

# بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

تهیه کننده : مهدی (میمی)

## نکات آیین نامه در طرح سازه های بتن آرمه

### ۱- مشخصات فولاد و بتن

طبق فصل 20 مبحث 9، مقاومت بتن در اجزای مقاوم در برابر زلزله برای شکل پذیری متوسط نباید کمتر از 20 مگاپاسکال و برای شکل پذیری زیاد نباید کمتر از 25 مگاپاسکال اختیار شود. مقاومت تسلیم مشخصه فولاد قاب ها و یا اجزای مرزی دیوار ها نباید بیش از 400 مگاپاسکال انتخاب گردد.

جدول ۹-۴-۲- رده بندی مکانیکی میلگردهای فولادی

رده	علامت مشخصه در استاندارد ملی ایران ۲۱۳۲	حداقل تنش تسلیم (N/mm <sup>2</sup> )	حداقل مقدار مجاز مقاومت کششی حداکثر فولاد (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{yk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	طبقه بندی	رده از نظر سختی
S240	س ۲۴۰	۲۴۰	۳۶۰	۲۲۰	ساده	نرم
S340	آج ۳۴۰	۳۴۰	۵۰۰	۳۰۰	آجدار مارپیچ	نیمه سخت
S400	آج ۴۰۰	۴۰۰	۶۰۰	۴۰۰	آجدار جناقی	سخت
S500	آج ۵۰۰	۵۰۰	۶۵۰	۵۰۰	آجدار مرکب	سخت

طبق مبحث 9 استفاده از آرماتور ساده (S240) فقط به عنوان ماریج در ساز های بتن آرمه مجاز بوده و استفاده از آن به عنوان میلگرد سازه ای غیر از مورد فوق مجاز نیست . معمولاً از آرماتور های رده S340 و S400 به عنوان آرماتور اصلی (خمشی) و آرماتور رده S340 برای آرماتور برشی استفاده می شود.

## 2- محدودیت های فاصله میلگرد ها، پوشش بتن، طول مهاری و قلاب ها

**فاصله آزاد بین هر دو میلگرد موازی نباید از هیچ یک از مقادیر زیر کمتر باشد:**

الف- قطر میلگرد بزرگتر

ب- 25 میلیمتر

ج-  $\frac{1}{33}$  برابر قطر اسمی بزرگترین سنگدانه بتن

## ضخامت پوشش بتن (روی میلگرد ها نباید از هیچ یک از مقادیر زیر کمتر باشد):

تهیه کننده : مهدی (میمی)

الف- قطر میلگرد

ب- چهار سوم قطر اسمی بزرگترین سنگدانه بتن

ج- متناسب با شرایط محیطی برای انواع عضوها بر اساس جدول زیر

جدول ۹-۶-۵- مقادیر حداقل ضخامت پوشش بتن روی میلگردها (میلیمتر)\*

نوع شرایط محیطی					نوع قطعه
فوق العاده شدید	بسیار شدید	شدید	متوسط	ملايم	
۷۵	۶۵	۵۰	۴۵	۳۵	تیرها و ستونها
۶۰	۵۰	۳۵	۳۰	۲۰	داله، دیوارها و تیرچه‌ها
۵۵	۴۵	۳۰	۲۵	۲۰	بسته‌ها و صفحات پلیسه‌ای
۹۰	۷۵	۶۰	۵۰	۴۰	شالوده‌ها

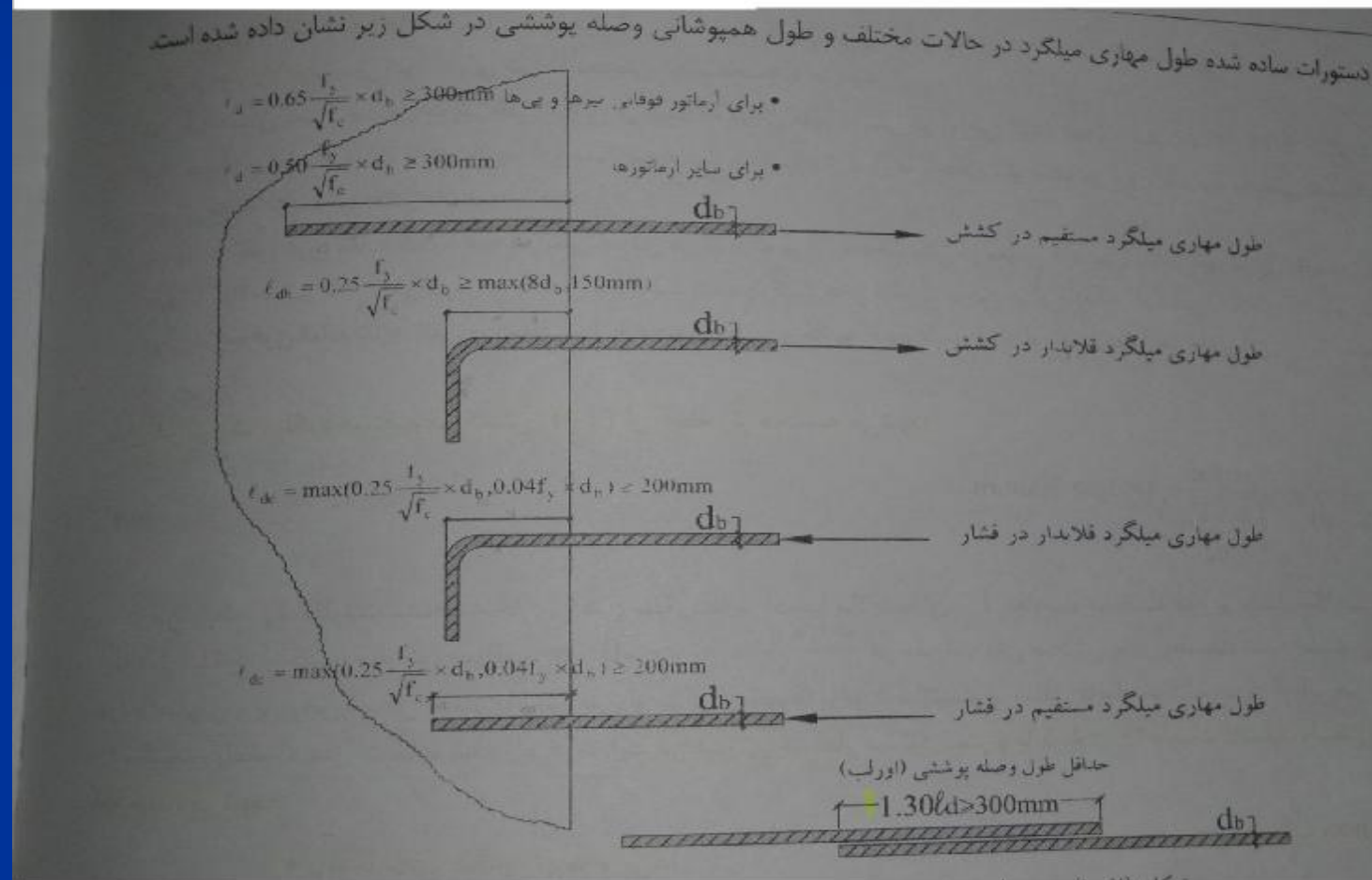
\*مقادیر داده شده در جدول را می‌توان به استثنای شرایط محیطی بسیار شدید و فوق العاده شدید به اندازه ۵ میلیمتر برای بتن‌ها رده C35 و C40 یا ۱۰ میلیمتر برای بتن‌های رده بالاتر کاهش داد، بالاتر کاهش داد، مشروط بر آن که ضخامت پوشش به هر حال از ۲۰ میلیمتر کمتر نشود.  
این مقادیر را باید برای میلگردهای با قطر بیشتر از ۳۶ میلیمتر به اندازه ۱۰ میلیمتر افزایش داد.

## طول گیرائی یک میلگرد مستقیم در کشش از رابطه زیر محاسبه می گردد:

$$l_d = \left[ \frac{f_y}{\sqrt{f_c}} \frac{\alpha \beta \gamma \lambda}{\left( \frac{c + k_{tr}}{d_b} \right)} \right] d_b$$

ضرائب به کار رفته در این فرمول در مبحث 9 ارائه شده، در شرایط معمولی و با فرض پوشش 5 سانتی متر بتن و فاصله مرکز به مرکز 10 سانتی متر رابطه به صورت زیر در می آید:

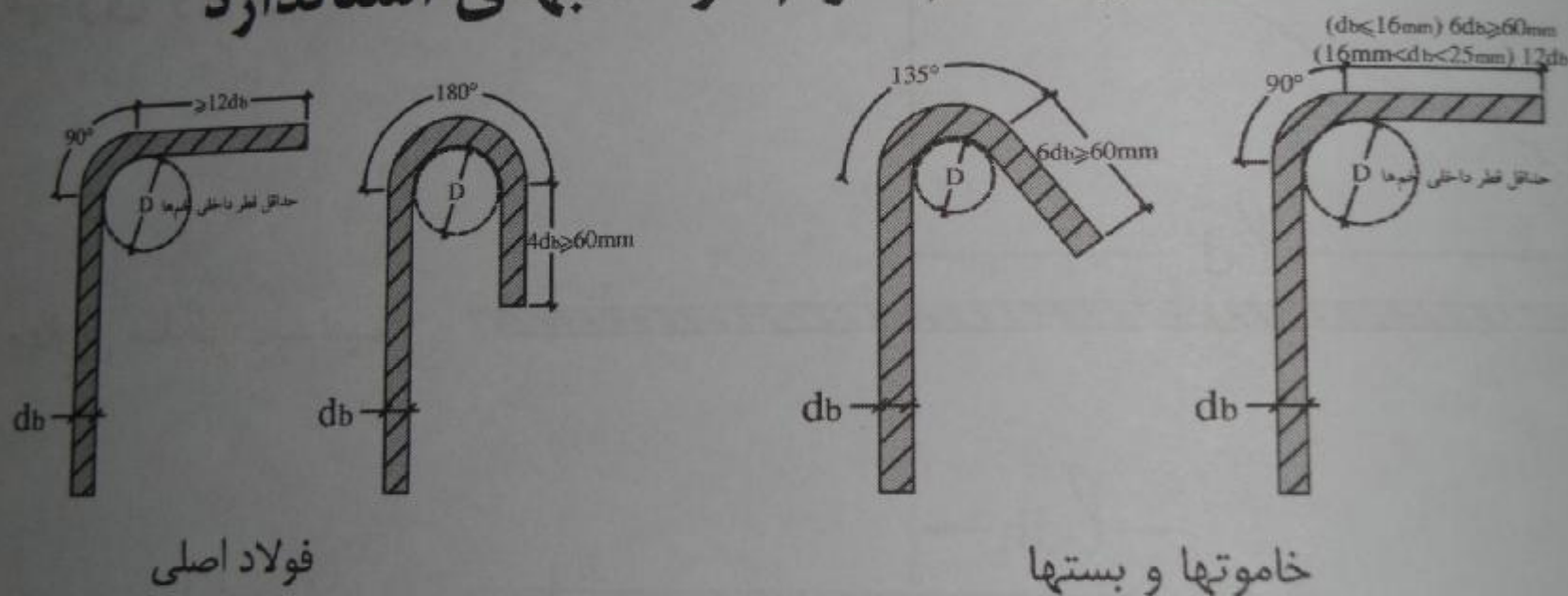
برای میلگرد های با قطر کمتر از 20 میلیمتر روابط در 8/ ضرب می گردد.0.



در صورتی که نتوان طول گیرائی در کشش را به صورت مستقیم تامین نمود در انتهای میلگرد از یک قلاب به یکی از صورت های زیر استفاده می شود.

