

به نام خداوند

بخشنده مهربان



# بررسی شکل پذیری در قابها

استاد:

دکتر منوچهر بهرویان

دانشجو:

حمید رضا جوانمرد

## مقدمه

امروزه مشخص شده که رفتار هر سیستم سازه‌ای در هنگام زلزله تا حد زیادی توسط ظرفیت استهلاک انرژی آن ( از طریق رفتار شکل پذیر ) تعیین میشود.

برای یک سازه مقاوم در برابر زلزله باید سه عامل مقاومت و سختی و شکل پذیری برآورده شود (به مقدار موردنیاز)

**سختی** : برای محدود کردن تغییر مکان نسبی طبقات در حد بهره برداری در برابر زلزله های خفیف به منظور جلوگیری از تغییر مکان زیاد طبقات در برابر زلزله های متوسط و شدید به منظور کاهش اثرات  $P-\Delta$  و کنترل تنش ها و کرنش های ایجاد شده در سازه سختی باید تا حد مورد نیاز افزایش یابد.

**شکل پذیری** : جهت کاهش نیروهای وارده به سازه و ایجاد طراحی اقتصادی از طریق جذب و استهلاک انرژی در ناحیه پلاستیک باید مقدار این مشخصه را تا مقدار مورد نیاز افزایش داد. (باتوجه به این موضوع که حرکات زلزله به صورت رفت و برگشتی بوده و سازه میتواند در هر سیکل مقداری از انرژی زلزله را به صورت هیسترزیس مستهلک نماید.)

## مقاومت :

جهت کنترل تنش های ایجاد شده در سازه در اثر زلزله به طوریکه این تنش ها از حد مقاومت نهایی یا مجاز مصالح تشکیل دهنده و سازه بالاتر نرود تا ایمنی کلی سازه به خطر نیفتد.

توضیح بیشتری از شکل پذیری : بحث شکل پذیری چون به رفتار غیر خطی سازه ها ارتباط دارد خیلی شناخته شده نمیباشد. و اکثر آیین نامه ها بحث شکل پذیری را در مرحله کنترل سازه ، به جای کنترل شکل پذیری مورد نیاز ، تغییر مکانها و یا نیروهای اعضاء کنترل میشود. به همین دلیل اکثر مهندسين جهت کنترل تغییر مکان سازه ها ، سعی در سخت کردن آن دارند. درحالیکه سیستم مطلوب ، همواره سیستم سخت نیست . چونکه هرچه سازه سخت تر باشد مقدار نیروی وارده به آن بیشتر است .

## اهمیت شکل پذیری در سازه های بتن آرمه :

شکل پذیری اعضاء و سازه های بتنی بدان معنا است که آنها قبل از فرو ریختن میتوانند تغییر شکل غیر ارتجاعی یا خمیری قابل ملاحظه ای را تحمل کنند ولی ماده یا سازه شکننده تحت اثر بارگذاری max به طور ناگهانی شکست میخورد و یا فرو میریزد.

**تعریف چند واژه : لنگر خمشی اسمی مقاوم :** در تیرها و ستونها بیشترین لنگر خمشی است که عضو میتواند در آن مقطع تحمل کند. این لنگر مساوی با ۱.۱۵ برابر لنگر خمشی مقاوم مقطع

است

$$M_n = 1.15 M_r$$

**لنگر خمشی مقاوم محتمل:** برابر است با لنگر خمشی مقاوم با فرض

$$\Phi_s = \Phi_c = 1$$

$$f_s = 1.25 f_y$$

## ضوابط سازه های با شکل پذیری متوسط :

محدودیت هندسی :  $d \leq l_n/4$        $b \geq h/4$        $b \geq 250 \text{ mm}$

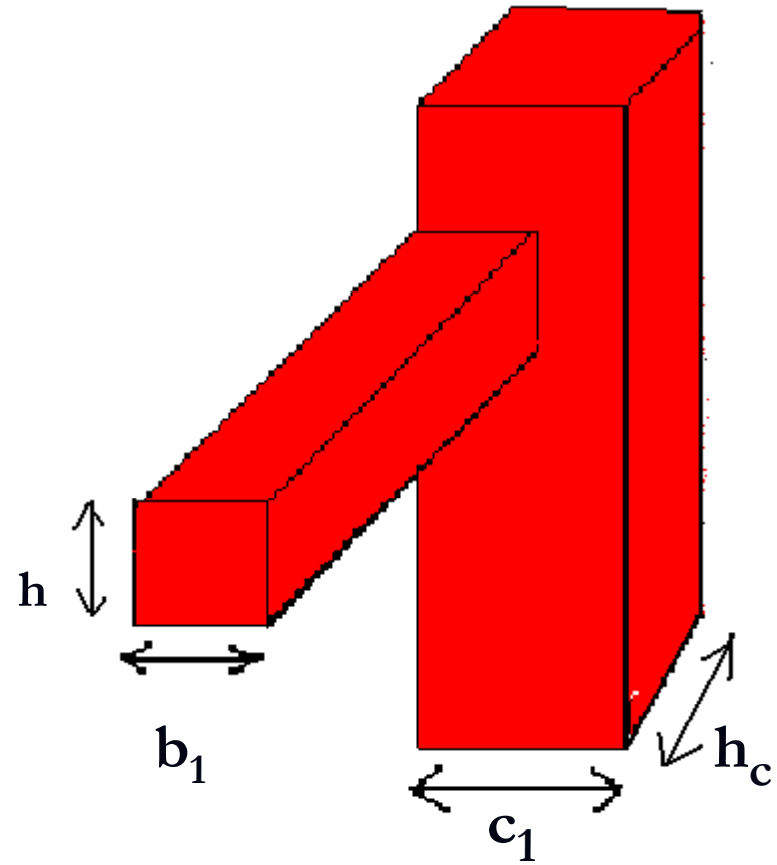
در ضمن عرض مقطع نباید از عرض عضو تکیه گاهی در صفحه عمود بر محور طولی عضو خمشی (تیر) به اضافه سه چهارم ارتفاع تیر در هر طرف عضو تکیه گاهی بیشتر باشد

همچنین عرض تیر نباید از عرض عضو تکیه گاهی به اضافه یک چهارم بعد دیگر مقطع تکیه گاهی در هر طرف عضو تکیه گاهی بیشتر باشد.

برون محوری تیر و ستون نباید از یک چهارم عرض ستون بیشتر باشد.

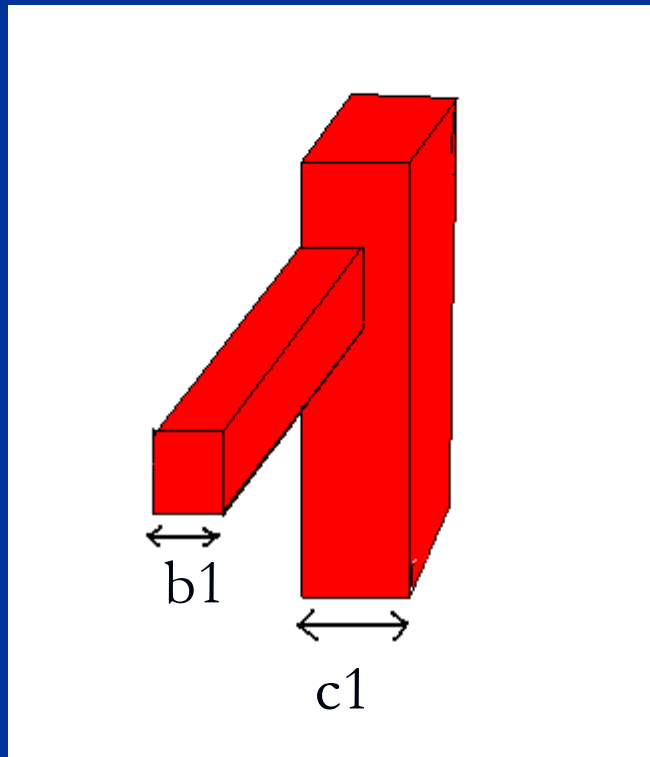
$$b_1 \leq c_1 + 3/4 h$$

$$b_1 \leq c_1 + 1/4 hc$$



$$e \leq c_1/4$$

h = ارتفاع مقطع تیر



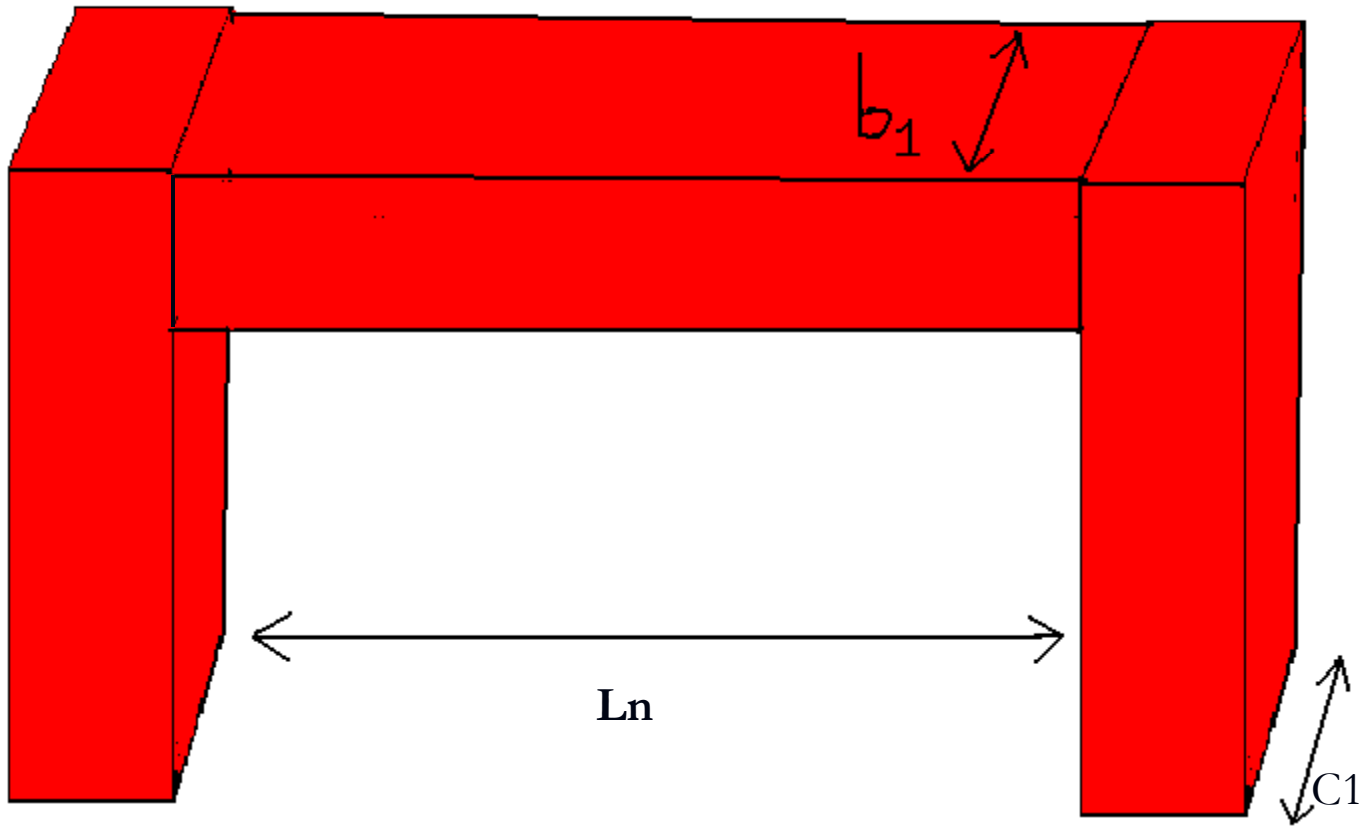
$$e = (c_1/2) - b_1/2$$

$L_n$  = طول دهانه آزاد تیر

در روابط بالا  $d$  ارتفاع موثر مقطع است







## آرماتورهای طولی و عرضی :

در تمامی مقاطع عضو خمشی درصد آرماتور هم در پایین و هم در بالا نباید از  $1.4/f_y$

و همینطور از  $0.25 \sqrt{f_c}/f_y$  و نسبت آرماتور کششی نباید بیشتر از 0.025 اختیار گردد.

