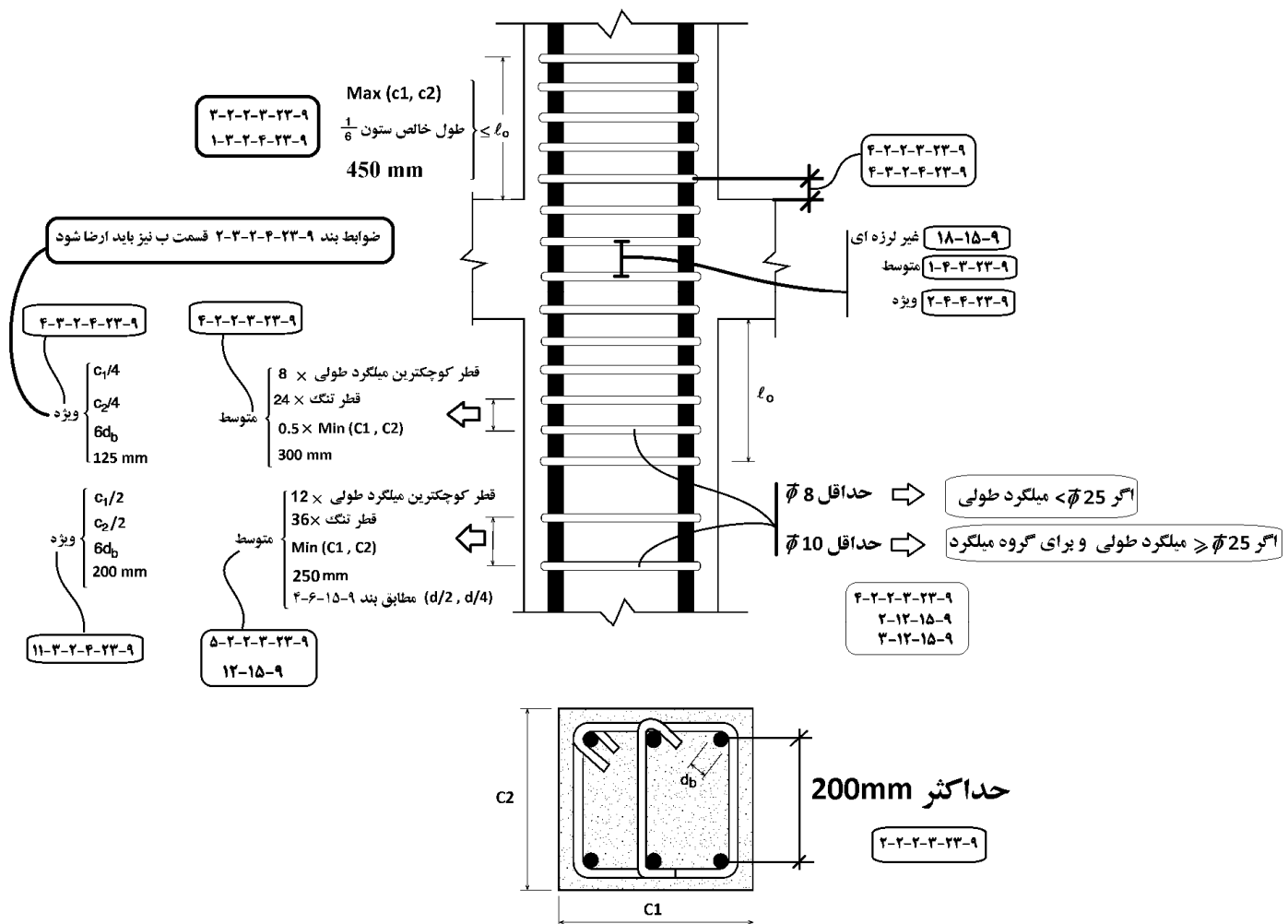
طولی را در بر می‌گیرند، باید بطور یک در میان در دو سمت عضو خمشی قرار داده شوند. چنانچه

میلگردهای طولی که توسط قلاب‌های دوخت نگهداری شده‌اند در داخل یک دال که تنها در یک

سمت عضو خمشی قرار دارد محصور باشند، خم ۹۰ درجه قلاب‌های دوخت را می‌توان در آن

سمت، در دال، قرار داد.





۳-۲۳-۹ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد

۳-۲۳-۹-۲ اعضای تحت اثر توأم فشار و خمش در قاب‌ها ( $N_u > 0.15 f_{cd} A_g$ )

۳-۲۳-۹-۲-۲ آرماتور عرضی

۳-۲۳-۹-۲-۲-۲-۵ آرماتور عرضی در ناحیه بحرانی را می‌توان با تنگ‌های ویژه یکپارچه و یا تنگ‌های ویژه چند قطعه‌ای که با یکدیگر پوشش دارند، ساخت. همچنین می‌توان از میلگردهای رکابی با قطر و فاصله مشابه تنگ‌ها که دارای خم ۹۰ درجه در یک انتهای آن است، استفاده کرد. هر دو انتهای میلگردهای دوخت باید در برگیرنده یک میلگرد طولی باشد و محل خم ۹۰ درجه آن باید در امتداد میلگرد طولی یک در میان عوض شود.

۳-۲۳-۹-۲-۲-۲-۶ در هر مقطع عضو فاصله میلگرد دوخت یا ساق‌های تنگ‌ها از یکدیگر در جهت عمود بر محور طولی عضو، نباید بیشتر از ۳۵۰ میلیمتر باشد.

۳-۲۳-۹-۲-۲-۲-۷ در عضوهایی که بر اثر تغییر مکان جانبی غیرالاستیک قاب در مقطعی غیر از مقاطع انتهایی آن امکان تشکیل مفصل پلاستیک وجود داشته باشد، در هر سمت آن مقطع طولی به اندازه  $l_e$  ناحیه بحرانی تلقی شده و در آن باید میلگرد گذاری عرضی ویژه اجرا شود.

۳-۲۳-۹-۲-۲-۲-۸ در عضوهایی که بار اعضای با سختی زیاد را تحمل می‌کنند، مانند عضوهای واقع در زیر دیوار بتن آرمه، در تمام طول عضو باید آرماتور گذاری عرضی ویژه اجرا شود. بعلاوه این آرماتور گذاری باید در قسمتی از آرماتور طولی عضو که به اندازه طول گیرایی است و در داخل دیوار قرار دارد، ادامه داده شود. ضابطه ادامه آرماتور گذاری عرضی ویژه در دیوار، در مورد عضوهایی که روی دیوار قرار دارند نیز باید رعایت شود.

۳-۲۳-۹-۲-۲-۲-۹ در عضوهایی که قسمتی از ارتفاع آنها با یک دیوار بتنی گرفته شده است، در تمام قسمت آزاد عضو باید آرماتور گذاری ویژه اجرا شود.

۳-۲۳-۹-۲-۲-۲-۱۰ در محل اتصال عضو به شالوده، آرماتور طولی عضو که به داخل شالوده برده شده است باید در طولی حداقل برابر با ۳۰۰ میلیمتر با آرماتور گذاری عرضی ویژه تقویت گردد.

۳-۲۳-۹-۲-۲-۲-۱۱ در قسمت‌هایی از طول عضو که آرماتور گذاری عرضی ویژه اجرا نمی‌شود باید آرماتور عرضی به صورت دورپیچ یا تنگ ویژه به قطر ۸ میلیمتر به کار برده شود. فاصله سفره‌های این میلگردها از یکدیگر باید بر اساس نیاز طراحی برای برش تعیین شوند ولی در هر حال این فاصله نباید بیشتر از نصف ضلع کوچکتر مقطع مستطیلی شکل عضو، نصف قطر مقطع دایره‌ای شکل عضو، شش برابر قطر میلگرد طولی و یا ۲۰۰ میلیمتر اختیار شود.

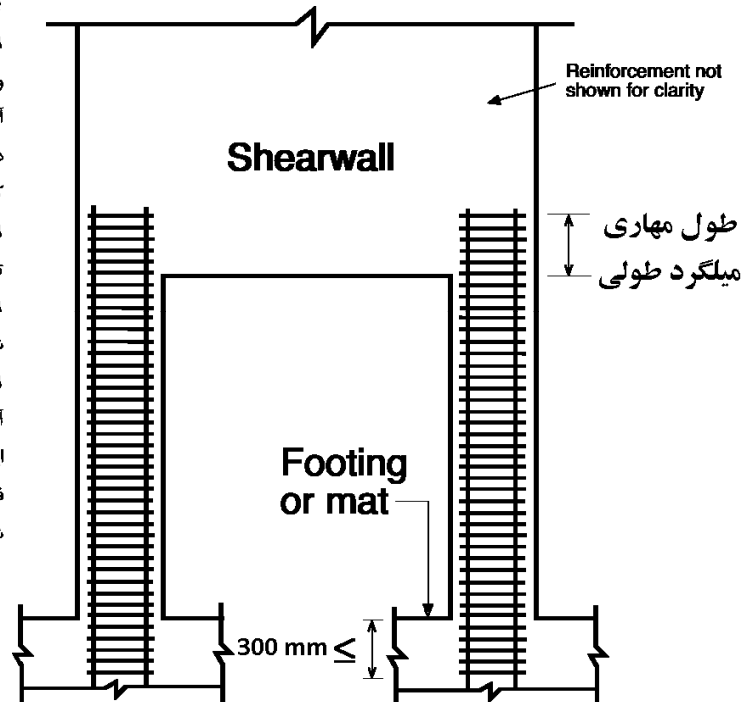
۳-۲۳-۹ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری متوسط

۳-۲۳-۹-۲ اعضای تحت فشار و خمش در قاب‌ها ( $N_u > 0.15 f_{cd} A_g$ )

۳-۲۳-۹-۲-۲ آرماتورهای طولی و عرضی

۳-۲۳-۹-۲-۲-۲-۶ در ستون‌هایی که بار اعضای با سختی زیاد را تحمل می‌کنند، مانند ستون‌هایی که در زیر دیوار بتن آرمه قرار دارند، در تمام طول ستون باید آرماتور عرضی مطابق ضابطه بند ۳-۲۳-۹-۲-۲-۲-۳-۴ به کار برده شود. به علاوه این آرماتور گذاری باید در قسمتی از آرماتور طولی ستون که به اندازه طول گیرایی است و در داخل دیوار قرار دارد، ادامه داده شود. ضابطه ادامه آرماتور عرضی در دیوار در مورد ستون‌هایی که روی دیوار قرار دارند نیز باید رعایت شود.

۳-۲۳-۹-۲-۲-۲-۷ در محل اتصال ستون به شالوده، آرماتور طولی ستون که به داخل شالوده برده شده است باید در طول حداقل برابر با ۳۰۰ میلیمتر با آرماتور عرضی مطابق ضابطه بند ۳-۲۳-۹-۲-۲-۲-۴ تقویت گردد.



### ۹-۱۴-۹ محدودیت‌های آرماتورها در قطعات فشاری (ستون‌ها)

۹-۱۴-۹-۳ نسبت حجمی آرماتور دورپیچ به حجم کل هسته،  $\rho_s$ ، نباید از مقدار بدست آمده از رابطه (۸-۱۴-۹) کمتر باشد:

$$\rho_s = \frac{A_g}{A_c} \left( \frac{f_{cd}}{f_{yd}} - 1 \right) \quad (۸-۱۴-۹)$$

### ۹-۱۴-۹-۴ دورپیچ‌ها

در طراحی دورپیچ‌های اعضای فشاری علاوه بر مراعات ضوابط فصل بیست و یکم باید ضوابط زیر را هم در نظر گرفت:

۹-۱۴-۹-۱ دورپیچ باید از میلگرد پیوسته ساخته شود و روش ساخت آنها طوری باشد که جابجایی و نصب آنها بدون اعوجاج و تغییر ابعاد میسر باشد.

۹-۱۴-۹-۲ قطر میلگردهای مصرفی در دورپیچ نباید از ۶ میلی‌متر کمتر باشد.

۹-۱۴-۹-۳ در هر گام دورپیچ فاصله آزاد بین میلگردها نباید از ۷۵ میلی‌متر بیشتر و از ۲۵ میلی‌متر کمتر باشد.

۹-۱۴-۹-۴ گام دورپیچ نباید از  $\frac{1}{6}$  قطر هسته بتنی داخل دورپیچ تجاوز کند.

۹-۱۴-۹-۵ در هر طبقه، دورپیچ باید از روی شالوده یا دال تا تراز پایین‌ترین میلگردهای طبقه فوقانی ادامه یابد.

۹-۱۴-۹-۶ در صورتی که تیرها یا دستک‌هایی از همه طرف به ستون اتصال نداشته باشد، باید از محل توقف دورپیچ تا کف دال یا کنیبه سرستون تعدادی خاموت قرار داد.

۹-۱۴-۹-۷ در ستون‌های قارچی با سرستون، دورپیچ باید تا ارتفاعی ادامه یابد که در آن قطر یا پهنای سرستون دو برابر قطر یا پهنای ستون باشد.

۹-۱۴-۹-۸ دورپیچ باید با فاصله نگهدارهای مناسب در جای خود تنظیم و تثبیت شود.

۹-۱۴-۹-۹ در صورتی که قطر میلگرد دورپیچ کمتر از ۱۶ میلی‌متر باشد، تعداد فاصله نگهدارها نباید کمتر از مقادیر (الف) تا (پ) این بند، اختیار شود:

الف- دو عدد برای دورپیچ با قطر کمتر از ۵۰۰ میلی‌متر

ب- سه عدد برای دورپیچ با قطر ۵۰۰ تا ۷۵۰ میلی‌متر

پ- چهار عدد برای دورپیچ با قطر بیشتر از ۷۵۰ میلی‌متر

۹-۱۴-۹-۱۰ در صورتی که قطر میلگرد دورپیچ کمتر از ۱۶ میلی‌متر نباشد، تعداد فاصله نگهدارها نباید کمتر از مقادیر (الف) و (ب) این بند، اختیار شود:

الف- سه عدد برای دورپیچ با قطر مساوی یا کمتر از ۶۰۰ میلی‌متر

ب- چهار عدد برای دورپیچ با قطر بیشتر از ۶۰۰ میلی‌متر

۹-۱۴-۹-۱۱ مهار کردن دورپیچ با ۱/۵ دور پیچیدن اضافی میلگرد در انتهای قطعه تأمین می‌شود.

### ۹-۲۳-۴ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد

۹-۲۳-۴-۲ اعضای تحت اثر توأم فشار و خمش در قاب‌ها ( $N_u > 0.15 f_{cd} A_g$ )

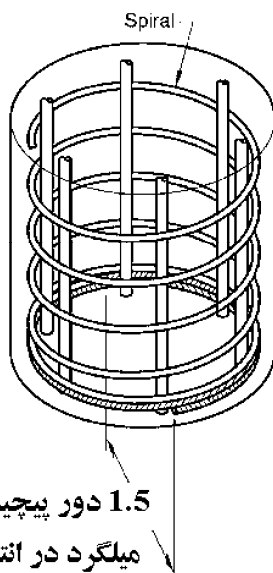
۹-۲۳-۴-۳ آرماتور عرضی

۹-۲۳-۴-۴ مقدار آرماتور عرضی لازم در ناحیه بحرانی بر اساس ضوابط زیر تعیین می‌شود:

الف- در ستون‌های با مقطع دایره نسبت حجمی آرماتور دورپیچ با تنگ‌های حلقوی،  $\rho_s$  نباید کمتر از دو مقدار بدست آمده از روابط (۱-۲۳-۹) و (۲-۲۳-۹) باشد:

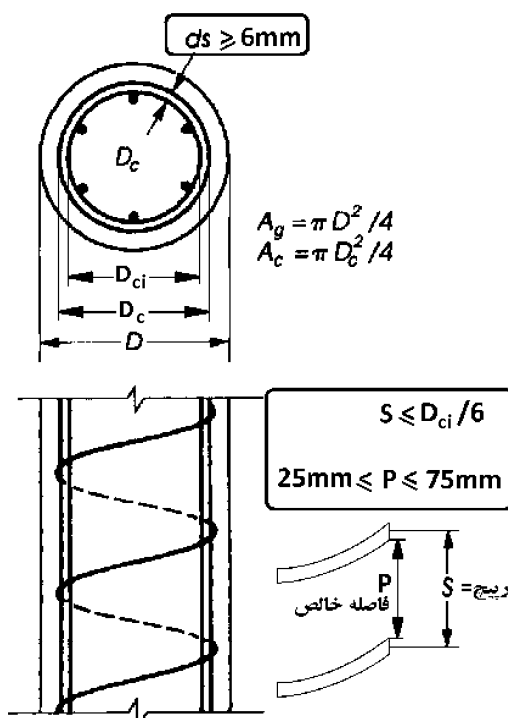
$$\rho_s = 0.18 \times \frac{f_{cd}}{f_{yh}} \quad (۱-۲۳-۹)$$

$$\rho_s = 0.69 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_{cd}}{f_{yh}} \quad (۲-۲۳-۹)$$



1.5 دور پیچیدن اضافی

میلگرد در انتهای میلگرد



ستونهای با شکل‌پذیری معمولی  
ستونهای با شکل‌پذیری متوسط  
ستونهای غیر لرزه‌ای

ستونهای با شکل‌پذیری زیاد

$$\rho_s = \frac{\pi(d_s)^2}{D_c S} \geq 0.6 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$\rho_s = \frac{\pi(d_s)^2}{D_c S} \geq \begin{cases} 0.18 \times \frac{f_{cd}}{f_{yh}} \\ 0.69 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_{cd}}{f_{yh}} \end{cases}$$

## محاسبات ۸۴- پایه ۳

۳۸- اگر بخواهیم از میلگرد  $\Phi 8$  بعنوان میلگرد دورپیچی برای ستون با مقطع دایره به قطر  $60 \text{ cm}$  استفاده کنیم، حداقل گام لازم برای

$$f_c = 2000 \text{ kg/cm}^2 \quad f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{آن چه مقدار خواهد بود؟}$$

۸/۵cm (۱)      ۷/۵cm (۲)      ۵/۰cm (۳)      ۲/۵cm (۴)

گزینه ۳

## محاسبات ۹۲

۲- در یک ستون به ارتفاع آزاد  $3.3$  متر از قاب خمشی بتن مسلح ویژه با مقطع  $400 \times 600$  میلی متر، حداقل طول ناحیه بحرانی در دو انتها، که باید میلگرد عرضی ویژه به کار رود، چقدر می باشد؟ فرض کنید ستون دارای بار محوری فشاری قابل ملاحظه است.

$$450 \text{ mm (۱)} \quad 550 \text{ mm (۲)} \\ 600 \text{ mm (۳)} \quad 750 \text{ mm (۴)}$$

گزینه ۳

$$\text{Max} \left( \frac{3300}{6}, 600, 450 \right) = 600 \text{ mm}$$

## محاسبات ۹۱-

۱۱- ارتفاع آزاد یک ستون  $40 \times 40 \text{ cm}$  بتنی قاب خمشی با شکل پذیری متوسط، برابر  $6$  متر و حداقل بار محوری نهائی آن  $N_u = 250 \text{ kN}$  است. حداکثر فاصله تنگ ها در نزدیک دو انتهای این ستون بر حسب میلی متر چقدر می تواند باشد؟

( قطر تنگ ها  $8$  میلی متر، قطر میلگردهای اصلی ستون  $20$  میلی متر و رده بتن  $C25$  و پوشش بتن برابر  $40$  میلی متر فرض شود.)

$$160 \text{ (۱)} \quad 125 \text{ (۲)} \\ 100 \text{ (۳)} \quad 85 \text{ (۴)}$$

گزینه ۴:

ضوابط فواصل آرماتورهای عرضی برای تیرها و ستونها متفاوت است. تعریف تیر و ستون از نظر آیین نامه چیست؟ طبق تعریف مبحث ۹ اگر مقدار نیروی محوری ( $N_u$ ) کمتر از  $15$  درصد مقاومت فشاری بتن باشد ( $0.15 \times \varphi f_c A_g$ )، آن عضو تیر نامیده می شود و در غیر این صورت ستون محسوب می شود. در سوال فوق داریم:

$$0.15 \times \varphi f_c A_g = 0.15 \times 0.65 \times 25 \times 400 \times 400 = 390000 \text{ N} = 390 \text{ kN}$$

ضوابط مربوط به فواصل خاموت ها در تیرها سخت گیرانه تر از ستون می باشد و با توجه به اینکه حداقل نیروی محوری  $250 \text{ kN}$  می باشد، علاوه بر ضوابط ستون، ضوابط تیر نیز باید رعایت شود:

۹-۲۰-۳-۱-۲-۵ خاموت ها و فواصل آنها از یکدیگر باید دارای شرایط (الف) و (ب) این بند باشند:

الف) قطر خاموت ها کمتر از  $6$  میلی متر نباشد.

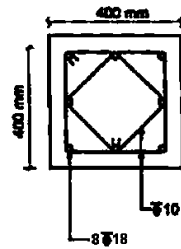
ب) فاصله خاموت ها از یکدیگر بیشتر از مقادیر: یک چهارم ارتفاع مؤثر مقطع،  $8$  برابر قطر کوچکترین آرماتور طولی،  $24$  برابر قطر خاموت ها و  $300$  میلی متر اختیار نشود.

پ) فاصله اولین خاموت از بر تکیه گاه بیشتر از  $50$  میلی متر نباشد.

$$s < \text{Min} \left\{ \frac{d}{4}, 8d_b, 24d_s \right\} = \text{Min} \left\{ \frac{340}{4}, 8 \times 20, 24 \times 8 \right\} = 85 \text{ mm}$$

## محاسبات ۹۲

۳۷- برای ستون با مقطع نشان داده شده حداکثر فاصله تنگ‌ها، برحسب میلیمتر در خارج از ناحیه بحرانی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ فرض کنید ستون برای شکل‌پذیری زیاد طرح شده، پوشش روی تنگ‌ها برابر 50 mm و آرماتور از نوع S400 و بتن از رده C25 می‌باشد. (فرض لغاتید نیروی برشی کنترل‌کننده طرح نمی‌باشد).



(۱) 100

(۲) 150

(۳) 200

(۴) 250

گزینه ۱

$$\text{Min} \left( \frac{400}{2}, 6 \times 18, 200 \right) = 108 \text{ mm}$$

## محاسبات-۹۱

۲۰- در ستون‌های با مقطع 60 × 60 cm در یک قاب خمشی با شکل‌پذیری زیاد، مقدار پوشش بتن برابر 45mm، قطر میلگردهای طولی 20 میلیمتر، قطر میلگردهای عرضی 10 میلیمتر، فاصله میلگردهای عرضی از یکدیگر 100 میلیمتر، بتن از رده C25 و فولاد مصرفی از رده S400 می‌باشد. چنانچه مقدار آرماتور عرضی مورد نیاز براساس تحلیل سازه برای ستون‌های این قاب برابر 250 میلیمتر مربع باشد، کدامیک از مقادیر زیر نزدیکترین مقدار به حداقل مقدار آرماتور عرضی ویژه لازم در ناحیه بحرانی ستون‌های مذکور می‌باشد؟

(۱) 480 میلیمتر مربع

(۲) 360 میلیمتر مربع

(۳) 280 میلیمتر مربع

(۴) 250 میلیمتر مربع

گزینه ۲

$$h_c = 600 - 2 \left( 45 + \frac{10}{2} \right) = 500 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = (600 - 2(45))^2 = 510^2 \text{ mm}$$

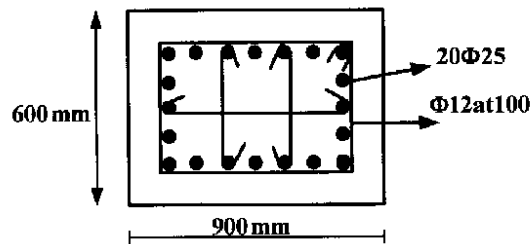
$$A_{sh} = \text{Max} \left\{ 0.46 \left( 100 \times 500 \times \frac{0.65 \times 25}{400} \right) \left( \frac{600^2}{510^2} - 1 \right), 0.14 \times 100 \times 500 \times \frac{0.65 \times 25}{400} \right\}$$

$$= \text{Max}\{359, 284\} = 359 \text{ mm}^2$$

## محاسبات-۹۱

۴۰- ستونی با مقطع زیر، برای شکل پذیری زیاد طراحی شده است. سطح مقطع لازم تنگ‌های ویژه  $A_{sh}$  بر حسب  $mm^2$  کدام

است؟ (فاصله‌ی لبه خارجی ستون تا پشت تنگ‌ها ۴۵mm،  $f_y = 400 MPa$ ،  $f_c = 20 MPa$ )



(۱) ۳۴۲

(۲) ۲۴۷

(۳) ۳۵۰

(۴) ۲۵۳

گزینه ۳

$$A_{sh} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.46 \left( 100 \times 798 \times \frac{0.65 \times 20}{400} \right) \left( \frac{900 \times 600}{810 \times 510} - 1 \right) = 366 \text{ mm}^2 \\ 0.14 \times 100 \times 798 \times \frac{0.65 \times 20}{400} = 363 \text{ mm}^2 \end{array} \right\} = 366 \text{ mm}^2$$

## محاسبات ۹۳

۳۲- ستونی با مقطع دایره و قطر خارجی ۴۰۰ میلی‌متر در یک قاب خمشی با شکل پذیری متوسط مفروض است. پوشش بتن برابر ۵۰ میلی‌متر، آرماتور طولی  $6\Phi 25$ ، آرماتور دورپیچ از  $\Phi 10$  و رده بتن C25 می‌باشند. حداقل نسبت حجمی آرماتور دورپیچ لازم به حجم کل هسته به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ نوع فولاد آرماتور طولی S400 و نوع فولاد دورپیچ S340 می‌باشد.

$$(f_{yd} = \Phi_s f_y, f_{cd} = \Phi_c f_c, \Phi_c = 0.65)$$

(۴) 0.024

(۳) 0.022

(۲) 0.028

(۱) 0.026

گزینه ۱

در ضوابط شکل پذیری متوسط ضابطه خاصی برای نسبت حجمی آرماتور دورپیچ وجود ندارد.

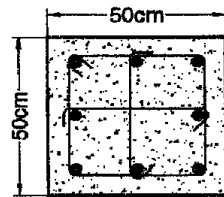
این ستونها تنها لازم است ضوابط عمومی ستونها در این مورد را رعایت نمایند:

$$\rho_s > 0.6 \left( \frac{\pi \times 200^2}{\pi \times (200 - 50)^2} - 1 \right) \frac{0.65 \times 25}{0.85 \times 340} = 0.0259$$



## محاسبات ۸۹

۴۰- در ناحیه بحرانی ستونی از یک قاب خمشی با شکل پذیری زیاد، برای آرماتورهای طولی از  $\Phi 25$  و برای آرماتورهای عرضی (تنگ) از  $\Phi 12$  مطابق با شکل استفاده شده است. در صورتی که پوشش بتن روی میلگردهای عرضی برابر 4 سانتیمتر،  $f_c = 25 \text{ MPa}$  و  $f_y = 400 \text{ MPa}$  و با فرض اینکه مقاومت هسته ستون به تنهایی جوابگوی بارهای وارده نباشد، فاصله لازم میلگردهای عرضی از یکدیگر به کدام گزینه نزدیکتر است؟

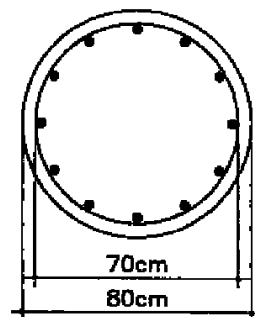


- (۱) 100 میلیمتر
- (۲) 125 میلیمتر
- (۳) 75 میلیمتر
- (۴) 150 میلیمتر

گزینه ۱

## محاسبات ۸۷

۴۳- برای ستون با مقطع دایره ای شکل رویرو، حداقل مقدار  $(\frac{A_{sp}}{S})$  کدامیک از مقادیر زیر است؟



$S$  = فاصله ماریج در هر گام

$A_{sp}$  = سطح مقطع میلگرد ماریج

$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 3000 \text{ Kg/cm}^2$$

(۲) 0.2

(۱) 0.1

(۴) 0.05

(۳) 0.15

گزینه ۲

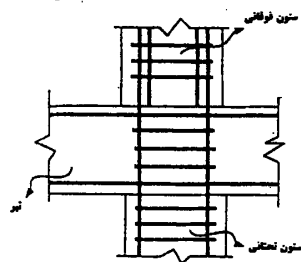
## محاسبات ۸۷

۳۷- در یک سازه بتنی با شکل پذیر متوسط، تنگ ستونها در نزدیکی تکیه گاهها از  $2 \Phi 10 @ 10$  تشکیل شده است. حداقل خاموت یا تنگی که در حد فاصل اتصال تیر به ستون باید قرار داده شود چقدر است؟ (ستون  $50 \times 50 \text{ cm}$ ، رده بتن C25 رده میلگردهای مصرفی S300 فرض می شود).

(۱)  $2 \Phi 10 @ 30$ (۲)  $2 \Phi 10 @ 25$ (۳)  $2 \Phi 10 @ 20$ (۴)  $2 \Phi 10 @ 15$ 

گزینه ۴

۴۲- در جزئیات اتصال تیر به ستون شکل مقابل که مربوط به یک سازه بتن آرمه با شکل پذیری متوسط است، اجرای آرماتورهای عرضی



ستون در ارتفاع تیر .....

(۱) ضرورت سازه‌ای دارد.

(۲) ضرورت سازه‌ای ندارد.

(۳) صرفاً از نظر اجرایی لازم است.

(۴) از نظر مهاربندی جانی آرماتورهای طولی ستون در ارتفاع تیر لازم است.

گزینه ۱

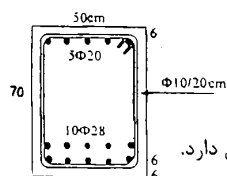
۴۱- در تیر بتن آرمه زیر در صورتی که آرماتورهای فوقانی آن بصورت فشاری در تحمل خمش تیر شرکت نمایند:

(۱) خاموت‌گذاری آن از نظر مهار آرماتورهای فوقانی مشکل دارد.

(۲) خاموت‌گذاری آن از نظر فاصله خاموت‌ها در امتداد طولی تیر مشکل دارد.

(۳) از نظر فاصله آرماتورهای طولی در جهت عرضی و جایگیری آنها در یک ردیف مشکل دارد.

(۴) از نظر فاصله آزاد آرماتورهای دو سفره پائین از همدیگر در جهت قائم که برابر ۶ سانتی‌متر می‌باشد مشکل دارد.

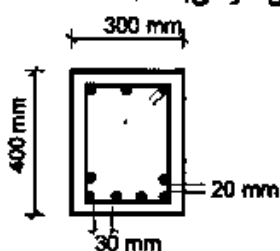


گزینه ۱

۵۵- در یک ساختمان با شرایط محیطی شدید، جزئیات مطابق شکل برای مقطع یک تیر به کار رفته

است. در صورتیکه حداکثر قطر سنگدانه در بتن ۲۰ میلی‌متر باشد، کدامیک از موارد زیر صحیح است؟

(پوشش میلگردها ۵۰ میلی‌متر، بتن از رده C25 و قطر میلگردهای طولی ۲۰ میلی‌متر می‌باشد)



(۱) ضوابط حداقل فاصله میلگردها از یکدیگر در یک سفره رعایت شده است.

(۲) ضوابط حداقل فاصله میلگردها از یکدیگر در یک سفره رعایت نشده است.

(۳) فاصله آزاد میلگردها بین دو سفره رعایت شده است.

(۴) ضوابط مربوط به محدودیت فاصله میلگردها کاملاً رعایت شده است.

گزینه ۱

فاصله آزاد بین دو سفره (۲۰ mm) کمتر از ۲۵ mm بوده و گزینه های ۳ و ۴ نادرست هستند.

فاصله آزاد بین میلگردها در یک سفره (۳۰ mm) ضوابط تیرها را ارضا کرده و قابل قبول است. همچنین پوشش ۵۰ میلی‌متر برای

شرایط محیطی شدید کافی است.

۲۴- برای یک ستون بتنی با مقطع  $500 \times 500$  میلی‌متر از  $16\Phi 20$  با توزیع یکنواخت در پیرامون مقطع ستون به عنوان آرماتور طولی و در سرتاسر طول ستون از تنگ‌هایی به قطر 8 میلی‌متر و به فاصله 80 میلی‌متر استفاده شده است. در صورتیکه در مراحل اجرا بنا به دلایلی قرار باشد از تنگ‌هایی به قطر 12 میلی‌متر برای این ستون استفاده شود، حداکثر فاصله لازم تنگ‌ها برای این ستون در نواحی بحرانی به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیکتر است؟ فرض کنید ستون برای شکل‌پذیری متوسط طراحی شده است.

(۱) 160 میلی‌متر (۲) 100 میلی‌متر (۳) 140 میلی‌متر (۴) 120 میلی‌متر

از لحاظ حداقل فواصل میلگردهای عرضی گزینه ۱ پاسخ می‌باشد (۸ برابر میلگرد طولی برابر ۱۶۰ میلی‌متر می‌شود).

تراکم بالای خاموت‌ها در ستون نشان می‌دهد که ستون تحت اثر نیروی برشی قابل توجهی قرار دارد. بنابراین بند زیر باید کنترل گردد:

#### ۹-۱۵-۴ حداکثر فواصل خاموت برشی

۹-۱۵-۶-۴ فاصله بین خاموت‌های برشی عمود بر محور عضو نباید از  $\frac{d}{4}$  بیشتر باشد.

۹-۱۵-۶-۴-۲ فاصله بین خاموت‌های مایل و یا میلگردهای طولی خم شده باید چنان باشد که هر

خط ۴۵ درجه‌ای که به طرف عکس‌العمل از وسط مقطع،  $\frac{d}{4}$  تا میلگردهای کششی طولی رسم

شود، حداقل به وسیله یک ردیف از آرماتورهای برشی قطع گردد.

۹-۱۵-۶-۴-۳ در صورتی که مقدار  $V_u$  بیشتر از  $0.125 f_c b_w d$  باشد، حداکثر فواصل داده شده در

بندهای ۹-۱۵-۶-۴-۱ و ۹-۱۵-۶-۴-۲ باید به نصف تقلیل داده شوند.

در این سوال با توجه به اینکه تعداد میلگردهای طولی ۱۶ عدد می‌باشد، برای مهار یک در میان آنها علاوه بر یک حلقه بسته خارجی یک سنجاق میانی نیز لازم است. در بدترین حالت اگر از S400 برای تنگ‌ها و C20 برای بتن استفاده شده باشد، داریم:

$$\left. \begin{aligned} V_s &= \frac{3\pi \times 4^2}{80} \times 442 \times (0.85 \times 400) = 283 \text{ kN} \\ V_c &= 0.2 \times 0.65 \times \sqrt{20} \times (442 \times 500) = 128 \text{ kN} \end{aligned} \right\} \rightarrow V_u = V_s + V_c = 411 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_u = 411 \text{ kN} > (0.125 \times 0.65 \times 20 \times 500 \times 442 = 359 \text{ kN})$$

بنابراین در این ستون مقدار برش قابل توجه محسوب شده و فواصل حداکثر تنگ‌ها باید کمتر از  $d/4$  باشد:

$$\frac{d}{4} = \frac{500 - 40 - 12 - \frac{20}{2}}{4} = 109.5$$

لازم به ذکر است که در کلید اولیه ارائه شده توسط سازمان، گزینه ۴ (۱۲۰ میلی‌متر) انتخاب شده بود و سپس در اصلاحیه کلید نهایی، گزینه ۱ به عنوان گزینه صحیح تعیین شده است. با توجه به اینکه مشخصات فولاد و بتن در روی سوال داده نشده است، انجام فرضیات فوق برای فولاد و بتن غیر قابل قبول بوده و گزینه ۱ مناسب‌ترین گزینه می‌باشد.

۲۲- یک ستون بتنی درجا ریز با مقطع دایره‌ای با قطر  $D = 500 \text{ mm}$  مفروض است. در صورتی که پوشش بتن از روی آرماتور دورپیچ برابر 50 mm، نوع بتن C30 و نوع فولاد مصرفی S340 باشد، حداقل نسبت حجمی آرماتور دورپیچ لازم به حجم کل هسته به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

(۱) 0.012 (۲) 0.015 (۳) 0.023 (۴) 0.030

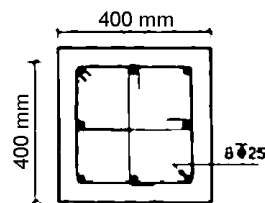
گزینه ۳

$$\rho = 0.6 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.6 \left( \frac{500^2}{400^2} - 1 \right) \frac{0.65 \times 30}{0.85 \times 340} = 0.0228$$

## محاسبات ۹۲

۳۶- حداکثر فاصله تنگ‌های ویژه را در ناحیه بحرانی ستون با مقطع زیر که دارای  $8\Phi 25$  بوده و برای شکل‌پذیری زیاد طرح شده است تعیین کنید. قطر تنگ  $10\text{ mm}$ ، پوشش روی تنگ‌ها برابر  $40\text{ mm}$  میلگردها از نوع S400 و بتن از رده C25 فرض می‌شود.

(فرض کنید نیروی برشی کنترل کننده نمی‌باشد)



(۱)  $100\text{ mm}$

(۲)  $50\text{ mm}$

(۳)  $70\text{ mm}$

(۴)  $80\text{ mm}$

پاسخ: گزینه ۳

$$\text{Min} \left( \frac{400}{4}, 6 \times 25, 125 \right) = 100\text{ mm}$$

$$3\pi \times 5^2 > 0.46s \times 310 \times \frac{0.65 \times 25}{400} \left( \frac{400 \times 400}{320 \times 320} - 1 \right) \rightarrow s < 72\text{ mm}$$

$$3\pi \times 5^2 > 0.14s \times 310 \times \frac{0.65 \times 25}{400} \rightarrow s < 133\text{ mm}$$

## محاسبات ۹۳

۸- در مواردی که دستگاه نظارت، محدوده رواداری‌ها را مقرر نکرده باشد، حداکثر انحراف مجاز موقعیت میلگردها در یک تیر با ارتفاع 500 میلی‌متر برابر است با:

(۴)  $\pm 8\text{ mm}$

(۳)  $\pm 12\text{ mm}$

(۲)  $\pm 15\text{ mm}$

(۱)  $\pm 20\text{ mm}$

گزینه ۳

۹-۱۱-۳ جایگذاری و بستن آرماتورها

(۱) آرماتورها باید قبل از بتن‌ریزی مطابق نقشه‌های اجرایی در جای خود قرار گیرند و طوری بسته شوند که از جابجایی آنها خارج از محدوده رواداری‌های داده شده مذکور در این بند جلوگیری شود.

(۲) در مواردی که دستگاه نظارت محدوده رواداری‌ها را مقرر نکرده باشد، میلگردها را باید با مراعات روادارهای جدول ۹-۱۱-۱ جایگذاری کرد:

جدول ۹-۱۱-۱ رواداری‌های انحراف میلگردها

الف) حداکثر انحراف ضخامت پوشش بتن محافظ میلگردها	$\pm 8\text{ میلی‌متر}$
ب) انحراف موقعیت میلگردها با توجه به اندازه ارتفاع مقطع اعضای میله‌ای خمشی، ضخامت دیوارها، یا کوچکترین بعد ستون‌ها:	
- تا ۲۰۰ میلی‌متر	$\pm 8\text{ میلی‌متر}$
- بین ۲۰۰ تا ۶۰۰ میلی‌متر	$\pm 12\text{ میلی‌متر}$
- ۶۰۰ میلی‌متر یا بیشتر	$\pm 20\text{ میلی‌متر}$
پ) انحراف فاصله جانبی بین میلگردها	$\pm 30\text{ میلی‌متر}$
- در انتهای ناپیوسته قطعات	$\pm 20\text{ میلی‌متر}$
- در سایر موارد	$\pm 50\text{ میلی‌متر}$

## ۹-۱- برش لرزه ای در تیرها و ستونها

### ۹-۲۳-۴ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد

#### ۹-۲۳-۴-۵ ضوابط طراحی برای برش

##### ۹-۲۳-۴-۵-۱ اعضای تحت خمش و تحت فشار و خمش در قاب‌ها

۹-۲۳-۴-۵-۱-۱ در اعضای تحت خمش و تحت فشار و خمش در قاب‌ها، کنترل حالت نهایی مقاومت در برش باید براساس رابطه (۹-۱۵-۱) صورت گیرد. مقادیر  $V_u$  و  $V_r$  در این رابطه باید بر طبق ضوابط بندهای ۹-۲۳-۴-۵-۲ تا ۹-۲۳-۴-۵-۴ محاسبه شوند.

۹-۲۳-۴-۵-۲ نیروی برشی نهایی،  $V_u$ ، در اعضای خمشی باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای قائم و لنگرهای خمشی موجود در مقاطع انتهایی عضو با فرض آنکه در این مقاطع مفصل‌های پلاستیک تشکیل شده‌اند، تعیین شود. ظرفیت خمشی مفصل‌های پلاستیک، مثبت یا منفی باید برابر با لنگر خمشی مقاوم محتمل مقطع،  $M_{pr}$ ، در نظر گرفته شود. جهت‌های این لنگرهای خمشی باید چنان در نظر گرفته شوند که نیروی برشی ایجاد شده در عضو بیشترین باشد.

۹-۲۳-۴-۵-۳ نیروی برشی نهایی،  $V_u$ ، در اعضای تحت فشار و خمش باید برابر با کمترین دو مقدار (الف) و (ب) این بند نظر گرفته شود ولی این نیرو در هیچ حالت نباید کمتر از مقدار نیروی برشی باشد که از تحلیل ساختمان زیر اثر بارهای نهایی ناشی از بارهای قائم و نیروی جانبی زلزله به دست آمده است.

الف- نیروی برشی ایجاد شده در عضو زیر اثر نیروهای استاتیک وارد به آن شامل بارهای قائم، در صورت وجود، و لنگرهای خمشی موجود در مقاطع انتهایی آن با فرض آنکه در این مقاطع

صورت وجود، و لنگرهای خمشی موجود در مقاطع انتهایی آن با فرض آنکه در این مقاطع مفصل‌های پلاستیک تشکیل شده باشد، می‌گردد. ظرفیت خمشی مفصل‌های پلاستیک، مثبت یا منفی، باید برابر لنگر خمشی مقاوم محتمل مقطع،  $M_{pr}$ ، در نظر گرفته شود و در تعیین آن باید نامساعدترین نیروی محوری نهایی موجود که در عضو منتج به بیشترین لنگر خمشی می‌شود، منظور گردد. جهت‌های این لنگرهای خمشی باید چنان در نظر گرفته شود که نیروی برش ایجاد شده در عضو بیشترین باشد.

ب- نیروی برشی ایجاد شده در عضو با فرض آنکه در تیرهای متصل به دو انتهای عضو، در مقاطع مجاور به اتصال‌ها، مفصل‌های پلاستیک با مشخصات گفته شده در بند ۹-۲۳-۴-۵-۱-۲ تشکیل شده باشند. جهت‌های این لنگرهای خمشی باید چنان در نظر گرفته شوند که نیروی برش ایجاد شده در عضو مورد نظر بیشترین باشد.

۹-۲۳-۴-۵-۴ مقاومت برشی نهایی مقاطع میله‌ای،  $V_r$ ، باید بر اساس رابطه (۹-۱۵-۲) محاسبه شود. در اعضای از قاب که در آنها نیروی فشار محوری کمتر از  $0.75 f_{cd} A_g$  باشد و نیروی برشی ناشی از زلزله در نواحی بحرانی تیرها، مطابق بند ۹-۲۳-۴-۵-۳، و در نواحی  $l_0$ ، ستون‌ها، مطابق بند ۹-۲۳-۴-۵-۳، بزرگتر از نصف نیروی برشی طرح،  $V_u$ ، باشد نیروی برشی مقاوم بتن،  $V_c$ ، در این نواحی مساوی با صفر منظور می‌گردد. منظور از نیروی برشی ناشی از زلزله، نیروی برشی ایجاد شده در عضو به علت اختلاف لنگرهای خمشی موجود در مفصل‌های پلاستیکی ایجاد شده در دو انتهای عضو بر طبق ضوابط بند ۹-۲۳-۴-۵-۱ است.

۹-۲۳-۴-۵-۵ خاموت‌هایی که برای مقاومت در برابر برش به کار برده می‌شوند، در قسمت‌های خاصی از عضو که در بندهای ۹-۲۳-۴-۵-۳، ۹-۲۳-۴-۵-۲ و ۹-۲۳-۴-۵-۴ مشخص شده‌اند، باید از نوع تنگ ویژه باشند.

### ۹-۲۳-۳ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری متوسط

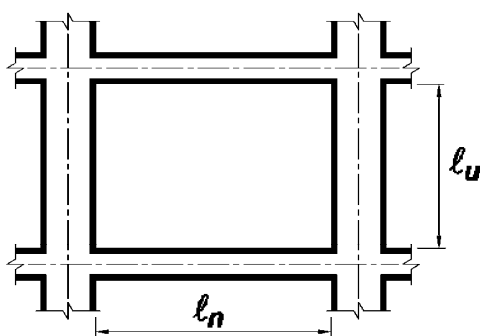
#### ۹-۲۳-۳-۵ ضوابط طراحی برای برش در اعضای قاب‌ها

۹-۲۳-۳-۵-۱ در اعضای تحت خمش و تحت نیروی محوری و خمش در قاب‌ها، کنترل حالت نهایی مقاومت در برش باید براساس رابطه (۹-۱۵-۱) صورت گیرد. مقدار  $V_u$  در این رابطه نباید از یکی از دو مقدار (الف) و (ب) این بند کمتر در نظر گرفته شود:

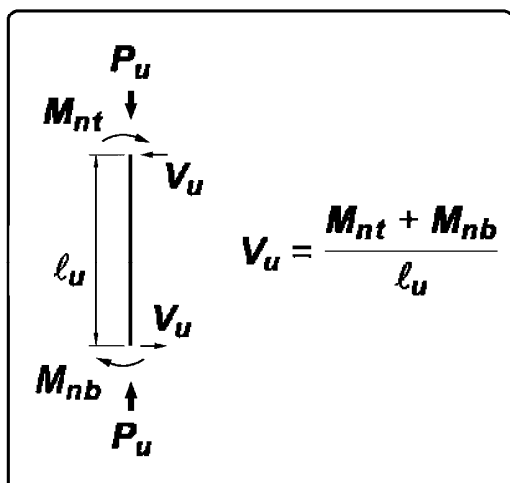
الف- مجموع نیروی برشی ایجاد شده در عضو در اثر بارهای قائم نهایی و نیروی برشی همساز با لنگرهای خمشی اسمی موجود در مقاطع انتهایی با انحنای خمشی مضاعف، با فرض تشکیل

مفصل‌های پلاستیکی

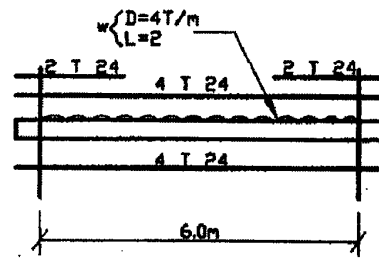
ب- نیروی برشی به دست آمده از تحلیل ساختمان زیر اثر بارهای نهایی ناشی از بارهای قائم و نیروی جانبی زلزله با فرض آنکه نیروی زلزله مؤثر به ساختمان دو برابر مقدار تعیین شده در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان منظور شود.



$$V_u = \frac{M_{nl} + M_{nr}}{l_n} + \frac{q_u l_n}{2}$$



۴۱- تیر زیر دارای مقطع  $۴۰ \times ۶۰$  سانتیمتر است. بارها در حد سرویس اند. آرماتورگذاری در تیر مطابق با شکل است. برش وارده به تیر در هنگام زلزله در حد سرویس  $V_E = 8.0T$  است. تیر برای شکل پذیری زیاد طراحی می شود. بگوئید خاموت لازم در نزدیک تکیه گاه چه اندازه است؟  $d=50\text{cm}$



$$A_v = 1.35\text{cm}^2 / 12.5\text{cm} \quad (۱)$$

$$A_v = 1.80\text{cm}^2 / 12.5 \quad (۲)$$

$$A_v = 2.10\text{cm}^2 / 12.5 \quad (۳)$$

$$A_v = 2.55\text{cm}^2 / 12.5 \quad (۴)$$

$$A_{s-bot} = 4\pi * 12^2 = 1808.64 \text{ mm}^2$$

$$A_{s-top} = 6\pi * 12^2 = 2712.96 \text{ mm}^2$$

$$M_{pr+} = A_{s-bot}(1.25F_y)Z = (1808.64)(1.25 \times 400) \times (0.9d) = 406944000 \text{ N.mm} = 406.9 \text{ kN.m}$$

$$M_{pr-} = A_{s-top}(1.25F_y)Z = (2712.96)(1.25 \times 400) \times (0.9d) = 610.416 \text{ kN.m}$$

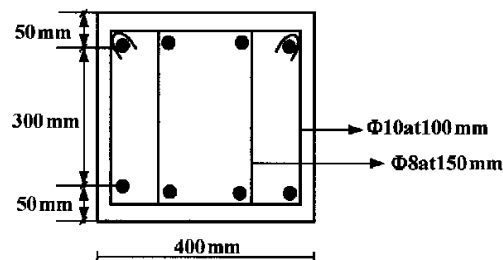
$$V_u = \frac{610 + 410}{6} + \frac{(40 + 20 \times 1.2) \times 6}{2} = 362 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{(q_D + 1.2q_L)L}{2} + 0.7 \times 1.2 \times (2E) = \frac{(40 + 20 \times 1.2) \times 6}{2} + 0.7 \times 1.2 \times 2 \times (1.4 \times 80) = 380 \text{ kN}$$

$$V_c + \frac{A_v}{S} dF_{yd} > 362000 \rightarrow$$

$$0.2 \times 0.65 \times \sqrt{20} \times 400 \times 500 + \frac{A_v}{125} \times 500 \times 0.85 \times 400 > 362000 \quad A_v = 180 \text{ mm}^2$$

۳۱- نیروی برشی مقاوم مقطع تیر روبه رو، چند kN است؟ ( $f_c = ۲۵\text{MPa}$   $f_y = ۳۰۰\text{MPa}$ )



$$۱۹۲ (۱)$$

$$۲۱۱ (۲)$$

$$۲۱۹ (۳)$$

$$۲۹۱ (۴)$$

گزینه ۴

$$A_{\phi 10} = 78.5 \text{ mm}^2$$

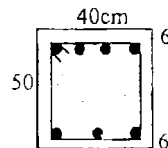
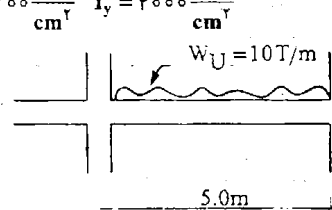
$$A_{\phi 8} = 50.24 \text{ mm}^2$$

$$\left. \begin{aligned} V_c &= 0.2 \times 0.65 \times \sqrt{25}(400 \times 350) = 91 \text{ kN} \\ V_s &= \left( \frac{78.5 \times 2}{100} + \frac{50.24 \times 2}{150} \right) \times 350 \times 0.85 \times 300 = 199.9 \text{ kN} \end{aligned} \right\} V = 291 \text{ kN}$$

## محاسبات ۸۴- پایه ۱

۴۱- تیر زیر برای برش با فرض شکل پذیری متوسط طراحی می‌شود. طول دهانه آزاد تیر ۵ متر است. مقطع تیر  $۴۰ \times ۵۰$  سانتی‌متر و در تکیه‌گاه‌ها مطابق شکل آرماتورگذاری شده است. بگویند کدام یک از خاموت‌گذاری‌های زیر صحیح است؟

$$f_c = 2000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad f_y = 4000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$



$$A_s = 20 \text{ cm}^2$$

$$A_{s'} = 10 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\phi} 10/10 \text{ cm (۱)}$$

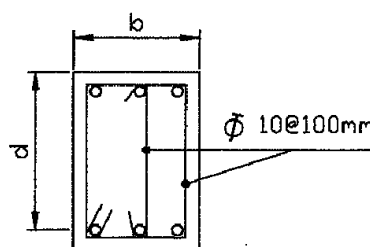
$$\bar{\phi} 10/15 \text{ (۲)}$$

$$\bar{\phi} 12/10 \text{ (۳)}$$

$$\bar{\phi} 12/15 \text{ (۴)}$$

گزینه ۱

۳۵- در صورتی که  $d=40 \text{ cm}$ ،  $b=25 \text{ cm}$  و  $f_c = 25 \text{ MPa}$  و  $f_y = 400 \text{ MPa}$  و از آرماتورهای برشی عمود بر محور تیر مطابق شکل استفاده شده باشد، نیروی برشی مقاوم مقطع برحسب کیلونیوتن به کدام گزینه نزدیک‌تر است.



$$385 \text{ (۱)}$$

$$400 \text{ (۲)}$$

$$350 \text{ (۳)}$$

$$420 \text{ (۴)}$$

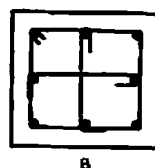
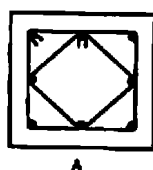
گزینه ۱

$$A_{\phi 10} = 78.5 \text{ mm}^2$$

$$\left. \begin{aligned} V_c &= 0.2 \times 0.65 \times \sqrt{25} (400 \times 250) = 65 \text{ kN} \\ V_s &= \left( \frac{78.5 \times 3}{100} \right) \times 400 \times 0.85 \times 400 = 320.28 \text{ kN} \end{aligned} \right\} V = 385.28 \text{ kN}$$

## محاسبات ۹۲

۴۱- دو ستون با مقاطع A و B مفروضند، اگر غیر از آرایش تنگها، سایر مشخصات (بارگذاری، ابعاد، رده بتن، سازه، تعداد و نوع میلگردها، فواصل تنگها و...) کاملاً یکسان باشند. در خصوص مقاومت برشی این دو ستون، کدامیک از گزینه‌های زیر صحیح است؟



(۱) مقاومت برشی هر دو ستون برابر است.

(۲) مقاومت برشی ستون B بیش از ستون A می‌باشد.

(۳) مقاومت برشی ستون A بیش از ستون B می‌باشد.

(۴) مقاومت برشی هر دو ستون، فقط در بارگذاری‌های غیرلرزه‌ای برابر است.

گزینه ۳

$$(A_v)_A = 2\pi r^2 + 2\pi r^2 \sin 45 = 3.4\pi r^2$$

$$(A_v)_B = 3\pi r^2$$

## محاسبات ۸۴- پایه ۱

۳۹- برای تنگ‌های ویژه در نواحی بحرانی ستون‌ها در قاب‌های با شکل‌پذیری زیاد رابطه زیر پیشنهاد شده است. با استفاده از این رابطه تعیین کنید درصد حجمی تنگ‌های ویژه نسبت به بتن محصور شده در این نواحی حدوداً چه اندازه است؟

$$A_{sh} = 0.09 shc \frac{f_c}{f_{yh}} \quad f_c = 2000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad f_y = 4000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\rho_s = 1.7\% \text{ (۴)}$$

$$\rho_s = 0.90\% \text{ (۳)}$$

$$\rho_s = 0.65\% \text{ (۲)}$$

$$\rho_s = 0.45\% \text{ (۱)}$$

گزینه ۳

۵۶- در طراحی یک تیر برای اثر مشترک پیچش و برش، استفاده از خاموت ضروری بوده و به این منظور، از خاموت بسته با قطر 8 میلی متر، استفاده شده است. براساس این اطلاعات، حداکثر فاصله ممکن بین خاموتها به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (عرض مقطع 400 میلی متر، رده فولاد S340 و رده بتن C25).

400 mm (۱) 350 mm (۲) 250 mm (۳) 150 mm (۴)

گزینه ۳

دقت نمایید که حداکثر فاصله "ممکن" را خواسته است. حداکثر فاصله تابع عمق موثر  $d$  می باشد. برای بدست آوردن حداکثر ممکن باید  $d$  را عدد بزرگی در نظر گیریم.

برش:

برای محاسبه فاصله حداکثر برای جواب گرفتن از برش باید ارتفاع موثر مقطع ( $d$ ) مشخص باشد. همچنین با توجه به بند زیر لازم میزان نیروی برشی وارد بر مقطع مشخص شود. حداکثر فاصله بسته به کم یا زیاد بودن برش وارد بر مقطع می تواند  $d/2$  و یا  $d/4$  باشد. همچنین بند ۹-۱۵-۶-۳-۴ نیز باید کنترل شود.

پیچش:

از آنجا که پیچش هم به مقطع وارد شده، فواصل خاموتها، محدودیت پیچشی را نیز باید رعایت کنند. برای محاسبه حداکثر فاصله پیچشی نیز دانست ارتفاع مقطع ضروری می باشد. همچنین بند ۹-۱۵-۶-۳-۴ نیز باید کنترل شود.

برای مثال:

اگر ارتفاع مقطع 400mm و ارتفاع موثر آن 340mm باشد و برش وارد بر مقطع از  $0.125\phi_c f_c b_w d$  کمتر باشد، داریم:

$$s_{max} = \min\left(\frac{340}{2}, \frac{1600}{8}, 300\right) = 170mm$$

و اگر ارتفاع مقطع 800mm و ارتفاع موثر آن 740mm باشد و برش وارد بر مقطع از  $0.125\phi_c f_c b_w d$  کمتر باشد، داریم:

$$s_{max} = \min\left(\frac{740}{2}, \frac{2400}{8}, 300\right) = 300mm$$

کنترل بند ۹-۱۵-۶-۳-۴

$$2 \times \pi \times 4^2 > 0.06\sqrt{25} \frac{400S}{340} \rightarrow S < 285 mm$$

بنابراین حداکثر فاصله ممکن برای خاموت ها 285mm می باشد.

۹-۱۵-۶-۴ حداکثر فواصل خاموت برشی

۹-۱۵-۶-۴-۱ فاصله بین خاموت های برشی عمود بر محور عضو نباید از  $\frac{d}{4}$  بیشتر باشد.

۹-۱۵-۶-۴-۲ فاصله بین خاموت های مایل و یا میلگردهای طولی خم شده باید چنان باشد که هر

خط ۴۵ درجه ای که به طرف عکس العمل از وسط مقطع،  $\frac{d}{4}$  تا میلگردهای کششی طولی رسم

شود، حداقل به وسیله یک ردیف از آرماتورها برشی قطع گردد.

۹-۱۵-۶-۴-۳ در صورتی که مقدار  $V_u$  بیشتر از  $0.125\phi_c f_c b_w d$  باشد، حداکثر فواصل داده شده در

بندهای ۹-۱۵-۶-۴-۱ و ۹-۱۵-۶-۴-۲ باید به نصف تقلیل داده شوند.

۹-۱۵-۱۰-۵ حداکثر فاصله بین خاموت های بسته پیچشی از رابطه (۹-۱۵-۲۰) تعیین می گردد:

$$S_{max} = \min\left(\frac{P_h}{A}, 300\right) \quad (9-15-20)$$

۹-۱۵-۶-۴-۴ چنانچه براساس بند ۹-۱۵-۷-۱ طراحی برای پیچش لازم باشد، حداقل سطح

مقطع خاموت برشی و پیچشی بسته در مجموع از رابطه (۹-۱۵-۱۴) بدست می آید.

$$(A_{sv} + 2A_t)_{min} = 0.6\sqrt{f_c} \frac{b_w S_n}{f_{yv}} \quad (9-15-14)$$



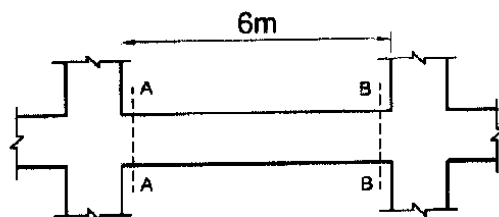
۵۱- در صورتی که لنگرهای خمشی اسمی موجود در مقاطع A-A و B-B تیر یک ساختمان با شکل پذیری متوسط برابر مقادیر زیر باشد، حداکثر نیروی برشی همساز با لنگرهای خمشی اسمی در مقطع B-B با فرض تشکیل مفصل های پلاستیکی در مقاطع انتهایی تیر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (مقاطع A-A و B-B در برستون می باشند و از بار روی تیر صرف نظر شود.)

$$M_A^- = 150 \text{ kN.m}$$

$$M_A^+ = 60 \text{ kN.m}$$

$$M_B^- = 120 \text{ kN.m}$$

$$M_B^+ = 66 \text{ kN.m}$$



45 (۴)

36 (۳)

30 (۲)

21 (۱)

گزینه ۳

دقت شود که با توجه به بند زیر، برش لرزه ای بر اساس لنگر خمشی مقاوم محاسبه می شود. در حالیکه در سوال لنگر خمشی اسمی ارائه شده است. با توجه به تعریف آیین نامه رابطه زیر بین این لنگرها برقرار است:

لنگر خمشی مقاوم محتمل = لنگر خمشی اسمی  $\times 1.25$

بنابراین نیروی برشی همساز برابر خواهد بود با:

$$V_1 = \frac{M_A^- + M_B^+}{6} = \frac{150 + 66}{6} = 36 \text{ kN}$$

$$V_2 = \frac{M_A^+ + M_B^-}{6} = \frac{60 + 120}{6} = 30 \text{ kN}$$

$$V = \text{Max}(V_1 + V_2) = 36 \text{ kN}$$

۳۰- اگر در یک تیر از قاب خمشی بتن آرمه با شکل پذیری زیاد به طول دهانه آزاد 7.2 متر لنگرهای خمشی مقاوم محتمل در هریک از دو انتها برابر  $800 \text{ kN.m}$  و  $640 \text{ kN.m}$  بوده و نیروی برشی نهایی در برستون حاصل از بارهای ثقلی ضریب دار (با ضرایب بار در حضور زلزله) برابر  $160 \text{ kN}$  باشد، مقطع تیر در دو انتها حدوداً برای چه نیروی برشی نهایی برحسب  $\text{kN}$  باید طراحی شود؟

230 (۴)

290 (۳)

360 (۲)

410 (۱)

گزینه ۲

$$V_u = \frac{M_{pr-left} + M_{pr-right}}{7.2} + 160 = \frac{640 + 800}{7.2} + 160 = 360 \text{ kN.m}$$

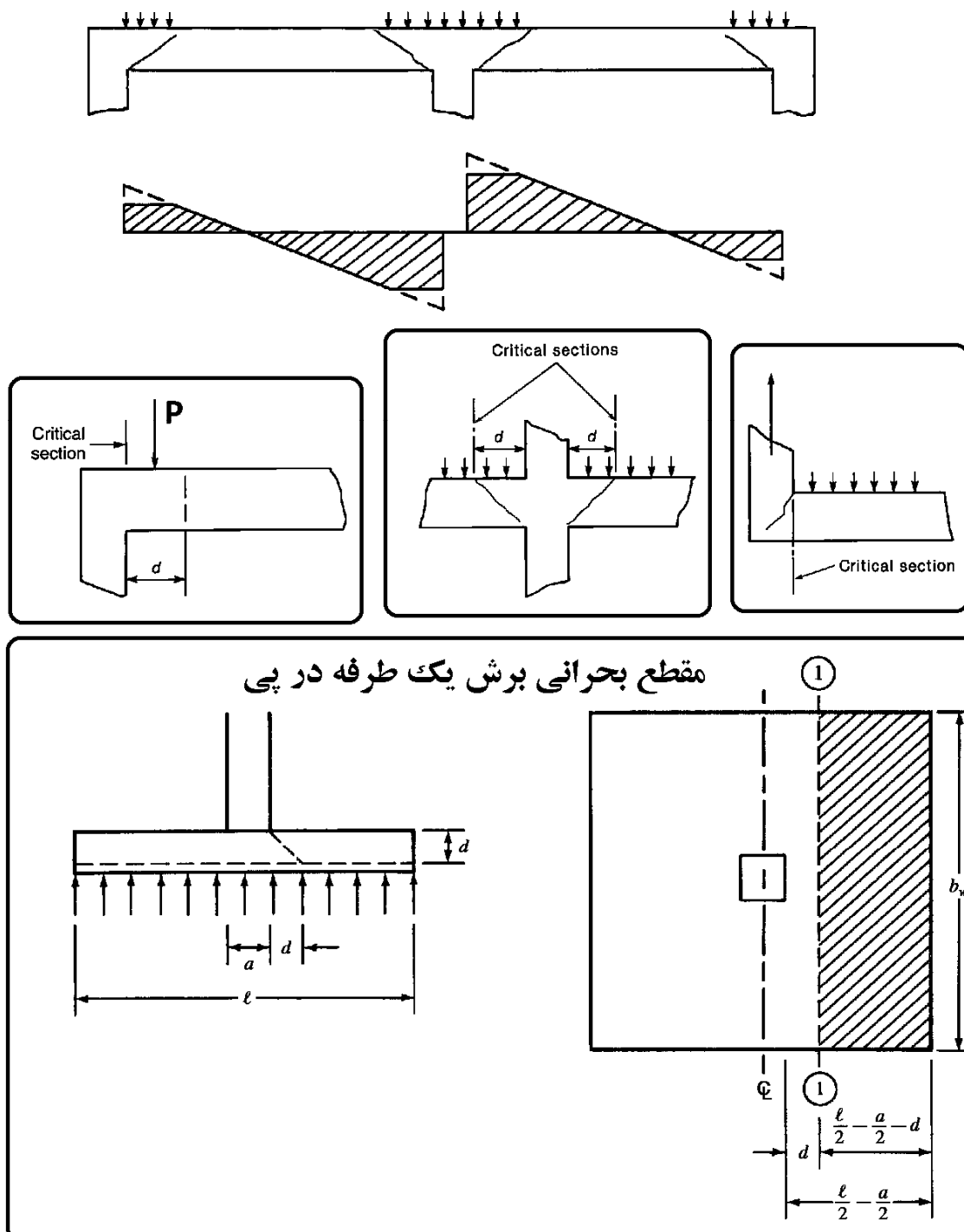
## ۲-۹- مقطع بحرانی برش

## ۵-۱۵-۹ ضوابط کلی طراحی برای برش

۳-۵-۱۵-۹ مقدار  $V_u$  در تکیه‌گاه‌ها را می‌توان طبق بند ۴-۵-۱۵-۹ کاهش داد، مشروط بر آنکه:

- الف) عکس‌العمل تکیه‌گاه درامتداد برش اعمال شده در نواحی انتهایی عضو ایجاد فشار کند.  
 ب) هیچ بار متمرکزی در فاصله بین بر داخلی تکیه‌گاه تا محل مقطع بحرانی، مطابق بند ۴-۵-۱۵-۹ وارد نشود.

۴-۵-۱۵-۹ تمامی مقاطعی را که در فاصله‌ای کمتر از  $d$  از بر داخلی تکیه‌گاه قرار دارند می‌توان برای همان برش  $V_u$  که در مقطع به فاصله  $d$  (مقطع بحرانی) وجود دارد، طراحی کرد.



## ۱۰- برش دو طرفه (پانچ)

## ۹-۲۰ طراحی شالوده

## ۹-۲۰-۴ ضوابط تعیین بارهای وارد بر شالوده‌ها

## ۹-۲۰-۴-۴ نیروی برشی شالوده‌ها و سرشمع‌ها

۹-۲۰-۴-۴-۱ مقطع بحرانی برای محاسبات برش یکطرفه به فاصله  $d$  و برای برش دو طرفه به فاصله  $\frac{d_p}{4}$  از محل‌های تعیین شده به شرح (الف) و (ب) این بند در نظر گرفته می‌شود:

الف- برای شالوده‌هایی که زیر ستون، ستون پایه یا دیوار قرار دارند، بر عناصر مزبور، منکی بر شالوده‌ها می‌باشند.

ب- برای شالوده‌هایی که زیر صفحه فلزی کف ستون قرار دارند، وسط فاصله بر ستون تا لبه صفحه فولادی کف ستون‌ها می‌باشد.

۹-۲۰-۴-۴-۲ نیروی برشی در هر مقطع از سر شمع باید براساس ضوابط (الف) الی (پ) محاسبه شود:

الف- عکس‌العمل هر شمع که مرکز آن به فاصله  $\frac{d_p}{4}$  یا بیشتر از مقطع مورد نظر و در خارج مقطع مزبور قرار دارند، در مقطع ایجاد برش نمی‌کند.

ب- عکس‌العمل هر شمع که مرکز آن به فاصله  $\frac{d_p}{4}$  یا بیشتر از مقطع مورد نظر و در داخل مقطع مزبور قرار دارد، در مقطع ایجاد برش نمی‌کند.

پ- در حالات بینابینی، آن قسمت از عکس‌العمل شمع که در مقطع مورد نظر ایجاد برش می‌کند، باید با درون‌یابی خطی بین مقدار کامل عکس‌العمل برای حالتی که مرکز شمع به فاصله  $\frac{d_p}{4}$  و در خارج مقطع و مقدار صفر برای حالتی که مرکز شمع به فاصله  $\frac{d_p}{4}$  و در داخل مقطع قرار دارد، محاسبه شود.

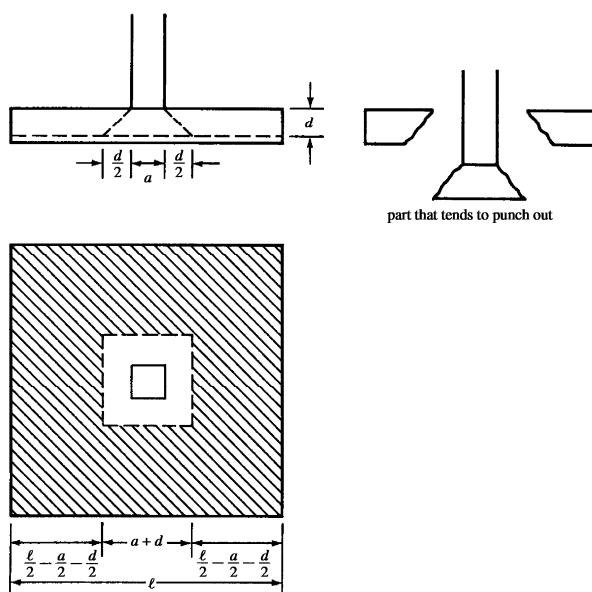
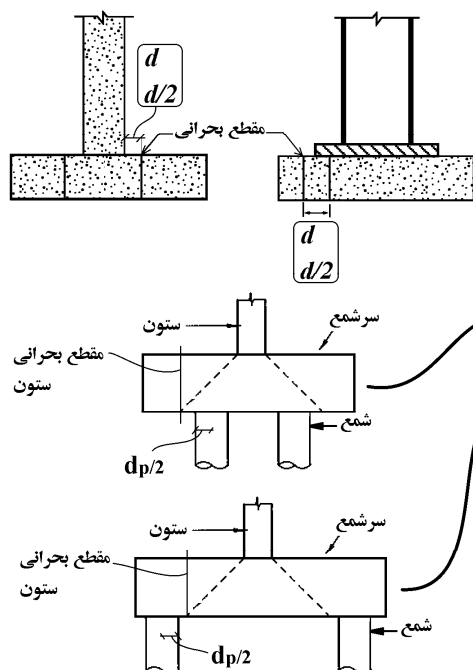
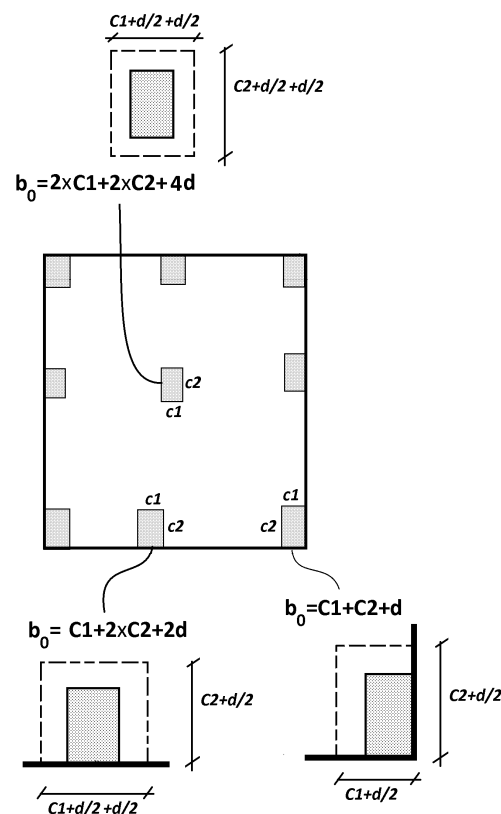
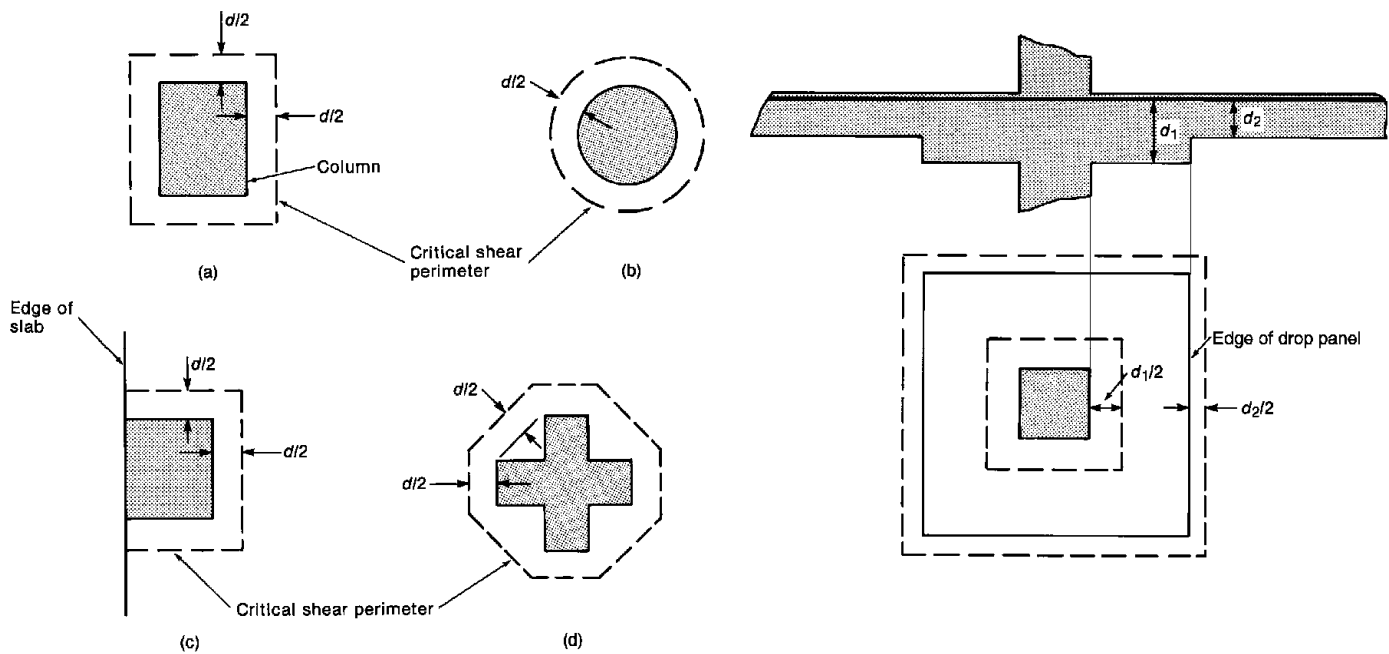


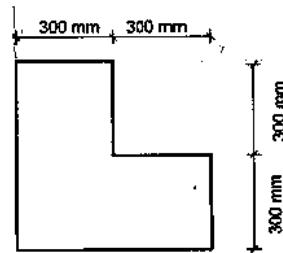
FIGURE 12.9 Two-way or punching shear.





## محاسبات ۹۳

۵۹- دال تخت با عمق مؤثر ۲۰۰ میلی‌متر روی یک ستون میانی با مقطعی مطابق شکل قرار دارد. محیط مقطع بحرانی ( $b_0$ ) برای کنترل برش دوطرفه (پانچ) به کدامیک از اعداد زیر برحسب میلی‌متر نزدیکتر است؟

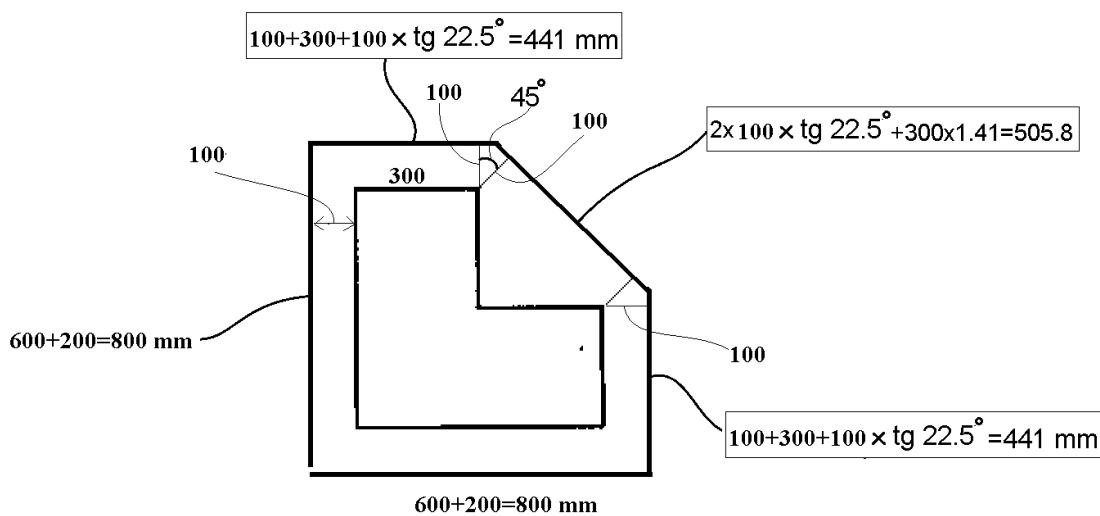


- (۱) ۲۸۰۰  
(۲) ۳۰۰۰  
(۳) ۳۲۰۰  
(۴) ۳۴۰۰

گزینه ۲

محیط پانچ به فاصله  $d/2$  از ستون محاسبه می‌شود. با توجه به اینکه عمق مؤثر دال ۲۰۰ میلی‌متر باشد، محیط پانچ به فاصله ۱۰۰ میلی‌متر سنجیده می‌شود.

$$b_0 = 800 + 441 + 505.8 + 441 + 800 = 2987.8 \text{ mm}$$

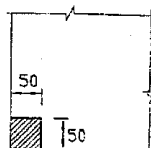


- ضریب ۰.۷۰۷ در شکل فوق همان  $\frac{\sqrt{2}}{2}$  می‌باشد.
- محیط پانچ به فاصله  $d/2$  از بر گوشه‌های ستون اندازه‌گیری می‌شود.