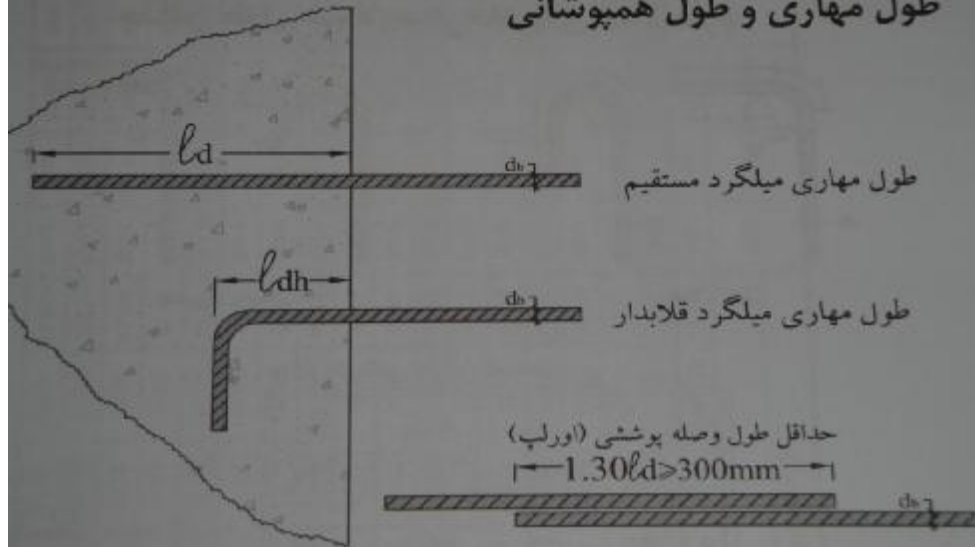
اول مشخصات پروفیل های فولادی ساختمانی و جداول کاربردی

## حداقل طول خم لازم در قلابهای استاندارد



طول و قطر داخلی خم در میلگردهای اصلی

## طول مهاري و طول همپوشاني



## طول مهاري و طول همپوشاني

### طول مهاري ميلگرد قلابدار

No.	d mm	$l_{dh}$ cm
1	Φ8	20.0 cm
2	Φ10	25.0 cm
3	Φ12	30.0 cm
4	Φ14	35.0 cm
5	Φ16	40.0 cm
6	Φ18	40.0 cm
7	Φ20	45.0 cm
8	Φ22	50.0 cm
9	Φ25	60.0 cm
10	Φ28	65.0 cm
11	Φ32	75.0 cm

## طول مهاري ميلگرد مستقيم

No.	d mm	تيرها و فونداسيونها		ستونها و ديوارها
		(آرماتور تحتاني)	(آرماتور فوقاني)	
1	Φ8	30.0 cm	40.0 cm	30.0 cm
2	Φ10	40.0 cm	50.0 cm	40.0 cm
3	Φ12	45.0 cm	60.0 cm	45.0 cm
4	Φ14	50.0 cm	70.0 cm	50.0 cm
5	Φ16	60.0 cm	80.0 cm	60.0 cm
6	Φ18	70.0 cm	90.0 cm	70.0 cm
7	Φ20	80.0 cm	100.0 cm	80.0 cm
8	Φ22	100.0 cm	130.0 cm	100.0 cm
9	Φ25	120.0 cm	150.0 cm	120.0 cm
10	Φ28	130.0 cm	170.0 cm	130.0 cm
11	Φ32	150.0 cm	190.0 cm	150.0 cm

## طول همپوشاني ميلگردها

(OverLap)

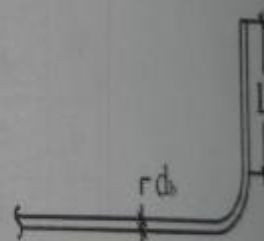
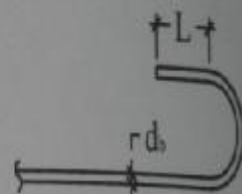
No.	d mm	تيرها و فونداسيونها		ستونها و ديوارها
		(آرماتور تحتاني)	(آرماتور فوقاني)	
1	Φ8	40.0 cm	50.0 cm	40.0 cm
2	Φ10	50.0 cm	60.0 cm	50.0 cm
3	Φ12	60.0 cm	80.0 cm	60.0 cm
4	Φ14	70.0 cm	90.0 cm	70.0 cm
5	Φ16	80.0 cm	100.0 cm	80.0 cm
6	Φ18	90.0 cm	110.0 cm	90.0 cm
7	Φ20	100.0 cm	120.0 cm	100.0 cm
8	Φ22	130.0 cm	170.0 cm	130.0 cm
9	Φ25	150.0 cm	190.0 cm	150.0 cm
10	Φ28	170.0 cm	210.0 cm	170.0 cm
11	Φ32	190.0 cm	240.0 cm	190.0 cm

- طولهاي مهاري براي بتن رده C20 و فولاد رده S400 محاسبه شده است.
- در استخراج مقادير مقدار پوشش از مركز آرماتور حداقل ۵ سانتيمتر در نظر گرفته شده است.
- در استخراج مقادير فاصله مركز تا مركز آرماتورها حداقل ۱۰ سانتيمتر در نظر گرفته شده است.



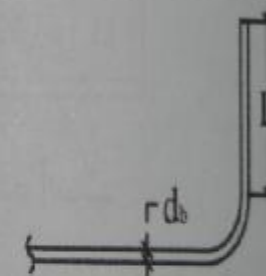
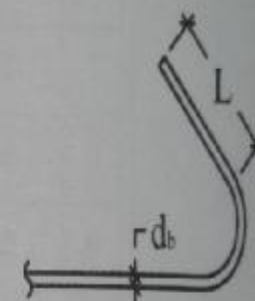
طول و قطر داخلی خم در میلگردهای اصلی

No.	$d_b$ mm	L 90°	L 180°	D
1	Φ8	10.0 cm	6.0 cm	4.8 cm
2	Φ10	15.0 cm	6.0 cm	6.0 cm
3	Φ12	15.0 cm	6.0 cm	7.2 cm
4	Φ14	20.0 cm	6.0 cm	8.4 cm
5	Φ16	20.0 cm	10.0 cm	9.6 cm
6	Φ18	25.0 cm	10.0 cm	10.8 cm
7	Φ20	25.0 cm	10.0 cm	12.0 cm
8	Φ22	30.0 cm	10.0 cm	13.2 cm
9	Φ25	30.0 cm	10.0 cm	15.0 cm
10	Φ28	35.0 cm	15.0 cm	22.4 cm
11	Φ32	40.0 cm	15.0 cm	25.6 cm



طول و قطر داخلی خم در خاموت‌ها

No.	$d_b$ mm	L 90°	L 135°	D
1	Φ6	6.0 cm	6.0 cm	2.4 cm
2	Φ8	6.0 cm	6.0 cm	3.2 cm
3	Φ10	6.0 cm	6.0 cm	4.0 cm
4	Φ12	10.0 cm	10.0 cm	4.8 cm
5	Φ14	10.0 cm	10.0 cm	5.6 cm
6	Φ16	10.0 cm	10.0 cm	9.6 cm



### 3- ترکیبات بارگذاری مبحث 9

تهیه کننده : مهدی رحیمی

در بارهای نهایی و ترکیبات مختلف آنها تعیین شوند. ترکیبات بارگذاری طراحی ساختمان بتنی و مقررات ملی ساختمان به صورت زیر است.

$$\begin{aligned} \text{DCON 1} &= 1.25\text{DL} \\ \text{DCON 2} &= 1.25\text{DL} + 1.5\text{LL} \\ \text{DCON 3, 4} &= \text{DL} + 1.2\text{LL} \pm 1.2\text{EL}_x \\ \text{DCON 5, 6} &= \text{DL} + 1.2\text{LL} \pm 1.2\text{EL}_y \\ \text{DCON 7, 8} &= 0.85\text{DL} \pm 1.2\text{EL}_x \\ \text{DCON 9, 10} &= 0.85\text{DL} \pm 1.2\text{EL}_y \end{aligned}$$

ترکیبات بارگذاری از نماد  $\pm$  استفاده شده است که باید یک بار ترکیب را با علامت مثبت و یک بار با علامت منفی در صورت تعریف حالات بارگذاری زلزله بآپیش اتفاق، ترکیبات بارگذاری باید به صورت زیر تعریف گردد.

$$\begin{aligned} \text{DCON 1} &= 1.25\text{DL} \\ \text{DCON 2} &= 1.25\text{DL} + 1.5\text{LL} \\ \text{DCON 3, 4} &= \text{DL} + 1.2\text{LL} \pm 1.2\text{EL}_x \\ \text{DCON 5, 6} &= \text{DL} + 1.2\text{LL} \pm 1.2\text{EL}_x\text{P} \\ \text{DCON 7, 8} &= \text{DL} + 1.2\text{LL} \pm 1.2\text{EL}_x\text{N} \\ \text{DCON 9, 10} &= \text{DL} + 1.2\text{LL} \pm 1.2\text{EL}_y \\ \text{DCON 11, 12} &= \text{DL} + 1.2\text{LL} \pm 1.2\text{EL}_y\text{P} \\ \text{DCON 13, 14} &= \text{DL} + 1.2\text{LL} \pm 1.2\text{EL}_y\text{N} \\ \text{DCON 15, 16} &= 0.85\text{DL} \pm 1.2\text{EL}_x \\ \text{DCON 17, 18} &= 0.85\text{DL} \pm 1.2\text{EL}_x\text{P} \\ \text{DCON 19, 20} &= 0.85\text{DL} \pm 1.2\text{EL}_x\text{N} \\ \text{DCON 21, 22} &= 0.85\text{DL} \pm 1.2\text{EL}_y \\ \text{DCON 23, 24} &= 0.85\text{DL} \pm 1.2\text{EL}_y\text{P} \\ \text{DCON 25, 26} &= 0.85\text{DL} \pm 1.2\text{EL}_y\text{N} \end{aligned}$$



**ترکیبات بار در صورت نامنظم بودن در پلان و ستون های واقع در محل تقاطع سیستم مقاوم :**



جهت رو به بالا و رو به پایین و بدون منظور نمودن اثر خاصه بارهای سی در هر طرف  
م روی نتایج تیرها و ستون های اطراف کنسول ها تاثیر می گذارد و نباید برای طراحی کل

ترکیبات بارگذاری برای طراحی ساختمان های نامنظم در پلان و کلیه ستون هایی که در  
ر جانی قرار دارند، صد درصد نیروی زلزله هر امتداد با ۳۰ درصد نیروی زلزله در امتداد عمود  
ن این بند باید ترکیبات بارگذاری زیر را تعریف نمود:

$$DCON\ 1=1.25DL$$

$$DCON\ 2=1.25DL+1.5LL$$

$$DCON\ 3,\ 4,\ 5,\ 6=DL+1.2LL \pm 1.2ELx \pm 0.36ELy$$

$$DCON\ 7,\ 8,\ 9,\ 10=DL+1.2LL \pm 1.2ELy \pm 0.36ELx$$

$$DCON\ 11,\ 12,\ 13,\ 14=0.85DL \pm 1.2ELx \pm 0.36ELy$$

$$DCON\ 15,\ 16,\ 17,\ 18=0.85DL \pm 1.2ELy \pm 0.36ELx$$

مبحث ششم در مواردی که ترکیب صد درصد نیروی زلزله هر امتداد با ۳۰ درصد نیروی  
می شود، منظور نمودن برون مرکزی اتفاقی برای نیروی زلزله ای که در امتداد مربوط به ۳۰

#### 4- مشخصات هندسی

مطابق بند 9-10-8 از مبحث 9 مقررات ملی ساختمان طول دهانه موثر برای عضو هائی که با تکیه  
گاه های خود یکپارچه است، باید معادل فاصله محور تا محور تکیه گاه ها در نظر گرفته شود. طول  
دهانه موثر برای اعضای طره با گیرداری کامل برابر طول آزاد آن می باشد.