در ضمن حداقل دو میلگرد با قطر مساوی یا بزرگتر از ۱۲ میلیمتر هم باید هم در پایین و هم در بالای مقطع در سراسر طول ادامه یابد.

در بر تکیه گاه های عضو های خمشی و در هر مقطعی که در آن امکان تشکیل مفصل پلاستیک وجود دارد مقاومت خمشی مثبت نباید از نصف مقاومت خمشی منفی کمتر باشد

در هر عضو خمشی (تیر) حداقل یک پنجم آرماتور موجود در مقاطع بر تکیه گاه ها ( هر انتها که آرماتور بیشتری دارد ) باید در سراسر طول تیر در بالا و پایین ادامه یابد .

در اعضای خمشی در طول قسمت های بحرانی زیر خاموت ویژه که در پایین به آن اشاره خواهد شد به کار برده شود مگر اینکه طراحی برای برش نیاز به خاموت بیشتری را بطلبد .

در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع (  $2h$  ) از بر تکیه گاه به سمت وسط دهانه

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

در طولی که در آن برای تامین ظرفیت خمشی مقطع به آرماتور فشاری نیاز باشد

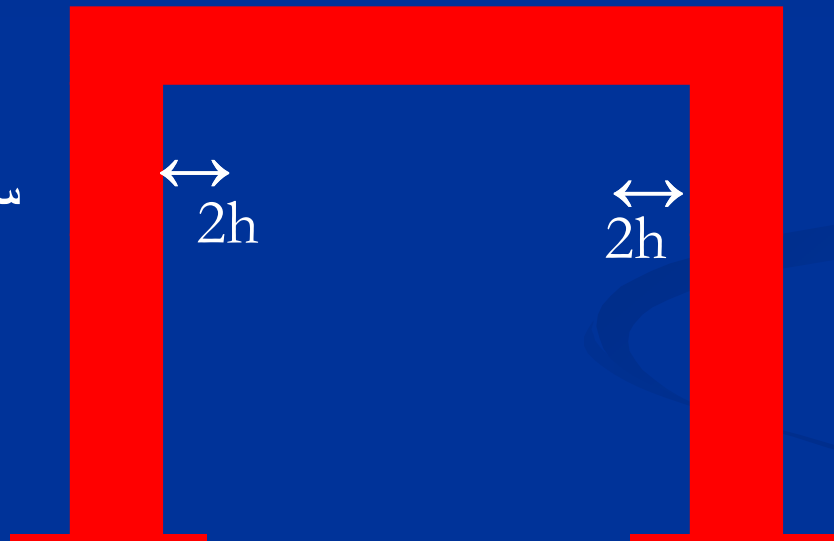
ارتفاع مقطع تیر =  $h$

تیر

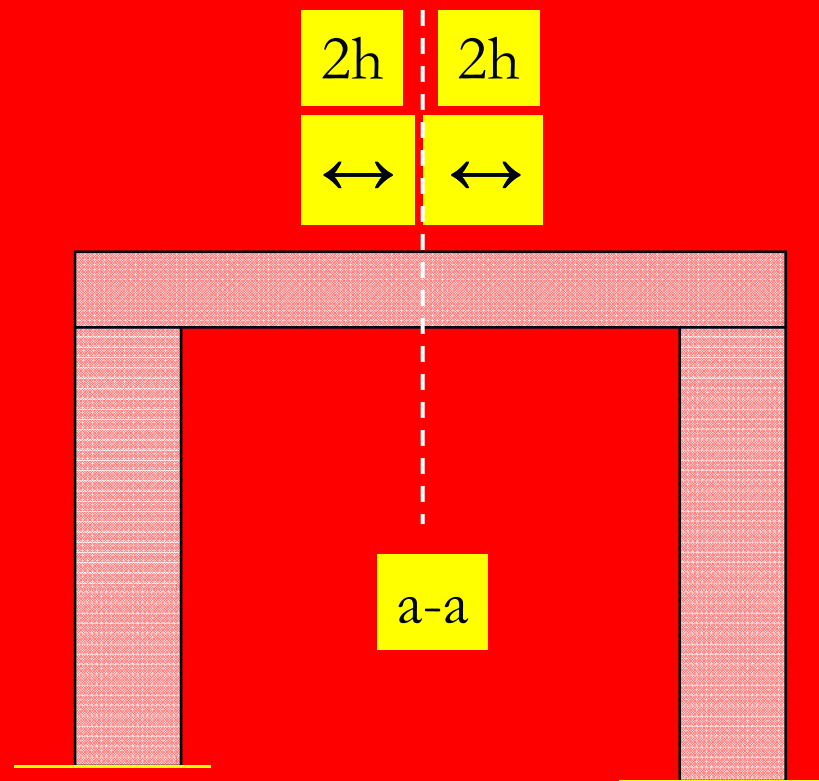
ستون

$\longleftrightarrow$   
 $2h$

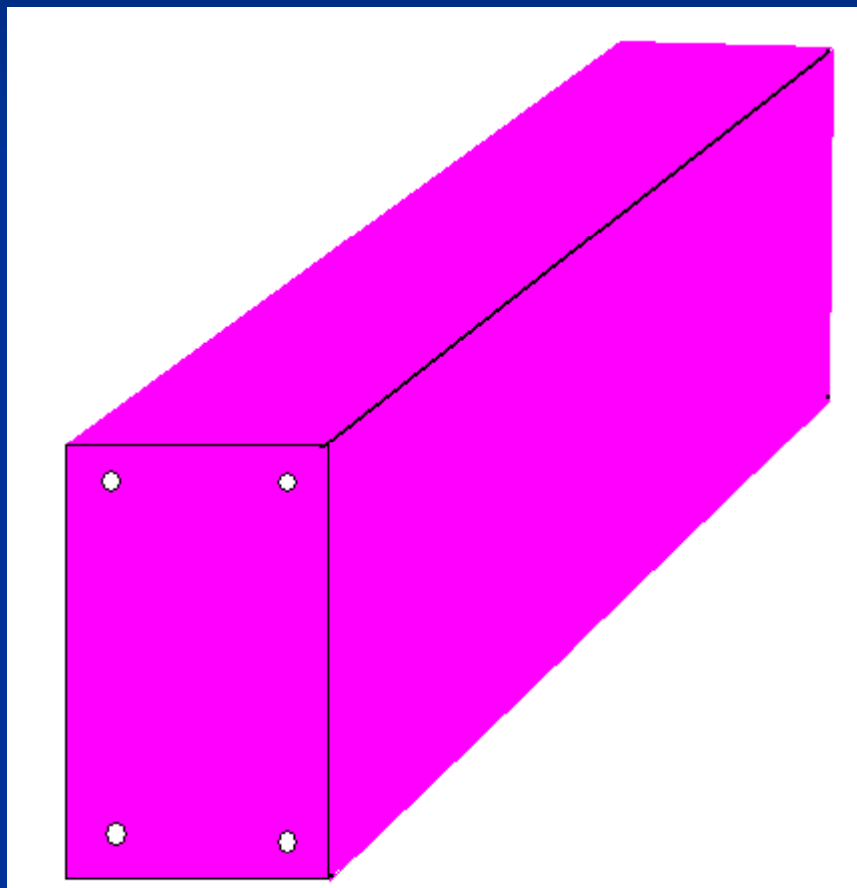
$\longleftrightarrow$   
 $2h$



به عنوان مثال اگر در مقطع  $a-a$  مفصل پلاستیک تشکیل شود در دو سمت آن باید خاموت ویژه گذاشت .



همانطوریکه در شکل معوم است باید حداقل دوتا میلگرد با قطر ۱۲ میلیمتر در بالا  
و در پایین در سرتاسر تیر ادامه یابد



## شرایط خاموتها :

قطر خاموتها حد اقل برابر ۶ میلیمتر باشد

فاصله خاموتها از یکدیگر بیشتر از مقادیر زیر نباشد :

یک چهارم ارتفاع موثر تیر	هشت برابر قطر کوچکترین آرماتور طولی
بیست و چهار برابر قطر خاموتها	سیصد میلیمتر

فاصله اولین خاموت از بر تکیه گاه بیشتر از پنجاه میلیمتر نباشد

در قسمتهایی از طول عضو خمشی که مطابق ضوابط بالا خاموت گذاری نمیشود فاصله خاموتها از یکدیگر نباید بیشتر از نصف ارتفاع موثر مقطع باشد

## اعضای تحت خمش و فشار در قابها

محدودیت هندسی :

عرض مقطع نباید کمتر از سه دهم بعد دیگر آن و نباید کمتر از ۲۵۰ میلیمتر باشد .

نسبت طول آزاد ستون به عرض مقطع آن نباید بیشتر از ۲۵ باشد.

آرماتورهای طولی و عرضی :

در ستونها نسبت آرماتورهای طولی نباید کمتر از یک درصد و بیشتر از شش درصد

باشد ( محدودیت حداکثر آرماتور در محل وصله ها نیز باید رعایت شود ) .

در مواردی که آرماتور طولی از نوع S400 است نسبت آرماتور در خارج از محل

وصله ها به حداکثر چهار و نیم درصد محدود میشود .