## محاسبات ۸۳- پایه ۳

۴۲- شکل زیر یک ستون گوشه را نشان می‌دهد که به شالوده متصل است. عمق مؤثر شالوده ۷۰ سانتیمتر است. اگر فشار خاک در حد نهایی در زیر ستون حدود ۳ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع فرض شود. حداکثر چه باری را در حد نهایی می‌توان بصورت محوری به این ستون اعمال نمود.

$$f_c = 200 \text{ kg/cm}^2, f_y = 3000 \text{ kg/cm}^2$$



- (۱) حدود ۲۰۰ تن  
(۲) حدود ۱۵۰ تن  
(۳) حدود ۱۳۰ تن  
(۴) حدود ۱۰۰ تن

گزینه ۲

## محاسبات ۸۹

۳۱- ستونی با مقطع  $50 \times 50 \text{ cm}^2$  بار نهایی محوری ۹۰ تن را از طریق شالوده با ابعاد  $3 \times 3$  مترو عمق مؤثر ۵۰ سانتیمتر به زمین منتقل می‌نماید. مقدار تنش برشی برای عملکرد دو طرفه (پانچ) در چه حدودی می‌باشد؟

- (۱)  $4 \text{ kg/cm}^2$   
(۲)  $6 \text{ kg/cm}^2$   
(۳)  $2 \text{ kg/cm}^2$   
(۴)  $8 \text{ kg/cm}^2$

گزینه ۱

## محاسبات ۸۴- پایه ۳

۴۰- شالوده گسترده‌ای در حالت عادی بار مرده  $D = 150 \text{ T}$  و بار زنده  $L = 75 \text{ T}$  ناشی از بار یک ستون با مقطع مربع  $60$  سانتی-متری را تحمل می‌کند. بگونه‌ای حداقل چه ضخامتی می‌توان برای این شالوده در نظر گرفت. فشار وارده بر خاک را در حالت حدی نهایی  $q_u = 20 \text{ T/m}^2$  منظور نمائید.

$$f_c = 200 \text{ kg/cm}^2, f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

۸۵cm (۴)      ۷۵cm (۳)      ۶۵cm (۲)      ۵۵cm (۱)

گزینه ۲

## محاسبات ۹۰-

۳۸- بار محوری نهایی ستون بتنی با مقطع  $50 \times 50$  سانتیمتر در محل اتصال به پی بر اثر بارهای زنده و مرده برابر  $1200 \text{ kN}$  می‌باشد. ابعاد پی منفرد زیر ستون دارای طول و عرض هر یک  $2$  متر و عمق مؤثر نیم متر محاسبه شده است. مقدار نیروی برشی نهایی دو طرفه (پانچ) در پی در چه حدودی می‌باشد؟

- (۱)  $1200 \text{ kN}$   
(۲)  $900 \text{ kN}$   
(۳)  $525 \text{ kN}$   
(۴)  $300 \text{ kN}$

$$1200 - \frac{1200}{2 \times 2} \times 1 \times 1 = 900 \text{ kN}$$

## ۱۱- برش اصطکاک

### ۱۳-۱۵-۹ برش اصطکاک

#### ۱-۱۳-۱۵-۹ گستره

ضوابط این قسمت در مواردی که انتقال نیروی برشی بین دو سطح با مشخصات (الف) الی (ت) مورد نظر باشد، به کار گرفته می‌شود:

(الف) وجود ترک یا استعداد ترک خوردن بین دو سطح

(ب) دو سطح ساخته شده با مصالح غیر متشابه

(ت) دو سطح بتن ریزی شده در زمان‌های متفاوت

انتقال برش در موارد فوق توسط عملکرد برشی- اصطکاک صورت می‌گیرد.

#### ۲-۱۳-۱۵-۹ حالت حدی نهایی مقاومت

۳-۲-۱۳-۱۵-۹ در مواردی که آرماتور برش اصطکاک نسبت به صفحه برش مایل باشد، به طوری

که نیروی برشی در آن ایجاد کشش کند:

$$V_r = \lambda A_{vf} f_{yd} (\mu \sin \alpha_f + \cos \alpha_f) \quad (1-23-15-9)$$

۴-۲-۱۳-۱۵-۹ در مواردی که آرماتور برش اصطکاک عمود بر صفحه برش باشد:

$$V_r = \lambda \mu A_{vf} f_{yd} \quad (2-23-15-9)$$

۵-۲-۱۳-۱۵-۹ ضریب اصطکاک  $\mu$  در روابط (۱-۲۳-۱۵-۹) و (۲-۲۳-۱۵-۹) برابر با یکی از

مقادیر زیر در نظر گرفته می‌شود:

۱/۲۵

(الف) برای بتنی که به صورت یکپارچه ریخته شده باشد:

(ب) برای بتنی که در مجاورت بتن سخت شده‌ای با زبری سطحی قید شده در بند ۵-۳-۱۳-۱۵-۹

۰/۹

ریخته شده باشد:

(پ) برای بتنی که در مجاورت بتن سخت شده‌ای با زبری سطحی کمتر از میزان قید شده در بند

۰/۵

۵-۳-۱۳-۱۵-۹ ریخته شده باشد:

(ت) برای بتنی که به وسیله گل میخ‌ها یا به وسیله میلگردهایی به پروفیل فولاد ساختمانی مهار

۰/۶

شده باشد:

ضریب  $\lambda$  در روابط فوق مطابق بند ۸-۷-۱۳-۹ تعیین می‌گردد.

۶-۲-۱۳-۱۵-۹ مقدار  $V_r$  در هیچ حالت نباید بزرگتر از مقادیر  $0.25\phi_c A_{cv} f_{cd}$  و  $0.6\phi_c A_{cv} f_{cd}$  در نظر گرفته شود.

۷-۲-۱۳-۱۵-۹ مقدار  $V_r$  را می‌توان با استفاده از هر روش طراحی دیگری که صحت آن به وسیله

آزمایش‌های جامع تأیید شده باشد، تعیین نمود.

#### ۳-۱۳-۱۵-۹ ضوابط طراحی برش اصطکاک

۲-۳-۱۳-۱۵-۹ در مواردی که در سطح برش علاوه بر نیروی برشی، نیروی کششی نیز اثر کند، باید آرماتور اضافی برای تحمل کشش در امتداد نیروی کششی اعمال شده، پیش‌بینی شود.

۳-۳-۱۳-۱۵-۹ در مواردی که در سطح برش علاوه بر نیروی برشی نیروی فشاری دائمی نیز اثر

کند، مقدار این نیرو را می‌توان به نیروی  $\phi_s A_{vf} f_y$ ، متعلق به آرماتور برش اصطکاک در رابطه

۲-۲۳-۱۵-۹ اضافه نمود.

۴-۳-۱۳-۱۵-۹ آرماتورهای برش اصطکاک باید به نحوی مناسب در سطوح صفحه برش توزیع

شوند و برای آنکه بتوانند به تنش نظیر جاری شدن برسند باید به طور کامل در دو سمت صفحه

برش در بتن مهار گردند. برای مهار کردن آرماتورها می‌توان از ادوات مکانیکی استفاده نمود.

۵-۳-۱۳-۱۵-۹ در مواردی که بتن در مجاورت بتن سخت شده قبلی ریخته می‌شود، سطح تماس

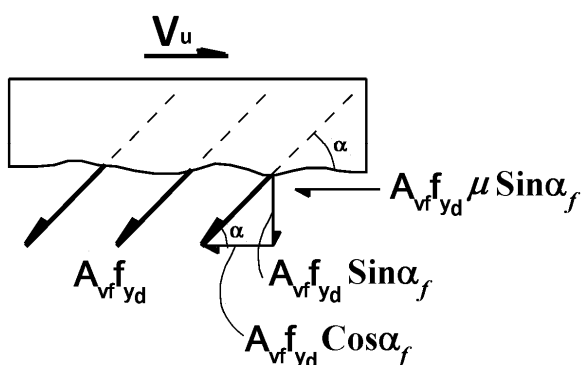
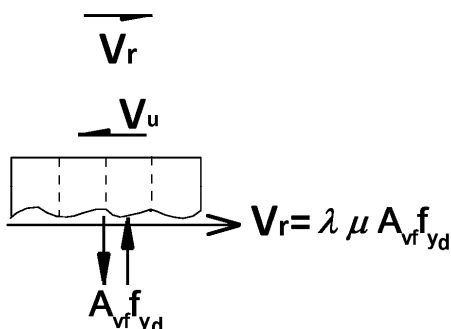
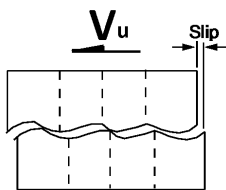
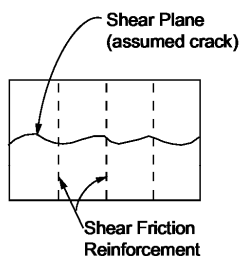
برای انتقال برش باید تمیز و عاری از دوغاب خشک شده باشد. برای آنکه بتوان ضریب اصطکاک

$\mu$  را برابر با ۰/۹ فرض نمود سطح تماس باید با ایجاد خراش‌های به عمق تقریبی پنج میلی‌متر به

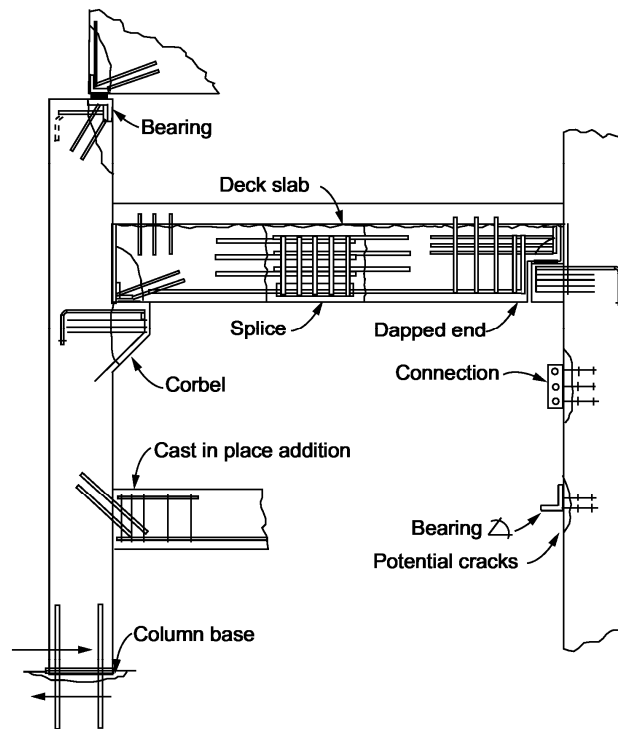
حالت زیر درآورده شود.

۶-۳-۱۳-۱۵-۹ در مواردی که برش بین پروفیل‌های فولاد ساختمانی و بتن با استفاده از گل میخ‌ها یا

میلگردهای جوش شده به پروفیل انتقال داده می‌شود، فولادها باید تمیز و عاری از زنگ‌زدگی باشند.



$$V_r = \lambda A_{vf} f_{yd} (\mu \sin \alpha_f + \cos \alpha_f)$$



Applications of the Shear-Friction Concept and Potential Crack Locations

محاسبات ۹۳

۹- طول مهارب میلگردهای برش اصطکاکی دو قطعه بتن ریخته شده در زمان های متفاوت، براساس چه معیاری تعیین می شود؟

- (۲) رسیدن میلگردها به تنش مقاومت نهایی  
(۴) رسیدن میلگردها به گسیختگی

- (۱) رسیدن میلگردها به تنش جاری شدن  
(۳) ضریب اصطکاک بین دو قطعه بتنی

گزینه ۱

محاسبات ۸۳ پایه ۱

۳۸- برای انتقال برش از دیوار برشی به ابعاد  $400 \times 30$  سانتیمتر به شالوده از  $165$  سانتیمتر مربع آرماتور عمود بر مسطحه شالوده استفاده می شود. مقاومت برشی نهایی مقطع،  $V_r$ ، چقدر است؟ بتن ریزی دیوار پس از سخت شدن بتن پی ریخته می شود ولی سطح شالوده تمیز و با خراشهایی به عمق حدود  $5$  میلیمتر زیر می شود.

$$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2 \text{ و } f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

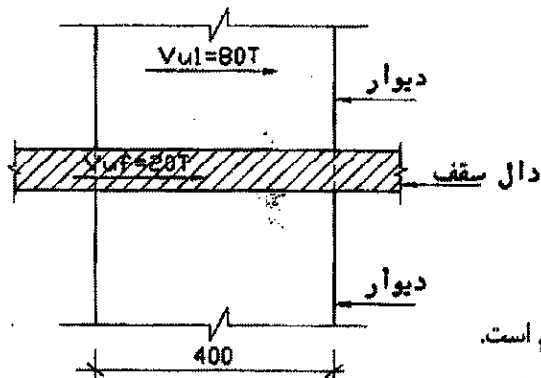
(۴) ۵۶۱ تن

(۳) ۵۰۵ تن

(۲) ۴۶۸ تن

(۱) ۴۵۰ تن

۴۲- در شکل مقابل دیوار بالا و سقف به ترتیب برشهای  $V_{U1} = 80T$  و  $V_{Uf} = 20T$  را در حد نهایی به دیوار زیر وارد می کنند. ابعاد دیوارها در پلان  $400 \times 25$  سانتیمتر است. بتن دیوارها و سقف در زمانهای مختلف ریخته می شوند. بگوئید برای انتقال این برش چه آرماتوری لازم است. زبری دیوار زیر را ۲ میلیمتر به حساب آورید؟



- ۱) برای انتقال برش آرماتور عمودی  $2T14/20$  cm لازم است.
- ۲) برای انتقال برش آرماتور افقی  $2T14/20$  cm لازم است.
- ۳) برای انتقال برش آرماتور افقی  $2T8/20$  cm لازم است.
- ۴) برای انتقال برش آرماتور افقی و آرماتور قائم  $2T8/20$  cm لازم است.

گزینه ۱

محاسبات ۹۴

۵۲- یک قطعه ی بتنی بر روی قطعه ی بتنی دیگری که قبلاً ریخته و بتن آن سخت شده است اجرا خواهد شد. به این منظور سطح تماس تمیز و عاری از دوغاب شده و با ایجاد خراشهایی به عمق تقریبی پنج میلی متر به حالت زیر در آورده می شود. چنانچه سطح تماس دو قطعه به طور همزمان تحت اثر نیروی برشی نهایی برابر  $800$  kN و نیروی محوری نهایی عمود بر سطح تماس (که می تواند فشاری یا کششی باشد) برابر  $200$  kN باشد. حداقل مساحت مورد نیاز میلگردهای عمود بر سطح تماس به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ رده بتن C25، نوع فولاد S400 و ضریب  $\lambda$  برابر یک فرض شود.

- |                         |                         |
|-------------------------|-------------------------|
| $3800 \text{ mm}^2$ (۱) | $2650 \text{ mm}^2$ (۲) |
| $600 \text{ mm}^2$ (۳)  | $3250 \text{ mm}^2$ (۴) |

گزینه ۴

آرماتورهای لازم برای تحمل برش:

$$V_r > 800 \text{ kN}$$

$$(\lambda \mu A_{vf} f_{yd} = 1 \times 0.9 A_{vf} \times 0.85 \times 400 = 306 A_{vf}) > 800000 \text{ N} \rightarrow A_{vf} > 2614 \text{ mm}^2$$

آرماتور لازم برای تحمل کشش:

$$N_r > 200 \text{ kN}$$

$$(A_t f_{yd} = A_t \times 0.85 \times 400 = 340 A_t) > 200000 \text{ N} \rightarrow A_{vf} > 588 \text{ mm}^2$$

$$A_{vf} + A_{vf} = 3202 \text{ mm}^2$$



## ۱۲- دستک برشی

### ۱۵-۱۵-۹ ضوابط ویژه برای دستک‌ها و شانه‌ها

#### ۱-۱۵-۱۵-۹ گستره

ضوابط این قسمت باید در مورد دستک‌ها و شانه‌هایی که دارای شرایط (الف) و (ب) باشند، رعایت شوند:

(الف) نسبت دهانه به ارتفاع موثر مقطع در بر تکیه‌گاه،  $\frac{a}{d}$ ، بیشتر از یک نباشد.

(ب) مقدار  $N_u$ ، بزرگتر از نیروی برشی نهایی موثر بر آنها،  $V_u$  نباشد.

(پ) ارتفاع موثر مقطع در لبه خارجی سطح اتکا، کمتر از  $0.5d$  نباشد.

#### ۲-۱۵-۱۵-۹ حالت حدی مقاوم نهایی در برش، خمش و کشش

۱-۲-۱۵-۱۵-۹ در دستک‌ها و شانه‌ها کنترل حالات حدی مقاوم نهایی در برش، خمش و نیروی محوری کششی، باید بر اساس روابط (۱-۱۵-۹)، (۱-۱۴-۹) و (۲-۱۴-۹) صورت گیرد.

مقادیر  $V_u$ ،  $M_u$  و  $N_u$  باید بر اساس ضوابط بندهای ۴-۲-۱۵-۱۵-۹ تا ۶-۲-۱۵-۱۵-۹ محاسبه شوند.

۲-۲-۱۵-۱۵-۹ نیروهای  $V_u$  و  $N_u$  از تحلیل سازه تحت اثر بارهای نهایی به دست می‌آیند. مقدار  $N_u$  که در طراحی مورد استفاده قرار می‌گیرد نباید کمتر از مقدار  $0.2V_u$  اختیار شود مگر آنکه برای جلوگیری از ایجاد نیروی کششی تدابیر خاصی در نظر گرفته شده باشد. نیروی کششی،  $N_u$  همواره باید جزء بارهای زنده، به حساب آورده شود.

۳-۲-۱۵-۱۵-۹ مقدار  $M_u$  با استفاده از رابطه (۲۷-۱۵-۹) محاسبه می‌شود:

$$M_u = V_u a + N_u (h - d) \quad (27-15-9)$$

۴-۲-۱۵-۱۵-۹ مقدار  $V_r$ ، با فرض عملکرد مقطع به صورت برش اصطکاکی مطابق ضوابط بند ۱۳-۱۵-۹ محاسبه می‌شود. مقدار  $V_r$  نباید از دو مقدار  $0.25f_{cd}b_w d$  و  $0.6\phi_c b_w d$  بزرگتر اختیار شود.

۵-۲-۱۵-۱۵-۹ مقدار  $M_r$ ، مطابق ضوابط فصل چهاردهم محاسبه می‌گردد. آرماتور کششی تأمین‌کننده لنگر  $M_r$ ،  $A_r$  نامیده می‌شود.

۶-۲-۱۵-۱۵-۹ مقدار  $N_r$ ، با استفاده از رابطه (۲۸-۱۵-۹) محاسبه می‌شود:

$$N_r = \phi_s A_n f_y \quad (28-15-9)$$

#### ۳-۱۵-۱۵-۹ ضوابط کلی طراحی

۱-۳-۱۵-۱۵-۹ مقدار  $A_s$  نباید کمتر از دو مقدار  $(A_r + A_n)$  و  $(\frac{2}{3}A_{vf} + A_n)$  اختیار شود.

۲-۳-۱۵-۱۵-۹ خاموت‌های بسته موازی با  $A_s$  به سطح مقطع کل  $A_n$  مساوی  $0.5(A_s - A_n)$  یا بزرگتر از آن باید در داخل محدوده دو سوم ارتفاع موثر مقطع در مجاور  $A_s$  توزیع شوند.

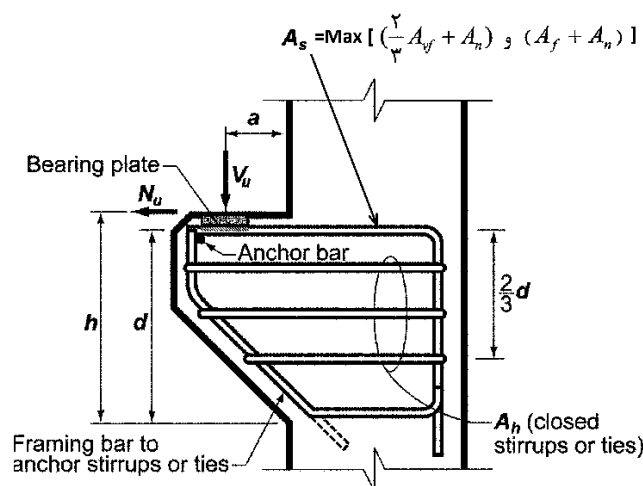
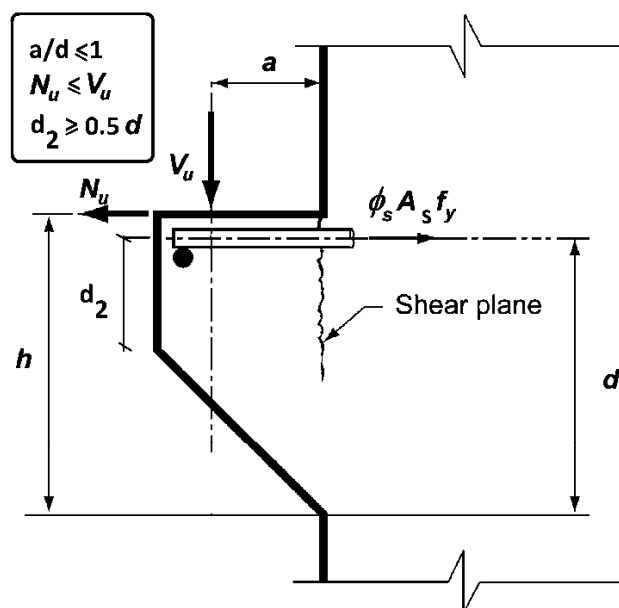
۳-۳-۱۵-۱۵-۹ مقدار  $\rho$  نباید کمتر از  $\frac{f_c}{f_y}$  باشد.

۴-۳-۱۵-۱۵-۹ آرماتور کششی اصلی باید در وجه جلوی دستک یا شانه به یکی از طرق (الف) و (ب) مهار شود:

(الف) به وسیله جوش دادن به یک میلگرد عرضی با قطری حداقل مساوی با قطر میلگردهای کششی اصلی، مقاومت جوش باید به حدی باشد که بتواند نیروی کششی حداکثر قابل تحمل برای آرماتورها را منتقل نماید.

(ب) به وسیله خم کردن میلگرد کششی اصلی  $A_s$  به عقب به طوری که یک حلقه افقی تشکیل شود.

۵-۳-۱۵-۱۵-۹ سطح اتکای بار روی دستک یا شانه نباید از قسمت مستقیم میلگردهای کششی اصلی،  $A_s$  فراتر رود. این سطح همچنین نباید از وجه داخلی میلگردهای مهار عرضی، در صورت استفاده از آنها، جلوتر رود.



$A_r$  = سطح مقطع آرماتور خمشی در دستک‌ها و شانه‌ها، میلی‌متر مربع

$A_n$  = سطح مقطع آرماتوری که در دستک و شانه‌ها در مقابل نیروی کششی مقاومت می‌کند، میلی‌متر مربع

$A_s$  = سطح مقطع آرماتور کششی، میلی‌متر مربع

$A_{vf}$  = سطح مقطع آرماتور کششی، میلی‌متر مربع

$A_{vf}$  = سطح مقطع آرماتور برش اصطکاکی، میلی‌متر مربع

## ۱۳- اثرات لاغری

### ۹-۱۶ اثر لاغری و کمانش

#### ۹-۱۶-۱ گستره

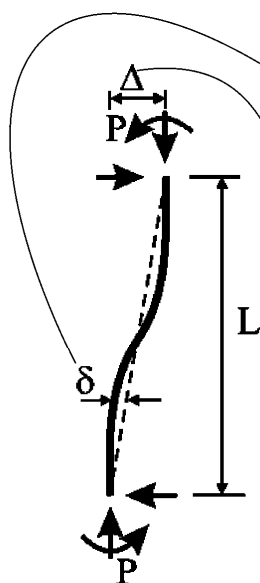
۹-۱۶-۱-۱ در این فصل آثار ناشی از بار محوری در قطعات میله‌ای لاغر تحت فشار بدون خمش یا همراه با خمش و نحوه منظور کردن آنها در طراحی قطعات مورد بررسی قرار می‌گیرد. این آثار در مجموع آثار لاغری نامیده خواهند شد.

#### ۹-۱۶-۲ آثار لاغری شامل آثار ناشی از وجود انحنا در قطعه و آثار ناشی از تغییر مکان جانبی

نسبی دو انتهای قطعه به شرح زیر است:

(الف) آثار ناشی از وجود انحنا در قطعه، لنگرهای خمشی‌ای هستند که به علت عدم انطباق مرکز سطح مقطع بر خطی که دو انتهای بخشی از طول عضو را به هم وصل می‌کند، به وجود می‌آیند.

(ب) آثار ناشی از تغییر مکان جانبی، لنگرهای خمشی و نیروهای داخلی دیگری هستند که در مقاطع قطعه به علت برون‌محوری ناشی از تغییر مکان جانبی یک انتهای قطعه نسبت به انتهای دیگر آن به وجود می‌آیند. تغییر مکان جانبی نسبی دو انتهای قطعه ممکن است به علت بارهای قائم یا بارهای جانبی یا ترکیبی از آنها باشد.



#### ۹-۱۶-۲ کلیات

۹-۱۶-۲-۱ طراحی قطعات فشاری، تیرهای مقیدکننده آنها و اعضای دیگر تحمل کننده بار این قطعات باید برای نیروها و لنگرهایی که از تحلیل مرتبه دوم ساختمان به دست آمده‌اند، انجام گیرد. در این تحلیل علاوه بر نیروهای وارد بر ساختمان که در تحلیل مرتبه اول ساختمان‌ها مورد نظر قرار می‌گیرند، باید آثار لاغری مطابق آنچه در بند (۹-۱۶-۱) گفته شد، آثار تغییرات ممان اینرسی ناشی از ترک‌خوردگی، رفتار غیرخطی مصالح، جمع‌شدگی و نیز آثار تابع زمان بارهای درازمدت در نظر گرفته شوند.

۹-۱۶-۲-۲ در صورتی که آثار گفته شده در بند ۹-۱۶-۲-۱ در تحلیل ساختمان منظور نشده باشند، می‌توان آنها را به طور تقریب با استفاده از روش «تشدید لنگرهای خمشی» طبق بند (۹-۱۶-۸) با رعایت محدودیت بند ۹-۱۶-۳ محاسبه کرد.

#### ۹-۱۶-۳ طبقات مهارشده جانبی

۹-۱۶-۳-۱ طبقه مهارشده به طبقه‌ای گفته می‌شود که تغییر مکان جانبی نسبی آن ناچیز باشد. چنانچه ضریب پایداری طبقه، که از رابطه (۹-۱۶-۱) به دست می‌آید کوچکتر از ۰/۰۵ باشد، طبقه مهارشده جانبی تلقی می‌شود. در این حالت تمامی قطعات فشاری واقع در این طبقه اصطلاحاً «مهار شده» نامیده می‌شود.

$$Q = \frac{\sum N_u \delta_u}{H_u h_s} \quad (۹-۱۶-۱)$$

محاسبه  $\delta_u$  با توجه به ضوابط بند ۹-۱۶-۸ انجام می‌گیرد.

$h_s$  = ارتفاع طبقه، میلی‌متر

$H_u$  = بار کل جانبی نهایی وارد بر طبقه، نیوتن

$N_u$  = بار محوری فشاری نهایی، نیوتن

$\delta_u$  = تغییر مکان جانبی طبقه نسبت به طبقه زیرین به ازای هر ترکیب بار مشخص

۹-۱۶-۳-۲ در ساختمان‌های کوتاه متعارف تا ۴ طبقه در صورتی که مجموع سختی جانبی اعضای مهارکننده طبقه، مانند دیوارهای برشی و بادبندها، مساوی یا بزرگتر از شش برابر مجموع سختی جانبی ستون‌های طبقه باشد، آن طبقه را می‌توان مهار شده تلقی کرد.

## ۹-۱۶ اثر لاغری و کمانش

### ۹-۱۶-۴ طول آزاد قطعات فشاری

۹-۱۶-۴-۱ طول آزاد قطعه فشاری،  $I_u$  برابر است با فاصله آزاد بین دال‌های طبقات، تیرها یا سایر قطعاتی که قادر به ایجاد تکیه‌گاه جانبی برای آن قطعه باشند.

۹-۱۶-۴-۲ در صورتی که ستون دارای کتیبه یا سرستون باشد، طول آزاد آن تا سطح تحتانی کتیبه یا سر ستون محاسبه می‌شود.

### ۹-۱۶-۵ طول موثر قطعات فشاری

۹-۱۶-۵-۱ طول موثر قطعه فشاری،  $kI_u$  را می‌توان طبق بندهای ۹-۱۶-۵-۲ تا ۹-۱۶-۵-۴ محاسبه کرد مگر آن که با انجام تحلیل دقیقی که در آن آثار ناشی از ترک‌خوردگی قطعات بر روی سختی جانبی آنها منظور شده باشد، بتوان طول موثر دیگری به دست آورد.

۹-۱۶-۵-۲ مقدار  $k$  در قطعات فشاری **مهار شده** را می‌توان برابر با یک و یا کوچکترین دو مقدار به دست آمده از روابط (۹-۱۶-۲) و (۹-۱۶-۳) منظور نمود.

$$k = 0.7 + 0.1\psi_m \leq 1 \quad (9-16-2)$$

$$k = 0.85 + 0.05\psi_{\min} \leq 1 \quad (9-16-3)$$

۹-۱۶-۵-۳ مقدار  $k$  در قطعات فشاری **مهار نشده‌ای** که در دو انتها مقید باشند با استفاده از

رابطه (۹-۱۶-۴) یا رابطه (۹-۱۶-۵) به دست می‌آید:

در مواردی که  $\psi_m < 2$  باشد:

$$k = (1 - 0.05\psi_m)\sqrt{1 + \psi_m} \geq 1 \quad (9-16-4)$$

و در مواردی که  $\psi_m \geq 2$  باشد:

$$k = 0.9\sqrt{1 + \psi_m} \quad (9-16-5)$$

۹-۱۶-۵-۴ مقدار  $k$  در قطعه فشاری **مهار نشده‌ای** که یک انتهای آن مفصلی باشد، با استفاده از

رابطه (۹-۱۶-۶) به دست می‌آید:

$$k = 2 + 0.3\psi \quad (9-16-6)$$

### ۹-۱۶-۶ شعاع ژیراسیون

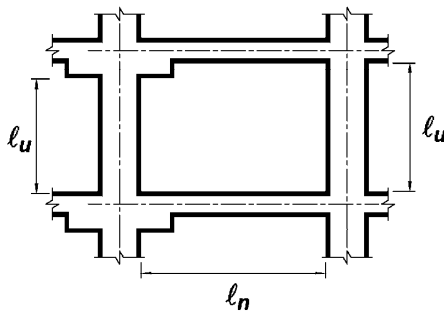
۹-۱۶-۶-۱ شعاع ژیراسیون،  $r$  را می‌توان به شرح زیر محاسبه کرد:

(الف) در مقاطع مستطیلی:  $0.3$  برابر بعد کلی مقطع در امتدادی که اثر لاغری مورد بررسی است.

(ب) در مقاطع گرد  $0.25$  برابر قطر.

(پ) در سایر مقاطع شعاع ژیراسیون در امتداد مورد نظر با استفاده از رابطه (۹-۱۶-۷) محاسبه می‌شود:

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}} \quad (9-16-7)$$



$\psi$  = نسبت مجموع سختی ستون‌ها به مجموع سختی تیرهای منتهی به یک گره در یک صفحه

$\psi_m$  = متوسط مقدار  $\psi$  در دو انتهای عضو فشاری

$\psi_{\min}$  = کوچکترین مقدار  $\psi$  در دو انتهای عضو فشاری

$A_g$  = مساحت کل مقطع، میلی‌متر مربع

$I_g$  = ممان اینرسی کل مقطع، میلی‌متر به توان چهار

## ۹-۱۶ اثر لاغری و کماتش

### ۹-۱۶-۷ ضوابط اثر لاغری

۹-۱۶-۷-۱ در قطعات فشاری **مهارشده** در صورتی که  $K \frac{I_u}{r} \leq (34 - 12 \frac{M_1}{M_2})$  باشد، می توان از

اثر لاغری صرفنظر کرد. مقدار  $(34 - 12 \frac{M_1}{M_2})$  را نیابستی بیش از ۴۰ در نظر گرفت. نسبت  $\frac{M_1}{M_2}$

مثبت است اگر این دو لنگر موجب انحنای ستون در یک جهت شوند و منفی است اگر این دو لنگر موجب انحنای ستون در دو جهت شوند.

۹-۱۶-۷-۲ در قطعات فشاری **مهار نشده** در صورتی که  $k \frac{I_u}{r} \leq 22$  باشد، می توان از اثر لاغری

صرفنظر کرد.

۹-۱۶-۷-۳ در قطعات فشاری با  $k \frac{I_u}{r} > 100$  اثر لاغری باید براساس تحلیل دقیق، مطابق بند

۹-۱۶-۷-۱ بررسی شود.

۹-۱۶-۷-۴ استفاده از قطعات فشاری با  $k \frac{I_u}{r} > 200$  مجاز نیست.

### ۹-۱۶-۸ روش تشدید لنگرهای خمشی

#### ۹-۱۶-۸-۱ کلیات

در این روش لنگرهای خمشی نهایی به دست آمده از تحلیل الاستیک مرتبه اول با توجه به ضوابط بند ۹-۱۶-۸-۲ برای قابهای مهارشده و بند ۹-۱۶-۸-۳ برای قابهای مهارنشده تشدید می شوند و همراه با بار محوری نهایی به دست آمده از تحلیل مزبور مبنای طراحی قطعه فشاری قرار می گیرند. در تحلیل الاستیک خطی باید آثار ترک خوردگی اجزای سازه ای و آثار بارهای دراز مدت به نحوی مناسب منظور گردد. به این منظور استفاده از مقادیر توصیه شده در بند ۹-۱۳-۴ قابل قبول است. در صورت حضور بارهای جانبی دراز مدت، مقادیر  $E_e$  باید به مقدار  $(1 + \beta_d)$  تقسیم شوند.

$\beta_d$  = الف) برای قابهای مهار شده  $\beta_d$  نسبت بار محوری دائمی نهایی به بار محوری نهایی کل می باشد.

ب) برای قابهای مهار نشده،  $\beta_d$  نسبت برش نهایی دائمی یک طبقه به برش نهایی کل آن طبقه می باشد.

$\delta_b$  = ضریب تشدید متعلق به اثر انحنای قطعه

$M_1$  = کوچکترین لنگر خمشی نهایی دو انتهای عضو فشاری (مقدار  $M_1$  مثبت است اگر بزرگترین لنگر خمشی نهایی دو انتهای عضو فشاری (مقدار  $M_2$  همواره مثبت فرض می شود)، نیوتن - میلی متر

$M_{1b}$  = لنگر خمشی نهایی انتهای عضو فشاری، در انتهایی که  $M_1$  بر آن اثر می کند، تحت اثر بارهایی که تغییر مکان جانبی قابل ملاحظه ای ایجاد نمی کنند، نیوتن - میلی متر

$M_{1b}$  = لنگر خمشی نهایی انتهای عضو فشاری، در انتهایی که  $M_2$  بر آن اثر می کند، تحت اثر بارهایی که تغییر مکان جانبی قابل ملاحظه ای ایجاد نمی کنند، نیوتن - میلی متر

$M_e$  = لنگر خمشی نهایی تشدید شده، نیوتن - میلی متر

$C_m$  = ضریبی که مقادیر واقعی لنگر را به مقادیر معادل با لنگر پکنواخت تبدیل می کند.

$N_e$  = بار بحرانی، نیوتن

$N_u$  = بار محوری فشاری نهایی، نیوتن

$I_e$  = ممان اینرسی مؤثر مقطع، میلی متر به توان چهار

$I_g$  = ممان اینرسی کل مقطع، میلی متر به توان چهار

### ۹-۱۶-۲ تشدید لنگر در طبقات **مهار شده**

در قطعات فشاری طبقات مهارشده مقدار  $M_e$  از رابطه (۹-۱۶-۸) محاسبه می شود:

$$M_e = \delta_b M_2 \quad (9-16-8)$$

ضریب  $\delta_b$  از رابطه (۹-۱۶-۹) محاسبه می شود:

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{N_u}{1.15 \phi_c N_e}} \geq 1 \quad (9-16-9)$$

در این رابطه ضریب  $C_m$  و بار بحرانی  $N_e$  به شرح زیر محاسبه می شوند:

ضریب  $C_m$ ، در مواردی که در فاصله بین دو انتهای قطعه فشاری بار جانبی وارد نشود از رابطه (۹-۱۶-۱۰) محاسبه می گردد:

$$C_m = 0.6 + 0.4 \left( \frac{M_{1b}}{M_{2b}} \right) \geq 0.4 \quad (9-16-10)$$

در سایر موارد  $C_m = 1$  است.

در رابطه (۹-۱۶-۱۰) نسبت  $\frac{M_{1b}}{M_{2b}}$  با توجه به بند ۹-۱۶-۷-۱ در نظر گرفته شود.

بار بحرانی  $N_e$  از رابطه (۹-۱۶-۱۱) محاسبه می شود:

$$N_e = \frac{\pi^2 EI_e}{(kl_u)^2} \quad (9-16-11)$$

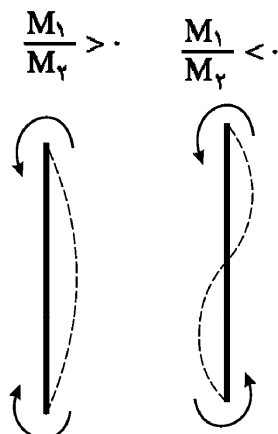
که در آن

$$EI_e = \frac{0.7 E_c I_g + E_s I_{se}}{1 + \beta_d} \quad (9-16-12)$$

یا به طور تقریبی

$$EI_e = 0.7 E_c I_g \quad (9-16-13)$$

ضریب  $k$  در رابطه (۹-۱۶-۱۱)، برای محاسبه  $N_e$ ، از بند ۹-۱۶-۵ به دست می آید.



## ۹-۱۶ اثر لاغری و کمانش

### ۹-۱۶-۸ روش تشدید لنگرهای خمشی

#### ۹-۱۶-۸-۳ تشدید لنگر در طبقات مهار نشده

در طبقات مهار نشده تشدید لنگرها با توجه به موارد مندرج در بندهای ۹-۱۶-۸-۳ تا ۹-۱۶-۸-۴ صورت می‌گیرد.

۹-۱۶-۸-۱ در قطعات فشاری طبقات مهار نشده، لنگرهای  $M_1$  و  $M_2$  از روابط (۹-۱۶-۱۴) و (۹-۱۶-۱۵) محاسبه می‌گردند.

$$M_1 = M_{1b} + \delta_s M_{1s} \quad (۹-۱۶-۱۴)$$

$$M_2 = M_{2b} + \delta_s M_{2s} \quad (۹-۱۶-۱۵)$$

مقادیر  $\delta_s M_{1s}$  و  $\delta_s M_{2s}$  را می‌توان با استفاده از یکی از روش‌های بندهای ۹-۱۶-۸-۳ تا ۹-۱۶-۸-۴ محاسبه نمود. طراحی ستون بر مبنای بار محوری نهایی وارده و لنگر خمشی محاسبه شده  $M_2$  از رابطه (۹-۱۶-۱۵) انجام می‌گیرد.

۹-۱۶-۸-۲ لنگرهای تشدید یافته  $\delta_s M_{1s}$  و  $\delta_s M_{2s}$  لنگرهای انتهایی ستون هستند که با استفاده از تحلیل مرتبه دوم، با منظور نمودن مشخصات مصالح و ویژگی‌های هندسی مقطع مطابق ضوابط بند ۹-۱۶-۸-۱، محاسبه می‌گردند.

۹-۱۶-۸-۳ روش دیگر محاسبه لنگرهای تشدید یافته  $\delta_s M_{1s}$  و  $\delta_s M_{2s}$  استفاده از رابطه (۹-۱۶-۱۶) جهت محاسبه  $\delta_s$  می‌باشد. استفاده از این روش فقط در حالتی مجاز است که ضریب

پایداری طبقه،  $Q$ ، از  $\frac{1}{3}$  تجاوز ننماید.

$$\delta_s = \frac{1}{1-Q} \geq 1 \quad (۹-۱۶-۱۶)$$

۹-۱۶-۸-۴ روش دیگر محاسبه لنگرهای تشدید یافته  $\delta_s M_{1s}$  و  $\delta_s M_{2s}$  استفاده از رابطه (۹-۱۶-۱۷) جهت محاسبه  $\delta_s$  است.

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum N_u}{1/15 \phi_c \sum N_c}} \geq 1 \quad (۹-۱۶-۱۷)$$

در این رابطه  $\sum N_u$  مجموع بارهای قائم نهایی طبقه و  $\sum N_c$  مجموع بارهای بحرانی ستون‌هایی از طبقه است که در برابر تغییر مکان جانبی مقاومت می‌کنند. مقدار  $N_c$  برای هر عضو فشاری با استفاده از روابط (۹-۱۶-۱۱) تا (۹-۱۶-۱۳) محاسبه می‌گردد. ضریب  $k$  در رابطه (۹-۱۶-۱۱) با استفاده از بندهای ۹-۱۶-۳ تا ۹-۱۶-۵ یا ۹-۱۶-۴ به دست می‌آید.

$$\delta_s = \text{ضریب تشدید متعلق به اثر تغییر مکان جانبی}$$

$M_{1s} =$  لنگر خمشی نهایی انتهای عضو فشاری، در انتهایی که  $M_1$  بر آن اثر می‌کند، تحت اثر بارهایی که تغییر مکان جانبی قابل ملاحظه‌ای ایجاد می‌کنند، نیوتن-میلی‌متر

$M_{2s} =$  لنگر خمشی نهایی انتهای عضو فشاری، در انتهایی که  $M_2$  بر آن اثر می‌کند، تحت اثر بارهایی که تغییر مکان جانبی قابل ملاحظه‌ای ایجاد می‌کنند، نیوتن-میلی‌متر

$M_1 =$  کوچکترین لنگر خمشی نهایی دو انتهای عضو فشاری (مقدار  $M_1$  مثبت است اگر

$M_2 =$  بزرگترین لنگر خمشی نهایی دو انتهای عضو فشاری (مقدار  $M_2$  همواره مثبت فرض

می‌شود)، نیوتن-میلی‌متر

$M_c =$  لنگر خمشی نهایی تشدید شده، نیوتن-میلی‌متر

$C_m =$  ضریبی که مقادیر واقعی لنگر را به مقادیر معادل با لنگر یکنواخت تبدیل می‌کند.

$N_c =$  بار بحرانی، نیوتن

$N_u =$  بار محوری فشاری نهایی، نیوتن

$I_e =$  ممان اینرسی مؤثر مقطع، میلی‌متر به توان چهار

$I_g =$  ممان اینرسی کل مقطع، میلی‌متر به توان چهار

### ۹-۱۶-۹ حداقل برون‌محوری بار

۹-۱۶-۹-۱ در قطعات فشاری مهار شده چنانچه بار محوری و لنگر خمشی حاصل از تحلیل الاستیکی مرتبه اول چنان باشد که برون محوری بار در آنها کمتر از مقدار بدست آمده از رابطه (۹-۱۶-۱۸) باشد:

$$e_{min} = 15 + 0.03h \quad (۹-۱۶-۱۸)$$

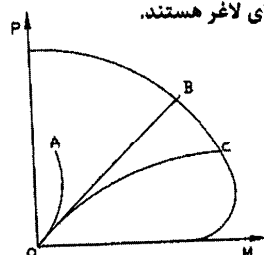
باید  $e_{min}$  را به عنوان برون‌محوری بار در محاسبات لنگر خمشی عضو و اثر لاغری منظور کرد. این برون‌محوری باید برای خمش حول هر دو محور اصلی مقطع، بطور جداگانه، به کار گرفته شود. در این صورت لنگر خمشی  $M_{rmin}$  از رابطه (۹-۱۶-۱۹) به دست می‌آید.

$$M_{rmin} = N_u (15 + 0.03h) \quad (۹-۱۶-۱۹)$$

در این حالت می‌توان  $C_m$  را برابر با یک در نظر گرفته و یا بر اساس لنگر خمشی  $M_1$  و  $M_2$  در دو انتهای عضو محاسبه نمود.

## محاسبات ۸۳

۳-۵ در قابهای بتن آرمه، خطوط OA و OC به ترتیب معرف رفتار مقاطع زیر از ستونهای لاغر هستند.



۱) OA مربوط به انتهای ستون در صورت مفصلی بودن است و OC مربوط به حدود وسط ستون است.

۲) OA وجود ندارد و فقط OC بیانگر رفتار ستون است.

۳) OA مربوط به انتهای ستون و OC مربوط به وسط ستون است.

۴) OA و OC همزمان در یک زمان ظاهر نمی‌شوند و فقط یکی از دو حالت اتفاق می‌افتد.

گزینہ ۲

## محاسبات ۸۳- پایه ۲

- ۳۹- در یک ساختمان کوتاه و متعارف بتن آرمه با دیوارهای برشی، کدام عبارت در مورد مهار جانبی یک طبقه از ساختمان صحیح تر است؟
- (۱) چون در ساختمان دیوار برشی وجود دارد، هر طبقه از ساختمان در جهت دیوار برشی، مهار شده تلقی می شود.
  - (۲) چنانچه مجموع سختی جانبی دیوارهای برشی بزرگتر از ۶ برابر مجموع سختی جانبی ستون های یک طبقه باشد، آن طبقه از ساختمان در جهت دیوار برشی، مهار شده تلقی می شود.
  - (۳) چنانچه مجموع سختی جانبی دیوارهای برشی بزرگتر از ۴ برابر مجموع سختی جانبی ستون های یک طبقه باشد، آن طبقه از ساختمان در جهت دیوار برشی، مهار شده تلقی می شود.
  - (۴) فقط در حالتی که دیوارهای برشی در هر دو جهت ساختمان وجود داشته باشند و تا بالای ساختمان ادامه داشته باشند، طبقات ساختمان مهار شده تلقی می شوند.

## محاسبات ۹۳

- ۲۹- یک عضو بتنی فشاری مهار شده ( $K=1.0$ ) با ابعاد مقطع  $400 \times 400 \text{ mm}$  تحت اثر لنگرهای خمشی  $M_1=M_2$  مطابق شکل قرار دارد. برای آنکه بتوان از اثر لاغری در این عضو صرف نظر نمود، حداکثر طول آزاد آن باید به کدامیک از اعداد زیر نزدیکتر باشد؟ (شعاع ژیراسیون برابر 0.3 بعد مقطع در نظر گرفته شود و  $\phi_c = 0.65$ )



- (۱) 6.0 m
- (۲) 2.65 m
- (۳) 4.8 m
- (۴) 5.5 m

گزینه ۳

$$\frac{Kl_u}{r} = \frac{1 \times l_u}{0.3 \times 400} \leq \text{Min} \left[ 40, 34 - 12 \left( -\frac{M_1}{M_2} \right) \right]$$

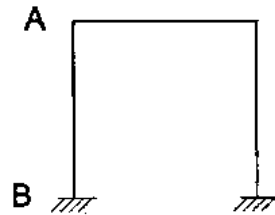
$$l_u \leq 120 \text{Min} [40, 34 - 12(-1)] = 4800 \text{ mm}$$

## محاسبات ۸۳

- ۳۶- برای تشدید لنگر در ستونهای یک قاب بتن آرمه با حرکت جانبی، کدامیک از روشهای زیر صحیح هستند؟
- (۱) با یک آنالیز الاستیک مرتبه اول، لنگر هر ستون را به دست آورده و با محاسبه ضریب تشدید لنگر ستون و ضرب آن در لنگر بدست آمده از آنالیز، لنگر تشدید یافته را بدست می آوریم.
  - (۲) با یک آنالیز الاستیک مرتبه دوم (آنالیز  $P-\Delta$ )، لنگر هر ستون را بدست آورده و به عنوان لنگر تشدید یافته تلقی می نماییم.
  - (۳) با یک آنالیز غیرخطی کامل، لنگر هر ستون را به دست آورده و به عنوان لنگر تشدید یافته تلقی می نماییم.
  - (۴) هر سه مورد فوق

گزینه ۴

۳- ضریب طول مؤثر ستون AB در قاب مهار نشده بتنی با تکیه‌گاه‌های گیردار مطابق شکل، در صورتیکه  $\psi_A = 1.0$  باشد، به کدامیک از اعداد زیر نزدیکتر است؟



(۱) 1.20

(۲) 1.35

(۳) 1.50

(۴) 1.70

گزینه ۲

$\psi_m$  متوسط  $\psi$  در بالا و پایین ستون AB می‌باشد. با توجه به اینکه تکیه‌گاه‌ها گیردار هستند،  $\psi_B = 1$  می‌باشد. مقدار  $\psi_A$  را نیز

$$\psi_m = \frac{\psi_A + \psi_B}{2} = 1 \text{ بنابراین}$$

پس از محاسبه  $\psi_m$  مقدار  $K$  بدست می‌آید:

$$k = (1 - 0.05 \times 1) \sqrt{1 + 1} = 1.34$$

#### ۹-۱۶-۵ طول مؤثر قطعات فشاری

۹-۱۶-۵-۲ مقدار  $k$  در قطعات فشاری مهار شده را می‌توان برابر با یک و یا کوچکترین دو مقدار به دست آمده از روابط (۹-۱۶-۲) و (۹-۱۶-۳) منظور نمود.

$$k = 0.7 + 0.1 \psi_m \leq 1 \quad (۹-۱۶-۲)$$

$$k = 0.85 + 0.05 \psi_{\min} \leq 1 \quad (۹-۱۶-۳)$$

۹-۱۶-۵-۳ مقدار  $k$  در قطعات فشاری مهار نشده‌ای که در دو انتها مقید باشند با استفاده از

رابطه (۹-۱۶-۴) یا رابطه (۹-۱۶-۵) به دست می‌آید:

در مواردی که  $\psi_m < 2$  باشد:

$$k = (1 - 0.05 \psi_m) \sqrt{1 + \psi_m} \geq 1 \quad (۹-۱۶-۴)$$

و در مواردی که  $\psi_m \geq 2$  باشد:

$$k = 0.9 \sqrt{1 + \psi_m} \quad (۹-۱۶-۵)$$

۹-۱۶-۵-۶ در محل اتصال ستون به شالوده در صورت انتخاب اتصال مفصل می‌توان مقدار  $\psi$  را

برابر با ده و در صورت انتخاب اتصال گیردار می‌توان مقدار  $\psi$  را برابر یک در نظر گرفت.

۱۰- در یک قاب خمشی، چنانچه ابعاد ستون‌ها  $50 \times 50$  cm و ابعاد تیرها  $40 \times 60$  cm ( $b=40$  cm ,  $h=60$  cm) و فاصله محور تا محور تیرهای طبقات 300 cm و ضریب طول موثر ستون  $k=1.2$  باشد، در مورد طراحی آرماتورهای ستون گزینه صحیح را انتخاب نمایید؟

- ۱) صرفنظر کردن از اثر لاغری این ستون بستگی به لنگرهای خمشی دو انتهای ستون دارد.
  - ۲) صرفنظر کردن از اثر لاغری این ستون بستگی به مقدار آرماتورهای طولی ستون دارد.
  - ۳) می‌توان از اثر لاغری ستون صرفنظر نمود.
  - ۴) نمی‌توان از اثر لاغری ستون صرفنظر نمود.
- گزینه ۳:

در ستونها مهار نشده ضریب طول موثر ستون بزرگتر از یک بدست می آید و بنابراین با توجه به اینکه  $k=1.2$  می باشد، ستون مهار نشده می باشد. لاغری ستون از رابطه  $kL/r$  بدست می آید که در آن  $L$  طول خالص ستون و  $r$  شعاع ژیراسیون مقطع ستون می باشد و برای مقطع مستطیلی تقریباً برابر است با  $r=0.3b=0.3 \times 500 = 150$  mm بنابراین لاغری این ستون برابر است با:

$$\frac{kL}{r} = \frac{1.2 \times (3000 - 600)}{150} = 19.2$$

لاغری این ستون پایین است و یک ستون چاق محسوب می شود و می توان از اثرات لاغری صرف نظر کرد:

### ۹- ۱۳- ۷ ضوابط اثر لاغری

۹- ۱۳- ۷- ۱ در قطعات فشاری مهار شده در صورتی که  $k \frac{I_u}{r} \leq (34 - 12 \frac{M_1}{M_2})$

باشد، می‌توان از اثر لاغری صرفنظر کرد. مقدار  $(34 - 12 \frac{M_1}{M_2})$  را نبایستی بیش از ۴۰ در

نظر گرفت. نسبت  $\frac{M_1}{M_2}$  مثبت است اگر این دو لنگر موجب انحنای ستون در یک جهت

شوند و منفی است اگر این دو لنگر موجب انحنای ستون در دو جهت شوند.

۹- ۱۳- ۷- ۲ در قطعات فشاری مهار نشده در صورتی که  $k \frac{I_u}{r} \leq 22$  باشد، می‌توان از اثر لاغری صرفنظر کرد.

۹- ۱۳- ۷- ۳ در قطعات فشاری با  $k \frac{I_u}{r} > 100$  اثر لاغری باید براساس تحلیل

دقیق، مطابق بند ۹- ۱۳- ۲- ۱ بررسی شود.

۹- ۱۳- ۷- ۴ استفاده از قطعات فشاری با  $k \frac{I_u}{r} > 200$  مجاز نیست.



۶۰- برای یک ستون مهارشده بتن مسلح با مقطع  $400 \times 400$  میلی متر و ضریب طول مؤثر واحد با طول آزاد سه متر، حداکثر نسبت لنگر خمشی نهایی کوچکتر به لنگر خمشی نهایی بزرگتر دو انتهای ستون  $\frac{M_1}{M_2}$ ، به کدامیک از گزینه های زیر نزدیکتر باشد تا بتوان از اثر لاغری صرفنظر کرد؟ (انحنای در یک جهت فرض شود)

- ۱ (۱) ۰.۷ (۲) ۰.۶ (۳) ۰.۵ (۴)

گزینه ۲

$$1 \times \frac{3000}{0.3 \times 400} = 25 < \left( 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \right) \rightarrow \frac{M_1}{M_2} = 0.75$$

#### ۹-۱۶-۶ شعاع ژیراسیون

۹-۱۶-۶-۱ شعاع ژیراسیون،  $r$  را می توان به شرح زیر محاسبه کرد:

(الف) در مقاطع مستطیلی:  $0.3$  برابر بعد کلی مقطع در امتدادی که اثر لاغری مورد بررسی است.

(ب) در مقاطع گرد  $0.25$  برابر قطر.

(پ) در سایر مقاطع شعاع ژیراسیون در امتداد مورد نظر با استفاده از رابطه (۹-۱۶-۷) محاسبه می شود:

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}} \quad (9-16-7)$$

#### ۹-۱۶-۷ ضوابط اثر لاغری

۹-۱۶-۷-۱ در قطعات فشاری مهارشده در صورتی که  $\left( 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \right) \leq K \frac{l_u}{r}$  باشد، می توان از

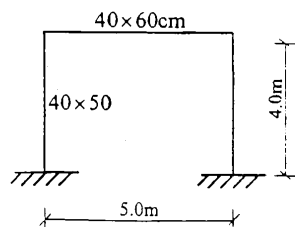
اثر لاغری صرفنظر کرد. مقدار  $\left( 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \right)$  را نبایستی بیش از ۴۰ در نظر گرفت. نسبت  $\frac{M_1}{M_2}$

مثبت است اگر این دو لنگر موجب انحنای ستون در یک جهت شوند و منفی است اگر این دو لنگر موجب انحنای ستون در دو جهت شوند.

#### محاسبات ۸۴- پایه ۲

۳۶- هر یک از ستون های قاب نشان داده شده، زیر اثر بار محوری  $N_u = 100T$  همراه با لنگر خمشی ناشی از بار جانبی  $M_u = 20T - m$  قرار دارند. بگوئید با منظور کردن اثر لاغری، این ستون ها برای چه بارهائی طراحی می شوند؟ ضریب

طول مؤثر ستون ها را  $1.5$  فرض نمایید.  $f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$   $f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$



$$M_u = 27T - m \quad \text{و} \quad N_u = 100T \quad (1)$$

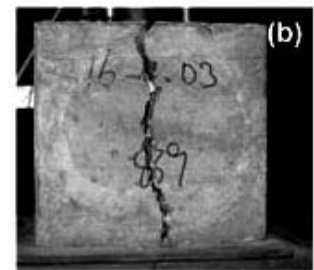
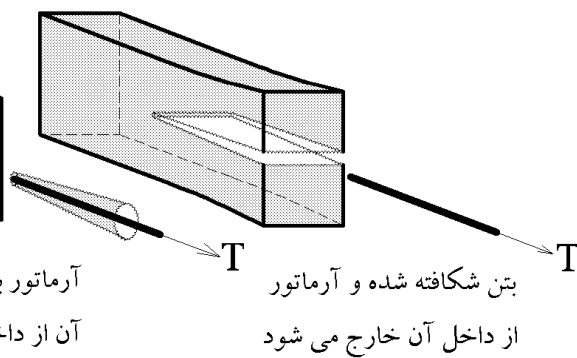
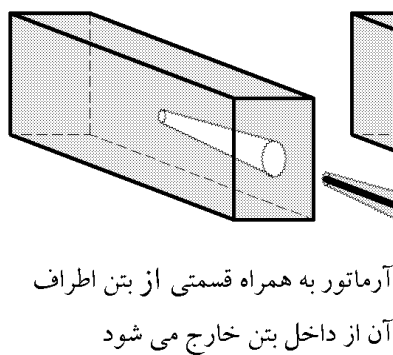
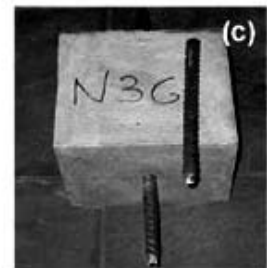
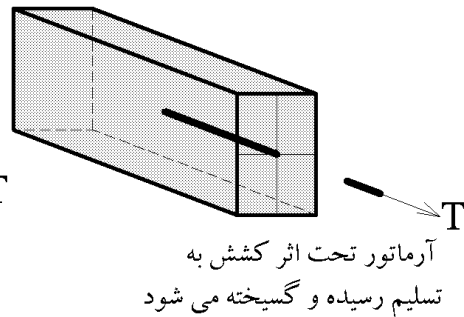
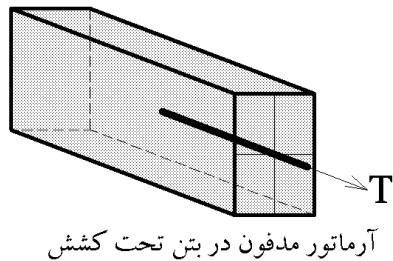
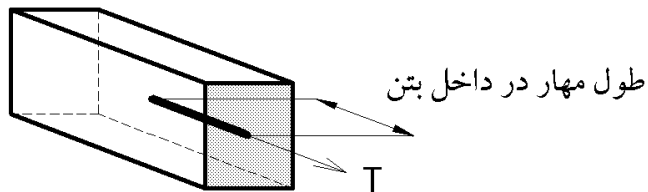
$$M_u = 24T - m \quad \text{و} \quad N_u = 100T \quad (2)$$

$$M_u = 24T - m \quad \text{و} \quad N_u = 120T \quad (3)$$

$$M_u = 27T - m \quad \text{و} \quad N_u = 135T \quad (4)$$

گزینه ۱

## ۱۴- طول مهار و وصله



## ۹-۲۱-۲ مهار میلگردها

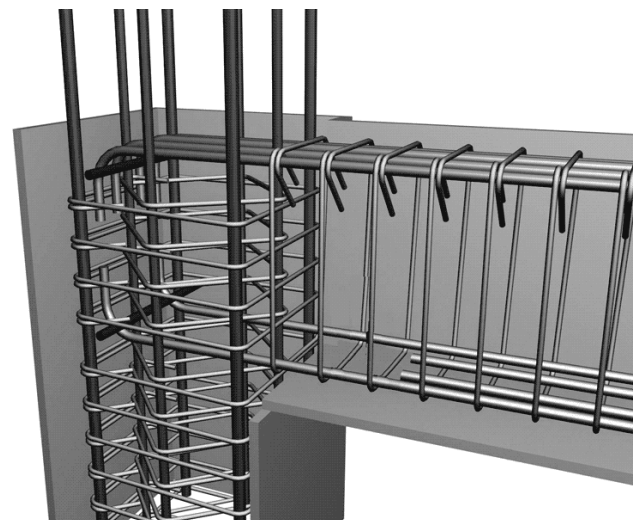
## ۹-۲۱-۲-۱ کلیات

۹-۲۱-۲-۱ در تمامی قطعات بتن آرمه نیروهای کششی یا فشاری موجود در میلگردها در هر مقطع باید به وسیله مهار میلگردها در دو سمت آن مقطع به بتن منتقل گردد. مهار میلگردها در بتن به یکی از سه طریق (الف) تا (پ) این بند و یا با ترکیبی از آنها امکان پذیر است:

الف- پیوستگی موجود بین بتن و آرماتور در سطح جانبی آرماتور

ب- ایجاد قلاب استاندارد در انتهای میلگرد

پ- به کارگیری وسایل مکانیکی در طول میلگرد



## ۱۴-۱- طول گیرایی میلگرد کششی بدون قلاب

۴-۲۱-۹ طول گیرایی میلگردهای کششی

۱-۴-۲۱-۹ طول گیرایی یک میلگرد در کشش،  $l_d$ ، باید حداقل برابر با مقدار حاصل از رابطه (۱-۲۱-۹) در نظر گرفته شود، در هر حال کمتر از ۳۰۰ میلیمتر اختیار نشود.

$$l_d = \left[ \frac{f_y d}{f_{cd}} \frac{\alpha \beta \gamma \lambda}{(c + k_{tr})} \right] d_b \quad (1-21-9)$$

مقدار  $\frac{c + k_{tr}}{d_b}$  نبایستی بیش از ۲/۵ در نظر گرفته شود.

الف- ضریب  $\alpha$ ، یا ضریب موقعیت میلگردها، برای میلگردهای افقی که حداقل ۳۰۰ میلیمتر بتن تازه در زیر آنها، در ناحیه طول گیرایی، ریخته می‌شوند برابر با ۱/۳ و برای سایر میلگردها برابر با یک است.

ب- ضریب  $\beta$ ، یا ضریب اندود میلگرد، برای میلگردهایی که با ماده اپوکسی اندود شده‌اند و در آنها ضخامت پوشش بتنی روی میلگرد کمتر از  $3d_b$  و فاصله آزاد میلگردها کمتر از  $6d_b$  است، برابر با ۱/۵ و برای سایر میلگردهایی که با ماده اپوکسی اندود شده‌اند برابر ۱/۲ و برای میلگردهایی که اندود اپوکسی نشده‌اند برابر با یک است.

لازم نیست حاصلضرب  $\alpha$  و  $\beta$  بیشتر از ۱/۷ در نظر گرفته شود.

پ- ضریب  $\gamma$  یا ضریب قطر میلگرد برای میلگردهای با قطر کمتر و یا مساوی ۲۰ میلیمتر برابر با ۰/۸ و برای میلگردهای با قطر بیش از ۲۰ میلیمتر برابر با یک است.

ت- ضریب  $\lambda$  یا ضریب نوع بتن، برای بتن‌های سبک برابر ۱/۳ و برای بتن‌های معمولی برابر با یک می‌باشد.

ث- ضریب  $c$  یا ضریب فاصله میلگردها از یکدیگر و از رویه قطعه برابر با کوچکترین دو مقدار فاصله مرکز میلگرد از نزدیکترین رویه بتن و نصف فاصله مرکز تا مرکز میلگردهایی است که در یک محل قطع و یا وصله می‌شوند.

ج- ضریب  $k_{tr}$ ، ضریبی است که با توجه به مقدار آرماتور عرضی موجود در طول گیرایی از رابطه (۲-۲۱-۹) به دست می‌آید:

$$k_{tr} = \frac{f_y A_{tr} f_{yd}}{s_n} \quad (2-21-9)$$

در این رابطه  $n$  تعداد میلگردهایی است که در یک محل مهار و یا وصله می‌شوند.

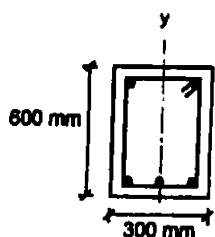
برای سهولت در محاسبات، چنانچه فاصله آزاد میلگردها و پوشش روی آنها کمتر از  $d_b$  نباشد و حداقل آرماتور برشی مطابق رابطه (۱۳-۱۵-۹) در ناحیه طول گیرایی به کار برده شده باشد و یا اینکه فاصله آزاد میلگردها کمتر از  $2d_b$  و پوشش روی آنها کمتر از  $d_b$  نباشد  $\frac{c + k_{tr}}{d_b}$  را می‌توان برابر با ۱/۵ در نظر گرفت.

۸-۲۱-۹ اضافه آرماتور

۱-۸-۲۱-۹ در مواردی که آرماتور بکار رفته در مقطع بیشتر از آرماتور لازم براساس تحلیل سازه می‌باشد، می‌توان روابط ۱-۲۱-۹، ۲-۲۱-۹، ۳-۲۱-۹، ۴-۲۱-۹ و ۵-۲۱-۹ را در نسبت مقدار آرماتور لازم به مقدار آرماتور مصرفی ضرب نمود. این ضریب در مورد ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد (فصل بیست و سوم) باید برابر یک منظور گردد.

### محاسبات ۹۳

۳۱- در تیری با مقطع مطابق شکل تحت اثر لنگر خمشی مثبت (قسمت پایین مقطع تحت اثر کشش) در صورتیکه  $A_s = 3\Phi 25$  و  $A'_s = 2\Phi 20$  خاموت‌ها  $c/c$   $\Phi 12 @ 150 mm$  پوشش بتن برابر ۵۰ میلی‌متر و آرماتورگذاری متقارن نسبت به محور  $y$ ها و آرماتور طولی از نوع S400 و آرماتور عرضی (خاموت) از نوع S340 باشد، ضریب دقیق محاسباتی  $\left(\frac{c + k_{tr}}{d_b}\right)$  برای تعیین طول مهاری آرماتورهای کششی که در یک محل قطع و یا وصله می‌شوند، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (C) برابر کوچکترین دو مقدار فاصله مرکز میلگرد از نزدیک‌ترین رویه بتن و نصف فاصله مرکز تا مرکز میلگردها می‌باشد)



۱) 3.30

۲) 2.50

۳) 2.20

۴) 2.00

گزینه ۳

فاصله مرکز میلگرد تا رویه بتن برابر است با:

$$\text{Cover to rebar center} = 50 + 12 + 12.5 = 74.5 \text{ mm}$$

فاصله مرکز تا مرکز میلگردهای کششی از هم برابر است با:

$$S_{\text{bar to bar}} = \frac{300 - 74.5 \times 2}{2} = 75.5 \rightarrow c = \text{Min} \left( 74.5, \frac{75.5}{2} \right) = 37.75 \text{ mm}$$

$$K_{tr} = \frac{0.12(2\pi \times 6^2) \times 0.85 \times 340}{150 \times 3} = 17.42 \text{ mm}$$

$$\frac{k_{tr} + c}{d_b} = \frac{17.42 + 37.75}{25} = 2.2068$$

## ۱۴-۲- طول گیرایی میلگرد فشاری

### ۹-۲۱-۲-۵ طول گیرایی میلگردهای فشاری

۹-۲۱-۲-۵-۱ طول گیرایی یک میلگرد در فشار، باید حداقل برابر بزرگترین مقدار دو رابطه (۹-۲۱-۳) و (۹-۲۱-۴) در نظر گرفته شود. در هر حال کمتر از ۲۰۰ میلیمتر اختیار نشود.

$$l_{dc} = \left[ 0.24 \frac{f_{yd}}{\sqrt{f_{cd}}} \right] d_b \quad (9-21-3)$$

$$l_{dc} = \left[ 0.5 f_{yd} \right] d_b \quad (9-21-4)$$

### ۹-۲۱-۲-۸ اضافه آرماتور

۹-۲۱-۲-۸-۱ در مواردی که آرماتور بکار رفته در مقطع بیشتر از آرماتور لازم براساس تحلیل سازه می باشد، می توان روابط ۹-۲۱-۱، ۹-۲۱-۳، ۹-۲۱-۴ و ۹-۲۱-۵ را در نسبت مقدار آرماتور لازم به مقدار آرماتور مصرفی ضرب نمود. این ضریب در مورد ساختمان های با شکل پذیری زیاد (فصل بیست و سوم) باید برابر یک منظور گردد.

## ۱۴-۳- طول گیرایی در گروه میلگردها

### ۹-۲۱-۲-۶ طول گیرایی در گروه میلگردها

۹-۲۱-۲-۶-۱ طول گیرایی گروه میلگردهای سه تایی و چهار تایی در کشش یا فشار باید به ترتیب  $1/3$  و  $1/2$  برابر طول گیرایی یک میلگرد تنها در نظر گرفته شود. برای گروه میلگردهای دوتایی افزایش طول گیرایی الزامی نیست.

۹-۲۱-۲-۶-۲ برای تعیین طول گیرایی یک میلگرد در گروه میلگردها ضرایب بکار برده شده رابطه ۹-۲۱-۱ باید براساس قطر میلگرد فرضی با مقطع معادل گروه میلگردها اختیار شوند.

## ۱۴-۴- ضوابط قلاب انتهایی برای میلگردهای کششی

۹-۲۱-۲-۱-۲ برای مهار میلگردهای کششی به وسیله قلاب، انتهای میلگردها خم شده و به صورت قلاب درآورده می شود. برای انتقال نیروی  $A_s f_y$  از میلگرد به بتن ایجاد قلاب به تنهایی کافی نیست و باید علاوه بر آن طول اضافی مستقیم میلگرد از انتهای آزاد میلگرد تا شروع قلاب در بتن وجود داشته باشد. حداقل این طول اضافی بعلاوه شعاع قلاب انتهایی آن بعلاوه قطر میلگرد، که برای انتقال نیروی  $A_s f_y$  لازم است، «طول گیرایی میلگرد قلابدار» نامیده می شوند. ضوابط مربوط به تأمین طول گیرایی میلگردهای قلابدار در کشش در بند ۹-۲۱-۲-۷ داده شده اند. قلابها برای مهار آرماتور فشاری موثر نیستند.

## ۲-۲۱-۹ قلاب‌های استاندارد

در این مبحث هریک از خم‌های مشروح زیر قلاب استاندارد تلقی می‌شود:

الف- میلگردهای اصلی

- خم نیم‌دایره (قلاب انتهایی ۱۸۰ درجه) به اضافه حداقل  $4d_b$  طول مستقیم ولی نه کمتر از ۶۰

میلی‌متر در انتهای آزاد میلگرد

- خم ۹۰ درجه (گونیا) به اضافه طول مستقیم برابر حداقل  $12d_b$  در انتهای آزاد میلگرد

ب- برای میلگردهای تقسیم و خاموت‌ها

- خم ۹۰ درجه (گونیا) به اضافه حداقل  $6d_b$  طول مستقیم ولی نه کمتر از ۶۰ میلی‌متر در انتهای

آزاد میلگرد، برای میلگردهای به قطر ۱۶ میلی‌متر و کمتر

- خم ۹۰ درجه (گونیا) به اضافه حداقل  $2d_b$  طول مستقیم در انتهای آزاد میلگرد، برای میلگردهای

به قطر بیشتر از ۱۶ میلی‌متر و کمتر از ۲۵ میلی‌متر

- خم ۱۳۵ درجه (چنگک) به اضافه حداقل  $6d_b$  طول مستقیم ولی نه کمتر از ۶۰ میلی‌متر در

انتهای آزاد میلگرد

## ۳-۲۱-۹ حداقل قطر خم‌ها

الف- قطر داخلی خم‌ها به جز برای خاموت‌های با قطر کمتر از ۱۶ میلی‌متر نباید از مقادیر مندرج در جدول ۱-۲۱-۹ کمتر اختیار شود:

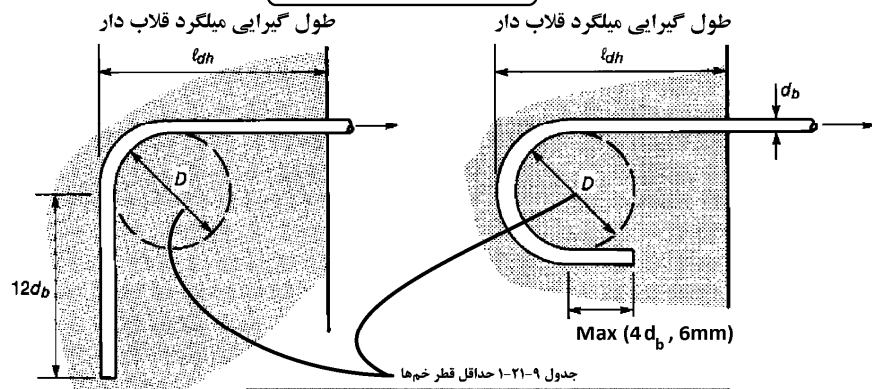
جدول ۱-۲۱-۹ حداقل قطر خم‌ها

حداقل قطر خم	قطر میلگرد
$6d_b$	کمتر از ۲۸ میلی‌متر
$4d_b$	۲۸ تا ۳۴ میلی‌متر
$10d_b$	۳۶ تا ۵۵ میلی‌متر *

\* برای خم کردن میلگردهای به قطر ۳۶ میلی‌متر و بیشتر و با زاویه بیشتر از ۹۰ درجه به روش‌های خاصی نیاز است.

ب- قطر داخلی خم‌ها برای خاموت‌های به قطر کمتر از ۱۶ میلی‌متر نباید کمتر از  $4d_b$  اختیار شود.

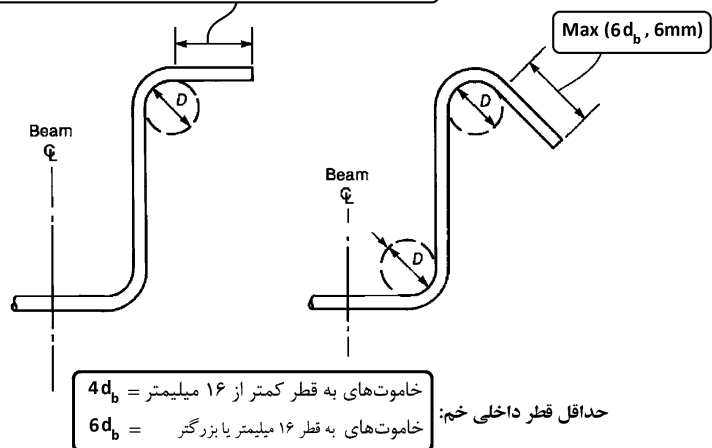
## قلاب میلگردهای اصلی



حداقل قطر خم	قطر میلگرد
$6d_b$	کمتر از ۲۸ میلی‌متر
$4d_b$	۲۸ تا ۳۴ میلی‌متر
$10d_b$	۳۶ تا ۵۵ میلی‌متر *

## میلگردهای تقسیم و خاموت‌ها

$\text{Max } (6d_b, 6\text{mm})$  میلگردهای به قطر ۱۶ میلی‌متر و کمتر  
 $12d_b$  میلگردهای به قطر بیشتر از ۱۶ میلی‌متر و کمتر از ۲۵ میلی‌متر



خاموت‌های به قطر کمتر از ۱۶ میلی‌متر  $4d_b =$   
 خاموت‌های به قطر ۱۶ میلی‌متر یا بزرگتر  $6d_b =$

حداقل قطر داخلی خم:

### ۹-۲۱-۷ طول گیرایی میلگردهای قلابدار در کشش

۹-۲۱-۷-۱ طول گیرایی یک میلگرد قلابدار در کشش،  $l_{dh}$ ، باید حداقل برابر مقدار رابطه (۹-۲۱-۵) در نظر گرفته شود. مقدار  $l_{dh}$  در هیچ حالت نباید کمتر از  $8d_b$  و یا ۱۵۰ میلی‌متر اختیار گردد.

$$l_{dh} = \left[ 0.24 k_1 k_2 \beta \lambda \frac{f_{yd}}{\sqrt{f_{cd}}} \right] d_b \quad (9-21-5)$$

برای تعیین ضرایب  $\beta$  و  $\lambda$  به بند ۹-۲۱-۴-۱ مراجعه شود.