**بنابر این بر اساس این بند مبحث 9، نباید طول صلب (End Offset) را در سازه های بتنی در نظر گرفت.**

## 5- ترکیبات بارگذاری ACI 99

ACI 318-99									
ترکیبات بارگذاری جهت طراحی یا نرم افزار طبق ۹۹-۳۱۸ ACI									
ACI۱	1.4	DL							
ACI۲	1.4	DL	+	1.7	LL				
ACI۳	1.05	DL	+	1.275	LL	+	1.4025	Ex	
ACI۴	1.05	DL	+	1.275	LL	-	1.4025	Ex	
ACI۵	1.05	DL	+	1.275	LL	+	1.4025	Ey	
ACI۶	1.05	DL	+	1.275	LL	-	1.4025	Ey	
ACI۷	0.9	DL	+	1.43	Ex				
ACI۸	0.9	DL	-	1.43	Ex				
ACI۹	0.9	DL	+	1.43	Ey				
ACI۱۰	0.9	DL	-	1.43	Ey				
در نظر گرفتن پیچش اتفاقی تنها									
ACI۱۱	1.05	DL	+	1.275	LL	+	1.4025	Exp	
ACI۱۲	1.05	DL	+	1.275	LL	-	1.4025	Exp	
ACI۱۳	1.05	DL	+	1.275	LL	+	1.4025	Eyp	
ACI۱۴	1.05	DL	+	1.275	LL	-	1.4025	Eyp	
ACI۱۵	1.05	DL	+	1.275	LL	+	1.4025	Exn	
ACI۱۶	1.05	DL	+	1.275	LL	-	1.4025	Exn	
ACI۱۷	1.05	DL	+	1.275	LL	+	1.4025	Eyn	
ACI۱۸	1.05	DL	+	1.275	LL	-	1.4025	Eyn	
ACI۱۹	0.9	DL	+	1.43	Exp				
ACI۲۰	0.9	DL	-	1.43	Exp				
ACI۲۱	0.9	DL	+	1.43	Eyp				
ACI۲۲	0.9	DL	-	1.43	Eyp				
ACI۲۳	0.9	DL	+	1.43	Exn				
ACI۲۴	0.9	DL	-	1.43	Exn				
ACI۲۵	0.9	DL	+	1.43	Eyn				
ACI۲۶	0.9	DL	-	1.43	Eyn				
در نظر گرفتن پیچش اتفاقی و ۳۰٪ نیروی زلزله جهت دیگر									
ACI۲۷	1.05	DL	+	1.275	LL	+	1.4025	Ex	+ 0.42 Ey
ACI۲۸	1.05	DL	+	1.275	LL	+	1.4025	Ex	- 0.42 Ey
ACI۲۹	1.05	DL	+	1.275	LL	-	1.4025	Ex	+ 0.42 Ey
ACI۳۰	1.05	DL	+	1.275	LL	-	1.4025	Ex	- 0.42 Ey
ACI۳۱	1.05	DL	+	1.275	LL	+	1.4025	Ey	+ 0.42 Ex
ACI۳۲	1.05	DL	+	1.275	LL	+	1.4025	Ey	- 0.42 Ex
ACI۳۳	1.05	DL	+	1.275	LL	-	1.4025	Ey	+ 0.42 Ex
ACI۳۴	1.05	DL	+	1.275	LL	-	1.4025	Ey	- 0.42 Ex

ACI13A	1.05	DL	+	1275	LL	+	1.4025	Exp	+	0.42	By
ACI13B	1.05	DL	+	1275	LL	+	1.4025	Exp	-	0.42	By
ACI13C	1.05	DL	+	1275	LL	-	1.4025	Exp	+	0.42	By
ACI13D	1.05	DL	+	1275	LL	-	1.4025	Exp	-	0.42	By
ACI13E	1.05	DL	+	1275	LL	+	1.4025	Eyp	+	0.42	Ex
ACI13F	1.05	DL	+	1275	LL	+	1.4025	Eyp	-	0.42	Ex
ACI13G	1.05	DL	+	1275	LL	-	1.4025	Eyp	+	0.42	Ex
ACI13H	1.05	DL	+	1275	LL	-	1.4025	Eyp	-	0.42	Ex
ACI13I	1.05	DL	+	1275	LL	+	1.4025	Exn	+	0.42	By
ACI13J	1.05	DL	+	1275	LL	+	1.4025	Exn	-	0.42	By
ACI13K	1.05	DL	+	1275	LL	-	1.4025	Exn	+	0.42	By
ACI13L	1.05	DL	+	1275	LL	-	1.4025	Exn	-	0.42	By
ACI13M	1.05	DL	+	1275	LL	+	1.4025	Eyn	+	0.42	Ex
ACI13N	1.05	DL	+	1275	LL	+	1.4025	Eyn	-	0.42	Ex
ACI13O	1.05	DL	+	1275	LL	-	1.4025	Eyn	+	0.42	Ex
ACI13P	1.05	DL	+	1275	LL	-	1.4025	Eyn	-	0.42	Ex
ACI14A	0.9	DL	+	143	Ex	+	0.43	Ey			
ACI14B	0.9	DL	+	143	Ex	-	0.43	Ey			
ACI14C	0.9	DL	-	143	Ex	+	0.43	Ey			
ACI14D	0.9	DL	-	143	Ex	-	0.43	Ey			
ACI14E	0.9	DL	+	143	Ey	+	0.43	Ex			
ACI14F	0.9	DL	+	143	Ey	-	0.43	Ex			
ACI14G	0.9	DL	-	143	Ey	+	0.43	Ex			
ACI14H	0.9	DL	-	143	Ey	-	0.43	Ex			
ACI14I	0.9	DL	+	143	Exp	+	0.43	Ey			
ACI14J	0.9	DL	+	143	Exp	-	0.43	Ey			
ACI14K	0.9	DL	-	143	Exp	+	0.43	Ey			
ACI14L	0.9	DL	-	143	Exp	-	0.43	Ey			
ACI14M	0.9	DL	+	143	Eyp	+	0.43	Ex			
ACI14N	0.9	DL	+	143	Eyp	-	0.43	Ex			
ACI14O	0.9	DL	-	143	Eyp	+	0.43	Ex			
ACI14P	0.9	DL	-	143	Eyp	-	0.43	Ex			
ACI14Q	0.9	DL	+	143	Exn	+	0.43	Ey			
ACI14R	0.9	DL	+	143	Exn	-	0.43	Ey			
ACI14S	0.9	DL	-	143	Exn	+	0.43	Ey			
ACI14T	0.9	DL	-	143	Exn	-	0.43	Ey			
ACI14U	0.9	DL	+	143	Eyn	+	0.43	Ex			
ACI14V	0.9	DL	+	143	Eyn	-	0.43	Ex			

ACI۱	0.9	DL	+	1.43	Eyn	+	0.43	Ex						
ACI۲	0.9	DL	+	1.43	Eyn	-	0.43	Ex						
ACI۳	0.9	DL	-	1.43	Eyn	+	0.43	Ex						
ACI۴	0.9	DL	-	1.43	Eyn	-	0.43	Ex						
اعمال مولفه قائم و لرزه طبق ۹۹-۱۸ ACI														
FV۱	1.05	DL	+	1.275	LL	+	1.4025	Ex	+	0.42	Ey	+	0.42	Ez
FV۲	1.05	DL	+	1.275	LL	+	1.4025	Ex	-	0.42	Ey	+	0.42	Ez
FV۳	1.05	DL	+	1.275	LL	-	1.4025	Ex	+	0.42	Ey	+	0.42	Ez
FV۴	1.05	DL	+	1.275	LL	-	1.4025	Ex	-	0.42	Ey	+	0.42	Ez
FV۵	1.05	DL	+	1.275	LL	+	1.4025	Ey	+	0.42	Ex	+	0.42	Ez
FV۶	1.05	DL	+	1.275	LL	+	1.4025	Ey	-	0.42	Ex	+	0.42	Ez
FV۷	1.05	DL	+	1.275	LL	-	1.4025	Ey	+	0.42	Ex	+	0.42	Ez
FV۸	1.05	DL	+	1.275	LL	-	1.4025	Ey	-	0.42	Ex	+	0.42	Ez
FV۹	1.05	DL	+	1.275	LL	+	1.4025	Exp	+	0.42	Ey	+	0.42	Ez
FV۱۰	1.05	DL	+	1.275	LL	+	1.4025	Exp	-	0.42	Ey	+	0.42	Ez
FV۱۱	1.05	DL	+	1.275	LL	-	1.4025	Exp	+	0.42	Ey	+	0.42	Ez
FV۱۲	1.05	DL	+	1.275	LL	-	1.4025	Exp	-	0.42	Ey	+	0.42	Ez
FV۱۳	1.05	DL	+	1.275	LL	+	1.4025	Exn	+	0.42	Ey	+	0.42	Ez
FV۱۴	1.05	DL	+	1.275	LL	+	1.4025	Exn	-	0.42	Ey	+	0.42	Ez
FV۱۵	1.05	DL	+	1.275	LL	-	1.4025	Exn	+	0.42	Ey	+	0.42	Ez
FV۱۶	1.05	DL	+	1.275	LL	-	1.4025	Exn	-	0.42	Ey	+	0.42	Ez
FV۱۷	1.05	DL	+	1.275	LL	+	1.4025	Eyp	+	0.42	Ex	+	0.42	Ez
FV۱۸	1.05	DL	+	1.275	LL	+	1.4025	Eyp	-	0.42	Ex	+	0.42	Ez
FV۱۹	1.05	DL	+	1.275	LL	-	1.4025	Eyp	+	0.42	Ex	+	0.42	Ez
FV۲۰	1.05	DL	+	1.275	LL	-	1.4025	Eyp	-	0.42	Ex	+	0.42	Ez
FV۲۱	1.05	DL	+	1.275	LL	+	1.4025	Eyn	+	0.42	Ex	+	0.42	Ez
FV۲۲	1.05	DL	+	1.275	LL	+	1.4025	Eyn	-	0.42	Ex	+	0.42	Ez
FV۲۳	1.05	DL	+	1.275	LL	-	1.4025	Eyn	+	0.42	Ex	+	0.42	Ez
FV۲۴	1.05	DL	+	1.275	LL	-	1.4025	Eyn	-	0.42	Ex	+	0.42	Ez
FV۲۵	0.9	DL	+	1.43	Ex	+	0.43	Ey	+	0.43	Ez			
FV۲۶	0.9	DL	+	1.43	Ex	-	0.43	Ey	+	0.43	Ez			
FV۲۷	0.9	DL	-	1.43	Ex	+	0.43	Ey	+	0.43	Ez			
FV۲۸	0.9	DL	-	1.43	Ex	-	0.43	Ey	+	0.43	Ez			
FV۲۹	0.9	DL	+	1.43	Ey	+	0.43	Ex	+	0.43	Ez			
FV۳۰	0.9	DL	+	1.43	Ey	-	0.43	Ex	+	0.43	Ez			

در منظور نمودن اثر  
از صفر در نظر گرفت  
نظر گرفتن Ez با علامت

FVr1	0.9	DL	+	1.43	Ey	+	0.43	Ex	+	0.43	Ez		
FVr+	0.9	DL	+	1.43	Ey	-	0.43	Ex	+	0.43	Ez		
FVr1	0.9	DL	-	1.43	Ey	+	0.43	Ex	+	0.43	Ez		
FVrr	0.9	DL	-	1.43	Ey	-	0.43	Ex	+	0.43	Ez		
FVrr	0.9	DL	+	1.43	Exp	+	0.43	Ey	+	0.43	Ez		
FVrr	0.9	DL	+	1.43	Exp	-	0.43	Ey	+	0.43	Ez		
FVrδ	0.9	DL	-	1.43	Exp	+	0.43	Ey	+	0.43	Ez		
FVrρ	0.9	DL	-	1.43	Exp	-	0.43	Ey	+	0.43	Ez		
FVrv	0.9	DL	+	1.43	Exn	+	0.43	Ey	+	0.43	Ez		
FVrA	0.9	DL	+	1.43	Exn	-	0.43	Ey	+	0.43	Ez		
FVr1	0.9	DL	-	1.43	Exn	+	0.43	Ey	+	0.43	Ez		
FVr+	0.9	DL	-	1.43	Exn	-	0.43	Ey	+	0.43	Ez		
FVr1	0.9	DL	+	1.43	Eyp	+	0.43	Ex	+	0.43	Ez		
FVrr	0.9	DL	+	1.43	Eyp	-	0.43	Ex	+	0.43	Ez		
FVrr	0.9	DL	-	1.43	Eyp	+	0.43	Ex	+	0.43	Ez		
FVrr	0.9	DL	-	1.43	Eyp	-	0.43	Ex	+	0.43	Ez		
FVrδ	0.9	DL	+	1.43	Eyn	+	0.43	Ex	+	0.43	Ez		
FVrρ	0.9	DL	+	1.43	Eyn	-	0.43	Ex	+	0.43	Ez		
FVrv	0.9	DL	-	1.43	Eyn	+	0.43	Ex	+	0.43	Ez		
FVrA	0.9	DL	-	1.43	Eyn	-	0.43	Ex	+	0.43	Ez		
FVr1	1.05	DL	+	1.275	LL	+	1.4025	Ez	+	0.42	Ex	+	0.42 Ey
FVδ+	1.05	DL	+	1.275	LL	+	1.4025	Ez	+	0.42	Ex	-	0.42 Ey
FVδ1	1.05	DL	+	1.275	LL	+	1.4025	Ez	-	0.42	Ex	+	0.42 Ey
FVδr	1.05	DL	+	1.275	LL	+	1.4025	Ez	-	0.42	Ex	-	0.42 Ey
FVδr	0.9	DL	+	1.43	Ez	+	0.43	Ex	+	0.43	Ey		
FVδr	0.9	DL	+	1.43	Ez	+	0.43	Ex	-	0.43	Ey		
FVδδ	0.9	DL	+	1.43	Ez	-	0.43	Ex	+	0.43	Ey		
FVδρ	0.9	DL	+	1.43	Ez	-	0.43	Ex	-	0.43	Ey		