فاصله محور تا محور میلگردهای طولی نباید از ۲۰۰ میلیمتر بیشتر باشد



در دو انتهای ستون به طول  $L_0$  باید آرماتور عرضی مطابق موارد زیر به کاربرد مگر اینکه طراحی برای برش نیاز به آرماتور بیشتری را بطلبد

طول  $L_0$  نباید از مقادیر زیر بیشتر باشد

یک ششم ارتفاع آزاد ستون ، ۴۵۰ میلیمتر

ضلع بزرگتر مقطع مستطیلی شکل یا قطر دایره ای شکل ستون (K)

$$L_0 \geq \max ( L_n/6 , 450 \text{ mm} , k )$$

## ویژگی آرماتورهای عرضی :

آرماتورهایی که در طول  $L_0$  به کار می‌رود باید دارای قطر حداقل ۸ میلیمتر باشد

فاصله این خاموتها نباید از مقادیر زیر بیشتر باشد :

۲۴ برابر قطر خاموت  
۲۵۰ میلیمتر

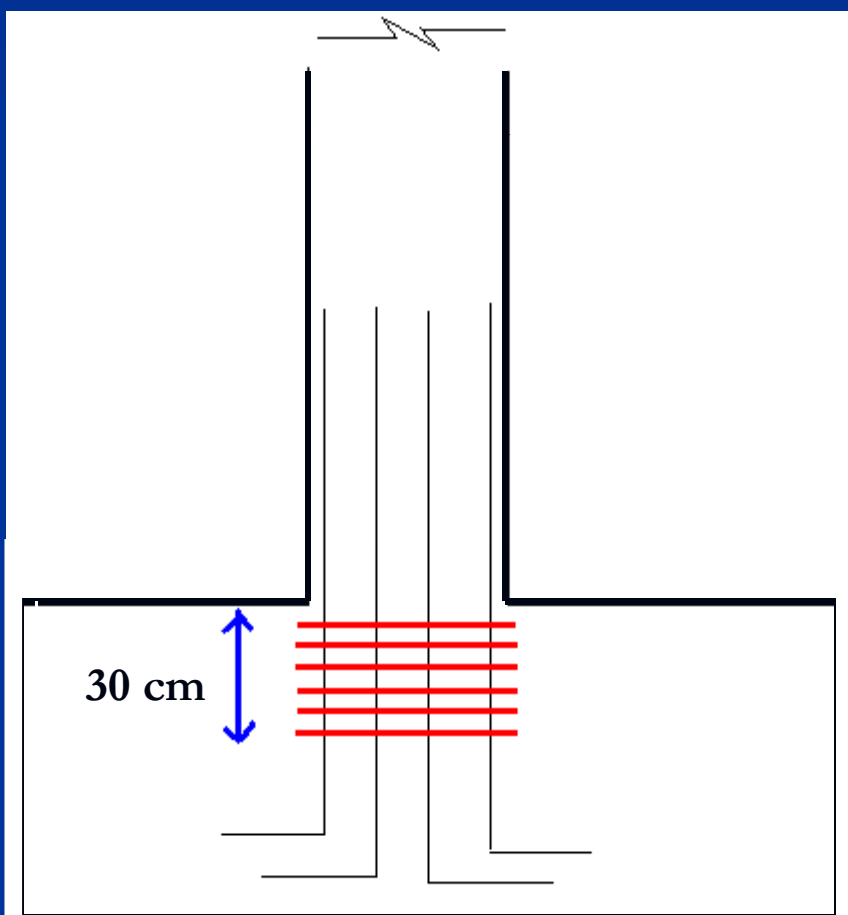
۸ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی ستون  
نصف کوچکترین ضلع مقطع ستون

فاصله اولین خاموت از بر اتصال تیر به ستون نباید بیشتر از مقادیر فوق در نظر گرفته شود

در قسمت هایی از طول ستون که شامل طول  $L_0$  نمیشود ضوابط میلگردگذاری عرضی مشابه ضوابط در ستونهای عادی است.

در ستونهایی که بار اعضاء با سختی زیاد را تحمل میکنند مانند ستونهایی که در زیر دیوار  
برشی قرار دارند در تمام طول ستون باید آرماتور عرضی مطابق موارد بالا قرار داد

در محل اتصال ستون به شالوده آرماتور طولی ستون



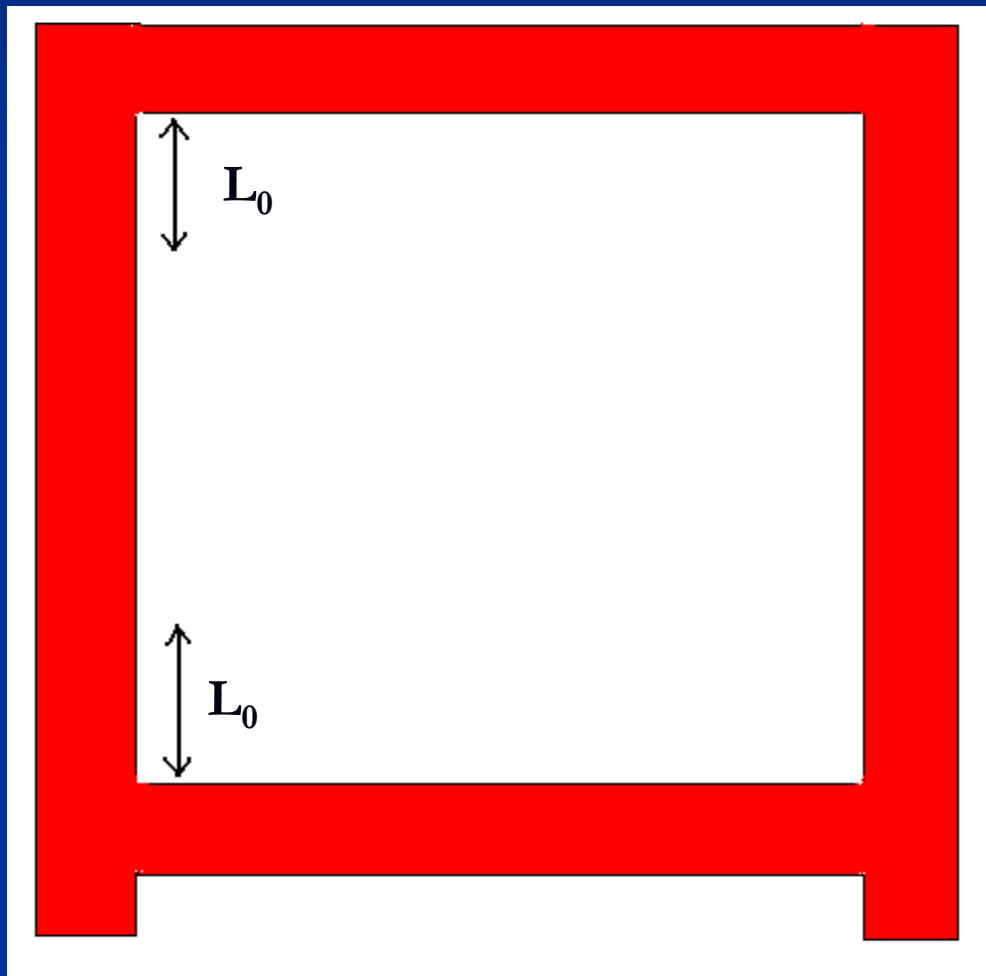
که به داخل پی برده میشود باید در طول  
حداقل برابر با ۳۰۰ میلیمتر با آرماتور عرضی

مطابق موارد بالا به کاربرد.

## اتصالات تیر به ستون ها در قابها :

باید در امتداد عمود بر میلگرد طولی ستون میلگرد عرضی به مقدار حداقل برابر با مقدر زیر قرار داد.

(۱) سطح مقطع میلگرد عرضی که در تیر ها در قابهای عادی بکار میرود



(۲) مقدار آرماتور عرضی نباید کمتر از

دو سوم مقدار آرماتور عرضی در ناحیه

$L_0$  ستون که در بالا اشاره شد باشد

و فاصله این آرماتورها هم از یکدیگر نباید

بیشتر از یک ونیم برابر فاصله آرماتور ها که

در ناحیه  $L_0$  قرار دارد باشد

## ضوابط طراحی برای برش در اعضای قابها :

در تیرها و ستونها در قابها کنترل حالت حدی مقاومت در برابر برش باید بر اساس ضوابط تیرها در قابهای عادی باشد ولی مقدار برش اعمالی  $V_u$  نباید از دو مقدار زیر کمتر باشد

(۱) مجموع نیروی برشی ایجاد شده در عضو تحت بارهای قائم در صورت وجود و نیروی برشی همساز با لنگرهای خمشی اسمی (مدول ضریب) موجود در مقاطع انتهایی آن با فرض آنکه در این مقاطع مفصل های پلاستیکی تشکیل شده اند

(۲) نیروی برشی بدست آمده از تحلیل سازه زیر اثر بارهای نهایی ناشی از بارهای قائم و نیروی جانبی زلزله با فرض آنکه نیروی زلزله موثر به سازه دو برابر مقدار بدست آمده است (نیروی زلزله را ۲ برابر کرده)

ضوابط سازه های با شکل پذیری زیاد

اعضای خمشی : (۱) محدودیت هندسی

$$d \leq l_n / 4 \quad b \geq 0.3h \quad b \geq 250 \text{ mm}$$

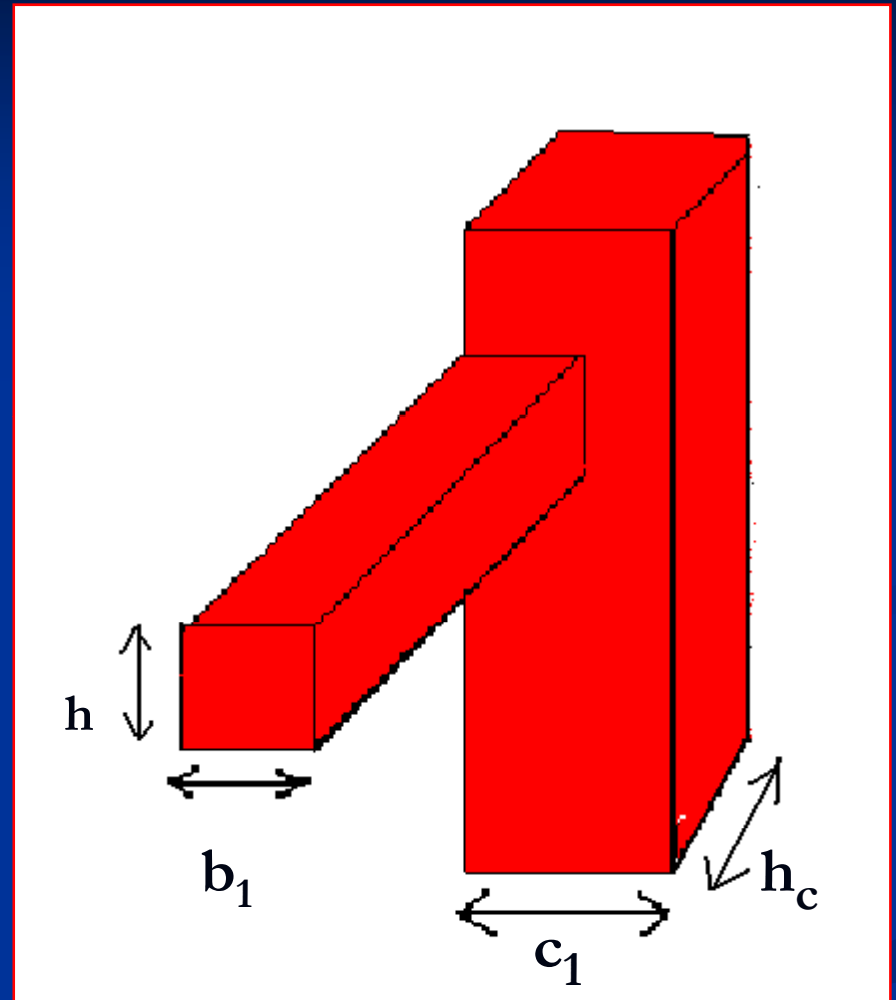
در ضمن عرض مقطع نباید از عرض عضو تکیه گاهی در صفحه عمود بر محور طولی عضو خمشی (تیر) به اضافه سه چهارم ارتفاع تیر در هر طرف عضو تکیه گاهی بیشتر باشد

همچنین عرض تیر نباید از عرض عضو تکیه گاهی به اضافه یک چهارم بعد دیگر مقطع تکیه گاهی در هر طرف عضو تکیه گاهی بیشتر باشد.