ضریب  $k_1$  در تمامی موارد برابر با یک منظور می‌شود مگر در مواردی که در قلابهای با خم ۱۸۰ درجه پوشش بتنی روی قلاب، در امتداد عمود بر صفحه قلاب، مساوی یا بیشتر از ۶۵ میلی‌متر و در قلابهای با خم ۹۰ درجه پوشش بتن روی قلاب در امتداد عمود بر صفحه قلاب و پوشش در صفحه قلاب به ترتیب مساوی یا بیشتر از ۶۵ و ۵۰ میلی‌متر باشد. در این موارد ضریب  $k_1$  را می‌توان برابر با ۰/۷ منظور کرد.

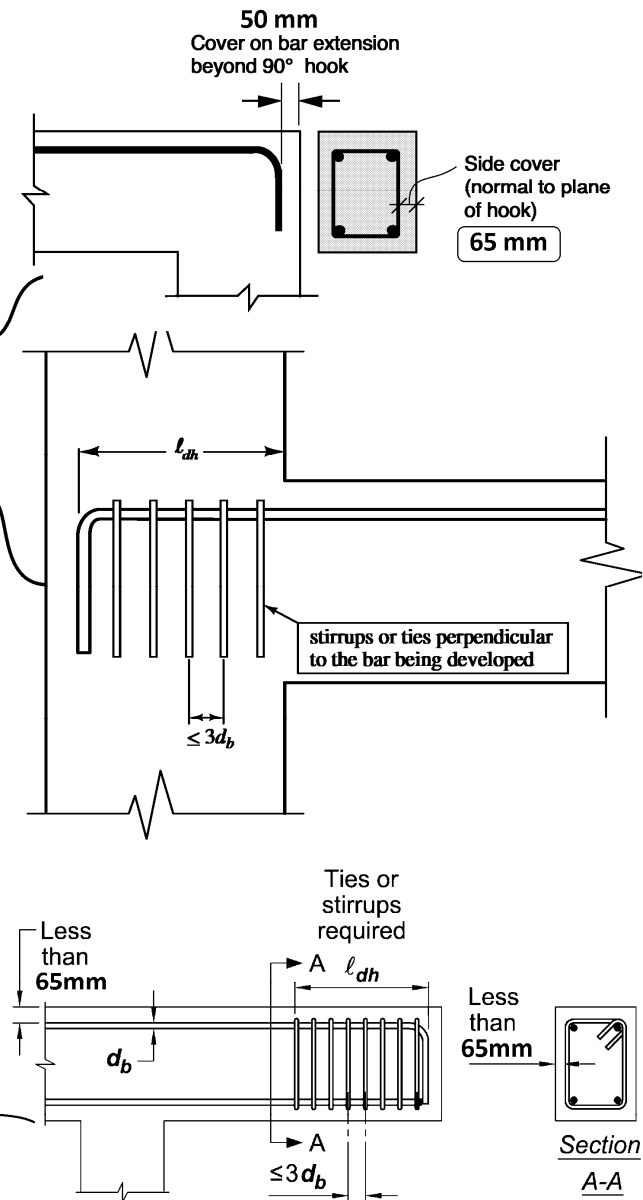
ضریب  $k_2$  در تمامی موارد برابر یک منظور می‌شود مگر در مواردی که میلگردها در طول گیرایی با خاموت‌های با فاصله‌ای مساوی یا کمتر از  $3d_b$  محصور شده باشند، در این موارد ضریب  $k_2$  را می‌توان ۰/۸ منظور کرد.

ضریب  $\beta$ ، یا ضریب اندود میلگرد، برای میلگردهایی که با ماده اپوکسی اندود شده‌اند و در آنها ضخامت پوشش بتنی روی میلگرد کمتر از  $3d_b$  و فاصله آزاد میلگردها کمتر از  $6d_b$  است، برابر با ۱/۵ و برای سایر میلگردهایی که با ماده اپوکسی اندود شده‌اند برابر ۱/۲ و برای میلگردهایی که اندود اپوکسی نشده‌اند برابر با یک است.

لازم نیست حاصلضرب  $\alpha$  و  $\beta$  بیشتر از ۱/۷ در نظر گرفته شود.

ضریب  $\lambda$  یا ضریب نوع بتن، برای بتن‌های سبک برابر ۱/۳ و برای بتن‌های معمولی برابر با یک می‌باشد.

۹-۲۱-۷-۲ در انتهای غیرمتمد یک عضو که در آن برای مهار کردن میلگرد از قلاب استفاده شده است در صورتی که پوشش بتنی روی میلگرد در هر دو جهت، بالا و پایین و عمود بر صفحه قلاب، کمتر از ۶۵ میلی‌متر باشد باید میلگرد در طول گیرایی با خاموت‌هایی به فاصله کمتر از  $3d_b$  از یکدیگر محصور شود.



### ۹-۲۱-۸ اضافه آرماتور

۹-۲۱-۸-۱ در مواردی که آرماتور بکار رفته در مقطع بیشتر از آرماتور لازم براساس تحلیل سازه می‌باشد، می‌توان روابط ۹-۲۱-۱، ۹-۲۱-۳، ۹-۲۱-۴ و ۹-۲۱-۵ را در نسبت مقدار آرماتور لازم به مقدار آرماتور مصرفی ضرب نمود. این ضریب در مورد ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد (فصل بیست و سوم) باید برابر یک منظور گردد.

## ۵-۱۴- ضوابط قطع میلگرد

### ۳-۲۱-۹ ضوابط مهار آرماتورهای خمشی

#### ۱-۳-۲۱-۹ ضوابط کلی

۵-۱-۳-۲۱-۹ آرماتور خمشی را نمی‌توان در ناحیه بتن کششی قطع کرد مگر آنکه یکی از شرایط (الف) تا (پ) این بند تأمین باشد:

الف- مقدار  $V_r$ ، در محل قطع آرماتور به اندازه حداقل پنجاه درصد بیشتر از مقدار  $V_u$  باشد.

ب- در انتهای میلگردهای قطع شده در ناحیه‌ای به طول حداقل  $0.75d$  آرماتور عرضی اضافه بر آنچه برای تحمل برش یا پیچش لازم است، تأمین گردد. سطح مقطع آرماتور عرضی اضافی

لازم باید حداقل برابر با  $(0.375b_w \frac{S}{f_{yd}})$  باشد و فاصله میلگردهای عرضی از یکدیگر در این ناحیه

بیشتر از  $\frac{d}{8\beta_1}$  نباشد.

پ- مقدار آرماتوری که ادامه پیدا می‌کند حداقل دو برابر مقدار مورد نیاز در مقطع باشد و مقدار  $V_r$ ، در محل قطع آرماتور به اندازه حداقل سی و سه درصد بیشتر از مقدار  $V_u$  باشد.

۶-۱-۳-۲۱-۹ در قطعات خمشی که در آنها تنش در آرماتور کششی مستقیماً متناسب با لنگر خمشی نیست، مانند شالوده‌های با مقطع متغیر، پلکانی و یا باریک شونده و همچنین نشیمن‌گاه‌ها، اعضای خمشی با ارتفاع زیاد، تیرهای عمیق، و یا اعضای که در آنها آرماتور کششی موازی سطح بتن فشاری نیست، باید مهار میلگردهای کششی در مقاطع مختلف کنترل شود.

۵-۱-۳-۲۱-۹ آرماتور کششی در قطعات خمشی را می‌توان با رعایت محدودیت‌های بند ۵-۱-۳-۲۱-۹ در ناحیه بتن کششی مهار نمود و یا در جان تیر خم کرده و در سمت مقابل قطعه مهار کرد. این آرماتور را می‌توان در سمت مقابل قطعه به عنوان آرماتور کششی یا فشاری مورد استفاده قرار داد.

۲-۱-۳-۲۱-۹ در قطعات خمشی مقاطع بحرانی که در دو سمت آنها کافی بودن مهار آرماتور باید بررسی شود، به شرح (الف) و (ب) این بند می‌باشد.

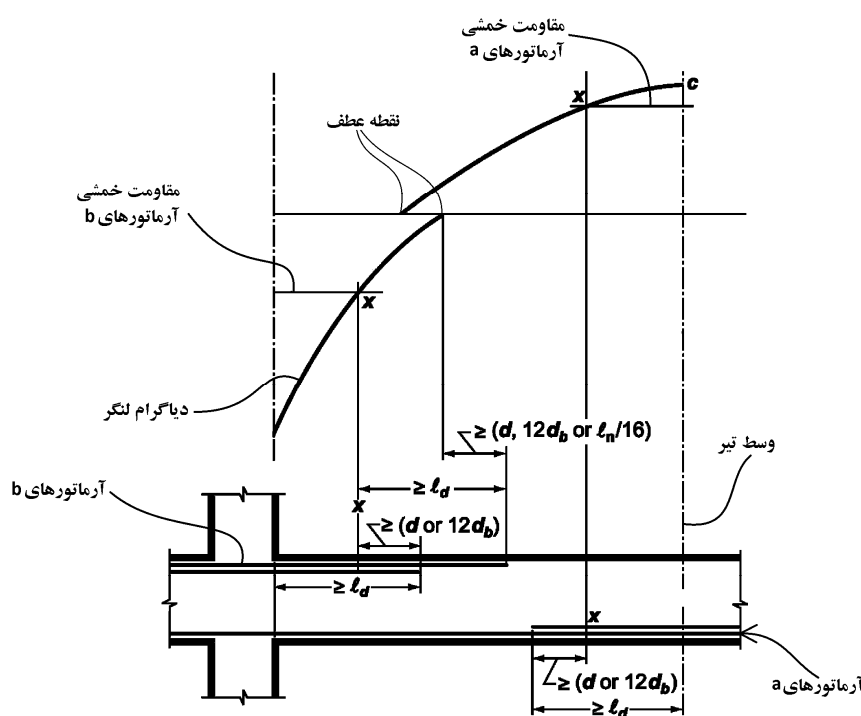
الف- مقاطع دارای بیشترین تنش

ب- مقطعی که در آنها، در طول دهانه قطعه، آرماتور قطع یا خم می‌شود.

در این قطعات در مقاطع مجاور تکیه‌گاه‌های ساده و مقاطع نقاط عطف منحنی تغییر شکل ضوابط بند ۳-۲-۲۱-۹ نیز باید رعایت شوند.

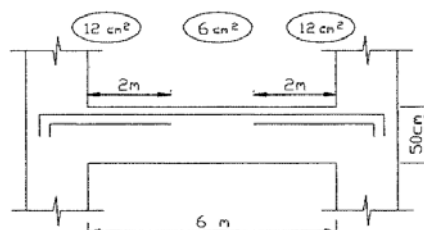
۳-۱-۳-۲۱-۹ میلگردها باید از محل مقطعی که وجودشان دیگر برای تحمل خمش لازم نیست بطول حداقل برابر با  $12d_b$  یا هر کدام بزرگترند، ادامه داده شوند. رعایت این ضابطه در انتهای عضو با تکیه‌گاه ساده و یا انتهای آزاد عضو طرهای الزامی نیست.

۴-۱-۳-۲۱-۹ در مواردی که تعدادی از میلگردها قطع یا خم می‌شوند، آن دسته از میلگردها که ادامه پیدا می‌کنند باید از مقطعی که میلگردهای قطع یا خم شده وجودشان دیگر برای تحمل خمش ضروری نیست، بطول حداقل برابر با طول گیرایی،  $l_d$ ، ادامه داده شوند.



### محاسبات ۹۰

۳۹- نتایج محاسبه مقادیر آرماتور فوقانی یک تیر بتنی در ابتدا، وسط و انتهای تیر به صورت زیر است. چنانچه میزان آرماتور مورد نیاز از وسط تا انتها به صورت خطی فرض شود. مقدار سطح مقطع آرماتورهای سراسری می‌تواند کدامیک از مقادیر زیر اختیار شود. فرض شود از آرماتورهای با قطر کمتر از  $\Phi 25$  استفاده گردد.



$$6 + 6 \times \frac{(3 - 2 + 0.44)}{3} = 8.88 \text{ cm}^2$$

## محاسبات ۸۶

۳۸- برای آنکه بتوان میلگردهای  $\Phi 28$  یک تیر را در یک ستون کناری مهار نمود، حداقل بعد ستون به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ حداکثر پوشش همه جانبه روی میلگردهای  $\Phi 28$ ، 5cm، میلگرد از نوع S400 و بتن از رده C25 فرض شود. (میلگردها بدون اندود اپوکسی هستند).

(۱) 45

(۲) 55

(۳) 65

گزینه ۳

## محاسبات ۸۹

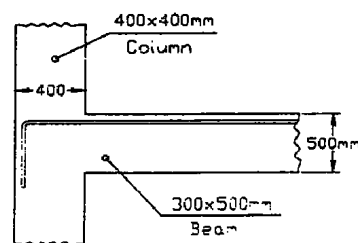
۳۳- حداکثر قطر آرماتوری که می‌توان بعنوان آرماتور ممان منفی تیر استفاده نمود و آن آرماتور بتواند به حد تسلیم خود برسد، چقدر است؟ (پوشش بتن روی آرماتور = 5 cm ،  $f_c = 25 \text{ MPa}$  ،  $f_y = 300 \text{ MPa}$  و میلگرد بدون اندود)

(۱) ۲۲ mm

(۲) ۲۵ mm

(۳) ۲۰ mm

(۴) ۱۸ mm



گزینه ۱



## ۱۴-۶- قطع آرماتور در مقاطع تحت خمش

### ۹-۲۱-۳- ضوابط خاص مهار آرماتور خمشی مثبت

۹-۲۱-۳-۱ حداقل یک سوم آرماتور خمشی مثبت، در قطعات با تکیه‌گاه ساده، و یک چهارم آرماتور خمشی مثبت، در قطعات یکسره، باید در طول وجهی از قطعه که در آن قرار گرفته‌اند تا روی تکیه‌گاه ادامه داده شوند. در تیرها این میلگردها باید به اندازه حداقل ۱۵۰ میلیمتر در داخل تکیه‌گاه ادامه یابند.

۹-۲۱-۳-۲ در قطعات خمشی که به عنوان عضوی از یک سیستم اصلی در مقابل بارهای جانبی به کار برده شده‌اند، آن گروه از آرماتور خمشی مثبت که بر طبق بند ۹-۲۱-۳-۱ تا روی تکیه‌گاه ادامه می‌یابد باید بطور کامل در تکیه‌گاه مهار شود به طوری که آرماتور بتواند در مقطع بر تکیه‌گاه به تنش جاری شدن،  $f_y$ ، برسد.

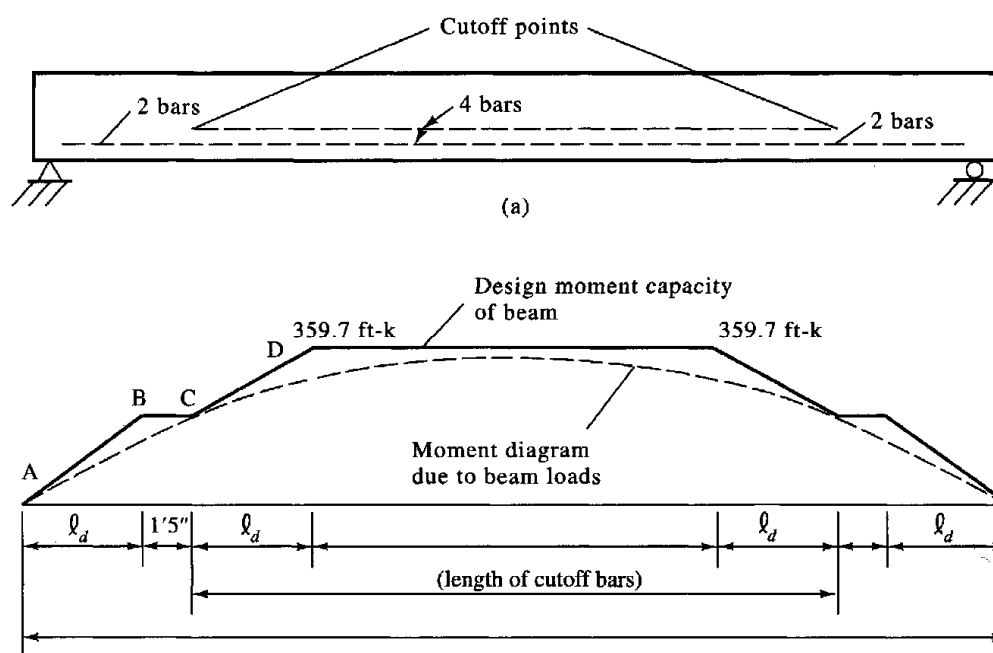
۹-۲۱-۳-۳ در قطعات خمشی در مقاطع مجاور تکیه‌گاه‌های ساده و یا مقاطع نقاط عطف منحنی تغییرشکل، قطر میلگردهای خمشی مثبت باید چنان باشد که طول گیرایی آنها در رابطه (۹-۲۱-۶) صدق کند:

$$l_d \leq \frac{M_r}{V_u} + l_a \quad (9-21-6)$$

در مواردی که رابطه در محل نقطه عطف بررسی می‌شود، باید برابر با  $d$  یا  $12d_b$  هر کدام بزرگترند، در نظر گرفته شود.

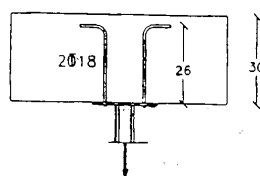
در مواردی که آرماتور خمشی مثبت در تکیه‌گاه ساده به قلاب استاندارد یا وسایل مکانیکی معادل قلاب استاندارد، که فراتر از محور تکیه‌گاه شروع شده باشد، ختم می‌شود، بررسی رابطه (۹-۲۱-۶) الزامی نیست.

در تکیه‌گاه‌هایی که آرماتور خمشی مثبت در داخل بتن فشاری ناشی از عکس‌العمل فشاری تکیه‌گاه محصور شده باشد، مقدار  $\frac{M_r}{V_u}$  در رابطه (۹-۲۱-۶) را می‌توان به اندازه یک‌سوم افزایش داد.



## محاسبات ۸۴- پایه ۲

۳۹- از دو میلگرد  $\Phi 18$  برای انتقال بار کششی به یک عضو بتن آرمه استفاده می‌شود. در صورتی که از قلاب استاندارد ۹۰ درجه در انتها استفاده شود، با توجه به ابعاد نشان داده شده در شکل، حداکثر نیروی کششی نهانی قابل اعمال چقدر خواهد بود؟



$$f_c = 200 \text{ kg/cm}^2 \quad f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

(۱) ۲۰/۳ T  
(۲) ۱۸/۳ T  
(۳) ۱۲/۸ T  
(۴) ۱۰/۲ T

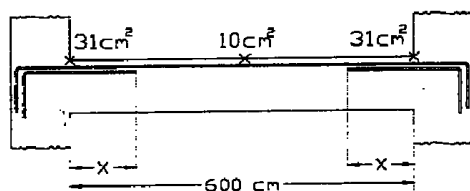
گزینه ۳

## محاسبات ۸۹

۳۴- در طراحی یک تیر بتنی با استفاده از یک نرم افزار مناسب مقادیر سطح مقطع آرماتورهای فوقانی در نقاط ابتدا، وسط و انتهای تیر به صورت شکل زیر گزارش شده است. فرض کنید توزیع مساحت آرماتورها از نقطه وسط دهانه تا نقاط ابتدا و انتهای تیر خطی بوده و مقادیر حداقل‌ها و حداکثر در مساحت‌های گزارش شده لحاظ شده است. چنانچه مساحت آرماتورهای سراسری برابر  $17 \text{ cm}^2$  اختیار شود، طول صحیح آرماتورهای اضافی (تقویتی) در نقاط ابتدا و انتهای تیر (x) به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

ارتفاع مؤثر مقطع تیر  $40 \text{ cm}$  و قطر آرماتورهای مصرفی کمتر از  $20 \text{ mm}$  می‌باشد.

$A_s = 17 \text{ cm}^2$  سراسری و  $A_s = 14 \text{ cm}^2$  تقویتی

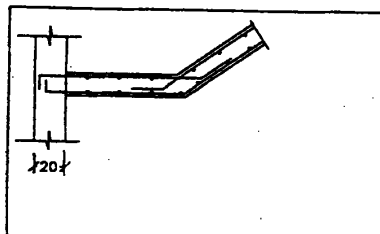


- (۱)  $X = 150 \text{ cm}$   
(۲)  $X = 200 \text{ cm}$   
(۳)  $X = 240 \text{ cm}$   
(۴)  $X = 180 \text{ cm}$

گزینه ۳

## محاسبات ۸۴- پایه ۲

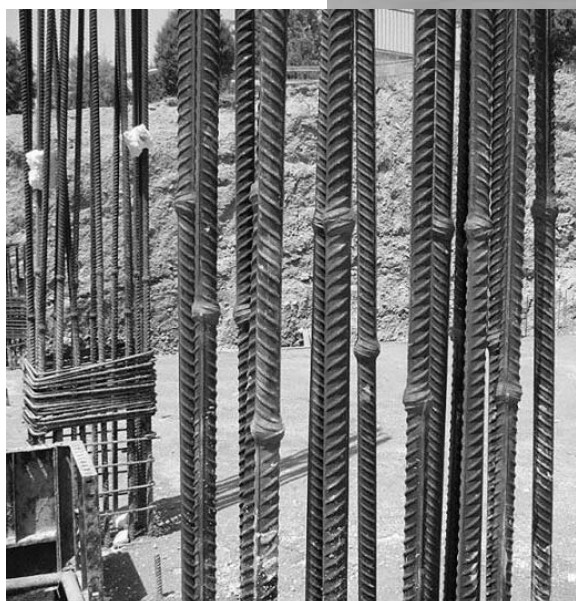
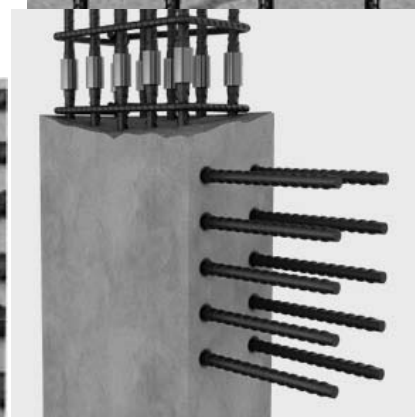
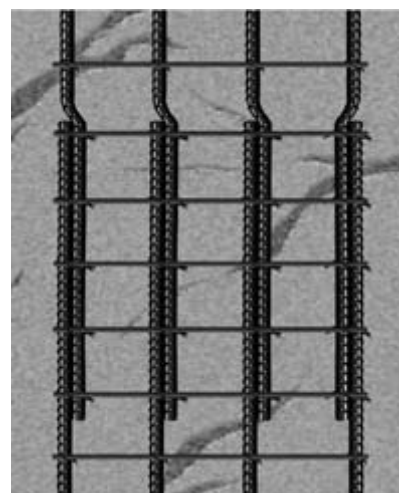
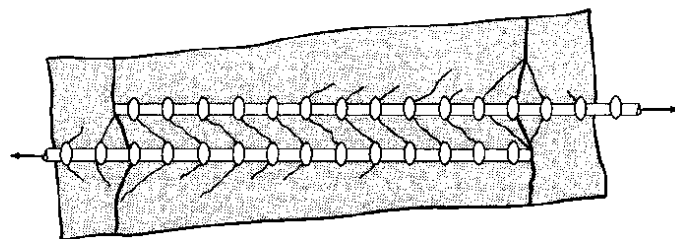
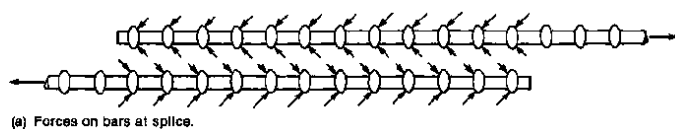
۴۱- رمپ پله در پاگرد خود به یک دیوار برشی به ضخامت ۲۰ سانتی‌متر متصل است. در صورتی که در انتهای قلاب میلگردهای پله ۲ سانتی‌متر پوشش بتنی باقی بماند، حداکثر قطر این میلگردها چه اندازه می‌تواند باشد؟



$$f_c = 200 \text{ kg/cm}^2 \quad f_y = 3000 \text{ kg/cm}^2$$

- (۱)  $\Phi 14$   
(۲)  $\Phi 12$   
(۳)  $\Phi 10$   
(۴)  $\Phi 8$

# ۱۵- وصله میلگردها



## ۹-۲۱-۴ وصله میلگردها

## ۹-۲۱-۴-۱ ضوابط کلی

۹-۲۱-۴-۱-۱ وصله میلگردها به یکدیگر به یکی از چهار طریق (الف) تا (ت) این بند و یا ترکیبی از آنها مجاز است:

الف- وصله پوششی: که با مجاور هم قرار دادن دو میلگرد در قسمتی از طولشان عملی می‌شود. طولی که دو میلگرد باید در مجاور هم قرار داده شوند، «طول پوشش» نامیده می‌شود.

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

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

ت- وصله اتکایی: که با بر روی هم قرار دادن دو انتهای میلگردهای فشاری عملی می‌گردد.

۹-۲۱-۴-۱-۲ وصله پوششی، تنها در مورد میلگردهای با قطر کمتر از ۳۶ میلیمتر مجاز می‌باشد.

۹-۲۱-۴-۱-۳ وصله پوششی برای گروه میلگردها، به عنوان یک مجموعه میلگرد، مجاز نیست. اما هریک از میلگردها را می‌توان جداگانه یا وصله پوششی بهم متصل نمود. در این حالت نواحی وصله میلگردهای مختلف نباید با هم تداخل داشته باشند.

۹-۲۱-۴-۱-۴ طول پوشش لازم برای وصله پوششی هر دو میلگرد در گروه میلگردها باید براساس طول پوشش لازم برای هریک از میلگردها تعیین شود و در آن ضوابط بند ۹-۲۱-۴-۲ نیز رعایت شود.

۹-۲۱-۴-۱-۵ در اعضای خمشی فاصله محور تا محور دو میلگرد که با وصله پوششی بهم متصل می‌شوند نباید بیشتر از یک پنجم طول پوشش لازم و یا بیشتر از ۱۵۰ میلی‌متر باشد.

در سایر اعضا این فاصله نباید بزرگتر از ۵ برابر قطر میلگرد کوچکتر باشد.

محل وصله غیر تماسی باید با میلگردهای عرضی عمود بر میلگردهای وصله شونده محصور گردد.

۹-۲۱-۴-۱-۶ وصله جوشی میلگردها باید به صورت یکی از روش‌های اتصال جوشی نوک به نوک خمیری (جوش الکتریکی تماسی) یا اتصال جوشی ذوبی با الکتروود (جوش با قوس الکتریکی) انجام شود. مقاومت این وصله‌ها در کشش باید حداقل برابر با  $1/47A_{yk}$  باشد، مگر آنکه الزامات بند ۹-۲۱-۴-۲ تأمین شده باشد.

اتصال جوشی نوک به نوک خمیری فقط در شرایط کارخانه‌ای و در صورتی مجاز است که قطر میلگردها از ۱۰ میلیمتر برای فولادهای گرم نورد شده یا ۱۴ میلیمتر برای فولادهای سرد اصلاح شده کمتر نباشد، و نسبت سطح مقطع دو میلگرد وصله شونده از ۱/۵ تجاوز نکند.

اتصال جوشی ذوبی با الکتروود در صورتی مجاز است که برای هر نوع فولاد، مطابق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، از الکتروود و روش جوشکاری مناسب آن استفاده شود.

اتصال جوشی ذوبی با الکتروود به‌طور معمول به یکی از روش‌های (الف) تا (پ) این بند انجام می‌پذیرد:

الف- اتصال جوشی پهلوی به پهلوی با جوش از یک‌رو یا دورو، که فقط برای میلگردهای گرم نورد شده با قطر ۶ تا ۳۶ میلیمتر مجاز است. در این روش طول نوار جوش از یک‌رو نباید از ۱۰ برابر

قطر میلگرد کوچکتر، کمتر باشد و طول نوار جوش دورو نباید از ۵ برابر قطر میلگرد کوچکتر، کمتر اختیار شود.

ب- اتصال جوشی با وصله یا وصله‌های جانبی اضافه با جوش از یک‌رو یا دورو، فقط برای میلگردهای گرم نورد شده مجاز است. حداقل طول نوار جوش برای اتصال هر میلگرد به وصله یا وصله‌ها مشابه اتصال جوشی پهلوی به پهلوی است.

پ- اتصال جوشی نوک به نوک با پشت بند با آمادگی یا بدون آمادگی سر میلگردها، که طول پشت بند نباید کمتر از ۳ برابر قطر میلگردها برای فولادهای گرم نورد شده یا ۸ برابر قطر میلگردها برای فولادهای سرد اصلاح شده اختیار شود. فاصله دو سر میلگردهای وصله شونده از هم در حالت با آمادگی ۳ میلیمتر و در حالت بدون آمادگی باید معادل نصف قطر میلگردها باشد. در مورد فولادهای سرد اصلاح شده آماده کردن سر هر دو میلگرد الزامی است. در صورتی که میلگردهای وصله شونده در وضعیت قائم یا نزدیک به قائم قرار گیرند، آماده کردن انتهای میلگرد فوقانی الزامی است و انتهای میلگرد تحتانی باید عمود بر محور آن بریده شود.

۹-۲۱-۴-۱-۷ وصله مکانیکی میلگردها باید درکشش و فشار دارای مقاومت حداقل برابر با  $1/47A_{yk}$  باشد مگر آنکه ضابطه بند ۹-۲۱-۴-۲ تأمین شده باشد.

۹-۲۱-۴-۱-۸ وصله‌های اتکایی فقط برای میلگردهای تحت فشار با قطر ۲۵ میلیمتر و بیشتر مجاز است و رعایت ضوابط بند ۹-۲۱-۴-۳ در آنها الزامی است.

## ۴-۲۱-۹ وصله میلگردها

## ۲-۴-۲۱-۹ وصله میلگردهای کششی

۴-۲۱-۹-۲ در وصله‌های پوششی، طول پوشش باید حداقل برابر با  $1/3 l_d$  باشد. تنها در مواردی که دو شرط (الف) و (ب) این بند بطور توأم تأمین باشد طول پوشش را می‌توان به مقدار  $l_d$  کاهش داد:

الف - مقدار آرماتور موجود در ناحیه طول پوشش حداقل به اندازه دو برابر مقدار مورد نیاز باشد.

ب - حداکثر نصف آرماتور موجود در مقطع در ناحیه طول پوشش وصله شوند.

$l_d$  طول گیرایی میلگرد در کشش است که باید براساس ضوابط بند ۴-۲۱-۹-۲ محاسبه شود. در محاسبه  $l_d$  ضریب اضافه آرماتور موضوع بند ۴-۲۱-۹-۸ باید برابر با یک منظور شود.

طول پوشش در هیچ حالت نباید کمتر از ۳۰۰ میلیمتر اختیار شود.

۴-۲۱-۹-۲-۲ در وصله‌های جوشی یا مکانیکی در مواردی که مقدار آرماتور موجود در مقطع کمتر از دو برابر مورد نیاز باشد، مقاومت وصله باید برابر با  $1/47 A_b f_{yd}$  باشد ولی در سایر موارد مقاومت وصله را می‌توان کمتر از این مقدار و مطابق ضابطه (الف) و (ب) این بند در نظر گرفت:

الف- مقاومت وصله در هر میلگرد باید چنان باشد که کل میلگردهای موجود در این مقطع بتوانند نیرویی حداقل معادل دو برابر نیروی لازم در آن مقطع را تحمل نمایند. این نیرو نباید کمتر از ۱۴۰ مگاپاسکال برای کل میلگردها در نظر گرفته شود. فاصله وصله‌ها از یکدیگر در مقاطع مختلف متوالی نباید کمتر از ۶۰۰ میلیمتر باشد.

ب - نیروی کششی مقاوم مورد نظر در بند الف را باید برای میلگردهای وصله داده شده برابر با نیروی مقاوم وصله و برای میلگردهای وصله نشده برابر  $A_b f_y$  آنها که به نسبت طول واقعی مهار شده به طول گیرایی لازم آنها کاهش داده شده است، محاسبه نمود.

۴-۲۱-۹-۲-۳ در قطعات کششی وصله میلگردها باید تنها به وسیله وصله‌های جوشی یا مکانیکی انجام شود و در آنها ضوابط بند ۴-۲۱-۹-۱ یا ۴-۲۱-۹-۶ رعایت گردد. فاصله وصله‌ها در میلگردهای مجاور هم باید بیشتر از ۷۵۰ میلیمتر در نظر گرفته شود.

## ۴-۲۱-۹ وصله میلگردها

## ۴-۴-۲۱-۹ ضوابط خاص وصله آرماتورها در ستون‌ها

۴-۲۱-۹-۴-۱ در ستون‌ها وصله آرماتورها می‌تواند از نوع پوششی، جوشی، مکانیکی و یا اتکایی باشد. وصله آرماتورها باید برای تمامی ترکیبات بارگذاری مناسب باشد.

۴-۲۱-۹-۴-۲ وصله پوششی میلگردهایی که در فشار قرار دارند مشمول ضوابط این نوع وصله‌ها در فشار و میلگردهایی که در کشش قرار دارند مشمول ضوابط این نوع میلگردها در کشش می‌شوند. در میلگردهای کششی چنانچه تنش موجود در آنها کمتر از  $0/56 f_{yd}$  و تعداد میلگردهایی که در طول ناحیه پوشش وصله می‌شوند، کمتر از نصف میلگردهای کششی باشد طول پوشش باید حداقل برابر با  $l_d$  و در غیر اینصورت باید حداقل برابر با  $1/3 l_d$  در نظر گرفته شود. در حالت اول فاصله وصله‌ها در میلگردهای مختلف از یکدیگر نباید کمتر از  $l_d$  اختیار شود.

۴-۲۱-۹-۴-۳ در قطعات تحت فشار چنانچه در ناحیه وصله پوششی آرماتور عرضی به صورت خاموت با سطح مقطع بیشتر از  $0/015 h s$  وجود داشته باشد طول پوشش را می‌توان به اندازه ۲۰ درصد و چنانچه آرماتور عرضی به صورت مارپیچ وجود داشته باشد، طول پوشش را می‌توان به اندازه ۲۵ درصد کاهش داد. طول پوشش در هر حال نباید کمتر از ۳۰۰ میلیمتر اختیار شود. در محاسبه سطح مقطع خاموت تنها سطح مقطع شاخه‌های عمود در امتداد  $h$  منظور می‌گردد.

۴-۲۱-۹-۴-۴ در ستون‌ها وصله‌های اتکایی میلگردها را مطابق ضابطه بند ۴-۲۱-۹-۳ می‌توان به کار برد مشروط بر آنکه یا این نوع وصله برای هر تعداد از میلگردها در مقاطع مختلف انجام شود و یا در محل وصله، میلگرد اضافی به کار برده شود، به طوری که مقاومت میلگردهایی که در محل وصله ادامه دارند، حداقل معادل با یک چهارم مقدار  $A_b f_y$  برای تمامی میلگردهای موجود در آن وجه ستون باشد.

## ۴-۲۱-۹ وصله میلگردها

## ۳-۴-۲۱-۹ وصله میلگردهای فشاری

۴-۲۱-۹-۳-۱ در وصله‌های پوششی، طول پوشش برای فولادهای از رده  $S400$  یا پایین‌تر باید حداقل برابر با  $0/8 f_{yd} d_b$  و برای فولادهای مقاوم‌تر برابر با  $(24 - 0/15 f_{yd}) d_b$  باشد. این طول در هر حال نباید کمتر از ۳۰۰ میلیمتر اختیار شود.

۴-۲۱-۹-۳-۲ در مواردی که میلگردهای با قطرهای مختلف با وصله پوشش بهم متصل می‌شوند طول پوشش باید برابر بزرگترین دو مقدار، طول گیرایی میلگرد با قطر بزرگتر یا طول پوشش لازم برای میلگرد با قطر کوچکتر، در نظر گرفته شود. میلگردهای با قطر بزرگتر از ۳۶ میلیمتر را می‌توان به میلگردهای با قطر کوچکتر از ۳۶ میلیمتر اتصال داد.

۴-۲۱-۹-۳-۳ در وصله‌های اتکایی که در آنها برای انتقال فشار از یک میلگرد به دیگری، انتهای آن دو به هم تکیه داده می‌شوند، باید سطوح انتهایی میلگردها کاملاً گونیا بریده شوند و تماس آن دو تا حد امکان کامل باشد. زاویه سطح انتهایی هر میلگرد نباید نسبت به سطح عمود بر محور میلگرد بیش از  $1/5$  درجه انحراف داشته باشد و سطح تماس دو میلگرد بعد از سوار شدن نیز نباید بیش از ۳ درجه نسبت به اتکای کامل انحراف داشته باشد. این نوع وصله تنها در قطعاتی که دارای خاموت عرضی بسته یا مارپیچ هستند، مجاز می‌باشد.

## ۴-۲۱-۹ وصله میلگردها

## ۵-۴-۲۱-۹ طول وصله دورپیچ‌ها

آرماتورهای دورپیچ را می‌توان با طول‌های داده شده در زیر وصله نمود:

- ۱- میلگردهای آجدار  $48 d_b$
- ۲- میلگردهای ساده  $72 d_b$
- ۳- میلگردهای آجدار اندود شده  $72 d_b$
- ۲- میلگردهای ساده و آجدار با قلاب استاندارد انتهایی (قلاب در بتن هسته قرار گیرد)  $48 d_b$

**۴-۲۳-۹ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد**

۱-۴-۲۳-۹ اعضای تحت خمش در قاب‌ها ( $N_u \leq 0.15 f_{cd} A_g$ )

۲-۱-۴-۲۳-۹ آرماتور طولی

۵-۲-۱-۴-۲۳-۹ استفاده از وصله پوششی در میلگردهای طولی خمشی فقط در شرایطی مجاز است که در تمام طول وصله آرماتور عرضی از نوع تنگ یا دورپیچ موجود باشد. فواصل سفره‌های آرماتور عرضی در برگزیده وصله از یکدیگر نباید بیشتر از یک‌چهارم ارتفاع مؤثر مقطع و ۱۰۰ میلی‌متر اختیار شود.

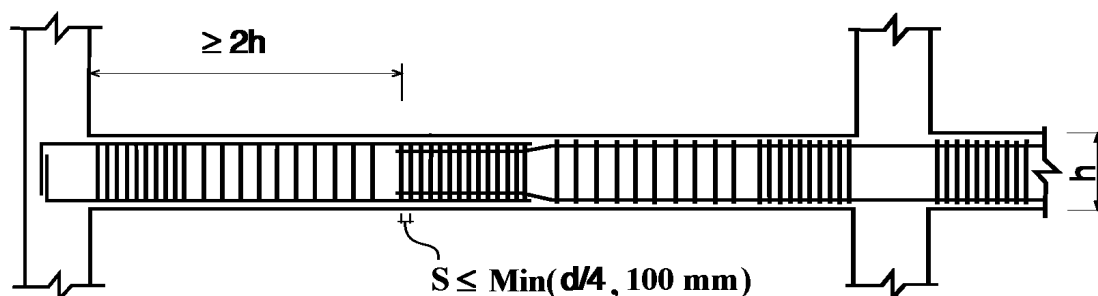
۶-۲-۱-۴-۲۳-۹ استفاده از وصله پوششی در محل‌های زیر مجاز نیست:

الف- در اتصالات تیرها به ستون‌ها

ب- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع از بر تکیه‌گاه

۷-۲-۱-۴-۲۳-۹ وصله‌های جوشی یا مکانیکی مطابق ضوابط بندهای ۶-۱-۴-۲۱-۹ و ۷-۱-۴-۲۱-۹

به شرطی مجاز است که وصله میلگرد در هر سفره میلگرد به صورت یک در میان انجام شود و فاصله وصله‌ها در میلگردهای مجاور یکدیگر در امتداد طول عضو، کمتر از ۶۰۰ میلی‌متر نباشد.



**۴-۲۳-۹ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد**

۲-۴-۲۳-۹ اعضای تحت اثر توأم فشار و خمش در قاب‌ها ( $N_u > 0.15 f_{cd} A_g$ )

۲-۲-۴-۲۳-۹ آرماتور طولی

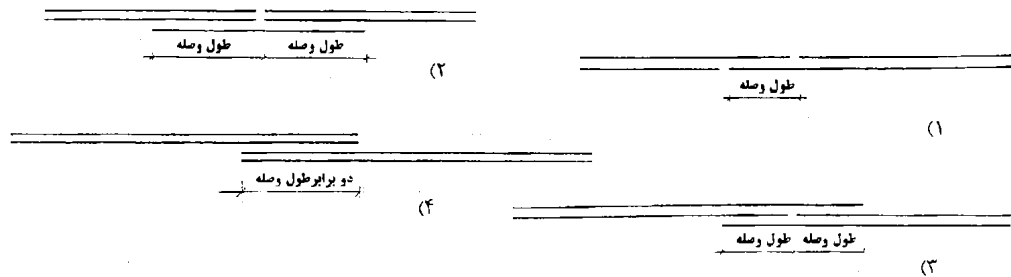
۳-۲-۲-۴-۲۳-۹ استفاده از وصله پوششی در میلگردهای طولی فقط در نیمه میانی طول ستون مجاز است. طول پوشش این وصله‌ها باید برای وصله‌های کششی در نظر گرفته شود.

۴-۲-۲-۴-۲۳-۹ وصله‌های جوشی یا مکانیکی، مطابق ضوابط بند ۶-۱-۴-۲۱-۹ و ۷-۱-۴-۲۱-۹

در میلگردهای طولی به شرطی مجاز است که وصله میلگردها در هر مقطع به صورت یک در میان انجام شود و فاصله وصله‌ها در میلگردهای مجاور یکدیگر، در امتداد طول ستون، کمتر از ۶۰۰ میلی‌متر نباشد.

## محاسبات ۸۴- پایه ۱

۴۳- کدام یک از اشکال زیر برای وصله گروه میلگرد دو تایی صحیح است؟



گزینه ۳

## محاسبات ۸۹

۴۲- برای مقطع یک ستون بتنی در بالای محل وصله از آرماتور ملولی با قطر  $\Phi 16$  و در زیر محل وصله از آرماتورهای طولی با قطر  $\Phi 20$  استفاده شده است. چنانچه محل وصله در قسمت میانی ستون باشد، طول وصله براساس طول وصله کدامیک از قطرهای زیر محاسبه می شود؟

(۱)  $\Phi 16$ (۲)  $\Phi 20$ (۳) متوسط  $\Phi 16$  و  $\Phi 20$ 

(۴) طول وصله براساس قطر خاموتیهای عرضی محاسبه می شود.

گزینه ۱

## محاسبات ۹۳

۲۶- طول پوشش لازم برای دو میلگرد  $\Phi 20$  که در یک عضو خمشی با وصله پوششی به هم وصله شده‌اند، برابر ۹۰۰ میلی‌متر می‌باشد. حداکثر فاصله مجاز محور تا محور آن دو میلگرد برحسب میلی‌متر برابر است با:

(۱) ۱۵۰

(۲) ۱۸۰

(۳) ۲۵۰

(۴) ۱۰۰

گزینه ۱

$$S = \min\left(\frac{900}{5}, 150\right) = 150 \text{ mm}$$

## محاسبات ۹۳

۳۴- حداقل طول پوشش دو میلگرد فشاری با قطرهای ۲۰ و ۲۵ میلی‌متر که با وصله پوششی به هم متصل می‌شوند به کدامیک از مقادیر زیر بر حسب میلی‌متر نزدیکتر است؟ نوع فولاد S400 و رده بتن C30 می‌باشد. ( $\Phi_c = 0.65$ )

(۱) ۷۰۰

(۲) ۴۷۰

(۳) ۵۵۰

(۴) ۶۵۰

گزینه ۳

طول گیرایی میلگرد با قطر بزرگتر برابر است با:

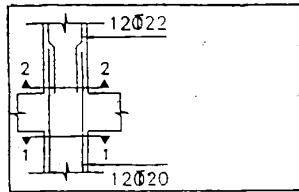
$$l_{dc} = \max\left(0.24 \times \frac{0.85 \times 400}{\sqrt{0.65 \times 30}}, 0.05 \times 0.85 \times 400\right) d_b = 18.47 d_b = 461 \text{ mm}$$

طول پوشش لازم برای میلگرد کوچکتر برابر است با:

$$0.08 \times 0.85 \times 400 d_b = 27.2 d_b = 544 \text{ mm}$$

## محاسبات-۸۴- پایه ۲

۳۸- نتایج خروجی طراحی یک ستون مقدار فولاد لازم در مقطع ۱-۱ را  $12\Phi 20$  و در مقطع ۲-۲ را  $12\Phi 22$  تعیین کرده است. با توجه به شکل کدام عبارت صحیح است؟



- (۱) میلگردهای پائین باید به  $12\Phi 22$  تغییر پیدا کنند.
- (۲) میلگردهای طبقه فوقانی همواره باید کمتر از طبقه پائین باشند.
- (۳) در صورتی که طول وصله بر اساس قطر میلگرد کوچکتر انجام شود ( $\Phi 20$ )، طرح صحیح است.
- (۴) در صورتی که طول وصله بر اساس قطر میلگرد بزرگتر انجام شود ( $\Phi 22$ )، طرح صحیح است.

گزینه ۱

## محاسبات-۹۱

۱۳- در مورد وصله پوشش دو میلگرد فشاری با قطرهای ۲۰ و ۲۵ میلیمتر گزینه صحیح تر را انتخاب کنید؟

- (۱) طول پوشش برابر کوچکترین دو مقدار طول گیرائی میلگرد  $\Phi 25$  و طول پوشش لازم برای میلگرد  $\Phi 20$  در نظر گرفته می شود.
- (۲) طول پوشش برابر بزرگترین دو مقدار طول گیرائی میلگرد  $\Phi 25$  و طول پوشش لازم برای میلگرد  $\Phi 20$  در نظر گرفته می شود.
- (۳) طول پوشش فقط براساس طول پوشش میلگرد ۲۵ میلیمتری تعیین می گردد.
- (۴) طول پوشش فقط براساس طول گیرائی میلگرد ۲۰ میلیمتری تعیین می شود.

گزینه ۲



۶- ستونی به ابعاد  $40 \times 40 \text{ cm}$  در مرکز یک پی منفرد به ابعاد  $180 \times 180 \times 50 \text{ cm}$  قرار دارد. در قسمت تحتانی پی از  $10\Phi 25$  در هر جهت استفاده شده است. در صورتی که پوشش بتن برابر  $6 \text{ cm}$  و رده بتن C25 و رده فولاد S400 باشد، از نظر طول مهاری گزینه صحیح را انتخاب کنید؟

(۱) آرماتورها در مقطع بحرانی حتی با تعبیه قلاب استاندارد انتهایی نمی‌توانند به حد جاری شدن برسند.  
(۲) در صورت وجود آرماتور فوقانی، آرماتورهای تحتانی با وجود قلاب استاندارد انتهایی نمی‌توانند به حد جاری شدن برسند.

(۳) آرماتورها در مقطع بحرانی نمی‌توانند به حد جاری شدن برسند، مگر آنکه قلاب استاندارد انتهایی داشته باشند.

(۴) آرماتورها در مقطع بحرانی می‌توانند بدون قلاب استاندارد انتهایی به حد جاری شدن برسند.

گزینه ۳.

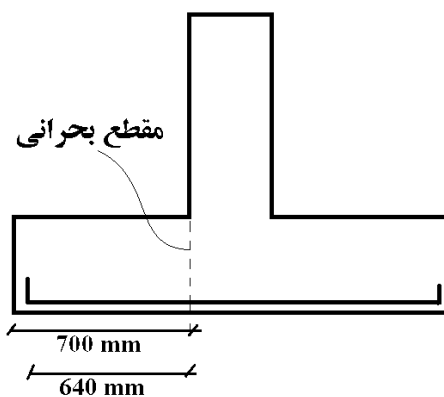
در صورتی که از قلاب استفاده نشود، طول مهاری لازم برای آرماتور تحتانی پی از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$l_d = \left[ \frac{0.14 f_{yd}}{\sqrt{f_{cd}}} \frac{\alpha \beta \gamma \lambda}{\left( \frac{c+k_{tr}}{d_b} \right)} \right] d_b \quad (۱-۲۱-۹)$$

برای بدست آوردن  $l_d$  مقدار  $\frac{c+k_{tr}}{d_b}$  باید محاسبه شود. در بهترین حالت مقدار  $\frac{c+k_{tr}}{d_b}$  برابر ۲.۵ خواهد بود که در این صورت طول مهاری برابر خواهد بود

$$l_d = \left[ \frac{0.86 \times 0.85 \times 400}{\sqrt{0.65 \times 25}} \frac{1}{2.5} \right] 25 = 725 \text{ mm}$$

با توجه به شکل زیر، حداکثر فضای ممکن برای مهاری آرماتور برابر  $640 \text{ mm}$  می‌باشد و بنابراین نیاز به قلاب داریم.



#### ۹-۲۱-۲-۷ طول گیرایی میلگردهای قلابدار در کشش

۹-۲۱-۲-۷-۱ طول گیرایی یک میلگرد قلابدار در کشش،  $l_{dh}$ ، باید حداقل برابر مقدار رابطه

(۵-۲۱-۹) در نظر گرفته شود. مقدار  $l_{dh}$  در هیچ حالت نباید کمتر از  $14d_b$  و یا  $150$  میلیمتر

اختیار گردد.

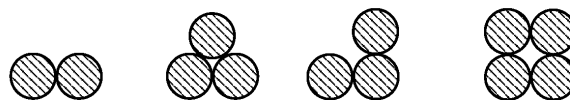
$$l_{dh} = \left[ 0.24 k_1 k_2 \beta \lambda \frac{f_{yd}}{\sqrt{f_{cd}}} \right] d_b \quad (۵-۲۱-۹)$$

در صورت استفاده از قلاب، طول لازم برای مهاری آرماتور از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$l_{dh} = \left[ 0.24 \times 1 \times 1 \times \frac{0.85 \times 400}{\sqrt{0.65 \times 25}} \right] 25 = 506 \text{ mm}$$

بنابراین در صورت استفاده از قلاب، طول مهاری تامین می‌شود و گزینه ۳ صحیح است.

## ۱۶- گروه میلگرد



### ۹-۱۴-۱۱-۲ گروه میلگردهای در تماس

۹-۱۴-۱۱-۲-۱ در استفاده از گروه میلگردهای موازی که در آنها میلگردها در تماس با هم بسته می‌شوند تا به صورت واحد عمل کنند، ضوابط (الف) تا (ج) این بند، باید رعایت شوند:  
الف) تعداد میلگردهای هر گروه برای گروه‌های قائم تحت فشار نباید از ۴ عدد، و در سایر موارد از ۳ عدد تجاوز کند.

ب) در تمامی موارد تعداد میلگردهای هر گروه در محل وصله‌ها نباید بیشتر از ۴ باشد.  
پ) در گروه میلگردها با بیش از دو میلگرد، نباید محورهای تمامی میلگردها در یک صفحه واقع شوند. همینطور تعداد میلگردهایی که محورهای آنها در یک صفحه واقع می‌شوند جز در محل وصله‌ها نباید بیشتر از دو باشد.

ت) در تیرها نباید میلگردها با قطر بزرگتر از ۳۶ میلی‌متر را به صورت گروهی به کاربرد.

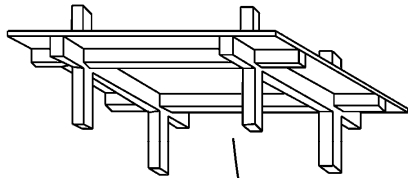
ث) گروه‌های میلگردهای در تماس باید در خاموت‌های بسته یا دورپیچ محصور شوند.  
ج) در مواردی نظیر تعیین محدودیت‌های فاصله و حداقل ضخامت پوشش بتن محافظ، که قطر میلگردها مبنای محاسبه قرار می‌گیرد، قطر گروه میلگردهای در تماس معادل قطر میلگردهای فرض می‌شود که سطح مقطع آن با سطح مقطع کل گروه مساوی باشد. ملاک اندازه‌گیری فاصله آزاد و حداقل ضخامت پوشش در این گونه موارد خارجی‌ترین سطح گروه میلگرد در امتداد مورد نظر خواهد بود.

## ۱۶-۱- طول گیرایی گروه میلگرد

### ۹-۲۱-۲-۶ طول گیرایی در گروه میلگردها

۹-۲۱-۲-۶-۱ طول گیرایی گروه میلگردهای سه‌تایی و چهارتایی در کشش یا فشار باید به ترتیب  $1/2$  و  $1/33$  برابر طول گیرایی یک میلگرد تنها در نظر گرفته شود. برای گروه میلگردهای دوتایی افزایش طول گیرایی الزامی نیست.

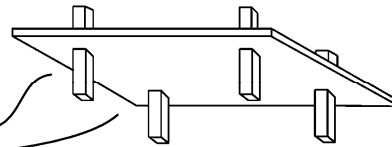
۹-۲۱-۲-۶-۲ برای تعیین طول گیرایی یک میلگرد در گروه میلگردها ضرایب بکار برده شده رابطه ۹-۲۱-۱ باید براساس قطر میلگرد فرضی با مقطع معادل گروه میلگردها اختیار شوند.



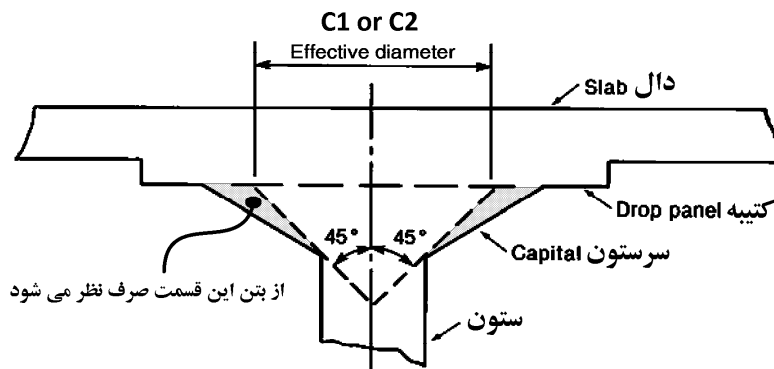
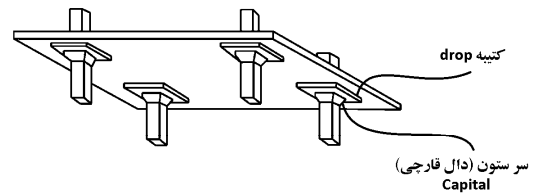
## ۹-۱۸ طراحی دال

### ۹-۱۸-۱ گستره

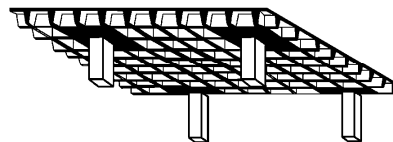
۹-۱۸-۱ ضوابط این فصل مربوط به طراحی سیستم‌هایی از دال‌ها است که مشخصات هندسی آنها در بند (۹-۱۳-۵) تعریف شده است. سیستم دال می‌تواند دارای تیرهای زیر سری باشد و یا مستقیماً روی ستون یا دیوار تکیه کنند.



۹-۱۸-۲ سیستم‌هایی که در آنها دال مستقیماً روی ستون‌هایی بدون سرستون (دال تخت)، یا با سرستون (دال قارچی)، تکیه دارند به شرطی مشمول ضوابط این فصل می‌شوند که آن قسمت از سرستون که خارج از بزرگترین مخروط یا هرم ناقص محاط در داخل ستون و سرستون با زاویه تمایل یال‌ها یا وجوه کمتر از ۴۵ درجه نسبت به محور ستون، قرار می‌گیرد از نظر سازه‌ای نادیده انگاشته می‌شود. در این حالت ابعاد  $C_1$  و  $C_2$ ، ابعاد سطح تقاطع همین مخروط یا هرم با دال، یا کتیبه سرستون، در صورت وجود، محسوب می‌شود و دهانه آزاد دال،  $l_n$ ، با توجه به همین ابعاد تعیین می‌شود.



۹-۱۸-۳ سیستم‌های دال‌های مشبک با یا بدون قطعات پرکننده بین تیرچه‌ها، با شرط آنکه تیرچه‌ها در دو امتداد وجود داشته باشند، مشمول ضوابط این فصل می‌شوند.



## ۹-۱۸-۲ تعاریف

## ۹-۱۸-۲-۱ سیستم دال

به مجموعه‌ای از قطعات صفحه‌ای یا بدون تیر گفته می‌شود که تحت اثر بارهای عمود بر صفحه خود قرار می‌گیرند. سیستم‌های معمول دال‌ها عبارتند از تیر-دال، دال تخت، دال قارچی و دال مشبک.

## ۹-۱۸-۲-۲ نوار پوششی

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

## ۹-۱۸-۲-۳ نوار ستونی

به قسمتی از نوار پوششی گفته می‌شود که در دو سمت محور ستون‌ها واقع شود و عرض آن در هر سمت محور برابر با  $0.25l_1$  و یا  $0.25l_2$  هر کدام کوچکتر است، باشد. این نوار شامل تیر بین ستون‌ها در صورت وجود، نیز می‌شود.

## ۹-۱۸-۲-۴ نوار میانی

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

## ۹-۱۸-۲-۵ نوار کناری

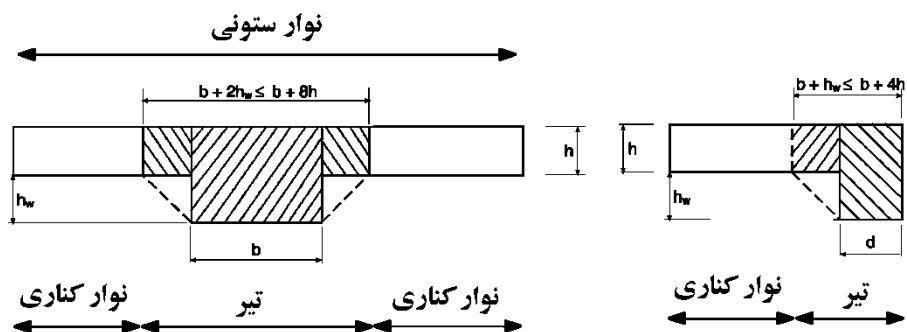
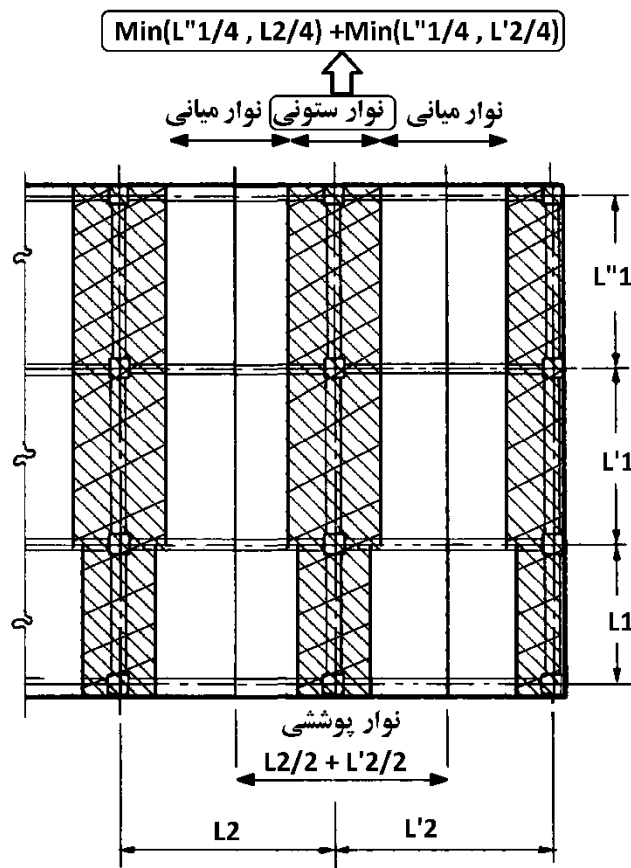
در سیستم (تیر، دال) نواری از دال است که در هر سمت تیر در نوار ستونی قرار می‌گیرد.

## ۹-۱۸-۲-۶ تیر در سیستم (تیر، دال)

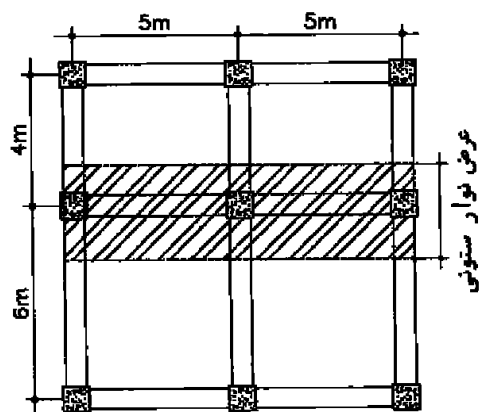
تیر در دال‌ها شامل جان تیر و قسمتی از دال است که در هر سمت تیر دارای عرضی برابر با تصویر مایل ۴۵ درجه آن قسمت از جان تیر باشد که در زیر یا در روی دال، هر کدام ارتفاع بیشتری دارد، قرار می‌گیرد مشروط بر آنکه این عرض در هر سمت جان بزرگتر از چهار برابر ضخامت دال نباشد.

## ۹-۱۸-۲-۷ چشمه دال

قسمتی از سیستم دال است که به محورها ستون‌ها، تیرها، یا دیوارهای تکیه‌گاهی محدود می‌شود.



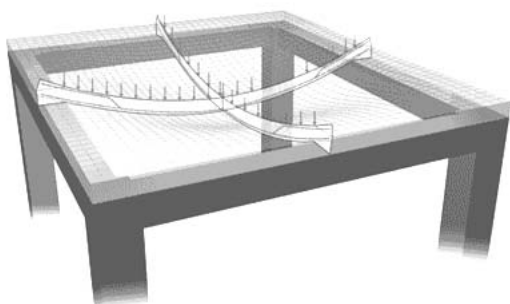
اگر دالی به جای اینکه در هر چهار طرف تکیه گاه داشته باشد (به تیر تکیه کند) تنها در دو طرف (یک راستا) تکیه گاه داشته باشد و یا اگر چهار تکیه گاه داشته باشد ولی نسبت طول به عرض آن بیش از ۲ باشد، به آن دال یکطرفه گویند.



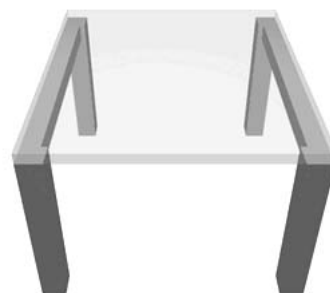
۴۷- در دال دوطرفه زیر که قسمتی از دال های یک کف است، برای محاسبه آرماتورهای موردنیاز در نوار ستونی نشان داده شده در شکل، عرض نوار ستونی کدامیک از مقادیر زیر باید در نظر گرفته شود؟

- (۱) ۵ متر
- (۲) ۳ متر
- (۳) ۲.۵ متر
- (۴) ۲ متر

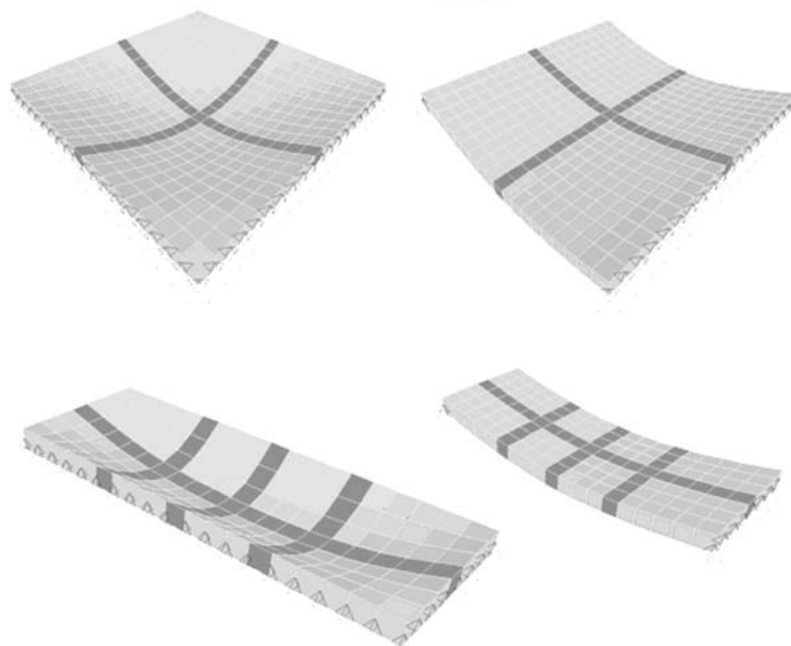
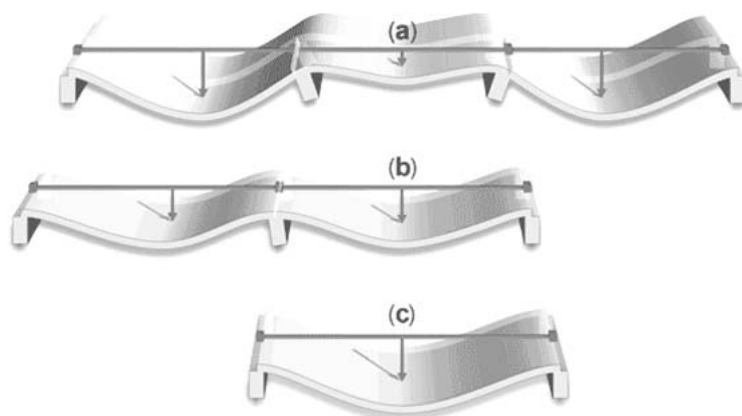
گزینه ؟



دال دو طرفه: در هر چهار لبه تیر (تکیه گاه) داریم



دال یک طرفه: تنها در دو لبه تیر (تکیه گاه) داریم



## ۱۷-۱- برش پانچ در دالها

### ۱۷-۱۵-۹ ضوابط ویژه برای دالها و شالوده‌ها

#### ۱-۱۷-۱۵-۹ گستره

۱-۱۷-۱۵-۹ ضوابط این قسمت باید برای کنترل برش در دالها و شالوده‌هایی مانند دال تخت روی ستون و شالوده زیر اثر بار ستون که تحت اثر بار متمرکز قرار می‌گیرند و یا بارهای خود را به تکیه‌گاه‌هایی با سطح محدود منتقل می‌کنند، رعایت شوند.

۲-۱۷-۱۵-۹ دال‌هایی که زیر اثر بار گسترده قرار دارند و بارهای خود را به تیرها و یا دیوارها منتقل می‌کنند رفتاری مشابه تیرها دارند و مشمول ضوابط مربوط به اعضای تحت اثر برش و خمش می‌شوند. کنترل برش در این دال‌ها بر طبق ضوابط بندهای ۲-۱۵-۹ تا ۶-۱۵-۹ به عمل می‌آید.

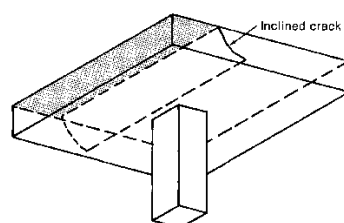
۳-۱۷-۱۵-۹ در دال‌هایی که تحت اثر بارهای قائم یا بارهای جانبی ناشی از باد یا زلزله مستقیماً لنگرهای خمشی را به ستون‌ها منتقل می‌کنند، قسمتی از این لنگر توسط برش ایجاد شده در مقاطع دال در اطراف ستون‌ها منتقل می‌شود. نیروی برشی ایجاد شده به این صورت، باید در محاسبات برش منظور گردد. ضوابط مربوط به محاسبه این برش در بند ۵-۱۷-۱۵-۹ داده شده است.

#### ۲-۱۷-۱۵-۹ حالت حدی مقاوم نهائی در برش

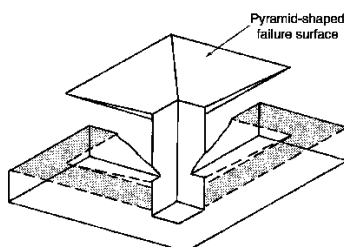
۱-۲-۱۷-۱۵-۹ برش دال‌ها و شالوده‌ها در حوالی بارهای متمرکز و تکیه‌گاه‌های با سطح محدود باید برای دو نوع عملکرد یکطرفه و دو طرفه کنترل شود:

الف) عملکرد یک طرفه به صورت تیر: در این حالت دال یا شالوده باید نیروی برشی را مانند یک تیر در تمام عرض خود تحمل کند. مقطع بحرانی که مقاومت دال یا شالوده باید در آن کنترل شود به صورت صفحه‌ای عمود بر دال با فاصله  $d$  از لبه سطح اثر بار متمرکز یا از وجه کتیبه یا هر تعبیر دیگر در ضخامت دال با تکیه‌گاه، در تمام عرض دال در نظر گرفته می‌شود.

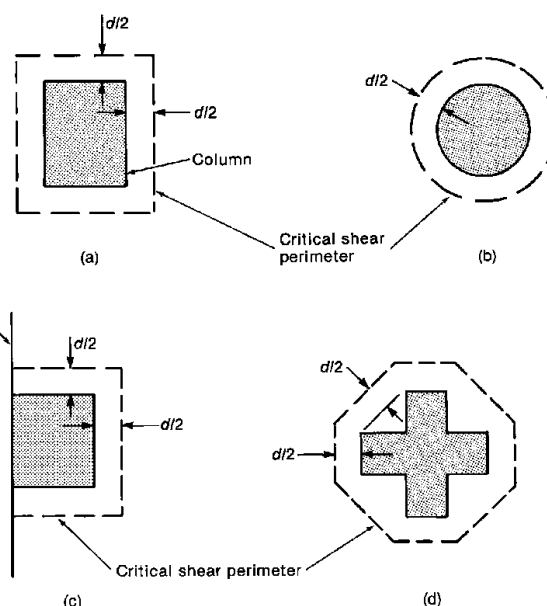
ب- عملکرد دو طرفه: در این حالت دال یا شالوده باید نیروی برشی را در دو جهت ولی در ناحیه‌ای محدود در اطراف بار متمرکز یا تکیه‌گاه تحمل کند. مقطع بحرانی در این حالت سطح جانبی منشوری است که وجوه آن عمود بر سطح دال بوده و از لبه‌ها و گوشه‌های سطح اثر بار متمرکز یا تکیه‌گاه و یا مقطعی از دال که ضخامت دال در آنجا تغییر می‌کند دارای فاصله‌ای برابر با  $\frac{d}{4}$  باشند. مقطع بحرانی باید چنان در نظر گرفته شود که محیط چند ضلعی قاعده منشور در آن حداقل باشد. برای ستون‌ها، بارهای متمرکز و سطوح تکیه‌گاهی دارای مقطع مربع یا مستطیل مقاطع بحرانی می‌توانند دارای چهار ضلع مستقیم باشند.

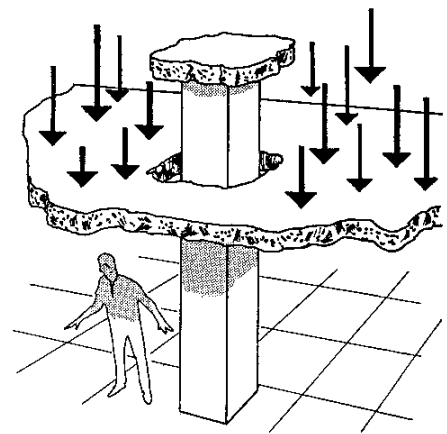
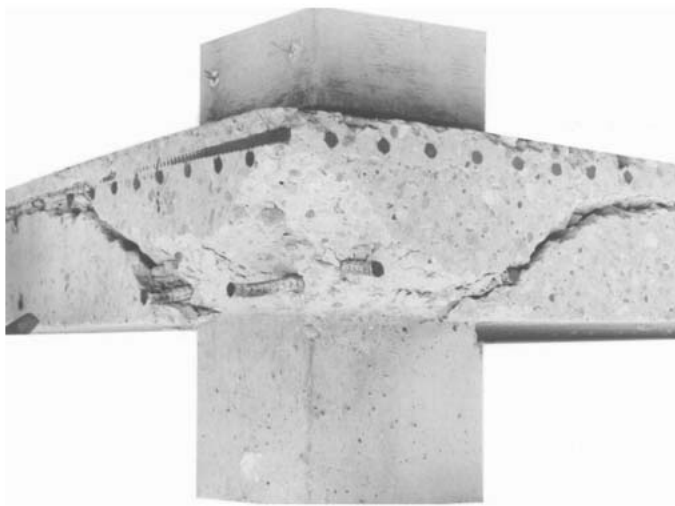


(a) One-way shear.

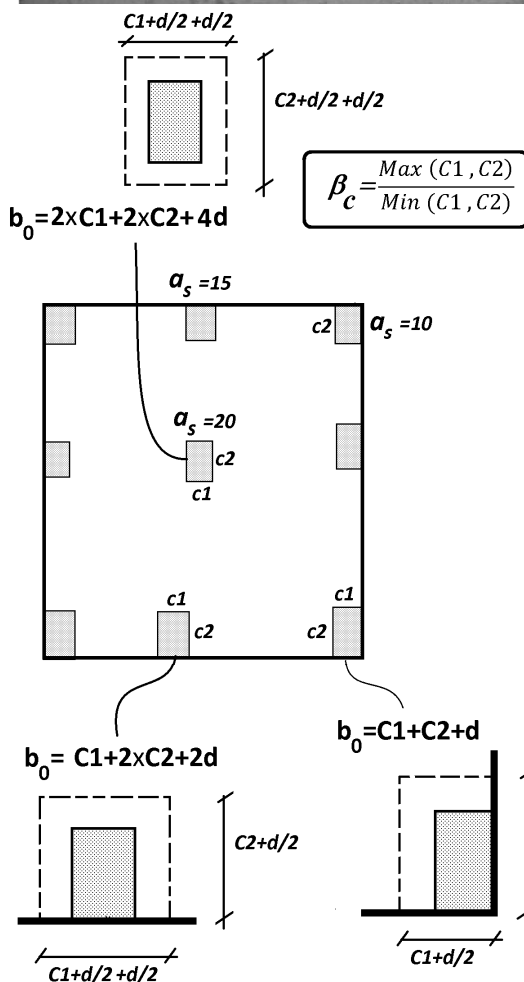


(b) Two-way shear.





مشکل پانچ (برش مگنه ای) در دالهای  
تخت (بدون تیر و بدون سرستون)



۹-۱۵-۲-۴ در دال‌ها و شالوده‌هایی که در آنها از آرماتور برشی یا کلاهیک برشی استفاده نمی‌شود مقدار  $V_c$ ، برابر با کمترین مقادیر به دست آمده از سه رابطه (۹-۱۵-۳۳) الی (۹-۱۵-۳۵) در نظر گرفته می‌شود:

$$V_c = \left(1 + \frac{\gamma}{\beta_c}\right) v_c b_o d \quad (۹-۱۵-۳۳)$$

$\beta_c$  = نسبت طول به عرض سطح اثر بار متمرکز با سطح تکیه‌گاه محدود  
 $b_o$  = محیط مقطع بحرانی برای دال‌ها و شالوده‌ها، میلی‌متر

$$V_c = \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 1\right) v_c b_o d \quad (۹-۱۵-۳۴)$$

$$V_c = 2 v_c b_o d \quad (۹-۱۵-۳۵)$$

$\alpha_s$  عددی است که برای ستون‌های میانی برابر با ۲۰، برای ستون‌های کناری ۱۵ و برای ستون‌های گوشه ۱۰ در نظر گرفته می‌شود.

۹-۱۵-۲-۵ در دال‌ها و شالوده‌هایی که در آنها از آرماتور برشی برای تأمین مقاومت برشی استفاده می‌شود مقدار  $V_c$  و  $V_s$  براساس ضوابط (الف) الی (پ) تعیین می‌شوند:

الف) مقدار  $V_c$  از رابطه (۹-۱۵-۳۶) محاسبه می‌شود:

$$V_c = v_c b_o d$$

ب) مقدار  $V_s$ ، با استفاده از ضوابط بند ۹-۱۵-۴ محاسبه می‌شود.

پ) در این حالت مقدار  $V_r$  نباید بیشتر از  $3 v_c b_o d$  در نظر گرفته شود.

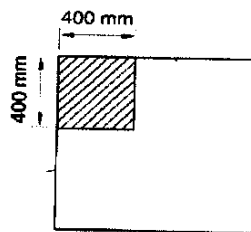
۱۵- بار محوری نهانی یک ستون 3500 kN است. محاسبات نشان می‌دهد که ظرفیت بتن برای تحمل برش دو طرفه (پانچ) برای شالوده این ستون که از رابطه  $V_c = 2v_c b_0 d$  بدست می‌آید برابر 3200 کیلونیوتن می‌باشد اگر بخواهیم از میلگرد برشی برای جبران ضعف موجود استفاده کنیم، آنها را برای چه نیرویی برحسب کیلونیوتن ( $V_s = ?$ ) باید طراحی کنیم؟

- (۱) 300  
(۲) 1900  
(۳) 3500  
(۴) 1450

گزینه ۲:

دقت شود که در صورت استفاده از آرماتور عرضی کمکی برای تحمل برش پانچ، مقاومت برشی بتن به نصف کاهش می‌یابد. بنابراین مقاومت بتن به جای 3200 kN برابر با 1600 kN منظور می‌شود. در این حالت میلگردهای برشی باید بتوانند نیرویی برابر با  $3500 - 1600 = 1900$  kN را تحمل نمایند.

