طراحی دالهای دوطرفه

طبق ACI دالها را میتوان بدوطریق طراحی نمود :

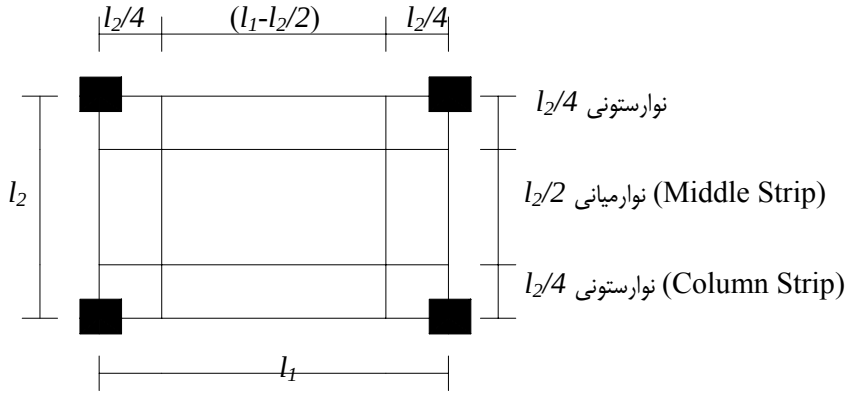
1 – Direct Design Method = روش طرح مستقیم
2 – Equivalent Frame Method = روش قاب معادل

روش طرح مستقیم ← نیمه تجربی است

روش قاب معادل ← زیربنایش آنالیز الاستیکی است

درهر دو روش هدف بدست آوردن ممانها وتوزیع آنها به قسمتهای مختلف دال میباشد.

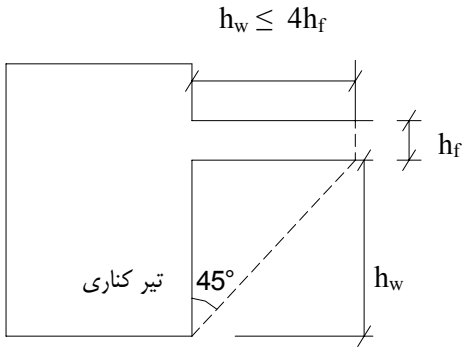
تقسیمات نوارهای ستونی و میانی :



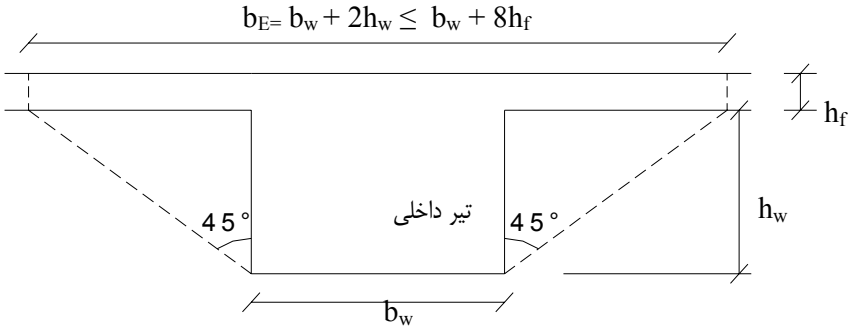
درهر دو روش هرپانل را به نوارهای ستونی و میانی تقسیم میکنیم(که ممکن است شامل تیرها نیز باشد).
ACI 13.2 هر عرض نوار ستونی درهر جهت پانل برابراست با 1/4 عرض پانل(l_1 وl_2 هرکدام که کوچکتراست) و نوارمیانی بین دو نوار ستونی قرار دارد(ACI 13.2) .

Read ACI 13.1

اگر تیرهایی درامتداد خط ستونها قرارگرفته باشد، چون تیر و دال بطوریکپارچه ساخته شده (monolithic) قسمت معینی از دال مثل با تیر عمل خواهد کرد. (ACI 13.2.4)



تیرموثرکناری Effective Beam(Exterior)



Effective Beam (Interior)

روش طرح مستقیم Direct Design Method (D.D.M) :

Read ACI 13.3

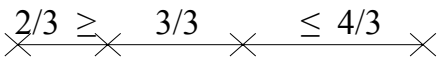
بااین روش طرح مستقیم نیم تجربی(Semi empirical) است و دارای محدودیتهای زیراست :

Limitations (محدودیتها) : ACI 13.6.1

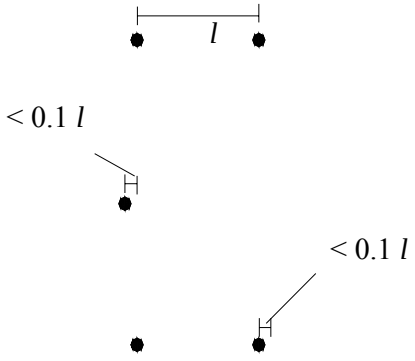
۱- حداقل دهانه های پیوسته درهرجهت باید سه عدد باشد.
(دلیل اصلی این محدودیت مقدارممانهای منفی است که برای تکیه گاه داخلی یک سازه دودهانه ای میتواند وجودداشته باشد. این روش بطورضمنی فرض میکند که دال در اولین قسمت ممان منفی نه میتواند چرخشی نداشته باشد ونه اینکه ناپیوسته(discontinuous) باشد).