برون محوری تیر و ستون نباید از یک چهارم عرض ستون بیشتر باشد.

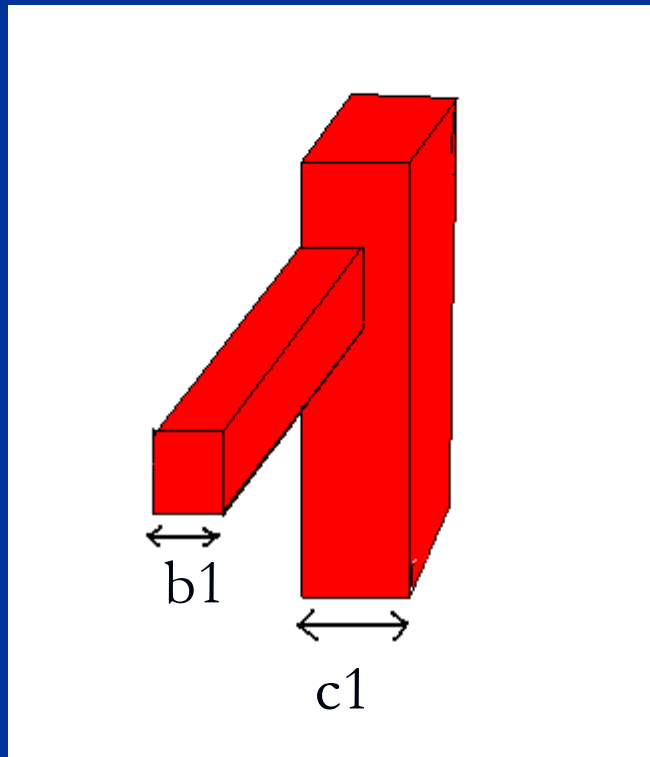
$$b_1 \leq c_1 + 3/4 h$$

$$b_1 \leq c_1 + 1/4 hc$$



$$e \leq c_1/4$$

h = ارتفاع مقطع تیر



$$e = (c_1/2) - b_1/2$$

$L_n$  = طول دهانه آزاد تیر

در روابط بالا  $d$  ارتفاع موثر مقطع است





## آرماتورهای طولی :

در در تمامی مقاطع عضو خمشی درصد آرماتور هم در پایین و هم در بالا نباید از  $1.4/f_y$

و همینطور از  $0.25 \sqrt{f_c}/f_y$  و نسبت آرماتور کششی نباید بیشتر از 0.025 اختیار گردد.

در ضمن حداقل دو میلگرد با قطر مساوی یا بزرگتر از ۱۲ میلیمتر هم باید هم در پایین و هم در بالای مقطع در سراسر طول ادامه یابد.

در بر تکیه گاه های عضو های خمشی و در هر مقطعی که در آن امکان تشکیل مفصل پلاستیک وجود دارد مقاومت خمشی مثبت نباید از نصف مقاومت خمشی منفی کمتر باشد

در هر عضو خمشی (تیر) حداقل یک چهارم آرماتور موجود در مقاطع بر تکیه گاه ها

( هر انتها که آرماتور بیشتری دارد ) باید در سراسر طول تیر در بالا و پایین ادامه یابد .

**آرماتور عرضی :** در اعضاء خمشی در طول قسمت های بحرانی که در زیر مشخص میشود آرماتور عرضی از نوع تنگ ویژه باید گذاشت. مگر اینکه طراحی برای برش نیاز به آرماتور بیشتری را بطلبد

در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع (  $2h$  ) از بر تکیه گاه به سمت وسط دهانه

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

در طولی که در آن برای تامین ظرفیت خمشی مقطع به آرماتور فشاری نیاز باشد

## شرایط خاموتها :

قطر خاموتها حد اقل برابر ۸ میلیمتر باشد

فاصله خاموتها از یکدیگر بیشتر از مقادیر زیر نباشد :

یک چهارم ارتفاع موثر تیر      هشت برابر قطر کوچکترین آرماتور طولی

بیست و چهار برابر قطر خاموتها      سیصد میلیمتر

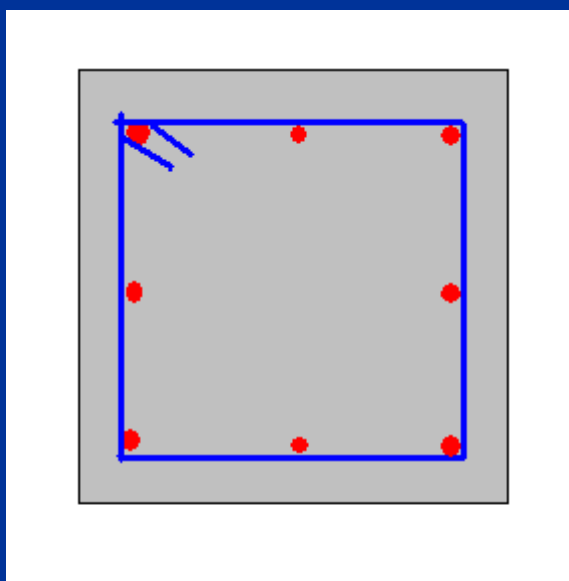
فاصله اولین خاموت از بر تکیه گاه بیشتر از پنجاه میلیمتر نباشد

در قسمتهایی از طول عضو خمشی که به تنگ ویژه نیازی نیست خاموتها باید در دو انتهای

دارای قلاب ویژه بوده و فاصله آنها از یکدیگر نباید بیشتر از نصف ارتفاع موثر مقطع باشد

تنگ های ویژه در اعضاء 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 دربر میگیرند باید بطور یک درمیان در دو سمت عضو خمشی قرار داده شوند



تنگ ویژه که به قلاب ویژه ختم شده

اعضاء تحت خمش و فشار :  $P_u \geq 0.15 f_{cd} A_g$

محدودیت هندسی :

عرض مقطع نباید کمتر از چهاردهم بعد دیگر و نباید کمتر از ۳۰۰ میلیمتر باشد

نسبت طول آزاد عضو به عرض مقطع آن در اعضای که زیر اثر لنگرهای خمشی موجود در دو انتها خم میشوند نباید بیشتر از ۱۶ و در اعضای طره ای بیشتر از ۱۰ باشد.

**آرماتورهای طولی :** در ستونها نسبت آرماتورهای طولی نباید کمتر از یک درصد و بیشتر از شش درصد باشد ( محدودیت حداکثر آرماتور در محل وصله ها نیز باید رعایت شود ) .

در مواردی که آرماتور طولی از نوع S400 است نسبت آرماتور در خارج از محل وصله ها به حداکثر چهار و نیم درصد محدود میشود .

فاصله محور تا محور میلگردهای طولی نباید از ۲۰۰ میلیمتر بیشتر باشد

## آرماتور عرضی :

در دو انتهای ستون به طول  $L_0$  باید آرماتور عرضی ویژه مطابق موارد زیر به کاربرد مگر اینکه

طراحی برای برش نیاز به آرماتور بیشتری را بطلبد

طول  $L_0$  نباید از مقادیر زیر بیشتر باشد

یک ششم ارتفاع آزاد ستون ، ۴۵۰ میلیمتر

ضلع بزرگتر مقطع مستطیلی شکل یا قطر دایره ای شکل ستون (K)

$$L_0 \geq \max ( L_n/6 , 450 \text{ mm} , k )$$

مقدار آرماتور عرضی در ناحیه بحرانی ستون بر اساس ضوابط زیر تعیین شده :  
در ستونهای با مقطع دایره ای نسبت حجمی آرماتور مارپیچ نباید از دو مقدار زیر کمتر باشد.

$$P_s = 0.12 f_c / f_{yh}$$

$$P_s = 0.45 ( f_c / f_{yh} ) ( A_g / A_c - 1 )$$

در ستونهای با مقطع مربع مستطیل سطح مقطع کل تنگ های ویژه در هر امتداد نباید کمتر از دو مقدار زیر باشد

$$A_{sh} = 0.09 S.h_c f_c / f_{yh}$$

$$A_{sh} = 0.3 S.h_c ( f_c / f_{yh} ) ( A_g / A_c - 1 )$$

## شرایط تنگ های ویژه

قطر میلگردهای عرضی در ناحیه بحرانی نباید کمتر از ۸ میلیمتر باشد و فاصله سفره میلگردها نباید از مقادیر زیر بیشتر باشد

(ب) ۱۲۵ میلیمتر

(الف) یک چهارم ضلع کوچکتر مقطع ستون

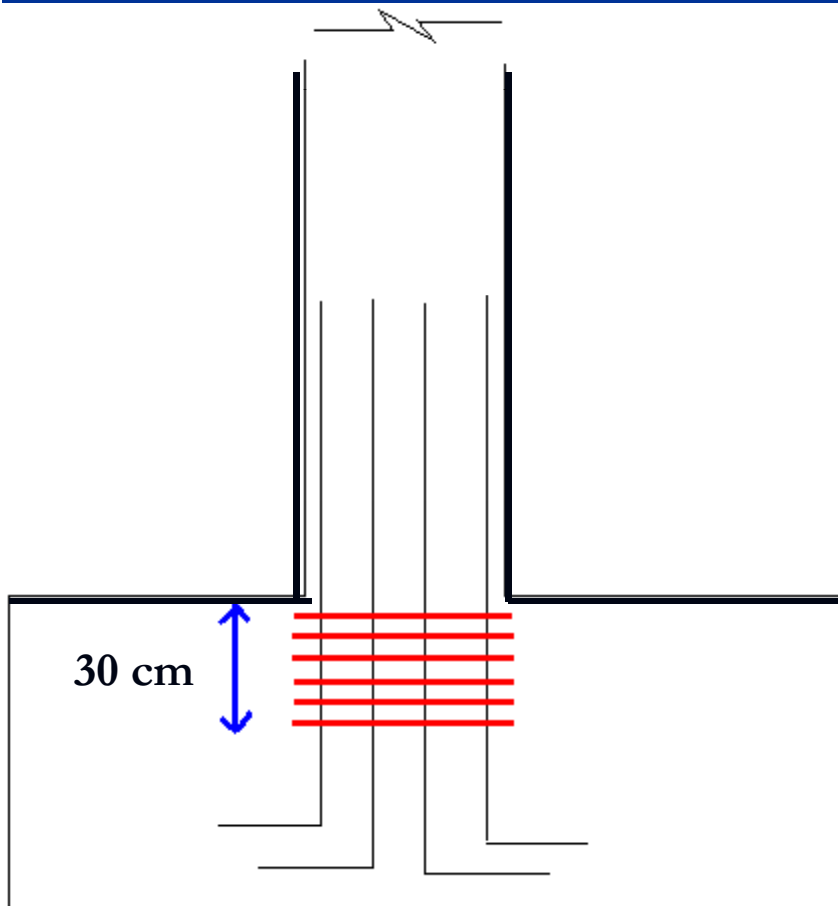
(پ) هشت برابر کوچکترین قطر میلگرد طولی

در محل اتصال ستون به شالوده آرماتور طولی ستون

که به داخل پی برده میشود باید در طول

حداقل برابر با ۳۰۰ میلیمتر با آرماتور عرضی

مطابق موارد بالا به کاربرد.