۵۵- ستون گوشه یک ساختمانی به ابعاد  $400 \times 400$  میلی‌متر تحت اثر نیروی محوری فشاری، روی پی به ابعاد  $1500 \times 1500$  mm قرار دارد. در صورتیکه در پی از آرماتور برشی و یا کلاhek برشی استفاده نشده و عمق مؤثر پی  $d = 500$  mm باشد، مقدار  $V_c$  برای کنترل برش در حالت حدی برای عملکرد دو طرفه بر حسب کیلونیوتن، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (رده بتن C25 و تنش برشی در مقطع بحرانی یکنواخت فرض شود.)

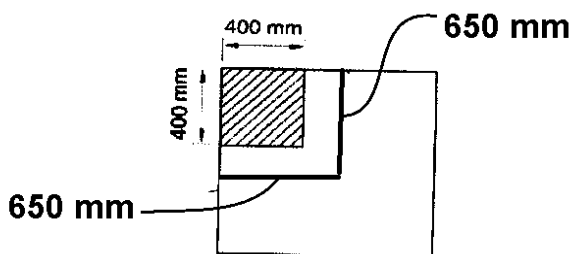


- (۱) 550  
(۲) 850  
(۳) 1250  
(۴) 1700

گزینه ۲

$$b_0 = 650 + 650 = 1300 \text{ mm} \quad \beta_c = \frac{400}{400} = 1 \quad \alpha_s = 10 \quad v_0 = 0.2\phi\sqrt{f_c} = 0.65$$

$$\left. \begin{aligned} V_c &= \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times 0.65 \times 1300 \times 500 = 1267.5 \text{ kN} \\ V_c &= \left(\frac{10 \times 500}{1300} + 1\right) \times 0.65 \times 1300 \times 500 = 2047.5 \text{ kN} \\ V_c &= 2 \times 0.65 \times 1300 \times 500 = 845 \text{ kN} \end{aligned} \right\} V_c = 845 \text{ kN}$$





۲۵- در یک ساختمان بتن آرمه با دال دو طرفه بدون تیر و با محوربندی منظم و با فاصله مرکز تا مرکز ستون‌ها از یکدیگر در هر دو جهت برابر 6 متر، در صورتی که ضخامت موثر دال 180 میلی‌متر، ابعاد مقطع ستونها 400×400 میلی‌متر، نوع بتن C25 و از آرماتور برشی و یا کلاهیک برشی استفاده نشده باشد، نیروی برشی مقاوم بتن  $V_c$  بر حسب کیلونیوتن برای عملکرد دو طرفه دال روی یک ستون میانی به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

460 (۴)

540 (۳)

690 (۲)

814 (۱)

گزینه ۳

$$V_c = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 + \frac{2}{1} = 3 \\ \frac{20 \times 180}{2320} + 1 = 2.18 \\ 2 \end{array} \right\} v_c b_0 d$$

$$= 2v_c b_0 d = 2 \times (0.65 \times 0.2\sqrt{25}) \times 2320 \times 180 = 542880N = 543 kN$$

## ۱۷-۲- کلاhek برشی

### ۹-۱۵-۱۷-۲ حالت حدی مقاوم نهائی در برش

۹-۱۵-۱۷-۲-۶ در دال‌هایی که در آنها از کلاhek برشی به صورت پروفیل‌های فولادی به شکل  $L$  یا ناودانی و یا مشابه آنها برای تأمین مقاومت برشی استفاده می‌شود، مقدار  $V_r$ ، با شرط رعایت محدودیت‌های بند ۹-۱۵-۱۷-۳ طبق ضوابط (الف) و (ب) تعیین می‌شود:

(الف) در حالتی که دال تنها برش ناشی از بارهای قائم را به ستون منتقل می‌کند،  $V_s$  مساوی کمترین دو مقدار بدست آمده از روابط (۹-۱۵-۳۷) و (۹-۱۵-۳۸) در نظر گرفته می‌شود:

$$V_r = 3 / 5 v_c b_o d \quad (9-15-37)$$

$$V_r = 2 v_c b_{om} d \quad (9-15-38)$$

در این روابط  $b_o$  محیط چند ضلعی مقطع بحرانی طبق تعریف بند ۹-۱۵-۱۷-۲-۱ ب و  $b_{om}$  محیط چند ضلعی مقطع بحرانی خاص طبق تعریف بند ۹-۱۵-۱۷-۲-۷ است.

ب- در حالتی که دال علاوه بر برش ناشی از بارهای قائم باید لنگر خمشی به ستون منتقل نماید،  $V_r$  باید چنان باشد که ضوابط بند ۹-۱۵-۱۷-۳-۵ ب تأمین شود.

۹-۱۵-۱۷-۲-۷ مقطع بحرانی خاص که در دال‌های با کلاhek برشی برای کنترل نیروی برشی مقاوم مقطع باید مورد استفاده قرار گیرد، سطح جانبی منشوری است که وجوه آن عمود بر دال و در فاصله  $(\ell_v - \alpha / 5 c_1)$  از بر ستون قرار دارند. مقطع بحرانی خاص باید چنان در نظر گرفته شود که محیط چند ضلعی قاعده منشور در آن حداقل باشد، لزومی ندارد فاصله وجوه منشور از بر ستون کمتر از  $\frac{d}{4}$  در نظر گرفته شود. مقدار محیط این چند ضلعی  $b_{om}$  نامیده می‌شود.

### ۹-۱۵-۱۷-۳ ضوابط و محدودیت‌های کلاhek‌های برشی

۹-۱۵-۱۷-۳-۱ هر کلاhek برشی باید از قطعات فولادی به شکل  $L$  یا ناودانی و یا شکل مشابه که با جوش نفوذی کامل به هم متصل شده باشند تشکیل شود. بازوهای کلاhek باید یکسان و نسبت به هم متعامد باشند. بازوها نباید در مقطع ستون قطع شوند.

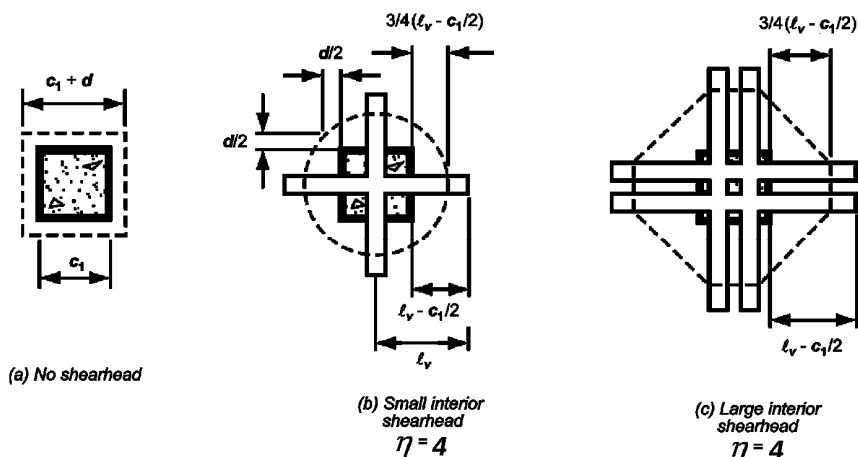
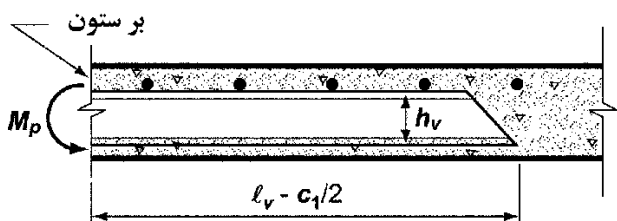
۹-۱۵-۱۷-۳-۲ لنگر خمشی مقاوم هر بازوی کلاhek برشی در حد پلاستیک نباید کمتر از مقدار رابطه (۹-۱۵-۳۹) باشد:

$$M_p = \frac{V}{\eta} [h_v + \alpha_v (\ell_v - \alpha / 5 c_1)] \quad (9-15-39)$$

$\eta$  = تعداد بازوهای کلاhek برشی

$\ell_v$  = حداقل طول هر بازوی کلاhek برشی از مرکز، میلی‌متر

در این رابطه  $\eta$  و  $\ell_v$  براساس ملاحظات بند ۹-۱۵-۱۷-۲-۶ مورد نیاز می‌باشد.



### ۹-۱۵-۱۷-۳ ضوابط و محدودیت‌های کلاهک‌های برشی

۹-۱۵-۱۷-۳-۱ هر کلاهک برشی باید از قطعات فولادی به شکل  $L$  یا ناودانی و یا شکل مشابه که با جوش نفوذی کامل به هم متصل شده باشند تشکیل شود. بازوهای کلاهک باید یکسان و نسبت به هم متعامد باشند. بازوها نباید در مقطع ستون قطع شوند.

۹-۱۵-۱۷-۳-۲ لنگر خمشی مقاوم هر بازوی کلاهک برشی در حد پلاستیک نباید کمتر از مقدار رابطه (۹-۱۵-۳۹) باشد:

$$M_p = \frac{V_u}{2\eta} [h_v + \alpha_v(l_v - \alpha_c / \delta c_1)] \quad (9-15-39)$$

در این رابطه  $\eta$  و  $\ell_v$  براساس ملاحظات بند ۹-۱۵-۱۷-۲-۶ مورد نیاز می‌باشد.

۹-۱۵-۱۷-۳-۳ انتهای هر بازوی کلاهک را می‌توان با زاویه‌ای بیشتر از  $30^\circ$  درجه نسبت به افق برید به شرطی که لنگر خمشی پلاستیک مقطع باریک شده باقیمانده، برای تحمل نیروی برشی تخصیص داده شده برای آن بازو کافی باشد.

۹-۱۵-۱۷-۳-۴ مقطع کلاهک برشی باید با توجه به ضوابط زیر انتخاب شود:

الف) ارتفاع مقطع کلاهک نباید بیشتر از  $70\%$  برابر ضخامت جان آن باشد.

ب) کلیه بال‌های فشاری مقطع کلاهک باید در داخل محدوده‌ای به فاصله  $d/3$  در دورترین تار فشاری دال یا شالوده قرار داده شود.

پ) نسبت سختی خمشی هر بازوی کلاهک به سختی خمشی مقطع ترک خورده دال مرکب با پهنای  $(c_p + d)$ ،  $\alpha_v$ ، نباید کمتر از  $0.15$  باشد.

۹-۱۵-۱۷-۳-۵ مقاومت خمشی بازوهای کلاهک را می‌توان در کمک به لنگر خمشی مقاوم دال در نوار ستونی دخالت داد. مقدار کمک هر بازو از رابطه (۹-۱۵-۴۰) تعیین می‌شود:

$$M_v = \frac{\alpha_v V_u}{2\eta} (\ell_v - \alpha_c / \delta c_1) \quad (9-15-40)$$

در این رابطه  $\ell_v$  طول واقعی بازو است که به کار گرفته شده است، مقدار  $M_v$  نباید بیشتر از مقادیر (الف) الی (پ) در نظر گرفته شود:

الف)  $30\%$  درصد کل لنگر خمشی نهایی موجود در نوار ستونی دال

ب) مقدار تغییر لنگر خمشی موجود در نوار ستونی دال در طول  $\ell_v$

پ) مقدار  $M_p$

۹-۱۵-۱۷-۳-۶ در مواردی که دال یا شالوده باید لنگر خمشی به ستون منتقل نماید، کلاهک باید به قدر کافی مهار شده باشد که بتواند لنگر خمشی  $M_p$  را منتقل نماید.

## ۱۷-۳- بازشو در دال

## ۱۵-۹- برش و پیچش

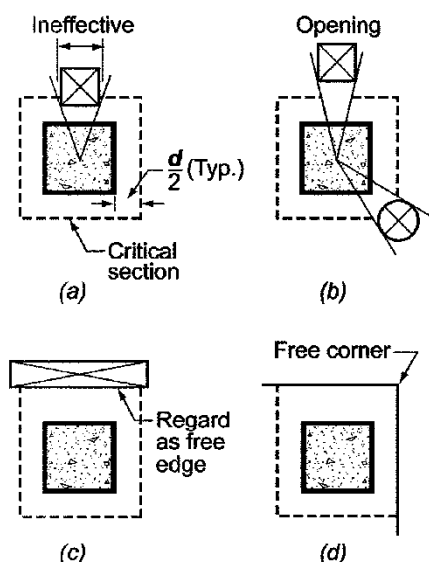
۱۷-۱۵-۹ ضوابط ویژه برای دال‌ها و شالوده‌ها

۴-۱۷-۱۵-۹ بازشوها در دال‌ها

۱۷-۱۵-۹-۴ در مواردی که در یک دال بازشویی در فاصله کمتر از ده برابر ضخامت دال از سطح اثر بار متمرکز یا سطح تکیه گاه محدود و یا در مواردی که باز شویی در نوار ستونی دال تختی واقع شود، مقاطع بحرانی که برای کنترل برش در بندهای ۱۷-۱۵-۹-۱ ب و ۱۷-۱۵-۹-۲ تعریف شده‌اند، مطابق بندهای ۱۷-۱۵-۹-۴ و ۱۷-۱۵-۹-۴ اصلاح می‌شوند.

۱۷-۱۵-۹-۴ برای دال‌های بدون کلاهیک برشی، قسمتی از محیط مقطع بحرانی که به وسیله خطوط مماس بر محدوده بازشو رسم شده از مرکز سطح اثر بار متمرکز یا مرکز تکیه‌گاه قطع می‌شود، بی‌اثر فرض می‌گردد.

۱۷-۱۵-۹-۴ برای دال‌های با کلاهیک برشی، قسمتی از محیط مقطع بحرانی که طبق بند ۱۷-۱۵-۹-۴ بی‌اثر فرض می‌شود، نصف می‌گردد.



## ۱۸-۹- طراحی دال

۳-۱۸-۹ ضوابط کلی طراحی دال‌ها

۵-۳-۱۸-۹ بازشوها در سیستم دال‌ها

۱۸-۳-۱۸-۹ در سیستم‌های دال‌ها می‌توان بازشوهایی با هر اندازه و در هر محل پیش بینی کرد، مشروط بر آنکه با انجام تحلیل ویژه بتوان نشان داد سیستم از مقاومت کافی برخوردار است و ضوابط مربوط به حالات حدی بهره‌برداری به ویژه ضوابط مربوط به تغییر شکل‌ها را ارضا می‌کند.

۱۸-۳-۱۸-۹-۲ در صورتی که تحلیل ویژه‌ای انجام نشود، باید ضوابط بندهای ۱۸-۳-۱۸-۹ تا ۱۸-۳-۱۸-۹-۵ را در تعیین محل و ابعاد بازشوها رعایت کرد. در تمامی موارد باید در طرفین بازشوها در هر امتداد، آرماتورهای اضافی به اندازه آرماتورهای قطع شده قرار داد.

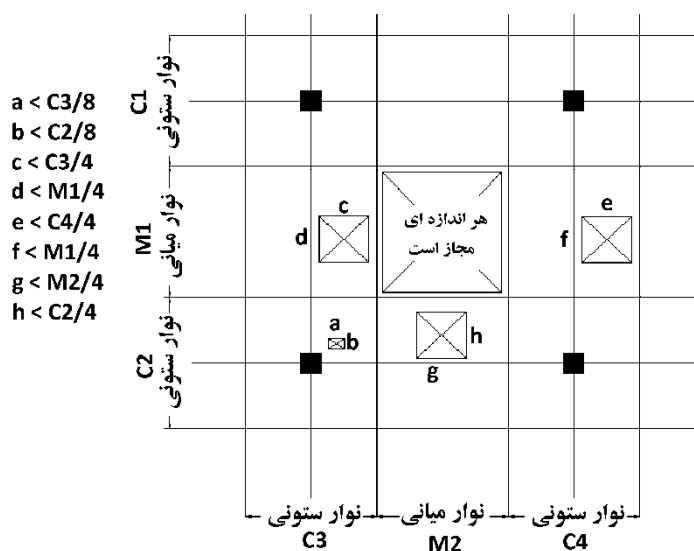
۱۸-۳-۱۸-۹-۳ در نواحی مشترک بین دو نوار میانی متقاطع دال می‌توان هر باز شویی با هر اندازه‌ای پیش‌بینی کرد.

۱۸-۳-۱۸-۹-۴ در نواحی مشترک بین دو نوار ستونی متقاطع دال فقط باز شوهایی با ابعاد کمتر از یک هشتم عرض نوار در هر جهت می‌توان پیش‌بینی کرد.

۱۸-۳-۱۸-۹-۵ در نواحی مشترک بین یک نوار ستونی و یک نوار میانی متقاطع دال فقط باز شوهایی با ابعاد کمتر از یک چهارم عرض نوار در هر جهت می‌توان پیش‌بینی کرد.

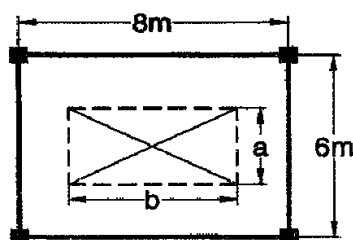
۱۸-۳-۱۸-۹-۶ در صورت ایجاد بازشو در سیستم دال، باید ضوابط طراحی برای برش مطابق بند ۱۷-۱۵-۹ رعایت شوند.

۱۸-۳-۱۸-۹-۷ در دال‌های سیستم‌های (تیر-دال)، بازشوها نباید از محل تیرها عبور کند، مگر آنکه تحلیل قابل قبولی ارائه شود.



## محاسبات ۸۹

۳۰- حداکثر ابعاد بازشویی که می‌توان در مرکز یک چشمه دال دو طرفه مطابق شکل، بدون انجام تحلیل ویژه‌ای با تامین آرماتورهای اضافی باندازه آرماتورهای قطع شده در طرفین باز شو در هر امتداد و بدون توجه به ضوابط طراحی برای برش ایجاد نمود، برحسب متر چقدر است؟



$$(۱) \quad a = 3 \text{ و } b = 5$$

$$(۲) \quad a = 3 \text{ و } b = 4$$

$$(۳) \quad a = 3 \text{ و } b = 3$$

$$(۴) \quad a = 4 \text{ و } b = 4$$

گزینه ۱

## ۱۸-۹ طراحی دال

### ۳-۱۸-۹ ضوابط کلی طراحی دال‌ها

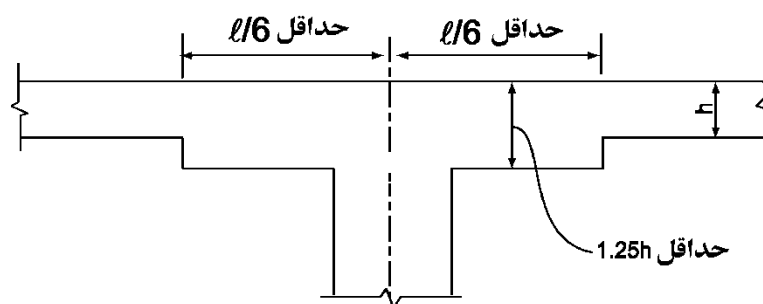
#### ۴-۳-۱۸-۹ کتیبه دال‌ها

۱-۴-۳-۱۸-۹ در مواردی که برای کاهش مقدار آرماتور منفی، روی ستون‌های دال‌های تخت یا قارچی، اقدام به ایجاد کتیبه در روی ستون می‌شود، ضوابط بندهای ۲-۴-۳-۱۸-۹ تا ۴-۴-۳-۱۸-۹ باید رعایت شوند.

۲-۴-۳-۱۸-۹ بعد کتیبه در هر سمت محور ستون نباید کمتر از یک ششم طول دهانه (مرکز تا مرکز تکیه‌گاه‌ها) در امتداد آن دهانه در نظر گرفته شود.

۳-۴-۳-۱۸-۹ ضخامت کتیبه نباید کمتر از یک چهارم ضخامت دال باشد.

۴-۴-۳-۱۸-۹ در محاسبه مقدار آرماتورهای منفی در ناحیه کتیبه نباید ضخامت کتیبه را بیشتر از یک چهارم فاصله بعد کتیبه از هر ستون منظور کرد.



## ۱۷-۵- انتقال لنگر از دال تخت به ستون

### ۱۸-۹ طراحی دال

#### ۳-۱۸-۹ ضوابط کلی طراحی دال‌ها

#### ۳-۳-۱۸-۹ انتقال لنگر خمشی در اتصالات دال به ستون

۱-۳-۳-۱۸-۹ در مواردی که لنگر خمشی متعادل نشده‌ای،  $M_u$ ، ناشی از بارهای قائم، باد یا زلزله باید بین دال بدون تیر به ستون منتقل شود، قسمتی از آن،  $M_{uf}$ ، با عملکرد خمشی و بقیه آن،  $M_{uv}$ ، با اثر نیروی برشی خارج از مرکزی که در اطراف ستون در دال ایجاد می‌شود، منتقل می‌گردد. مقدار  $M_{uf}$  از رابطه (۱-۱۸-۹) محاسبه می‌شود:

$$M_{uf} = \frac{M_u}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \quad (1-18-9)$$

۲-۳-۳-۱۸-۹ لنگر خمشی  $M_{uf}$  توسط عرضی از دال که به دو مقطع به فواصل ۱/۵ برابر ضخامت دال یا ضخامت کتیبه دال از هر خارجی ستون در دو سمت آن محدود است، تحمل می‌شود. آرماتورهای مورد نیاز برای تحمل این لنگر خمشی باید در همین عرض جای داده شوند.

۳-۳-۳-۱۸-۹ طراحی برای آن قسمت از لنگر خمشی که با اثر نیروی برشی خارج از محوری که در اطراف ستون در دال یا کتیبه دال منتقل می‌شود،  $M_{uv}$ ، باید بر اساس ضوابط بند ۵-۱۷-۱۵-۹ صورت گیرد.

### ۱۵-۹ برش و پیچش

#### ۱۷-۱۵-۹ ضوابط ویژه برای دال‌ها و شالوده‌ها

#### ۵-۱۷-۱۵-۹ انتقال لنگر خمشی در اتصالات دال به ستون

۱-۵-۱۷-۱۵-۹ در مواردی که لنگر خمشی متعادل نشده‌ای،  $M_u$ ، ناشی از بارهای قائم، باد یا زلزله باید بین دال و ستون منتقل شود، قسمتی از آن،  $M_{uf}$ ، با عملکرد خمشی بر اساس ضوابط بند ۳-۳-۱۸-۹ و بقیه آن،  $M_{uv}$ ، از رابطه (۴۱-۱۵-۹) محاسبه می‌شود:

$$M_{uf} = \left(1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}}\right) M_u \quad (41-15-9)$$

۲-۵-۱۷-۱۵-۹ برای تعیین تنش برشی ناشی از لنگر خمشی  $M_{uv}$  فرض می‌شود حداکثر این تنش در مقطع بحرانی طبق تعریف بند ۱-۲-۱۷-۱۵-۹، ایجاد می‌شود و مقدار تنش در هر تار از این مقطع متناسب با فاصله آن تار از مرکز سطح مقطع است.

۳-۵-۱۷-۱۵-۹ در مواردی که دال علاوه بر نیروی برشی  $V_u$  تحت اثر برش ناشی از انتقال لنگر خمشی قرار می‌گیرد، مقاومت برشی دال باید برای مقابله با این دو اثر کافی باشد. برای کنترل مقاومت برشی دال در حالت حدی نهایی باید ضوابط زیر رعایت شوند:

الف) در دال‌های بدون کلاهی برشی، مجموع تنش برشی ناشی از بارهای قائم در مقطع بحرانی طبق تعریف بند ۱-۲-۱۷-۱۵-۹ ب و حداکثر تنش برشی محاسبه شده در بند ۲-۵-۱۷-۱۵-۹ باید

$$\text{کمتر از مقدار } \frac{V_u}{b_o d} \text{ باشد.}$$

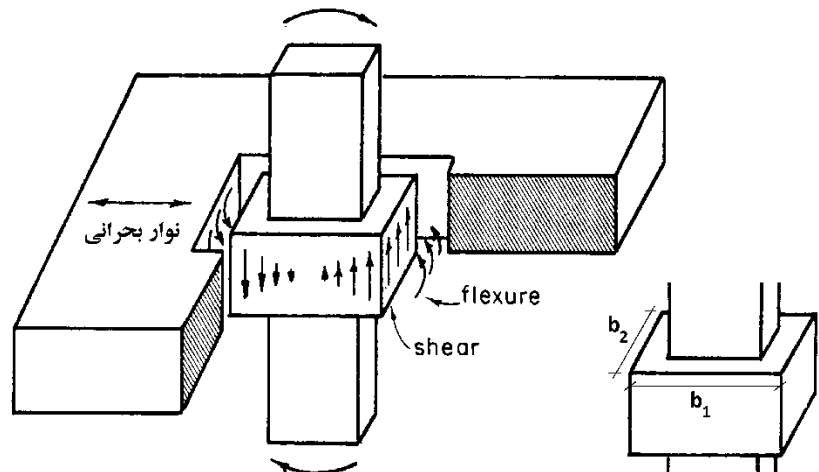
ب- در دال‌های با کلاهی برشی، مجموع تنش برشی ناشی از بارهای قائم در مقطع بحرانی خاص، طبق تعریف بند ۱-۲-۱۷-۱۵-۹ و حداکثر تنش برشی محاسبه شده در بند ۲-۵-۱۷-۱۵-۹ باید کمتر از  $2V_u$  باشد.

$= b_1$  بعد مربوط به محیط بحرانی برش سوراخ‌شدگی که به فاصله  $\frac{d}{4}$  از لبه تکیه‌گاه قرار دارد

و در امتداد محور طولی نوار پوششی می‌باشد، میلی‌متر

$= b_2$  بعد مربوط به محیط بحرانی برش سوراخ‌شدگی که به فاصله  $\frac{d}{4}$  از لبه تکیه‌گاه قرار دارد

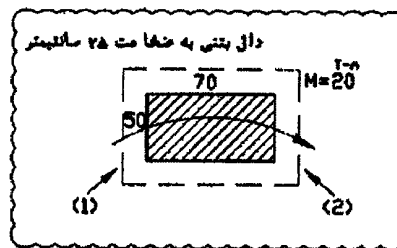
و در امتداد محور عرضی نوار پوششی می‌باشد، میلی‌متر



محاسبات ۸۳- پایه ۱

۴۰- شکل زیر متعلق به قسمتی از یک دال تخت و ستون زیر آنست. ضخامت دال ۲۵ سانتیمتر است. این دال باید لنگر خمشی  $M_u = 20 \text{ t.m}$  را در حد نهایی به ستون منتقل نماید. فرض کنید برش ناشی از این لنگر در هر ستون تنها در وجوه (۱) و (۲) از مقطع بحرانی عنوان شده در آیین‌نامه منتقل گردد. بگویید تنش برشی ایجاد شده بر روی این سطوح حدوداً چه اندازه است:

$$f_c = 200 \text{ kg/cm}^2 \text{ و } f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$



(۱)	۵/۵	کیلوگرم بر سانتیمتر مربع
(۲)	۶/۴	//
(۳)	۸/۴	//
(۴)	۹/۳	//

محاسبات ۹۴

۵۶- در یک اتصال دال به ستون، لنگر خمشی متعادل نشده‌ای ناشی از بارهای ثقلی برابر ۱۰۰ kN.m باید بین دال و ستون میانی یک ساختمان منتقل شود. قسمتی از این لنگر که با عملکرد خمشی منتقل می‌شود (برحسب kN.m) به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ فرض کنید ابعاد مقطع ستون ۴۰۰×۴۰۰ میلی‌متر و ضخامت دال ۲۰۰ میلی‌متر (d=150 mm) می‌باشد.

(۴) صفر

(۲) ۶۰

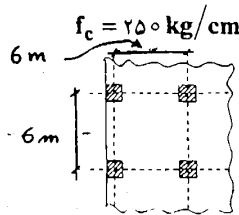
(۱) ۱۰۰

گزینه ۲

$$M_{vf} = \frac{M_u}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} = \frac{M_u}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} = \frac{100}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{400+75}{400+75}}} = 60 \text{ kN.m}$$

## محاسبات ۸۴- پایه ۲

- ۳۷- دال تخت روبرو دارای ضخامت ۱۸ سانتی‌متر ( $d = 18 \text{ cm}$ ) است. شدت بار مرده و زنده وارد به دال به ترتیب ۶۵۰ و ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع است. ابعاد ستون‌ها ۴۰×۴۰ سانتی‌متر است. تعیین کنید آیا ضخامت دال در اطراف ستون کناری، به لحاظ برش سوراخ کننده، کافی است یا نه؟ از برش ناشی از انتقال لنگر خمشی صرف‌نظر می‌شود.  $f_c = 2500 \text{ kg/cm}^2$   $f_y = 3000 \text{ kg/cm}^2$
۱.  $V_c = 40/5 > V_u = 40 \text{ T}$  بنا بر این ضخامت ۱۸cm کافی است.
۲.  $V_c = 12/5 < V_u = 40 \text{ T}$  بنا بر این ضخامت ۱۸cm کافی نیست.
۳.  $V_c = 22/9 > V_u = 21/0 \text{ T}$  بنا بر این ضخامت ۱۸cm کافی است.
۴.  $V_c = 12/5 < V_u = 21/0 \text{ T}$  بنا بر این ضخامت ۱۸cm کافی نیست.

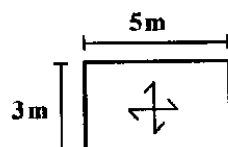


گزینه ۳

## محاسبات ۹۱-

- ۲۷- دال دو طرفه‌ی زیر در چهار طرف دارای تکیه‌گاه ساده می‌باشد. اگر  $W_a$  و  $W_b$  به ترتیب سهم بار، در امتداد کوتاه و بلند از

کل بار  $W$  باشند،  $\frac{W_a}{W_b}$  کدام است؟



ضخامت دال و  $f_y = 400 \text{ Mpa}$  و  $f_c = 25 \text{ MPa}$

(۱) ۲/۷۲

(۲) ۲/۷۷

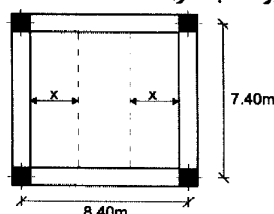
(۳) ۷/۲۷

(۴) ۷/۷۲

$$\frac{W_a}{W_b} = \left(\frac{5}{3}\right)^4 = 7.72$$

## محاسبات ۹۱-

- ۱۸- در صورتیکه ابعاد ستون‌ها ۴۰×۴۰ cm و تیرها ۴۰×۶۰ cm ( $b=40 \text{ cm}$ ,  $h=60 \text{ cm}$ ) باشد، عرض نوار کناری دال دوطرفه ( $x$ ) در جهت ۷.۴ متری چقدر می‌باشد؟ (برحسب متر)



(۱) 1.85

(۲) 2.10

(۳) 1.90

(۴) 1.65

گزینه ۴:

$$\frac{7.4}{4} - \frac{0.4}{2} = 1.65 \text{ m}$$

۹- ۱۵- ۲- ۲- نوار پوششی

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

۹- ۱۵- ۲- ۳- نوار ستونی

به‌قسمتی از نوار پوششی گفته می‌شود که در دو سمت محور ستون‌ها واقع شود و عرض آن در هر سمت محور برابر با ۰.۲۵ h یا ۰.۲۵ h هر کدام کوچکتر است، باشد. این نوار شامل تیر بین ستون‌ها در صورت وجود، نیز می‌شود.

۹- ۱۵- ۲- ۴- نوار میانی

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

۹- ۱۵- ۲- ۵- نوار کناری

در سیستم (تیر، دال) نواری از دال است که در هر سمت تیر در نوار ستونی قرار می‌گیرد.

۲۱- در مورد اثر کتیبه در دالهای دوطرفه بدون تیر تحت اثر بارهای ثقلی گزینه نادرست کدام است؟

- ۱) کاهش مقدار آرماتور منفی دال
- ۲) افزایش نیروی برشی مقاوم دوطرفه دال
- ۳) افزایش لنگر خمشی مقاوم مثبت در وسط دال
- ۴) کاهش تغییر شکل وسط دهانه چشمه

گزینه ۳.

گزینه ۱: بیشترین لنگر منفی در دالها، همانند تیرها، در انتهای دال (نقطه اتصال به ستون) می باشد. با قرار دادن کتیبه در حقیقت ضخامت دال را در دو انتها افزایش داده ایم و در نتیجه مقدار آرماتورهای منفی کاهش می یابد و گزینه ۱ صحیح است.

گزینه ۲: هدف اصلی از استفاده از کتیبه جلوگیری از پانچ (برش دو طرفه) ستون است.

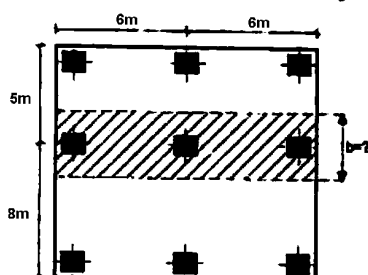
گزینه ۳: در این گزینه گفته "لنگر خمشی مقاوم". لنگر خمشی مقاوم به هندسه دال (ضخامت، مساحت آرماتورها، مقاومت بتن، ...) بستگی دارد و با قرار دادن کتیبه تغییر نمی کند.

دقت شود که "لنگر ناشی از بارهای وارده" در وسط دال کاهش می یابد. استفاده از کتیبه موجب می شود که طول خالص دال کاهش یابد و با کاهش طول خالص، هم لنگر منفی دو انتهای دال و هم لنگر مثبت وسط دال کاهش می یابند (هر دو آنها با  $qL_n^2$  متناسب هستند).

گزینه ۴: با کاهش طول موثر، خیز نیز کاهش می یابد (خیز با  $\frac{qL_n^2}{EI}$  متناسب است).

## محاسبات - ۹۲

۴۰- در شکل زیر پلان یک طبقه از ساختمانی با سیستم دال دوطرفه نشان داده شده است. پهنای نوار ستونی نشان داده شده به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟



$$b = 4 \text{ m} \quad (۱)$$

$$b = 3 \text{ m} \quad (۲)$$

$$b = 2.75 \text{ m} \quad (۳)$$

$$b = 2.5 \text{ m} \quad (۴)$$

گزینه ؟

فاصل آکس تا آکس ستونها در مسئله مشخص نشده است. در صورتی که فواصل داده شده، فواصل آکس تا آکس ستونها فرض شود، داریم:

$$b = \text{Min}\left(\frac{5}{4}, \frac{6}{4}\right) + \text{Min}\left(\frac{6}{4}, \frac{8}{4}\right) = 1.25 + 1.5 = 2.75 \text{ m}$$

در کلید اولیه سازمان گزینه ۳ و سپس در اصلاحیه کلید نهایی گزینه های ۳ و ۴ به عنوان گزینه قابل قبول مشخص شده اند.

۹ - ۱۵ - ۲ - ۳ نوار ستونی

به قسمتی از نوار پوششی گفته می شود که در دو سمت محور ستونها واقع شود و عرض آن در هر سمت محور برابر با ۰.۲۵ l<sub>۱</sub> و یا ۰.۲۵ l<sub>۲</sub> هر کدام کوچکتر است، باشد. این نوار شامل تیر بین ستونها در صورت وجود نیز می شود.

l<sub>۱</sub> = طول دهانه، مرکز تا مرکز تکیه گاهها، در امتدادی که لنگرها برای آن محاسبه می شوند، میلی متر

l<sub>۲</sub> = طول دهانه، مرکز تا مرکز تکیه گاهها، در امتداد عمود بر امتداد l<sub>۱</sub>، میلی متر



۳۲- در یک دال تخت بتنی که فاصله ستونها در دو راستا ۴ متر می باشد، بازشویی به ابعاد  $300 \times 300$  میلی متر در محدوده یک متری از محور ستون ایجاد شده است. کدام حالت را توصیه می کنید؟

- ۱) ایجاد بازشو با ابعاد مذکور در آن موقعیت فقط با انجام تحلیل ویژه مجاز می باشد.
- ۲) ایجاد بازشو با ابعاد مذکور در آن موقعیت بدون انجام تحلیل ویژه و با افزودن میلگردهای قطع شده در طرفین بازشو مجاز است.
- ۳) در صورتیکه بازشوی مذکور در آن موقعیت میلگردهای اصلی دال را قطع ننماید، ایجاد بازشوی مذکور بدون هیچگونه تمهیدات خاصی مجاز است.
- ۴) تمهیه بازشو در آن موقعیت مجاز نمی باشد.

گزینه ۱. دقت شود که محدوده "یک متری از محور ستون" در محدوده نوار ستونی قرار میگیرد و بنابراین هم می تواند شامل هر دو بند ۹-۱۵-۳-۵-۴ و ۹-۱۵-۳-۵-۵ شود که در هر دو حالت بیش از مقادیر ذکر شده در این بندها می باشد.

۹-۱۵-۳-۵ باز شوها در سیستم دال ها

۹-۱۵-۳-۵-۱ در سیستم های دال ها می توان بازشوهایی با هر اندازه و در هر محل پیش بینی کرد، مشروط بر آنکه با انجام تحلیل ویژه بتوان نشان داد سیستم از مقاومت کافی بر خوردار است و ضوابط مربوط به حالات حدی بهره برداری به ویژه ضوابط مربوط به تغییر شکل ها را ارضا می کند.

۹-۱۵-۳-۵-۲ در صورتی که تحلیل ویژه ای انجام نشود، باید ضوابط بندهای ۹-۱۵-۳-۵-۳ تا ۹-۱۵-۳-۵-۵ را در تعیین محل و ابعاد بازشو رعایت کرد. در تمامی موارد باید در طرفین بازشو در هر امتداد، آرماتورهای اضافی به اندازه آرماتورهای قطع شده قرار داد.

۹-۱۵-۳-۵-۳ در نواحی مشترک بین دو نوار میانی متقاطع دال می توان هر باز شویی با هر اندازه ای پیش بینی کرد.

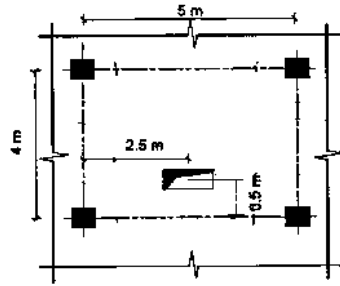
۹-۱۵-۳-۵-۴ در نواحی مشترک بین دو نوار ستونی متقاطع دال فقط باز شوهایی با ابعاد کمتر از یک هشتم عرض نوار در هر جهت می توان پیش بینی کرد.

۹-۱۵-۳-۵-۵ در نواحی مشترک بین یک نوار ستونی و یک نوار میانی متقاطع دال فقط بازشوهایی با ابعاد کمتر از یک چهارم عرض نوار در هر جهت می توان پیش بینی کرد.

۹-۱۵-۳-۵-۶ در صورت ایجاد بازشو در سیستم دال، باید ضوابط طراحی برای برش مطابق بند ۹-۱۲-۱۷-۴ رعایت شوند.

۹-۱۵-۳-۵-۷ در سیستم های (تیر، دال)، بازشوها نباید از محل تیرها عبور کند، مگر آنکه تحلیل قابل قبولی ارائه شود.

۱۰- در شکل زیر پلان یک دال بتنی بدون تیر (دال تخت) با بازشویی به ابعاد  $700 \times 450$  میلی‌متر نشان داده شده است. کدامیک از گزینه‌ها در خصوص این بازشو صحیح است؟ اندازه‌ها موقعیت مرکز بازشو از محور ستونها را به متر نشان می‌دهند. دهانه‌های مجاور در هر امتداد، طول دهانه یکسان با پانل نشان داده شده در همان امتداد را دارند.



- (۱) ابعاد بازشو مجاز نیست مگر آنکه برای بررسی کفایت مقاومت سیستم، تحلیل ویژه انجام شود.  
 (۲) ابعاد بازشو و محل آن مجاز بوده و باید در گوشه‌های بازشو میلگردهای مورب به اندازه میلگردهای قطع شده قرار داد.  
 (۳) ابعاد بازشو و محل آن مجاز بوده و باید در طرفین بازشو در هر امتداد، میلگردهای اضافی به اندازه میلگردهای قطع شده قرار داد.  
 (۴) ابعاد بازشو قابل قبول نمی‌باشد.

گزینه ۳

با توجه به اینکه عرض نوار میانی برابر  $3m = 5 - 2$  و عرض نوار ستونی برابر  $2m$  می باشد، داریم:

$$0.45 < \frac{1}{4} \times 2m \quad OK.$$

$$0.75 < \frac{1}{4} \times 3m \quad OK.$$

بدین ترتیب گزینه ۳ صحیح خواهد بود. البته با توجه به شکل سمت راست (راهنمای مبحث نهم) این استنباط رد می شود.

## ۱۷-۶- آرما تور گذاری حداقل در دالها

### ۹-۱۸-۴ آرما تور گذاری در دال ها

#### ۹-۱۸-۴-۱ ضوابط کلی آرما تور گذاری

۹-۱۸-۴-۱-۱ مقادیر آرما تورهای لازم در مقاطع مختلف دال در هر امتداد بر مبنای لنگرهای خمشی وارد بر آن مقاطع محاسبه می شوند. مقادیر آرما تورهای بکار رفته در ناحیه کششی دال ها در هر صورت نباید کمتر از مقادیر نظیر حرارت و جمع شدگی مطابق بند ۹-۱۸-۴-۱-۲ در نظر گرفته شوند. در دال های یک طرفه که آرما تورهای خمشی صرفاً در یک جهت قرار می گیرد باید حداقل میلگردهای حرارت و جمع شدگی مطابق بند ۹-۱۸-۴-۱-۲ در جهت دیگر قرار داده شوند. ۹-۱۸-۴-۱-۲ نسبت سطح مقطع میلگردهای حرارت و جمع شدگی به کل سطح مقطع بتن برای دال هایی به ضخامت کمتر یا مساوی ۱۰۰۰ میلی متر نباید از مقدار بدست آمده از عبارت (۹-۱۸-۲) کمتر اختیار شود.

$$\frac{0.15\sqrt{f_c}}{f_y} \quad (9-18-2)$$

۹-۱۸-۴-۱-۳ فاصله میلگردهای خمشی در دال ها، جز در دال های مشبک، نباید از دو برابر ضخامت دال و نه از ۳۵۰ میلی متر تجاوز کند. در دال های مشبک، حداقل آرما تور گذاری در ناحیه ای از دال که روی حفره ها قرار دارد بر طبق بند ۹-۱۸-۴-۱-۲ تعیین می شوند. در مورد دال های در معرض شرایط محیطی شدید فاصله میلگردها به دو برابر ضخامت و ۲۵۰ میلی متر و برای شرایط محیطی خیلی شدید و فوق العاده شدید به ۱/۵ برابر ضخامت و ۲۰۰ میلی متر محدود می شود.

۹-۱۸-۴-۱-۴ میلگردهای خمشی مثبت عمود بر بعد ناپیوسته دال باید تا لبه دال ادامه یابند و علاوه، به طولی حداقل معادل ۱۵۰ میلی متر به طور مستقیم، با قلاب یا بدون آن، در تیر پیشانی یا دیوار یا ستون داخل شوند.

۹-۱۸-۴-۱-۵ میلگردهای خمشی منفی عمود بر لبه ناپیوسته دال باید با خم یا قلاب یا وسیله مهاری دیگری در داخل تیر پیشانی یا دیوار ستون به طور کامل مهار شوند. برای این میلگردها باید گیرایی کامل در مقطع بر داخلی تکیه گاه، بر اساس ضوابط فصل بیست و یکم، تأمین شود.

۹-۱۸-۴-۱-۶ در مواردی که دال در لبه ناپیوسته به تیر پیشانی یا دیوار منتهی نشود یا فراتر از تکیه گاه کنسول شود، مهار کردن میلگردهای عمود بر این لبه می تواند داخل دال صورت گیرد.

#### ۹-۱۸-۴-۲ جزئیات ویژه برای آرما تور گذاری دال های با تیر

۹-۱۸-۴-۲-۱ برای سیستم های (تیر، دال) که در آنها  $\alpha$  بزرگتر از یک باشد، در گوشه های خارجی دال ها باید آرما تورهای ویژه ای به شرح بندهای ۹-۱۸-۴-۲-۲ تا ۹-۱۸-۴-۲-۵ در پایین و بالای دال اضافه کرد.

۹-۱۸-۴-۲-۲ هر یک از آرما تورهای ویژه در پایین و بالای دال در واحد عرض، باید قادر باشد حداکثر لنگر خمشی مثبت دال را تحمل کند.

۹-۱۸-۴-۲-۳ آرما تورهای ویژه باید در بالای دال به زاویه ۴۵ درجه و تقریباً در امتداد قطر گذرنده از گوشه دال و در پایین دال عمود بر این قطر قرار گیرند.

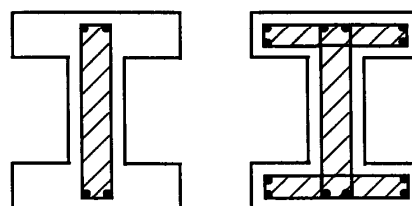
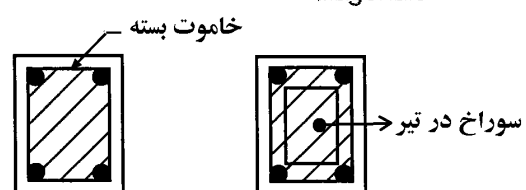
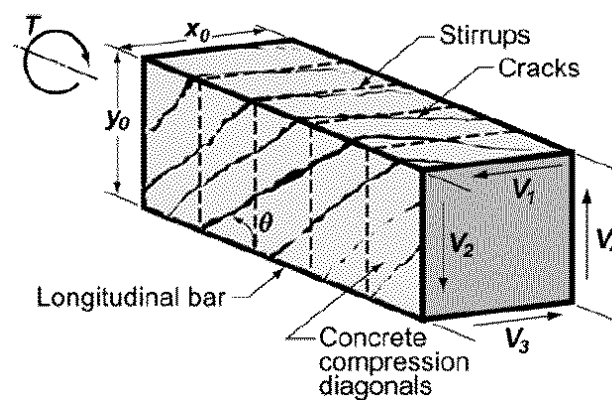
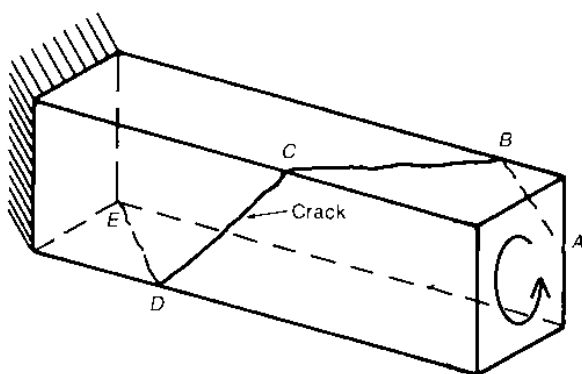
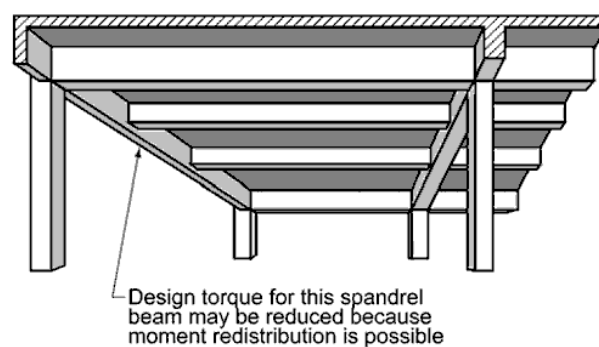
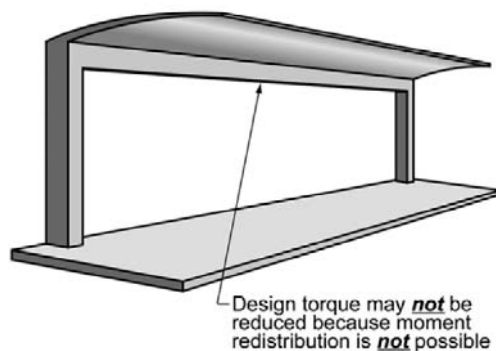
۹-۱۸-۴-۲-۴ آرما تورهای ویژه باید در هر امتداد تا طولی برابر با حداقل یک پنجم دهانه بزرگتر، قرار داده شوند.

۹-۱۸-۴-۲-۵ آرما تورهای ویژه را می توان در دو سفره در امتداد های مندرج در بند ۹-۱۸-۴-۲-۳ یا در دو شبکه به موازات دو ضلع دال قرار داد.

#### ۹-۱۸-۴-۳ جزئیات ویژه برای آرما تور گذاری دال های بدون تیر

۹-۱۸-۴-۳-۱ در آرما تور گذاری دال های تخت و قارچی علاوه بر ضوابط بند ۹-۱۸-۴-۱ ضوابط بند ۹-۱۸-۴-۳-۲ نیز باید رعایت شوند.

۹-۱۸-۴-۳-۲ در هر نوار ستونی در زیر دال باید حداقل دو میلگرد به طور سراسری از داخل هسته ستون ها عبور داده شوند. این میلگردها را می توان در محل ستون ها به طور کامل مهار یا با میلگردهای دیگری وصله کرد. مشروط بر آنکه طول وصله مطابق بند ۹-۱۸-۴-۲ باشد. چنانچه محل وصله این آرما تورها خارج از هسته ستون ها باشد، طول وصله باید حداقل  $2l_d$  باشد.



$A_{oh}$  = مساحت سطح محصور شده به وسیله محورهای اضلاع خاموت بسته پیچشی بیرونی در مقطع، شامل سطح سوراخها (در صورت وجود)، میلی متر مربع

## ۱۹- مقاومت پیچشی

### ۷-۱۵-۹ حالت حدی نهائی پیچش

۱-۷-۱۵-۹ در صورتی که مقدار  $T_u$  از مقدار  $0.25T_{cr}$  کمتر باشد، طراحی برای پیچش ضرورتی ندارد. مقدار  $T_{cr}$  از رابطه (۱۵-۱۵-۹) به دست می‌آید:

$$T_{cr} = \left( \frac{A_c^2}{P_c} \right)^{1/9} \lambda v_c \quad (۱۵-۱۵-۹)$$

$\lambda$  ضریبی برای در نظر گرفتن بتن سبک است که طبق بند ۸-۷-۱۳-۹ تعیین می‌گردد.

۲-۷-۱۵-۹ در مقاطع تحت اثر پیچش، در مواردی که طراحی برای پیچش لازم باشد، کنترل حالت حدی نهایی مقاومت باید بر اساس رابطه (۱۶-۱۵-۹) صورت گیرد:

$$T_u \leq T_r \quad (۱۶-۱۵-۹)$$

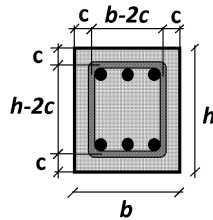
در این رابطه  $T_r$  از رابطه (۱۷-۱۵-۹) محاسبه می‌شود:

$$T_r = T_s \quad (۱۷-۱۵-۹)$$

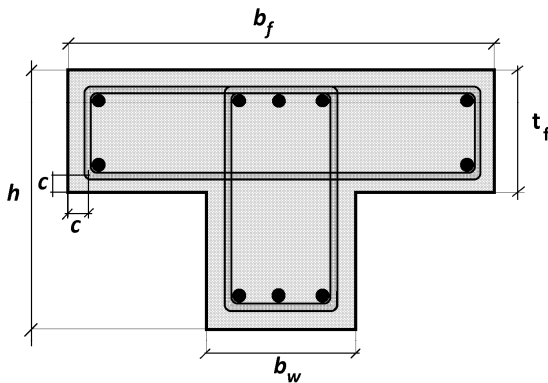
بدین منظور، علاوه بر خاموتهای بسته پیچشی باید فولادهای طولی پیچشی مطابق بند ۳-۸-۱۵-۹ نیز جداگانه طراحی گردد. در این مبحث از کمک بتن برای تأمین مقاومت پیچشی، به علت ترک خوردگی، صرفنظر شده است. مقدار  $T_s$  طبق ضوابط بندهای ۸-۱۵-۹ تا ۱۰-۱۵-۹ محاسبه می‌شود.

$A_c$  = سطح محصور توسط محیط خارجی مقطع بتن شامل سطح سوراخها (در صورت وجود)،

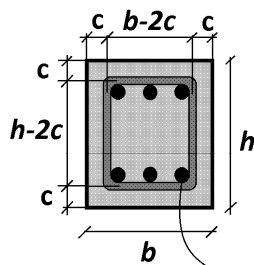
میلی‌متر مربع



$$\begin{aligned} A_c &= bh \\ P_c &= 2(b+h) \\ A_{oh} &= (b-2c)(h-2c) \\ P_h &= 2(b-2c) + 2(h-2c) \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} A_c &= b_w h + t_f (b_f - b_w) \\ P_c &= 2 b_f + 2h \\ A_{oh} &= (b_w - 2c)(h - 2c) + (t_f - 2c) (b_f - 2c - b_w) \\ P_h &= 2(b_f - 2c) + 2(h - 2c) \end{aligned}$$



$$A_c = bh$$

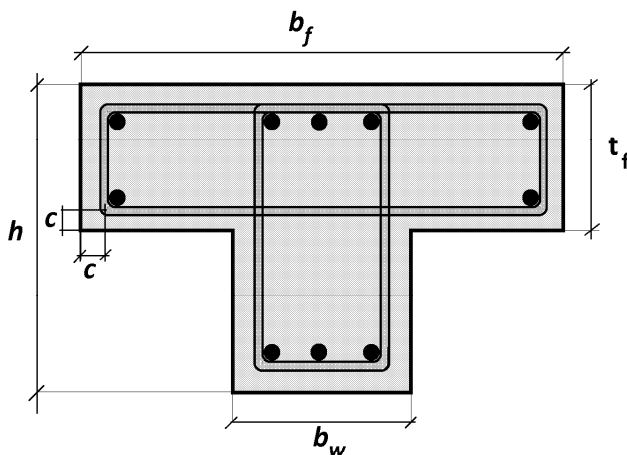
$$P_c = 2(b+h)$$

$$A_{oh} = (b-2c)(h-2c)$$

$$P_h = 2(b-2c) + 2(h-2c)$$

$$A_o = 0.85 A_{oh}$$

قطر میلگرد طولی باید  
حداقل  $\frac{S_n}{16}$  باشد



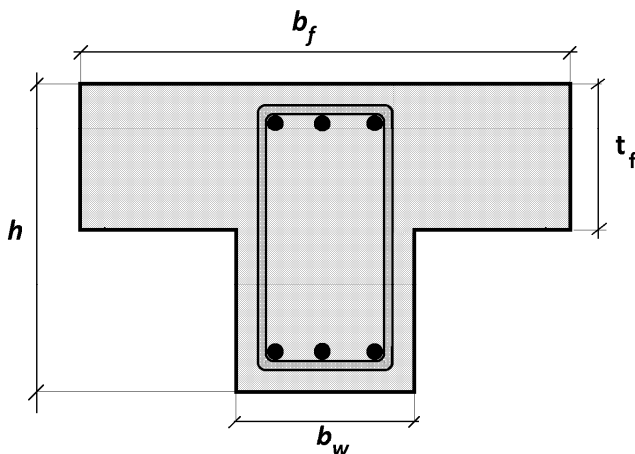
$$A_c = b_w h + t_f (b_f - b_w)$$

$$P_c = 2 b_f + 2h$$

$$A_{oh} = (b_w - 2c)(h - 2c) + (t_f - 2c)(b_f - 2c - b_w)$$

$$P_h = 2(b_f - 2c) + 2(h - 2c)$$

$$A_o = 0.85 A_{oh}$$



$$A_c = b_w h + t_f (b_f - b_w)$$

$$P_c = 2 b_f + 2h$$

$$A_{oh} = (b_w - 2c)(h - 2c)$$

$$P_h = 2(b_w - 2c) + 2(h - 2c)$$

$$A_o = 0.85 A_{oh}$$

### ۸-۱۵-۹ لنگر پیچشی مقاوم تأمین شده توسط آرماتورهای پیچشی

۱-۸-۱۵-۹ آرماتورهای پیچشی مورد نیاز برای تأمین لنگر پیچشی در یک قطعه شامل خاموت‌های قائم بسته یا دورپیچ‌ها و آرماتور طولی که بطور یکنواخت در اطراف مقطع پخش می‌شود، می‌باشند.

۲-۸-۱۵-۹ مقدار  $T_s$  با استفاده از رابطه (۱۸-۱۵-۹) محاسبه می‌شود.

$$T_s = \varphi_s A_o A_t \frac{f_{yv}}{S_n} \quad (۱۸-۱۵-۹)$$

در صورت عدم استفاده از محاسبات دقیق‌تر مقدار  $A_o$  را می‌توان  $0.85 A_{oh}$  منظور نمود.

۳-۸-۱۵-۹ مقدار  $A_l$  مورد نیاز برای تأمین مقاومت  $T_s$  از رابطه (۱۹-۱۵-۹) به دست می‌آید:

$$A_l = \left( \frac{A_t}{S_n} \right) P_h \left( \frac{f_{yv}}{f_{y1}} \right) \quad (۱۹-۱۵-۹)$$

همچنین نسبت  $\frac{A_l}{S_n}$  باید برابر مقدار به دست آمده از رابطه (۱۸-۱۵-۹) باشد.

فاصله این آرماتورها نباید بیش از ۳۰۰ میلی‌متر از یکدیگر بوده و باید دور تا دور مقطع در داخل محیط خاموت بسته پیچشی به طور یکنواخت به نحوی توزیع شوند که حداقل یک میلگرد طولی به قطر معادل  $\frac{S_n}{16}$  یا بیشتر در هر گوشه خاموت‌های پیچشی قرار گیرد.

۴-۸-۱۵-۹ در مقاطع **توخالی** تحت اثر پیچش، فاصله محورهای اضلاع خاموت بسته پیچشی تا وجه درونی مقطع نباید کمتر از  $\frac{A_{oh}}{P_h} \times 0.5$  باشد.

### ۹-۱۵-۹ ترکیب پیچش و خمش - پیچش و برش

۳-۹-۱۵-۹ تمامی مقاطع را که در فاصله‌ای کمتر از  $d$  از بر داخلی تکیه‌گاه قرار دارند، می‌توان

برای همان لنگر پیچشی  $T_u$  که در مقطع به فاصله  $d$  وجود دارد طراحی کرد، مشروط بر آنکه در این فاصله هیچ لنگر پیچشی متمرکزی موجود نباشد.

## ۹-۱۵-۳ حداقل آرماتور برشی

۹-۱۵-۳-۴ چنانچه براساس بند ۹-۱۵-۷-۱ طراحی برای پیچش لازم باشد، حداقل سطح مقطع خاموت برشی و پیچشی بسته در مجموع از رابطه (۹-۱۵-۱۴) بدست می‌آید.

$$(A_{sv} + 2A_t)_{\min} = 0.6 \sqrt{f_c} \frac{b_w S_n}{f_{yv}} \quad (9-15-14)$$

این آرماتورها باید از نوع خاموت بسته باشد، ضمناً تعبیه حداقل فولاد پیچشی طولی نیز الزامی است.

## ۹-۱۵-۱۰ محدودیت‌های آرماتورهای پیچشی

۹-۱۵-۱۰-۵ حداکثر فاصله بین خاموت‌های بسته پیچشی از رابطه (۹-۱۵-۲۰) تعیین می‌گردد:

$$S_{\max} = \min\left(\frac{P_h}{\lambda}, 300\right) \quad (9-15-20)$$

۹-۱۵-۱۰-۷ حداکثر تنش در مقاطع قوطی شکل از رابطه (۹-۱۵-۲۱) و در مقاطع توپر از رابطه (۹-۱۵-۲۲) بدست می‌آید.

$$\frac{V_u}{b_w d} + \frac{T_u P_h}{\lambda \sqrt{A_{oh}}} \leq 0.25 f_{cd} \quad (9-15-21)$$

$$\Rightarrow \sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{\lambda \sqrt{A_{oh}}}\right)^2} \leq 0.25 f_{cd} \quad (9-15-22)$$

## محاسبات ۸۳-پایه ۳

۳۵- در یک تیر T شکل، از تنگ‌های بسته در بال و در جان، با فواصل  $d/4$ ، استفاده شده است. کدامیک از جملات زیر صحیح می‌باشد؟

- (۱) تنگ بسته واقع در جان فقط در برش، و تنگ بسته واقع در بال فقط در پیچش کار می‌کند.
- (۲) تنگ بسته واقع در جان در برش و پیچش، و تنگ بسته واقع در بال فقط در پیچش کار می‌کند.
- (۳) تنگ بسته واقع در جان در برش و پیچش کار کرده، و تنگ بسته واقع در بال در هیچ یک از برش و پیچش موثر نیست.
- (۴) هر دو تنگ بسته واقع در بال و در جان، در تحمل برش و پیچش کار می‌کنند.

## محاسبات ۹۴

۲۲- یک عضو بتن آرمه با مقطع مربع شکل به ابعاد  $400 \times 400 \text{ mm}$  فقط تحت اثر لنگر پیچشی قرار دارد. در صورتی که آرماتورهای طولی شامل کلاً ۴ عدد  $\Phi 20$  در چهار گوشه مقطع، خاموت بسته  $100 \text{ mm} @ \Phi 10$  عمود بر محور عضو، پوشش بتن روی خاموت برابر ۵۰ میلی‌متر، نوع فولاد S400 و نوع بتن C25 باشد، لنگر پیچشی مقاوم تأمین شده توسط آرماتورهای پیچشی بر حسب کیلونیوتن‌متر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

- (۱) ۴۴ (۲) ۳۸ (۳) ۳۴ (۴) ۳۰

گزینه ۲

$$T_s = 2 \times 0.85 \times (0.85 \times 290^2) (3.14 \times 5^2) \frac{400}{100} = 38 \text{ kN.m}$$

$$\frac{T_u P_h}{1.7 A_{oh}^2} < (0.25 f_{cd} = 0.25 \times 0.65 \times 25 = 4.0625 \text{ MPa}) \rightarrow T_u < \frac{1.7 \times 290^4}{(4 \times 290)} \times 4.0625 = 42 \text{ kN.m}$$

$$A_{l \text{ لازم}} = \frac{3.14 \times 5^2}{100} (4 \times 290) \left(\frac{400}{400}\right) = 910 \text{ mm}^2$$

آرماتور طولی تأمین شده برابر  $4 \times 314 = 1256$  می‌باشد که کافی می‌باشد.

## محاسبات ۸۹

۳۶- برای مسلح نمودن یک عضو بتن آرمه با مقطع مستطیلی شکل تحت اثر لنگر پیچشی تنها، کدامیک از گزینه‌های زیر صحیح است؟

- (۱) آرماتور عرضی لازم بوده و آرماتور طولی به عنوان آرماتورهای اجرایی بکار برده می‌شوند.
- (۲) هر دو نوع آرماتورهای طولی و عرضی مورد نیاز هستند.
- (۳) آرماتور طولی لازم بوده و آرماتور عرضی به عنوان آرماتور اجرایی بکار برده می‌شوند.
- (۴) فقط آرماتور گونه در دو وجه مقطع کفایت می‌کند.

گزینه ۲

## محاسبات ۸۷

۴۴- چنانچه لنگر پیچشی نهایی ترک خوردگی یک عضو بتنی برابر  $100 \text{ ton.m}$  باشد حداکثر لنگر پیچشی نهایی قابل تحمل برای آنکه بتوان اساساً از اثر پیچش در محاسبات صرف‌نظر نمود، کدامیک از مقادیر زیر است؟

- (۱) ۲۵ تن - متر
- (۲) ۵۰ تن - متر
- (۳) ۷۵ تن - متر
- (۴) ۱۰۰ تن - متر

گزینه ۱

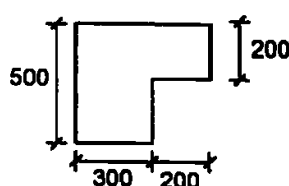
## محاسبات ۸۶

- ۴۰- در طراحی مقاطع اعضای بتن آرمه تحت اثر برش و پیچش توأم، باید فولادهای برشی و پیچشی به صورت جدا محاسبه شده و .....  
 الف) از مقادیر به دست آمده هر کدام بزرگ تر است انتخاب شده و به فولادهای محاسبه شده برای سایر تلاشها اضافه شوند.  
 ب)  $1/33$  برابر بزرگ ترین مقدار فولاد برای برش یا پیچش همراه با فولادهای محاسبه شده برای سایر تلاش ها در مقطع استفاده شود.  
 ج) فولادهای عرضی پیچشی با فولادهای برشی جمع شده و در مقطع استفاده شوند.  
 د) مقادیر فولاد به دست آمده با هم جمع و به فولادهای محاسبه شده برای سایر تلاش ها اضافه شوند.

گزینه ۴

## محاسبات ۹۳

۳۲- لنگر پیچشی ترک خوردگی مقطع مطابق شکل در صورتیکه رده بتن C25 باشد، بر حسب کیلونیوتن متر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (واحدها در شکل بر حسب میلی متر است و  $\phi_c = 0.65$ ).



- 24 (۱)
- 22 (۲)
- 16 (۳)
- 18 (۴)

گزینه ۲

$$A_c = 150000 + 40000 = 190000 \text{ mm}^2$$

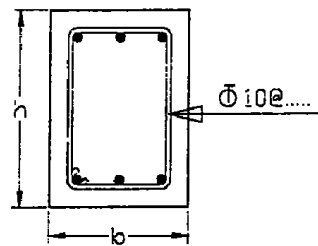
$$P_c = 500 + 300 + 300 + 200 + 200 + 500 = 2000 \text{ mm}$$

$$T_{cr} = \frac{A_c^2}{P_c} 1.9 \times 1 \times (0.2 \times 0.65 \sqrt{f_c}) = \frac{190000^2}{2000} \times 1.9 \times 0.2 \times 0.65 \times 5 = 22.29 \text{ kN.m}$$



## محاسبات ۸۹

۳۲- در یک تیر بتنی مقدار آرماتور عرضی مورد نیاز برای برش برابر  $۱۰/۴۷$  سانتیمتر مربع در هر متر طول و مقدار آرماتور عرضی مورد نیاز برای پیچش  $۵/۲۳$  سانتیمتر مربع در هر متر طول محاسبه شده است. کدامیک از آرایش‌های زیر برای آرماتور عرضی این تیر صحیح می‌باشد؟

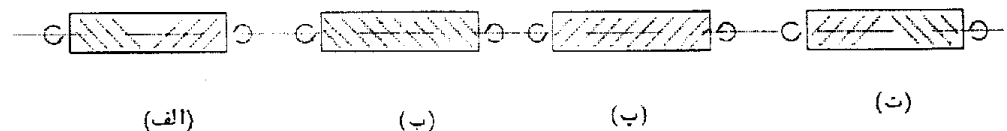


- ۱)  $\Phi 10 @ 5 \text{ cm}$
- ۲)  $\Phi 10 @ 7/5 \text{ cm}$
- ۳)  $\Phi 10 @ 12/5 \text{ cm}$
- ۴)  $\Phi 10 @ 15 \text{ cm}$

گزینه ۲

## محاسبات ۸۳- پایه ۳

۳۸- ترکهای پیچشی در تیرهای بتن آرمه تحت اثر پیچش خالص به صورت زیر ظاهر می‌شوند:



- (الف) (ب) (پ) (ت)
- الف (۱) پ (۲) پ (۳) ت (۴)

گزینه ۲

## محاسبات ۸۷

۴۵- چنانچه برای مقابله با پیچش و برش در یک تیر بتنی از تنگ بسته استفاده شده باشد و سطح مقطع آرماتور عرضی لازم برای برش برابر  $A_v$  و سطح مقطع آرماتور عرضی لازم برای پیچش برابر  $A_t$  باشد سطح مقطع یکی از شاخه‌های تنگ به کار رفته در مقطع کدامیک از مقادیر زیر باید باشد؟

$$\frac{A_v}{2} + A_t \quad (۲)$$

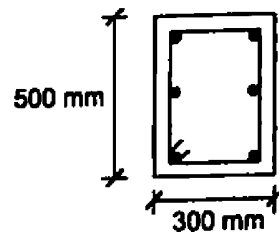
$$A_v + A_t \quad (۴)$$

$$\frac{A_v}{2} + \frac{A_t}{2} \quad (۱)$$

$$A_v + \frac{A_t}{2} \quad (۳)$$

گزینه ۲

۳۶- در مقطع مطابق شکل، پوشش بتن برابر 50 میلی‌متر، آرماتور طولی  $6\Phi 16$  و آرماتور عرضی  $\Phi 10 @ 100 \text{ mm c/c}$ ، رده بتن C25 و نوع فولاد مصرفی (آرماتورهای طولی و عرضی) S340 می‌باشد. لنگر پیچشی مقاوم تأمین شده توسط آرماتورهای مصرفی (برحسب  $\text{kN.m}$ ) به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ آرماتورهای نشان داده شده فقط برای تأمین لنگر پیچشی در نظر گرفته شوند. ( $\phi_c = 0.65$ )



39.5 (۱)

28.6 (۲)

33.6 (۳)

24.3 (۴)

گزینه ۲

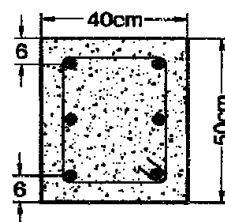
$$T_s = 2 \times 0.85 \times 0.85 \times (300 - 100 - 10)(500 - 100 - 10) \times \pi \times 5^2 \frac{340}{100} = 28.57 \text{ kN.m}$$

برای اینکه خاموت‌های پیچشی به صورت کامل عمل کنند، باید آرماتور طولی از رابطه ۹-۱۵-۱۹ محاسبه شود و در مقطع قرار داده شود:

$$A_l = \frac{\pi \times 5^2}{100} [2(500 - 100 - 10) + 2(300 - 100 - 10)] \frac{340}{340} = 910.6 \text{ mm}^2$$

مساحت میلگردهای طولی برابر  $6 \times \pi \times 8^2 = 1200 \text{ mm}^2$  که بیشتر از مقدار لازم است.

۳۳- برای تیری با مقطع مستطیل  $50 \times 40 \text{ cm}$  مطابق شکل، براساس نتایج طراحی مقادیر  $\frac{A_v}{S} = 0.05 \text{ cm}$  و  $\frac{A_l}{S} = 0.05 \text{ cm}$  بدست آمده است. چنانچه برای خاموت از  $\Phi 10$  با  $f_y = 340 \text{ MPa}$  استفاده شده باشد، فاصله لازم خاموتها از یکدیگر برحسب سانتیمتر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟



10 (۱)

15 (۲)

8 (۳)

12.5 (۴)

گزینه ۱

۱۲- در یک تیر بتن آرمه با مقطع مستطیلی به ارتفاع 50 cm و به پهنای 40 cm و با پوشش بتن 6 cm از مرکز آرماتورهای اصلی، چنانچه لنگر پیچشی نهایی برابر  $T_u = 6 \text{ kN.m}$  باشد، میزان آرماتور عرضی لازم ناشی از پیچش به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

فرض کنید بتن از رده C25 و آرماتورها از رده S340 است.

(۱)  $\Phi 10 @ 150$

(۲)  $\Phi 10 @ 250$

(۳)  $\Phi 10 @ 350$

(۴) به لحاظ پیچش نیازی به آرماتور عرضی نمی‌باشد.

گزینه ۴:

$$T_{cr} = 1.9 \left( \frac{(400 \times 500)^2}{1800} \right) (0.2 \times 0.65 \times \sqrt{25}) = 27.455 \times 10^6 \text{ N.mm} = 27.455 \text{ kN.m}$$

$$0.25 \times T_{cr} = 6.86 \text{ kN.m}$$

با توجه به اینکه پیچش وارد شده کمتر از  $0.25 T_{cr}$  می‌باشد، نیازی به خاموت پیچشی نیست.

اگر  $T_u$  بیشتر از  $0.25 \times T_{cr}$  بود، به شرح زیر عمل می‌کردیم:

در محاسبه خاموت‌های پیچشی، برخلاف برش، از مقاومت پیچشی بتن صرف نظر می‌شود و خاموت‌ها به تنهایی باید بتوانند پیچش وارد شده را تحمل کنند (البته در حالتیکه  $0.25 T_{cr} < T_u$  باشد):

$$\left[ T_s = 2 \times 0.85 \times (0.85 \times 300 \times 400) \frac{A_t}{s} 340 \times 1 = 58956000 \frac{A_t}{s} \right] \geq [T_u = 6 \times 10^6]$$

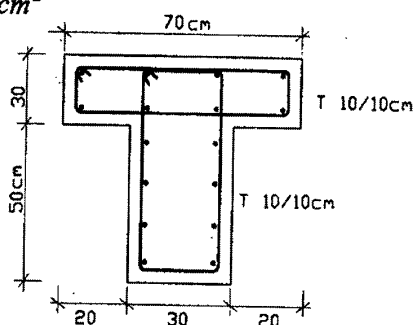
$$\left( \frac{A_t}{s} = \frac{78.5}{s} \right) \geq 0.102 \rightarrow s \geq 0.771 \text{ mm}$$

$$s_{max} = \left( \frac{1800}{8}, 300 \right) \rightarrow s = 225 \text{ mm}$$

• در روابط فوق قطر میلگردهای طولی ۲۰ میلیمتر فرض شده است.

۳۷- در تیر T شکل زیر با وجود تنگهای بسته پیچشی در بال و جان، مقاومت پیچشی نهایی مقطع چقدر است؟

$$f_c = 3000 \text{ kg/cm}^2 \text{ و } f_y = 3000 \text{ kg/cm}^2$$



$$T_r = 7.5 \text{ T.m} \quad (۱)$$

$$T_r = 13.2 \quad (۲)$$

$$T_r = 4.8 \quad (۳)$$

$$T_r = 10.5 \quad (۴)$$

گزینه ۴

۷- در یک مقطع مستطیل شکل ( $b=30\text{ cm}$  ,  $h=50\text{ cm}$ ) در صورتی که پوشش بتن برابر  $4\text{ cm}$  و خاموت مصرفی به صورت بسته از  $\Phi 12$  و آرماتور طولی  $6\Phi 20$  (در گوشه‌ها و در گونه‌ها) و بتن از رده C25 و فولاد از رده S400 (آرماتور طولی و عرضی) و نیروی برشی و لنگر پیچشی نهایی موثر به مقطع به ترتیب برابر  $V_u=200\text{ kN}$  و  $T_u=40\text{ kN.m}$  باشد، گزینه صحیح را انتخاب کنید؟

(۱) مقطع قابل قبول نیست.

(۲) با طراحی مناسب فاصله خاموت‌های بسته از یکدیگر می‌توان مقطع را قابل قبول دانست.

(۳) با طراحی مناسب فاصله خاموت‌های بسته از یکدیگر و مقدار آرماتور طولی می‌توان مقطع را قابل قبول دانست.

(۴) با طراحی مناسب مقدار آرماتور طولی می‌توان مقطع را قابل قبول دانست.

گزینه ۱:

این مقطع تحت اثر برش و پیچش بالا قرار دارد. با افزایش برش و پیچش، یا باید ابعاد مقطع را افزایش داد و یا اینکه خاموت‌ها را افزایش داد. در این سوال ابعاد مقطع ثابت است و تنها راه افزایش مقاومت افزایش حجم خاموت می‌باشد. از طرفی برای قرار دادن خاموت محدودیت داریم و مقدار خاموت نباید از یک حدی فراتر رود. آیین نامه برای کنترل خاموت گذاری در مقطع می‌گوید در مقاطع تحت اثر ترکیب برش و پیچش باید روابط زیر ارضا شوند

۹-۱۲-۱۰-۷ حداکثر تنش در مقاطع قوطی شکل از رابطه (۹-۱۲-۲۱) و در مقاطع توپر از رابطه (۹-۱۲-۲۲) به دست می‌آید.

$$\frac{V_u}{b_w d} + \frac{T_u P_h}{1/7 A_{oh}} \leq 0.75 \phi_c f_c \quad (9-12-21)$$

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1/7 A_{oh}}\right)^2} \leq 0.75 \phi_c f_c \quad (9-12-22)$$

در صورتی که رابطه 9-12-22 ارضا نشود، تنها راه افزایش مقاومت برشی و پیچشی مقطع افزایش ابعاد مقطع افزایش می‌باشد:

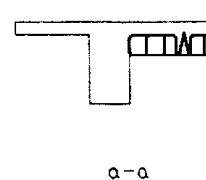
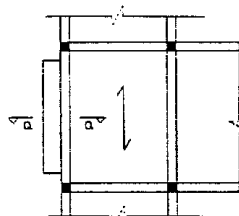
$$\left( \sqrt{\left(\frac{200000}{300 \times 438}\right)^2 + \left(\frac{40 \times 10^6 \times 2 \times 616}{1.7(208 \times 408)^2}\right)^2} = 4.3 \right) \not\leq (0.25 \times 0.65 \times 25 = 4.06)$$

بنابراین مقطع با ابعاد فعلی قابل قبول نمی‌باشد

محاسبات ۸۳- پایه ۳

۴۰- در شکل زیر تیرچه‌ها موازی تیرکناری می‌باشند. دال طره متصل به این تیر لنگر پیچشی ضربدار حداکثر برابر با  $T_{ti} = 1.0\text{ t.m}$  و به آن وارد می‌کند. در صورتیکه بخواهیم از اثر پیچش در تیر صرف نظر کنیم حداقل ابعاد لازم برای آن چه مقدار باید باشد؟

$$f_c = 200\text{ kg/cm}^2 \text{ و } f_y = 4000\text{ kg/cm}^2$$



(۱) ۴۰×۸۰ سانتیمتر

(۲) ۴۰×۷۰

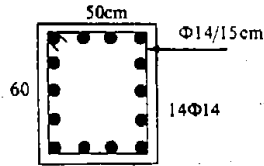
(۳) ۴۰×۶۰

(۴) ۴۰×۵۰

گزینه ۱

۳۷- مقطع زیر متعلق به یک تیر لیه است که در حالت حدی نهایی برای برش  $V_u = 40 \text{ T}$  و لنگر پیچشی  $T_u = 3 \text{ T-m}$  طراحی شده است. کدام گزاره صحیح است؟ ابعاد حلقه خاموت ها  $40 \times 50$  سانتی متر و ارتفاع مؤثر تیر ۵۴ سانتی متر است.

$$f_c = 200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad f_y = 4000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$



(۱) خاموت ها و آرماتور طولی هر دو جوابگو هستند، مقطع نیز جوابگو است.