## 6- محدودیت های تیر های بتنی

محدودیت های هندسی زیر باید در اعضای با شکل پذیری متوسط رعایت شود:

- ارتفاع موثر مقطع تیر نباید از یک چهارم طول دهانه آزاد تیر بیشتر باشد.
- عرض مقطع تیر نباید در شکل پذیری متوسط از یک چهارم ارتفاع تیر کمتر باشد.
- عرض مقطع تیر نباید از بعد ستون به اضافه یک چهارم بعد دیگر ستون بیشتر باشد.
- عرض مقطع تیر نباید از بعد ستون به اضافه سه چهارم ارتفاع تیر در هر طرف ستون بیشتر باشد.
- عرض مقطع تیر باید از 25 میلیمتر بیشتر باشد.

## ضوابط طراحی در برابر حریق

محدودیت هایی برای ابعاد تیر ها و حداقل پوشش بتن عضو در فصل 19 مبحث 9 ارائه شده که باید این محدودیت ها در تعیین ابعاد مقطع در نظر گرفته شود.



## محدودیت های آرماتورهای خمشی

محدودیت های زیر باید برای نسبت آرماتور خمشی تیر ها (  $\rho = A_s / bd$  ) رعایت شود.

$$\rho_{\min} = \max \left( \frac{14.1}{f_y}, \frac{0.25 \sqrt{f_c}}{f_y} \right)$$

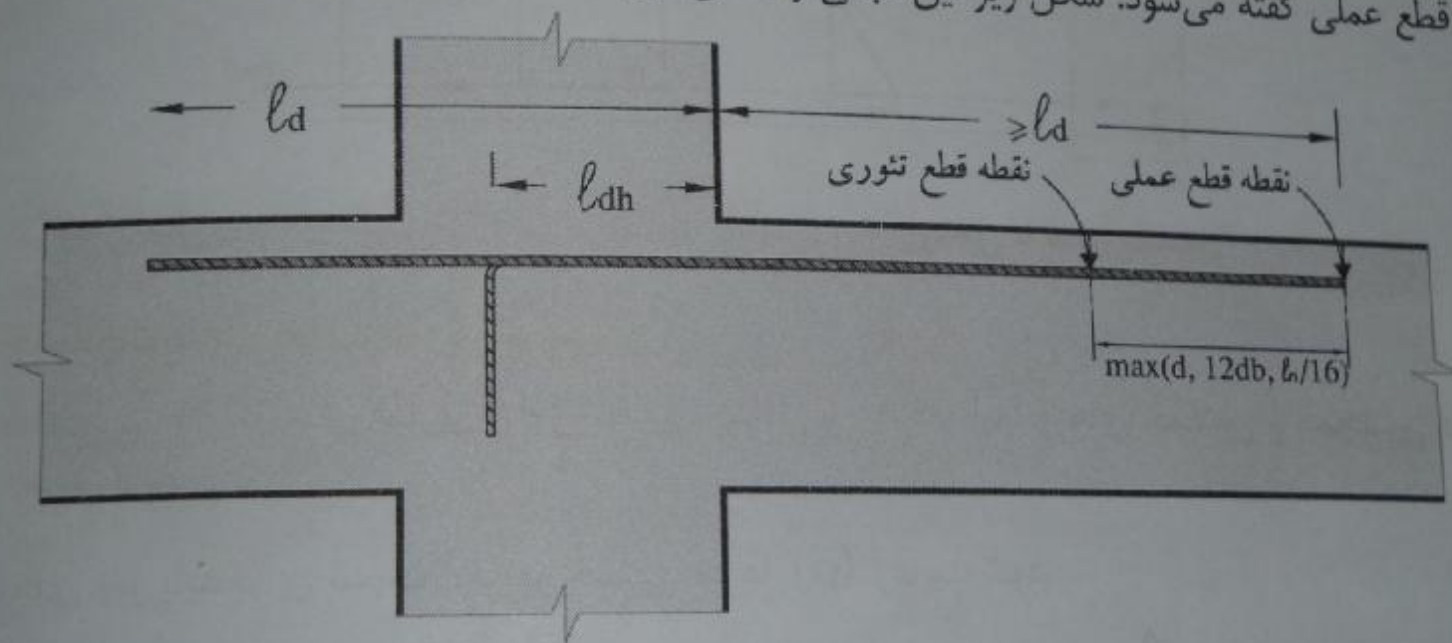
$$\rho_{\max} = 0.025$$

در ضوابط شکل پذیری متوسط علاوه بر معیار های بالا ضوابط ذیل نیز رعایت گردد:

- 1- باید حداقل دو آرماتور با شماره 12 و یا بزرگتر در بالا و پائین تیر قرار داده شود.
- 2- در تکیه گاه های عضو خمشی و نقاطی که امکان ایجاد مفصل پلاستیک وجود دارد در شکل پذیری متوسط مقاومت خمشی مثبت نباید از نصف مقاومت خمشی منفی کمتر باشد.
- 3- در عضو خمشی در شکل پذیری متوسط حداقل یک پنجم آرماتور کششی موجود در تکیه گاه ها در سراسر طول تیر در بالا و پائین ادامه داده شود.

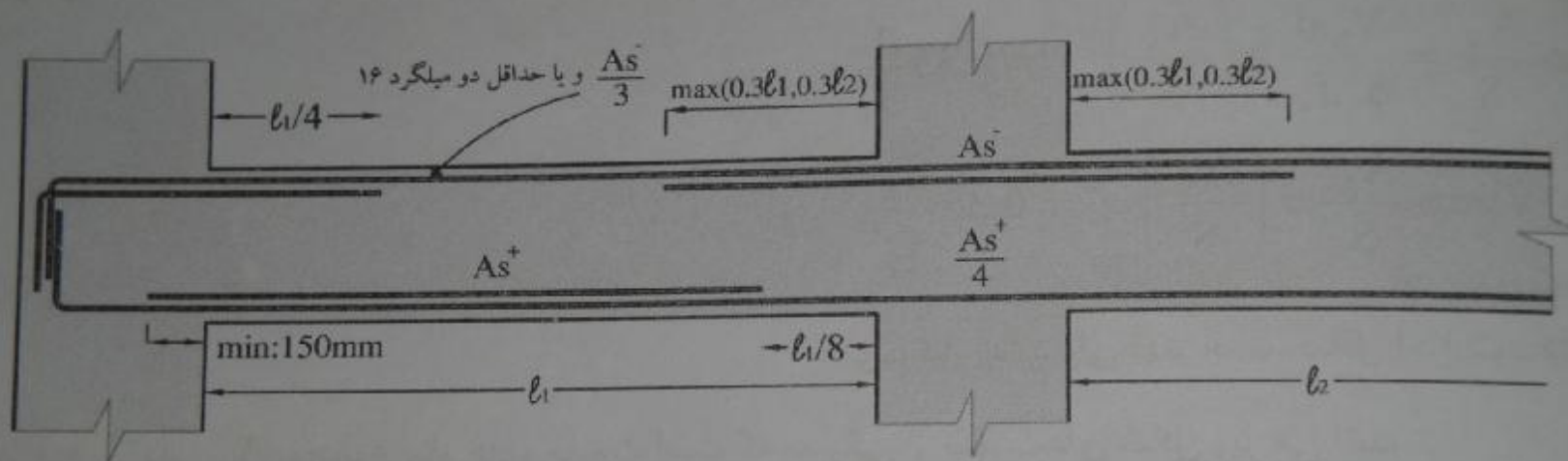
## ضوابط قطع آرماتورهای خمشی

تورهای خمشی حداقل در برابر بارهای وارده در هر محلی که نیاز نباشد به کشش در پروژه‌های بزرگ غیراقتصادی بوده و حجم آرماتور مصرفی زیاد می‌شود. جهت کاهش میلگرد مصرفی در پروژه می‌توان آرماتورهای خمشی بالا و پایین مقطع تیر را در هر محلی که نیاز نیست به کاهش میلگرد مصرفی در پروژه می‌توان آرماتورهای خمشی را اجرا نمود. به این محل قطع، نقطه قطع تئوری گفته می‌شود و به مقدار حداقل توصیه شده در آیین‌نامه، آرماتور خمشی را اجرا نمود. به این محل قطع، نقطه قطع تئوری گفته می‌شود و به مقدار حداقل توصیه شده در آیین‌نامه، آرماتور خمشی را اجرا نمود. به این محل قطع، نقطه قطع تئوری گفته می‌شود و به مقدار حداقل توصیه شده در آیین‌نامه، آرماتور خمشی را اجرا نمود.

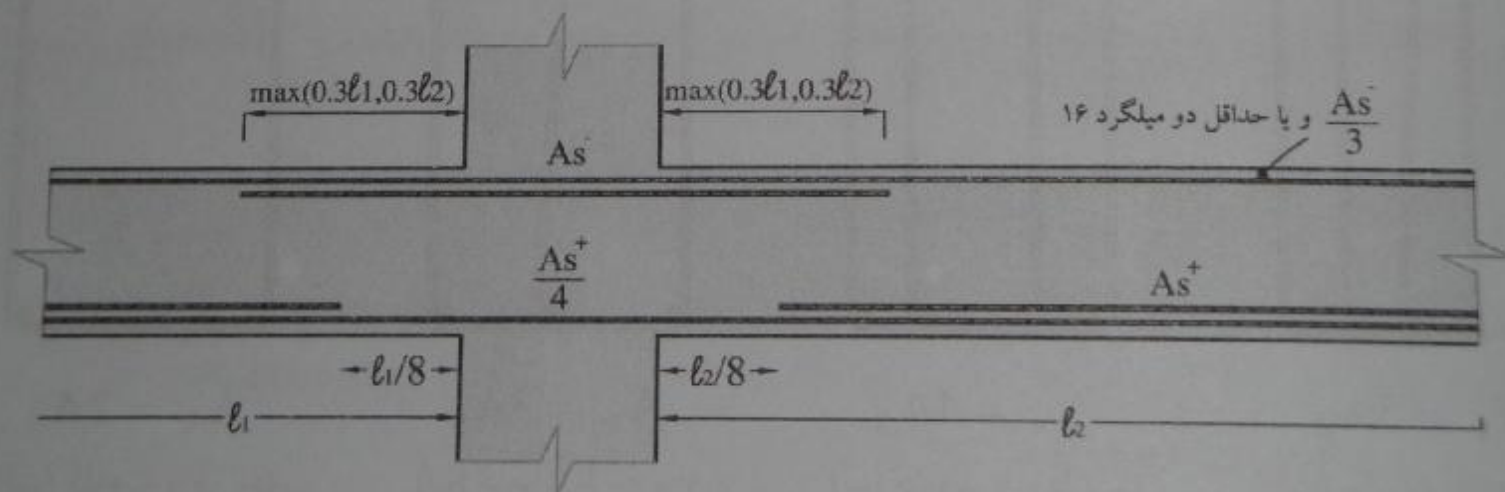


شکل (۷-۲) نقطه قطع تئوری و نقطه قطع عملی آرماتورهای خمشی

بر وقت گیر بودن استفاده از قوانین آیین‌نامه برای قطع میلگردها، در برخی کتب و مراجع طراحی ساختمان‌های ی برای قطع میلگردهای خمشی، تیرها پیشنهاد شده است. این جزئیات باید با احتیاط و با در نظر گرفتن شرایط



شکل (۸-۲) روش ساده قطع آرماتور برای دهانه کناری تیرهای سراسری



شکل (۹-۲) روش ساده قطع آرماتور برای دهانه میانی تیرهای سراسری

## محاسبه آرماتورهای برشی تیرها

علاوه بر روابط ارائه شده در آیین نامه جهت طراحی تیرهای بتن آرمه برای برش رعایت ضوابط اضافی جهت تامین شکل پذیری الزامی می باشد.