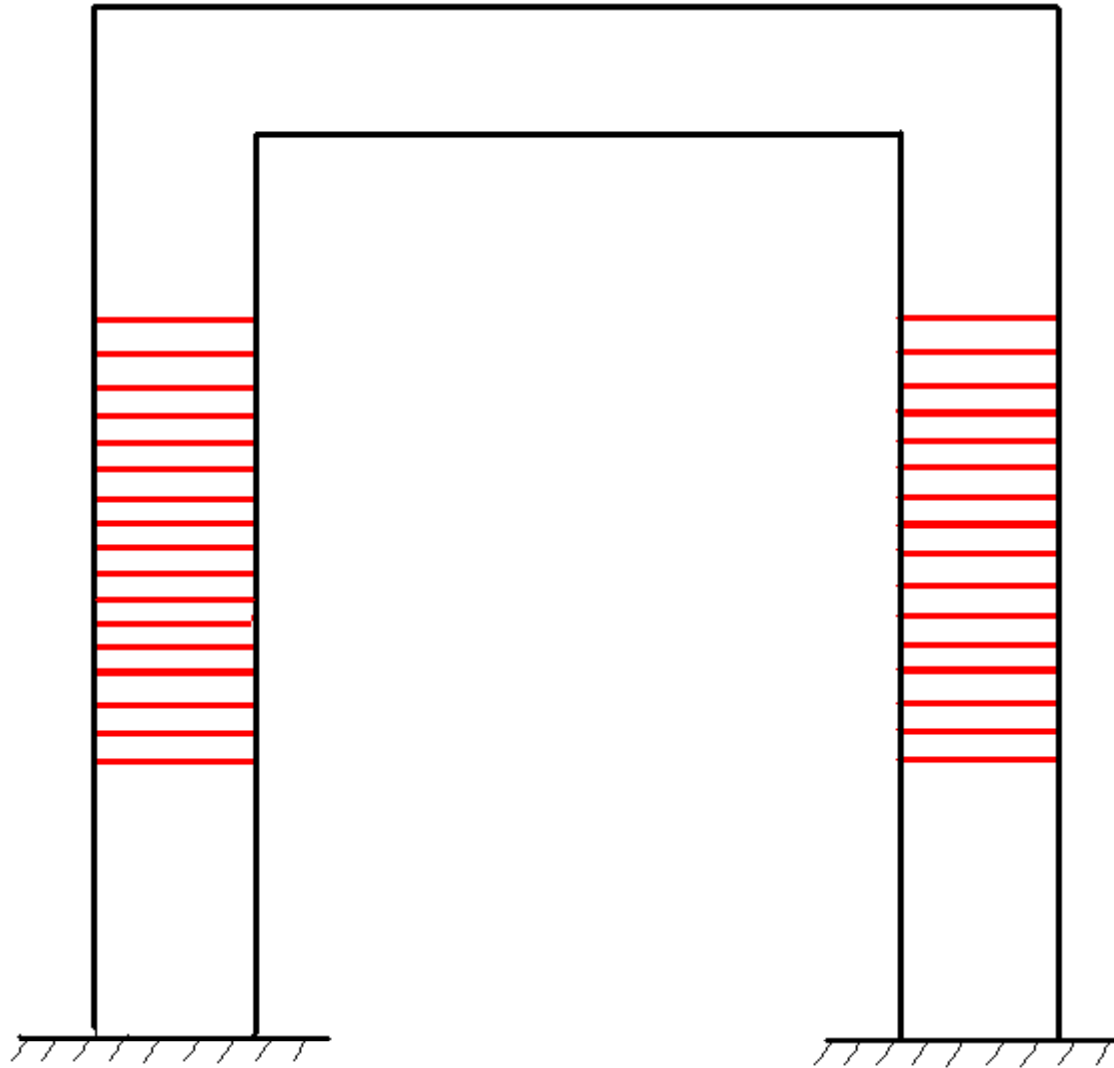


در قسمتهایی از طول عضو که آرماتورگذاری عرضی ویژه اجرا نمیشود باید آرماتور عرضی به صورت مارپیچ یا تنگ ویژه به قطر ۸ میلیمتر به کار برده شود. اما فاصله این سفره از میلگردها باید براساس طراحی برای برش صورت بگیرد ملی در هر حال نباید از مقادیر زیر بیشتر باشد

**الف )** نصف ضلع کوچکتر مقطع مستطیلی یا نصف قطر مقطع دایره ای شکل عضو

**ب )** ۶ برابر قطر میلگرد طولی

**پ )** ۲۰۰ میلیمتر



## کنترل ضابطه تیر ضعیف – ستون قوی :

مقاومت ستون در هر گره یک قاب خمشی باید از مقاومت تیر های اتصال بیشتر باشد تا مفصل

پلاستیک و خرابی به جای ستون ، ابتدا در تیر رخ دهد

برای این منظور در طراحی قابهای خمشی ویژه فلسفه تیر ضعیف – ستون قوی باید مد نظر

قرار بگیرد یعنی تناسب بین سختی تیرها و ستونها طوری رعایت شود که تغییر شکل های

غیر ارتجاعي و مفصل های پلاستیک در تیرها ایجاد شود و در ستونها مفصل پلاستیک ایجاد

نشود تا به این طریق از تمرکز تغییر شکل در یک طبقه خاص جلوگیری شود. بنابراین در

طراحی بر مبنای فلسفه تیر ضعیف – ستون قوی باید ستونها در حالت ارتجاعي باقی بماند

وتیرها زودتر از ستونها تسلیم شوند و با شکل پذیری مناسب غیر ارتجاعي خود ، ظرفیت تحمل

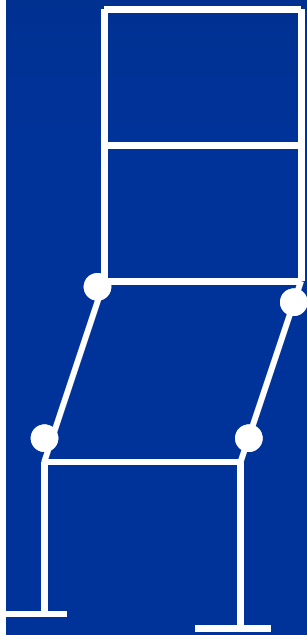
قاب را بالا ببرند.

دلایل مربوط به ضرورت ارضای این روابط :

۱- گسیختگی ستونها عموماً منجر به گسیختگی کل سازه میشود.

۲- در یک سازه با ستون ضعیف تغییر شکل های پلاستیک ممکن است در یک طبقه متمرکز

گردد و منجر به ایجاد مکانیزم طبقه نرم و گسیختگی سازه گردد. ( شکل زیر )



توجه : کنترل این ضابطه فقط برای قاب خمشی ویژه الزامی است.

کنترل ضابطه فوق :

$$\Sigma M_c \geq 1.2 \Sigma M_g$$

$\Sigma M_c$  : مجموع لنگرهای خمشی نظیر لنگرهای خمشی مقاوم ستونها در بالا و پایین مرکز اتصال

$\Sigma M_g$  : مجموع لنگرهای خمشی نظیر لنگرهای خمشی مقاوم تیرها در دو سمت مرکز اتصال

## دیوارهای سازه ای : محدودیت های هندسی :

ضخامت دیوار نباید کمتر از ۱۵۰ میلیمتر باشد

در دیوارهایی که دارای اجزاء مرزی میباشند عرض عضو مرزی نباید کمتر از ۳۰۰ میلیمتر باشد  
**آرماتورهای افقی وقائم :**

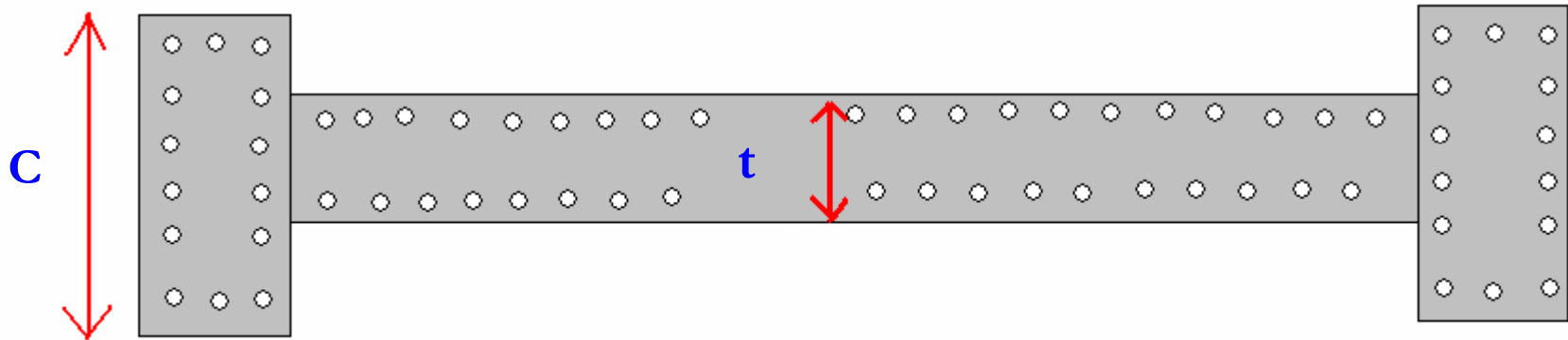
نسبت آرماتور در هیچ یک از دوامتداد قائم وافقی نباید کمتر از ۰.۲۵ درصد باشد  
مگر آنکه نیروی برشی نهایی موجود در مقطع دیوار از  $0.5 A_{cv} V_c$  کمتر باشد

نسبت میلگرد قائم در هیچ ناحیه از طول دیوار نباید از ۴ درصد بیشتر باشد

فاصله محور تا محور میلگردها در هر دو امتداد افقی وقائم نباید بیشتر از ۳۵۰ میلیمتر باشد