(۲) خاموت ها و آرماتور طولی هر دو جوابگو هستند ولی مقطع جوابگو نیست.

(۳) خاموت ها جوابگو نیستند، آرماتور طولی جوابگو است.

(۴) خاموت ها جوابگو هستند، آرماتور طولی جوابگو نیست.

گزینه ۱

$$T_{cr} = 1.9 \left( \frac{(500 \times 600)^2}{2200} \right) (0.2 \times 0.65 \times \sqrt{25}) = 50.52 \times 10^6 \text{ N.mm} = 50.52 \text{ kN.m}$$

$$0.25 \times T_{cr} = 12.63 \text{ kN.m} = 1.263 \text{ t.m.}$$

مقدار پیچش وارد بر مقطع از ۱.۲۶۳ بیشتر بوده و باید برای آن خاموت پیچشی منظور نمود:

$$\left[ T_r = 2 \times 0.85 \times (0.85 \times 400 \times 500) \frac{A_t}{s} \right] 400 \times 1 = 115600000 \frac{A_t}{s} \geq [T_u = 3 \times 10^7]$$

$$\frac{A_t}{s} = 0.259 \text{ mm}$$

$$\left[ V_r = 0.2 \times 0.65 \times \sqrt{20} \times 500 \times 540 + \frac{A_v}{s} \times 0.85 \times 540 \times 400 = 340571 \frac{A_v}{s} \right] \geq [V_u = 40 \times 10^4]$$

$$\frac{A_v}{s} = 1.17 \text{ mm}$$

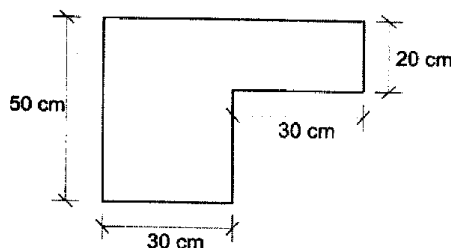
$$\frac{A_v}{s} + 2 \frac{A_t}{s} = 1.69 \text{ mm}$$

$$\left. \begin{aligned} \varphi 14 @ 15 \Rightarrow \frac{2 \times 3.14 \times 7^2}{150 \text{ mm}} = 2.05 \text{ mm} \end{aligned} \right\} OK$$

$$\left( \sqrt{\left( \frac{40 \times 10^4}{500 \times 540} \right)^2 + \left( \frac{3 \times 10^7 \times 1832}{1.7(408 \times 508)^2} \right)^2} = 1.48 \right) < (0.25 \times 0.65 \times 20 = 3.25) \quad OK$$

۲۲- در صورتی که رده بتن C25 باشد، لنگر پیچشی ترک خوردگی مقطع مطابق شکل (بر حسب kN.m)

به کدام یک از اعداد زیر نزدیک تر است؟



(۱) 26

(۲) 22

(۳) 24

(۴) 28

پاسخ: 24.757 kN.m (بر اساس مبحث ۹ قدیم گزینه ۱)

$$T_{cr} = 1.9 \left( \frac{(200 \times 300 + 300 \times 500)^2}{2200} \right) (0.2 \times 0.65 \times \sqrt{25}) = 24.757 \times 10^6 \text{ N.mm} = 25 \text{ kN.m}$$

۳۲- مقطع بتن آرمه‌ای به ابعاد  $40 \times 60$  cm تحت اثر لنگر پیچشی  $T_u = 10$  kN.m قرار دارد. در این مورد گزینه بهتر را انتخاب کنید. ( $f_c = 35$  MPa و  $f_y = 400$  MPa)

(۱) طراحی برای آرماتورهای طولی پیچشی لازم بوده و می‌توان از آرماتورهای عرضی پیچشی صرف‌نظر کرد.

(۲) طراحی برای پیچش لازم است.

(۳) طراحی آرماتورهای عرضی پیچشی لازم بوده و می‌توان از آرماتورهای طولی پیچشی صرف‌نظر کرد.

(۴) طراحی برای پیچش ضرورتی ندارد.

گزینه ۴

## ۲۰- خیز و ترک

## ۹-۱۷-۲ محاسبه تغییر شکل در تیرها و دال‌های یکطرفه

۹-۱۷-۲-۳ تغییر شکل اضافی ایجاد شده در اعضا در طول زمان را که معمولاً «اضافه افتادگی درازمدت» نامیده می‌شود، در صورت عدم استفاده از روش‌های تحلیلی دقیق‌تر، می‌توان از حاصلضرب تغییر شکل آبی ناشی از بار دائمی در ضریب  $\lambda$  که از رابطه (۵-۱۷-۹) مشخص شده است، به دست آورد:

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 5.0 \rho'} \quad (5-17-9)$$

در این رابطه  $\rho'$  مربوط به مقطع وسط دهانه در اعضای با تکیه‌گاه‌های ساده یا پیوسته و مقطع تکیه‌گاه، در اعضای طره‌ای است. مقدار ضریب وابسته به زمان،  $\xi$ ، برابر با مقادیر زیر در نظر گرفته می‌شود:

جدول ۹-۱۷-۰ مقدار ضریب  $\xi$  وابسته به زمان

زمان ۵ سال یا بیشتر	۲/۰
زمان ۱۲ ماه	۱/۴
زمان ۶ ماه	۱/۲
زمان ۳ ماه	۱/۰

۹-۱۷-۲-۴ ممان اینرسی مؤثر اعضا براساس مشخصات مقطع و میزان ترک‌خوردگی آنها به شرح الف و ب این بند محاسبه می‌شود:

الف) در وسط دهانه اعضای با تکیه‌گاه‌های ساده و در تکیه‌گاه اعضای طره‌ای از رابطه (۱-۱۷-۹) محاسبه می‌شود:

$$I_e = I_{cr} + (I_g - I_{cr}) \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^2 \quad (1-17-9)$$

در این رابطه مقدار  $M_{cr}$  از رابطه (۲-۱۷-۹) محاسبه می‌شود:

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad (2-17-9)$$

مقدار  $f_r$  نیز با استفاده از رابطه (۳-۱۷-۹) محاسبه می‌شود:

$$f_r = 0.6 \sqrt{f_c} \quad (3-17-9)$$

مقدار  $I_e$  در هیچ حالت نباید بیشتر از  $I_g$  در نظر گرفته شود.

ب) در قطعات یکسره ممان اینرسی مؤثر برابر با مقدار متوسط ممان اینرسی مؤثر قطعه که براساس مشخصات مقاطع بحرانی در وسط دهانه و بر روی تکیه‌گاه‌ها و با استفاده از رابطه (۹-۱۷-۴) محاسبه شده باشد، در نظر گرفته می‌شود. در اعضای یکسره میله‌ای ممان اینرسی مؤثر را می‌توان برابر با مقدار این ممان اینرسی در مقطع بحرانی، در وسط دهانه منظور کرد.

$$I_e = \frac{1}{4} (I_{eL} + 2I_{em} + I_{eR}) \quad (4-17-9)$$

## ۹-۱۷-۵ محدودیت تغییر شکل در تیرها و دال‌ها

۹-۱۷-۵-۱ تغییر شکل ایجاد شده در تیرها و دال‌ها نباید از مقادیر مشخص شده جدول ۹-۱۷-۱ تجاوز کند.

۹-۱۷-۵-۲ در ساختمان‌های متعارف مسکونی، اداری و تجاری رعایت محدودیت‌های شماره‌های ۲ و ۴ از جدول شماره ۹-۱۷-۱ کافی تلقی می‌شود.

۹-۱۷-۵-۳ در ساختمان‌های متعارف و تحت بارگذاری‌های معمول در تیرها و دال‌های یکطرفه‌ای که ارتفاع یا ضخامت آنها از مقادیر مندرج در جدول شماره ۹-۱۷-۲ بیشتر است، محاسبه تغییر شکل الزامی نیست. مشروط بر آنکه این تیرها و دال‌ها بر قطعاتی غیرسازه‌ای مانند دیوارهای تقسیم که تغییر شکل زیاد در آنها خسارتی ایجاد کند، متصل نباشند و یا آنها را نگهداری نکنند.

۹-۱۷-۵-۴ در مورد تیرهایی که محدودیت‌های نسبت دهانه به ارتفاع جدول شماره ۹-۱۷-۲ را جابجایی نیستند، و یا ستون‌های با بیش از سه درصد فولاد (در محلی غیر از محل وصله‌ها) مقدار تنش فشاری بتن تحت بارهای بلند مدت بدون ضریب به  $0.45 f_c$  و تحت بارهای بهره‌برداری به  $0.6 f_c$  محدود می‌شود.

جدول ۹-۱۷-۲ حداقل ارتفاع یا ضخامت تیر یا دال یکطرفه

عضو	با تکیه‌گاه‌های ساده	با تکیه‌گاه‌های پیوسته از یک طرف	با تکیه‌گاه‌های پیوسته از دو طرف	کنسول
تیرها یا دال‌های یکطرفه پشت‌بنددار	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18.5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$
دال‌های یکطرفه توپر یا سقف‌های تیرچه و بلوک	$\frac{l}{20}$	$\frac{l}{24}$	$\frac{l}{28}$	$\frac{l}{10}$

تبصره - جدول فوق برای فولاد طولی نوع S 400 تنظیم شده است. برای سایر انواع فولادها مقادیر

جدول باید در ضریب  $(\frac{f_y}{f_{yk}})$  ضرب شوند.

جدول ۹-۱۷-۱ محدودیت تغییر شکل در تیرها و دال‌ها

انواع قطعه	تغییر شکل مورد نظر	محدودیت تغییر شکل	ملاحظات
۱- پام‌های تخت که به قطعاتی غیرسازه‌ای متصل نیستند یا آنها را نگهداری نمی‌کنند لذا تغییر شکل زیاد آسیمی در این قطعات ایجاد نمی‌کند.	تغییر شکل آبی ناشی از بارهای زنده	$\frac{l}{180}$	-
۲- مانند بالا در مورد کف‌ها		$\frac{l}{240}$	-
۳- پام‌ها یا کف‌هایی که به قطعات غیرسازه‌ای متصل هستند یا آنها را نگهداری می‌کنند و تغییر شکل زیاد ممکن است آسیمی در این قطعات ایجاد کند.	آن قسمت از تغییر شکل که بعد از اتصال قطعات غیر سازه‌ای ایجاد می‌شود منظور مجموع اضافه افتادگی دراز مدت ناشی از بارهای دائمی و تغییر شکل آبی ناشی از بارهای زنده است.	$\frac{l}{280}$	تبصره ۱
۴- پام‌ها یا کف‌هایی که به قطعات غیرسازه‌ای متصل هستند یا آنها را نگهداری می‌کنند ولی تغییر شکل زیاد آسیمی در این قطعات ایجاد نمی‌کند.		$\frac{l}{240}$	تبصره ۲ و تبصره ۳

تبصره ۱- در صورتی که بتوان با اتخاذ تدابیری ویژه از ایجاد آسیب به قطعات غیرسازه‌ای جلوگیری کرد، حد مربوط به محدودیت را می‌توان افزایش داد.

تبصره ۲- تغییر شکل نباید از حد رواداری قطعات غیر سازه‌ای تجاوز کند. در صورتی که در قطعه خیز ایجاد شده باشد، حد محدودیت مشخص شده در مورد تفاضل تغییر شکل و خیز اعمال می‌گردد.

تبصره ۳- اضافه تغییر شکل دراز مدت براساس ضابطه ۹-۱۷-۲-۴ محاسبه می‌شود ولی می‌توان اضافه تغییر شکل درازمدت را که قبل از اتصال قطعات غیرسازه‌ای در عضو ایجاد شده محاسبه نمود و از کل مقدار اضافه تغییر شکل درازمدت کاست. در محاسبات تغییر- شکل مورد نظر مقدار باقیمانده دخالت داده می‌شود.

### ۹-۱۷-۲-۶ محاسبه تغییر شکل در دال های دوطرفه

۹-۱۷-۲-۶-۱ در دال های دوطرفه تغییر شکل آنی را می توان با استفاده از روش های معمول تحلیل صفحات و روابطی که بر اساس رفتار خطی آنها تنظیم شده اند، محاسبه کرد. در این روش ها و روابط، مقدار  $E_c$  باید طبق رابطه (۹-۱۳-۱) و ممان اینرسی مؤثر دال ها طبق رابطه (۹-۱۷-۱) در نظر گرفته شوند. مقادیر دیگری در محاسبه تغییر شکل آنی نیز می توان به کار برد مشروط بر آنکه نتایج حاصل با انجام آزمایش های کافی تأیید شده باشند.

۹-۱۷-۲-۶-۲ در دال های دوطرفه اضافه تغییر شکل دراز مدت را باید براساس ضوابط بند ۹-۱۷-۲-۴ محاسبه نمود.

۹-۱۷-۲-۶-۳ در سیستم دال های دوطرفه که بر اساس ضوابط فصل هجدهم طراحی شده اند در صورتی که ضخامت دال بیشتر از مقادیر مشخص شده در بندهای ۹-۱۷-۲-۴ و ۹-۱۷-۲-۵ باشد، کنترل تغییر شکل تحت بارهای متعارف الزامی نیست.

۹-۱۷-۲-۴-۴ حداقل ضخامت دال های تخت که در آنها تیرهای میانی بین تکیه گاه ها وجود ندارد، جهت عدم کنترل تغییر شکل، براساس مقادیر مندرج در جدول شماره ۹-۱۷-۳ در نظر گرفته شود. این ضخامت در هر حال نباید کمتر از مقادیر بندهای الف و ب اختیار شود:

(الف) در دال های بدون کتیبه مطابق تعریف بندهای ۹-۱۸-۳-۴ و ۹-۱۸-۳-۳، مقدار ۱۲۵ میلی متر.

(ب) در دال های با کتیبه یا سرستون مطابق تعریف بندهای ۹-۱۸-۳-۴ و ۹-۱۸-۳-۳، مقدار ۱۰۰ میلی متر.



جدول ۹-۱۷-۳ حداقل ضخامت دال های دوطرفه بدون تیر میانی

نوع فولاد	بدون کتیبه		با کتیبه	
	چشمه های بیرونی		چشمه های درونی	
	بدون تیر لبه	با تیر لبه	بدون تیر لبه	با تیر لبه
S۲۴۰	$\frac{L_n}{22}$	$\frac{L_n}{36}$	$\frac{L_n}{26}$	$\frac{L_n}{40}$
S۴۰۰	$\frac{L_n}{20}$	$\frac{L_n}{33}$	$\frac{L_n}{23}$	$\frac{L_n}{36}$

تبصره ۱- کتیبه ها یا سرستون های عنوان شده در این جدول باید مطابق تعریف بند ۹-۱۸-۳ باشند.

تبصره ۲- تیرهای لبه باید دارای نسبت سختی،  $\alpha$  برابر با حداقل ۰/۸ باشند.

۹-۱۷-۲-۶-۵ حداقل ضخامت دال هایی که در تمام اضلاع روی تیرها تکیه دارند و نسبت طول دهانه بزرگتر به طول دهانه کوچکتر در آنها کمتر از ۲ است، جهت عدم کنترل تغییر شکل، باید به شرح (الف) و (ب) تعیین شود:

(الف) در دال هایی که نسبت  $\alpha_m$  در آنها مساوی یا کوچکتر از ۰/۲ است، طبق ضابطه بند ۹-۱۷-۲-۴ تعیین می شود.

(ب) در دال هایی که نسبت  $\alpha_m$  در آنها بزرگتر از ۰/۲ و کوچکتر از ۲ است، طبق رابطه (۹-۱۷-۱) به دست می آید:

$$h = \frac{I_n (800 + 0.6 f_y)}{36000 + 5000 \beta (\alpha_m - 0.2)} \quad (9-17-9)$$

ضخامت دال در این حالت نباید کمتر از ۱۲۵ میلی متر در نظر گرفته شود:

(پ) در دال هایی که نسبت  $\alpha_m$  در آنها مساوی یا بزرگتر از ۲ است طبق رابطه (۹-۱۷-۲):

$$h = \frac{I_n (800 + 0.6 f_y)}{36000 + 9000 \beta} \quad (9-17-9)$$

ضخامت دال در این حالت نباید کمتر از ۹۰ میلی متر در نظر گرفته شود.

$\alpha$  = نسبت سختی خمشی مقطع تیر به سختی خمشی نواری از دال که از طرفین به محورهای مرکزی چشمه های مجاور در صورت وجود، محدود شده باشد.

## محاسبات ۸۹

۳۱- در یک دال یک طرفه مقدار فولاد در بالا و پایین هر کدام برابر نیم درصد می باشد. اگر تغییر شکل آنی ناشی از بار دائمی در وسط دال برابر ۲۰ میلی متر باشد، تغییر شکل اضافی ایجاد شده پس از ۶ سال بر اثر بار دائمی چقدر خواهد بود؟

- ۱) ۲۷ mm  
۲) ۳۲ mm  
۳) ۳۸ mm  
۴) ۴۰ mm

گزینه ۲



۱۹- در صورتیکه نسبت سطح مقطع آرماتور فشاری به سطح مقطع مؤثر در تمام طول یک تیر طره بتن آرمه برابر 0.006 و تغییرشکل آبی ناشی از بار دائمی در انتهای آزاد تیر برابر 5 میلی متر باشد، اضافه افتادگی درازمدت بعد از ده سال در انتهای آزاد آن تیر بر حسب میلی متر حدوداً چه مقدار خواهد شد؟ فرض کنید از روشهای تحلیلی دقیق تر استفاده نشود.

15.5 (۴)

6.0 (۳)

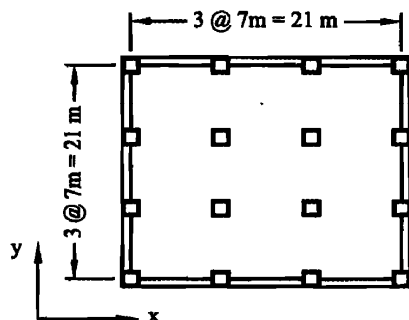
7.7 (۲)

9.5 (۱)

گزینه ۲

$$\Delta_{creep} = \lambda \times 5 = \frac{2}{1 + 50 \times 0.006} \times 5 = 7.69 \text{ mm}$$

۲۶- در یک ساختمان با دال دوطرفه بدون تیر میانی و بدون کتیبه با پلان مطابق شکل، در صورتی که ابعاد مقطع ستون ها 400×400 میلی متر و ضخامت دال برابر 200 میلی متر و تیرهای لبه با ابعاد مقطع  $b = 400 \text{ mm}$  و  $h = 400 \text{ mm}$  باشند، نسبت سختی  $\alpha$  تیر کناری به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟



1.0 (۱)

1.2 (۲)

1.4 (۳)

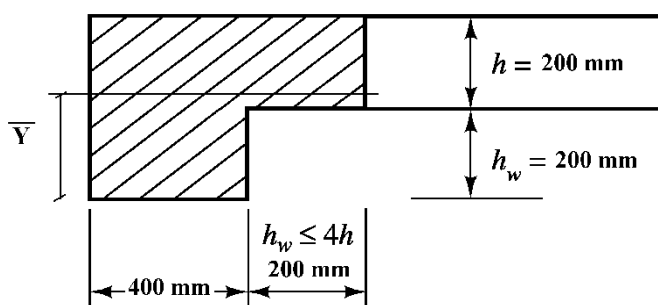
1.6 (۴)

گزینه ۱

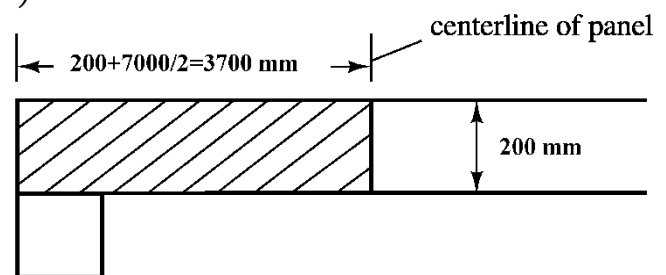
$$Y_{beam} = \frac{400 \times 400 \times 200 + 200 \times 200 \times 150}{400^2 + 200^2} = 211.11 \text{ mm}$$

$$I_{beam} = \frac{400^4}{12} + 400^2 \times (211.11 - 200)^2 + \frac{200^4}{12} + 200^2 \times (300 - 211.11)^2 = 3713593087 \text{ mm}^4$$

$$\alpha = \frac{3713593087}{\left( \frac{(3700+200) \times 200^3}{12} \right)} = 1.05$$



(a) Edge beam dimensions



(b) Slab dimensions

## ۲۰-۱- آرماتور گونه

## ۹-۱۷-۳ ترک خوردگی‌ها

## ۹-۱۷-۳-۱ کلیات

۹-۱۷-۳-۱-۱ در قطعات تحت اثر خمشی مقدار آرماتور کششی و نحوه پخش آن در مقطع باید چنان باشد که ترک‌های ایجاد شده در اثر کشش ناشی از خمش در آنها، اثر نامطلوب بر عملکرد و قابلیت بهره‌برداری نداشته باشد.

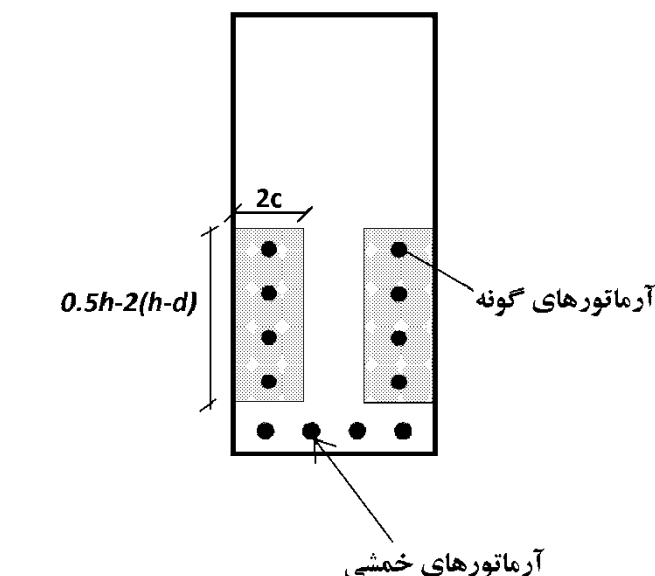
۹-۱۷-۳-۱-۲ در تیرها و دال‌های یکطرفه مقدار تقریبی عرض ترک‌خوردگی را می‌توان طبق بند ۹-۱۷-۳-۲ محاسبه نمود. در این قطعات رعایت محدودیت‌های مندرج در بند ۹-۱۷-۳-۳ الزامی است.

۹-۱۷-۳-۱-۳ در دال‌های دوطرفه یا دال‌های تخت و قارچی محاسبه عرض ترک‌خوردگی الزامی نیست و تنها رعایت ضوابط مربوط به آرماتور حرارت و جمع‌شدگی و فواصل ارائه شده در بند ۹-۱۸-۴-۱ کافی است.

۹-۱۷-۳-۱-۴ در مواردی که بال‌های تیر با مقطع  $T$  شکل در کشش‌اند، قسمتی از آرماتور کششی باید در بال‌ها توزیع شود. این میلگردها باید در ناحیه‌ای به طول عرض مؤثر تیر  $T$  یا یک دهم طول دهانه تیر، هر کدام کوچک‌ترند، قرار داده شوند. در مواردی که عرض مؤثر تیر  $T$  از یک دهم طول دهانه تیر بزرگتر است، باید آرماتور کششی اضافی در نواحی خارج از ناحیه توزیع شده میلگردها در بال قرار داده شوند.

۹-۱۷-۳-۱-۵ برای اعضاء بتن مسلح به عمق  $d$  بزرگتر از ۷۵۰ میلی‌متر آرماتور طولی گونه باید به طور یکنواخت در ارتفاع عضو با فاصله  $0.5h - 2(h-d)$  از میلگرد اصلی توزیع شود.

مساحت کلی این میلگردها باید برابر  $\rho_{sk} A_{cs}$  که در آن  $A_{cs}$  مجموع مساحت تارهای گونه عضو می‌باشد. هر نوار دارای ارتفاع  $0.5h - 2(h-d)$  و عرضی دو برابر پوشش میلگرد گونه دارد. (که نباید بیشتر از نصف عرض جان باشد) و در آن  $\rho_{sk} = 0.01$  می‌باشد. در شرایط محیطی شدید مقدار سطح مقطع آرماتور گونه به ازای هر متر طول جداز از ۳۰۰ میلی‌متر مربع و در شرایط محیطی خیلی شدید و فوق‌العاده شدید مقدار این سطح مقطع از ۵۰۰ میلی‌متر مربع نباید کمتر منظور گردد. بیشترین فاصله بین آرماتورهای گونه ۲۰۰ میلی‌متر می‌باشد. این آرماتورهای گونه در صورتیکه تحلیل سازگاری کرنشی برای تعیین تنش در هر آرماتور انجام گرفته باشد می‌تواند در محاسبات خمشی منظور گردد.



در جوه جانبی در طوئی به ارتفاع  $0.5h - 2(h-d)$  نزدیک به میلگردهای خمشی اصلی توزیع شود.

## 10.6.2 Skin reinforcement

For reinforced members with an overall depth,  $h$ , exceeding 750 mm, longitudinal skin reinforcement shall be uniformly distributed along the exposed side faces of the member for a distance  $0.5h - 2(h-d)$  nearest the principal reinforcement. The total area of such reinforcement shall be  $\rho_{sk} A_{cs}$ , where  $A_{cs}$  is the sum of the area of concrete in strips along each exposed side face, each strip having a height of  $0.5h - 2(h-d)$  and a width of twice the distance from the side face to the centre of the skin reinforcement (but not more than half the web width), and where  $\rho_{sk} = 0.008$  for interior exposure and 0.010 for exterior exposure.

The maximum spacing of the skin reinforcement shall be 200 mm. Such skin reinforcement may be included in strength calculations if a strain compatibility analysis is conducted to determine the stresses in individual bars.

## ۹-۱۷-۳-۲ محاسبه عرض ترک

۹-۱۷-۳-۲-۱ در تیرها و دال‌های یک طرفه مقدار عرض را، در صورت عدم انجام محاسبات دقیق‌تر،

می‌توان از رابطه زیر محاسبه کرد:

$$w = 11/0.5 \times 10^{-4} f_s \sqrt{d_c A} \quad (9-17-9)$$

در شرایط محیطی متوسط (A)، و شدید (B و C) مقدار تنش  $f_s$  به  $\frac{2}{3} f_y$  و در شرایط محیطی

خیلی شدید (D) و فوق‌العاده شدید (E) مقدار این تنش به  $\frac{1}{3} f_y$  محدود می‌شود.

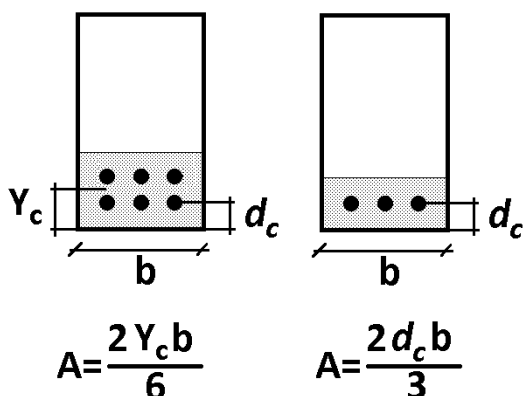
## ۹-۱۷-۳-۳ محدودیت عرض ترک

مقدار عرض ترک در تیرها و دال‌های یک طرفه متناسب با شرایط محیطی ذکر شده در بند ۹-۶-۴ و شرایط لازم برای آبنبدی ساختمان به مقادیر زیر محدود می‌شود:

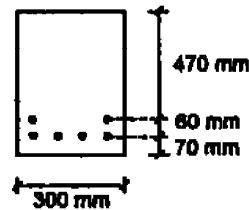
- شرایط محیطی متوسط (A) و شدید (B)

- شرایط محیطی خیلی شدید (C)

- شرایط محیطی خیلی شدید (D) و فوق‌العاده شدید (E) و یا آبنبدی ساختمان ۰/۱ میلی‌متر



۲۱- در تیری با مقطع مطابق شکل زیر در صورتیکه مقدار فولاد کششی  $6\Phi 25$  بتن از رده C25 و فولاد از نوع S400 و حداکثر تنش در میلگردها در حالت بهره‌برداری برابر  $f_y$  باشد، حداکثر عرض ترک خمشی بر حسب میلی‌متر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ فرض کنید از محاسبات دقیق‌تر استفاده نشود.



۰.۱۶ (۱)

۰.۴۱ (۲)

۰.۳۳ (۳)

۰.۲۳ (۴)

گزینه ۴

مرکز سطح میلگردهای کششی برابر است با:

$$Y_c = \frac{2 \times 130 + 4 \times 70}{6} = 90 \text{ mm}$$

پارامتر A برابر است با:

$$A = \frac{2Y_c \times 300}{n} = \frac{180 \times 300}{6} = 9000$$

$$w = 11.05 \times 10^{-6} (0.6F_y)^3 \sqrt{70 \times 9000} = 0.227 \text{ mm}$$

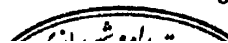
۲۴- در یک تیر بتنی با مقطع مستطیلی به عرض 300 میلی‌متر و ارتفاع کل 500 میلی‌متر، در صورتی که پوشش بتن از روی خاموت برابر 50 میلی‌متر، آرماتور کششی طولی  $3\Phi 25$  در یک سفره، خاموت  $\Phi 10 @ 150 \text{ mm } c/c$ ، نوع فولاد S400 و تنش میلگرد در حالت بهره‌برداری برابر  $0.5f_y$  باشد، در صورت عدم انجام محاسبات دقیق‌تر، عرض ترک خمشی بر حسب میلی‌متر حدوداً برابر است با:

۰.۴۲ (۴)

۰.۳۲ (۳)

۰.۱۲ (۲)

۰.۲۲ (۱)



گزینه ۱

$$w = 11.05 \times 10^{-6} \times 0.5 \times 400 \times \sqrt[3]{72.5 \times \left(\frac{145 \times 300}{3}\right)} = 0.2247 \text{ mm}$$

۲۵- در آرماتورگذاری یک تیر، عرض ترک پیش از حد مجاز بدست آمده است. برای کنترل عرض ترک چه راهی را پیشنهاد می‌کنید؟

(۲) استفاده از بتن با مقاومت کششی بالاتر

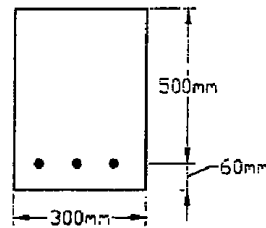
(۱) استفاده از آرماتورهای با قطر کوچک‌تر

(۴) افزایش پوشش بتن روی آرماتور

(۳) استفاده از آرماتورهای با مقاومت بیشتر

گزینه ۱

۳۰- در صورتیکه تنش میلگرد در حالت بهره برداری برابر  $f_s = 200 \text{ MPa}$  باشد عرض ترک خمشی تقریباً برابر است با:



- ۱)  $0.3 \text{ mm}$
- ۲)  $0.1 \text{ mm}$
- ۳)  $0.2 \text{ mm}$
- ۴)  $0.35 \text{ mm}$

گزینه ۳

۵۴- برای تیری با مقطع مستطیل  $b=300 \text{ mm}$  و  $d=500 \text{ mm}$  تحت لنگر خمشی مثبت مشخص می توان از  $3\Phi 28$  (حالت A) و یا  $4\Phi 25$  (حالت B) استفاده نمود. نوع فولاد S400 و رده بتن C25 می باشد. در صورت عدم انجام محاسبات دقیق تر، از نظر عرض ترک خمشی، گزینه صحیح تر را انتخاب کنید. فرض کنید در هر دو حالت آرماتورها در یک سفره قرار دارند و به صورت تکی با فواصل مساوی مورد استفاده قرار گرفته اند. فاصله دورترین تار کششی تا مرکز میلگردها در هر دو حالت یکسان می باشد.

۱) در صورت یکسان بودن نوع میلگرد و مجموع سطح مقطع آنها، عرض ترک خمشی مستقل از تعداد میلگردها خواهد بود.

۲) عرض ترک خمشی تیر در حالت A کمتر از عرض ترک خمشی تیر در حالت B می باشد.

۳) عرض ترک خمشی تیر در دو حالت با هم برابر است.

۴) عرض ترک خمشی تیر در حالت B کمتر از عرض ترک خمشی تیر در حالت A می باشد.

گزینه ۴

در هر دو حالت مقدار  $d_c$  یکسان می باشد. از آنجا که مقدار خمش وارد بر مقطع ثابت است، مقدار تنش کششی در آرماتورها ( $f_s$ ) در حالت B کمتر خواهد بود (با افزایش مساحت میلگرد تنش آنها نیز کاهش می یابد):

$$\frac{f_{s-A}}{f_{s-B}} = \frac{A_{s-B}}{A_{s-A}} = \frac{4 \times 3.14 \times 12.5^2}{3 \times 3.14 \times 14^2} = 1.06$$

از طرفی نسبت پارامتر A (با توجه به شکل زیر) در دو حالت برابر است با:

$$\frac{A_A}{A_B} = \frac{4}{3}$$

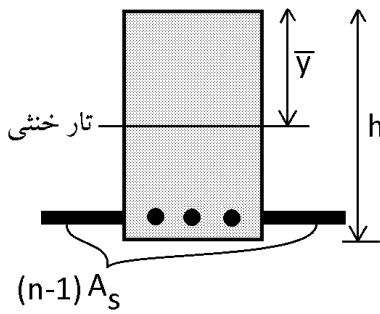
$$\left. \begin{aligned} W_A &= 11.05 \times 10^{-6} f_{s-A} \sqrt[3]{d_c A_A} \\ W_B &= 11.05 \times 10^{-6} f_{s-B} \sqrt[3]{d_c A_B} \end{aligned} \right\} \quad \frac{W_A}{W_B} = \frac{f_{s-A} \sqrt[3]{A_A}}{f_{s-B} \sqrt[3]{A_B}} = 1.06 \sqrt[3]{\frac{4}{3}} = 1.06 \times 1.1 = 1.16$$

بنابراین عرض ترک در حالت A بیشتر می باشد.

## ۲-۲۰- لنگر ترک خوردگی مقطع

دو روش داریم: ۱- روش دقیق ۲- روش تقریبی

روش دقیق: در روش دقیق ابتدا باید محل تار خنثی و نیز ممان اینرسی مقطع محاسبه شود و سپس با استفاده از رابطه زیر مقدار لنگر ترک خوردگی بدست آید:



$$\frac{M_{cr}(h - \bar{y})}{I} = f_r$$

$$\rightarrow M_{cr} = \frac{f_r I}{h - \bar{y}}$$

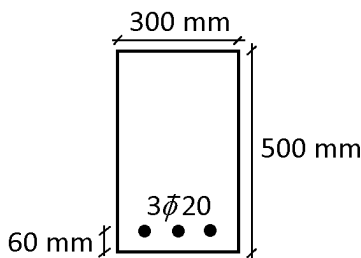
روش تقریبی:

$$M_{cr} = \frac{f_r \frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = f_r \frac{bh^2}{6}$$

مثال: در مقطع بتنی شکل زیر محل تار خنثی و ممان اینرسی مقطع را در دو حالت بیابید:

۱- مقطع در ناحیه الاستیک قرار دارد.

۲- مقطع در ناحیه الاستوپلاستیک قرار دارد.

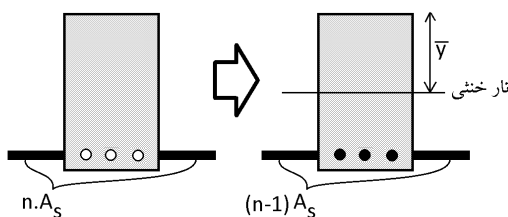


$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$$E_c = 2 \times 10^4 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 10$$

$$A_s = 3 \times 3.14 \times 10^2 = 942 \text{ mm}^2$$



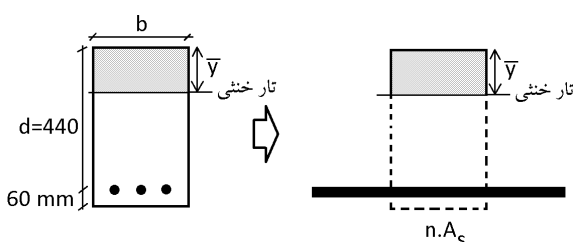
$$\bar{y} = \frac{\sum Ay}{\sum A} = \frac{(bh) \times \frac{h}{2} + (n-1) \times A_s \times (440)}{bh + (n-1) \times A_s} = 260.16$$

$$\bar{y} = \frac{\sum Ay}{\sum A} = \frac{(500 \times 300) \times 250 + (10-1) \times 942 \times 440}{500 \times 300 + (10-1) \times 942} = 260.16$$

$$I = \left( \frac{bh^3}{12} + A(260.16 - 250)^2 \right) + (n-1)A_s(440 - 260.16)^2$$

$$I = \frac{300 \times 500^3}{12} + 300 \times 500 \times 10.16^2 + 9 \times 942 \times 179.84^2$$

$$I = 3.415 \times 10^9 \text{ mm}^2$$



$$(\bar{y}b) \frac{\bar{y}}{2} = nA_s(d - \bar{y})$$

$$150\bar{y}^2 = -10 \times 942\bar{y} + 10 \times 942 \times 440$$

$$\bar{y} = 138 \text{ mm}$$

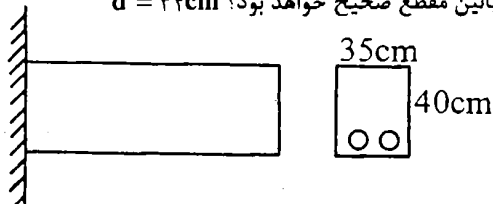
$$I = \frac{1}{3}b\bar{y}^3 + nA_s(d - \bar{y})^2$$

$$I = \frac{300 \times 138^3}{3} + 10 \times 942 \times (440 - 138)^2 = 1.122 \times 10^9 \text{ mm}^2$$

## محاسبات - ۸۴ - پایه ۲

۴۰- افتادگی آبی ناشی از بار مرده تیر کنسولی شکل مقابل ۵ سانتی متر می باشد. در صورتی که بخواهیم اضافه افتادگی ۵ ساله تیر

حداکثر ۸ سانتی متر باشد، کدام مورد بعنوان میلگردهای حداقل لازم در پائین مقطع صحیح خواهد بود؟  $d = ۳۴\text{cm}$

(۱)  $2\Phi 16$ (۲)  $2\Phi 18$ (۳)  $2\Phi 20$ (۴)  $2\Phi 22$ 

گزینه ۳

## محاسبات - ۹۱ -

۱۶- برای تیر بتن مسلح با مقطع مستطیل شکل با عرض ۴۰۰ و ارتفاع کل ۶۰۰ و عمق مؤثر ۵۴۰ میلیمتر با آرماتور کششی  $3\Phi 25$  از رده S400، لنگر خمشی ترک خوردگی برحسب  $\text{kN.m}$  حدوداً چقدر است؟ (رده بتن C25 است)

(۱) ۷۲

(۲) ۱۸۲

(۳) ۱۰۸

(۴) ۵۸

گزینه ۱:

۹- ۱۴- ۲- ۴- ۲- ممان اینرسی مؤثر اعضا براساس مشخصات مقطع و میزان ترک خوردگی آنها به شرح الف و ب این بند محاسبه می شود:

الف) در وسط دهانه اعضای تکیه گاههای ساده و در تکیه گاه اعضای طره‌ای از رابطه (۹- ۱۴- ۱) محاسبه می شود:

$$I_e = I_{cr} + (I_g - I_{cr}) \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \quad (۹- ۱۴- ۱)$$

در این رابطه مقدار  $M_{cr}$  از رابطه (۹- ۱۴- ۲) محاسبه می شود:

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad (۹- ۱۴- ۲)$$

مقدار  $f_r$  نیز با استفاده از رابطه (۹- ۱۴- ۳) محاسبه می شود:

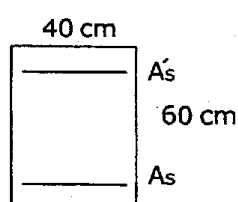
$$f_r = 0.16 \sqrt{f'_c} \quad (۹- ۱۴- ۳)$$

مقدار  $I_e$  در هیچ حالت نباید بیشتر از  $I_g$  در نظر گرفته شود.

$$M_{cr} = \frac{0.6 \sqrt{25} \left( \frac{400 \times 600^3}{12} \right)}{300} = 72 \times 10^6 \text{ N.mm} = 72 \text{ kN.m}$$

## محاسبات - ۸۶ -

۳۵- در یک تیر بتن آرمه به ابعاد  $۴۰ \times ۶۰ \text{ cm}$  فاصله تار خنثی تا دورترین تار کششی مقطع در مقطع معادل از بتن برابر  $۲۹/۳ \text{ cm}$  است و  $I_g = 9.05 \times 10^5 \text{ cm}^4$  است لنگر خمشی ترک خوردگی ( $M_{cr}$ ) این تیر چقدر است؟



$$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2 \quad f_{cc} = 200 \text{ kg/cm}^2$$

الف)  $M_{cr} = 8.7 \text{ ton.m}$ ب)  $M_{cr} = 6.5 \text{ ton.m}$ ج)  $M_{cr} = 9.3 \text{ ton.m}$ د)  $M_{cr} = 5.5 \text{ ton.m}$ 

گزینه ۱

۳۳- تیری با ابعاد مقطع  $b = 300 \text{ mm}$  و  $h = 500 \text{ mm}$  و  $d = 430 \text{ mm}$  با آرماتور کششی  $3\Phi 25$  مفروض است. در صورتی که نوع بتن C25 و نوع فولاد S400 و نسبت مدول الاستیسیته فولاد به مدول الاستیسیته بتن  $n = 8$  فرض شود، ممان اینرسی مقطع ترک خورده با در نظر گرفتن اثر آرماتورها بر حسب  $\text{mm}^4$  به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟

(۱)  $1260 \times 10^6$

(۲)  $1560 \times 10^6$

(۳)  $1860 \times 10^6$

(۴)  $960 \times 10^6$

گزینه ۱

$$(\bar{y}b) \frac{\bar{y}}{2} = nA_s(d - \bar{y})$$

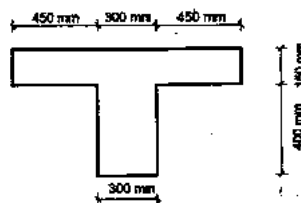
$$(\bar{y} \times 300) \frac{\bar{y}}{2} = 8(3 \times 3.14 \times 12.5^2)(430 - \bar{y})$$

$$\bar{y} = 149 \text{ mm}$$

$$I = \frac{1}{3} b \bar{y}^3 + nA_s(d - \bar{y})^2$$

$$I = \frac{300 \times 149^3}{3} + 8 \times (3 \times 3.14 \times 12.5^2) \times (430 - 149)^2 = 1261 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

۵۸- نسبت لنگر خمشی منفی ترک خورده گی به لنگر خمشی مثبت ترک خورده گی مقطعی مطابق شکل، به کدامیک از اعداد زیر نزدیکتر است. (محور خمش موازی بال مقطع می باشد و رده بتن C25 فرض شود)



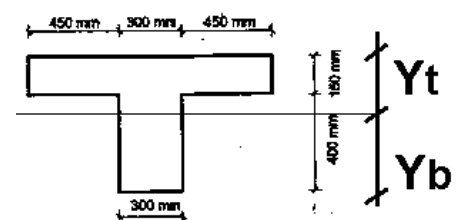
(۱) 0.75

(۲) 1.0

(۳) 1.5

(۴) 2.0

گزینه ۴



$$y_b = \frac{1200 \times 150 \times 475 + 300 \times 400 \times 200}{1200 \times 150 + 300 \times 400} = 365 \rightarrow y_t = 550 - 365 = 185$$

$$\left. \begin{aligned} M_{cr}^+ &= \frac{f_r I_g}{y_b} \\ M_{cr}^- &= \frac{f_r I_g}{y_t} \end{aligned} \right\} \frac{M_{cr}^-}{M_{cr}^+} = \frac{y_b}{y_t} = \frac{365}{185} = 1.97$$

۳۲- لنگر خمشی ترک خورده گی تیر با مقطع مستطیل به عرض 30 سانتیمتر و ارتفاع کل 40 سانتیمتر از بتن با مقاومت فشاری مشخصه  $f_c = 25 \text{ MPa}$  چقدر است؟

(۱) 18 kN.m

(۲) 48 kN.m

(۳) 36 kN.m

گزینه ۴

## محاسبات-۹۱

۲۸- دو تیر بتون آرمه‌ی A و B کاملاً مشابه (از نظر ابعاد، طول دهانه، بارگذاری، مقاومت فشاری بتون، تعداد و قطر میل‌گرد) می‌باشند. فقط میل‌گردهای تیر A از نوع AII با  $f_y = 300 \text{ MPa}$  و میل‌گردهای تیر B از نوع AIII با  $f_y = 400 \text{ MPa}$  است. چنانچه بار وارده در شرایط بهره‌برداری در حدی باشد که رفتار تیر A و B در محدوده‌ی رفتار الاستیک قرار گیرد، و ارتفاع تار خنثی از دورترین تار کششی تیر A برابر  $20 \text{ cm}$  باشد، ارتفاع تار خنثی از دورترین تار کششی تیر B چند سانتی‌متر است؟

۲۶/۷ (۴)

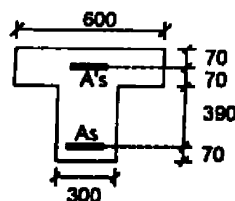
۲۰ (۳)

۱۶/۷ (۲)

۱۵ (۱)

## محاسبات ۹۳

۳۰- در صورتیکه در مقطع مطابق شکل  $A_s = A'_s = 5\Phi 25$  و رده بتن C25 و نوع فولاد S400 باشد، نسبت لنگر خمشی ترک‌خوردگی منفی (قسمت فوقانی مقطع تحت اثر کشش) به لنگر خمشی ترک‌خوردگی مثبت (قسمت پائینی مقطع تحت اثر کشش) به کدامیک از اعداد زیر نزدیکتر است؟ (واحد‌ها در شکل بر حسب میلی‌متر است و  $\phi_c = 0.65$ )



0.90 (۱)

1.60 (۲)

0.75 (۳)

1.35 (۴)

گزینه ۴

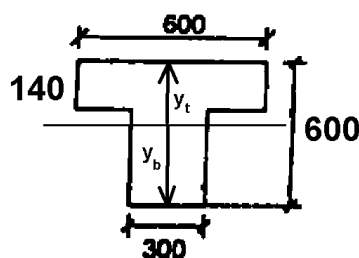
روش تقریبی:

می‌توان به طور تقریبی از وجود میلگردها صرف نظر کرد (با توجه به اینکه فاصله پاسخ‌ها در گزینه‌ها زیاد است می‌توان با اطمینان از این روش استفاده کرد):

$$y_t = \frac{140 \times 300 \times 70 + 300 \times 600 \times 300}{140 \times 300 + 300 \times 600} = 256.48 \text{ mm}$$

$$y_b = 600 - y_t = 343.52 \text{ mm}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{M_{NEG} y_t}{I} < f_r &\rightarrow M_{NEG} = \frac{I f_r}{y_t} \\ \frac{M_{POS} y_b}{I} < f_r &\rightarrow M_{POS} = \frac{I f_r}{y_b} \end{aligned} \right\} \frac{M_{NEG}}{M_{POS}} = \frac{y_b}{y_t} = \frac{343.52}{256.48} = 1.339$$



## محاسبات ۹۳

۵۴- در یک تیر بتن مسلح، چنانچه تغییرشکل آبی ناشی از بار دائمی، در وسط دهانه 10 میلی‌متر باشد، تغییر شکل کل تیر ناشی از بارهای دائمی پس از 6 سال در همان نقطه، حداکثر چه مقدار می‌تواند باشد؟ (در محاسبات از روش‌های تحلیلی دقیق‌تر استفاده نمی‌شود و از مقدار آرماتور فشاری صرف‌نظر گردد.)

30 میلی‌متر (۴)

10 میلی‌متر (۳)

20 میلی‌متر (۲)

15 میلی‌متر (۱)

گزینه ۴

$$\Delta = \Delta_{\text{آبی}} + \Delta_{\text{درازمدت}} = 10 + 10\lambda = 10 + 10 \times 2 = 30 \text{ mm}$$



## محاسبات ۹۰

۳۱- اگر تغییر شکل آبی ناشی از بار دائم در یک تیر بتن مسلح 12.5 میلیمتر باشد، در بدترین شرایط، در دراز مدت تغییر شکل آن چقدر پیش‌بینی می‌شود؟

۱) 25 میلیمتر

۲) 37.5 میلیمتر

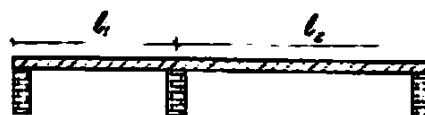
۳) 50 میلیمتر

۴) 22.5 میلیمتر

گزینه ۲

## محاسبات ۹۲

۲۷- بام یک ساختمان معمولی، تشکیل شده است از یک دال یک‌طرفه دو دهانه، که روی سه دیوار با طول بلند اجرا خواهد شد. اگر نخواهیم وارد محاسبات تغییر شکل دال بشویم، در طراحی برای بدست آوردن کمترین ضخامت دال، از کدام گزینه باید شروع کنیم؟ (طول مؤثر دهانه‌های دال را به ترتیب 3 و 5 متر فرض نمائید. بارهای وارد به بام کاملاً متعارف می‌باشند).



۱) ضخامت ۱۹۰ میلیمتر و میلگرد رده S340

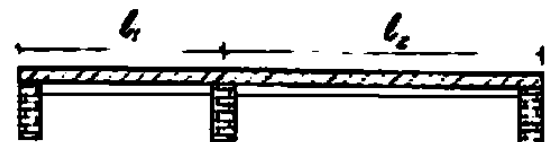
۲) ضخامت ۱۷۰ میلیمتر و میلگرد رده S400

۳) ضخامت ۱۵۰ میلیمتر و میلگرد رده S340

۴) ضخامت ۲۵۰ میلیمتر و میلگرد رده S400

گزینه ۱.

دقت شود که با توجه به شکل دال بدون پشت بند می‌باشد. در صورتی که دال پشت بند دار بود در مقطع عرضی آن باید به صورت سه خطی به صورت شکل زیر رسم می‌گردید و یا اینکه در صورت سوال به آن اشاره می‌شد.



$$\frac{l}{24} = \frac{500}{24} = 20.83 \text{ cm} = 208 \text{ mm} \quad S400$$

$$\frac{l}{24} \left( 0.4 + \frac{340}{700} \right) = 18.45 \text{ cm} = 185 \text{ mm} \quad S340$$

۹- ۱۴- ۲- ۵- ۳ در ساختمان‌های متعارف و تحت بارگذاری‌های معمول در تیرها و دال‌های یکطرفه‌ای که ارتفاع یا ضخامت آنها از مقادیر مندرج در جدول شماره ۹- ۱۴- ۲ بیشتر است، محاسبه تغییرشکل الزامی نیست. مشروط بر آنکه این تیرها و دال‌ها بر قطعاتی غیرسازه‌ای مانند دیوارهای تقسیم که تغییرشکل زیاد در آنها خساراتی ایجاد کند، متصل نباشند و یا آنها را نگهداری نکنند.

جدول ۹- ۱۴- ۲ حداقل ارتفاع یا ضخامت تیر یا دال یکطرفه

عضو	با تکیه‌گاه‌های ساده	با تکیه‌گاه‌های پیوسته از یک طرف	با تکیه‌گاه‌های پیوسته از دو طرف	کنسول
تیرها یا دال‌های یکطرفه پشت بنددار	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18/5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$
دال‌های توپر یا سقف‌های تیرچه و بلوک	$\frac{l}{20}$	$\frac{l}{24}$	$\frac{l}{28}$	$\frac{l}{10}$

تبصره: جدول فوق برای فولاد طولی نوع S۴۰۰ تنظیم شده است. برای سایر انواع فولادها مقادیر جدول باید در

$$\text{ضریب} \left( 0.4 + \frac{f_y}{700} \right) \text{ ضرب شوند.}$$

## ۲۱- دیوارها

### ۹-۱۹ طراحی دیوار

#### ۹-۱۹-۲ تعاریف

##### ۹-۱۹-۲-۱ دیوار باربر

دیوار باربر، دیواری است که بطور عمده زیر اثر بارهای قائمی که در امتداد میان صفحه آن، به تنهایی و یا توأم با لنگر خمشی بر آن وارد می‌شود، قرار دارد.

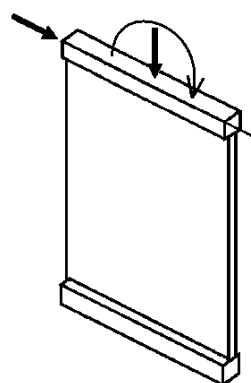
گرفته شوند. در دال‌های یک طرفه که آرماتورهای خمشی صرفاً در یک جهت قرار می‌گیرد باید حداقل میلگردهای حرارت و جمع‌شدگی مطابق بند ۹-۱۸-۴-۲ در جهت دیگر قرار داده شوند.

##### ۹-۱۹-۲-۲ دیوار برشی

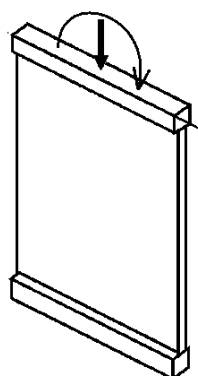
دیوار برشی، دیواری است که بطور عمده زیر اثر بارهای جانبی واقع در میان صفحه خود قرار می‌گیرد و نقش عمده آن مشارکت در تحمل و انتقال این نیروها می‌باشد.

##### ۹-۱۹-۳ دیوار حایل

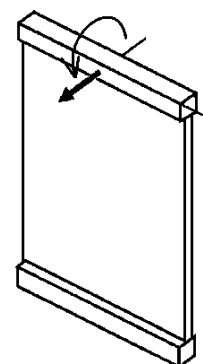
دیوار حایل، دیواری است که بطور عمده زیر اثر بارهای عمود بر میان صفحه خود قرار می‌گیرد.



دیوار برشی



دیوار باربر



دیوار حائل

## ۹-۱۹ طراحی دیوار

### ۹-۱۹-۴ محدودیت آرماتورها

۹-۱۹-۴-۱ در دیوارها آرماتورهای قائم و افقی نباید به ترتیب کمتر از مقادیر مندرج در بندهای ۹-۱۹-۴-۲ و ۹-۱۹-۴-۳ اختیار شوند. در دیوارهایی که زیر اثر نیروی برشی قرار می‌گیرند، رعایت حداقل آرماتور مطابق بند ۹-۱۵-۴ نیز الزامی است.

۹-۱۹-۴-۲ **حداقل** نسبت مساحت مقطع **آرماتور قائم** به مساحت کل مقطع برای میلگردهای

مختلف بشرح (الف) و (ب) این بند است:

الف- برای میلگردهای آجدار رده ۴۰۰ S و بالاتر، با قطر ۱۶ میلیمتر و یا کمتر ۰/۰۰۱۲  
ب- برای سایر میلگردهای آجدار ۰/۰۰۱۵

۹-۱۹-۴-۳ **حداقل** نسبت مساحت مقطع **آرماتور افقی** به مساحت کل مقطع برای آرماتورهای

مختلف به شرح (الف) و (ب) این بند است:

الف- برای میلگردهای آجدار با قطر ۱۶ میلیمتر یا کمتر و با مقاومت ۰/۰۰۲۰  
ب- برای سایر میلگردهای آجدار ۰/۰۰۲۵

۹-۱۹-۴-۴ نسبت مساحت **آرماتور قائم و آرماتور افقی** به مساحت کل مقطع نباید بیشتر از ۰/۰۴ اختیار شود. محدودیت مقدار حداکثر باید در محل وصله‌های میلگردها نیز رعایت شود.

۹-۱۹-۴-۵ در دیوارهای با ضخامت بیشتر از ۲۵۰ میلیمتر، به جز دیوارهای زیرزمین و دیوارهای حایل، هر یک از آرماتورهای قائم و افقی باید در دو سفره به موازات سطوح دیوار، مطابق (الف) و (ب) این بند پیش‌بینی شوند.

الف- در دیوارهایی که یک رویه آنها در تماس با خاک یا هوای بیرون قرار دارد، یک شبکه آرماتور شامل حداقل نصف و حداکثر دوسوم کل آرماتور لازم برای هر امتداد باید در فاصله‌ای بیشتر از ۵۰ میلیمتر و کمتر از یک‌سوم ضخامت دیوار از رویه در تماس با خاک یا هوای بیرون قرار داده شود و یک شبکه آرماتور شامل باقیمانده آرماتور لازم برای هر امتداد باید در فاصله‌ای بیشتر از ۲۰ میلیمتر و کمتر از یک‌سوم ضخامت دیوار از رویه دیگر قرار داده شود. پوشش بتنی روی میلگردها باید ضوابط بند ۹-۶-۸ را نیز برآورده کند.

ب- در سایر دیوارها هر شبکه آرماتور شامل نصف آرماتور لازم در هر امتداد باید در فاصله‌ای بیشتر از ۲۰ میلیمتر و کمتر از یک‌سوم ضخامت دیوار از هر رویه قرار داده شود. پوشش بتنی روی میلگردها باید ضوابط بند ۹-۶-۸ را نیز برآورده کند.

۹-۱۹-۴-۶ فاصله میلگردهای قائم و میلگردهای افقی مجاور در هر شبکه نباید بیشتر از سه برابر ضخامت دیوار و ۳۵۰ میلیمتر باشد.

← **کلیه دیوارها**  $S < Min [ 350, 3h ]$

۹-۱۹-۴-۷ در مواردی که مساحت مقطع کل آرماتور قائم از یک درصد مساحت کل مقطع کمتر است و یا در مواردی که بر اساس طراحی ساختمان، آرماتور قائم به عنوان آرماتور فشاری مورد نیاز نیست، محصور کردن میلگردهای قائم با خاموت الزامی نیست. برای مقادیر بیشتر میلگردهای قائم، آرماتوربندی دیوارها باید مشابه ستون‌ها باشد.

۹-۱۹-۴-۸ دورتا دور **بازشوها** باید حداقل دو میلگرد با قطر ۱۶ میلیمتر یا معادل آن قرار داده شود. این میلگردها باید از گوشه بازشو به داخل دیوار ادامه یافته و به نحوی مناسب مهار شوند.

### ۹-۱۹-۳ ضوابط کلی طراحی

۹-۱۹-۳-۱ دیوارها باید برای تمامی بارهایی که به آنها وارد می‌شوند، از جمله بارهای بارون محوری و بارهای جانبی طراحی شوند.

۹-۱۹-۳-۲ اعضای فشاری که بطور یکپارچه با دیوارها ساخته می‌شوند، باید بر اساس بند ۹-۱۴-۲ طراحی شوند.

۹-۱۹-۳-۳ برای تأمین پایداری دیوارها باید آنها را به قطعات متقاطع مجاور مانند کف‌ها، بام‌ها، ستون‌ها، پشت‌بندهای دیواری، دیوارهای متقاطع یا شالوده‌ها مهار کرد.

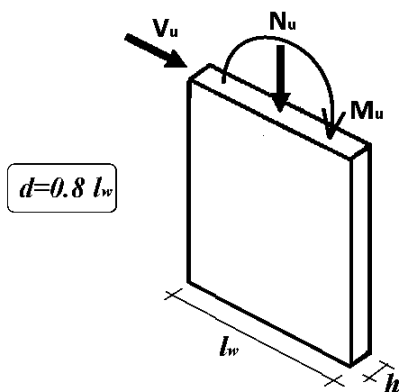
۹-۱۹-۳-۴ انتقال نیرو از پای دیوار به شالوده باید بر اساس ضابطه بند ۹-۲۰-۶ صورت گیرد.

## ۱۵-۹ برش و پیچش

### ۱۶-۱۵-۹ ضوابط ویژه برای دیوارها

۱-۱۶-۱۵-۹ گستره

#### دیوار برشی



۱-۱۶-۱۵-۹ ضوابط این قسمت باید در طراحی دیوارهایی که تحت اثر نیروی برشی افقی در امتداد صفحه دیوار قرار دارند، رعایت شوند.

۲-۱۶-۱۵-۹ دیوارهایی که تحت اثر نیروی برشی افقی در امتداد عمود بر صفحه دیوار قرار دارند، باید بر اساس ضوابط مربوط به دال‌ها در قسمت ۱۷-۱۵-۹ طراحی شوند.

### ۲-۱۶-۱۵-۹ حالت حدی مقاوم نهایی در برش

۱-۲-۱۶-۱۵-۹ در مقاطع افقی دیوارها کنترل حالت حدی مقاوم نهایی در برش باید بر مبنای روابط (۱-۱۵-۹) و (۲-۱۵-۹) صورت گیرد. در این روابط مقادیر  $V_c$  و  $V_s$ ، بر اساس بند ۲-۱۶-۱۵-۹ تا ۲-۲-۱۶-۱۵-۹ محاسبه می‌شوند.

۲-۲-۱۶-۱۵-۹ مقدار  $V_c$  را در حالتی که دیوار تحت اثر برش یا تحت اثر توأم برش و فشار قرار دارد می‌توان از رابطه (۳-۱۵-۹) و در حالتی که دیوار تحت اثر برش و کشش قرار دارد می‌توان از رابطه (۶-۱۵-۹) محاسبه نمود. این نیروی مقاوم را نیز می‌توان با جزئیات بیشتر مطابق بند ۳-۲-۱۶-۱۵-۹ محاسبه کرد. مقدار  $d$ ، در تمامی این روابط طبق بند ۲-۳-۱۶-۱۵-۹ تعیین می‌شود.

۳-۲-۱۶-۱۵-۹ در مواردی که محاسبه مقدار  $V_c$ ، با جزئیات بیشتر مورد نظر باشد، آن را می‌توان برابر با کمترین مقدار به دست آمده از دو رابطه (۲۹-۱۵-۹) و (۳۰-۱۵-۹) در نظر گرفت:

$$V_c = 1/65 v_c h d + \frac{N_u d}{5 l_w} \quad (29-15-9)$$

$$= \left[ 0.3 v_c + \frac{l_w (0.6 v_c + 0.15 \frac{N_u}{l_w h})}{\left( \frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{4} \right)} \right] h d \quad (30-15-9)$$

در این روابط مقدار  $N_u$  برای فشار مثبت و برای کشش منفی است. در صورتی که مقدار  $\left( \frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{4} \right)$  منفی باشد رابطه (۳۰-۱۵-۹) به کار برده نمی‌شود و رابطه (۲۹-۱۵-۹) ملاک خواهد بود.

۴-۲-۱۶-۱۵-۹ مقدار  $V_c$  برای همه مقاطعی که در فاصله‌ای کمتر از کوچکترین دو مقدار  $\frac{l_w}{4}$  و  $\frac{h_w}{4}$  از پایه دیوار قرار دارند برابر با مقاومت برشی مقطع در کوچکترین این دو مقدار در نظر گرفته می‌شود.

۵-۲-۱۶-۱۵-۹ مقدار  $V_s$  از رابطه (۳۱-۱۵-۹) محاسبه می‌شود:

$$V_s = \phi_s A_v f_y \frac{d}{s_h} \quad (31-15-9)$$

پارامتر  $d$  مطابق بند ۲-۳-۱۶-۱۵-۹ تعیین می‌شود. برای تأمین برش مقاوم  $V_s$  علاوه بر آرماتورهای برشی افقی  $A_v$ ، آرماتورهای برشی قائم نیز باید در دیوار پیش‌بینی شود. مقدار این آرماتورها طبق بند ۲-۴-۱۶-۱۵-۹ تعیین می‌شود.

۶-۲-۱۶-۱۵-۹ مقدار  $V_r$ ، در هیچ حالت نمی‌تواند بیشتر از  $5V_c h d$  اختیار شود.

### ۳-۱۶-۱۵-۹ ضوابط کلی طراحی

۱-۳-۱۶-۱۵-۹ در دیوارها چنانچه مقدار  $V_u$  بیشتر از  $0.5V_c$  باشد طراحی برای برش لازم است. مقادیر آرماتور برشی مورد نیاز بر اساس ضوابط بند ۲-۱۶-۱۵-۹ محاسبه می‌گردند. در مورد این آرماتور محدودیت‌های بند ۴-۱۶-۱۵-۹ باید رعایت شوند. چنانچه  $V_u$  کمتر از  $0.5V_c$  باشد، آرماتورگذاری در دیوار مطابق بند ۴-۱۶-۱۵-۹ یا ضوابط طراحی دیوارهای باربر در فصل نوزدهم انجام می‌شود.

۲-۳-۱۶-۱۵-۹ در طراحی دیوارها برای برش، مقدار  $d$  باید برابر با  $0.8 l_w$  در نظر گرفته شود. برای  $d$  می‌توان مقدار بزرگتری برابر با فاصله دورترین تار فشاری تا مرکز سطح نیروهای کششی میلگردهای تحت کشش در نظر گرفت مشروط بر آنکه نیروهای کششی مورد نظر با توجه به سازگاری تغییرشکل‌های نسبی در مقطع به دست آمده باشند.

۳-۳-۱۶-۱۵-۹ در محل درزهای اجرایی مقدار  $V_r$  باید بر اساس عملکرد برش اصطکاکی طبق بند ۱۳-۱۵-۹ تعیین گردد.

### ۴-۱۶-۱۵-۹ محدودیت‌های آرماتورها

۱-۴-۱۶-۱۵-۹ مقدار  $\rho_h$ ، نباید کمتر از  $0.0025$  منظور شود. مقدار  $S_h$  نباید بیشتر از  $\frac{l_w}{5}$ ،  $3h$  و  $350$  میلی‌متر در نظر گرفته شود.  $S_h < \text{Min}[3h, l_w/5, 350\text{mm}]$

۲-۴-۱۶-۱۵-۹ مقدار  $\rho_n$  نباید کمتر از  $0.0025$  یا کمتر از مقدار رابطه (۳۲-۱۵-۹) منظور شود:

$$\rho_n = 0.0025 + 0.5 \left( 2/5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_h - 0.0025) \quad (32-15-9)$$

لازم نیست مقدار  $\rho_n$  بیشتر از  $\rho_h$  در نظر گرفته شود. مقدار  $S_n$  نباید بیشتر از  $\frac{l_w}{3}$ ،  $3h$  و  $350$  میلی‌متر در نظر گرفته شود.  $S_n < \text{Min}[3h, l_w/3, 350]$

### دیوارهایی که در آنها

$$V_u > 0.5 V_c$$

می باشد

## ۹-۱۹ طراحی دیوار

### ۹-۱۹-۵ دیوارهای باربر



۹-۱۹-۱ در دیوارهای بار بر کنترل مقاطع افقی در حالت حدی نهایی مقاومت باید مانند مقاطع تحت فشار و خمش انجام گیرد و ضوابط بندهای ۹-۱۴-۲ تا ۹-۱۴-۴ همراه با ضوابط فصل شانزدهم، مربوط به آثار لاغری، در مورد آنها رعایت شود.

۹-۱۹-۲ در دیوارهای با مقطع مستطیل توپر که در آنها برون محوری بار در حالت حدی نهایی مقاومت کمتر از یک ششم ضخامت دیوار است، کنترل مقاطع دیوار را در حالت حدی نهایی مقاومت می‌توان بر اساس رابطه (۹-۱۴-۲) انجام داد و مقاومت محاسباتی مقطع در برابر بار محوری،  $N_r$ ، را با رابطه تجربی (۹-۱۹-۱) محاسبه کرد:

$$N_r = 0.55 \phi_c f_c A_g \left[ 1 - \left( \frac{k l_c}{32 h} \right)^2 \right] \quad (9-19-1)$$

در این رابطه مقدار  $k$  از قسمت‌های (الف) تا (پ) این بند بدست می‌آید.

الف- در دیوارهای مهار شده در مقابل حرکت جانبی در بالا و پایین که در آنها از چرخش در یک یا در هر دو انتها (بالا و پایین دیوار) جلوگیری به عمل آمده باشد:

$$k = 0.8$$

ب- در دیوارهای مهار شده در مقابل حرکت جانبی در بالا و پایین که در آنها از چرخش در دو انتها (بالا و پایین دیوار) جلوگیری به عمل نیامده باشد:

$$k = 1$$

پ- در دیوارهای مهار نشده در مقابل حرکت جانبی:

$$k = 2$$

در حالت کلی هنگامی که از رابطه (۹-۱۹-۱) استفاده نشود، روش طراحی دیوارهای باربر مانند ستون‌ها می‌باشد.

۹-۱۹-۳ ضخامت دیوارهایی که بر اساس ضابطه بند ۹-۱۹-۵ طراحی می‌شوند، نباید کمتر از مقادیر (الف) و (ب) این بند باشد:

الف-  $\frac{1}{25}$  طول آزاد یا ارتفاع آزاد دیوار، هر کدام کوچکتر باشد، و ۱۰۰ میلی‌متر

ب- در دیوارهای بیرونی زیرزمین‌ها و سایر دیوارهایی که بطور مستقیم در تماس با خاک قرار دارند: ۲۰۰ میلی‌متر

۹-۱۹-۴ طول افقی دیوار که به عنوان ناحیه مؤثر برای هر یک از بارهای متمرکز قائم در نظر گرفته می‌شود، نباید از پهنای سطح اثر بار به اضافه دو برابر ضخامت دیوار در هر طرف سطح اثر و یا از فاصله مرکز بارهای متمرکز تجاوز کند. در صورت انجام تحلیل دقیق‌تر، این طول را می‌توان تغییر داد.

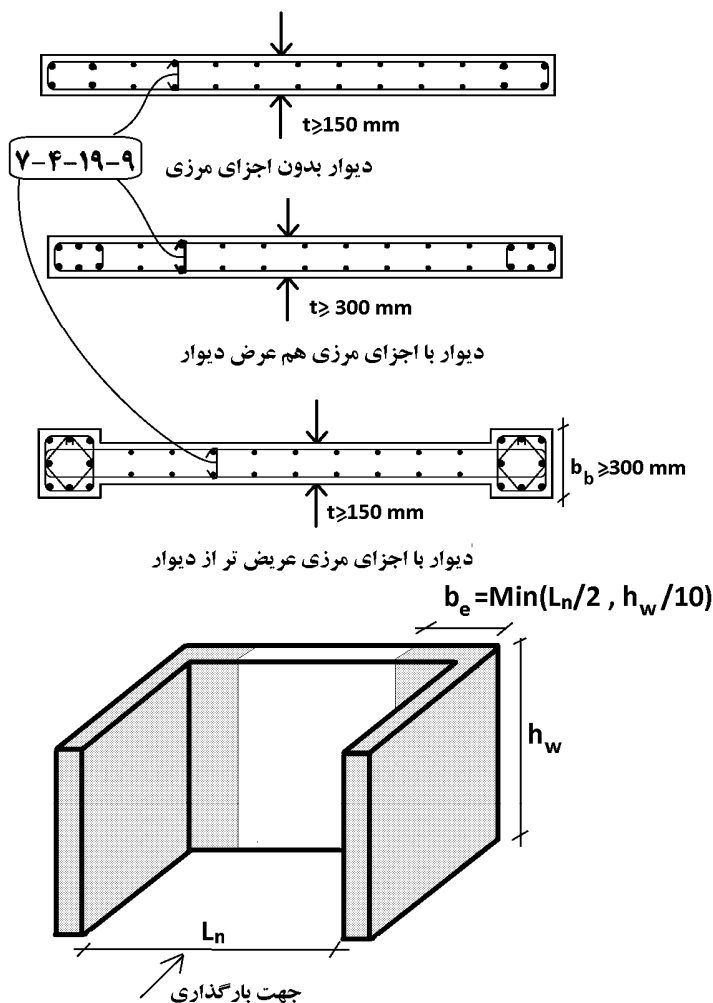
## ۲۱-۱- ضوابط لرزه ای دیوار

### ۳-۳-۲۳-۹ دیوارهای سازه‌ای، دیافراگم‌ها و خرپاها

۳-۳-۲۳-۹ در دیوارهای سازه‌ای، دیافراگم‌ها و خرپاها باید ضوابط بندهای ۱-۳-۴-۲۳-۹ تا ۳-۳-۴-۲۳-۹، مربوط به ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد، و با در نظر گرفتن استثنای بندهای ۳-۳-۲۳-۹ و ۲-۳-۳-۲۳-۹ رعایت شوند.

۲-۳-۳-۲۳-۹ به جای آرماتورگذاری عرضی ویژه در هر مورد که در بندهای ۱-۳-۴-۲۳-۹ تا ۳-۳-۴-۲۳-۹ ضرورت پیدا کند می‌توان آرماتورگذاری عرضی مطابق ضابطه بند ۴-۲-۲-۳-۲۳-۹ به کار برد.

۳-۳-۳-۲۳-۹ برای مهار و وصله میلگردها رعایت ضابطه بند ۶-۲-۳-۴-۲۳-۹ الزامی نیست. مهار و وصله میلگردها مطابق ضوابط فصل بیستم و یکم صورت می‌گیرد.



### ۴-۲۳-۹ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد

#### ۳-۴-۲۳-۹ دیوارهای سازه‌ای، دیافراگم‌ها و خرپاها

#### ۱-۳-۴-۲۳-۹ محدودیت‌های هندسی

۱-۳-۴-۲۳-۹ در دیوارهای سازه‌ای محدودیت‌های هندسی (الف) و (ب) این بند باید مورد توجه قرار گیرند:

الف- ضخامت دیوار نباید کمتر از ۱۵۰ میلی‌متر اختیار شود.

ب- در دیوارهایی که در آنها اجزای مرزی مطابق بند ۳-۳-۴-۲۳-۹ به کار گرفته می‌شود، عرض عضو مرزی نباید کمتر از ۳۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته شود.

۲-۱-۳-۴-۲۳-۹ در دیوارهای سازه‌ای باید تا حد امکان از ایجاد بازشوهای با ابعاد بزرگ خودداری کرد. در مواردی که ایجاد این بازشوها اجتناب‌ناپذیر باشد باید موقعیت هندسی آنها را

طوری در نظر گرفت که دیوار بتواند به صورت دیوارهای همبسته عمل نماید. در غیر این صورت باید با کمک تحلیل دقیق یا آزمایش‌های مناسب اثر وجود بازشو در عملکرد دیوار بررسی شود.

۳-۱-۳-۴-۲۳-۹ در دیافراگم‌هایی که بازشوهای با ابعاد بزرگ در آنها وجود دارد، شکل و موقعیت بازشو نباید روی سختی جانبی دیافراگم اثر تعیین‌کننده داشته باشد. رفتار دیافراگم‌ها در هر حالت باید با فرض‌های تحلیل در ارتباط با درجه صلبیت آنها مطابقت داشته باشد.

۴-۱-۳-۴-۲۳-۹ در طراحی دیوارهای با مقطع  $U$  و  $T$  عرض مؤثر بال، اندازه‌گیری شده از بر جان در هر سمت، که در محاسبات به کار برده می‌شود نباید بیشتر از مقادیر (الف) و (ب) این بند در نظر گرفته شود، مگر آنکه با تحلیل دقیق تر بتوان مقدار آن را تعیین کرد:

الف- نصف فاصله بین جان دیوار تا جان دیوار مجاور

ب- ده درصد ارتفاع کل دیوار

۵-۱-۳-۴-۲۳-۹ ضخامت دیافراگم‌های بتن آرمه در جا یا دال‌های بتنی رویه تیرهای فولادی یا قطعات پیش ساخته بتن آرمه که به صورت مرکب عمل نموده و از آنها به عنوان دیافراگم برای انتقال و توزیع نیروی زلزله استفاده می‌شود، نباید کمتر از ۵۰ میلی‌متر باشد.

۶-۱-۳-۴-۲۳-۹ دال‌های بتن آرمه که روی کف‌های مرکب از قطعات پیش‌ساخته ریخته می‌شوند را می‌توان به عنوان دیافراگم منظور نمود، مشروط بر آنکه اتصالات این دال‌ها به دستک‌ها، کلاف‌ها، جمع‌کننده‌ها و سیستم‌های مقاوم چنان طراحی گردند که قادر به انتقال نیروهای وارده باشند. سطوح بتن‌های پیش ساخته در محل اتصال با دال بتن آرمه درجا باید زبر، تمیز و عاری از مواد اضافی باشند.