**ضوابط زیر باید در اعضای با شکل پذیری متوسط رعایت شود:**

• نیروی برشی به دست آمده از تحلیل سازه تحت اثر ترکیب بارهای ضریب دار با فرض دو برابر کردن نیروی زلزله اعمال گردد.

• در اعضای خمشی در طول قسمت های بحرانی مطرح شده در آیین نامه فاصله خاموت ها نباید کمتر از مقدار بدست آمده از روابط زیر باشد.

$$S \leq \min (0.25 d , 8db , 24ds , 300 \text{ mm})$$

در رابطه بالا db قطر کوچکترین میلگرد طولی و ds قطر میلگرد خاموت می باشد

قطر خاموت در این نامه کمتر از 6 میلیمتر نباشد و فاصله اولین خاموت از بر تکیه گاه از 50 میلیمتر بیشتر نشود. در قسمت هائی از تیر که مطابق بند فوق آرماتور گذاری نمی شود، فاصله خاموت ها از یکدیگر نباید بیش از نصف ارتفاع مقطع باشد.

## طول قسمت بمرانی عبارت است از:

- 1- در طولی معادل 2 برابر ارتفاع از بر تکیه گاه به سمت وسط دهانه.
- 2- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع در هر دو سمت مقطعی که در آن امکان ایجاد مفصل پلاستیک وجود دارد.
- 3- در طولی که در آن برای تامین ظرفیت خمشی به آرماتور فشاری نیاز است.

## مقدار خاموت حداقل مطابق ضوابط مبحث 9 برابر با رابطه زیر می باشد:

$$\left(\frac{A_v}{S}\right) \geq 0.35 \frac{b_w}{f_y}$$

حداقل قطر خاموت ها 0.33 برابر بزرگترین قطر میلگرد طولی با  
قطر حداکثر 30 mm

## محاسبه آرماتورهای پیچشی تیر ها

۹-۱۲-۷-۱- در صورتی که لنگر پیچشی نهایی  $T_u$  از مقدار  $0.25T_{cr}$  کمتر باشد، طراحی برای پیچش ضرورتی ندارد. مقدار  $T_{cr}$  را می توان از رابطه زیر بدست آورد:  
(۹-۱۲-۱۶)

$$T_{cr} = 2\left(\frac{A_c^2}{P_c}\right)v_c$$

۹-۱۲-۷-۲- در مقاطع تحت اثر پیچش، در مواردی که طراحی برای پیچش لازم باشد، کنترل حالت حدی مقاوم نهایی باید براساس رابطه زیر صورت گیرد:  
(۹-۱۲-۱۶)

$$T_u \leq T_r$$

در این رابطه  $T_u$  لنگر پیچشی نهایی در مقطع مورد نظر است که از طراحی سازه زیر اثر بارهای نهایی طرح به دست می‌آید و  $T_r$  لنگر پیچشی مقاوم نهایی است که با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌شود:  
(۹-۱۲-۱۷)

$$T_r = T_s$$

در این رابطه  $T_s$  لنگر پیچشی مقاوم نهایی تامین شده توسط خاموت‌های بسته پیچشی است. بدین منظور، باید فولادهای طولی پیچشی مطابق بند ۹-۱۲-۸-۲ نیز جداگانه طراحی گردد. در این مبحث از کمک بتن برای تامین مقاومت پیچشی، به علت ترک‌خوردگی، صرف‌نظر شده است. مقدار  $T_s$  براساس ضوابط قسمت‌های ۹-۱۲ تا ۹-۱۲-۱۰ محاسبه می‌شود.

۹-۱۲-۸- لنگر پیچشی مقاوم نهایی تامین شده توسط آرماتورهای پیچشی

۹-۱۲-۸-۱- آرماتورهای پیچشی مورد نیاز برای تامین لنگر پیچشی در یک قطعه شامل خاموت‌های قائم بسته یا ماریج و آرماتور طولی که به طور یکنواخت در اطراف مقطع بخش می‌شود، می‌باشند.



در نهایت روابط ساده شده زیر جهت آرماتور پیچشی حاصل می گردد.

$$T_s = 2 \times \Phi_s \times 0.85 \times A_{oh} \times \frac{f_y}{s} \times A_t$$

$A_t$  مساحت یک ساق خاموت پیچشی و  $A_{oh}$  سطح و  $P_h$  محیط

$$A_t = \frac{A_t}{s} \times P_h$$

محصور خاموت پیچشی می باشد.

**در طراحی پیچشی تیر ها رعایت نکات زیر ضروری می باشد:**

- 1- آرماتور های عرضی پیچشی باید از نوع خاموت بسته و عمود بر محور عضو باشد.
- 2- مقاومت پیچشی آرماتور ها از 400 مگاپاسکال بیشتر نباشد.
- 3- در هر گوشه خاموت های بسته پیچشی باید حداقل یک میلگرد طولی به قطر معادل  $S/16$  یا بیشتر قرار داده شود.
- 4- حداکثر فاصله آرماتور های پیچشی 300 میلیمتر و  $P_h/8$  باشد.
- 5- فاصله بین میلگرد های طولی پیچشی نباید از 300 میلیمتر بیشتر باشد.

در اعضای تحت اثر توام برش و پیچش، باید آرماتورهای عرضی یک بار برای برش و بار دیگر برای پیچش طرح شوند و سپس با هم جمع شوند حداقل آرماتور برشی و پیچشی از رابطه زیر کنترل می گردد.

$$A_{sv} + 2A_t = 0.35 \frac{b_w S}{f_{yv}}$$

ابعاد مقطع تحت اثر برش و پیچش باید به نحوی انتخاب شود که دو رابطه زیر را ارضا نماید.

۹-۱۲-۱۰-۷- حداکثر تنش در مقاطع قوطی شکل

(۹-۱۲-۲۱)

$$\frac{V_u}{b_w d} + \frac{T_u P_h}{1.7 A_{oh}^2} \leq 0.25 \Phi c f_c$$

۹-۱۲-۱۰-۸- حداکثر تنش در مقاطع توپر

(۹-۱۲-۲۲)

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq 0.25 \Phi c f_c$$

## 7- طراحی ستون های بتنی

ستونهای بتنی تحت اثر توام فشار و لنگر خمشی قرار دارند که برای طراحی یا کنترل آرماتورهای طولی ستون بتنی از نمودار اندرکنش لنگر و نیروی محوری استفاده می شود. نمودار اندرکنش ستون بتنی با فرض کرنش خطی و حداکثر کرنش بتن برابر **0.0035** ایجاد می گردد.

### محدودیت های ابعاد ستون

**الف- کنترل آرماتور ستون:** ابعاد ستون به گونه ای باشد که مقدار آرماتور ستون (خمشی و برشی) از مقادیر مجاز تجاوز نکند.

**ب- کنترل جابجائی سازه:** یکی از مهمترین معیارها برای انتخاب ابعاد مقطع، کنترل جابجائی نسبی سازه است با افزایش ابعاد مقاطع، سختی کل سازه افزایش پیدا کرده و تغییر مکان های جانبی محدود می گردد.

**پ- ضوابط شکل پذیری متوسط:** با توجه به این ضوابط عرض مقطع نباید کمتر از **0.3** بعد دیگر آن و کمتر از **250** میلیمتر باشد. همچنین نسبت طول آزاد ستون به عرض مقطع آن نباید از **25** بیشتر باشد.

ث - ضوابط طراحی در برابر حریق: محدودیت های ارائه شده جهت برای ابعاد ستون و حداقل پوشش ها می بایستی مطابق با ضوابط فصل 19 مبحث 9 تعیین گردد.

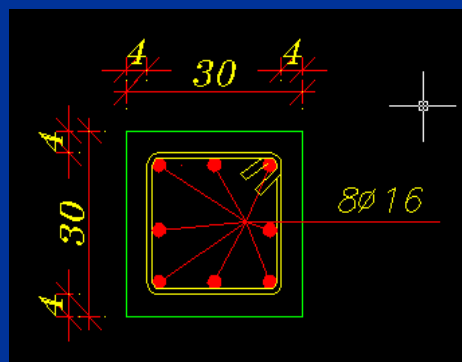
### لاغری در اعضای فشاری

حداکثر لاغری در اعضای فشاری برابر 200 می باشد و در قطعاتی که لاغری از 100 بیشتر است باید براساس تحلیل های دقیق تر اثر لاغری اعمال گردد برای رعایت ضوابط حریق لاغری ستون ها به عدد 50 محدود می گردد. (برای ساختمان های 6 تا 10 طبقه)

### تذکر :

نرم افزار **Etabs** قابلیت انجام تحلیل  $P-\Delta$  را دارا می باشد لذا اثر لاغری و روابط تشدید لنگر با توجه به انجام این تحلیل صورت می پذیرد.

محدودیت های آرماتور طولی ستون ها



$$\longrightarrow p = A_s / b h$$

در ستون ها نسبت آرماتور طولی نباید کمتر از 1% و بیشتر از 6% باشد که این محدودیت در محل  
وصله ها نیز رعایت شود. بنابراین اگر تمام وصله ها در یک محل انجام شود حداکثر آرماتور طولی  
به 3% محدود می شود. در صورت استفاده از فولاد S400 حداکثر آرماتور طولی در محل خارج  
از وصله ها به 4/5% درصد محدود می گردد.

• طبق ضوابط مریق مبمٹ ٹھم، درصد فولاد ها (غیر از محل وصله ها) در ساقتمان های  
با مدت زمان مقاوم در برابر مریق 90 دقیقه یا بیشتر (6 طبقه به بالا) به 2 درصد ممدود  
می گردد.

• فاصله ممور تا ممور میلگرد های طولی از 200 میلیمتر بیشتر نباشد.

• فاصله آزاد بین هر دو میلگرد طولی در اعضای فشاری از 1/5 برابر قطر بزرگترین آرماتور  
و 40 میلیمتر کمتر نباشد.

## محاسبه آرماتور برشی ستون ها

روابط محاسبه آرماتور برشی ستون ها همانند تیر ها می باشد با این تفاوت که به علت وجود مقاومت فشاری بتن ناشی از نیروی محوری روابط با نیروی محوری مورد استفاده قرار می گیرد. مطابق مبحث 9 مقررات ملی فاصله آرماتور های برشی علاوه بر رابطه ذکر شده برای تیر ها برای

موارد زیر نیز کنترل می گردد.  $S \leq \min (b_{\min}, 12db, 36ds, 250 \text{ mm})$

در رابطه بالا db قطر کوچکترین میلگرد طولی و ds قطر میلگرد فاموت می باشد و b بعد کوچک ستون می باشد.

میلگرد های برشی ستون ها به صورت فاموت های بسته و یا مارپیچ اجرا می گردد و آرایش آن ها جهت مهار میلگرد های طولی باید بگونه ای باشد که ضوابط زیر را ارضا نماید:

- هر میلگردی که در گوشه های عضو قرار دارد.
- هر میلگرد غیر گوشه ای به صورت یک در میان.
- هر میلگردی که فاصله آزاد آن تا میلگرد نگهداری شده مجاور بیش از 150 میلیمتر است.