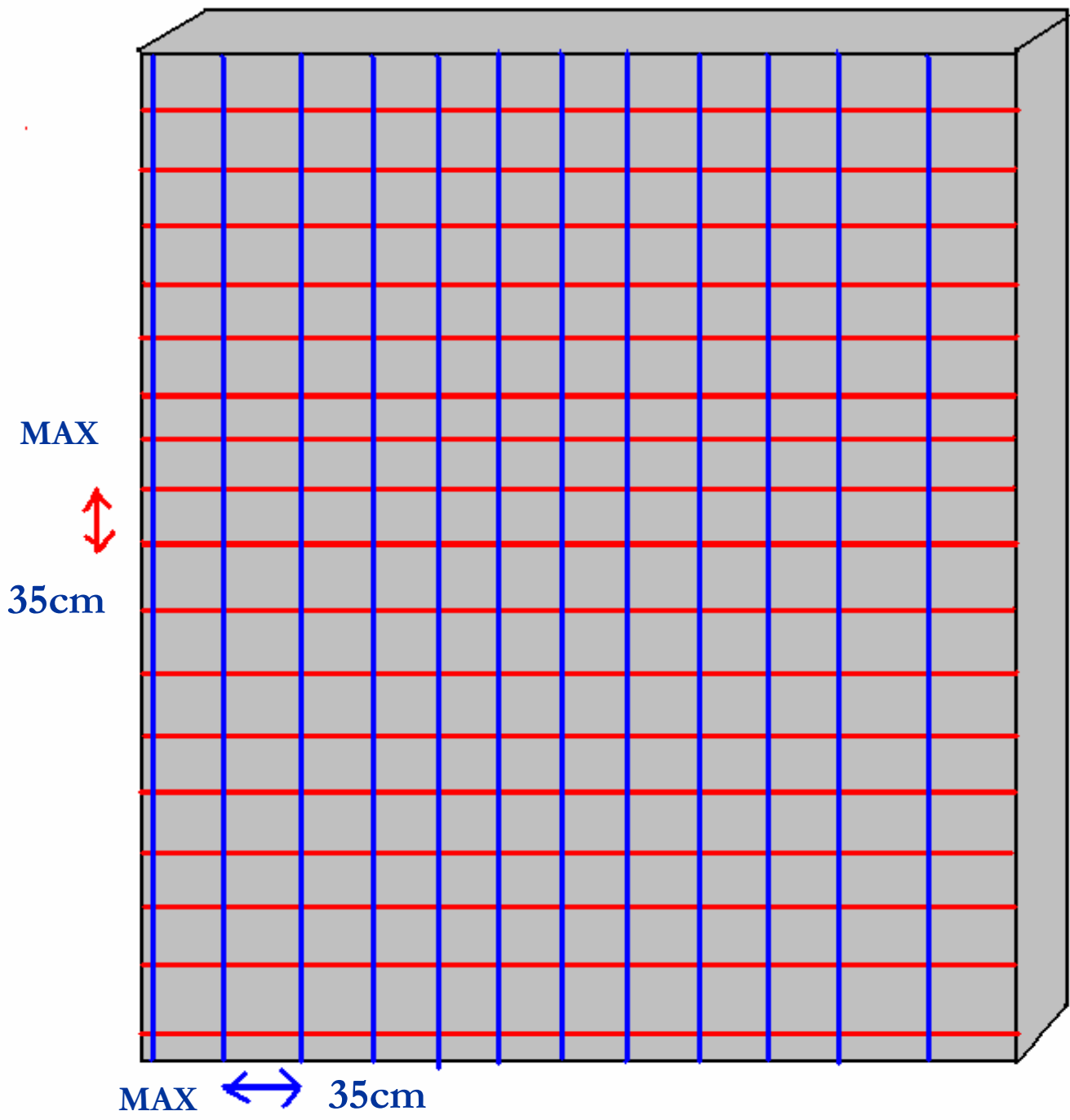
وفاصله میلگردهای قائم نباید بیشتر از ۲۰۰ میلیمتر در نظر گرفت

در دیوارهایی که نیروی برشی نهایی در مقطع آنها از  $A_{cv} V_c$  بیشتر است به کارگیری  
دو شبکه آرماتور الزامی است

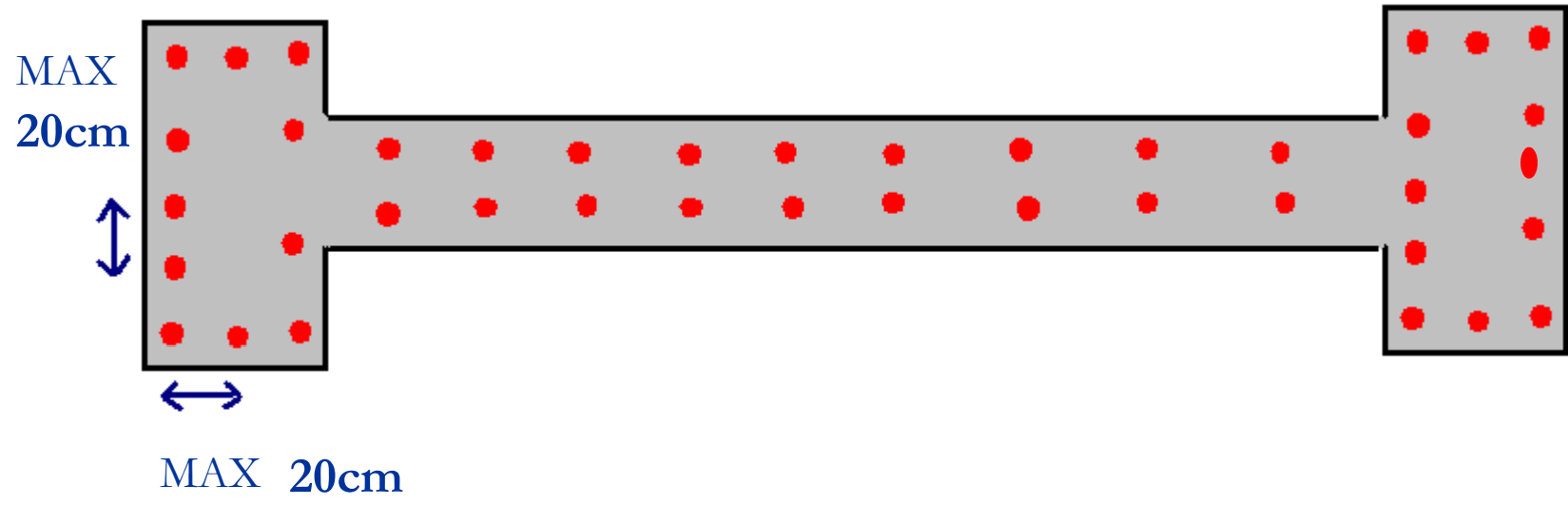


$t \geq 150 \text{ mm}$

$c \geq 300 \text{ mm}$



در این شکل  
فقط یک شبکه  
را نشان دادیم





در ضمن در کناره ها و اطراف بازشوها در دیواره های س سازه ای و دیافراگمها که در آنها تنش

فشاری بتن در دورترین تار فشاری مقطع تحت اثر بارهای نهایی همراه با اثر زلزله از  $0.2 f_c$

بیشتر باشد باید اجزاء مرزی پیش بینی نمود . این اجزاء مرزی را میتوان در قسمتهایی که تنش فشاری

بتن در آنها از  $0.15 f_c$  کمتر باشد قطع نمود

مقاومت برشی تیرهای همبند باید کاملاً توسط آرماتورهای قطری که به صورت ضربدری و متقارن در

سرتاسر طول تیر ادامه داشته و در دیوارهای طرفین تیر در طولی به اندازه یک ونیم برابر طول

گیرایی میلگردها مهار میشوند تامین گردد سطح مقطع آرماتور قطری در هر یک از شاخه های

ضربدری از رابطه زیر محاسبه شده

$$A_{vd} = \frac{V_u}{2 f_y \sin \alpha}$$

$\alpha =$  زاویه بین میلگرد قطری و محور طولی تیر

آرماتورهای قطری باید به وسیله میلگردهای عرضی به صورت مارپیچ یا تنگ با قطر حداقل ۸ میلیمتر محصور شوند که فاصله این میلگردها برابر با کوچکترین سه مقدار زیر است

۸ برابر قطر کوچکترین میلگرد قطری

۲۴ برابر قطر تنگ ها یا مارپیچ ها

۱۲۵ میلیمتر

**اتصالات تیر به ستون در قابها**

$V_u$  و  $V_r$  از موارد زیر بدست می آید

بر اساس بیشترین نیروی کششی که ممکن است در میلگردهای کششی تیر های دو سمت اتصال و نیز

برش موجود در در ستونهای بالا و پایین اتصال پدید آید. که برای این کار باید فرض گردد که

در تیر های دو سمت اتصال مفصل های پلاستیک با ظرفیت های خمشی مثبت یا منفی برابر با

لنگر های خمشی مقاوم محتمل  $M_{pr}$  در مقاطع بر اتصال تشکیل میگردد

جهت این لنگر ها باید بصورتی باشد که بیشترین برش در اتصال ایجاد شود.

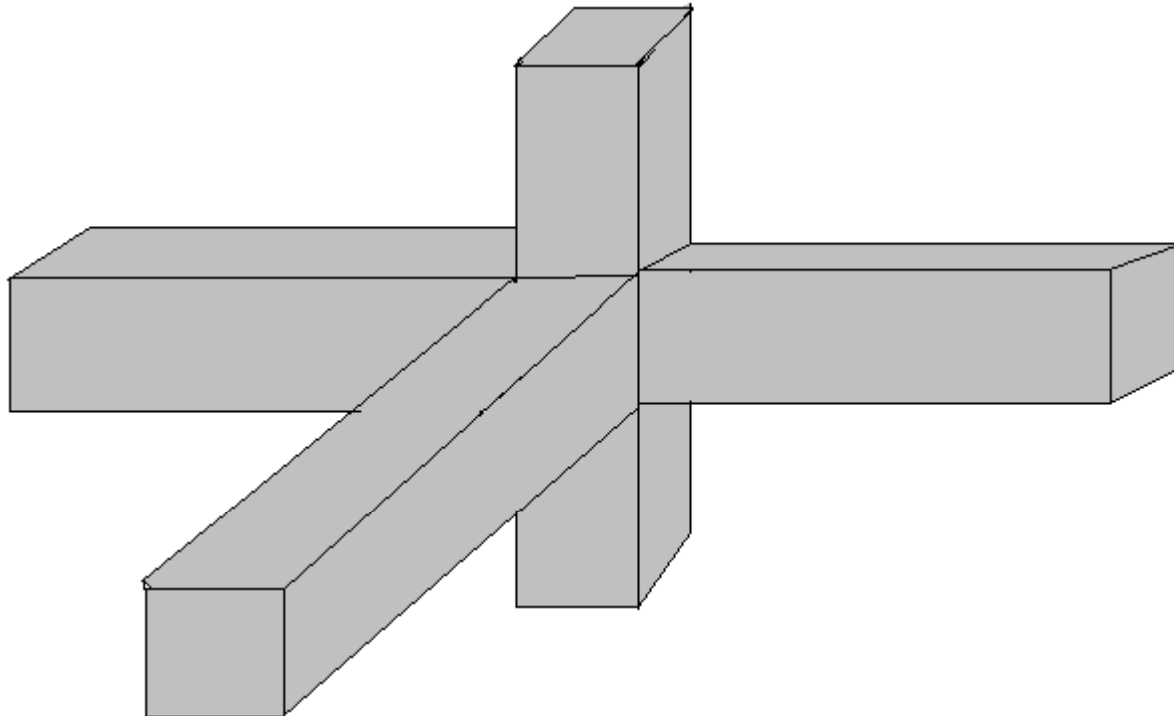
نیروی برشی مقاوم نهایی  $v_r$  را میتوان با رعیت موارد بالا حداکثر برابر با :