### ۴-۲۳-۹ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد

۴-۲۳-۹-۲ مقدار آرماتور عرضی لازم در ناحیه بحرانی بر اساس ضوابط زیر تعیین می‌شود:

الف- در ستون‌های با مقطع دایره نسبت حجمی آرماتور دورپیچ یا تنگ‌های حلقوی،  $\rho_s$  نباید کمتر از دو مقدار بدست آمده از روابط (۴-۲۳-۹) و (۱-۲۳-۹) باشد:

$$\rho_s = 0.18 \times \frac{f_{cd}}{f_{yh}} \quad (1-23-9)$$

$$\rho_s = 0.69 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_{cd}}{f_{yh}} \quad (2-23-9)$$

ب- در ستون‌های با مقطع مربع مستطیل سطح مقطع کل تنگ‌های ویژه در هر امتداد،  $A_{sh}$ ، نباید کمتر از دو مقدار بدست آمده از روابط (۴-۲۳-۹) و (۳-۲۳-۹) باشد:

$$A_{sh} = 0.46 (S \times h_c \frac{f_{cd}}{f_{yh}}) \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \quad (3-23-9)$$

$$A_{sh} = 0.14 \times S \times h_c \frac{f_{cd}}{f_{yh}} \quad (4-23-9)$$

۴-۲۳-۹-۳ در ستون‌هایی که مقاومت هسته ستون به تنهایی جوابگوی بارهای وارده از جمله بارهای ناشی از زلزله می‌باشد، نیازی به کنترل روابط ۱-۲۳-۹ و ۲-۲۳-۹ نیست.

۴-۲۳-۹-۴ قطر میلگردهای عرضی در ناحیه بحرانی نباید کمتر از ۸ میلیمتر باشد. فاصله سفزه میلگردها از یکدیگر نباید بیشتر از مقادیر (الف) تا (پ) این بند باشد:

الف- یک چهارم ضلع کوچکتر مقطع ستون

ب- شش برابر کوچکترین قطر میلگرد طولی

پ- ۱۲۵ میلی‌متر

ت- فاصله اولین خاموت از بر اتصال ستون به تیر نباید بیشتر از نصف فاصله خاموت‌ها در نظر گرفته شود.

۴-۲۳-۹-۵ آرماتور عرضی در ناحیه بحرانی را می‌توان با تنگ‌های ویژه یکپارچه و یا تنگ‌های ویژه چند قطعه‌ای که با یکدیگر پوشش دارند، ساخت. همچنین می‌توان از میلگردهای رکابی با قطر و فاصله مشابه تنگ‌ها که دارای خم ۹۰ درجه در یک انتهای آن است، استفاده کرد. هر دو انتهای میلگردهای دوخت باید در برگزیده یک میلگرد طولی باشد و محل خم ۹۰ درجه آن باید در امتداد میلگرد طولی یک در میان عوض شود.

۴-۲۳-۹-۶ در هر مقطع عضو فاصله میلگرد دوخت یا ساق‌های تنگ‌ها از یکدیگر در جهت عمود بر محور طولی عضو، نباید بیشتر از ۲۵۰ میلیمتر باشد.

### ۴-۲۳-۹ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد

۴-۲۳-۹-۳ دیوارهای سازه‌ای، دیافراگم‌ها و خراباها

۴-۲۳-۹-۲ آرماتورهای قائم و افقی

۴-۲۳-۹-۱-۲-۳ در دیوارهای سازه‌ای نسبت آرماتور در هیچ یک از دو امتداد قائم و افقی نباید کمتر از ۰/۲۵ درصد باشد، مگر آنکه نیروی برشی نهایی موجود در مقطع دیوار از  $0.5 A_{cv} V_c$  کمتر باشد. در این حالت برای حداقل میلگرد مورد نیاز در دیوار باید ضوابط بند ۹-۱۹-۴ رعایت شود.

۴-۲۳-۹-۲-۳-۲ نسبت میلگرد قائم در هیچ ناحیه از طول دیوار نباید از چهار درصد بیشتر باشد.

۴-۲۳-۹-۲-۳-۴ فاصله محور تا محور میلگردها از یکدیگر در هر دو امتداد قائم و افقی نباید بیشتر از ۳۵۰ میلیمتر اختیار شود.

در اجزای مرزی فاصله میلگردهای قائم نباید بیشتر از ۲۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته شوند.

۴-۲۳-۹-۲-۳-۴ در دیوارهایی که نیروی برشی نهایی در مقطع آنها از  $0.5 A_{cv} V_c$  بیشتر است، به کارگیری دو شبکه میلگرد الزامی است.

۴-۲۳-۹-۲-۳-۵ در اعضای خراباها، دستک‌ها، کلاف‌ها، و اجزای جمع‌کننده نیروها که در آنها تنش فشاری بتن بیشتر از  $0.31 f_{cd}$  باشد، باید در سراسر طول قطعه، میلگردگذاری عرضی ویژه مطابق بندهای ۴-۲۳-۹-۲-۳-۲ تا ۴-۲۳-۹-۲-۳-۶ انجام شود. این میلگردگذاری را در قسمت‌هایی از طول قطعه که در آنها تنش فشاری بتن از  $0.23 f_{cd}$  کمتر باشد، می‌توان قطع کرد. تنش فشاری موجود در قطعه زیر اثر بارهای نهایی و با فرض توزیع خطی تنش در مقطع و بر اساس مشخصات مقطع ترک‌نخورده محاسبه می‌شود.

۴-۲۳-۹-۲-۳-۶ تمامی میلگردهای ممتد در دیوارهای سازه‌ای، دیافراگم‌ها، خراباها، دستک‌ها، کلاف‌ها و اعضای جمع‌کننده نیروها باید به عنوان میلگردهای کششی مطابق ضوابط بند ۳-۴-۲۳-۹ مهار یا وصله شوند.

### ۳-۲۳-۹ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری متوسط

۳-۲۳-۹-۲-۳-۴ آرماتور عرضی مورد نیاز در طول  $\ell_0$  باید دارای قطر حداقل ۸ میلیمتر بوده و فواصل آنها از یکدیگر در مواردی که به صورت دورپیچ به کار گرفته می‌شوند از ضابطه بند ۹-۱۴-۴ تعیین گردد. فواصل آرماتورهای عرضی در مواردی که به صورت خاموت بسته به کار می‌روند باید کمتر از مقادیر (الف) تا (ت) این بند در نظر گرفته شود:

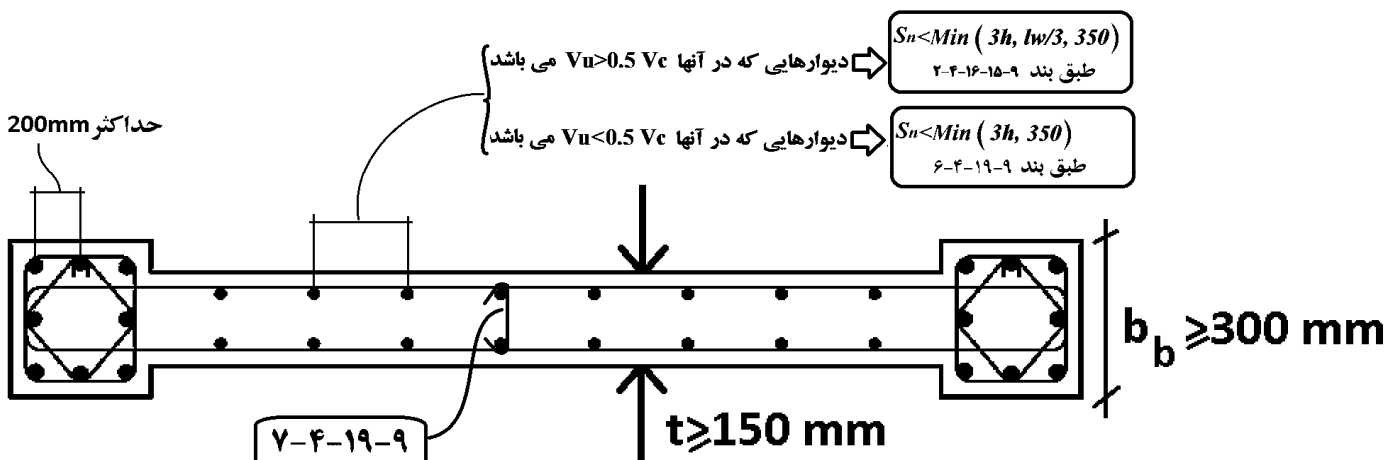
الف- ۸ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی ستون

ب- ۲۴ برابر قطر خاموت‌ها

پ- نصف کوچکترین ضلع مقطع ستون

ت- ۳۰۰ میلی‌متر

فاصله اولین خاموت از بر اتصال ستون به تیر نباید بیشتر از نصف فاصله خاموت‌ها در نظر گرفته شود.





**۴-۲۳-۹ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد**

۴-۲۳-۹-۲-۳-۴-۲ مقدار آرماتور عرضی لازم در ناحیه بحرانی بر اساس ضوابط زیر تعیین می‌شود:  
الف- در ستون‌های با مقطع دایره نسبت حجمی آرماتور دورپیچ یا تنگ‌های حلقوی،  $\rho_s$  نباید کمتر از دو مقدار بدست آمده از روابط (۴-۲۳-۹) و (۱-۲۳-۹) باشد:

$$\rho_s = 0.18 \times \frac{f_{cd}}{f_{yh}} \quad (1-23-9)$$

$$\rho_s = 0.69 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_{cd}}{f_{yh}} \quad (2-23-9)$$

ب- در ستون‌های با مقطع مربع مستطیل سطح مقطع کل تنگ‌های ویژه در هر امتداد،  $A_{sh}$ ، نباید کمتر از دو مقدار بدست آمده از روابط (۴-۲۳-۹) و (۳-۲۳-۹) باشد:

$$A_{sh} = 0.46 (S \times h_c \frac{f_{cd}}{f_{yh}}) \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \quad (3-23-9)$$

$$A_{sh} = 0.14 \times S \times h_c \frac{f_{cd}}{f_{yh}} \quad (4-23-9)$$

۴-۲۳-۹-۳-۴-۲-۳ در ستون‌هایی که مقاومت هسته ستون به تنهایی جوابگوی بارهای وارده از جمله بارهای ناشی از زلزله می‌باشد، نیازی به کنترل روابط ۱-۲۳-۹ و ۲-۲۳-۹ نیست.

۴-۲۳-۹-۳-۴-۲-۳-۴ قطر میلگردهای عرضی در ناحیه بحرانی نباید کمتر از ۸ میلیمتر باشد. فاصله سغره میلگردها از یکدیگر نباید بیشتر از مقادیر (الف) تا (پ) این بند باشد:

الف- یک چهارم ضلع کوچکتر مقطع ستون

ب- شش برابر کوچکترین قطر میلگرد طولی

پ- ۱۲۵ میلی‌متر

ت- فاصله اولین خاموت از بر اتصال ستون به تیر نباید بیشتر از نصف فاصله خاموت‌ها در نظر گرفته شود.

۴-۲۳-۹-۵-۳-۴-۲ آرماتور عرضی در ناحیه بحرانی را می‌توان با تنگ‌های ویژه یکپارچه و یا تنگ‌های ویژه چند قطعه‌ای که با یکدیگر پوشش دارند، ساخت. همچنین می‌توان از میلگردهای رکابی با قطر و فاصله مشابه تنگ‌ها که دارای خم ۹۰ درجه در یک انتهای آن است، استفاده کرد. هر دو انتهای میلگردهای دوخت باید در برگریخته یک میلگرد طولی باشد و محل خم ۹۰ درجه آن باید در امتداد میلگرد طولی یک در میان عوض شود.

۴-۲۳-۹-۶-۳-۴-۲ در هر مقطع عضو فاصله میلگرد دوخت یا ساق‌های تنگ‌ها از یکدیگر در جهت عمود بر محور طولی عضو، نباید بیشتر از ۳۵۰ میلیمتر باشد.

**۳-۲۳-۹ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری متوسط**

۳-۲۳-۹-۴-۲-۳-۴ آرماتور عرضی مورد نیاز در طول  $\ell_0$  باید دارای قطر حداقل ۸ میلیمتر بوده و فواصل آنها از یکدیگر در مواردی که به صورت دورپیچ به کار گرفته می‌شوند از ضابطه بند ۴-۹-۱۴-۹ تعیین گردد. فواصل آرماتورهای عرضی در مواردی که به صورت خاموت بسته به کار می‌روند باید کمتر از مقادیر (الف) تا (ت) این بند در نظر گرفته شود:

الف- ۸ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی ستون

ب- ۲۴ برابر قطر خاموت‌ها

پ- نصف کوچکترین ضلع مقطع ستون

ت- ۳۰۰ میلی‌متر

فاصله اولین خاموت از بر اتصال ستون به تیر نباید بیشتر از نصف فاصله خاموت‌ها در نظر گرفته شود.

**۴-۲۳-۹ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد**

۴-۲۳-۹-۳-۴-۲ اجزای مرزی در دیوارهای سازه‌ای و در دیافراگم‌ها

۴-۲۳-۹-۱-۳-۳-۴ در کناره‌ها و اطراف بازشوها در دیوارهای سازه‌ای و دیافراگم‌ها که در آنها تنش فشاری بتن در دورترین تار فشاری مقطع تحت اثر بارهای نهایی، به انضمام اثر زلزله، از  $0.31 f_{cd}$  بیشتر باشد، باید اجزای لبه مطابق ضوابط بندهای ۴-۲۳-۹-۳-۳-۴ تا ۴-۲۳-۹-۳-۳-۴-۲ پیش بینی شود. مگر آنکه در تمام طول دیوار یا دیافراگم میلگردگذاری عرضی ویژه پیش بینی شده باشد. اجزای مرزی را می‌توان از مقطعی در امتداد طول دیوار که تنش فشاری بتن در آن از  $0.23 f_{cd}$  کمتر باشد، در جهت ارتفاع قطع کرد. تنش فشاری بتن با فرض توزیع خطی تنش در مقطع دیوار و بر اساس مشخصات مقطع ترک‌خورده محاسبه می‌شود.

۴-۲۳-۹-۲-۳-۳-۴ اجزای مرزی در دیوارها باید در حالت حدی نهایی مقاومت برای مجموع بارهای قائم وارد به دیوار شامل بارهای اجزای مرتبط با دیوار و وزن دیوار و نیروی محوری ناشی از لنگر واژگونی حاصل از نیروهای جانبی زلزله طراحی شوند.

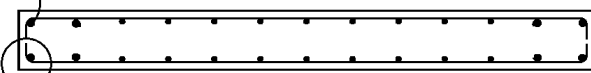
۴-۲۳-۹-۳-۳-۴-۲ اجزای مرزی در دیافراگم‌ها باید در حالت حدی نهایی مقاومت برای مجموع نیروهای محوری که در صفحه دیافراگم عمل می‌کنند و نیروی محوری ناشی از تقسیم لنگر خمشی موثر در مقطع دیافراگم به فاصله بین دو جزء لبه‌های دیافراگم در آن مقطع طراحی شوند.

۴-۲۳-۹-۴-۳-۳-۴ اجزای مرزی باید در سراسر طول خود مطابق ضوابط بندهای ۴-۲۳-۹-۳-۳-۴-۲ تا ۴-۲۳-۹-۶-۳-۴-۲ آرماتورگذاری عرضی ویژه شوند.

۴-۲۳-۹-۵-۳-۳-۴ در دیوارهایی که دارای اجزای لبه‌ای هستند، میلگردهای افقی دیوار باید در ناحیه محصور شده اجزای لبه مهار شوند، به طوری که امکان بوجود آمدن تنش کششی در حد مقاومت تسلیم در آنها میسر گردد.

۴-۲۳-۹-۶-۳-۳-۴ در دیوارهایی که دارای اجزای مرزی نیستند آرماتورهای افقی دیوار باید به قلاب استاندارد ختم شوند و میلگردهای قائم لبه‌های دیوار را دربر گیرند. در غیر این صورت میلگردهای قائم لبه دیوار باید به وسیله رکابی‌هایی که دارای قطر و فاصله مشابه میلگرد افقی هستند و به آنها وصله می‌شوند، نگهداری شوند. در مواردی که نیروی برشی نهایی در مقطع دیوار  $0.5 A_{cv} V_e$  کمتر است، رعایت ضوابط این بند الزامی نیست.

میلگرد قائم لبه دیوار توسط آرماتور افقی در بر گرفته شده است



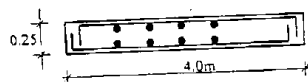
دیوار بدون اجزای مرزی

قلاب استاندارد در میلگردهای افقی دیوار بدون اجزای مرزی

## محاسبات ۸۴- پایه ۱

۳۸- دیوار برشی زیر برای شکل پذیری زیاد طراحی شده است و در زیر اثر برش نهایی  $V_u = 190 \text{ T}$  قرار دارد. بگویید کدام یک از

$$f_c = 2000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad f_y = 4000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{آرماتورهای انتخاب شده برای این دیوار کافی است. ارتفاع دیوار ۶ متر است.}$$



(۱) آرماتور افقی  $2\Phi 12/20 \text{ cm}$ ، آرماتور قائم  $2\Phi 10/20 \text{ cm}$

(۲) آرماتور افقی  $2\Phi 12/20$ ، آرماتور قائم  $2\Phi 12/20$

(۳) آرماتور افقی  $2\Phi 14/20$ ، آرماتور قائم  $2\Phi 12/20$

(۴) آرماتور افقی  $2\Phi 14/20$ ، آرماتور قائم  $2\Phi 14/20$

گزینه ۴

$$M_u = 190 \times 6 = 1140 \text{ t.m} = 11400 \text{ kN.m}$$

$$v_c = 0.2 \times 0.65 \times \sqrt{20} = 0.581 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$V_c = \text{Min} \left( \left( 0.3v_c + \frac{4000 \times 0.6v_c}{\left( \frac{1140}{190} - \frac{4}{2} \right) \times 1000} \right) hd, 1.65 \times v_c hd \right) = 0.9 \times v_c hd$$

$$= 0.9 \times 0.581 \times 250 \times (0.8 \times 4000) = 418320 \text{ N}$$

$$V_s = V_u - V_c = 1900000 - 418320 = 1481680 \text{ N}$$

$$V_s = 0.85 \times \frac{A_v}{S} \times 400 \times (0.8 \times 4000) = 1088000 \frac{A_v}{S} \left\{ \frac{A_v}{S} = 1.36 \text{ mm} \right.$$

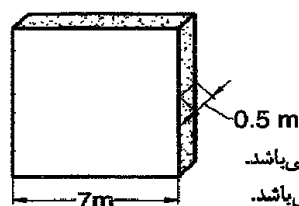
$$S = 200 \rightarrow A_v = 272 \text{ mm}^2$$

$$2\pi r^2 = 272 \text{ mm}^2 \rightarrow r = 6.55 \text{ mm} \rightarrow \text{Use } \phi 14 \text{ for horizontal bars}$$

درصد حداقل میلگرد و میلگردهای قائم نیز بر اساس ۹-۱۵-۱۶-۴ باید منظور شود.

## محاسبات ۸۹

۳۸- برای دیوار برشی با شکل پذیری زیاد، نشان داده شده در شکل زیر، در صورتی که از میلگرد گذاری عرضی ویژه در سرتاسر طول دیوار برشی استفاده نشده باشد و تنش فشاری بتن با فرض توزیع خطی تنش در مقطع دیوار و براساس مشخصات مقطع ترک نخورده محاسبه شود، کدامیک از گزینههای زیر صحیح می باشد؟ ( $P_u$  و  $M_u$  نیروی محوری و لنگر خمشی نهایی در پای دیوار است).



$$f_y = 400 \text{ MPa} \quad , \quad f_c = 30 \text{ MPa}$$

$$M_u = 500 \text{ kN.m} \quad , \quad P_u = 15000 \text{ kN}$$

(۱) تنش فشاری پای دیوار در دورترین تار فشاری  $16.5 \text{ MPa}$  بوده و نیاز به اجزاء لیمای می باشد.

(۲) تنش فشاری پای دیوار در دورترین تار فشاری  $8.4 \text{ MPa}$  بوده و نیاز به اجزاء لیمای نمی باشد.

(۳) تنش فشاری پای دیوار در دورترین تار فشاری  $4.2 \text{ MPa}$  بوده و نیاز به اجزاء لیمای نمی باشد.

(۴) تنش فشاری پای دیوار در دورترین تار فشاری  $21.3 \text{ MPa}$  بوده و نیاز به اجزاء لیمای می باشد.

گزینه ۳

## محاسبات ۸۶

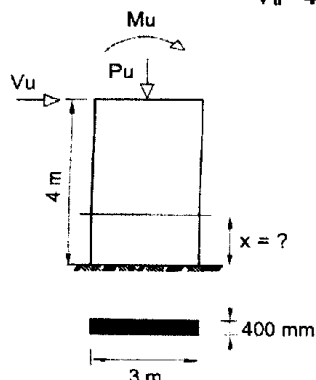
۴۱- حداقل نسبت فولادهای قائم و افقی به سطح مقطع دیوارهای بتن آرمه در صورتی که از  $\Phi \leq 16$  و فولاد با

مقاومت مشخصه  $4000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  و بیشتر استفاده شود، به ترتیب برابر است با:

الف)  $0.0020, 0.0012$  ب)  $0.0018, 0.0015$  ج)  $0.0020, 0.0015$  د)  $0.0015, 0.0012$

گزینه ۱

۴۸- نما و مقطع یک دیوار برشی بتن آرمه با شکل پذیری متوسط در شکل نشان داده شده است. براساس بارهای نهایی مشخص شده (که شامل بار زلزله نیز می باشد) به لحاظ محاسباتی حداقل تا چه ارتفاعی از پای دیوار لازم است از اجزای لبه استفاده شود؟ (نزدیک ترین گزینه به پاسخ را انتخاب کنید) فرض کنید به جای اجزای لبه از جایگزین دیگر استفاده نمی شود. بتن از رده C25 و میلگرد از نوع S400 است.  $V_u = 495 \text{ kN}$  ,  $M_u = 800 \text{ kN.m}$  ,  $P_u = 1400 \text{ kN}$



(۱) ۱.۵ متر

(۲) ۲.۰ متر

(۳) ۲.۵ متر

(۴) ۳ متر

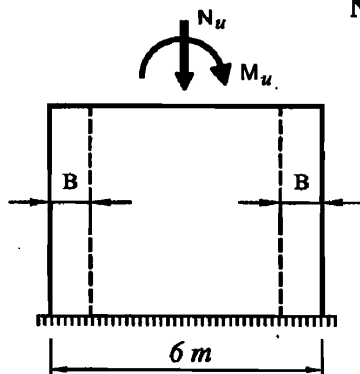
گزینه ۳

$$\sigma = \frac{P_u}{A} + \frac{6(M_u + V_u(4 - x))}{bh^2} = \frac{1400000}{3000 \times 400} + \frac{6(800 \times 10^6 + 495000(4000 - x))}{40 \times 3000^2} < 0.23f_{cd}$$

$$5.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} - 0.000825x < 0.23(0.65 \times 25) = 3.73 \rightarrow x = 2500 \text{ mm}$$

۳۶- در یک دیوار برشی بتنی با مقطع مستطیلی و ضخامت  $h = 300 \text{ mm}$  و با شکل پذیری زیاد در صورتی که مشخصات آن مطابق شکل زیر باشد حداقل بُعد لازم المان مرزی (B) دیوار به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ فرض کنید بتن از رده C25 و فولاد از نوع S400 است.

$$N_u = 1800 \text{ kN} , M_u = 6000 \text{ kN.m}$$



(۱) نیازی به المان مرزی نمی باشد.

(۲)  $B = 0.95 \text{ m}$ (۳)  $B = 1.25 \text{ m}$ (۴)  $B = 1.45 \text{ m}$ 

گزینه ۱

$$\sigma = \frac{My}{I} + \frac{N}{A} = \frac{6 \times 10^9 \times 3000}{\left(\frac{300 \times 6000^3}{12}\right)} + \frac{1800000}{6000 \times 300} = 4.333 \text{ MPa} < (0.31 \times 0.65 \times 25 = 5.03 \text{ MPa})$$

### ۴-۲۳-۹ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد

۳-۴-۲۳-۹ دیوارهای سازه‌ای، دیافراگم‌ها و خرابها

۴-۲۳-۹-۲ تیرهای همبند در دیوارهای همبسته

۴-۲۳-۹-۱-۴ تیرهای همبند در دیوارهای همبسته که در آنها نیروی برشی نهایی از  $2A_{cv}V_u$  بیشتر و نسبت طول دهانه آزاد به ارتفاع مقطع آنها از ۲ کمتر باشد، باید مطابق ضوابط بندهای ۴-۲۳-۹-۲ و ۴-۲۳-۹-۳ آرماتورگذاری شوند، در غیر این صورت آرماتورگذاری در این تیرها مطابق ضوابط قطعات خمشی انجام می‌شود. عرض این تیرها در هیچ حالت نباید کمتر از ۲۰۰ میلیمتر اختیار شود.

۴-۲۳-۹-۲ مقاومت برشی در تیرهای همبند باید کلاً به وسیله آرماتورهای قطری که به صورت ضربدری و متقارن در سراسر طول تیر ادامه داشته و در دیوارهای طرفین تیر در طولی به اندازه یک و نیم برابر طول گیرایی میلگردها مهار می‌شوند، تأمین گردد. سطح مقطع آرماتور قطری در هر یک از شاخه‌های ضربدری از رابطه (۴-۲۳-۹) محاسبه می‌شود:

$$A_{vd} = \frac{V_u}{2f_{yd} \sin \alpha} \quad (۴-۲۳-۹)$$

در این رابطه  $\alpha$  زاویه بین میلگرد قطری و محور طولی تیر است.

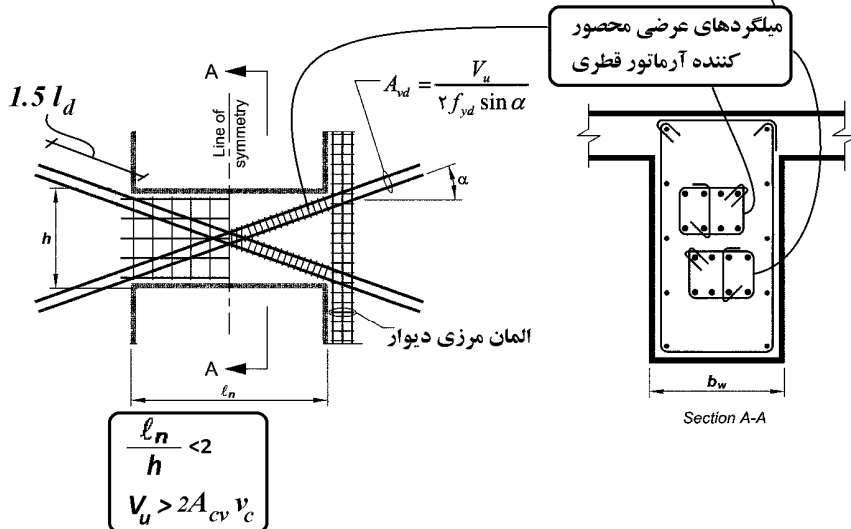
۴-۲۳-۹-۳-۴ آرماتورهای قطری باید به وسیله میلگردهای عرضی به صورت دورپیچ یا تنگ با قطر حداقل ۸ میلی‌متر محصور شوند، حداکثر فاصله میلگردهای عرضی از یکدیگر برابر با کوچکترین سه مقدار (الف) تا (پ) این بند است:

الف- ۸ برابر قطر کوچکترین میلگرد قطری

ب- ۲۴ برابر قطر تنگ‌ها یا دورپیچ‌ها

پ- ۱۲۵ میلیمتر

۴-۲۳-۹-۴-۴ مقاومت خمشی تأمین شده توسط میلگردهای قطری را می‌توان در محاسبه ظرفیت خمشی تیر همبند منظور کرد.



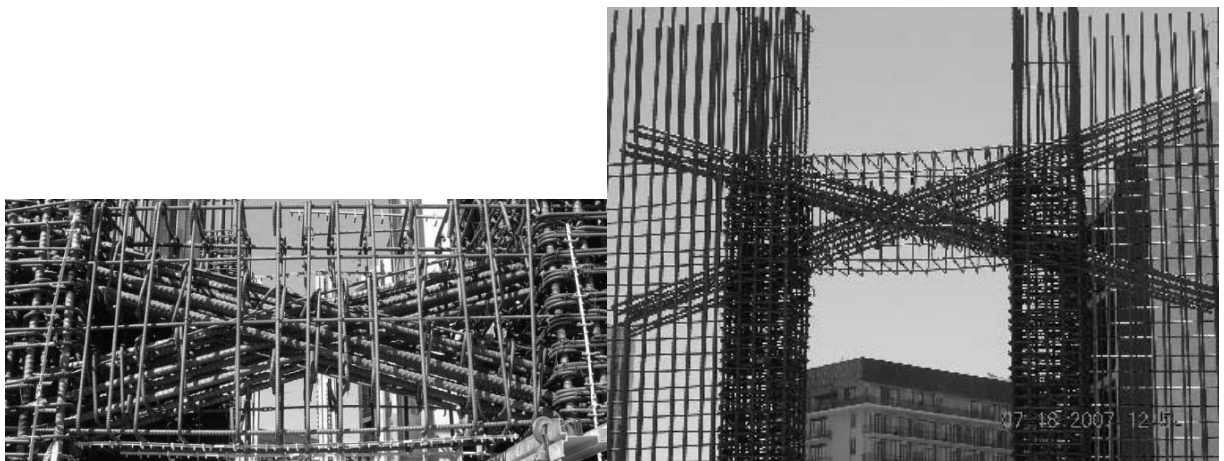
### ۳-۲۳-۹ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری متوسط

۳-۳-۲۳-۹ دیوارهای سازه‌ای، دیافراگم‌ها و خرابها

۱-۳-۳-۲۳-۹ در دیوارهای سازه‌ای، دیافراگم‌ها و خرابها باید ضوابط بندهای ۱-۳-۴-۲۳-۹ تا ۳-۳-۴-۲۳-۹، مربوط به ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد، و با در نظر گرفتن استثنای بندهای ۲-۳-۳-۲۳-۹ و ۳-۳-۳-۲۳-۹ رعایت شوند.

۲-۳-۳-۲۳-۹ به جای آرماتورگذاری عرضی ویژه در هر مورد که در بندهای ۱-۳-۴-۲۳-۹ تا ۳-۳-۴-۲۳-۹ ضرورت پیدا کند می‌توان آرماتورگذاری عرضی مطابق ضابطه بند ۴-۲-۲-۳-۲۳-۹ به کار برد.

۳-۳-۳-۲۳-۹ برای مهار و وصله میلگردها رعایت ضابطه بند ۶-۲-۳-۴-۲۳-۹ الزامی نیست. مهار و وصله میلگردها مطابق ضوابط فصل بیستم و یکم صورت می‌گیرد.



۴-۲۳-۹ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد

۵-۴-۲۳-۹ ضوابط طراحی برای برش

۲-۵-۴-۲۳-۹ دیوارهای سازه‌ای و دیافراگم‌ها

۱-۲-۵-۴-۲۳-۹ در دیوارهای سازه‌ای و دیافراگم‌ها، کنترل حالت حدی نهایی مقاومت در برش باید بر اساس رابطه (۷-۲۳-۹) صورت گیرد:

$$V_u \leq \phi_n V_r \quad (۷-۲۳-۹)$$

در این رابطه  $V_u$  نیروی برشی نهایی است که از تحلیل سازه زیر اثر بارهای نهایی ناشی از بارهای قائم و بارهای جانبی زلزله به دست آمده است و  $V_r$  مقاومت برشی نهایی مقطع است که مطابق

بند ۲-۵-۴-۲۳-۹ محاسبه می‌شود.  $\phi_n$  ضریب اصلاحی مقاومت است که در این قطعات مساوی با ۰/۷ منظور می‌گردد.

۲-۲-۵-۴-۲۳-۹ مقاومت برشی نهایی مقطع،  $V_r$ ، با استفاده از رابطه (۸-۲۳-۹) محاسبه می‌شود:

$$V_r = A_{cv}(\alpha_c v_c + \rho_n f_{yd}) \quad (۸-۲۳-۹)$$

در این روابط  $\alpha_c$  ضریبی است که به شرح (الف) تا (پ) این بند در نظر گرفته می‌شود:

الف- در دیوارها و دیافراگم‌هایی که در آنها نسبت  $\frac{h_w}{l_w}$  بزرگتر یا مساوی ۲ است،  $\alpha_c = ۱$

ب- در دیوارها و دیافراگم‌هایی که در آنها نسبت  $\frac{h_w}{l_w}$  کوچکتر یا مساوی ۱/۵ است،  $\alpha_c = ۱/۵$

پ- در دیوارها و دیافراگم‌هایی که در آنها نسبت  $\frac{h_w}{l_w}$  بین ۱/۵ و ۲ است، ضریب  $\alpha_c$  با درونیابی

خطی بین اعداد فوق تعیین می‌شود.

$A_{cv}$  = مساحت خالص مقطع بتن محدود به ضخامت جان و طول مقطع در امتدادی که نیروی

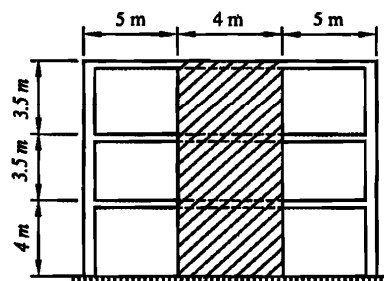
برشی در نظر گرفته می‌شود، میلی‌متر مربع

$\rho_n$  = نسبت میلگرد برشی توزیع شده در صفحه‌ای عمود بر صفحه برشی  $A_{cv}$

$$v_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c}$$

محاسبات ۹۴

۳۴-دیوار برشی نشان داده شده در شکل زیر مربوط به یک ساختمان سه طبقه متعارف بتنی با سیستم دوگانه قاب خمشی ویژه + دیوار برشی ویژه، دارای مقطعی مستطیلی به طول 4 m و عرض (ضخامت) 250 mm و دو شبکه میلگردگذاری است. در هر شبکه، میلگردهای قائم از  $c/c$  16 @ 200 mm و میلگردهای افقی از  $c/c$  12 @ 250 mm تشکیل شده است. رده بتن C25 و میلگردهای قائم از نوع S400 و میلگردهای افقی از نوع S340 می‌باشند. مقاومت برشی نهایی مقطع دیوار برشی ( $V_r$ ) برحسب کیلونیوتن به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟



۱) 1260

۲) 1695

۳) 1880

۴) 2440

گزینه ۲

$$v_c = 0.2 \times 0.65 \times \sqrt{25} = 0.65 \text{ MPa}$$

$$V_r = A_{cv}(\alpha_c v_c + \rho_n f_{yd}) = (4000 \times 250) \left( 1 \times 0.65 + \frac{2 \times 3.14 \times 6^2}{250 \times 250} \times 0.85 \times 340 \right) = 1695 \text{ kN}$$

• ارتفاع کل دیوار برابر ۱۱ متر می‌باشد و بنابراین نسبت  $\left(\frac{h_w}{l_w} = \frac{11}{4}\right)$  می‌باشد و ضریب  $\alpha = 1$  می‌باشد.

## محاسبات - ۹۰

۴۵- یک دیوار برشی به طول ۵ متر و ضخامت ۴۰ سانتیمتر مفروض است. با فرض اینکه دیوار مذکور با شکل‌پذیری زیاد بوده و از میلگرد گذاری عرضی ویژه در سرتاسر طول دیوار استفاده نشده باشد و لنگر خمشی نهایی در پای دیوار ۵۰۰۰ kN.m و نیروی محوری فشاری نهایی برابر ۵۰۰۰ kN باشد حداقل رده بتن برای آنکه نیاز به اجزاء لبه ای نباشد کدام است؟

- (۱) C20  
(۲) C25  
(۳) C30  
(۴) C35

گزینه ۳

## محاسبات ۹۲

۲۸- تحلیل سازه نشان می‌دهد که بار محوری و لنگر خمشی نهایی (ضربدار) وارد بر یک دیوار برشی با شکل‌پذیری متوسط که مقطع آن در شکل نشان داده شده است، به ترتیب برابر  $P=500 \text{ kN}$  و  $M_x=900 \text{ kN.m}$  است. اگر رده بتن C25 فرض شود، کدام عبارت صحیح است؟

- (۱) چون ضخامت دیوار کمتر از ۳۰۰ میلیمتر است، باید از جزء مرزی استفاده نمود.  
(۲) چون طول دیوار از ۵ متر کمتر است، دیوار نیاز به جزء مرزی دارد.  
(۳) در تمام طول دیوار میلگرد عرضی ویژه باید بینجیبی شود و یا از جزء مرزی استفاده گردد.  
(۴) دیوار نیازی به جزء مرزی ندارد.

گزینه ۴

$$\frac{P}{A} + \frac{6M}{bh^2} = \frac{500000}{3000 \times 250} + \frac{6 \times 900 \times 10^6}{250 \times 3000^2} = 3.06 \text{ MPa} < 0.31 \times 0.65 \times 25$$

## ۲۲- گره اتصال

### ۹-۱۵-۱۸ ضوابط ویژه برای اتصالات قاب‌ها

۹-۱۵-۱۸-۱ در مواردی که بارهای قائم، باد، زلزله و یا سایر بارهای جانبی موجب انتقال لنگر خمشی در اتصالات اعضای قاب به ستون‌ها می‌شوند، ستون‌ها و اتصالات آنها به اعضای قاب باید برای برش حاصل از این لنگر خمشی طراحی شوند.

۹-۱۵-۱۸-۲ در محل اتصالات صلب اعضای قاب به ستون‌ها باید آرماتور برشی معادل حداقل آنچه در رابطه (۹-۱۵-۱۳) داده شده است با فرض  $b_s$  برابر بزرگترین بعد ستون، در ستون قرار داده شود. این آرماتورها باید در ناحیه‌ای به طول حداقل برابر با ارتفاع بلندترین عضو که به اتصال می‌رسد ادامه داشته باشند.

۹-۱۵-۱۸-۳ در اتصالات قاب‌هایی که جزء عناصر مقاوم در مقابل بارهای جانبی زلزله با فرض شکل پذیری متوسط و زیاد می‌باشند، ضوابط خاص باید رعایت شوند. این ضوابط در فصل بیست و سوم داده شده‌اند.

### ۳-۲۳-۹ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری متوسط

#### ۴-۳-۲۳-۹ اتصالات تیر به ستون‌ها در قاب‌ها

۳-۲۳-۹-۱ در اتصالات تیرها به ستون‌ها، در طول ارتفاع تیر یا دالی که بیشترین ارتفاع را دارد و به محل اتصال منتهی می‌شود، باید در امتداد عمود بر میلگرد طولی ستون، میلگرد عرضی به مقدار حداقل برابر با مقادیر (الف) و (ب) این بند پیش‌بینی نمود:

الف- سطح مقطع میلگرد عرضی نباید کمتر از مقدار محاسبه شده از رابطه (۹-۱۵-۱۳) باشد.

ب- مقدار آرماتور عرضی نباید کمتر از دو سوم مقدار آرماتور عرضی در ناحیه  $\ell_0$  ستون، مطابق بند ۳-۲۳-۹-۲-۲ باشد. فاصله سرفه‌های این آرماتور از یکدیگر نباید بیشتر از یک و نیم برابر فاصله سرفه‌های نظیر در ناحیه  $\ell_0$  اختیار شود.

### ۴-۲۳-۹ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد

#### ۴-۴-۲۳-۹ اتصالات تیر به ستون در قاب‌ها

##### ۱-۴-۴-۲۳-۹ ضوابط کلی طراحی

۴-۴-۲۳-۹-۱ طراحی اتصالات تیرها به ستون‌ها در قاب‌ها برای برش باید براساس رابطه (۹-۱۵-۱۱) صورت گیرد. مقادیر  $V_u$  و  $V_r$  در این رابطه باید طبق ضوابط بندهای ۴-۴-۲۳-۹-۲ و ۴-۴-۲۳-۹-۳ تعیین شوند.

۴-۴-۲۳-۹-۲ نیروی برشی نهایی موثر به اتصال،  $V_u$ ، باید بر اساس تنش کششی برابر  $1/47 f_{yd}$  که ممکن است در میلگردهای کششی تیرهای دو سمت اتصال و نیز برش موجود در ستون‌های بالا و پایین اتصال پدید آید، محاسبه گردد. برای تعیین این مقادیر فرض می‌شود در تیرهای دو سمت اتصال مفصل‌های پلاستیک با ظرفیت‌های خمشی مثبت یا منفی، برابر با لنگرهای خمشی مقاوم محتمل،  $M_{pr}$ ، در مقاطع بر اتصال تشکیل شده باشند. جهت‌های این لنگرها باید به صورتی در نظر گرفته شوند که بیشترین برش در اتصال ایجاد شود.

۴-۴-۲۳-۹-۳ نیروی برشی مقاوم نهایی اتصال،  $V_r$ ، را می‌توان با شرط رعایت ضوابط بند ۴-۴-۲۳-۹-۲ حداکثر برابر با مقادیر (الف) تا (پ) این بند در نظر گرفت:

$$1/2 A_s v_c$$

$$9/4 A_s v_c$$

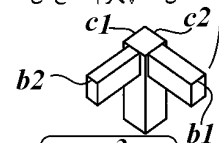
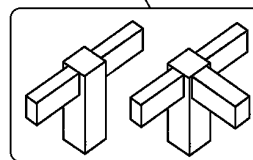
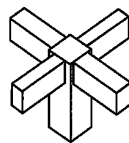
$$7/5 A_s v_c$$

الف- برای اتصالات محصور شده در چهار سمت

ب- برای اتصالات محصور شده در سه سمت و یا در دو سمت مقابل هم

پ- برای سایر اتصالات

یک اتصال زمانی توسط نیرویی که به یک وجه آن می‌رسد محصور شده تلقی می‌گردد که تیر حداقل سه چهارم سطح آن اتصال را پوشانده باشد.



$$b1 \geq \frac{3}{4} c1$$

$$b2 \geq \frac{3}{4} c2$$

### چشمه اتصال در سازه‌های با شکل‌پذیری ویژه

#### ۲-۴-۴-۲۳-۹ آرماتورگذاری

۲-۴-۴-۲۳-۹-۱ در تمامی اتصالات به جز آنهایی که در بند ۲-۴-۴-۲۳-۹-۲ گفته شده‌اند، باید آرماتورگذاری عرضی ویژه مطابق ضوابط بندهای ۲-۴-۴-۲۳-۹-۳ تا ۲-۴-۴-۲۳-۹-۶ به کار برده شود.

۲-۴-۴-۲۳-۹-۲ در اتصالاتی که در چهار سمت توسط تیرها محصور شده‌اند و عرض تیرها کمتر از سه چهارم بعد ستونی که به آن متصل می‌شوند، نباید در طولی به اندازه کوتاه‌ترین ارتفاع تیر در اتصال آرماتورگذاری عرضی ویژه، مساوی با نصف آنچه در بند ۲-۴-۴-۲۳-۹-۳ گفته شد، به کار برده شود. فاصله آرماتورهای عرضی در این اتصالات را می‌توان تا ۱۵۰ میلیمتر افزایش داد.

۲-۴-۴-۲۳-۹-۳ آرماتورهای طولی تیرها که به ستون ختم می‌شوند باید تا انتهای دیگر هسته محصور شده ستون ادامه یابند و در صورت کششی بودن مطابق ضوابط بند ۳-۴-۴-۲۳-۹ و در صورت فشاری بودن مطابق ضوابط فصل بیست و یکم مهار شوند.

۲-۴-۴-۲۳-۹-۴ در تیرهایی که آرماتور طولی آنها از داخل هسته محصور شده ستون عبور نمی‌کنند، در صورتی که این آرماتورها توسط تیر دیگری که به اتصال می‌رسد محصور نشده باشند، باید در سراسر طول آرماتور طولی که در خارج از هسته ستون قرار دارند آرماتور گذاری عرضی ویژه اجرا شود.

#### ۳-۴-۴-۲۳-۹ طول گیرایی میلگردهای کششی

۳-۴-۴-۲۳-۹-۱ طول گیرایی میلگردهای قلابدار،  $\ell_{dh}$ ، که خم آنها ۹۰ درجه است باید با استفاده از رابطه (۹-۲۱-۵) در نظر گرفته شود. طول گیرایی قلاب همچنین نباید کمتر از مقادیر: ۸ برابر قطر میلگرد و ۱۵۰ میلی‌متر اختیار گردد.

۳-۴-۴-۲۳-۹-۲ قلاب‌ها باید در هسته محصور شده ستون‌ها و یا در اجزای لبه دیوارها مهار شوند.

۳-۴-۴-۲۳-۹-۳ طول گیرایی میلگردهای مستقیم،  $\ell_d$ ، در میلگردهای تحتانی، مطابق تعریف بند ۳-۴-۴-۲۳-۹-۲-۱، نباید کمتر از ۲/۵ برابر طول گیرایی میلگردهای قلابدار و در میلگردهای فوقانی نباید کمتر از ۳/۵ برابر طول گیرایی میلگردهای قلابدار منظور گردد.

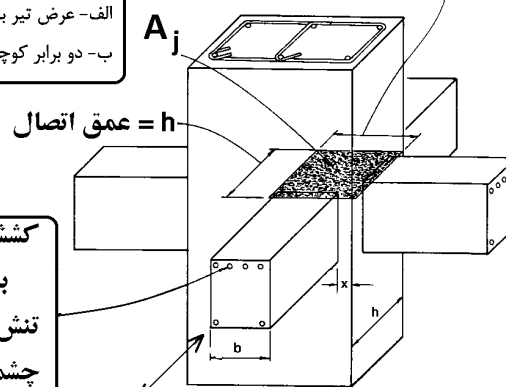
۳-۴-۴-۲۳-۹-۴ میلگردهای مستقیمی که به یک اتصال ختم می‌شوند باید از داخل هسته محصور شده ستون و یا جزء لبه دیوار عبور داده شوند. طول گیرایی برای آن قسمت از میلگردهایی که در خارج از هسته محصور شده قرار دارند، باید به اندازه ۱/۶ برابر افزایش داده شود.

عمق این مقطع برابر با عمق کلی مقطع ستون است. در مواردی که تیر اصلی به تکیه‌گاهی به پهنای بیشتر اتصال می‌یابد عرض مؤثر اتصال کوچکترین دو مقدار (الف) و (ب) اختیار شود:

الف- عرض تیر به اضافه عمق کل مقطع اتصال.

ب- دو برابر کوچکترین فاصله محور تیر از بر ستون در جهت عمود بر محور تیر.

$$b = \min(b + h, b + 2x)$$



کشش در این میلگردها موجب ایجاد برش در چشمه اتصال می‌شود  
تنش این میلگردها در محاسبات برش چشمه اتصال برابر  $1/47 f_{yd}$  منظور شود

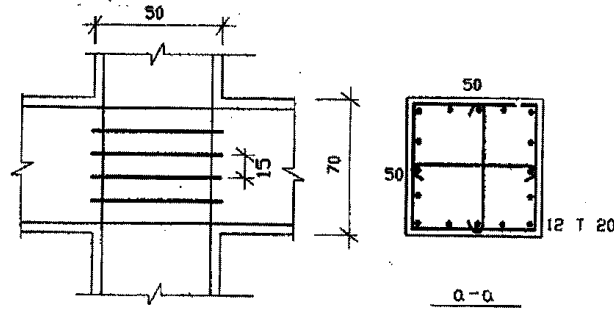
جهت نیروی زلزله که موجب ایجاد برش در چشمه اتصال شده است



## محاسبات ۸۳- پایه ۱

۴۳- مقطع زیر متعلق به اتصال یک ستون با چهار تیر اطراف خود است. اتصال برای شکل پذیری زیاد می شود. با فرض آنکه بتن در اتصال جوابگوی برش وارده باشد، بگوئید برای خاموتها چه میلگردی انتخاب می کنید.

$$f_c = 200 \text{ kg/cm}^2 \text{ و } f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$



(۱) 2T10/15 cm

(۲) 2T12/15

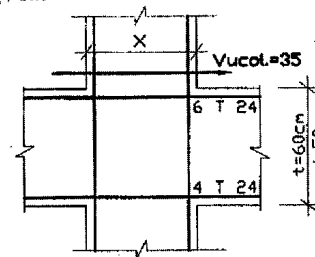
(۳) T10/15

(۴) T8/15

## محاسبات ۸۳- پایه ۲

۴۴- در اتصال روبرو بگوئید حداقل بعد ستون چه اندازه باید باشد تا اتصال جوابگوی برش ایجاد شده در هنگام زلزله باشد. مقطع ستون مربع است. عرض تیرها در چهار سمت ۴۵ سانتیمتر است و نسبت به محور ستون بطور متقارن قرار دارند. اتصال برای شکل پذیری زیاد طراحی می شود.

$$f_c = 200 \text{ kg/cm}^2 \text{ و } f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$



(۱) x= 45 cm

(۲) x= 50

(۳) x= 55

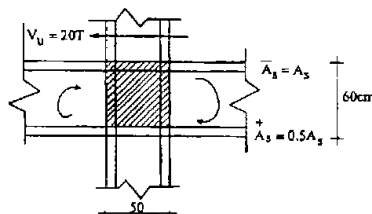
(۴) x= 60

گزینه ۳

## محاسبات ۸۴- پایه ۱

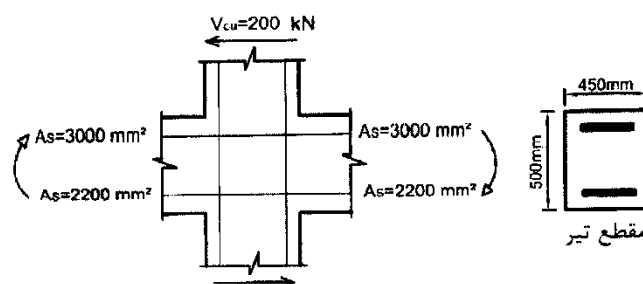
۴۰- اتصال تیر به ستون مقابل متعلق به یک قاب بتن آرمه است که برای شکل پذیری زیاد طراحی می شود. تعیین کنید حداکثر مقدار  $A_s$  را برای آنکه چشمه اتصال بتواند به لحاظ برش جوابگو باشد. اتصال از چهار سمت محصور است. ابعاد مقطع ستون  $50 \times 50$  سانتی متر و ابعاد مقطع تیرها  $50 \times 60$  سانتی متر است. برش در ستون فوقانی  $20$  تن است.

$$f_c = 200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad f_y = 4000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

(۱)  $A_s = 24 \text{ cm}^2$ (۲)  $A_s = 28$ (۳)  $A_s = 30$ (۴)  $A_s = 35$ 

گزینه ۱

۴۶- در شکل زیر یک اتصال تیر به ستون بتنی نشان داده شده است. چنانچه این اتصال مربوط به یک ساختمان با شکل پذیری زیاد باشد، نیروی برشی نهایی مؤثر به اتصال به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ نوع میلگرد S400، رده بتن C25، ابعاد مقطع ستون 500×500 میلی متر است. فرض می شود امکان تشکیل مفصل پلاستیک در تیرهای هر دو سمت ستون وجود دارد. مقدار نیروی برشی نهایی ستون در شکل زیر مشخص شده است.



2700 kN (۱)

2600 kN (۲)

2400 kN (۳)

2300 kN (۴)

گزینه ۳

۹-۲۳-۴- اتصالات تیر به ستون در قابها

۹-۲۳-۴-۱ ضوابط کلی طراحی

۹-۲۳-۴-۱-۱ طراحی اتصالات تیرها به ستونها در قابها برای برش باید براساس رابطه

(۹-۱۵-۱) صورت گیرد. مقادیر  $V_u$  و  $V_r$  در این رابطه باید طبق ضوابط بندهای ۹-۲۳-۴-۱-۲ و

۹-۲۳-۴-۱-۳ تعیین شوند.

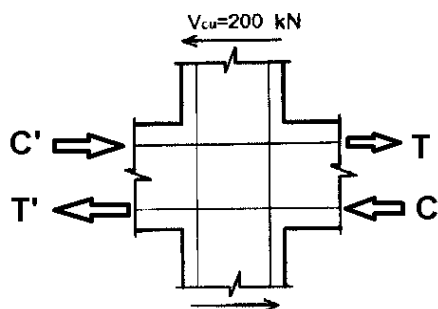
۹-۲۳-۴-۱-۲ نیروی برشی نهایی مؤثر به اتصال،  $V_u$ ، باید بر اساس تنش کششی برابر $\frac{1}{47}f_{yd}$  که ممکن است در میلگردهای کششی تیرهای دو سمت اتصال و نیز برش موجود در

ستونهای بالا و پایین اتصال پدید آید، محاسبه گردد. برای تعیین این مقادیر فرض می شود در

تیرهای دو سمت اتصال مفصلهای پلاستیک با ظرفیتهای خمشی مثبت یا منفی، برابر با

لنگرهای خمشی مقاوم محتمل،  $M_{pr}$ ، در مقاطع بر اتصال تشکیل شده باشند. جهت های این

لنگرها باید به صورتی در نظر گرفته شوند که بیشترین برش در اتصال ایجاد شود.



$$C = T = A_s(1.47f_{yd}) = 3000 \times 1.47 \times 0.85 \times 400 = 1499400 \text{ N} = 1499.4 \text{ kN}$$

$$C' = T' = A_s(1.47f_{yd}) = 2200 \times 1.47 \times 0.85 \times 400 = 1099560 \text{ N} = 1099.56 \text{ kN}$$

$$V_p = T + C' - V_{cu} = 1499.4 + 1099.56 - 200 = 2398.96 \text{ kN}$$

۴۷- نیروی برشی نهایی مؤثر به اتصال تیر به ستون یک ساختمان بتنی با شکل پذیری زیاد، 2300 کیلو نیوتن است. چنانچه مقطع ستون، مربعی به طول اضلاع 500×500 میلی متر بوده و از هر چهار طرف به تیرهای با پهنای 400 میلی متر متصل شده باشد، حداقل رده بتن مورد نیاز (برای تمام اعضای سازه از یک رده بتن استفاده می شود) چقدر است؟ محور هر چهار تیر را منطبق بر محورهای اصلی ستون فرض کنید. همچنین فرض کنید که در این اتصال، آرما توری عرضی ویژه قرار داده می شود.

C35 (۴)

C25 (۳)

C30 (۲)

C40 (۱)

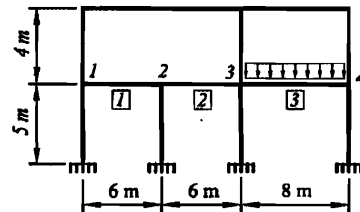
گزینه ۴

$$A_j = 500 \times 500 = 250000 \text{ mm}^2$$

$$v_c = 0.2\phi_c\sqrt{f'_c} = 0.2 \times 0.65\sqrt{f'_c} = 0.13\sqrt{f'_c}$$

$$12A_jv_c > 2300 \text{ kN} \rightarrow 12 \times 250000 \times 0.13\sqrt{f'_c} < 2300000 \rightarrow f'_c = 34.77 \text{ MPa}$$

۳۱- شکل زیر یکی از قاب‌های ساختمانی بتنی با سیستم قاب خمشی بتن‌آرمه ویژه را نشان می‌دهد. ابعاد مقطع تمام تیرها و ستون‌ها  $500 \times 500$  mm است. به تیر سه دهانه‌ی طبقه اول، در دهانه‌های ۱ و ۲ باری غیر از وزن تیر وارد نمی‌شود، اما در دهانه ۳ علاوه بر وزن تیر، بارهای مرده و زنده سطوح مجاور نیز اعمال می‌شود. اگر در هر دو تکیه‌گاه هر سه دهانه این تیر، مساحت میلگردهای بالا  $4000 \text{ mm}^2$  و میلگردهای پایین  $3200 \text{ mm}^2$  بوده و به‌طور محافظه‌کارانه از نیروی برشی ستون‌ها صرف‌نظر شود، نیروی برشی نهایی مؤثر در بحرانی‌ترین اتصال (گره‌های ۱ تا ۴) برحسب کیلونیوتن به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ فرض شود که میلگردها از رده S400 و بتن از رده C25 می‌باشد.



(۱) 2900

(۲) 3200

(۳) 3600

(۴) 4000

گزینه ۳

$$\left. \begin{aligned} T &= 1.47 F_{yd} A_s = 1.47 \times 0.85 \times 400 \times 4000 = 1999.2 \text{ kN} \\ C' &= T' = 1.47 F_{yd} A_s = 1.47 \times 0.85 \times 400 \times 3200 = 1599.36 \text{ kN} \end{aligned} \right\} T + C' = 3598.56 \text{ kN}$$

## ۲۳- ضوابط ویژه لرزه ای

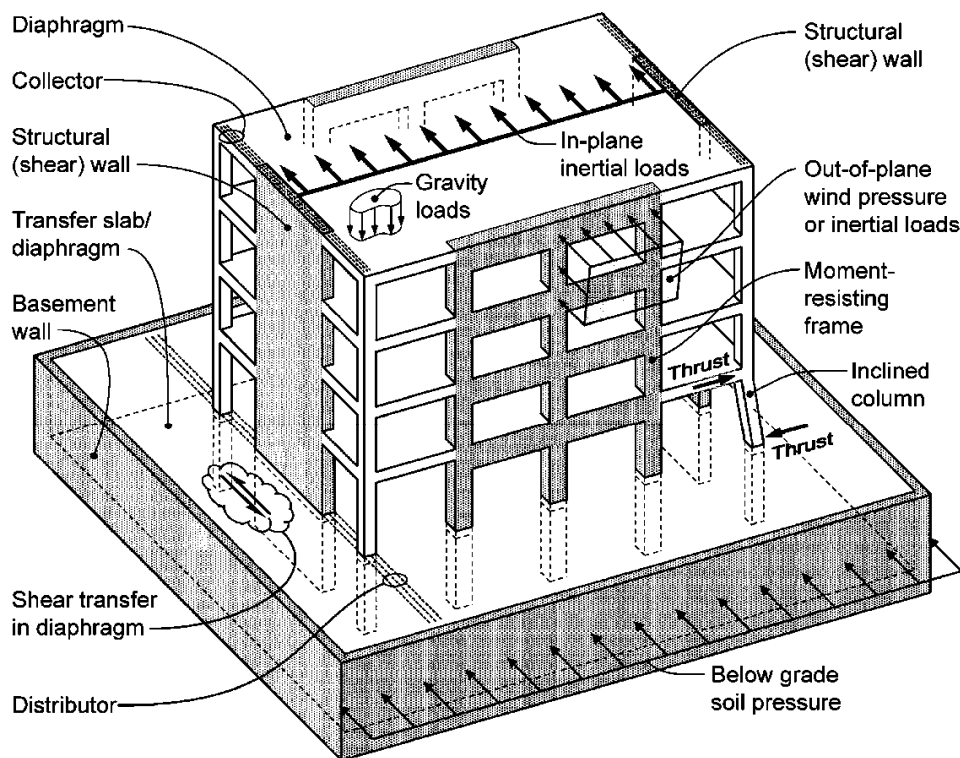


Fig. R12.1.1—Typical diaphragm actions.

## ۹-۲۳-۲-۵ حدود شکل پذیری ساختمان

۹-۲۳-۲-۵-۱ اجزای مقاوم در برابر بارهای جانبی زلزله باید برای یکی از سه حد شکل پذیری که در بندهای ۹-۲۳-۲-۵-۲ تا ۹-۲۳-۲-۵-۴ تعریف شده‌اند، طراحی شوند. ضوابط این مقررات شرایط شکل پذیری کم را تأمین می‌کنند. ضوابط طراحی برای شکل‌پذیری‌های متوسط و زیاد در قسمت‌های ۹-۲۳-۳ تا ۹-۲۳-۴ تعیین شده‌اند.

۹-۲۳-۲-۵-۲ حد شکل‌پذیری کم (قاب خمشی بتن آرمه معمولی): این حد برای ساختمان‌هایی مناسب است که در آنها انتظار به وجود آمدن تغییر شکل زیاد نمی‌رود. این شرط در مناطق با خطر زلزله نسبی کم و متوسط به کار می‌رود.

۹-۲۳-۲-۵-۳ حد شکل‌پذیری متوسط (قاب خمشی بتن آرمه متوسط با و یا بدون دیوار برشی): این حد برای ساختمان‌هایی الزامی است که در آنها بازتاب ساختمان در برابر نیروهای زلزله وارد ناحیه غیرخطی می‌شود و مقاطع ساختمان باید آنچنان طراحی شوند که از ایمنی کافی در مقابل گسیختگی ترد برخوردار باشند.

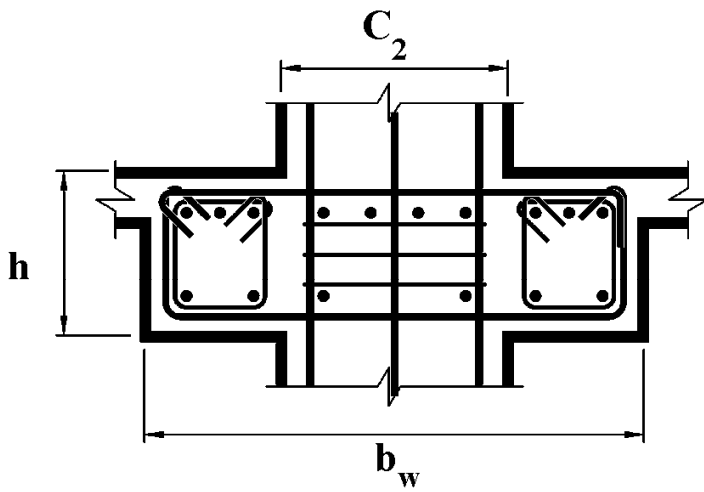
۹-۲۳-۲-۵-۴ حد شکل‌پذیری زیاد (قاب خمشی بتن آرمه ویژه با و یا بدون دیوار برشی): این حد برای ساختمان‌هایی الزامی است که اعضای آنها در مقاطع خاصی باید از ظرفیت جذب و استهلاک انرژی زیاد برخوردار باشند به طوری که در صورت ایجاد مکانیزم در آنها پایداری و انسجام کلی ساختمان محفوظ مانده و از این نظر اطمینان کافی موجود باشد.

۹-۲۳-۲-۵-۵ ساختمان‌هایی را که در آنها حدود شکل‌پذیری بیشتر تأمین می‌شود، با توجه به قابلیت جذب انرژی و رفتار غیر خطی بیشتر، می‌توان برای بارهای جانبی زلزله کمتری طراحی نمود. ضوابط مربوط به چگونگی کاهش این بارها در آئین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (مبحث ششم) تعیین شده‌اند.

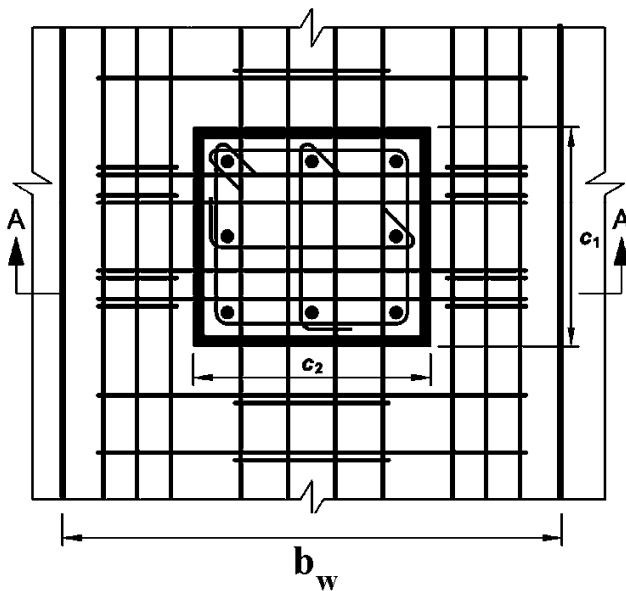
## ۲۳-۱- محدودیت‌های هندسی تیرها (اعضای خمشی)

$$b_w \leq C_2 + 1.5 h$$

$$b_w \leq C_2 + 0.5 C_1$$



SECTION A-A



## ۲۳-۳-۹ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری متوسط

۲۳-۳-۹-۱ اعضای تحت خمش در قاب‌ها ( $N_u \leq 0.15 f_{cd} A_g$ )

۲۳-۳-۹-۱-۱ محدودیت‌های هندسی

۲۳-۳-۹-۱-۱-۱-۱ در اعضای خمشی قاب‌ها محدودیت‌های هندسی (الف) تا (پ) این بند باید رعایت شوند:

الف- ارتفاع مؤثر مقطع نباید بیشتر از یک چهارم طول دهانه آزاد باشد.

ب- عرض مقطع نباید کمتر از یک چهارم ارتفاع آن و ۲۵۰ میلیمتر باشد.

پ- عرض مقطع نباید:

- بیشتر از عرض عضو تکیه‌گاهی، در صفحه عمود بر محور طولی عضو خمشی، به اضافه سه چهارم ارتفاع عضو خمشی، در هر طرف عضو تکیه‌گاهی

- بیشتر از عرض عضو تکیه‌گاهی به اضافه یک چهارم بعد دیگر مقطع عضو تکیه‌گاهی، در هر طرف عضو تکیه‌گاهی اختیار شود.

۲۳-۳-۹-۱-۱-۱-۲ برون محوری هر عضو خمشی نسبت به ستونی که با آن قاب تشکیل می‌دهد، یعنی فاصله محورهای هندسی دو عضو از یکدیگر، نباید بیشتر از یک چهارم عرض مقطع ستون باشد.

## ۲۳-۴-۹ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد

۲۳-۴-۹-۱ اعضای تحت خمش در قاب‌ها ( $N_u \leq 0.15 f_{cd} A_g$ )

۲۳-۴-۹-۱-۱ محدودیت‌های هندسی

۲۳-۴-۹-۱-۱-۱-۱ در اعضای خمشی قاب‌ها محدودیت‌های هندسی (الف) تا (پ) این بند باید رعایت شوند:

الف- ارتفاع مؤثر مقطع نباید بیشتر از یک چهارم طول دهانه آزاد باشد.

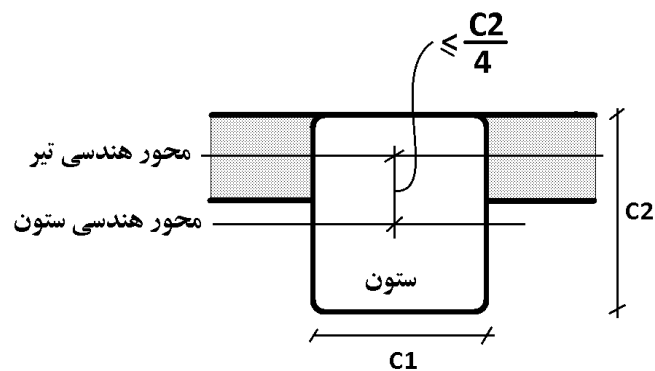
ب- عرض مقطع نباید کمتر از سه دهم ارتفاع آن و ۲۵۰ میلی‌متر باشد.

پ- عرض مقطع نباید:

- بیشتر از عرض عضو تکیه‌گاهی، در صفحه عمود بر محور طولی عضو خمشی، به اضافه سه چهارم ارتفاع عضو خمشی، در هر طرف عضو تکیه‌گاهی،

- بیشتر از عرض عضو تکیه‌گاهی، به اضافه یک چهارم بعد دیگر مقطع عضو تکیه‌گاهی در هر طرف آن.

۲۳-۴-۹-۱-۱-۱-۲ برون محوری هر عضو خمشی نسبت به ستونی که با آن قاب تشکیل می‌دهد، یعنی فاصله محورهای هندسی دو عضو از یکدیگر، نباید بیشتر از یک چهارم عرض مقطع ستون باشد.



## ۲-۲۳- محدودیتهای هندسی ستونها (اعضای تحت فشار و خمش)

۳-۲۳-۹ ضوابط ساختمانهای با شکلپذیری زیاد

۲-۲۳-۹-۲ اعضای تحت اثر توأم فشار و خمش در قابها ( $N_u > 0.15 f_{cd} A_g$ )

۱-۲-۲۳-۹-۲ محدودیت‌های هندسی

۱-۲-۲۳-۹-۲-۱ در این اعضاء محدودیت‌های هندسی (الف) و (ب) این بند باید رعایت شوند:

الف- عرض مقطع نباید کمتر از چهار دهم بعد دیگر آن و نباید کمتر از ۳۰۰ میلی‌متر باشد.

ب- نسبت عرض مقطع به طول آزاد عضو آن در اعضایی که زیر اثر لنگرهای خمشی موجود در دو

انتها در دو جهت خم می‌شوند، نباید کمتر از  $\frac{1}{16}$  و در اعضای طره‌ای نباید کمتر از  $\frac{1}{10}$  باشد.

۳-۲۳-۹ ضوابط ساختمانهای با شکلپذیری متوسط

۲-۲۳-۹-۳ اعضای تحت فشار و خمش در قابها ( $N_u > 0.15 f_{cd} A_g$ )

۱-۲-۲۳-۹-۳ محدودیت‌های هندسی

۱-۲-۲۳-۹-۳-۱ در ستونها محدودیت‌های هندسی (الف) و (ب) این بند باید رعایت شوند:

الف- عرض مقطع نباید کمتر از سه دهم بعد دیگر آن و نباید کمتر از ۲۵۰ میلی‌متر باشد.

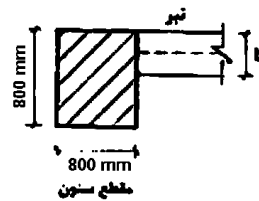
ب- نسبت عرض مقطع به طول آزاد ستون نباید از  $\frac{1}{25}$  کمتر باشد.

### محاسبات ۹۲

۳۳- شکل زیر مقطع یک ستون بتنی را نمایش می‌دهد که به لبه آن یک تیر بتنی متصل شده است.

حداقل عرض تیر (b) چقدر باید اختیار شود؟ فرض کنید تیر و ستون برای یک سازه با شکلپذیری

متوسط طراحی شده و ارتفاع تیر برابر ۶۰۰ میلی‌متر است.



۱) ۳۰۰ میلی‌متر

۲) ۵۰۰ میلی‌متر

۳) ۲۵۰ میلی‌متر

۴) ۴۰۰ میلی‌متر

$$\left(400 - \frac{b}{2}\right) < \frac{800}{4} \rightarrow b > 400 \text{ mm}$$

### محاسبات-۹۰

۴۲- در قاب با شکلپذیری زیاد برای اعضای تحت اثر توأم فشار و خمش (ستون) با مقطع

مستطیل کدامیک از ابعاد زیر نمی‌تواند قابل قبول باشد؟ (ابعاد برحسب میلی‌متر می‌باشند)

۲) ۸۰۰×۳۰۰

۱) ۳۰۰×۳۰۰

۴) ۲۰۰۰×۸۰۰

۳) ۳۵۰×۳۵۰

گزینه ۲

## ۲۳-۳- ضابطه تیر ضعیف ستون قوی

۴-۲۳-۹ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد

۴-۲۳-۹ اعضای تحت اثر توأم فشار و خمش در قاب‌ها ( $N_u > 0.15 f_{cd} A_g$ )

۴-۲۳-۹ حداقل مقاومت خمشی ستون‌ها

۴-۲۳-۹-۱-۴ در تمامی اتصالات تیرها به ستون‌ها، به‌جز موارد گفته شده در بندهای

۴-۲۳-۹-۲-۴ و ۴-۲۳-۹-۳-۴-۲-۴-۳-۹ لنگرهای خمشی مقاوم ستون‌ها باید در رابطه (۴-۲۳-۹)

صدق کنند:

$$\sum M_c \geq 1/2 \sum M_b \quad (4-23-9)$$

در این رابطه:

 $\sum M_c$  = مجموع لنگرهای مقاوم خمشی ستون‌ها در بالا و پایین اتصال است که در بر اتصال

محاسبه شده باشند. لنگرهای مقاوم خمشی ستون‌ها باید برای نامساعدترین حالت بار

محوری، در جهت بارگذاری جانبی مورد نظر، که کمترین مقدار لنگرها را به‌دست دهد،

محاسبه شوند.

 $\sum M_b$  = مجموع لنگرهای مقاوم خمشی تیرها در دو سمت اتصال است که در بر اتصال محاسبه

شده باشند.

جمع لنگرها در رابطه (۴-۲۳-۹) باید چنان صورت گیرد که لنگرهای ستون‌ها در جهت مخالف

لنگرهای تیرها قرار گیرند. رابطه (۴-۲۳-۹) باید در حالاتی که لنگرهای خمشی تیرها در دو جهت

در صفحه قائم قاب، عمل نمایند برقرار باشد.

۴-۲۳-۹-۴-۲-۴-۳-۹ چنانچه تعداد ستون‌های موجود در یک طبقه در یک قاب بیشتر از چهار عدد

باشند، از هر چهار ستون یک ستون می‌تواند رابطه (۴-۲۳-۹) را ارضا نکند.

۴-۲۳-۹-۳-۴-۲-۴-۳-۹ ستون‌های قاب‌های یک و دو طبقه و نیز ستون‌های طبقه آخر در قاب‌های چند

طبقه می‌توانند رابطه (۴-۲۳-۹) را ارضا نکنند. در این صورت این ستون‌ها باید ضابطه بند

۴-۲۳-۹-۴-۲-۴-۳-۹ را ارضا کنند. این ستون‌ها مشمول ضابطه بند ۴-۲۳-۹-۴-۲-۴-۳-۹ نمی‌شوند.

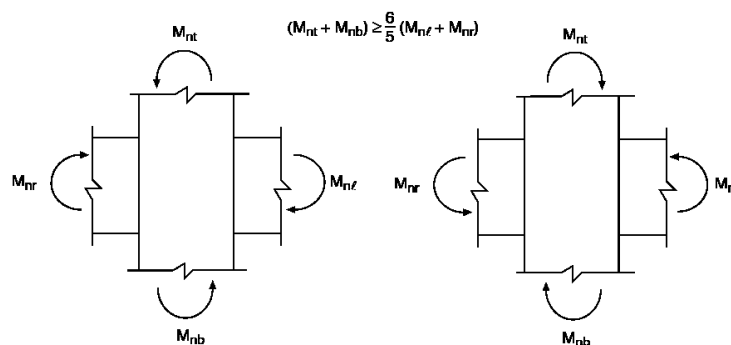
۴-۲۳-۹-۴-۲-۴-۳-۹ چنانچه ستونی رابطه (۴-۲۳-۹) را ارضا نکند، باید در تمام طول دارای

میلگردگذاری عرضی ویژه مطابق ضوابط بندهای ۴-۲۳-۹-۳-۲-۴-۳-۹ تا ۴-۲۳-۹-۳-۲-۴-۳-۹ باشد.

۴-۲۳-۹-۴-۲-۴-۳-۹ چنانچه ستونی ضابطه بند ۴-۲۳-۹-۴-۲-۴-۳-۹ را تأمین نکند باید از کمک آن به

سختی جانبی و مقاومت ساختمان در مقابل بار جانبی زلزله صرف‌نظر شود. این ستون در هر حال

باید ضوابط بند ۴-۲۳-۹-۴-۲-۴-۳-۹ را تأمین نماید.



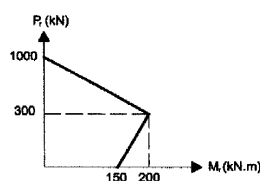
Subscripts t, r, l, and b stand for left support, right support, top of column, and bottom of column, respectively.

## محاسبات-۹۱

۲۳- در قاب یک دهانه و یک طبقه با شکل‌پذیری زیاد در صورتی که لنگر خمشی مقاوم تیر در بر ستون

(مثبت و منفی) برابر  $135 \text{ kN.m}$  و دیاگرام اندرکنش نیروی محوری- لنگر خمشی برای ستون مطابقشکل و نیروی محوری موثر به ستون  $P_D=280 \text{ kN}$ ,  $P_L=60 \text{ kN}$ ,  $P_E=\pm 20 \text{ kN}$  و ترکیب بارگذاریمورد نظر  $D + 1.2L + 1.2E$  باشد، نسبت  $\frac{M_c}{M_g}$  در اتصال تیر به ستون در نامساعدترین حالت بار

محوری در ترکیب بارگذاری مذکور به کدام یک از اعداد زیر نزدیکتر است؟



۱) 1.30

۲) 1.20

۳) 1.40

۴) 1.10

گزینه ۱:

 $Mc$  مقاومت خمشی ستون و  $Mg$  (Girder) مقاومت خمشی تیر می‌باشد. در حقیقت هدف بررسی ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی می‌باشد. مقدار  $Mc$ را که خود مساله داده است ( $135 \text{ kN.m}$ ). ما تنها باید مقاومت خمشی ستون ( $Mc$ ) را محاسبه کنیم. مقاومت خمشی ستونهای بتنی متغیر بوده و عدد ثابتی

نیست و بستگی به مقدار نیروی محوری موثر بر آن دارد. تحت اثر ترکیب بار فوق نیروی محوری ستون برابر است با:

$$P = 280 + 1.2 \times 60 \pm 1.2 \times 20 = \begin{cases} 376 \text{ kN} \\ 328 \text{ kN} \end{cases}$$

با توجه به دیاگرام اندرکنشی داده شده، مقاومت خمشی ستون تحت اثر بار  $376 \text{ kN}$  کمتر (بحرانی) بوده و برابر است با:

$$M_c = 200 - \left( \frac{376 - 300}{1000 - 300} \right) \times 200 = 178.29 \text{ kN.m}$$

بنابراین ستون قوی تر از تیر می‌باشد. دقت شود که قاب یک دهانه و یک طبقه می‌باشد و بنابراین در گره مورد نظر تنها یک تیر و یک ستون داریم.

برای گرههایی که دو ستون و دو تیر متصل است، مجموع مقاومت خمشی تیرها و ستونها را باید منظور کنیم.