## ضوابط شکل پذیری متوسط در ستون ها

در دو انتهای ستون ها به طول ناحیه بحرانی (  $L \bullet$  ) باید آرماتور گذاری عرضی از نوع خاموت قرار داده شود مگر آنکه طراحی برای برش آرماتور بیشتری را ایجاب کند . طول ناحیه بحرانی از رابطه زیر تعیین می شود:

$$L \bullet \geq \max (b_{\max} , L/6 , 450 \text{ mm})$$

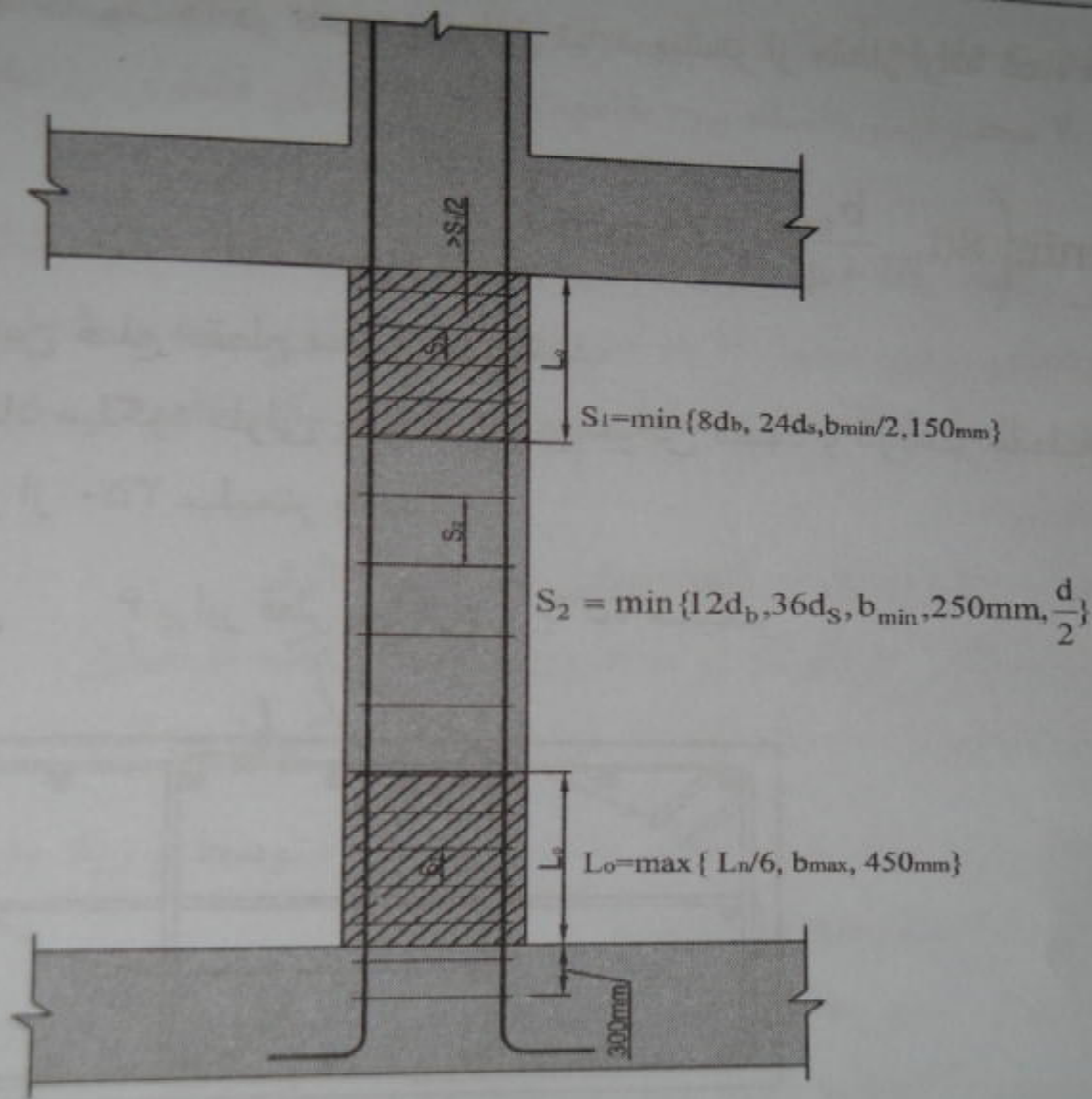
در رابطه بالا  $L$  ارتفاع آزاد ستون و  $b_{\max}$  بزرگترین بعد مقطع ستون می باشد.

قطر خاموت در نامیه بمرانی حداقل 8 میلیمتر و فاصله خاموت ها در نامیه بمرانی نباید از مقادیر زیر تجاوز نماید.

$$S \leq \min (0.5 b_{\min} , 8d_b , 24d_s , 150 \text{ mm})$$

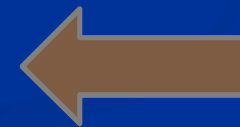
فاصله اولین خاموت از بر تکیه گاه باید از نصف مقادیر رابطه بالا کمتر در نظر گرفته شود و در قسمت های خارج از نامیه بمرانی ، ضوابط میلگرد گذاری عرضی مشابه ضوابط در ستون های عادی است .

در محل اتصال ستون به شالوده ، آرماتور های طولی ستون که به داخل شالوده برده شده است باید در طولی حداقل برابر 300 میلیمتر با آرماتور عرضی تقویت گردد.



(الف) ستون با شکل پذیری متوسط

ضوابط فاموت گذاری ستون  
های با شکل پذیری متوسط :



## 8- طراحی دیوار های برشی

تهیه کننده : مهدی رحیمی

یادآوری: انواع رفتار های موضوعات صفحه ای

- رفتار غشائی (**Membrane**): اگر تمامی نیرو های وارده بر موضوع صفحه ای در صفحه باشد، رفتار را تنش در صفحه یا غشائی گویند مانند رفتار دیوار برشی در قاب دو بعدی.
- رفتار خمشی (**Plate**): اگر تمامی نیرو های وارده بر موضوع صفحه ای عمود بر صفحه باشد، رفتار را کرنش در صفحه یا خمشی گویند مانند دال ها.
- رفتار پوسته ای (**Shell**): اگر نیرو های وارده بر موضوع صفحه ای هم در صفحه و هم عمود بر صفحه عضو باشد، رفتار را پوسته ای می گویند که به نوعی ترکیبی از دو حالت غشائی و خمشی است مانند گنبد ها و یا دیوار برشی در قاب سه بعدی .

در برنامه Etabs فرمول بندی صفحات ضمیمه (**Thick Plate**) برای تخمین شکل های برشی با استفاده از تئوری میندلن-رینر انجام می شود. اگر کاربر در زمان مدل سازی صفحات ضمیمه، نظیر پی های گسترده این قابلیت را فعال نماید، اثر تخمین شکل های برشی خارج از صفحه در نظر گرفته می شود.

## تذکر :

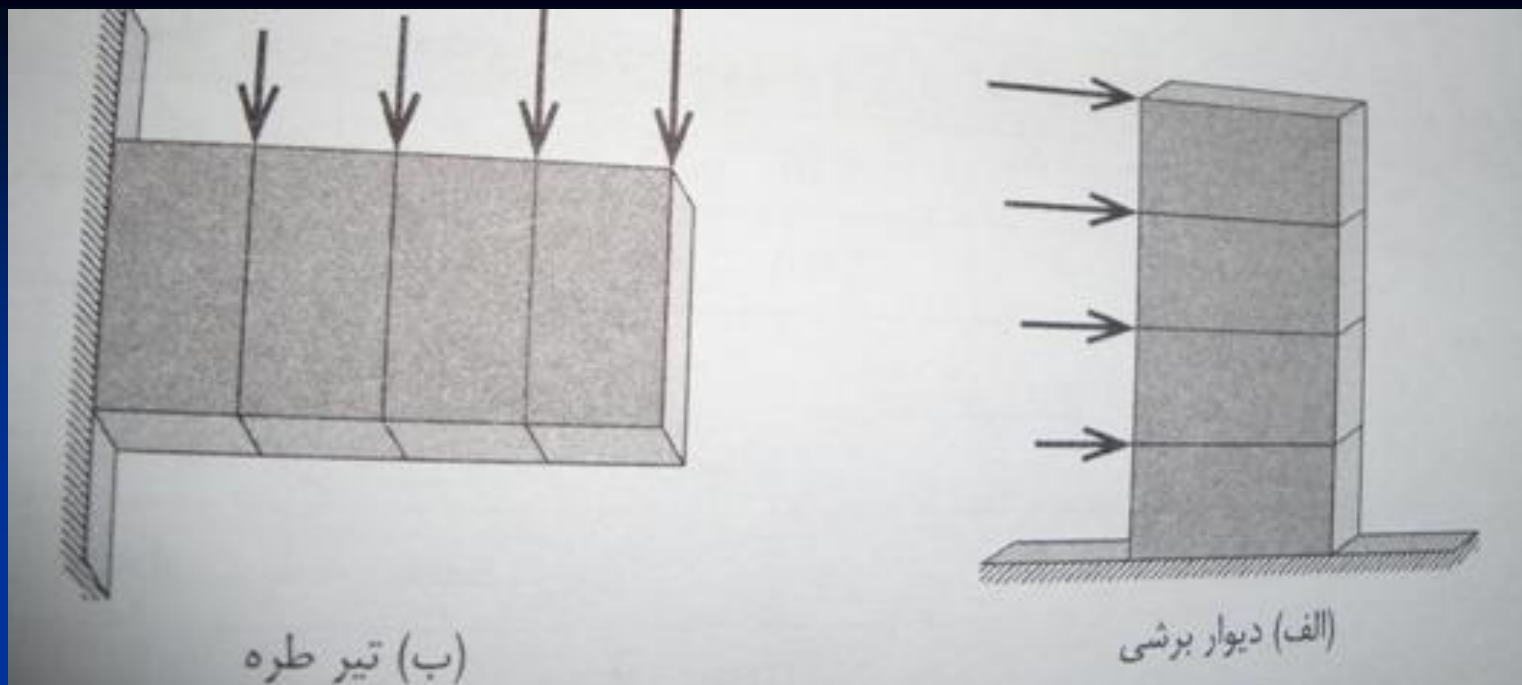
در صفحات نازک میزان این تغییر شکل کم است و توصیه اکید می شود که جهت جلوگیری از ایجاد اختلال در الگوریتم های برنامه ، در صفحات نازک (Thin Plate) گزینه مورد نظر فعال نگردد.

### انواع دیوار های برشی

دیوار های برشی از نظر نسبت ارتفاع به طول و از نظر شکل به دو دسته زیر تقسیم می گردند:

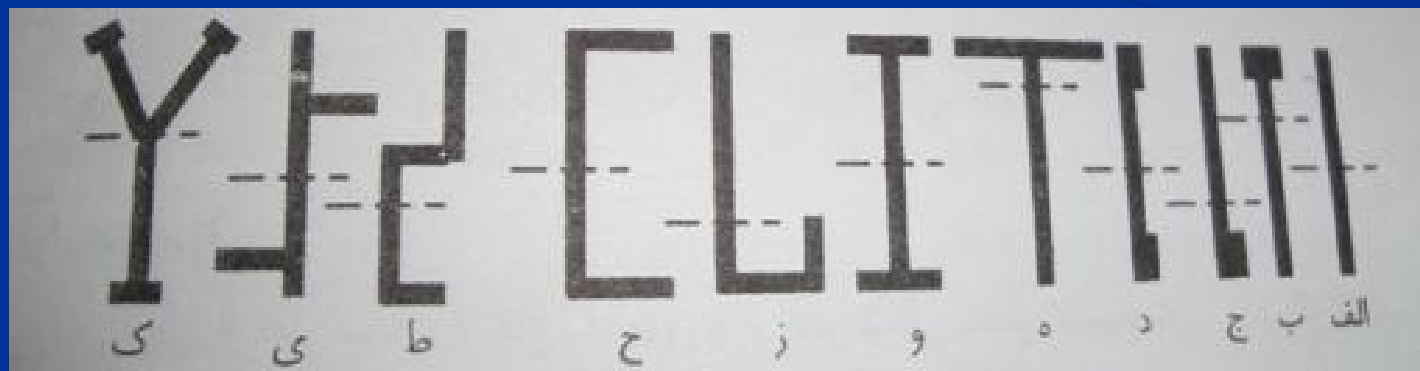
**1- دیوار برشی کوتاه:** در این دیوار ها نسبت  $L/h < 2-3$  و اینگونه دیوار ها در برابر خمش مقاومت بیشتری دارند. ولی در برابر برش از مقاومت کمی برخوردار هستند و لذا در این دیوار ها رفتار برشی حاکم است. توصیه شده است که در این دیوار ها فولاد گذاری تا حد امکان یکنواخت باشد و به سمت لبه قائم تمرکز بیشتری داشته باشد.