برای اتصالات محصور شده در چهار سمت :  $12 A_j v_c$

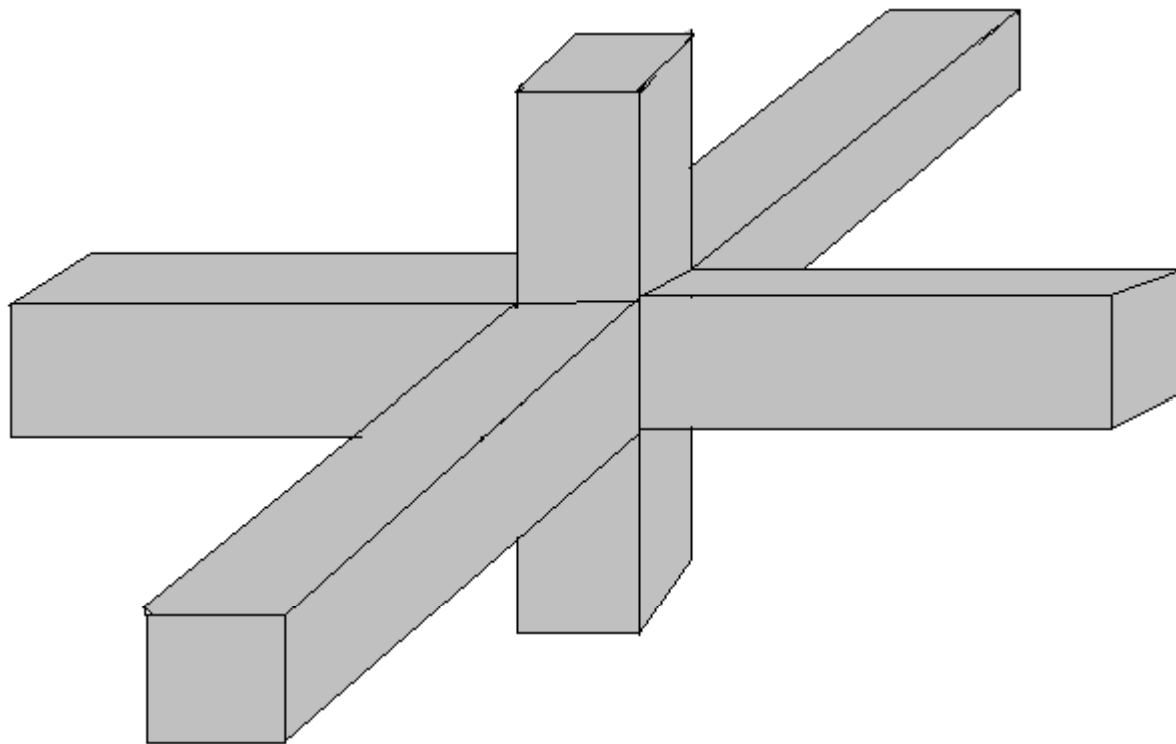
برای اتصالات محصور شده در سه سمت و یا در دو سمت مقابل هم  $9 A_j v_c$

برای سایر اتصالات  $7.5 A_j v_c$

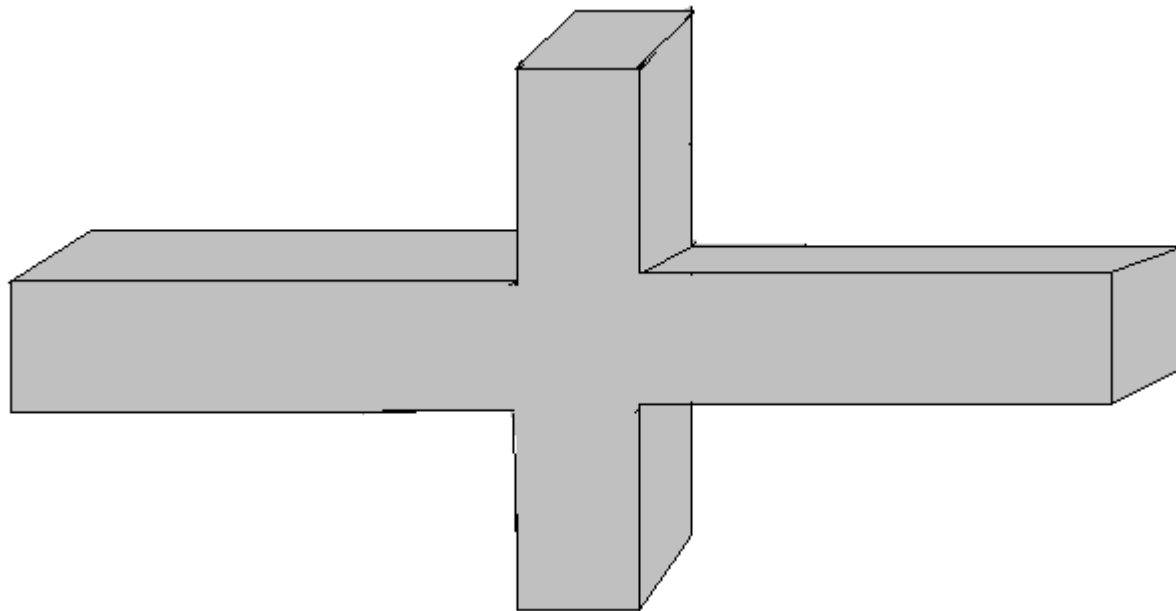
اتصال محصور شده در سه سمت



اتصال محصور شده در چهار سمت



اتصال محصور شده در دو سمت



**طراحی برای برش** : نیروی برشی نهایی 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 مفصل های پلاستیک تشکیل شده اند تعیین میشوند. ظرفیت خمشی مفصلهای پلاستیک مثبت یا منفی باید برابر با لنگر خمشی مقاوم محتمل مقطع  $M_{pr}$  در نظر گرفته شود.

نیروی برشی نهایی  $V_u$  در اعضای تحت فشار و خمش باید برابر با کمترین دو مقدار زیر باشد ولی این نیرو نباید از نیروی ناشی از تحلیل باشد

**( الف )**

نیروی برشی ایجاد شده در عضو زیر اثر نیرویهای استاتیک وارد به آن شامل بارهای قائم در صورت وجود و لنگرهای خمشی موجود در مقاطع انتهایی آن با فرض آنکه در این مقاطع مفصل پلاستیک تشکیل شده باشد محاسبه میگردد. ظرفیت خمشی مفصل های پلاستیک مثبت یا منفی باید برابر لنگر خمشی مقاوم محتمل در نظر گرفته شود و در تعیین آن نا مساعد ترین نیروی محوری نهایی موجود که در عضو منتج به بیشترین لنگر خمشی میشود منظور باید گردد

**ب** ) نیروی برشی ایجاد شده در عضو با فرض آنکه در تیرهای متصل به دو انتهای عضو در مقاطع مجاور به اتصالها مفصل های پلاستیک با مشخصات ذکر شده در بالا تشکیل شده باشند



## مثال ۱ :

میگردهای لازم در دوسرتیر دهانه BC را تعیین نمایید. همچنین آرماتورهای مورد نیاز ستون CD را معین کنید.

$$DL = 4 \text{ ton/m}$$

$$LL = 2 \text{ ton/m}$$

پوشش بتن برابر ۵۰ میلیمتر است. قاب خمشی از نوع معمولی بوده.

بار جانبی برابر با ۶ تن در هر طبقه است. ابعاد ستونها و تیرها برابر با ۴۰۰ میلیمتر (مربع)

بادبند ها از نوع نبشی  $L 80*80*8$  میباشند  $E_c = 25000 \text{ Mpa}$

$f_c = 25 \text{ Mpa}$  و مقدار  $f_y = 300 \text{ Mpa}$

ارتفاع ستونها ۲.۶ متر است

B

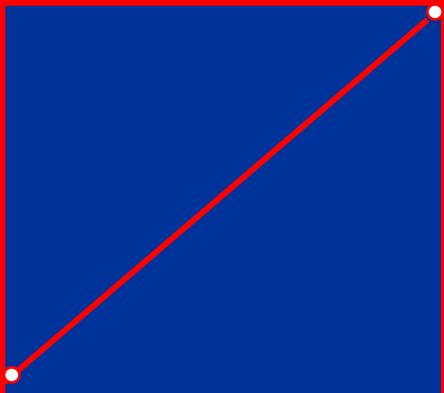
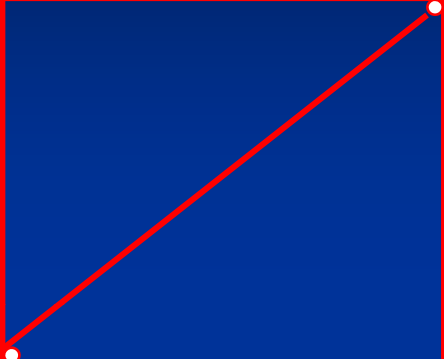
C



6 ton



6 ton



D



3 m



4 m

اثر ترک خوردگی : ( آبا )

در تحلیل سازه باید سختی خمشی و پیچشی اعضای ترک خورده به نحو مناسب محاسبه شود. درغیاب محاسبات دقیق میتوان :

درقابهای مهارنشده سختی تیرها و ستونها را به ترتیب معادل  $0.35$  و  $0.7$  سختی مقطع ترک نخورده

و درقابهای مهارشده سختی تیر و ستونها را به ترتیب معادل  $0.5$  و  $1$  برابر سختی مقطع ترک نخورده آنها منظور کرد

از آنجاییکه سازه فوق مهار شده میباشد درتحلیل سازه ضرایب مربوطه را اعمال کرده

حال به ذکر چند مثال می پردازیم :

لنگر مقاوم مقطع از رابطه زیر بدست می آید:

$$M_r = A_s f_{yd} \left( d - \frac{0.5 A_s * f_{yd}}{b \alpha f_{cd}} \right)$$

که اگر رابطه فوق را ساده تر بکنیم خواهیم داشت :

$$M_r = b d^2 \rho f_{yd} \left( 1 - \frac{5 * 0.85}{6} \frac{\rho f_y}{\alpha f_c} \right)$$

حال باید سازه را با دست یا نرم افزار تحلیل نمود و بعد طراحی کرد  
برای تحلیل از ETABS استفاده شده .