## ۲۰-۹ طراحی شالوده

## ۳-۲۰-۹ ضوابط کلی طراحی

۶-۳-۲۰-۹ در شمع‌هایی که تمام طول آنها در لایه‌های خاک متراکم قرار دارد، بررسی کمانش ضروری نیست. اما در شمع‌هایی که تمام یا بخشی از طول آنها در خاک سست قرار گرفته و یا خارج از خاک باشد، بررسی کمانش با توجه به شرایط خاص تکیه‌گاهی ضروری است.

۹-۳-۲۰-۹ ضخامت شالوده‌ها نباید کمتر از ۲۵۰ میلیمتر و ضخامت صفحه سرشمع مربوط به گروه شمع نباید کمتر از ۴۰۰ میلیمتر اختیار شود.

## ۴-۲۰-۹ ضوابط تعیین بارهای وارد بر شالوده‌ها

## ۱-۴-۲۰-۹ کلیات

۴-۱-۴-۲۰-۹ در شالوده‌هایی که زیر ستون یا ستون پایه‌های بتنی با مقاطع دایره یا چند ضلعی منظم قرار دارند، برای تعیین موقعیت مقاطع بحرانی در خمش و برش، می‌توان مقطع ستون یا ستون پایه را با یک مقطع فرضی مربع شکل با مساحتی برابر مساحت ستون یا ستون پایه جایگزین نمود.

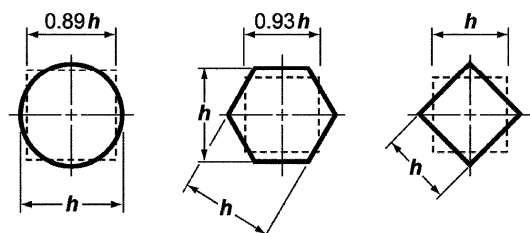


Fig. R13.6.2.5—Examples of equivalent square section for supporting members.

## ۲-۴-۲۰-۹ توزیع فشار خاک

۳-۲-۴-۲۰-۹ در شالوده‌های منفرد و گسترده، توزیع فشار خاک می‌تواند بنحوی باشد که در قسمتی از آن فشار روی خاک به صفر برسد، مشروط بر آنکه طول این قسمت در هیچ امتداد از یک چهارم بعد شالوده در آن امتداد تجاوز نکند.

۴-۲-۴-۲۰-۹ در مواردی که نیروهای وارده بر شالوده کششی باشند باید با پیش‌بینی تدابیر مناسب از جمله استفاده از شمع یا میل مهار مانع از بلند شدن شالوده از روی زمین شد. این تدابیر باید بنحوی باشند که ضریب ایمنی در مقابل نیروهای بلند کننده حداقل برابر با ۱/۵ باشد.

۵-۲-۴-۲۰-۹ در شالوده‌های باسکولی، تیر رابط بین شالوده‌ها باید به اندازه کافی صلب باشد تا بتواند مانع چرخش شالوده‌ای که زیر اثر بار برون محور قرار دارد، بشود. در صورت عدم انجام تحلیل دقیق‌تر ممان اینرسی مقطع این تیر باید حداقل برابر ممان اینرسی مقطع شالوده زیر اثر بار برون محور در نظر گرفته شود. این تیر باید برای خمش و برش طراحی شود. در این حالت توزیع فشار خاک زیر شالوده‌ها را می‌توان یکنواخت در نظر گرفت.

## ۲۰-۹ طراحی شالوده

## ۳-۴-۲۰-۹ لنگر خمشی در شالوده‌ها

۱-۳-۴-۲۰-۹ لنگر خمشی مؤثر در هر مقطع شالوده باید با گذراندن یک صفحه قائم از سراسر شالوده و محاسبه لنگرهای خمشی حاصل از نیروها و فشارهای مؤثر بر تمام سطوح شالوده واقع در یک سمت این صفحه تعیین گردد.

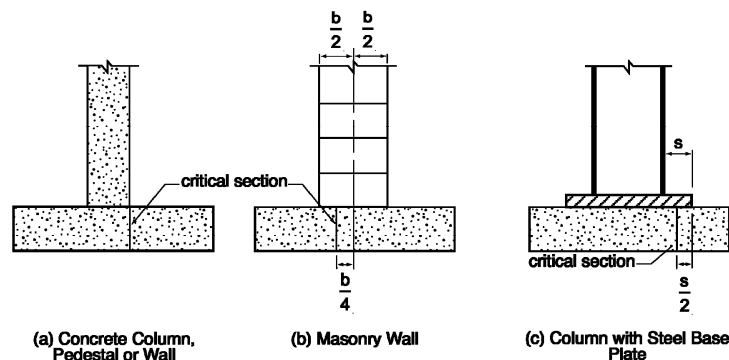
۲-۳-۴-۲۰-۹ مقطع بحرانی برای تعیین حداکثر لنگر خمشی در بر شالوده‌ها، در مجاورت ستون‌ها و ستون پایه‌ها و دیوارها باید به شرح (الف) الی (پ) این بند در نظر گرفته شود:

الف- برای شالوده‌هایی که زیر ستون، ستون پایه یا دیوار بتنی قرار دارند، در بر عناصر مزبور، منکی به شالوده می‌باشد.

ب- برای شالوده‌هایی که زیر دیوار یا مصالح بنایی قرار دارند، در وسط لبه دیوار تا محور دیوار می‌باشد.

پ- برای شالوده‌هایی که زیر صفحه فلزی کف ستون قرار دارند، در وسط فاصله بر ستون تا لبه صفحه فولادی کف ستون می‌باشد.

۳-۳-۴-۲۰-۹ در شالوده‌های منفرد و زیر دیوار، باید امکان ایجاد لنگر خمشی منفی و لزوم آرمان‌رگذاری در بالای مقطع شالوده بررسی شود.



Critical Location for Maximum Factored Moment in an Isolated Footing



۳۹- یک ستون فولادی با مقطع پکس (قوطی) بر روی یک صفحه فولادی (Base Plate) و نهایتاً روی یک شالوده منفرد مربعی قرار گرفته است. جهت محاسبه حداکثر لنگر خمشی در شالوده، محل مقطع بحرانی کدامیک از موارد زیر می باشد؟

- (۱) صفحه قائم گذرنده از پیرامون خط واصل بین بولت های مهارى صفحه زیر ستون  
(۲) صفحه قائم گذرنده از پیرامون خط فرضی در وسط حداقل بر صفحه زیرستون (Base Plate) و بر ستون فولادی  
(۳) صفحه قائم گذرنده از پیرامون ستون فولادی  
(۴) صفحه قائم گذرنده از پیرامون صفحه زیر ستون (Base Plate)

## گزینه ۲

### ۲۴-۱- آرماتور حداقل در پی ها

۹-۲۰ طراحی شالوده

۹-۲۰-۵ آرماتورهای شالوده‌ها و شمع‌ها و محدودیت‌های آنها

آرامتورهای لازم برای مقاطع شالوده‌ها و شمع‌ها بر اساس نیروهای وارد بر آن مقاطع در حالت حد انحراف، با رعایت محدودیت‌های بند ۹-۵-۲۰-۱ الی ۹-۵-۲۰-۹ محاسبه می‌شوند.

۹-۲۰-۱۵ در شالوده‌های منفرد، گسترده و باسکولی (بجز تیر رابط) نسبت آرماتور به کار رفته در مقطع نباید کمتر از مقادیر ذکر شده در بندهای ۹-۲۰-۱۸ الی ۹-۲۰-۴ باشد. در مورد تیرهای، رابط شالوده‌های باسکولی، حداقل آرماتور باید براساس بند ۹-۱۴-۱۲-۵ اختیار شود.

۹-۲۰-۲ در شالوده‌های نواری مقدار نسبت آرماتور در ناحیه کششی نباید کمتر از ۰/۱۵ درصد اختیار شود، مگر آنکه آرماتور بکار رفته به اندازه یک سوم بیشتر از مقدار آرماتور تعیین شده در محاسبات باشد. در حالت اخیر این نسبت نمی‌تواند کمتر از ۰/۱۵ درصد اختیار گردد.

۹-۲۰-۳ در شالوده‌ها قطر میلگردها نباید کمتر از ۱۰ میلیمتر و فاصله محور تا محور آنها از یکدیگر، نباید کمتر از ۱۰۰ میلیمتر و بیشتر از ۳۵۰ میلیمتر در نظر گرفته شود.

۹-۲۰-۴ در شالوده‌های حجیمی که در آنها ابعاد و حجم بتن مستقل از نیازهای محاسباتی در نظر گرفته می‌شوند، رعایت حداقل آرماتور خمشی مطابق بند ۹-۲۰-۱-۵ ضرورتی ندارد. در این شالوده‌ها در صورتی که کنترل ترک‌های سطحی مورد نظر باشد باید در آن سطوح یک شبکه میلگرد جلدی مطابق بند ۹-۲۰-۸-۶ به کار برد. حداکثر فاصله میلگردهای جلدی ۳۵۰ میلی‌متر است.

۹-۵-۵ در شالوده‌های منفرد در صورتی که عملکردها شالوده یکطرفه باشد و یا عملکرد آن دو طرفه بوده و شکل آن مربع باشد، توزیع میلگردها در سراسر عرض شالوده باید بطور یکنواخت صورت گیرد. در غیر اینصورت توزیع میلگردها باید مطابق ضوابط (الف) و (ب) این بند باشد.

الف- میلگردهای طولی شالوده به طور یکنواخت در سراسر عرض شالوده توزیع می‌شوند.

ب- قسمتی از میلگردهای عرضی شالوده، که مقدار آن از رابطه (۹-۲۰-۱) تعیین می‌شود، در نواری میانی که عرض آن برابر با بعد کوچکتر سطح شالوده است و بطور متقارن نسبت به ستون پایه قرار دارد، بطور یکنواخت توزیع می‌شوند و بقیه میلگردهای عرضی با رعایت بند ۹-۲۰-۵-۳ در دو سمت میانه، بطور یکنواخت قرار داده می‌شوند.

$$\frac{\text{میلگردهای نوار میانی در امتداد عرضی}}{\text{کا، میلگردهای عرضی، شالوده}} = \frac{2}{1+\beta} \quad (۹-۲۰-۱)$$

۹-۲۰-۵-۶ حداقل و حداکثر نسبت آرماتور طولی شمع‌های پیش ساخته و شمع‌های درجا با قطر کمتر یا برابر ۸۰ میلی‌متر، مشابه ستون‌ها و با توجه به ضوابط فصل چهاردهم تعیین می‌شود.

۹-۲۰-۷-۵ حداقل و حداکثر نسبت آرماتور طولی شمع‌های درجا با قطر بیش از ۸۰۰ میلیمتر به ترتیب به میزان نیم درصد و سه درصد سطح مقطع شمع منظور می‌گردد.

۹-۲۰-۸ آرماتور عرضی شمع‌ها به صورت تنگ یا مارپیچ در نظر گرفته می‌شود.

## ۹-۲۰-۷ محدود کردن حرکت نسبی شالوده‌ها

۹-۲۰-۷-۱ شالوده‌های جدا از هم در یک ساختمان باید در دو امتداد ترجیحاً عمود برهم، به وسیله **کلاف‌های رابط** بهم متصل شوند، بطوری که کلاف‌ها مانع حرکت دو شالوده نسبت به هم گردند. در ساختمان‌های یک طبقه که دارای دهانه بزرگ هستند مانند ساختمان‌های صنعتی، آشیانه‌ها و غیره که در آنها شالوده‌ها دارای عمق استقرار و پایداری کافی در برابر نیروهای جانبی هستند، از پیش‌بینی کلاف در امتداد دهانه قاب می‌توان صرف‌نظر کرد. در این شالوده‌ها خاکریز اطراف شالوده باید بعداً به خوبی کوبیده و متراکم شود. در موارد دیگر نیز که به هر دلیل امکان اجرای کلاف‌ها وجود ندارد، مشروط بر آنکه مطالعات ویژه، نشانگر آن باشد که استفاده از روش‌های دیگر مانند بکارگیری شمع برای زیر شالوده‌ها و یا اجرای ستون پایه‌ها و ایجاد فشار خاک بر روی آنها در عمق مناسب، می‌تواند حرکت نسبی شالوده‌ها را محدود سازد، بهره‌گیری از روش مربوطه امکان‌پذیر است.

## ۹-۲۰-۸ آرماتورهای حرارت و جمع‌شدگی در شالوده‌ها

۹-۲۰-۸-۱ نسبت سطح مقطع آرماتور حرارت و جمع‌شدگی لازم به کل سطح مقطع بتن برای شالوده‌های به ضخامت کمتر یا مساوی ۱۰۰۰ میلیمتر نباید از مقادیر (الف) تا (پ) این بند کمتر اختیار شود:

الف - برای میلگردهای رده S۳۴۰:	۰/۰۰۲۰
ب - برای میلگردهای رده S۴۰۰:	۰/۰۰۱۸
پ - برای میلگردهای رده S۵۰۰ و بالاتر:	۰/۰۰۱۵

۹-۲۰-۸-۲ نسبت سطح مقطع آرماتور حرارت و جمع‌شدگی لازم به کل سطح مقطع بتن برای شالوده‌های به ضخامت بیشتر از ۱۰۰۰ تا ۲۰۰۰ میلیمتر نباید از  $\alpha$  برابر نسبت‌های مندرج در بند ۹-۲۰-۸-۱ کمتر اختیار شود. مقدار  $\alpha$  از رابطه (۹-۲۰-۲) تعیین می‌شود:

$$\alpha = 1/3 - 0.002h \quad (9-20-2)$$

۹-۲۰-۸-۳ مقدار حداقل آرماتور حرارت و جمع‌شدگی  $A_{s\min}$  برای شالوده‌های به ضخامت بیشتر از ۲۰۰۰ میلیمتر برابر مقدار آرماتور برای شالوده به ضخامت ۲۰۰۰ میلیمتر و به شرح (الف) تا (پ) این بند است:

الف - برای میلگردهای رده S۳۴۰:	$A_{s\min} = 2800 \left( \frac{mm^2}{m} \right)$
ب - برای میلگردهای رده S۴۰۰:	$A_{s\min} = 2500 \left( \frac{mm^2}{m} \right)$
پ - برای میلگردهای رده S۵۰۰ و بالاتر:	$A_{s\min} = 2100 \left( \frac{mm^2}{m} \right)$

## محاسبات ۸۳- پایه ۲

۴۰- شالوده یک ساختمان از نوع گسترده و ضخامت آن برابر ۱۲۰ سانتیمتر است. میلگردهای سرتاسری شالوده T 32 انتخاب شده است. حداقل درصد آرماتور خمشی شالوده و حداکثر فاصله مجاز این میلگرد را چه اندازه انتخاب می‌کنید؟

$$f_c = 200 kg/cm^2 \text{ و } f_y = 4000 kg/cm^2$$

$$\begin{cases} \rho_{\min} = 0.0017 \\ S_{\max} = 40 cm \end{cases} \quad (2)$$

$$\begin{cases} \rho_{\min} = 0.0017 \\ S_{\max} = 35 cm \end{cases} \quad (4)$$

$$\begin{cases} \rho_{\min} = 0.0018 \\ S_{\max} = 40 cm \end{cases} \quad (1)$$

$$\begin{cases} \rho_{\min} = 0.0018 \\ S_{\max} = 35 cm \end{cases} \quad (3)$$

گزینه ۴

۹-۲۰-۷-۲ کلاف‌های رابط بین شالوده‌ها باید بتوانند حداقل نیروی کششی معادل **ده درصد** بزرگترین نیروی محوری نهایی وارد به ستون‌های طرفین خود را تحمل نمایند.

۹-۲۰-۷-۳ **ابعاد مقطع کلاف** رابط باید متناسب با ابعاد شالوده و **حداقل ۳۰۰** میلیمتر اختیار شود، به گونه‌ای که سطح فوقانی آن با شالوده یکسان باشد.

۹-۲۰-۷-۴ تعداد **میلگردهای طولی کلاف‌ها** باید حداقل چهار عدد آرماتور با قطر ۱۴ میلیمتر باشد. این میلگردها باید توسط میلگردهای عرضی به قطر حداقل ۸ میلیمتر و با فواصل حداکثر ۲۵۰ میلیمتر از یکدیگر گرفته شوند.

۹-۲۰-۷-۵ میلگردهای طولی کلاف‌ها باید در شالوده‌های میانی ممتد باشند و در شالوده‌های کناری از محاذات بر ستون مهار شوند.

۹-۲۰-۸-۴ در شالوده‌های با ضخامت متغیر، می‌توان ضخامت را برای محاسبه حداقل مقدار آرماتور کششی حرارت و جمع‌شدگی برابر با ضخامت شالوده فرضی هم حجم آن اختیار کرد.

۹-۲۰-۸-۵ در شالوده‌های با ضخامت بیش از ۱۰۰۰ میلیمتر از آنجایی که حداقل  $\frac{1}{3}$  مقدار آرماتور حرارت و جمع‌شدگی بدست آمده از بند ۹-۲۰-۸-۲ یا ۹-۲۰-۸-۳ در هر وجه شالوده (فوقانی و تحتانی) لازم می‌باشد، در صورت کمتر بودن فولاد محاسباتی در هر وجه از مقدار مزبور، فولاد حداقل ذکر شده در این بند، در آن وجه تعبیه گردد.

## ۹-۲۰-۸-۶ آرماتور جلدی

در شالوده‌های حجیم مقدار آرماتور جلدی از رابطه (۹-۲۰-۳) به دست می‌آید:

$$A_b = \frac{1/6 d_c s}{100} \quad (9-20-3)$$

این مقدار نباید در هیچ حال از یک میلگرد به قطر ۱۰ میلیمتر در هر ۲۰۰ میلیمتر کمتر باشد.

## محاسبات ۸۳- پایه ۲

- ۴۱- در سیستم شالوده و شناژ یک ساختمان حداکثر نیروی محوری ستون که به شالوده منتقل می‌شود، شامل ۳۰۰ تن بار مرده و ۲۰۰ تن بار زنده است. کدامیک از جزئیات زیر برای شناژهای مرتبط با شالوده صحیح است (شالوده از نوع میالی در ساختمان است).
- (۱) ابعاد شناژ ۵۰×۵۰ سانتیمتر با ۴ عدد میلگرد T16 از نوع (A-II)، که به صورت یکسره باشد.
  - (۲) ابعاد شناژ ۶۰×۶۰ سانتیمتر با ۶ عدد میلگرد T16 از نوع (A-III)، که به صورت یکسره باشد.
  - (۳) ابعاد شناژ ۵۰×۵۰ سانتیمتر با ۶ عدد میلگرد T22 از نوع (A-III)، که با رعایت طول مهارری تعیین شده در آیین‌نامه در شالوده مهار گردند.
  - (۴) ابعاد شناژ ۵۰×۵۰ سانتیمتر با ۶ عدد میلگرد T22 از نوع (A-III)، که به صورت یکسره باشد.

گزینه ۴

## محاسبات ۹۲

- ۳۸- یک شالوده نواری به عرض ۱.۵ متر، ارتفاع کلی ۷۰۰ میلیمتر و عمق مؤثر ۶۰۰ میلیمتر مفروض است. چنانچه مقدار آرماتور محاسباتی در ناحیه کششی برابر ۷.۵ سانتی‌مترمربع محاسبه گردیده باشد. برای این شالوده حداقل آرماتور در ناحیه کششی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

- (۱) ۱۰ سانتی‌مترمربع
- (۲) ۱۳.۵ سانتی‌مترمربع
- (۳) ۱۸.۹ سانتی‌مترمربع
- (۴) ۲۲.۵ سانتی‌مترمربع

$$\text{Max} \left( \frac{4}{3} \times 7.5, 0.0015 \times 60 \times 150 \right) = 13.5 \text{ cm}^2$$

## محاسبات ۸۳- پایه ۲

- ۴۲- در انتقال بار سازه فوقانی به خاک، انتخاب شمعی به قطر ۶۰ سانتی‌متر با  $\bar{\Phi}20$  جوابگوی تمامی بارهای وارده می‌باشد. اگر بدایلی قطر اجرایی شمع ۱۰۰ سانتی‌متر انتخاب شود کدام عبارت، با توجه به سطح مقطع میلگردهای طولی لازم، صحیح خواهد بود؟
- (۱) میلگردهای طولی نباید عوض شوند و همان  $\bar{\Phi}20$  بکار رود.
  - (۲) میلگردهای طولی باید افزایش یابند و حداقل  $\bar{\Phi}20$  بکار رود.
  - (۳) میلگردهای طولی باید افزایش یابند و حداقل  $\bar{\Phi}20$  بکار رود.
  - (۴) با توجه به افزایش سطح بتن فشاری می‌توان میلگردهای طولی را به  $\bar{\Phi}18$  کاهش داد.

گزینه ۲

- ۴۳- مقدار کل آرماتورهای حرارت و جمع شدگی در یک مترمربع پلان از یک پی گسترده به ضخامت دو متر برحسب کیلوگرم حدوداً چقدر می‌باشد؟ (میلگرد از نوع S340 فرض شود).

- (۱) ۴۴
- (۲) ۳۱
- (۳) ۶۳
- (۴) ۲۲

گزینه ۱

## محاسبات ۹۲

۲۶- حداقل مساحت آرماتور حرارت و جمع‌شدگی لازم برای یک شالوده بتنی به ضخامت 1500 میلیمتر برحسب  $(mm^2/m)$  برای میلگردهای رده S400 به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

۱) 1800

۲) 2295

۳) 2500

۴) 2750

گزینه ۲

$$A_{s-min} = [0.0018(1.3 - 0.0003 \times 1500)] \times (1000 \times 1500) = (0.00153)(1000 \times 1500) = 2295$$

## محاسبات ۹۳

۱- نسبت سطح مقطع میلگرد حرارت و جمع‌شدگی لازم به کل سطح مقطع بتن، برای شالوده‌ای به ضخامت 1.5 متر و میلگرد رده S340 حداقل چقدر باید باشد؟ رده بتن C20 بوده و بتن شالوده به صورت درجا اجرا می‌شود.

۲) 0.0015

۱) 0.0017

۴) 0.0026

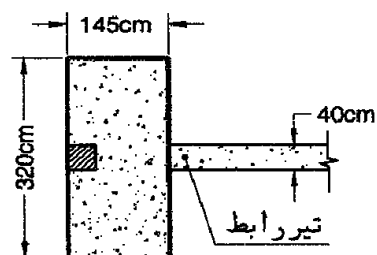
۳) 0.0020

گزینه ۱

$$0.002 \times (1.3 - 0.0003 \times 1500) = 0.0017$$

## محاسبات ۸۹

۳۷- چنانچه عرض تیر رابط برای یک پی یاسکولی با ابعاد  $(320 \times 145 \times 40 \text{ cm})$  برابر 40 سانتیمتر باشد، در صورت عدم انجام تحلیل دقیق، کدامیک از گزینه‌های زیر به حداقل ارتفاع لازم این تیر نزدیکتر می‌باشد؟



۱) 100 cm

۲) 80 cm

۳) 70 cm

۴) 90 cm

گزینه ۲

۴۴- حداقل نسبت فولادهای کششی به سطح مقطع پی های با ضخامت کمتر از یک متر و فولادهای با حد جاری

شدن  $4000 \frac{kg}{cm^2}$  برابر است با:

- الف) ۰/۰۰۲۵ (ب) ۰/۰۰۲۰ (ج) ۰/۰۰۱۵ (د) ۰/۰۰۱۸
- گزینه ۴

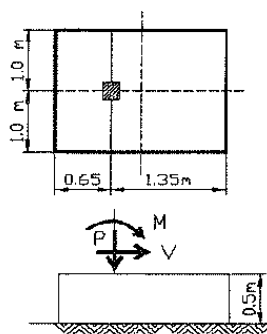
محاسبات-۹۰

۴۴- درخصوص شناژهای رابط بین پی های منفرد کدام عبارت نادرست است؟

- (۱) میلگردهای طولی شناژها باید در پی های میانی ممتد باشند.  
 (۲) سطح فوقانی شناژهای رابط باید با سطح فوقانی پی یکسان اختیار شود.  
 (۳) قطر خاموت بکار رفته در شناژ باید حداقل ۸ میلیمتر و فاصله آنها از یکدیگر حداکثر ۲۵۰ میلیمتر باشد.  
 (۴) شناژهای رابط بین پی های منفرد باید بتوانند حداقل نیروی کششی معادل ۱۰ درصد کوچکترین نیروی محوری نهایی وارد به ستونهای طرفین خود را تحمل نمایند.
- گزینه ۴

محاسبات-۹۰

۵۲- در شکل مقابل در صورتی که  $P=1000 \text{ kN}$  و  $M=300 \text{ kN.m}$  و  $V=100 \text{ kN}$  و پی صلب فرض شود، مطلوبست تعیین حداکثر تنش موثر وارده به خاک زیر پی. (کلیه ابعاد برحسب متر می باشد)



- (۱) 400 kPa  
 (۲) 75 kPa  
 (۳) 250 kPa  
 (۴) 615 kPa

محاسبات-۹۰

۵۶- ابعاد پی منفرد یک ستون ساختمان دو طبقه مسکونی  $200 \times 200 \times 60$  سانتیمتر می باشد.

بارهای وارده از ستون به پی برابر است با:  $P_D = 350 \text{ kN}$  و  $P_L = 100 \text{ kN}$  و  $P_E = 100 \text{ kN}$  در صورتی که ضخامت خاک روی پی با وزن مخصوص  $18 \text{ kN/m}^3$  برابر ۵۰ سانتیمتر در نظر گرفته شود، حداکثر تنش طراحی زیر پی به کدام گزینه نزدیک تر است؟ وزن مخصوص بتن برابر  $25 \text{ kN/m}^3$  می باشد.

- (۱) ۰.۱۲ MPa (۲) ۰.۱۴ MPa  
 (۳) ۰.۱۰ MPa (۴) ۰.۱۵ MPa

محاسبات-۹۱

۱۴- پی با ابعاد  $300 \times 300 \times 60$  cm تحت اثر بار مرده و زنده مجموعاً برابر  $1000$  kN (شامل وزن پی و خاک روی آن) با خروج از محوریت  $60$  cm قرار دارد. حداکثر تنش فشاری موثر به خاک برحسب کیلوپاسکال به کدام یک از اعداد زیر نزدیکتر است؟

- (۱) 250  
(۲) 125  
(۳) 180  
(۴) 320

گزینه ۱

$$\sigma_{max} = \frac{P}{A} + \frac{Mc}{I} = \frac{1000}{3 \times 3} + \frac{(1000 \times 0.6)1.5}{\left(\frac{3 \times 3^3}{12}\right)} = 111.1 + 133.3 = 244.4 \text{ kPa}$$

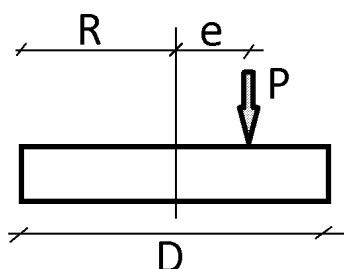
#### محاسبات-۹۱

۵۹- در یک شالوده منفرد دایره‌ای شکل و به قطر  $D$ ، حداکثر مقدار خروج از مرکزیت بار محوری چقدر باید باشد، بطوریکه تمامی سطح زیر پی تحت تنش فشاری قرار گیرد؟

- (۱)  $D/6$   
(۲)  $D/9$   
(۳)  $D/4$   
(۴)  $D/8$

گزینه ۴:

مطابق شکل اولین نقطه ای که ممکن است از حالت فشاری خارج شود، سمت چپ پی می باشد. تنش انتهای سمت چپ را محاسبه و برابر صفر قرار می دهیم:

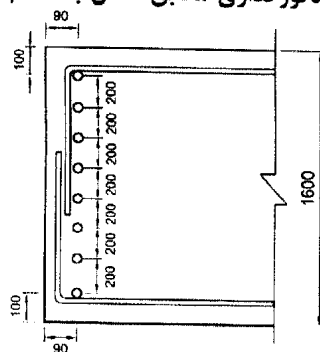


$$\sigma = \frac{P}{A} - \frac{Mc}{I} = \frac{4P}{\pi R^2} - \frac{(Pe)R}{\frac{\pi R^4}{4}} = 0$$

$$\rightarrow e = \frac{R}{4} = \frac{D}{8}$$

#### محاسبات ۹۴

۴- در یک شالوده حجیم، حداقل قطر آرماتور جلدی با آرماتورگذاری مطابق شکل به کدام گزینه نزدیکتر است؟ (اندازه‌ها بر حسب میلی‌متر است.)



- (۱) 10 mm  
(۲) 16 mm  
(۳) 20 mm  
(۴) 25 mm

گزینه ۳

$$A_b = \frac{1.6 \times 90 \times 200}{100} = 288 \text{ mm}^2 \rightarrow D = 19.15 \text{ mm}$$

#### ۹-۲۰-۸-۶ آرماتور جلدی

در شالوده‌های حجیم مقدار آرماتور جلدی از رابطه  $(9-20-3)$  به دست می‌آید:

$$A_b = \frac{1/6 d_e s}{100} \quad (9-20-3)$$

این مقدار نباید در هیچ حال از یک میلگرد به قطر  $10$  میلیمتر در هر  $200$  میلیمتر کمتر باشد.

$d_e$  = فاصله مرکز میلگرد آرماتور جلدی تا نزدیکترین سطح جدار در شالوده حجیم، میلی‌متر

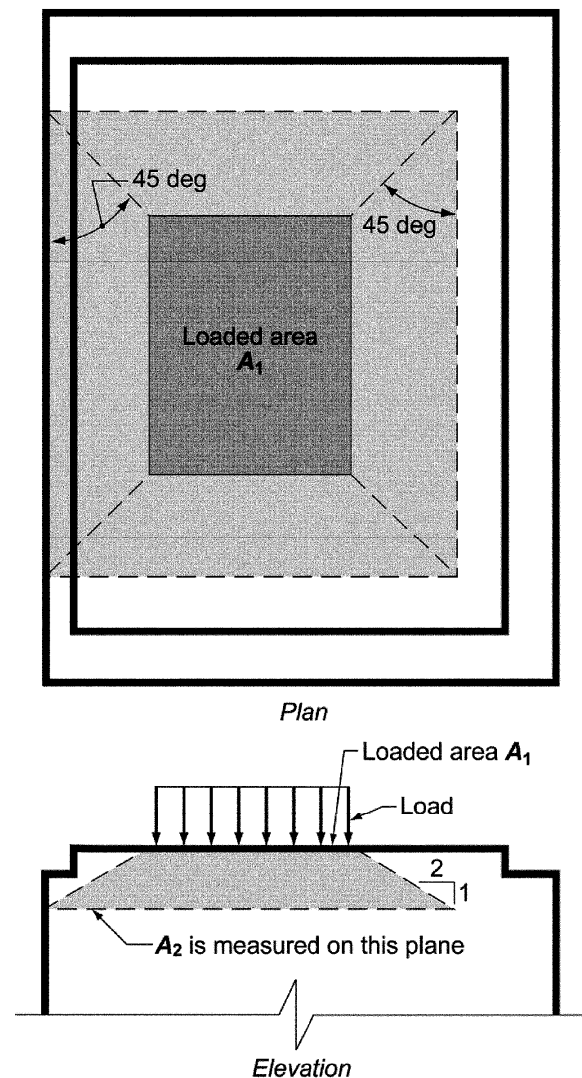
## ۲۵- مقاومت اتکایی بتن

### ۱۰-۱۴-۹ مقاومت اتکایی

۱-۱۰-۱۴-۹ مقاومت اتکایی نهایی روی بتن، به استثنای موارد مذکور در بندهای ۹-۱۴-۱۰-۲ و ۹-۱۴-۱۰-۳ نباید بزرگتر از  $0.85\phi_c f_c A_1$  در نظر گرفته شود.

۲-۱۰-۱۴-۹ در صورتی که ابعاد تکیه‌گاه در هر امتداد در صفحه تماس بزرگتر از ابعاد سطحی از عضو باشد که به صورت اتکایی انتقال بار می‌نماید، مقاومت اتکایی روی این سطح را که بر طبق بند ۹-۱۴-۱۰-۱ محاسبه شده است، می‌توان در ضریب  $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$  ضرب کرد. این ضریب در هر حال نباید بزرگتر از ۲ در نظر گرفته شود.

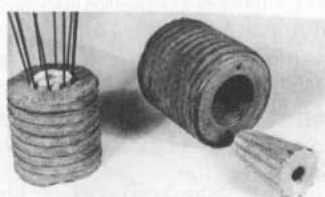
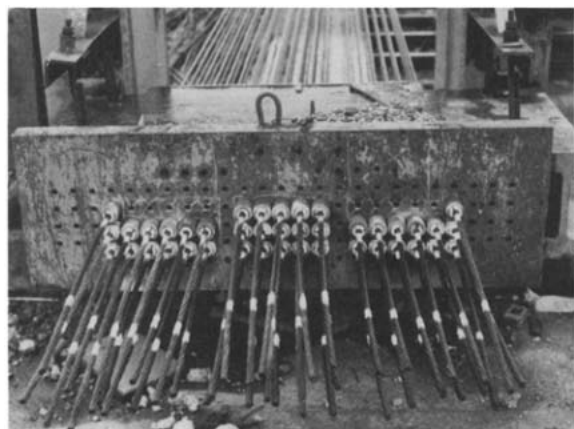
۳-۱۰-۱۴-۹ در صورتی که تکیه‌گاه شیبدار یا پله‌ای باشد، مقدار  $A_1$  برابر مساحت قاعده تحتانی مخروط یا هرم با جداره صاف یا پله‌ای که به طور کامل در داخل تکیه‌گاه قرار دارد، می‌باشد. قاعده فوقانی برابر  $A_1$  و شیب سطح جانبی ۱:۲ (۱ قائم به ۲ افقی) در نظر گرفته می‌شود.



## ۲۶- بتن پیش تنیده

### ۲۶-۱- تعاریف

- انواع گیره و مهار:



First Freyssinet wedge cone for 12 wires.



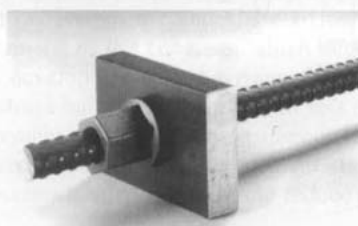
Freyssinet wedge cone for 12 strands.



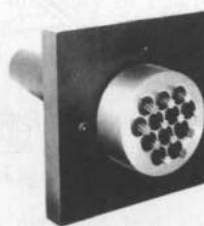
BBRV anchorage for buttonhead wedges.



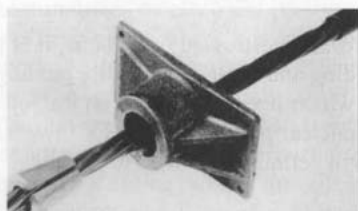
Freyssinet multistrand K range anchorage.



Dywidag threaded bar anchorage.



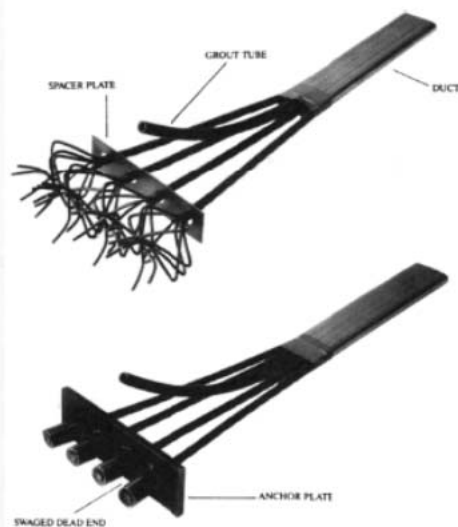
VSL multistrand type E anchorage.



Inryco Cona monostrand anchorage.



CCL systems multistrand anchorage.





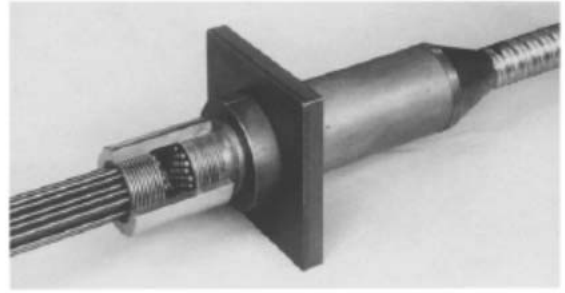
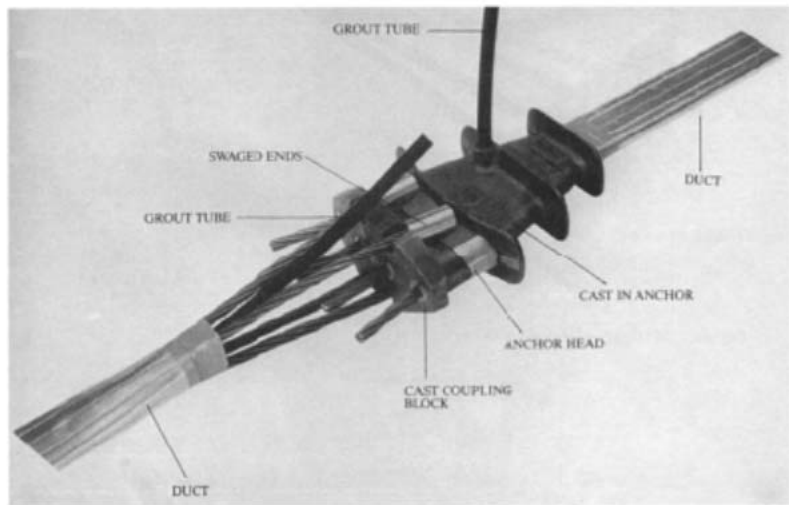


Figure 8.6 Coupler (courtesy Bureau BBR Ltd).

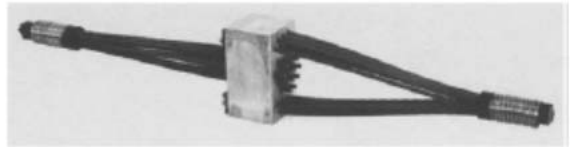
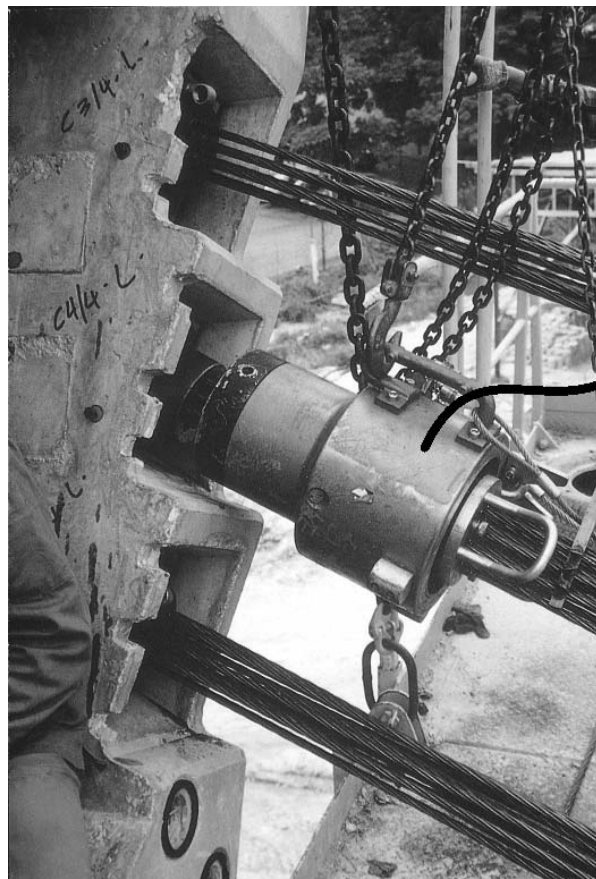


Figure 8.7 Anchorage for circumferential prestressing (courtesy VSL International)

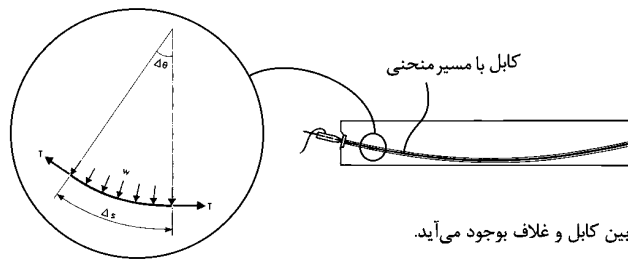


جک

## ۲-۲۴-۹ تعاریف

## ۱-۲-۲۴-۹ اصطکاک در انحنا

اصطکاک ناشی از تماس کابل با غلاف در مسیرهای منحنی.



## ۲-۲-۲۴-۹ اصطکاک ناشی از اعوجاج

اصطکاک که بر اثر اعوجاج غیر عمدی کابل از مسیر طراحی شده بین کابل و غلاف بوجود می‌آید.

## ۳-۲-۲۴-۹ اتلاف پیش‌تنیدگی

کاهش نیروی پیش‌تنیدگی تحت اثر توام عواملی مانند کاهش طول الاستیک عضو، جمع‌شدگی و وادادگی بتن، وادادگی فولاد، اصطکاک کابل با غلاف و فرو رفتگی گیره.

## ۴-۲-۲۴-۹ بتن پیش‌تنیده

بتنی که در آن با اعمال نیروی پیش‌تنیدگی، تنش‌های مورد نظر ایجاد شده است. بدیهی است که سعی می‌شود مقادیر جبری این تنش‌ها، در جهت عکس تنش‌های نظیر باشد که از اثر بارها، نیروها، سربارها و بطور کلی اثراتی که بر ساختمان وارد خواهد شد، ایجاد می‌شود.

## ۵-۲-۲۴-۹ بلوک انتهایی

مقطع انتهایی بزرگ شده یا مقاوم‌تر شده عضو که به منظور مقاومت در برابر تنش‌های پشت گیره طراحی و اجرا می‌شود.

## ۶-۲-۲۴-۹ طول انتقال

طولی که در آن نیروی پیش‌تنیدگی در عضوهای پیش‌کشیده، از طریق پیوستگی به بتن انتقال می‌یابد.

## ۷-۲-۲۴-۹ فرو رفتگی در گیره

پس از کشیدن کابل‌ها، برای آزاد کردن جک، کابل‌ها در گیره‌ها خفت انداخته می‌شود و عکس‌العمل نیروی کشش در کابل‌ها به صورت نیروی فشاری به بتن منتقل می‌گردد. این انتقال گاه با لغزش انتهای کابل‌ها به مقدار محدود به سمت عضو همراه است که فرورفتگی در گیره نامیده می‌شود.

## ۸-۲-۲۴-۹ قطع اتصال دهنده (کوپلور)

وسیله‌ای مکانیکی که نیروی پیش‌تنیدگی را از یک کابل به کابل دیگر انتقال می‌دهد.

## ۹-۲-۲۴-۹ کابل چسبیده

کابلی که به صورت مستقیم (در روش پیش‌کشیدگی) یا غیر مستقیم از طریق دوغاب تزریق شده در غلاف (در روش پس‌کشیدگی) به بتن چسبیده است.

## ۱۰-۲-۲۴-۹ گیره

وسیله‌ای مکانیکی برای انتقال نیروی پیش‌تنیدگی از انتهای کابل‌ها به بتن، در یک عضو پس‌کشیده

## ۱۱-۲-۲۴-۹ منطقه مهار

منطقه‌ای از عضو که پخش نیروهای متمرکز پشت گیره‌ها در طول آن انجام می‌شود. در این منطقه نیروهای کششی در بتن بوجود می‌آید و در صورت فقدان مقاومت کافی پکیده می‌شود.

## ۱۲-۲-۲۴-۹ مواد پوششی

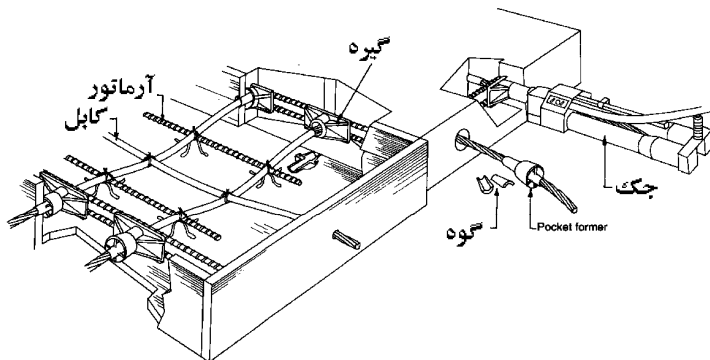
موادی که برای محافظت آرماتور یا کابل‌های پیش‌تنیدگی در مقابل خوردگی یا کاهش اصطکاک بین کابل‌ها و غلاف و یا جلوگیری از چسبندگی کابل‌های پیش‌تنیدگی مورد استفاده قرار می‌گیرند.

## ۱۳-۲-۲۴-۹ نیروی جک زدن

نیروی کشش کابل‌ها در دو انتهای آنها، که به وسیله جک به کابل‌ها اعمال می‌شود.

## ۱۴-۲-۲۴-۹ هواکش

ورودی، خروجی یا هواکش تعبیه شده در غلاف و یا گیره پس‌کشیدگی برای تزریق دوغاب یا خروج آب، هوا و دوغاب.



## ۲۶-۲- روشهای پیش تنیدگی

### ۹-۲۴-۳ روشهای پیش تنیدگی بتن

اعمال نیروی پیش تنیدگی به دو روش **پیش کشیدگی** و **پس کشیدگی** صورت می گیرد.

۹-۲۴-۳-۱ روش پیش کشیدگی روشی است که در آن ابتدا فولاد پیش تنیدگی کشیده شده و سپس بتن در تماس با آرماتورها ریخته می شود. بعد از گرفتن بتن و کسب حداقل مقاومت لازم، کابل ها از جک جدا و نیروی پیش تنیدگی به بتن اعمال می شود.

۹-۲۴-۳-۲ در روش پس کشیدگی، در ابتدا فضای عبور کابل ها که اصطلاحاً غلاف نامیده می شود، تعبیه می گردد و پس از بتن ریزی و کسب حداقل مقاومت لازم، فولاد پیش تنیدگی کشیده و مهار شده و بدین ترتیب نیروی پیش تنیدگی بر بتن سخت شده اعمال می شود.

## ۲۶-۳- کلیات

### ۹-۲۴-۴ ضوابط کلی طراحی

کنترل حد نهایی و مقاومت حد بهره‌برداری ساختمان‌های بتن پیش‌تنیده می‌بایست طبق ضوابط این فصل و فصل سیزدهم صورت گیرد. در طراحی قطعات پیش‌تنیده باید اثر تغییرات نیروی پیش‌تنیدگی و خواص بتن و فولاد در طول زمان مورد توجه باشد. ضریب ایمنی جزئی آثار پیش‌تنیدگی در کلیه حالات حدی  $\gamma_p = 1$  است.

۹-۲۴-۴-۱ تحلیل قطعات پیش‌تنیده در حالات حدی نهایی بر اساس رفتار خطی مصالح انجام می‌شود. در صورت لزوم تحلیل دقیق سیستم ساختمان، از روش تحلیل غیر خطی با رعایت اصول ذکر شده در بند ۹-۱۳-۶ استفاده گردد.

### ۹-۲۴-۵ مشخصات بتن مصرفی

نظر به اهمیت تنش‌های حاصل از نیروی پیش‌تنیدگی، حداقل رده بتن مصرفی  $C30$  می‌باشد. همچنین با توجه به اینکه تغییر شکل‌های بتن نقش قابل ملاحظه‌ای در تغییرات نیروی پیش‌تنیدگی دارند، مقدار این تغییر شکل‌ها باید بر حسب زمان مشخص شود. مقاومت مشخصه لازم برای بتن در زمان جک زدن و تقویت منطقه پشت جک باید با توجه به دستورالعمل‌های سازندگان گیره‌ها و نیروهای جک زدن تعیین شود.

### ۹-۲۴-۱-۵ جمع‌شدگی بتن

تغییر شکل نسبی بتن در اثر خشک شدن و تغییرات شیمیایی تابع زمان، جمع‌شدگی نامیده می‌شود. مقدار تغییر شکل نسبی ناشی از جمع‌شدگی بتن  $\varepsilon_{cs}$  بر حسب درصد رطوبت نسبی

$\varepsilon_{cs}$  = تغییر شکل نسبی ناشی از جمع‌شدگی بتن

محیط بین  $2 \times 10^{-2}$  (نواحی مرطوب) تا  $5 \times 10^{-4}$  (نواحی خشک و بیابانی) تغییر می‌کند. مقدار دقیق‌تر تغییر شکل نسبی نهایی ناشی از پدیده جمع‌شدگی از رابطه (۹-۲۴-۱) به دست می‌آید:

$R_H$  = رطوبت نسبی محیط  
بین  $2 \times 10^{-2}$  (نواحی مرطوب) تا  $5 \times 10^{-4}$  (نواحی خشک و بیابانی) تغییر می‌کند.

$$\varepsilon_{cs} = \frac{1}{1000} (1 - 0.85 RH) \frac{500 + 0.2e}{400 + e} \times \frac{w}{500} \left( 1 + 3 \frac{w}{c} \right) \quad (9-24-1)$$

$e$  = کوچکترین بعد عضو بتنی، میلی‌متر

در این رابطه عبارت  $\frac{w}{c}$  نسبت آب به سیمان و  $w$  مقدار آب بر حسب کیلوگرم در هر متر مکعب بتن است. مقدار تغییر شکل نسبی در شرایطی که سن بتن،  $t$ ، بر حسب روز باشد از رابطه (۹-۲۴-۲) تعیین می‌گردد.

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{cs} \cdot f(t) \quad (9-24-2)$$

در این رابطه  $f(t)$  از رابطه (۹-۲۴-۳) محاسبه می‌شود:

$$f(t) = \frac{t}{1 + 0.9 t^{0.75}} \quad (9-24-3)$$

مقدار  $r_m$  نیز با استفاده از رابطه (۹-۲۴-۴) محاسبه می‌شود:

$$r_m = \frac{2A_c}{u} \quad (9-24-4)$$

$A_c$  = سطح محصور توسط محیط خارجی مقطع بتن شامل سوراخ‌ها (در صورت وجود)، میلی‌متر مربع

مقدار  $u$ ، محیط مقطع بر حسب میلی‌متر می‌باشد.

## ۹-۲۴-۵-۲ وارفتگی بتن

برای قطعات بتن پیش‌تنیده که تحت فشار قرار دارند مقدار تغییر شکل نسبی حاصل از وارفتگی

بتن  $\varepsilon_{cc}(t)$  از رابطه (۵-۲۴-۹) تعیین می‌شود:

$$\varepsilon_{cc}(t) = \phi \cdot \varepsilon_{ci} f(t) \quad (۵-۲۴-۹)$$

در این رابطه مقدار  $\varepsilon_{ci}$  از رابطه (۶-۲۴-۹) محاسبه می‌شود:

$$\varepsilon_{ci} = \frac{f_{ci}}{E_{ci}} \quad (۶-۲۴-۹)$$

$f_{ci}$  = تنش حد فشاری، مگاپاسکال

$E_{ci}$  = ضریب ارتجاعی کوتاه‌مدت بتن، مگاپاسکال

ضرایب  $\phi$  بین ۱/۵ تا ۲/۵ تغییر می‌کند. این ضریب از رابطه (۷-۲۴-۹) بدست می‌آید:

$$\phi = \left( \frac{3}{6} - \frac{2}{4} RH^2 \right) \left( \frac{500 + 0.2e}{400 + e} \right) \times \frac{W}{500} \left( 1 + \frac{3W}{C} \right) \left( \frac{1}{72} - \log_{10} \sqrt{t} \right) \quad (۷-۲۴-۹)$$

$e$  = کوچکترین بعد عضو بتنی، میلی‌متر

$R_H$  = رطوبت نسبی محیط

بین  $2 \times 10^{-7}$  (نواحی مرطوب) تا  $5 \times 10^{-4}$  (نواحی خشک و بیابانی) تغییر می‌کند.

مقدار  $f(t)$  در رابطه (۵-۲۴-۹) از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$f(t) = \frac{\sqrt{t}}{\sqrt{t} + 0.16\sqrt{t_m}} \quad (۸-۲۴-۹)$$

$\frac{W}{C}$  = نسبت آب به سیمان و  $W$  مقدار آب بر حسب کیلوگرم در هر متر مکعب بتن

در این رابطه  $t$  زمان بر حسب روز می‌باشد و  $f(t)$  مقاومت مشخصه در زمان  $t$  است.

## ۹-۲۴-۶ فولاد پیش‌تنیدگی

یک یا چند سیم، میله و سیم‌های بافته شده یا دسته سیم‌های بافته شده فولادی با مقاومت کششی بسیار زیاد که در قطعه یا ساختمان‌های بتنی به حالت کشیده شده قرار داده می‌شوند و در ساختمان بتنی که مانع برگشت آنها به حالت اولیه می‌شود، تنش ایجاد می‌کند. مقاومت گسیختگی تضمین شده انواع فولادهای پیش‌تنیدگی بشرح زیر باید بین ۱۲۰۰ تا ۲۲۰۰ نیوتن بر میلی‌متر مربع باشد. انواع مختلف فولاد پیش‌تنیدگی به شرح زیر است:

الف) سیم بدون پوشش تنش‌زدایی شده

ب) رشته متشکل از هفت سیم بدون پوشش تنش‌زدایی شده

پ) میله فولادی پر مقاومت بدون پوشش

فولاد پیش‌تنیدگی می‌تواند با وادادگی کم یا معمولی باشد.

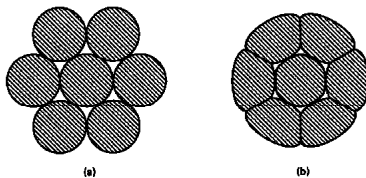


Figure 2.17 Standard and compacted 7-wire prestressing strands. (a) Standard strand section. (b) Compacted strand section.

## ۹-۲۴-۱-۶ نیروی پیش‌تنیدگی

نیروهای پیش‌تنیدگی در طول کابل و طی زمان متغیر می‌باشند. این نیروها براساس مقدار کشش در محل گیره‌ها  $f_{pi}$  در زمان جک زدن تخمین زده می‌شوند. بطور کلی اختلاف بین نیروهای کششی اولیه  $f_{pi}$  و نیروی کششی موجود در مقطعی از کابل در یک زمان مشخص را اتلاف پیش‌تنیدگی می‌نامند.

## ۹-۲۴-۲-۶ مقادیر حداکثر کشش در کابل‌ها

حداکثر مقادیر کشش در کابل‌ها در قطعات پیش‌تنیده به شرح زیر است.

$$f_{pi} = 0.8 f_{pu} \quad \text{الف) در زمان جک زدن}$$

$$f_p = 0.75 f_{pu} \quad \text{ب) پس از افت‌های کوتاه مدت}$$

$$f_{pe} = 0.65 f_{pu} \quad \text{پ) پس از کلیه افت‌ها}$$

## ۲۶-۴- افت (اتلاف) در تنش کابلها

## ۹-۲۴-۶ فولاد پیش تنیدگی

## ۹-۲۴-۵ مجموع اتلاف‌های پیش تنیدگی

مجموع اتلاف‌های پیش تنیدگی  $\Delta$  برای اعضای **پس کشیده** از رابطه (۹-۲۴-۱۷) بدست می‌آید:

$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_r + \Delta_r + \Delta_r + \Delta_\delta + \frac{5}{6} \times \Delta_e \quad (۹-۲۴-۱۷)$$

مجموع اتلاف‌های پیش تنیدگی  $\Delta$  برای اعضای **پیش کشیده** از رابطه (۹-۲۴-۱۸) به دست می‌آید:

$$\Delta = \Delta_r + \Delta_r + \Delta_\delta + \frac{5}{6} \times \Delta_e \quad (۹-۲۴-۱۸)$$

مقدار نیروی مؤثر نهایی پس از کاهش اتلاف‌های دراز مدت از رابطه (۹-۲۴-۱۹) بدست می‌آید:

$$(۹-۲۴-۱۹)$$

$$f_{pe} = f_{pi} - \Delta$$

تنش مؤثر در آرماتور پیش تنیدگی پس از تمامی افت‌ها، مگاپاسکال

تنش در کابل در محل جک و زمان جک زدن، مگاپاسکال

## ۳-۶-۲۴-۹ اتلاف‌های کوتاه مدت

۱-۳-۶-۲۴-۹ اتلاف ناشی از اصطکاک بین کابل و غلاف ( $\Delta_1$ )

اتلاف اصطکاک در فولاد پس کشیده باید براساس ضرایب انحنا و اعوجاج بدست آمده از آزمایش تعیین شود و ضمن عملیات کشش مورد کنترل و تایید قرار گیرد. مقادیر فرض شده برای این ضرایب در طراحی، حداقل و حداکثر نیروی جک زدن و ازدیاد طول کابل را باید روی نقشه‌های اجرایی قید کرد. مقدار اتلاف ناشی از اصطکاک از رابطه (۹-۲۴-۹) محاسبه می‌شود:

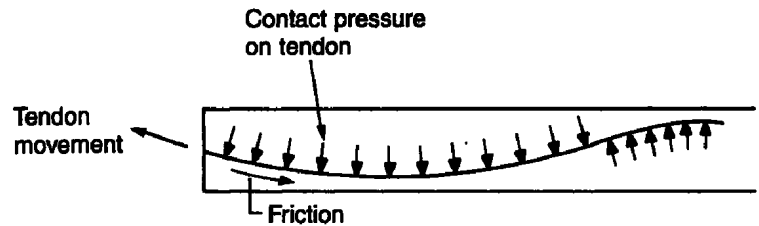
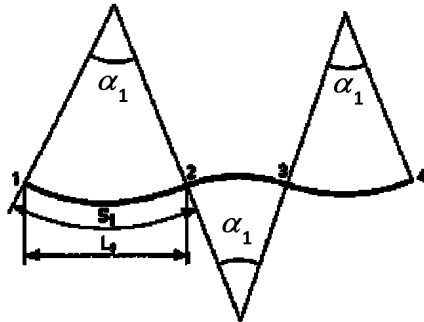
$$\Delta_1 = f_{pi} (1 - e^{-(kx + \mu \alpha_1)}) \quad (9-24-9)$$

در این رابطه  $x$  فاصله مقطع مورد نظر از محل جک زدن است.

هر گاه اطلاعات تجربی کافی از مقادیر  $k$  و  $\mu$  وجود نداشته باشد، می‌بایست از مقادیر زیر استفاده کرد:

$$k = 3 \times 10^{-6} (1/mm)$$

$$\mu = 0.25 (1/rad)$$

۲-۳-۶-۲۴-۹ اتلاف کشش در محل گیره ( $\Delta_2$ )

اتلاف کشش در محل گیره که ممکن است ناشی از لغزش آرماتور پیش‌تنیدگی نسبت به گیره یا فرورفتگی و تغییر شکل گیره باشد، اتلاف ناشی از فرورفتگی نامیده می‌شود. لغزش کابل توسط اصطکاک (تغییر جهت داده) در طول معینی از آن مستهلک می‌شود. چنانچه نمودار کشش در کابل، قبل و بعد از خفت انداختن آن قرینه باشد و مقدار فرورفتگی توسط کارخانه سازنده گیره  $\delta$  تعیین شده باشد، مجموع کاهش طول‌های جزئی در طول  $l$  از کابل، برابر  $\delta$  است و از رابطه (۱۰-۲۴-۹) تعیین می‌شود:

$$\delta = \int_0^l \frac{\Delta_r(x)}{E_p} dx = \frac{1}{E_p} \int_0^l \Delta_r(x) dx \rightarrow E_p \delta = \int_0^l \Delta_r(x) dx \quad (10-24-9)$$

مقدار انتگرال فوق برابر سطح بین نمودار کشش کابل و نمودار قرینه آن است.

## ۳-۶-۲۴-۹ اتلاف‌های کوتاه مدت

۳-۳-۶-۲۴-۹ اتلاف ناشی از کوتاه شدن الاستیک بتن ( $\Delta_3$ )

اتلاف ناشی از تغییر شکل نسبی الاستیک بتن که کوتاه شدن عضو در اثر اعمال نیروهای ناشی از پیش‌تنیدگی می‌باشد، در اعضای پس‌کشیده و پیش‌کشیده از روابط زیر تعیین می‌شود. مقدار این اتلاف برای اعضای **پس‌کشیده** از رابطه (۱۱-۲۴-۹) به دست می‌آید:

$$\Delta_3 = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cg} \quad (11-24-9)$$

و برای اعضای **پیش‌کشیده** از رابطه (۱۲-۲۴-۹) تعیین می‌گردد.

$$\Delta_3 = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cg} \quad (12-24-9)$$

در این روابط  $f_{cg}$  تنش ناشی از نیروی پیش‌تنیدگی اولیه در مرکز ثقل عضو است.

## ۹-۲۴-۶-۴ اتلاف دراز مدت

برای محاسبه سایر اتلاف‌های پیش‌تنیدگی باید اطلاعات کافی از مشخصات مصالح مصرفی، روش‌های عمل آوردن، شرایط محیطی و جزئیات سازه‌ای در دست داشت. روش تقریبی برای محاسبه این اتلاف‌ها به شرح زیر است.

## ۹-۲۴-۶-۱۰ اتلاف ناشی از جمع‌شدگی بتن

مقدار این اتلاف با توجه به آنچه در بند ۹-۲۴-۵ گفته شد، از رابطه (۹-۲۴-۱۳) تعیین می‌شود:

$$\Delta_f = E_p \cdot \epsilon_{cs}$$

(۹-۲۴-۱۳)

ضریب ارتجاعی آرماتورهای پیش‌تنیده، مگاپاسکال

تغییر شکل نسبی ناشی از جمع‌شدگی بتن

## ۹-۲۴-۶-۲ اتلاف نهایی ناشی از وارفتگی بتن

مقدار این اتلاف با توجه به بند ۹-۲۴-۲ از رابطه (۹-۲۴-۱۴) تعیین می‌شود:

$$\Delta_d = E_p \cdot \epsilon_{crg}$$

(۹-۲۴-۱۴)

در این رابطه  $\epsilon_{crg}$  میزان وارفتگی بتن در مرکز سطح کابل‌ها تحت اثر بارهای دائمی و نیروی پیش‌تنیدگی است.

## ۹-۲۴-۶-۳ اتلاف ناشی از وادادگی فولاد پیش‌تنیدگی

مقدار اتلاف ناشی از وادادگی فولاد پیش‌تنیدگی که در حقیقت کاهش کشش کابل در اثر تغییر شکل‌های تابع زمان می‌باشد، از رابطه (۹-۲۴-۱۵) محاسبه می‌شود:

$$\Delta_s = f_p \frac{\log t}{10} \left( \frac{f_p}{f_{pu}} - 0.55 \right) \quad (9-24-15)$$

تنش پیش‌تنیدگی در کابل پس از افت‌های کوتاه مدت، مگاپاسکال

مقاومت نهایی تضمین شده آرماتور پیش‌تنیدگی، مگاپاسکال

در این رابطه  $t$  زمان سپری شده پس از کشیدن فولاد بر حسب ساعت می‌باشد و  $f_p$  تنش پیش‌تنیدگی پس از اتلاف‌های کوتاه مدت است که از رابطه (۹-۲۴-۱۶) به دست می‌آید:

$$f_p = f_{pi} - (\Delta_1 + \Delta_f + \Delta_s) \quad (9-24-16)$$

تنش در کابل در محل جک و زمان جک زدن، مگاپاسکال

در فولاد با وادادگی کم بجای عدد ۱۰ در مخرج کسر، عدد ۴۵ قرار داده شود. برای در نظر گرفتن

اثر متقابل اتلاف‌های درازمدت،  $\frac{5}{6}$  مقدار محاسباتی  $\Delta_s$  ملاک عمل قرار می‌گیرد.



## ۲۶-۵- ضوابط طراحی

### ۲۴-۷- حالت‌های حدی نهایی مقاومت

۲۴-۷-۱ در اجزای خمشی با توجه به وجود نیروی محوری ناشی از پیش‌تنیدگی، نمودار اندرکنش P-M مربوط به ظرفیت نهایی مقطع باید ترسیم شود. در این حالت هر نقطه‌ای نشان‌دهنده یک حالت بارگذاری (اندیس SU) بوده و باید در داخل نمودار ظرفیت نهایی قرار گیرد.

### ۲۴-۷-۲ محدودیت تغییر شکل

در قطعات بتن پیش‌تنیده شده تغییر شکل نهایی بتن به میزان ۰/۰۰۳۵، تغییر شکل نهایی فولاد معمولی به ۰/۰۱، افزایش تغییر شکل فولاد پیش‌تنیدگی از نقطه بازگشت به صفر و تغییر شکل نسبی بتن در مرکز سطح کابل به ۰/۰۱ محدود می‌شود. تغییر شکل نسبی نهایی فولاد پیش‌تنیدگی از رابطه (۲۴-۹-۲۰) به دست می‌آید:

$$\varepsilon = \varepsilon_p + \varepsilon_p' + \varepsilon_p'' \quad (20-24-9)$$

در این رابطه مقدار  $\varepsilon_p$  از رابطه (۲۴-۹-۲۱) به دست می‌آید:

$$\varepsilon_p = \frac{f_p}{E_p} \quad (21-24-9)$$

مقدار  $\varepsilon_p'$  نیز با استفاده از رابطه (۲۴-۹-۲۲) تعیین می‌گردد:

$$\varepsilon_p' = \frac{f_{cg}}{E_{ci}} \quad (22-24-9)$$

در کابل‌های غیر چسبیده تغییر شکل نسبی فولاد پیش‌تنیدگی، در اثر اعمال بارهای مرده و زنده که بعد از عملیات کشش کابل وارد می‌شوند، از کرنش بتن تبعیت نمی‌کند و تغییری در آن ایجاد نمی‌شود، در نتیجه  $\varepsilon_p'$  و  $\varepsilon_p''$  صفر است.

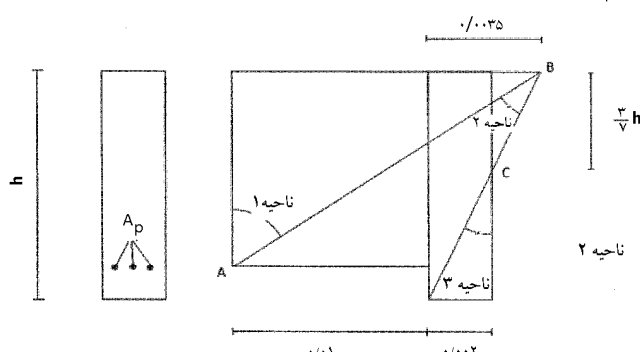
### ۲۴-۷-۳ نمودارهای تغییر شکل در حالت حدی نهایی

در حالت حدی نهایی، نمودار تغییر شکل نسبی به صورت یک خط مستقیم است که از یکی از نقاط حدی تغییر شکل بشرح زیر می‌گذرد،

در ناحیه ۱، نمودار تغییر شکل از نقطه A، با افزایش طول نسبی ۱٪ (در مرکز سطح دورترین آرماتورها) می‌گذرد.

در ناحیه ۲، نمودار تغییر شکل از نقطه B، که نقطه با کاهش طول نسبی ۰/۰۰۳۵ در فشرده‌ترین تار بتن است، می‌گذرد.

در ناحیه ۳، نمودار تغییر شکل از نقطه C، که متناظر با کاهش طول نسبی ۰/۰۰۲ در بتن و در فاصله  $\frac{3}{7}h$  از بالاترین تار فشاری است، می‌گذرد.



شکل ۲۴-۹-۱ نمودار تغییر شکل در حالت حدی نهایی

### ۲۴-۷-۴ تنش‌های محاسباتی

برای تعیین تنش حد تسلیم فولاد پیش‌تنیدگی باید از نمودارهای الاستوپلاستیک استفاده نمود. برای تعیین تنش حد تسلیم نهایی فولاد پیش‌تنیدگی، ضریب ایمنی جزئی مقاومت آرماتور پیش‌تنیده باید مطابق رابطه (۲۴-۹-۲۳) در تنش حد تسلیم اثر داده شود

$$f_{pyd} = \phi_p \times f_{py} \quad (23-24-9)$$

که در آن  $\phi_p = 0.9$  می‌باشد. برای بدست آوردن  $f_{py}$  تغییر شکل نسبی نهایی فولاد پیش‌تنیدگی باید براساس بند ۲۴-۹-۲ تعیین گردد.

$\varepsilon_p$  = تغییر شکل نسبی اولیه ناشی از کشیدن کابل  
 $\varepsilon_p'$  = تغییر شکل نسبی حاصل از تقلیل تنش در بتن به حد صفر در مرکز سطح کابل  
 $\varepsilon_p''$  = تغییر شکل نسبی اضافی ایجاد شده در فولاد تا رسیدن به حالت حد نهایی با فرض مقطع ترک نخورده

حداکثر مقادیر کشش در کابل‌ها در قطعات پیش‌تنیده به شرح زیر است.

$$f_{pi} = 0.8 f_{pu} \quad \text{(الف) در زمان جک زدن}$$

$$f_p = 0.75 f_{pu} \quad \text{(ب) پس از افت‌های کوتاه مدت}$$

$$f_{pe} = 0.65 f_{pu} \quad \text{(پ) پس از کلیه افت‌ها}$$

$E_p$  = ضریب ارتجاعی آرماتورهای پیش‌تنیده، مگاپاسکال

$f_{cg}$  = تنش ناشی از نیروی پیش‌تنیدگی اولیه در مرکز ثقل عضو، مگاپاسکال

$E_{ci}$  = ضریب ارتجاعی کوتاه‌مدت بتن، مگاپاسکال

$F_{py}$  = مقاومت تسلیم آرماتور پیش‌تنیدگی، مگاپاسکال  
 $F_{pyd}$  = مقاومت تسلیم محاسباتی آرماتور پیش‌تنیدگی، مگاپاسکال

## ۲۶-۶- کنترل تحت شرایط بهره برداری

### ۹-۲۴-۹ حالت حدی بهره برداری

تمامی قطعات بتن پیش‌تنیده باید در حالت حدی بهره‌برداری کنترل شوند، این بررسی شامل ارزیابی مقدار تنش فشاری، محدودیت تغییر شکل و تنش کششی است و باید براساس مشخصات مقطع مؤثر انجام گیرد.

### ۹-۲۴-۹-۱ مقطع مؤثر (خالص)

مقطع مؤثر پس از کسر سطح مقطع سوراخ‌های تعبیه شده برای کابل‌ها از سطح مقطع کل بدست می‌آید. مشخصات این مقاطع برای تعیین تنش‌های مربوط به بارهایی که قبل از تزریق غلاف کابل‌ها بر ساختمان اعمال می‌شوند ملاک عمل قرار می‌گیرند.

### ۹-۲۴-۹-۲ مقطع همگن

بعد از تزریق فضای خالی اطراف کابل‌ها، سطح مقطع همگن باید با استفاده از رابطه (۹-۲۴-۲۴) تعیین گردد.

$$A_n = (A_g - A_p) + nA_p \quad (۹-۲۴-۲۴)$$

در این رابطه  $n$  از رابطه (۹-۲۴-۲۵) بدست می‌آید:

$$n = \frac{E_p}{E_c} \quad (۹-۲۴-۲۵)$$

### ۹-۲۴-۹-۳ بارگذاری

در محاسبات حالت حدی بهره‌برداری باید از ترکیبات بارگذاری مندرج در جدول ۹-۱۳-۲ که در آن ضرایب ایمنی جزئی بارها  $\gamma_f$  و آثار پیش‌تنیدگی  $\gamma_p$  برابر واحد در نظر گرفته می‌شود، استفاده شود.

### ۹-۲۴-۹-۴ ضوابط تعیین تنش‌های حدی

#### ۹-۲۴-۹-۴-۱ کنترل تنش در حالت اجرا

این کنترل با فرض مشخصات مقطع مؤثر انجام می‌گیرد. در این حالت علاوه بر بارهای دائمی، اثر نیروی پیش‌تنیدگی با در نظر گرفتن اتلاف‌های کوتاه مدت و سربارهای کارگاهی منظور می‌گردند.

#### ۹-۲۴-۹-۴-۲ کنترل تنش در حالت بهره‌برداری

این کنترل با فرض مشخصات مقطع همگن انجام می‌شود. در این حالت تنش‌های حداقل و حداکثر با فرض اعمال یا عدم اعمال سربار بهره‌برداری و نیروهای پیش‌تنیدگی با اتلاف‌های کوتاه مدت یا بلند مدت بررسی می‌گردد.

### ۹-۲۴-۹-۵ کنترل تنش‌های حدی

به منظور عدم ایجاد ترک‌های فشاری موازی و عدم تشدید وارفتگی بتن، مقدار تنش فشاری حداکثر در بتن به مقادیر زیر محدود می‌شود.

الف) حد تنش تحت شرایط اجرایی،  $0.6 f_c$

ب) حد تنش تحت شرایط بهره‌برداری،  $0.6 f_c$

پ) حد تنش تحت بارهای دائمی در دوره بهره‌برداری،  $0.5 f_c$

حداکثر تنش کششی در ساختمان‌های حساس به ترک خوردن یا درزهای بین قطعات پیش‌ساخته که از آنها میلگرد نمی‌گذرد معادل صفر و در حالت‌های دیگر باید به میزان  $0.6$  مقاومت مشخصه کششی بتن که از رابطه زیر تعیین می‌شود، محدود گردد.

$$f_t = 0.6 \sqrt{f_c} \quad (۹-۲۴-۲۶)$$

### ۹-۲۴-۹-۶ حداقل آرماتورهای غیرپیش‌تنیده طولی

در قسمت‌هایی از مقطع که بتن تحت کشش قرار می‌گیرد، مقدار آرماتورهای طولی غیرپیش‌تنیده جداره از رابطه (۹-۲۴-۲۷) به دست می‌آید:

$$A_s = 0.0018 B_t + \frac{N_{Bt}}{f_{t1}} \times \frac{f_t}{f_y} \quad (۹-۲۴-۲۷)$$

$B_t$	=	سطح مقطع قسمت کششی مقطع، میلی‌متر مربع
$N_{Bt}$	=	نیروی کش کششی در قسمت مقطع، نیوتن
$f_t$	=	مقاومت مشخصه کششی بتن، مگاپاسکال
$f_{t1}$	=	تنش کششی در بتن، مگاپاسکال

## ۲۶-۷- طراحی برشی

### ۹-۲۴-۱۰ طراحی برشی

ضوابط این بخش باید برای طراحی قطعات پیش‌تنیده تحت اثر برش یا پیچش و یا اثر توام آنها در حالت حد نهایی مقاومت رعایت شود.

#### ۹-۲۴-۱۰-۱ حالت حدی نهایی مقاومت در برش

در مقاطع پیش‌تنیده، کنترل حالت حدی مقاومت در برش باید براساس رابطه (۹-۲۴-۲۸) صورت گیرد:

$$V_u < V_r \quad (9-24-28)$$

در این رابطه  $V_u$  مقدار نیروی برشی موجود مقطع است که از تحلیل ساختمان تحت ترکیب بارهای نهایی حاصل می‌شود. در مورد تیرهای با مقطع متغیر می‌توان اثر اصلاحی مربوط به شیب بال تیرها را نیز اعمال نمود.

#### ۹-۲۴-۲-۱۰ نیروی برشی مقاوم مقطع

نیروی برشی مقاوم مقطع با استفاده از رابطه (۹-۲۴-۲۹) حاصل می‌شود:

$$V_r = V_c + V_s + V_{sp} \quad (9-24-29)$$

#### ۹-۲۴-۱۰-۲ مقاومت برشی تامین شده توسط بتن

مقدار مقاومت برشی تامین شده توسط بتن از رابطه (۹-۲۴-۳۰) تعیین می‌شود:

$$V_c = v_c \left( 1 + \frac{P}{12A_g} \right) b_w d \quad (9-24-30)$$

در این رابطه  $v_c$  با استفاده از رابطه (۹-۱۵-۴) محاسبه می‌شود:

در رابطه (۹-۲۴-۳۰)،  $P$  نیروی پیش‌تنیدگی می‌باشد و  $b_w$  ضخامت مؤثر جان، معادل ضخامت کل منهای ضخامت یک قطر غلاف است.

۹-۲۴-۱۰-۲-۲ تمام تیرهای پیش‌تنیده، باید آرماتور برشی با قلاب‌های مناسب و با زاویه  $\alpha$  نسبت به تار میانی تعبیه شود. زاویه  $\alpha$  بین ۴۵ تا ۹۰ درجه می‌باشد. اگر  $A_v$  سطح مقطع کل شاخه‌های آرماتورهای برشی و  $S$  فاصله این آرماتورها باشد، برش مقاوم آرماتورهای برشی از رابطه (۹-۲۴-۳۱) محاسبه می‌شود:

$$V_s = \frac{\phi_s A_v f_y (\cot \theta + \cot \alpha)}{S} \quad (9-24-31)$$

۹-۲۴-۱۰-۲-۳ همچنین حداقل مقطع آرماتور برشی از رابطه (۹-۱۵-۱۳) بدست می‌آید.

در رابطه (۹-۲۴-۳۱) مقدار زاویه  $\theta$  متناسب با تنش‌های ایجاد شده در مقطع از رابطه (۹-۲۴-۳۲) به دست می‌آید و مقدار حداقل آن معادل ۲۵ درجه می‌باشد.

$$\theta = \frac{1}{3} \arctan \frac{v_u}{f_x - f_y} \quad (9-24-32)$$

در این رابطه  $f_x$  و  $f_y$  تنش‌های نهایی ناشی از پیش‌تنیدگی افقی و قائم و  $v_u$  تنش برشی نهایی در مقطع می‌باشد.