**2- دیوار برشی بلند:** در این دیوار ها نسبت  $L/h > 3$  به اینگونه دیوار ها، دیوار برشی بلند (طره ای) می گویند. رفتار این دیوار های برشی بر خلاف نامشان اغلب خمشی است. رفتار این دیوار ها را می توان به رفتار یک تیر طره تشبیه کرد.



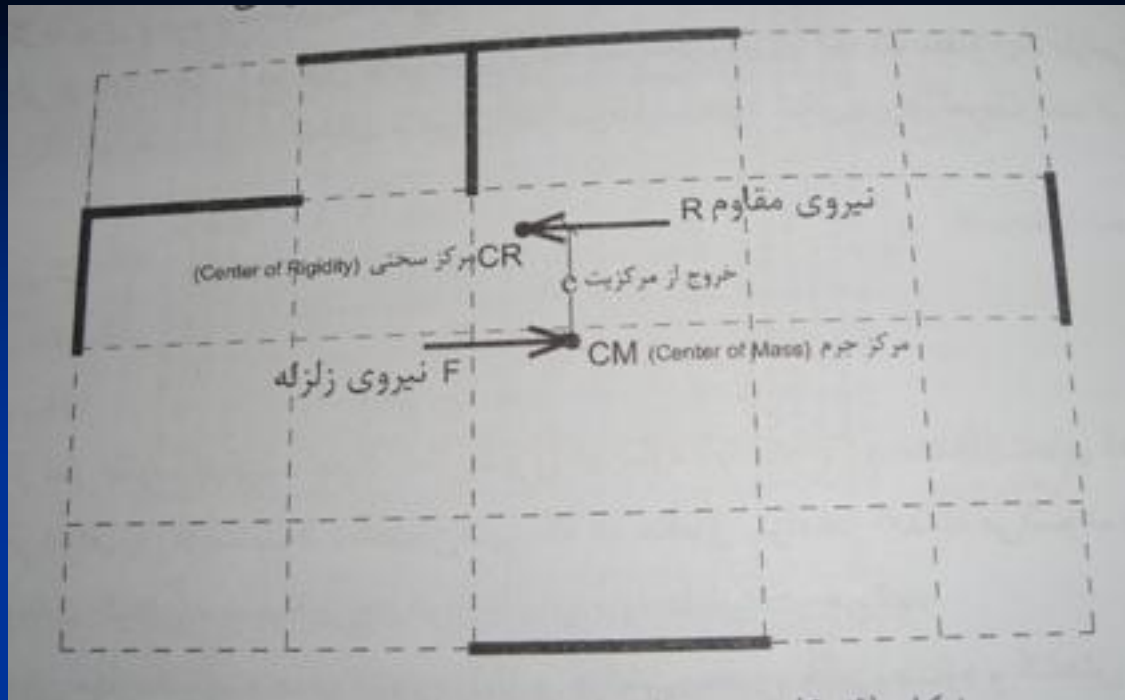
### شبیه سازی رفتار دیوار برشی با تیر طره (کنسول)

دیوار های برشی به صورت دو بعدی (تیغه ای) و یا سه بعدی اجرا می شوند. دیوار هائی که در دو انتهای خود دارای بال هستند از پایداری و شکل پذیری بیشتری در مقایسه با دیوار های بدون بال برخوردار می باشند.



## موقعیت دیوار برشی

علاوه بر اینکه در پلان باید مرکز جرم و سختی تا حد امکان به هم نزدیک باشند، باید چیدمان دیوارها در پلان ساختمان به نحوی باشد که در برابر حرکات پیچشی زمین نیز مقاوم باشد.

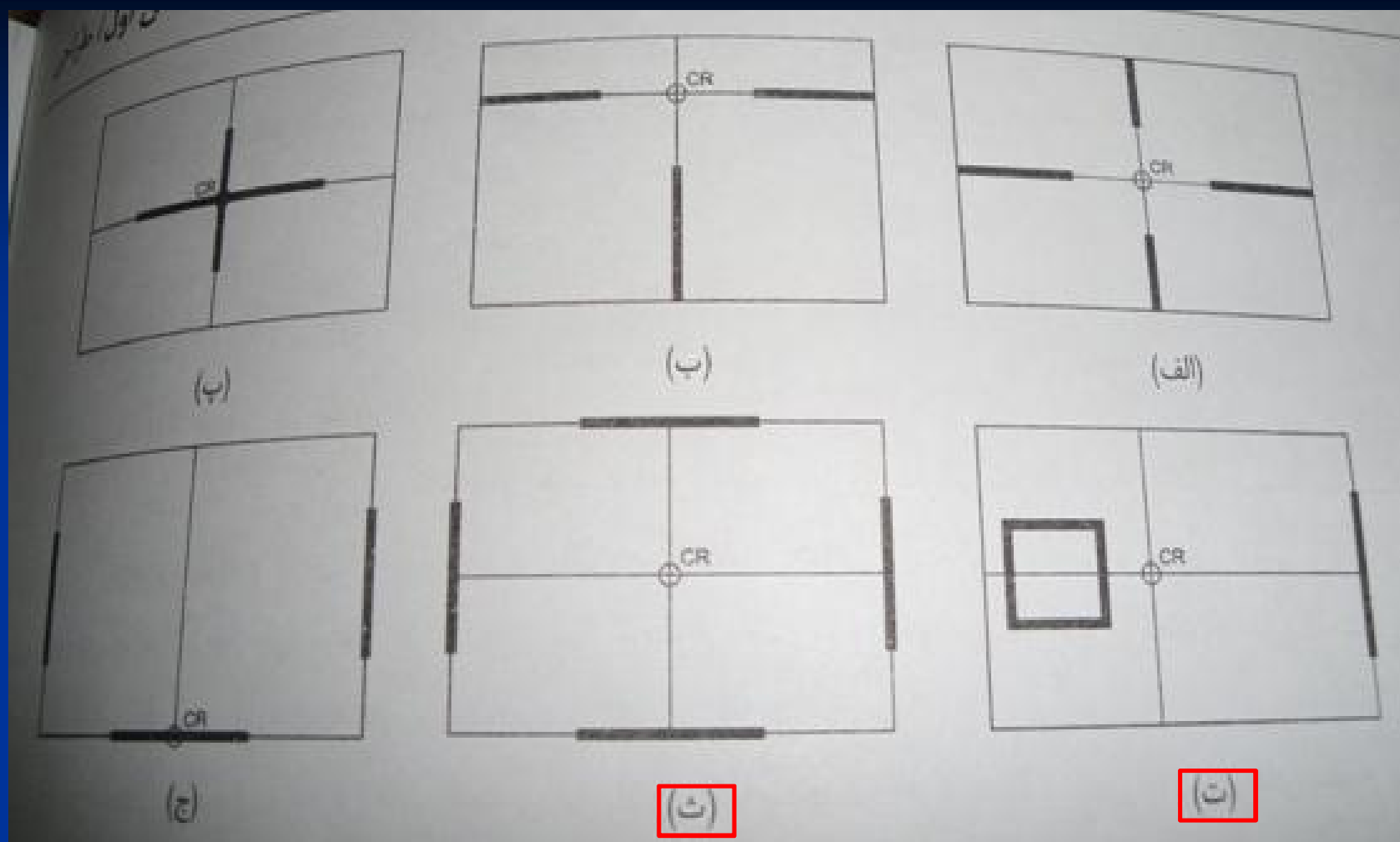


در شکل های الف و ب و پ به علت همگرا بودن همه دیوارهای برشی در پلان، در برابر عواملی همانند حرکت پیچشی زمین مقاومت پندانی ندارند هر چند در برقی از آن ها مانند شکل الف و پ مرکز سختی بر مرکز جرم منطبق است. اگر همه سیستم های مقاوم جانبی در پلان همگرا باشند، ساختمان را ناپایدار

### پیچشی می گویند

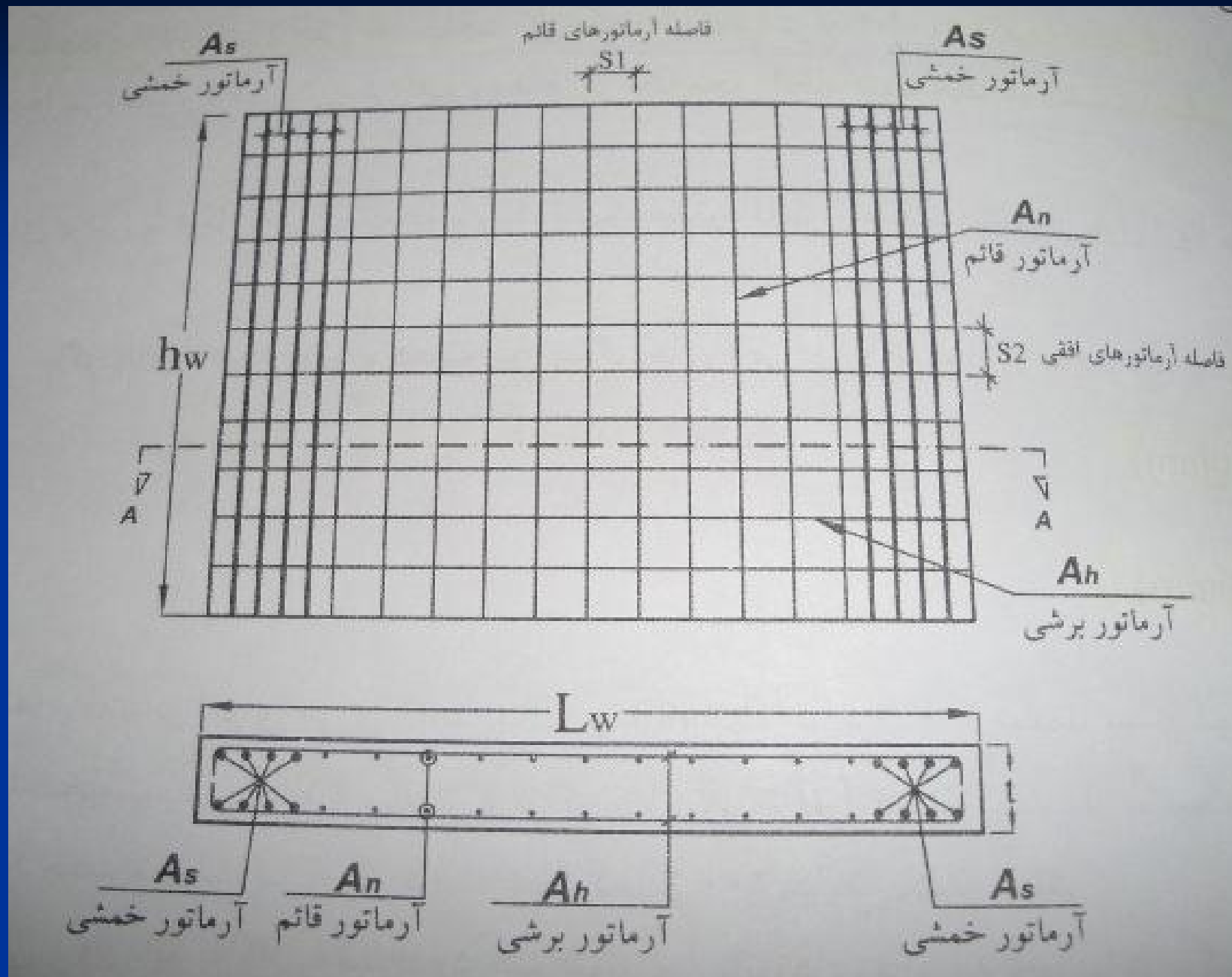
در شکل های ت و ث و ج به علت قرار گیری دیوارهای برشی در اطراف ساختمان و همگرا نبودن آن ها، در برابر حرکات پیچشی زمین مقاومت فوبی دارند.