حال نتایج تحلیل ربرابر است با :

$$M_{BC} = 10.7 \sim 11 \text{ ton.m}$$

لنگر منفی در B تحت بارگذاری 1.25DL+1.5LL بحرانی بود

$$M_{CB} = 8.8 \text{ ton.m}$$

لنگر منفی در C تحت بارگذاری 1.25DL + 1.5LL بحرانی بود

حال به سراغ نیروهای ستون CD میرویم

$$P_{DL} = 7.77 \quad P_{LL} = 3.89 \quad P_E = .54 \quad (\text{بر حسب ton})$$

نیروهای محوری ستون :

لنگر در پایین ستون	لنگر در بالای ستون	
$-25/3 \text{ ton.m}$	$25/3 \text{ ton.m}$	ناشی از بار مرده
$-63/1 \text{ ton.m}$	$62/1 \text{ ton.m}$	ناشی از بار زنده
$-18/0 \text{ ton.m}$	$0.92 \text{ ton.m}$	ناشی از بار زلزله

همانطوریکه مشاهده شد لنگر منفی ماکزیمم در B برابر با ۱۱ ton.m بود

محاسبه میلگردهای کششی در B

$$M_r = b d 2p f_y d \left( 1 - \frac{5 * 0.85}{6} \frac{p f_y}{\alpha f_c} \right)$$

$$11 * 10^7 = .85 * p * 400 * 350 * 350 * 300 \left( 1 - 5 * p * .85 / 6 * 300 / (25 * .81) \right)$$

$$\alpha = 0.85 - 0.0015 * f_c = 0.81$$

$$\rightarrow p \simeq 0.01$$

$$p_{\min} = 1.4 / f_y = 0.0047 \quad p_{\max} = 0.025 \quad \text{ok}$$

$$A_s = b \cdot d \cdot P = 1600 \text{ mm}^2 \text{ use } 5 \Phi 20 \quad A_s = 1570 \text{ mm}^2$$

اما برای محاسبه میلگردهای کششی در  $C$  که در ناحیه فوقانی قرار میگیرند برای حداکثر لنگر که برابر با  $8.8 \text{ TON.M}$  بود خواهیم داشت :

$$M_r = b d^2 p f_y d \left( 1 - \frac{5 \cdot 0.85}{6} \frac{p f_y}{\alpha f_c} \right)$$

$$8.8 \cdot 10^7 = .85 \cdot p \cdot 400 \cdot 350 \cdot 350 \cdot 300 \left( 1 - 5 \cdot p \cdot .85 / 6 \cdot 300 / (25 \cdot .81) \right)$$

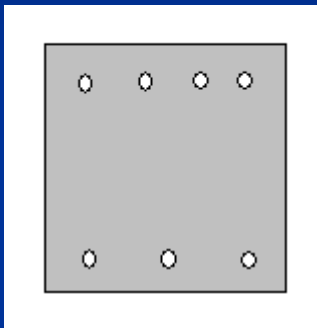
$$\alpha = 0.85 - 0.0015 \cdot f_c = 0.81$$

$$\rightarrow p \simeq 0.0076$$

$$p_{\min} = 1.4 / f_y = 0.0047 \quad p_{\max} = 0.025 \quad \text{ok}$$

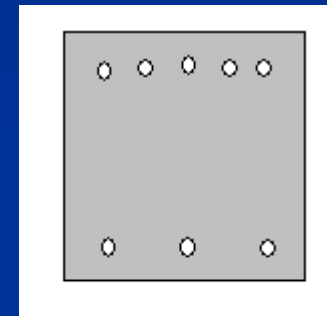
$$A_s = b \cdot d \cdot P = 1216 \text{ mm}^2 \quad \text{use } 4 \Phi 20 \quad A_s = 1256 \text{ mm}^2$$

با توجه به اینکه قاب از نوع ویژه میباشد باید حداقل نیمی از آرماتورهای فوقانی در محل تکیه گاه در قسمت تحتانی قرار بگیرد



گره C

4  $\Phi$  20 : top  
3  $\Phi$  20 : bott



گره B

5  $\Phi$  20 : top  
3  $\Phi$  20 : bott



حال میخواهیم آرماتور های عرضی تیر را تعیین کنیم

$$V_{u BC} = \frac{M_{pr B^-} + M_{pr c^+}}{L_n} + \frac{W_u * L_n}{2} = 198.72 \text{ kN} = 19.87 \text{ ton}$$

$$W_u = 0.8(1.25w_D + 1.5w_L) = 64 \text{ kN}$$

$$V_{u CB} = \frac{M_{pr B^+} + M_{pr c^-}}{L_n} + \frac{W_u * L_n}{2} = 189.4 \text{ kN} = 18.94 \text{ ton}$$

$$M_{pr B^-} = 184.7 \text{ kN.m}$$

$$M_{pr B^+} = 116 \text{ kN.m}$$

$$M_{pr c^-} = 151.2 \text{ kN.m}$$

$$M_{pr c^+} = 116 \text{ kN.m}$$

این مقادیر از نتایج تحلیل سازه بیشتر است

این مقادیر از برنامه excel بدست آمده اند از طریق سازگاری کرنش ها

$$V_c = 0.2 * 0.6 * 25^{0.5} * 400 * 350 = 84 \text{ kN}$$

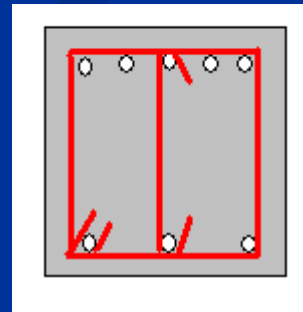
$$V_s = 198.72 - 84 = \mathbf{114.72 \text{ kN}}$$

$$A_v / S = \frac{114.72 * 1000}{0.85 * 300 * 350} = 1.28$$

$$S = 100 \text{ mm} \quad \longrightarrow$$

$$A_s = 150 \text{ mm}^2$$

Use  $\Phi 8 @ 100 \text{ mm}$



حال میخواهیم ستون CD را بررسی کنیم

$$Kl/r = \frac{1 * 2600}{0.3 * 400} = 21.6 < 22$$

بنا براین ستون کوتاه است

در بارگذاری ثقیلی ( 1.25 DL + 1.5 LL )

$$P_u = 15.54 \text{ ton}$$

$$M_u = 6.51 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

ترکیب بحرانی

$$P_u = 13.08 \text{ ton}$$

$$M_u = 6.31 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

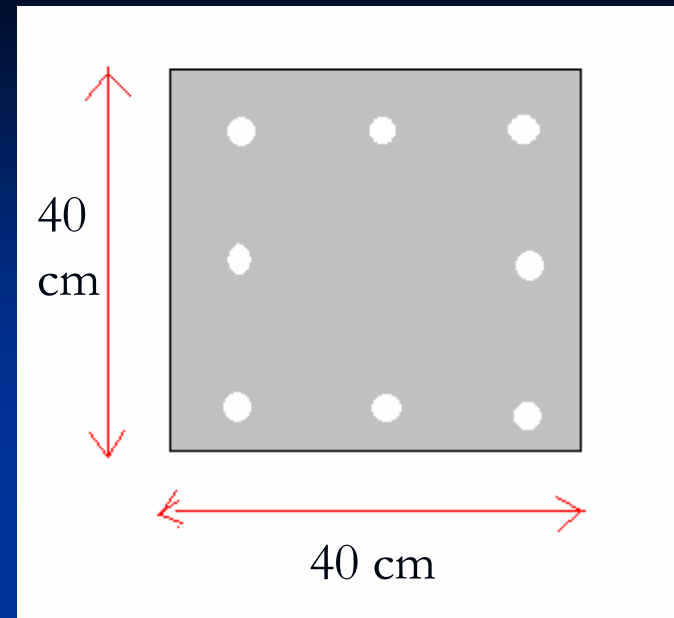
در بار گذاری دوم

حال میخواهیم کنترل یک مقطع پیشنهادی را بررسی کنیم

$$e = 41.96 \text{ mm} \quad \text{در بار بحرانی}$$

Cover (center) = 50 mm  
Bar to bar = 150 mm

$$\alpha = 0.85 - 0.0015 * f_c = 0.81$$



**$P_r = 152 \text{ kN}$**   
 **$M_r = 63.8 \text{ kN.m}$**

در برون محوری ۴۱.۹۶ میلیمتر ظرفیت مقاوم مقطع :

ok

ظرفیت مقطع با نرم افزار Excel بدست آمده

حال می‌خواهیم تنگه‌های ویژه در ستون **cD** را بدست آوریم

می‌خواهیم نیروی برشی بحرانی را بدست آوریم که برای این کار باید آن نیروی محوری حداقل را از بین

ترکیبات بارگذاری انتخاب کنیم که بیشترین لنگر خمشی را تولید میکند

$$P_u = 13.1 \text{ ton}$$

که ترکیب بارگذاری دوم نیروی کمتری را ایجاد کرده

حال به ازای این نیروی محوری ظرفیت خمشی مقاوم محتمل را بدست می‌آوریم

( از برنامه Excel )

برای آرماتورهای با قطر ۲۰ میلیمتر مقدار لنگر خمشی مقاوم محتمل برابر با

$$13.18 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$V_u = 2 M_{pr} / L_n = 2 * 131.8 / 2.8 = 94.14 \text{ kN}$$

اگر لنگر حد اکثر محتمل در تیر به ستون در نظر بگیریم نیروی برشی نهایی ستون به صورت زیر است :

$$V_u = 2 * (M_{pr}^+ + M_{pr}^-) / L_b + L_t$$

$$V_u = 151.2 / 1.3 = 116.3 \text{ kN}$$

توجه شود نیروی برشی تحلیل ۵۳.۴ کیلو نیوتن شد

$$V_c = 84 \text{ kN} \quad V_s = 116.3 - 84 = 32.3 \text{ kN}$$

$$A_v / s = 32300 / (0.85 * 300 * 350) = 0.36$$

$$S = 100 \text{ mm}$$

$$A_v = 100 * 0.36 = 36 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh} = 0.3 S h_c f_c / f_y ( A_g / A_c - 1 ) =$$

$$0.3 * 100 * 360 * (25 / 300) (160000 / 129600 - 1) = 211 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh} = 0.09 S h_c * f_c / f_y = 0.098 * 100 * 360 * 25 / 300 = 270 \text{ mm}^2$$

از تنگ ویژه با سه ساق ۱۲ میلیمتری استفاده میشود

## اتصالات تیر به ستون :

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

$$V_c = 0.2 \Phi_c (f_c)^{0.5} = 0.6 \text{ N/mm}^2$$

$$V_r = \gamma A_j v_c = 7.5 * 160000 * 0.6 * .001 \\ = 720 \text{ Kn}$$

$$V_u = T = 1.25 * A_s * f_y = 1.25 * 300 * 4 * 3.14 * 20 * 20 / 4$$

$$= 471 \text{ Kn} < 720 \text{ Kn}$$

oK

با توجه به اینکه قاب دو بعدی است مقدار  $\gamma$  برابر با ۷.۵ شده



## بررسی ضابطه ستون قوی - تیر ضعیف

$$\Sigma M_c / \Sigma M_g \geq 1.2$$

میخواهیم رابطه فوق را در گره C بررسی کنیم  
چون گره فوق در گوشه قرار دارد دیگر  $\Sigma M_g$  نداریم

ظرفیت خمشی تیر

$$M_{rc}^- = 101.57 \quad \text{kN.m}$$

$$M_{rc}^+ = 78.15 \quad \text{kN.m}$$

مقاومت خمشی ستون در پایین گره برابر است با

$$M_r = 82.5 \text{ kN.m}$$

$$\Sigma M_c / \Sigma M_g = 82.5 / 78.15 = 1.05 \quad \not\geq 1.2$$

$$\Sigma M_c / \Sigma M_g = 82.5 / 101.57 = 0.81 \quad \not\geq 1.2$$

مقطع ستون باید تقویت گردد  
تا مفصل پلاستیک در تیر  
روی بدهد

پایان