#### ۹-۲۴-۱۰-۴ مقاومت تامین شده توسط آرماتور برشی پیش‌تنیدگی

وقتی که برای تامین نیروی برشی مقاوم مقطع تیرها از آرماتور برشی پیش‌تنیده با زاویه  $\alpha'$  نسبت به تار میانی استفاده شود و  $A_v'$  و  $S'$  به ترتیب سطح مقطع و فاصله این آرماتورها باشد، برش مقاوم آرماتورهای برشی پیش‌تنیده از رابطه (۹-۲۴-۳۳) محاسبه می‌شود:

$$V_{sp} = \frac{A_v' \phi_p f_p (\cot \theta + \cot \alpha') \sin \alpha'}{S'} \quad (9-24-33)$$

#### ۹-۲۴-۱۰-۳ کنترل فشار در جان تیرها

برای جلوگیری از بروز گسیختگی موضعی در اثر فشار حاصل از برش در جان تیرها باید مقدار تنش فشاری موجود در رابطه (۹-۲۴-۳۵) صدق نماید:

$$f_{cl} < f_{cl} \quad (9-24-35)$$

مقدار تنش فشاری موجود در بتن،  $f_{cl}$ ، از رابطه (۹-۲۴-۳۶) تعیین می‌شود:

$$f_{cl} = f_{cl1} + f_{cl2} \quad (9-24-36)$$

$$f_{cl1} = \frac{P_h}{b_w z} \sqrt{\frac{c_v^2 + z^2}{c_v^2}} \quad (9-24-37)$$

$$f_{cl2} = \frac{V_{ue}}{b_w \times z \times \sin^2 \theta \times (\cot \theta + \cot \alpha)} \quad (9-24-38)$$

در این رابطه مقدار  $z$  معادل  $0.9h$  و  $b_w$  عرض خالص جان که از تفاضل قطر سوراخ‌ها از عرض جان حاصل می‌شود، در نظر گرفته می‌شود.

کلیه مقاطعی که در فاصله کمتر از  $d$  از بر تکیه گاه قرار دارند را می‌توان برای مقدار برش  $V_u$  در مقطع به فاصله  $d$  طراحی کرد. اگر بار متمرکزی با فاصله  $a$  از بر تکیه گاه اعمال شده و  $a < d$  باشد نیروی برشی حاصل از این بار در نسبت  $\frac{a}{2d}$  ضرب خواهد شد.

در مورد تیرهای یکسره نیروی برشی حاصل از عکس‌العمل تامین نیروی پیش‌تنیدگی نیز باید در محاسبه  $V_u$  منظور گردد.

$V_r$  = نیروی برشی مقاوم مقطع، نیوتن

$V_c$  = نیروی برشی مقاوم تامین شده توسط بتن، نیوتن

$V_s$  = نیروی برشی مقام تامین شده توسط فولاد عرضی معمولی، نیوتن

$V_{sp}$  = نیروی برشی مقاوم تامین شده آرماتورهای پیش‌تنیدگی، نیوتن

$A_g$  = مساحت کل مقطع بتنی، میلی‌متر مربع

$$v_c = 0.17 \phi_c \sqrt{f_c}$$

$\theta$  = زاویه دستک‌های فشاری در مدل‌های خرابایی نسبت به تار میانی عضو پیش‌تنیده، درجه

$\alpha$  = زاویه آرماتورهای عرضی معمولی نسبت به تار میانی، درجه

۹-۲۴-۱۰-۲-۵-۲ شرایط توأم از آرماتورهای برشی پیش‌تنیده و معمولی، سطح مقطع آرماتورهای برشی باید در رابطه (۹-۲۴-۳۴) صدق نماید:

$$\frac{A_v}{\left( \frac{b \times s}{f_y} \right)} + \frac{F_{p1}}{b \times s} \geq 0.16 \text{ MPa} \quad (9-24-34)$$

در این رابطه  $F_{p1}$  آرماتورهای برشی پیش‌تنیده می‌باشد.

مقدار تنش فشاری باید به مقدار حاصل از رابطه (۹-۲۴-۳۹) محدود گردد:

$$f_{cl} = \beta f_c \quad (9-24-39)$$

در این رابطه  $\beta$  در صورتی که جان تیر ترک‌خورده نباشد از رابطه (۹-۲۴-۴۰) محاسبه می‌شود:

$$\beta = \left( 0.15 + \frac{1/25}{\sqrt{f_c}} \right) \quad (9-24-40)$$

در صورتی که جان تیر ترک‌خورده باشد ضریب  $\beta$  در  $0.15$  ضرب و در مورد جان ترک‌خورده با آرماتور برشی این ضریب در  $0.18$  ضرب می‌شود.

## ۲۶-۸- پیچش

## ۹-۲۴-۱۱ پیچش

پیچش در مقاطع بتن پیش‌تنیده در اثر عوامل مختلف از جمله بارهای خارج از محور موثر بر نیروهای مستقیم و یا در تیرهای خمیده تحت شرایط مختلف بارگذاری ایجاد می‌شود. کنترل مقاطع در برابر پیچش در حالت حد نهایی انجام می‌شود.

## ۹-۲۴-۱۱-۱ تنش برشی

در مقاطع تحت برش و پیچش، مقدار تنش برشی نهایی ایجاد شده در مقاطع باید از رابطه (۹-۲۴-۴۱) تعیین شود:

$$V_u = V_{vu} + V_{tu} \quad (۹-۲۴-۴۱)$$

مقدار زاویه نوارهای مورب فشاری براساس مقدار  $V_u$  از رابطه (۹-۲۴-۴۱) محاسبه می‌شود.

## ۹-۲۴-۱۱-۲ نیروی مقاوم تامین شده توسط آرماتورهای پیچشی

آرماتورهای پیچشی مورد نیاز شامل آرماتورهای برشی و طولی معمولی و پیش‌تنیده می‌باشند.

## ۹-۲۴-۱۱-۲-۱ آرماتورهای برشی

مقاومت تامین شده توسط آرماتورهای برشی باید بیش از تنش‌های برشی ناشی از نیروی برشی و لنگر پیچشی باشد. نیروی مقاوم آرماتورهای برشی معمولی و پیش‌تنیده باید از رابطه (۹-۲۴-۴۲) تعیین شود:

$$V_r = \frac{\phi_s A_{sv} f_y}{s_i} (\cot \theta + \cot \alpha_i) \sin \alpha_i + \frac{F_{vt}}{s_i} (\cot \theta + \cot \alpha'_i) \sin \alpha'_i \quad (۹-۲۴-۴۲)$$

در این رابطه  $F_{vt}$  نیروی فشاری آرماتور قائم پیش‌تنیدگی می‌باشد.

## ۹-۲۴-۱۱-۲-۲ آرماتور طولی

فولادهای طولی پیچشی باید برای کشش طولی ناشی از پیچش با در نظر گرفتن فشار ناشی از پیش‌تنیدگی طولی به طور جداگانه طراحی گردد.

## ۲۶-۹- ناحیه اتصال انتهایی

### ۹-۲۴-۱۲ کنترل مقاومت در پشت گیره‌ها و خفت انداختن سیم‌ها

وقتی کابل‌ها در مقطعی از یک قطعه منشوری قطع می‌شوند، چون اصل Saint Venant در ناحیه نزدیک محل قطع معتبر نمی‌باشد، پخش تنش‌ها مطابق قوانین مقاومت مصالح انجام نمی‌گیرد و این وضعیت تا فاصله  $l$  (بزرگترین بعد مقطع منشوری) از مقطع قطع کابل وجود دارد. این منطقه از بتن که انتهای کابل‌های پیش‌کشیده یا پس‌کشیده را احاطه می‌کند، **بلوک انتهایی**، بلوک مهاری یا منطقه پشت گیره‌ها می‌نامند. در این منطقه بتن تحت تنش‌های بزرگ کششی و فشاری قرار دارد. محدوده این منطقه از انتهای کابل‌ها شروع و تا مقطعی از عضو که در آن پخش تنش‌ها خطی فرض می‌شود، ادامه می‌یابد. در نتیجه باید تدابیری اتخاذ نمود که احتمال ظهور ترک در این منطقه به حداقل برسد و بعلاوه با آرماتوربندی مناسب عرض ترک‌های احتمالی محدود گردد. درجه احتمال ظهور ترک‌ها بستگی به مقاومت و توپر بودن بتن در این منطقه و به خصوص ناحیه پشت‌گیره‌ها دارد. ابعاد و مقاومت بتن و آرماتوربندی ناحیه پشت‌گیره‌ها باید مطابق با دستورالعمل‌های سازنده گیره‌ها باشد.

### ۹-۲۴-۱۲-۱ کنترل مقاومت بلوک‌های انتهایی

الف) پخش تنش در ناحیه پشت گیره‌ها طبیعت سه بعدی دارد، ولی برای سادگی می‌توان کنترل‌ها را در دو صفحه عمود بر هم و منطبق بر محورها اصلی اینرسی مقطع انجام داد. ب) در ناحیه اولین پخش تنش‌ها یعنی در درون بزرگترین منشور مجازی هم‌مرکزی که به هر یک از گیره‌ها می‌توان مربوط کرد و در صفحه پخش مورد نظر، تنش‌های عرضی وجود می‌آید. برای مقاومت در برابر نیروهای که موجب پکاندن اطراف گیره منفرد می‌شوند باید به دستورالعمل‌های سازنده گیره در مورد فاصله گیره‌ها از هم و از لبه‌های آزاد قطعه و نیز مقاومت بتن و آرماتوربندی ناحیه پشت گیره توجه نمود.

پ) پوسته شدن بتن از سطح اطراف گیره‌ها

در وجه بارگذاری شده بلوک انتهایی به ویژه در مواردی که گیره‌ها نیز بسیار نامتقارن تعبیه شده‌اند، نیروهای کششی که باعث پوسته شدن بتن در وجه بارگذاری شده می‌شود، از حد تحمل بتن فراتر رفته و باید آرماتوربندی مناسب پیش‌بینی نمود. بدین منظور در نزدیکترین فاصله ممکن از سطح آزاد قطعه، باید یک شبکه آرماتور متقاطع قرار داد که قادر به تحمل نیروی کششی معادل چهار درصد کل نیروی پیش‌تندگی باشد.

ت) تعادل کلی بلوک انتهایی

در بررسی این تعادل و نیز موارد بندهای (ب) و (پ) باید توجه ویژه به عواملی مانند عوامل زیر مبذول داشت:

۱- شکل، ابعاد و موقعیت صفحات گیره نسبت به مقطع عرضی بلوک انتهایی.

۲- شدت نیروهای پیش‌تندگی و ترتیب عملیات پیش‌تندگی.

۳- شکل بلوک انتهایی نسبت به شکل کلی عضو.

۴- موقعیت گیره‌ها شامل عدم تقارن، آثار گروهی و فاصله از لبه‌ها.

۵- تاثیر عکس‌العمل تکیه‌گاه.

۶- نیروی ناشی از انحنای واگرایی کابل‌ها.

۹-۲۴-۱۲-۱ ضوابط این بند در خصوص صفحات گیره گرد، مربع و مستطیلی است که به صورت متقارن در وجه انتهایی مربع یا مستطیلی یک عضو پس‌کشیده قرار داده شده‌اند. نیروهای کششی که در بلوک‌های انتهایی یا مناطق انتهایی عناصر پس‌کشیده یا کابل چسبیده باعث ترک‌یدن بتن می‌شود باید بر مبنای نیروی جک زدن کابل تخمین زده شود. نیروی کششی پکاننده ( $F_{bst}$ ) موجود در یک بلوک انتهایی مربع شکل منفرد که بطور متقارن تحت نیروی یک گیره مربع شکل قرار می‌گیرد از رابطه (۹-۲۴-۴۳) محاسبه می‌شود:

$$(9-24-43)$$

$$P_k = \text{نیروی جک زدن کابل، نیوتن}$$

$$F_{bst} = \left( 0.32 - 0.3 \frac{Y_{p0}}{Y_o} \right) P_k$$

در این رابطه  $Y_o$ ، عرض بلوک انتهایی و  $Y_{p0}$ ، عرض سطح تحت فشار می‌باشد.

نیروی کششی پکاننده در محدوده‌ای به فاصله  $0.1$  تا یک برابر عرض بلوک انتهایی از وجه انتهایی بوجود می‌آید. مقاومت طراحی آرماتورهایی که برای تحمل این نیروی کششی قرار داده می‌شود معادل  $f_{yk}$  اختیار می‌شود، مگر آنکه پوشش آرماتور کمتر از  $50$  میلی‌متر باشد که در این صورت تنش کششی در آرماتور به  $200 \text{ N/mm}^2$  محدود می‌گردد. در بلوک‌های انتهایی مستطیلی شکل، نیروی کششی پکاننده در هر یک از دو جهت اصلی بطور جداگانه، براساس رابطه (۹-۲۴-۴۳) تعیین می‌شود.

## ۲۶-۱۰- جزئیات اجرایی

### ۹-۲۴-۱۳ جزئیات اجرایی

۹-۲۴-۱۳-۱ مسیر، محل قرارگیری و پوشش بتنی کابل در روش پس کشیده

در روش پس کشیدگی کابل‌ها داخل مجاری قرار می‌گیرند که معمولاً به کمک لوله با غلاف ایجاد شده‌اند.

### ۹-۲۴-۱۳-۲ مسیر کابل‌ها

بطور کلی مسیر کابل‌ها باید شرایط زیر را دارا باشند:

الف) انحراف مجاری از مسیرهای مشخص شده روی نقشه‌ها، حداقل باشد.

ب) حداقل شعاع انحنای مجاری مطابق دستورالعمل‌های سیستم پیش‌تنیدگی رعایت شود و برای جذب آثار ناشی از انحنای کابل به ویژه نیروی احتمالی رانش در حلال جزئیات طراحی مناسب تهیه گردد.

پ) در صورت فقدان دستورالعمل خاص سیستم پیش‌تنیدگی، حداقل طول قسمت مستقیم‌الخط مجاری در مجاورت گیره‌ها و قطعات اتصال‌دهنده ۵۰۰ میلی‌متر باشد.

ت) نحوه تعبیه گیره‌ها طوری باشد که شرایط هندسی و مکانیکی مندرج در بند چهارم این بخش و دستورالعمل‌های سیستم پیش‌تنیدگی رعایت شوند، بعلاوه برای تامین نفوذناپذیری آب به محل گیره‌ها و قطعات اتصال‌دهنده، پوشاندن و غرق کردن آنها در بتن باید آسان باشد. در غیر این صورت باید تدابیر ویژه پیش‌بینی و روی نقشه‌های اجرایی قید گردد. قطعات اتصال‌دهنده باید در محل‌هایی قرار گیرند که مقاطع بتن پس از گسر قسمت اشغال شده توسط کوپلرها، در برابر خمش و برش مقاوم بمانند.

ث) هواکش‌های تزریق باید در محل‌های مناسب و به تعداد کافی پیش‌بینی و روی نقشه‌های اجرایی منعکس شود.

### محاسبات ۹۴

۴۹- در یک قطعه بتن پیش‌تنیده، مربوط به ساختمانی که حساس به ترک خوردگی نیست، حداکثر تنش کششی قابل قبول در قسمت بتنی بر حسب MPa به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (فرض کنید که بین درز قطعات پیش‌ساخته میلگرد رد شده و رده بتن C30 می‌باشد)

۱) 3.25      ۲) 1.95      ۳) 0.65      ۴) 0.36

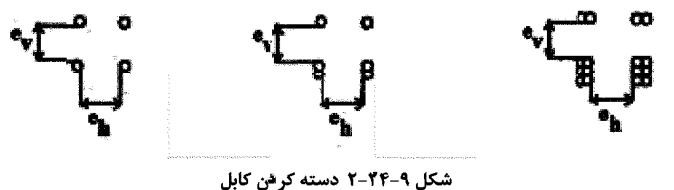
گزینه ۲

$$0.6f_t = 0.6 \times 0.6\sqrt{f_c} = 0.36\sqrt{30} = 1.97MPa$$

۹-۲۴-۱۳-۳ محل قرارگیری و پوشش بتنی کابل‌ها

۹-۲۴-۱۳-۳-۱ دسته کردن کابل

شرایط دسته کردن کابل‌ها با توجه به شکل (۹-۲۴-۲) به این شرح می‌باشد:



شکل ۹-۲۴-۲ دسته کردن کابل

الف) تعداد کابل‌ها در هر دسته کابل محدود است به:

برای  $\phi < 50mm$ : حداکثر ۴ عدد با رعایت حداکثر ۳ عدد در جهت قائم و دو عدد در جهت افقی

برای  $50mm < \phi < 100mm$ : حداکثر ۲ عدد در جهت قائم

برای  $\phi > 100mm$ : یک عدد

$\phi$  قطر بیرونی غلاف است.

ادر شکل (۹-۲۴-۳)  $e_v$  و  $e_h$  به ترتیب فواصل آزاد عمودی و افقی کابل یا دسته کابل‌ها می‌باشد.

ب) غلاف‌ها هنگام بتن ریزی نباید نسبت به هم جابجا شوند.

## ۲۷- خلاصه روابط

## ۳-۲۳-۹ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری متوسط

۳-۲۳-۹-۱-۲-۳-۲۳-۹ آرماتورهای طولی و عرضی

۳-۲۳-۹-۱-۲-۳-۲۳-۹ در تمامی مقاطع عضو خمشی نسبت آرماتورها هم در پایین و هم در بالا، نباید کمتر از مقادیر  $\frac{1}{4}$  و  $\frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y}$  و نسبت آرماتور کششی نباید بیشتر از ۰/۰۲۵ باشد. حداقل دو میلگرد با قطر مساوی یا بزرگتر از ۱۲ میلی‌متر باید هم در پایین و هم در بالای مقطع در سراسر طول ادامه یابند. ضابطه بند ۳-۲۳-۹-۱-۲-۳-۲۳-۹ در این حالت نیز معتبر است.

## ۴-۲۳-۹ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد

۴-۲۳-۹-۱-۴-۲۳-۹ آرماتور طولی

۴-۲۳-۹-۱-۴-۲۳-۹ در تمامی مقاطع عضو خمشی نسبت آرماتورها هم در پایین و هم در بالا، نباید کمتر از مقادیر  $\frac{1}{4}$  و  $\frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y}$  و نسبت آرماتور کششی نباید بیشتر از ۰/۰۲۵ باشد. حداقل دو میلگرد با قطر ۱۲ میلیمتر یا بیشتر باید هم در پایین و هم در بالای مقطع در سراسر طول تعبیه شود. ضابطه بند ۴-۲۳-۹-۱-۴-۲۳-۹ در این حالت نیز معتبر است.

۲-۵-۱۴-۹ حداقل مقدار آرماتور کششی

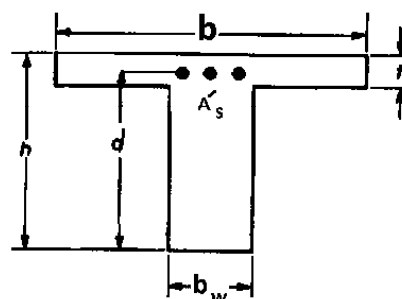
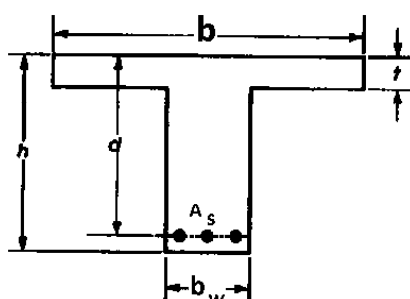
۲-۵-۱۴-۹-۱ در هر مقطع از قطعات میله‌ای تحت خمشی (به جز موارد مندرج در بند ۳-۲-۵-۱۴-۹) مقدار آرماتور به کار رفته در مقطع،  $A_s$  باید به گونه‌ای باشد که رابطه (۷-۱۴-۹) برقرار باشد:

$$\rho \geq \max\left(\frac{1/4}{f_y}, \frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y}\right) \quad (7-14-9)$$

۲-۵-۱۴-۹-۲ در تیرهای با مقطع T شکل و تیرچه‌هایی که در آنها جان مقطع در کشش قرار دارد

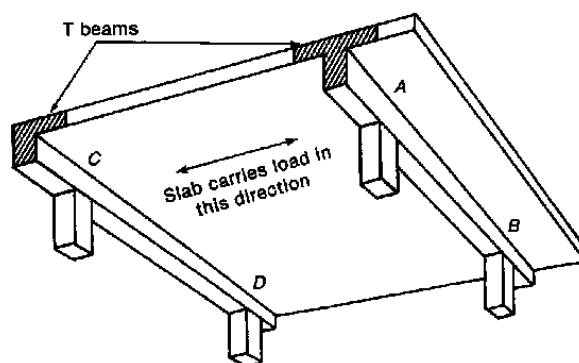
$\rho$  به دست آمده از بند ۱-۲-۵-۱۴-۹ متناظر با سطح مقطع موثر  $A_s = b_w d$  می‌باشد. در اعضای معین استاتیکی با مقطع T شکل که بال مقطع در کشش می‌باشد مقدار بدست آمده از بند ۱-۲-۵-۱۴-۹ متناظر با سطح مقطع موثر  $A_s$  که بر اساس جایگزینی  $b_w$  با کمترین دو مقدار  $2b_w$  و عرض بال، محاسبه شده باشد، خواهد بود.

۳-۲-۵-۱۴-۹ در صورتی که سطح مقطع فولاد کششی محاسبه شده با فرضیات بند ۳-۱۴-۹ کمتر از مقادیر حاصل از بند ۱-۲-۵-۱۴-۹ و ۲-۵-۱۴-۹ باشد، در همه حالات شکل‌پذیری، قرار دادن ۱/۳۳ برابر مقدار حاصل از محاسبه به عنوان فولاد کششی مقطع کافی می‌باشد.



$$A_{s\_min} = \max\left(\frac{0.25\sqrt{f_c}}{F_y}, \frac{1.4}{F_y}\right) b_w d$$

$$A'_{s\_min} = \max\left(\frac{0.25\sqrt{f_c}}{F_y}, \frac{1.4}{F_y}\right) \times \min(2b_w, b) \times d$$



آرماتور حداقل خمشی در تیرهای بتنی:

$$\rho_{\text{تیرها-}min} = \min\left[\max\left(\frac{0.25\sqrt{f_c}}{F_y}, \frac{1.4}{F_y}\right), 1.33 \times (\text{درصد میلگرد کششی محاسباتی})\right]$$

نکته: برای پی ها و دالها حداقل آرماتور حرارتی باید رعایت شود.

$$M_r = A_s F_{yd} Z = A_s F_{yd} \left( d - \frac{\beta x}{2} \right) = A_s F_{yd} \left( d - \frac{A_s (F_{yd})}{2\alpha(b)(f'_{cd})} \right)$$

$$M_r = A_s F_{yd} d \left( 1 - \frac{1}{2\alpha} \rho \frac{F_{yd}}{f'_{cd}} \right) = \rho F_{yd} b d^2 \left( 1 - \frac{1}{2\alpha} \rho \frac{F_{yd}}{f'_{cd}} \right)$$

$$x = \frac{A_s (F_{yd})}{\alpha \beta (b)(f'_{cd})}$$

$$\rho_{max} = \rho_{bal} = \text{Min} \left\{ \alpha \beta \frac{f'_{cd}}{F_{yd}} \left( \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \frac{F_y}{E_s}} \right), 0.025 \right\}$$

F <sub>y</sub>	f' <sub>c</sub>	α	β	αβ	ρ <sub>max</sub>	ρ <sub>min</sub>
400	20	0.8200	0.9200	0.7544	0.0184	0.0035
400	21	0.8185	0.9175	0.7510	0.0192	0.0035
400	22	0.8170	0.9150	0.7476	0.0200	0.0035
400	23	0.8155	0.9125	0.7441	0.0208	0.0035
400	24	0.8140	0.9100	0.7407	0.0216	0.0035
400	25	0.8125	0.9075	0.7373	0.0224	0.0035
400	26	0.8110	0.9050	0.7340	0.0232	0.0035
400	27	0.8095	0.9025	0.7306	0.0240	0.0035
400	28	0.8080	0.9000	0.7272	0.0248	0.0035
400	29	0.8065	0.8975	0.7238	0.025	0.0035
400	30	0.8050	0.8950	0.7205	0.025	0.0035
400	31	0.8035	0.8925	0.7171	0.025	0.0035
400	32	0.8020	0.8900	0.7138	0.025	0.00353534
400	33	0.8005	0.8875	0.7104	0.025	0.003590352
400	34	0.7990	0.8850	0.7071	0.025	0.003644345
400	35	0.7975	0.8825	0.7038	0.025	0.00369755
400	36	0.7960	0.8800	0.7005	0.025	0.00375
400	37	0.7945	0.8775	0.6972	0.025	0.003801727
400	38	0.7930	0.8750	0.6939	0.025	0.003852759
400	39	0.7915	0.8725	0.6906	0.025	0.003903124
400	40	0.7900	0.8700	0.6873	0.025	0.003952847
400	41	0.7885	0.8675	0.6840	0.025	0.004001953
400	42	0.7870	0.8650	0.6808	0.025	0.004050463
400	43	0.7855	0.8625	0.6775	0.025	0.004098399
400	44	0.7840	0.8600	0.6742	0.025	0.004145781
400	45	0.7825	0.8575	0.6710	0.025	0.004192627
400	46	0.7810	0.8550	0.6678	0.025	0.004238956
400	47	0.7795	0.8525	0.6645	0.025	0.004284784
400	48	0.7780	0.8500	0.6613	0.025	0.004330127
400	49	0.7765	0.8475	0.6581	0.025	0.004375
400	50	0.7750	0.8450	0.6549	0.025	0.004419417
300	20	0.8200	0.9200	0.7544	0.025	0.004666667
300	21	0.8185	0.9175	0.7510	0.025	0.004666667
300	22	0.8170	0.9150	0.7476	0.025	0.004666667
300	23	0.8155	0.9125	0.7441	0.025	0.004666667
300	24	0.8140	0.9100	0.7407	0.025	0.004666667



300	25	0.8125	0.9075	0.7373	0.025	0.004666667
300	26	0.8110	0.9050	0.7340	0.025	0.004666667
300	27	0.8095	0.9025	0.7306	0.025	0.004666667
300	28	0.8080	0.9000	0.7272	0.025	0.004666667
300	29	0.8065	0.8975	0.7238	0.025	0.004666667
300	30	0.8050	0.8950	0.7205	0.025	0.004666667
300	31	0.8035	0.8925	0.7171	0.025	0.004666667
300	32	0.8020	0.8900	0.7138	0.025	0.004714045
300	33	0.8005	0.8875	0.7104	0.025	0.004787136
300	34	0.7990	0.8850	0.7071	0.025	0.004859127
300	35	0.7975	0.8825	0.7038	0.025	0.004930066
300	36	0.7960	0.8800	0.7005	0.025	0.005
300	37	0.7945	0.8775	0.6972	0.025	0.005068969
300	38	0.7930	0.8750	0.6939	0.025	0.005137012
300	39	0.7915	0.8725	0.6906	0.025	0.005204165
300	40	0.7900	0.8700	0.6873	0.025	0.005270463
300	41	0.7885	0.8675	0.6840	0.025	0.005335937
300	42	0.7870	0.8650	0.6808	0.025	0.005400617
300	43	0.7855	0.8625	0.6775	0.025	0.005464532
300	44	0.7840	0.8600	0.6742	0.025	0.005527708
300	45	0.7825	0.8575	0.6710	0.025	0.00559017
300	46	0.7810	0.8550	0.6678	0.025	0.005651942
300	47	0.7795	0.8525	0.6645	0.025	0.005713046
300	48	0.7780	0.8500	0.6613	0.025	0.005773503
300	49	0.7765	0.8475	0.6581	0.025	0.005833333
300	50	0.7750	0.8450	0.6549	0.025	0.005892557

**کنترل جاری شدن میلگردهای فشاری** (در صورتی که میلگردهای کششی جاری شوند):

در صورتی که میلگردهای  $A_s$  (کششی) از مقدار زیر بیشتر باشند، میلگردهای  $A'_s$  (فشاری) جاری خواهند شد:

$$A_s > \alpha \beta \frac{f'_{cd}}{F_{yd}} \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_y} b d' + A'_s \frac{f'_s}{F_y} \rightarrow A'_s \text{ جاری خواهد شد}$$

**مقاومت خمشی مقاطع همراه با فولاد فشاری**  $\left( \begin{matrix} f'_s < F_y \\ f_s = F_y \end{matrix} \right)$ :

ابتدا باید از معادله درجه ۲ زیر مقدار  $x$  را بیابیم:

$$A_s F_{yd} x = \alpha f'_{cd} (b \beta x - A'_s) x + A'_s E_s (x - d') \epsilon_{cu}$$

در معادله فوق،  $E_s = 2 \times 10^5$  و  $\epsilon_{cu} = 0.0035$  می باشد.

پس از یافتن مقدار  $x$  باید مقدار تنش در میلگردهای فشاری بدست آید:

$$f'_{sd} = 0.85 f'_s = 0.85 E_s \frac{x - d'}{x} \epsilon_{cu}$$

و سپس مقدار لنگر مقاوم بدست می آید:

$$M_r = A'_s f'_{sd} (d - d') + \alpha f'_{cd} (\beta x b - A'_s) \left( d - \frac{\beta x}{2} \right)$$

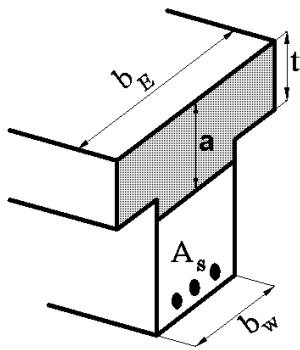
**مقاومت خمشی مقاطع همراه با فولاد فشاری**  $\left( \begin{matrix} f'_s = F_y \\ f_s = F_y \end{matrix} \right)$ :

ابتدا باید از معادله زیر مقدار  $x$  را بیابیم:

$$A_s F_{yd} = \alpha \beta f'_{cd} b x + A'_s F_{yd} \quad x = \frac{A_s F_{yd} - A'_s F_{yd}}{\alpha \beta f'_{cd} b}$$

پس از یافتن مقدار  $x$  مقدار لنگر مقاوم بدست می آید:

$$M_r = A'_s F_{yd} (d - d') + \alpha f'_{cd} (\beta x b - A'_s) \left( d - \frac{\beta x}{2} \right)$$

۱- یافتن  $a$  اولیه:

$$a = \beta x = \frac{A_s(F_{yd})}{\alpha(b_E)(f'_{cd})}$$

۲- اگر  $a$  اولیه کمتر از  $t$  بود، مقطع مستطیلی عمل خواهد کرد و مقاومت خمشی مقطع بدست می آید:

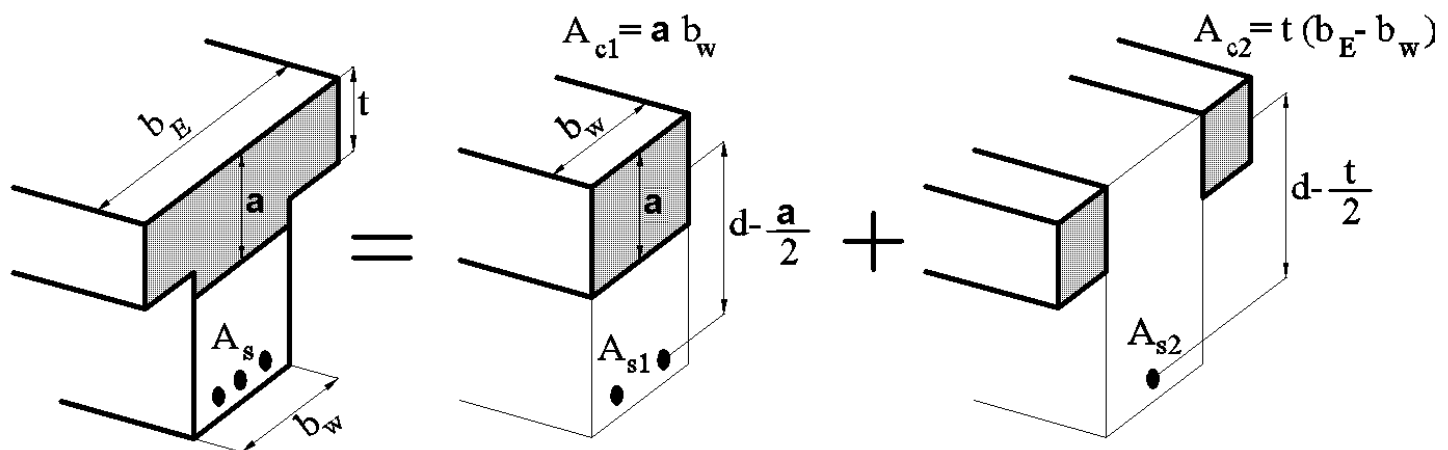
$$a \leq t \rightarrow \text{مستطیلی} \rightarrow M_r = A_s F_{dy} \left( d - \frac{A_s(F_{yd})}{2\alpha(b_E)(f'_{cd})} \right)$$

۳- اگر  $a$  اولیه بزرگتر از  $t$  بود، مقطع T شکل عمل خواهد کرد مقدار  $a$  باید مجددا محاسبه شود:

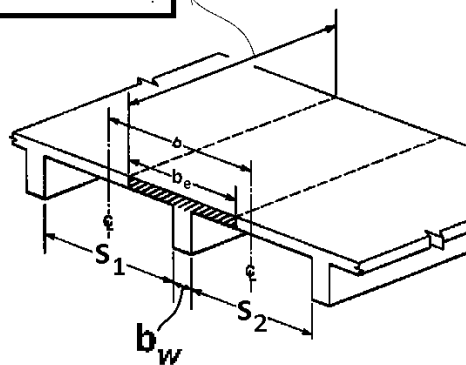
$$a > t \rightarrow \text{شکل T} \rightarrow a_{\text{جدید}} = \frac{A_s(F_{yd}) - A_{c2}}{\alpha(b_W)(f'_{cd})}$$

$$\rightarrow M = A_{c1}(\alpha f'_{cd}) \left( d - \frac{a_{\text{جدید}}}{2} \right) + A_{c2}(\alpha f'_{cd}) \left( d - \frac{t}{2} \right)$$

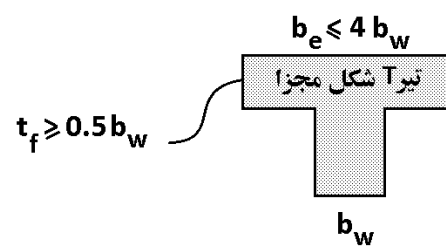
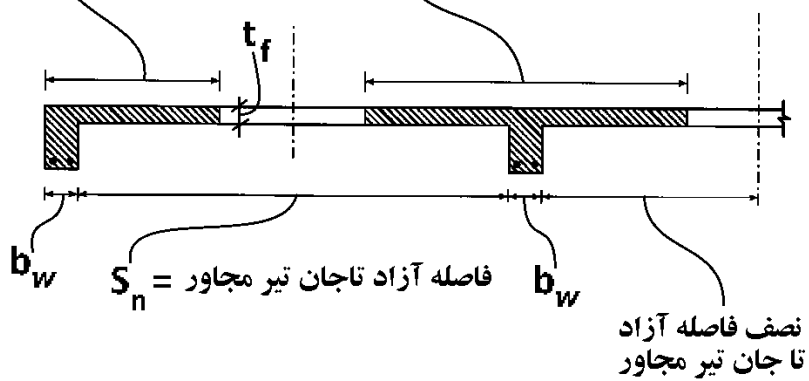
مقاومت خمشی تیرهای T شکل



طول دهانه آزاد تیر  $L_n$



$$b_e \leq \begin{cases} b_w + S_n/2 \\ b_w + 6 t_f \\ b_w + L_n/12 \end{cases} \quad b_e \leq \begin{cases} b_w + S_n \\ b_w + 16 t_f \\ L_n/4 \end{cases}$$



### ۹-۲۳-۳ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری متوسط

۹-۲۳-۳-۱ اعضای تحت خمش در قاب‌ها ( $N_u \leq 0.15 f_{cd} A_g$ )

۹-۲۳-۳-۲ آرماتورهای طولی و عرضی

۹-۲۳-۳-۲-۱ در تکیه‌گاه‌های عضو خمشی، مقاومت خمشی مثبت نباید از یک‌سوم مقاومت خمشی منفی همان تکیه‌گاه کمتر باشد. همچنین، مقاومت خمشی مثبت یا منفی در هر مقطعی در طول عضو، نباید از یک‌پنجم حداکثر مقاومت خمشی هر یک از دو انتهای عضو کمتر باشد.

۹-۲۳-۳-۲-۲ در هر عضو خمشی حداقل یک پنجم آرماتور موجود در مقاطع بر تکیه‌گاه‌ها، هر انتها که آرماتور بیشتری دارد، باید در سراسر طول تیر در بالا و پایین ادامه داده شوند.

### ۹-۲۳-۴ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد

۹-۲۳-۴-۱ اعضای تحت خمش در قاب‌ها ( $N_u \leq 0.15 f_{cd} A_g$ )

۹-۲۳-۴-۱-۲ آرماتور طولی

۹-۲۳-۴-۱-۲-۱ در تکیه‌گاه‌های عضو خمشی، مقاومت خمشی مثبت هر تکیه‌گاه باید حداقل برابر نصف مقاومت خمشی منفی همان تکیه‌گاه باشد.

۹-۲۳-۴-۱-۲-۲ مقاومت خمشی مثبت و منفی هر مقطع در سراسر طول تیر ناپستی کمتر از یک‌چهارم مقاومت خمشی حداکثر تکیه‌گاه باشد.

۹-۲۳-۴-۱-۲-۳ در اعضای خمشی T یا L شکل که با دال‌ها به صورت یکپارچه اجرا می‌شوند، مقدار آرماتوری که در بر ستون‌ها می‌توان برای خمش مؤثر در نظر گرفت، علاوه بر میلگرد واقع در جان تیر، به شرح (الف) تا (ث) این بند است:

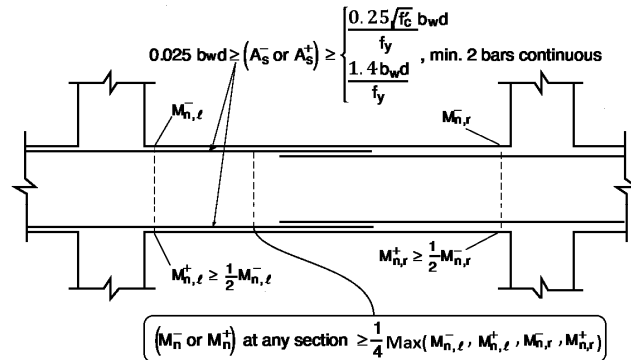
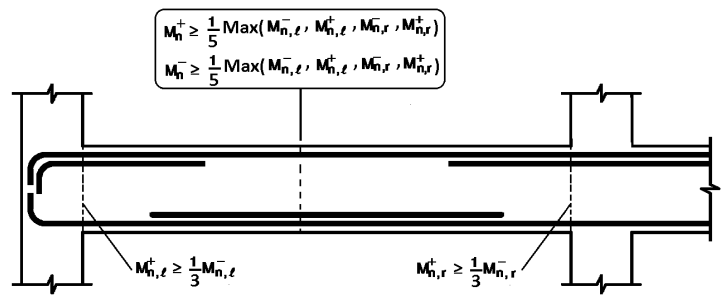
الف- در ستون‌های داخلی وقتی که تیر عرضی در محل اتصال به ستون در حدود ابعاد عضو خمشی طولی است: تمامی میلگردهایی که در عرضی از دال مساوی با چهار برابر ضخامت آن در هر طرف ستون واقع شده‌اند.

ب- در ستون‌های داخلی وقتی که ابعاد تیر عرضی وجود ندارد: تمامی میلگردهایی که در عرضی از دال مساوی دو و نیم برابر ضخامت آن در هر طرف ستون واقع شده‌اند.

پ- در ستون‌های خارجی وقتی که تیر عرضی در محل اتصال به ستون در حدود ابعاد عضو خمشی طولی است و لازم است میلگردهای عضو خمشی طولی مهار شوند: تمامی میلگردهایی که در عرضی از دال مساوی با دو برابر ضخامت آن در هر طرف ستون واقع شده‌اند.

ت- در ستون‌های خارجی وقتی که تیر عرضی وجود ندارد: تمامی میلگردهایی که در عرض ستون واقع شده‌اند.

ث- در تمام حالات حداقل ۷۵ درصد آرماتور فوقانی و نیز آرماتور تحتانی که ظرفیت خمشی مورد لزوم را تأمین می‌کنند باید از ناحیه هسته ستون عبور کنند و یا در آن مهار شوند.



## ۹-۱۴-۱۱ محدودیت‌های فولادگذاری جهت اعضای خمشی یا فشاری

### ۹-۱۴-۱۱-۱ محدودیت‌های فاصله میلگردها

۹-۱۴-۱۱-۱-۱ فاصله آزاد بین هر دو میلگرد موازی واقع در یک سفره نباید از هیچیک از مقادیر زیر کمتر باشد:

الف) قطر میلگرد بزرگتر

ب) ۲۵ میلی‌متر

پ)  $\frac{1}{33}$  برابر قطر اسمی بزرگترین سنگدانه بتن

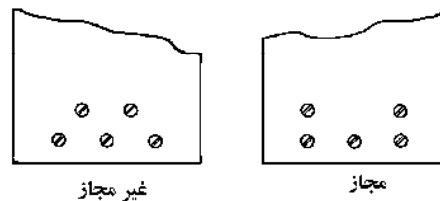
۹-۱۴-۱۱-۲ در اعضای تحت فشار و خمشی فاصله محور تا محور میلگردهای طولی از یکدیگر، نباید بیشتر از ۲۰۰ میلی‌متر باشد.

۹-۱۴-۱۱-۳ در صورتی که میلگردهای موازی در چند سفره قرار گیرند، میلگردهای سفره فوقانی باید طوری بالای میلگردهای سفره تحتانی واقع شوند که معبر بتن تنگ نشود، فاصله آزاد بین هر دو سفره نباید از ۲۵ میلی‌متر و نه از قطر بزرگترین میلگرد کمتر باشد.

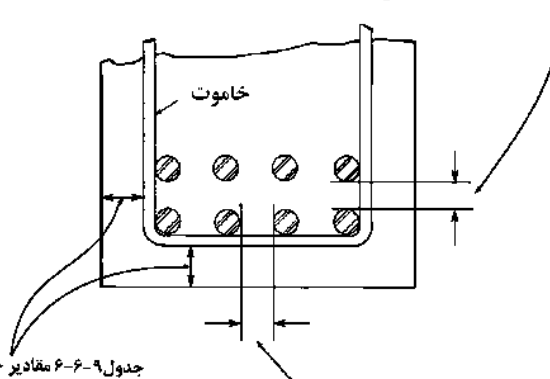
۹-۱۴-۱۱-۴ در اعضای فشاری با خاموت‌های بسته یا دورپیچ، فاصله آزاد بین هر دو میلگرد طولی نباید از  $\frac{1}{5}$  برابر قطر بزرگترین میلگرد و نه از ۴۰ میلی‌متر، کمتر باشد.

۹-۱۴-۱۱-۵ فاصله مجاز بین میلگردها در محل وصله‌های پوششی در بند ۹-۲۱-۴-۱-۵ ارائه شده است.

۹-۱۴-۱۱-۶ محدودیت‌های فاصله آزاد بین میلگردها باید در مورد فاصله آزاد وصله‌های پوششی با وصله‌ها یا میلگردهای مجاور نیز رعایت شوند.



[اندازه سنگدانه  $1.33 \times \text{Max}$  : تیرها



جدول ۹-۶-۶ مقادیر حداقل ضخامت پوشش بتن روی میلگردها (میلیمتر) در شرایط محیطی بند ۹-۶-۴

نوع قطعه	نوع شرایط محیطی			فوق العاده شدید
	متوسط	شدید	خیلی شدید	
تیرها و ستون‌ها	۴۵	۵۰	۷۵	۷۵
دال‌ها و تیرچه‌ها	۳۰	۳۰	۶۰	۶۰
دیوارها و پوسته‌ها	۲۵	۳۰	۵۵	۵۵
شالوده‌ها	۵۰	۶۰	۹۰	۹۰

[اندازه سنگدانه  $1.33 \times \text{Max}$  : تیرها  
ستونها :  $\text{Max}[1.5 d_b, 40\text{mm}]$

## ۲۱-۹ مهار و وصله آرماتور

۲-۲۱-۹ مهار میلگردها

۲-۲۱-۹ قلاب‌های استاندارد

ب - برای میلگردهای تقسیم و خاموت‌ها

- خم ۹۰ درجه (گونیا) به اضافه حداقل  $6d_b$  طول مستقیم ولی نه کمتر از ۶۰ میلیمتر در انتهای آزاد میلگرد، برای میلگردهای به قطر ۱۶ میلی‌متر و کمتر
- خم ۹۰ درجه (گونیا) به اضافه حداقل  $2d_b$  طول مستقیم در انتهای آزاد میلگرد، برای میلگردهای به قطر بیشتر از ۱۶ میلی‌متر و کمتر از ۲۵ میلی‌متر
- خم ۱۳۵ درجه (چنگک) به اضافه حداقل  $6d_b$  طول مستقیم ولی نه کمتر از ۶۰ میلی‌متر در انتهای آزاد میلگرد

۳-۲۱-۹ حداقل قطر خم‌ها

ب- قطر داخلی خم‌ها برای خاموت‌های به قطر کمتر از ۱۶ میلیمتر نباید کمتر از  $4d_b$  اختیار شود.

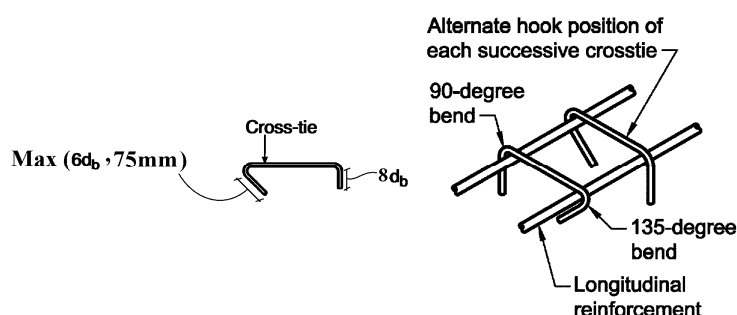
## ۲۳-۹ ضوابط ویژه برای طراحی در برابر زلزله

۲-۲۳-۹ ضوابط کلی طراحی

۱-۲-۲۳-۹ تعاریف

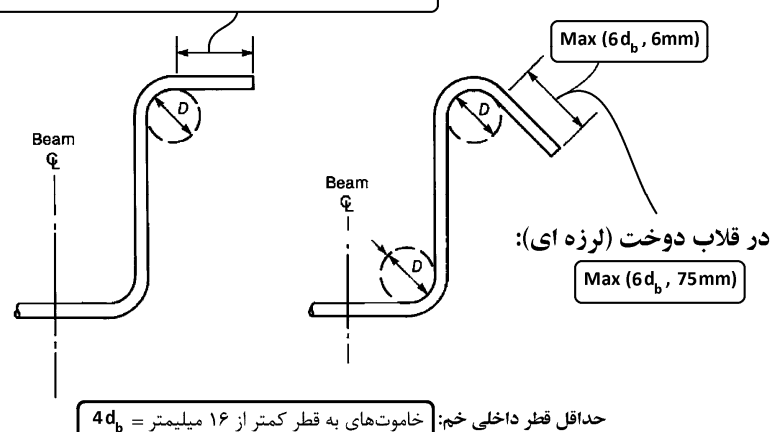
۶-۱-۲-۲۳-۹ قلاب دوخت

میلگردهای که در یک انتها دارای قلابی با زاویه خم حداقل ۱۳۵ درجه و قسمت مستقیم انتهایی به طول حداقل ۶ برابر قطر میلگرد یا ۷۵ میلیمتر و در انتهای دیگر دارای قلابی با زاویه خم حداقل ۹۰ درجه و قسمت مستقیم انتهایی به طول حداقل ۸ برابر قطر میلگرد باشد. این قلاب‌ها باید میلگردهای طولی واقع در محیط مقطع عضو را در برگیرند. محل خم ۹۰ درجه قلاب‌ها باید به صورت یک در میان، در مقاطع متوالی در طول عضو، عوض شود.



Max ( $6d_b$ , 6mm) خاموت‌های به قطر کمتر از ۱۶ میلیمتر

میلگردهای تقسیم و خاموت‌ها



حداقل قطر داخلی خم: خاموت‌های به قطر کمتر از ۱۶ میلیمتر  $4d_b$

۳-۲۱-۹ حداقل قطر خم‌ها

الف- قطر داخلی خم‌ها به جز برای خاموت‌های با قطر کمتر از ۱۶ میلیمتر نباید از مقادیر مندرج در جدول ۱-۲۱-۹ کمتر اختیار شود:

جدول ۱-۲۱-۹ حداقل قطر خم‌ها

حداقل قطر خم	قطر میلگرد
$6d_b$	کمتر از ۲۸ میلیمتر
$8d_b$	۲۸ تا ۳۴ میلیمتر
$10d_b$	۳۴ تا ۵۵ میلیمتر *

\* برای خم کردن میلگردهای به قطر ۳۴ میلیمتر و بیشتر و با زاویه بیشتر از ۹۰ درجه به روش‌های خاصی نیاز است.

ب- قطر داخلی خم‌ها برای خاموت‌های به قطر کمتر از ۱۶ میلیمتر نباید کمتر از  $4d_b$  اختیار شود.

۲-۲۱-۹ قلاب‌های استاندارد

در این بحث هریک از خم‌های مشروح زیر قلاب استاندارد تلقی می‌شود:

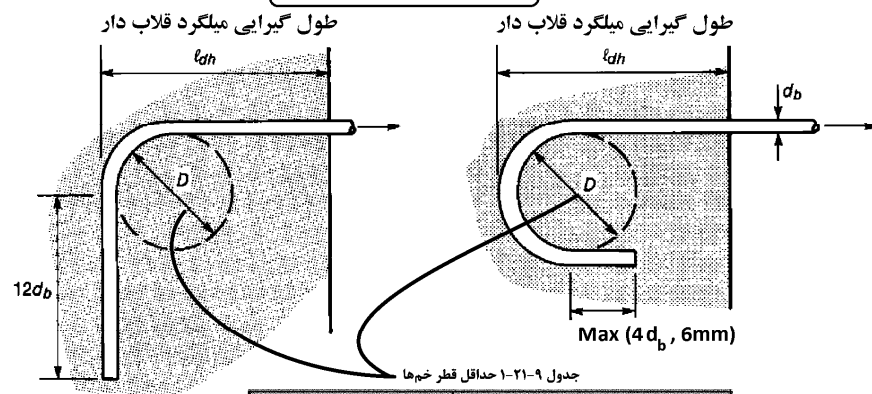
الف- میلگردهای اصلی

- خم نیم‌دایره (قلاب انتهایی ۱۸۰ درجه) به اضافه حداقل  $4d_b$  طول مستقیم ولی نه کمتر از ۶۰ میلی‌متر در انتهای آزاد میلگرد
- خم ۹۰ درجه (گونیا) به اضافه طول مستقیم برابر حداقل  $12d_b$  در انتهای آزاد میلگرد

ب - برای میلگردهای تقسیم و خاموت‌ها

- خم ۹۰ درجه (گونیا) به اضافه حداقل  $6d_b$  طول مستقیم ولی نه کمتر از ۶۰ میلیمتر در انتهای آزاد میلگرد، برای میلگردهای به قطر ۱۶ میلی‌متر و کمتر
- خم ۹۰ درجه (گونیا) به اضافه حداقل  $2d_b$  طول مستقیم در انتهای آزاد میلگرد، برای میلگردهای به قطر بیشتر از ۱۶ میلی‌متر و کمتر از ۲۵ میلی‌متر
- خم ۱۳۵ درجه (چنگک) به اضافه حداقل  $6d_b$  طول مستقیم ولی نه کمتر از ۶۰ میلی‌متر در انتهای آزاد میلگرد

### قلاب میلگردهای اصلی



حداقل قطر خم	قطر میلگرد
$6d_b$	کمتر از ۲۸ میلیمتر
$8d_b$	۲۸ تا ۳۴ میلیمتر
$10d_b$	۳۶ تا ۵۵ میلیمتر *

۹-۲۳-۴ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد

۹-۲۳-۴-۱ اعضای تحت خمش در قاب‌ها ( $N_u \leq 0.15 f_{cd} A_g$ )

۹-۲۳-۴-۱-۳ آرماتور عرضی

۹-۲۳-۱-۴-۱-۳ در اعضای خمشی در طول قسمت‌های بحرانی که در زیر مشخص می‌شوند، آرماتور عرضی باید از نوع **تنگ ویژه** بوده و شرایط آن مطابق بند ۹-۲۳-۱-۴-۳-۲ در نظر گرفته شود، مگر آنکه طراحی برای برش نیاز به آرماتور بیشتری را ایجاب کند:

الف- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع از بر تکیه‌گاه به سمت وسط دهانه

ب- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع در دو سمت مقطعی که در آن امکان تشکیل مفصل پلاستیک در اثر تغییر مکان جانبی غیرالاستیک قاب وجود داشته باشد.

پ- در طولی که در آن تأمین ظرفیت خمشی مقطع به میلگرد فشاری نیاز باشد.

۹-۲۳-۱-۳-۲ تنگ‌های ویژه و فواصل آنها از یکدیگر باید دارای شرایط (الف) تا (پ) این بند باشند:

الف- قطر تنگ‌ها کمتر از ۸ میلی‌متر نباشد.

ب- فاصله تنگ‌ها از یکدیگر بیشتر از مقادیر: یک‌چهارم ارتفاع مؤثر مقطع، ۸ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی، ۲۴ برابر قطر خاموت‌ها و ۳۰۰ میلی‌متر اختیار نشود.

پ- فاصله اولین تنگ از هر تکیه‌گاه بیشتر از ۵۰ مایل م‌تر نباشد.

۱-۳-۱-۴-۲۳-۹ در قسمت‌های، از طول عضو خمشی، که مطابق ضابطه بند ۱-۳-۱-۴-۲۳-۹

تنگ و پژه به کار برده می‌شود، میلگردهای طولی در محیط مقطع باید دارای تکیه‌گاه عرضی باشند.

۹-۲۳-۴-۱-۳-۴ در قسمت‌هایی از طول عضو خمشی که به تنگ ویژه نیاز نیست، خاموت‌ها باید

در دو انتها دارای قلاب ویژه بوده و فاصله آنها از یکدیگر کمتر یا مساوی نصف ارتفاع موثر باشد.

۹-۲۳-۴-۱-۵ تنگ‌های ویژه در اعضای خمشی را می‌توان با دو قطعه میلگرد ساخت. یک

میلگرد به شکل U که در دو انتها دارای قلاب ویژه باشند و میلگرد دیگر به شکل قلاب دوخت که

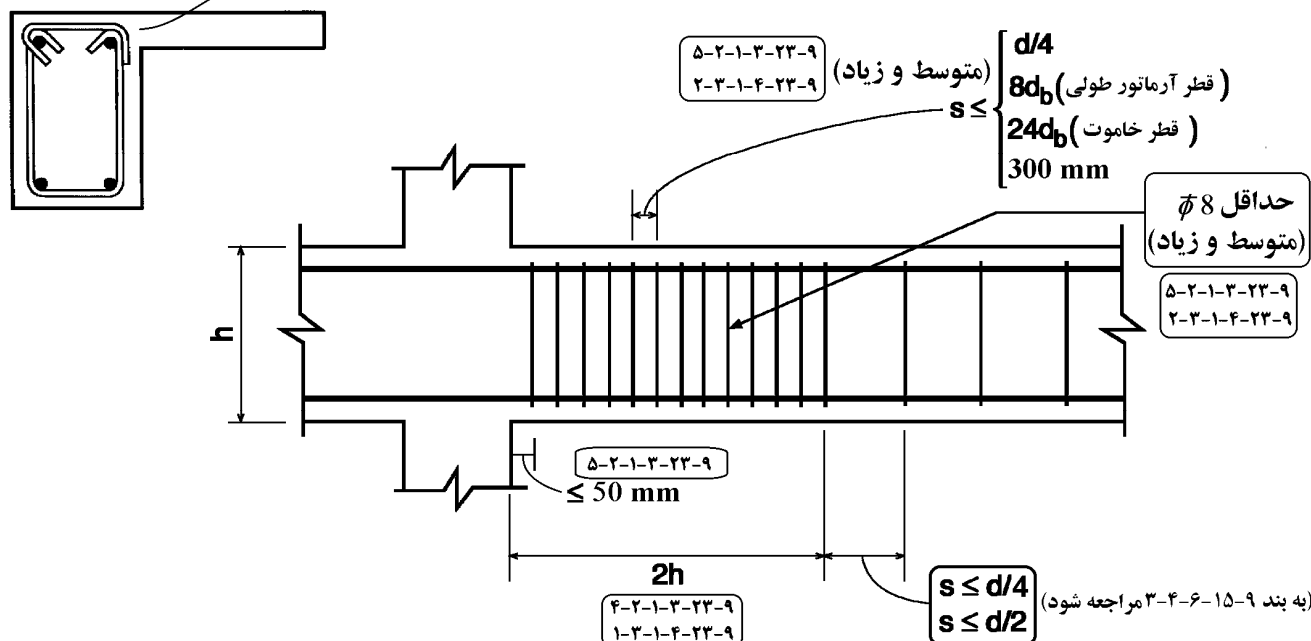
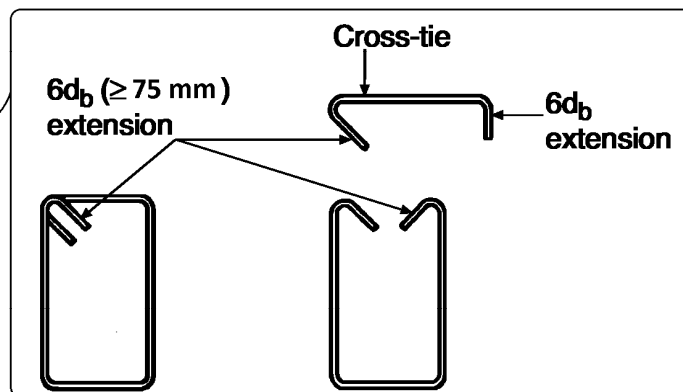
با میلگرد اول یک تنگ بسته تشکیل دهد. خم ۹۰ درجه قلاب‌های دوخت متوالی که یک میلگرد

طولی را در بر می‌گیرند، باید بطور یک در میان در دو سمت عضو خمشی قرار داده شوند. چنانچه

میلگردهای طولی که توسط قلاب‌های دوخت نگهداری شده‌اند در داخل یک دال که تنها در یک

سمت عضو خمشی قرار دارد محصور باشند، خم ۹۰ درجه قلاب‌های دوخت را می‌توان در آن

سمت، در دال، قرار داد.





### ۹-۱۴-۹ محدودیت‌های آرماتورها در قطعات فشاری (ستون‌ها)

۹-۱۴-۹-۳ نسبت حجمی آرماتور دورپیچ به حجم کل هسته،  $\rho_s$ ، نباید از مقدار بدست آمده از رابطه (۹-۱۴-۸) کمتر باشد:

$$\rho_s = \frac{A_g}{A_c} \left( \frac{f_{cd}}{f_{yd}} - 1 \right) \quad (9-14-8)$$

### ۹-۱۴-۹-۴ دورپیچ‌ها

در طراحی دورپیچ‌های اعضای فشاری علاوه بر مراعات ضوابط فصل بیست و یکم باید ضوابط زیر را هم در نظر گرفت:

۹-۱۴-۹-۱ دورپیچ باید از میلگرد پیوسته ساخته شود و روش ساخت آنها طوری باشد که جابجایی و نصب آنها بدون اعوجاج و تغییر ابعاد میسر باشد.

۹-۱۴-۹-۲ قطر میلگردهای مصرفی در دورپیچ نباید از ۶ میلی‌متر کمتر باشد.

۹-۱۴-۹-۳ در هر گام دورپیچ فاصله آزاد بین میلگردها نباید از ۷۵ میلی‌متر بیشتر و از ۲۵ میلی‌متر کمتر باشد.

۹-۱۴-۹-۴ گام دورپیچ نباید از  $\frac{1}{6}$  قطر هسته بتنی داخل دورپیچ تجاوز کند.

۹-۱۴-۹-۵ در هر طبقه، دورپیچ باید از روی شالوده یا دال تا تراز پایین‌ترین میلگردهای طبقه فوقانی ادامه یابد.

۹-۱۴-۹-۶ در صورتی که تیرها یا دستک‌هایی از همه طرف به ستون اتصال نداشته باشد، باید از محل توقف دورپیچ تا کف دال یا کنیبه سرستون تعدادی خاموت قرار داد.

۹-۱۴-۹-۷ در ستون‌های قارچی با سرستون، دورپیچ باید تا ارتفاعی ادامه یابد که در آن قطر یا پهنای سرستون دو برابر قطر یا پهنای ستون باشد.

۹-۱۴-۹-۸ دورپیچ باید با فاصله نگهدارهای مناسب در جای خود تنظیم و تثبیت شود.

۹-۱۴-۹-۹ در صورتی که قطر میلگرد دورپیچ کمتر از ۱۶ میلی‌متر باشد، تعداد فاصله نگهدارها نباید کمتر از مقادیر (الف) تا (پ) این بند، اختیار شود:

الف- دو عدد برای دورپیچ با قطر کمتر از ۵۰۰ میلی‌متر

ب- سه عدد برای دورپیچ با قطر ۵۰۰ تا ۷۵۰ میلی‌متر

پ- چهار عدد برای دورپیچ با قطر بیشتر از ۷۵۰ میلی‌متر

۹-۱۴-۹-۱۰ در صورتی که قطر میلگرد دورپیچ کمتر از ۱۶ میلی‌متر نباشد، تعداد فاصله نگهدارها نباید کمتر از مقادیر (الف) و (ب) این بند، اختیار شود:

الف- سه عدد برای دورپیچ با قطر مساوی یا کمتر از ۶۰۰ میلی‌متر

ب- چهار عدد برای دورپیچ با قطر بیشتر از ۶۰۰ میلی‌متر

۹-۱۴-۹-۱۱ مهارکردن دورپیچ با ۱/۵ دور پیچیدن اضافی میلگرد در انتهای قطعه تأمین می‌شود.

### ۹-۲۳-۴ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد

۹-۲۳-۴-۲ اعضای تحت اثر توأم فشار و خمش در قاب‌ها ( $N_u > 0.15 f_{cd} A_g$ )

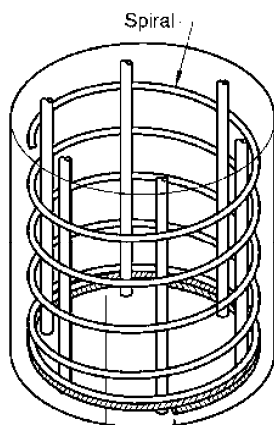
۹-۲۳-۴-۳ آرماتور عرضی

۹-۲۳-۴-۴ مقدار آرماتور عرضی لازم در ناحیه بحرانی بر اساس ضوابط زیر تعیین می‌شود:

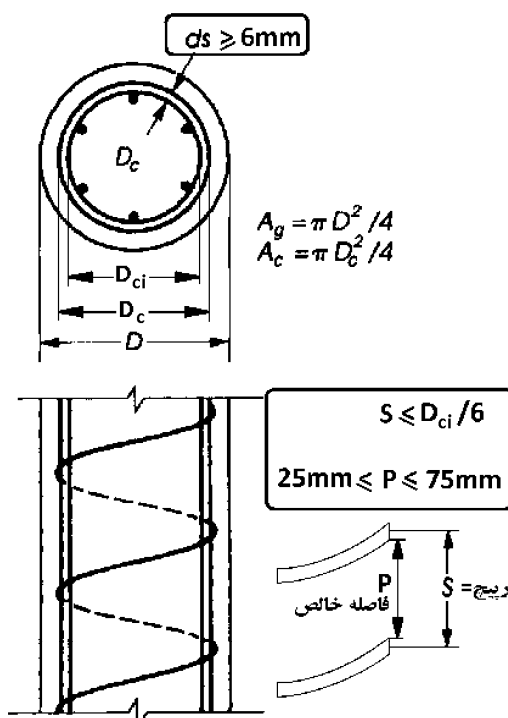
الف- در ستون‌های با مقطع دایره نسبت حجمی آرماتور دورپیچ با تنگ‌های حلقوی،  $\rho_s$  نباید کمتر از دو مقدار بدست آمده از روابط (۹-۲۳-۱) و (۹-۲۳-۲) باشد:

$$\rho_s = 0.18 \times \frac{f_{cd}}{f_{yh}} \quad (9-23-1)$$

$$\rho_s = 0.69 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_{cd}}{f_{yh}} \quad (9-23-2)$$



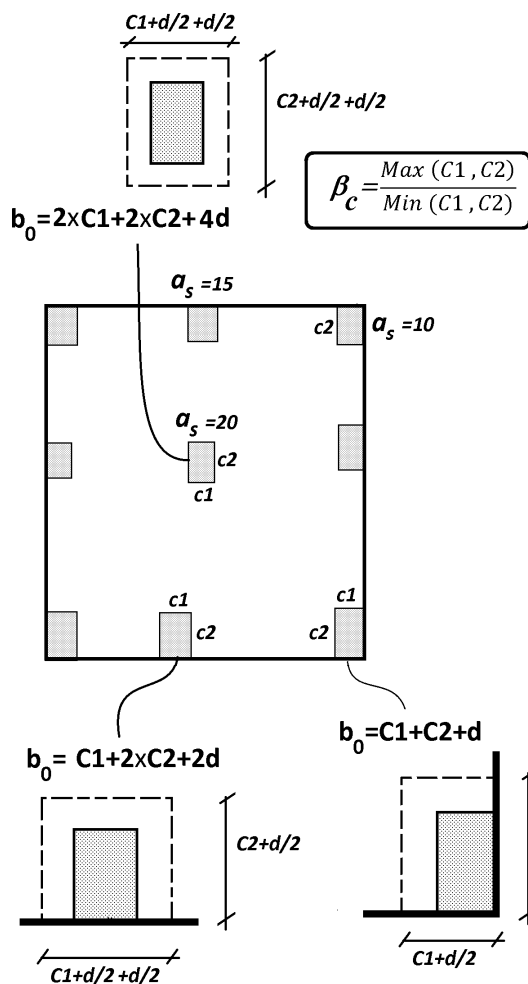
1.5 دور پیچیدن اضافی  
میلگرد در انتهای میلگرد



ستونهای با شکل پذیری معمولی  
ستونهای با شکل پذیری متوسط  
ستونهای غیر لرزه ای

ستونهای با شکل پذیری زیاد

$$\rho_s = \frac{\pi (d_s)^2}{D_c S} \geq \left| \begin{array}{l} 0.18 \times \frac{f_{cd}}{f_{yh}} \\ 0.69 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_{cd}}{f_{yh}} \end{array} \right|$$



۴-۲-۱۷-۱۵-۹ در دال‌ها و شالوده‌هایی که در آنها از آرماتور برشی یا کلاهیک برشی استفاده نمی‌شود مقدار  $V_c$ ، برابر با کمترین مقادیر به دست آمده از سه رابطه (۳۳-۱۵-۹) الی (۳۵-۱۵-۹) در نظر گرفته می‌شود:

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) v_c b_o d \quad (33-15-9)$$

$\beta_c$  = نسبت طول به عرض سطح اثر بار متمرکز با سطح تکیه‌گاه محدود  
 $b_o$  = محیط مقطع بحرانی برای دال‌ها و شالوده‌ها، میلی‌متر

$$V_c = \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 1\right) v_c b_o d \quad (34-15-9)$$

$$V_c = 2 v_c b_o d \quad (35-15-9)$$

$\alpha_s$  عددی است که برای ستون‌های میانی برابر با ۲۰، برای ستون‌های کناری ۱۵ و برای ستون‌های گوشه ۱۰ در نظر گرفته می‌شود.

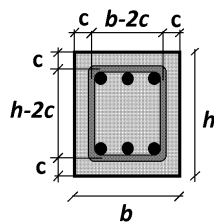
۵-۲-۱۷-۱۵-۹ در دال‌ها و شالوده‌هایی که در آنها از آرماتور برشی برای تأمین مقاومت برشی استفاده می‌شود مقدار  $V_c$  و  $V_s$  براساس ضوابط (الف) الی (پ) تعیین می‌شوند:

الف) مقدار  $V_c$  از رابطه (۳۶-۱۵-۹) محاسبه می‌شود:

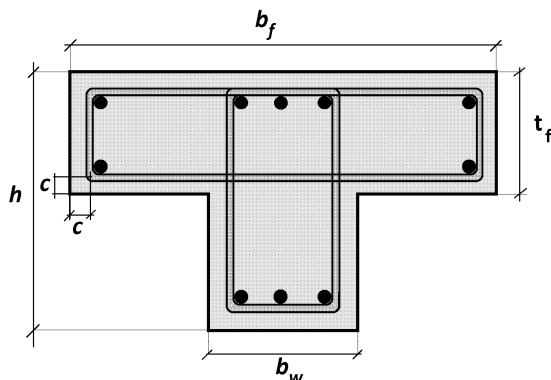
$$V_c = v_c b_o d \quad (36-15-9)$$

ب) مقدار  $V_s$ ، با استفاده از ضوابط بند ۴-۱۵-۹ محاسبه می‌شود.

پ) در این حالت مقدار  $V_r$  نباید بیشتر از  $3 v_c b_o d$  در نظر گرفته شود.



$$\begin{aligned} A_c &= bh \\ P_c &= 2(b+h) \\ A_{oh} &= (b-2c)(h-2c) \\ P_h &= 2(b-2c) + 2(h-2c) \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} A_c &= b_w h + t_f (b_f - b_w) \\ P_c &= 2b_f + 2h \\ A_{oh} &= (b_w - 2c)(h - 2c) + (t_f - 2c)(b_f - 2c - b_w) \\ P_h &= 2(b_f - 2c) + 2(h - 2c) \end{aligned}$$

### ۷-۱۵-۹ حالت حدی نهائی پیچش

۱-۷-۱۵-۹ در صورتی که مقدار  $T_u$  از مقدار  $0.25T_{cr}$  کمتر باشد، طراحی برای پیچش ضرورتی ندارد. مقدار  $T_{cr}$  از رابطه (۱۵-۱۵-۹) به دست می‌آید:

$$T_{cr} = \left( \frac{A_c^r}{P_c} \right)^{1/3} \lambda v_c \quad (15-15-9)$$

$\lambda$  ضریبی برای در نظر گرفتن بتن سبک است که طبق بند ۸-۷-۱۳-۹ تعیین می‌گردد.

۲-۷-۱۵-۹ در مقاطع تحت اثر پیچش، در مواردی که طراحی برای پیچش لازم باشد، کنترل حالت حدی نهایی مقاومت باید بر اساس رابطه (۱۶-۱۵-۹) صورت گیرد:

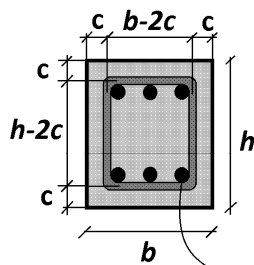
$$T_u \leq T_r \quad (16-15-9)$$

در این رابطه  $T_r$  از رابطه (۱۷-۱۵-۹) محاسبه می‌شود:

$$T_r = T_s \quad (17-15-9)$$

بدین منظور، علاوه بر خاموتهای بسته پیچشی باید فولادهای طولی پیچشی مطابق بند ۳-۸-۱۵-۹ نیز جداگانه طراحی گردد. در این مبحث از کمک بتن برای تأمین مقاومت پیچشی، به علت ترک خوردگی، صرفنظر شده است. مقدار  $T_s$  طبق ضوابط بندهای ۸-۱۵-۹ تا ۱۰-۱۵-۹ محاسبه می‌شود.

$A_c$  = سطح محصور توسط محیط خارجی مقطع بتن شامل سطح سوراخ‌ها (در صورت وجود)، میلی‌متر مربع



$$A_c = bh$$

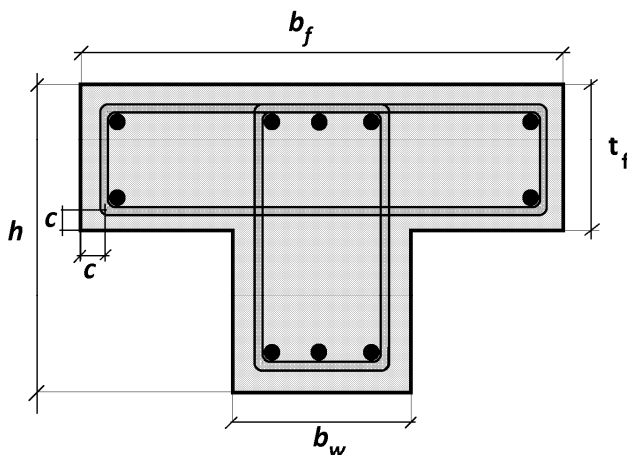
$$P_c = 2(b+h)$$

$$A_{oh} = (b-2c)(h-2c)$$

$$P_h = 2(b-2c) + 2(h-2c)$$

$$A_o = 0.85 A_{oh}$$

قطر میلگرد طولی باید  
حداقل  $\frac{S_n}{16}$  باشد



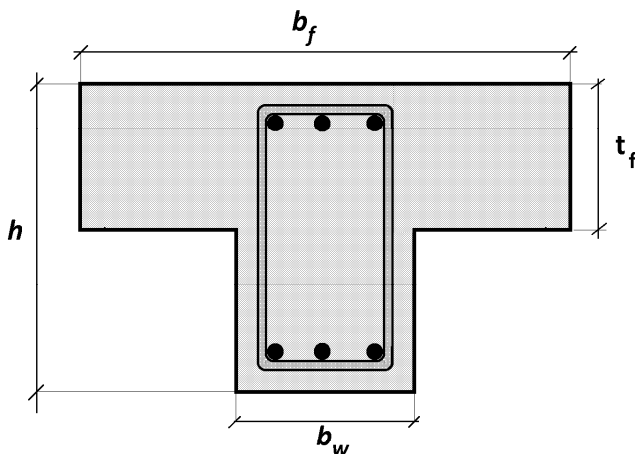
$$A_c = b_w h + t_f (b_f - b_w)$$

$$P_c = 2 b_f + 2h$$

$$A_{oh} = (b_w - 2c)(h - 2c) + (t_f - 2c)(b_f - 2c - b_w)$$

$$P_h = 2(b_f - 2c) + 2(h - 2c)$$

$$A_o = 0.85 A_{oh}$$



$$A_c = b_w h + t_f (b_f - b_w)$$

$$P_c = 2 b_f + 2h$$

$$A_{oh} = (b_w - 2c)(h - 2c)$$

$$P_h = 2(b_w - 2c) + 2(h - 2c)$$

$$A_o = 0.85 A_{oh}$$

### ۸-۱۵-۹ لنگر پیچشی مقاوم تأمین شده توسط آرماتورها پیچشی

۱-۸-۱۵-۹ آرماتورهای پیچشی مورد نیاز برای تأمین لنگر پیچشی در یک قطعه شامل خاموت‌های قائم بسته یا دورپیچ‌ها و آرماتور طولی که بطور یکنواخت در اطراف مقطع پخش می‌شود، می‌باشند.

۲-۸-۱۵-۹ مقدار  $T_s$  با استفاده از رابطه (۱۸-۱۵-۹) محاسبه می‌شود.

$$T_s = \varphi_s A_o A_t \frac{f_{yv}}{S_n} \quad (۱۸-۱۵-۹)$$

در صورت عدم استفاده از محاسبات دقیق‌تر مقدار  $A_o$  را می‌توان  $0.85 A_{oh}$  منظور نمود.

۳-۸-۱۵-۹ مقدار  $A_t$  مورد نیاز برای تأمین مقاومت  $T_s$  از رابطه (۱۹-۱۵-۹) به دست می‌آید:

$$A_t = \left( \frac{A_t}{S_n} \right) P_h \left( \frac{f_{yv}}{f_{y1}} \right) \quad (۱۹-۱۵-۹)$$

همچنین نسبت  $\frac{A_t}{S_n}$  باید برابر مقدار به دست آمده از رابطه (۱۸-۱۵-۹) باشد.

فاصله این آرماتورها نباید بیش از ۳۰۰ میلی‌متر از یکدیگر بوده و باید دور تا دور مقطع در داخل محیط خاموت بسته پیچشی به طور یکنواخت به نحوی توزیع شوند که حداقل یک میلگرد طولی به قطر معادل  $\frac{S_n}{16}$  یا بیشتر در هر گوشه خاموت‌های پیچشی قرار گیرد.

۴-۸-۱۵-۹ در مقاطع **توخالی** تحت اثر پیچش، فاصله محورهای اضلاع خاموت بسته پیچشی تا وجه درونی مقطع نباید کمتر از  $\frac{A_{oh}}{P_h} \times 0.5$  باشد.

### ۹-۱۵-۹ ترکیب پیچش و خمش - پیچش و برش

۳-۹-۱۵-۹ تمامی مقاطع را که در فاصله‌ای کمتر از  $d$  از بر داخلی تکیه‌گاه قرار دارند، می‌توان

برای همان لنگر پیچشی  $T_u$  که در مقطع به فاصله  $d$  وجود دارد طراحی کرد، مشروط بر آنکه در این فاصله هیچ لنگر پیچشی متمرکزی موجود نباشد.