۲- *باید* $(l/w)<2$ باشد، l,w = ازمرکزتامرکزتکیه گاه اندازه گیری میشوند. (l=long span,w=short span)

۳- تفاوت در اندازه های مجاور درهرجهت نباید بیش از $\frac{1}{3}$ دهانه درازتر باشد (چون ممکن است ممان منفی ای ایجاد شود درجائیکه میلگردها قطع شده اند).



۴- ستونها میتوانند درهرجهت، نسبت به محورردیف ستونهای متوالی، خروج ازردیفی برابر باحداکثر ۱۰٪ طول دهانه درهمان جهت داشته باشند.(ستونها میتوانند تا ۱۰٪ طول دهانه خارج ازخط باشند).



۵- کلیه بارها باید تنها دراثروزن(gravity) باشندودرهرپانل بطوریکنواخت پخش شده باشند.

$\frac{w_l}{w_d} \le 3 \leftarrow$ ACI 89

$\frac{w_l}{w_d} \le 2 \leftarrow$ ACI 95 & 99 شاید به دلیل حذف افزایش ممان+ در ACI 95 فرض شده است

برای بارهای باد و زلزله بایدframe analysis(آنالیز قاب) انجام داد.

۶- برای یک پانل که دارای تیرهای کناری(پیرامونی) باشد'سختی نسبی تیرها درهردوجهت عمودبرهم نباید از ۰.۲ کمتر و از ۵.۰ بیشتر باشد.

$$0.2 \le \text{سختی نسبی تیرها} = \frac{\alpha_1 l_2^{\,2}}{\alpha_2 l_1^{\,2}} \le 5.0$$

$$\alpha = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s} = \frac{\text{سختي خمشي مقطع تير}}{\text{سختي خمشي پهنايي ازدال كه بين وسطهاي دوپانل مجاور قرارگرفته است}}$$

l_1 = طول وسط تاوسط دهانه مورد نظر $\alpha_1 = l_1$ درجهت α

l_2 = طول وسط تاوسط دهانه عمودبرطول مورد نظر $\alpha_2 = l_2$ درجهت α

I_b = ممان اینرسی تیر موثر

درغیراینصورت توزیع الاستیک ممانها (بافرضیاتی که درروش DDM شده است) بسیارمتفاوت خواهدبود.

۷- بازتوزیع ممان را با استفاده ازACI 8-4 نباید روی دالهایی که با این روش(DDM) طراحی میشود اعمال کرد.براساس ACI 13.6.1.8 میتوان ازمحدودیتهای بالا صرفنظرکردبشرط اینکه(ACI 13.3) درطراحی و آنالیزتعادل و سازگاری هندسی(Equilbrium & Geometric Compatibility) رادرنظرگرفت.

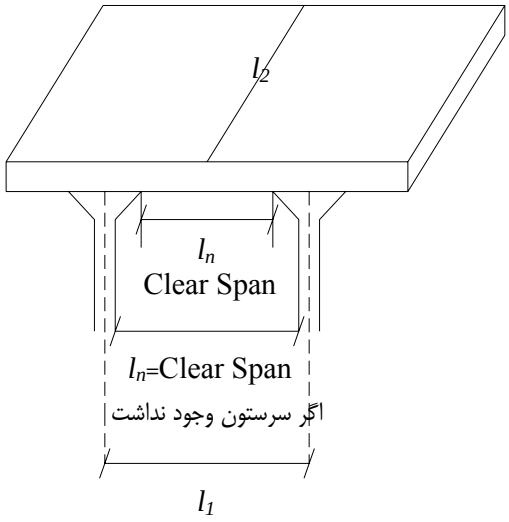
محاسبه ممان ها (ACI 13.6.3) :

جمع مطلق ممانهای مثبت و میانگین ممانهای منفی درهرجهت(factored 1.4,1.7) بایداز M_0 بزرگتر باشد.