چیدمان دیوار ها در دو شکل ت و ث به سبب نزدیک بودن مرکز سفتی و مرکز جرم و مقاومت  
پیشگی بالا، مناسبترین چیدمان می باشد.

## آرماتورهای قائم و افقی دیوار برشی



## ضوابط مربوط به آرماتورهای قائم و افقی دیوار برشی

$$\rho_n = \frac{A_n}{S_1 \times t}$$

$$\rho_h = \frac{A_h}{S_2 \times t}$$

در دیوارهای برشی، حداقل نسبت آرماتور قائم و افقی نباید از مقادیر زیر کمتر باشد.

$$\rho_h \geq 0.0025$$

$$\rho_n \geq \text{Max}(0.0025, 0.0025 + 0.5 \times (2.5 - \frac{h_w}{L_w}) \times (\rho_h - 0.0025))$$

بنابر این حداقل آرماتور قائم و افقی در دیوار 0.25% می باشد.

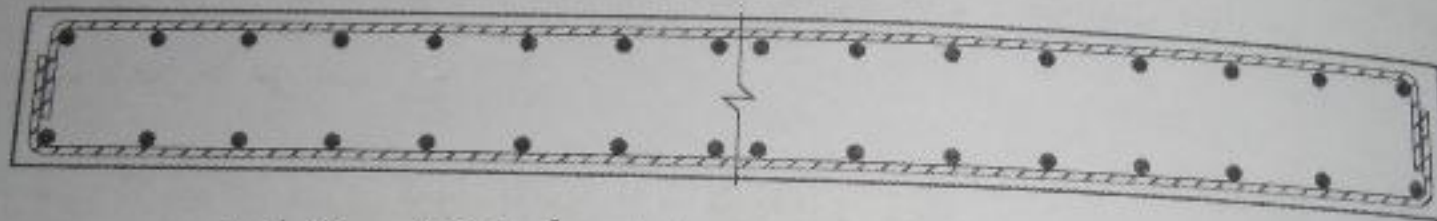
- نسبت مسامت آرماتور قائم و افقی به مسامت کل مقطع نباید بیشتر از 0.04 (4 درصد) اختیار شود. حال اگر کلیه وصله ها در یک محل انجام شود این نسبت به 2 درصد محدود می گردد.
- در دیوارهای برشی با شکل پذیری متوسط و زیاد، نسبت میلگرد قائم در هیچ نامیه ای از طول دیوار نباید از 4 درصد بیشتر باشد.

## فاصله میان آرماتورهای قائم و افقی دیوار برشی

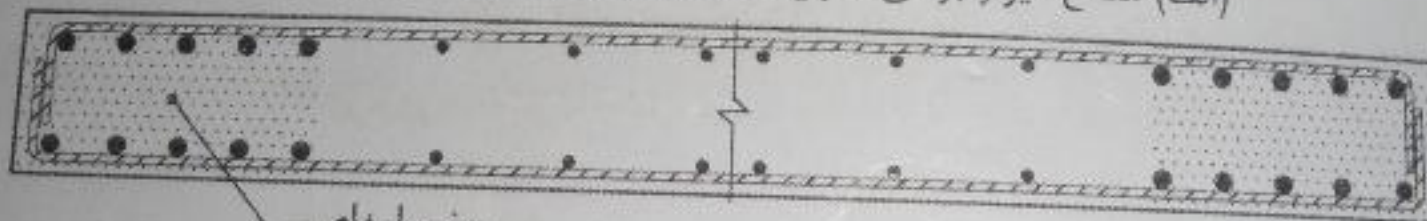
$$S1 \leq \min (3t , 0.33 Lw , 350 \text{ mm})$$

$$S2 \leq \min (3t , 0.20 Lw , 350 \text{ mm})$$

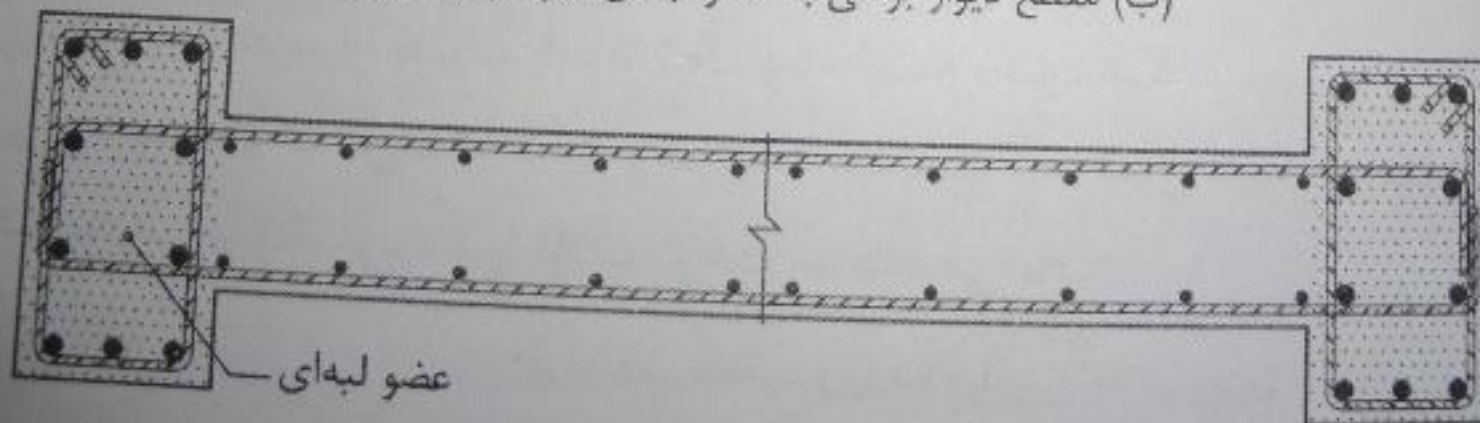
- فاصله میلگرد های قائم در اجزاء مرزی (Boundary Element) حداکثر 200 میلیمتر می باشد.
  - در دیوار های با ضخامت بیش از 250 میلیمتر، استفاده از دو شبکه میلگرد ضروری است.
  - پیشنهاد می شود جهت سهولت بتن ریزی فاصله میلگرد ها از 100 میلیمتر کمتر نباشد.
- رفتار مقطع دیوار برشی در خمش مشابه رفتار تیر ها می باشد، به این صورت که اگر آرماتور های خمشی دیوار در دو طرف مقطع به صورت متمرکز قرار داده شود، مقاومت خمشی مقطع افزایش می یابد. اگر آرماتور های قائم مقطع دیوار در دو طرف در ناحیه ای به صورت متمرکز قرار داده شود. به این ناحیه "عضو لبه ای" یا **Edge Member** گفته می شود.



(الف) مقطع دیوار برشی بدون عضو لبه‌ای و آرماتورگذاری یکنواخت



(ب) مقطع دیوار برشی با عضو لبه‌ای هم عرض دیوار



(پ) مقطع دیوار برشی با عضو لبه‌ای پهنتر از دیوار

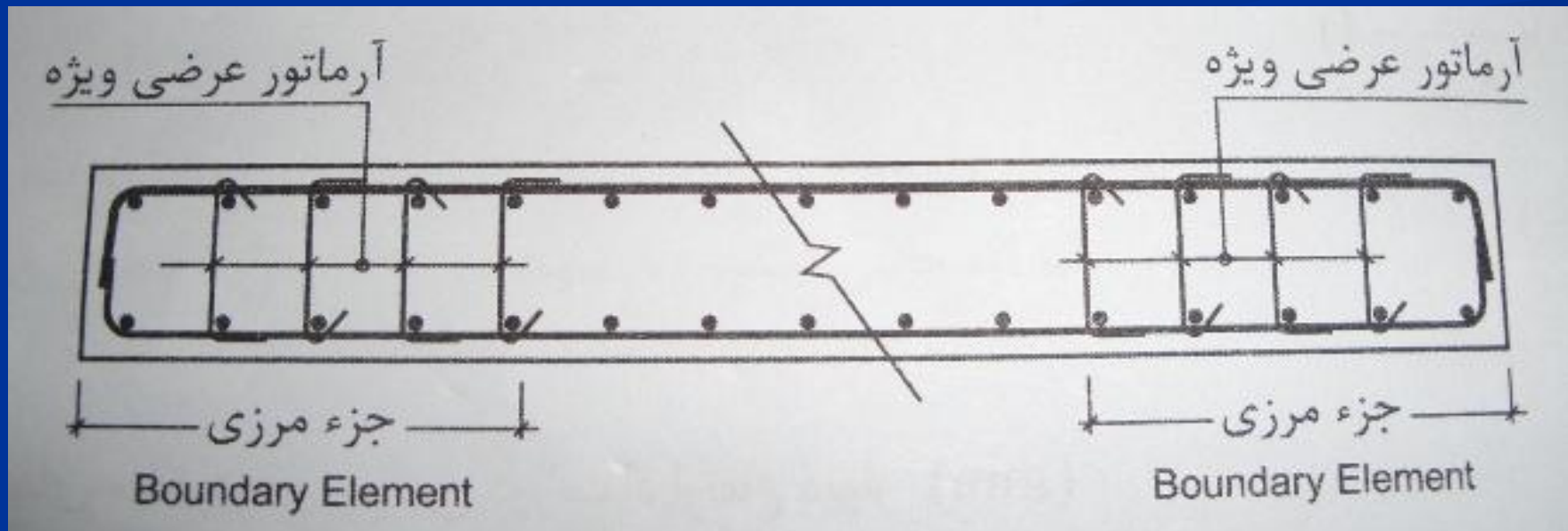
شکل (۷-۴) انواع مقطع دیوار برشی و کاربرد عضو لبه‌ای

## اجزا مرزی (Boundary Element) آرماتور گذاری عرضی ویژه

طبق مبحث 9 در نواحی که تنش فشاری (ناشی از بارهای قائم و خمشی در حالت نهائی) از  $0.2 f_c$  بیشتر گردد، باید آرماتور گذاری عرضی ویژه قرار داده شود که به این نواحی جزء مرزی گفته می شود. در قسمت هایی که تنش فشاری از  $0.15 f_c$  کمتر باشد می توان جزء عرضی را قطع کرد.

در شکل پذیری متوسط قطر فاموت در ناحیه مرزی حداقل 8 میلیمتر و فاصله سفره میلگرد های عرضی در ارتفاع دیوار نباید از مقادیر زیر تجاوز نماید.

$$S \leq \min (0.5t, 8db, 24ds, 150 \text{ mm})$$



## محدودیت ابعاد در دیوار ها

مطابق مبحث 9 ضخامت دیوار ها نباید از مقادیر زیر کمتر باشد:

الف -  $L_w/25$

ب -  $h_w/25$

پ - در دیوار هایی که به طور مستقیم با خاک در تماس نیستند، 150 میلیمتر.

ت - در دیوار های بیرونی زیرزمین یا سایر دیوارهایی که به طور مستقیم با خاک در تماس هستند، 200 میلیمتر.

- در دیوار های برشی با شکل پذیری متوسط و زیاد ، نباید ضخامت دیوار از 150 میلیمتر و عرض اجزای مرزی از 300 میلیمتر کمتر باشد . علت افزایش بعد در محل اجزای مرزی ، جلوگیری از کمانش دیوار و افزایش شکل پذیری دورانی است.