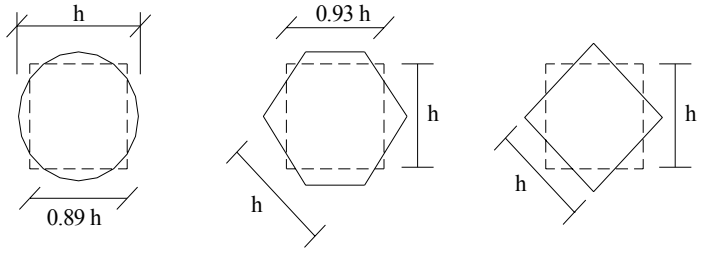
$$M_0 \ge \frac{w l_2 l_n^{\,2}}{8} \quad eqn.\,ACI\,13.3$$

l_2 = جهت عمود بر جهتی که ممانها محاسبه میشود
l_1 = جهتی که ممانها محاسبه میشود
l_n = l_1 دهانه آزاد درامتداد
$l_n \ge 0.65 l_1$

ACI 13.6.2 برای پانلهای کناری، مقدار l_2 برابرخواهد بود با فاصله مرکز پانل تا کنار پانل.



ACI 13.6.3.2 ← مقاطع دایره ای و چندضلعی رابه مربع هم مساحت تبدیل میکنیم تااینکه l_n را محاسبه نمائیم



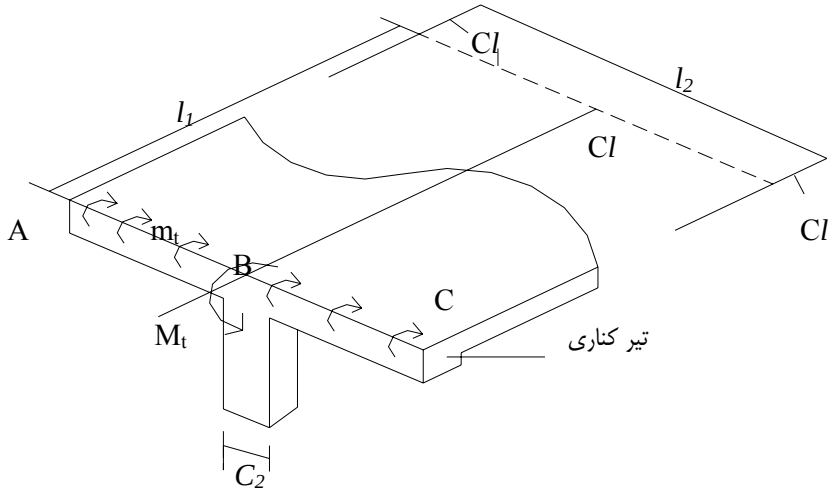
برای پانلهای داخلی For Interior Panels :

$M- = 0.65M_0$

$M+ = 0.35M_0$

برای پانلهای خارجی For Exterior Panels :

ACI 13.6



پیچش درتیرکناری Torsion of Edge Beam

(At the face of support) گشتاور درصورت تکیه گاه مستطیلی درپانلهای خارجی، تیرکناری نـه تنهـا بایـد درمقابـل ممانهـای خمشی، بلکه ممان پیچشی را نیز متحمل شود. با پیچش توزیع شده (m_t) ایجادشده بوسیله دال وپـیچش مقـاوم فـراهم آمـده بوسـیله سـتون M_t ، تیرکنـاری درA وC بـیش ازB چـرخش خواهدداشـت بنـابراین ازیـک سـتون معـادل(equivalent column) کـه flexibility آن مجموع flexibilities ستون وتیرکناری است استفاده میشود.

ستون معادل : $\frac{1}{K_{ec}} = \frac{1}{\sum K_c} + \frac{1}{K_t}$

K_{ec} = سختی خمشی ستون معادل
K_c = سختی خمشی ستون واقعی
K_t = سختی پیچشی تیرکناری

واحدآنهامساوی ممانهادرواحدپیچش است
واحدچرخش/ $M/\theta = \alpha\ EI/l=F\text{-}L$
Moment/unit rotation

($\sum K_c$ (سختی خمشی(flexural stiffness) رابااستفاده از معادلات مکانیک برای ستونهای بالاو پایین دال میتوان بااسـتفاده از $K = \frac{4EI}{l}$ محاسبه نمود. I (بدون درنظرگرفتن آرماتورها) وبدون درنظرگرفتن سرستون وماهیچه ستون.

$$K_t = \sum \frac{9E_{cs}C}{l_2(1-C_2/l_2)^3} \qquad ACI\ 13.7.5$$

E_{CS} = مدول الاستیسیته دال بتنی

$$C = \sum (1-0.63\frac{x}{y})\frac{x^3 y}{3} \qquad ACI\ 13.7.5$$

C_2 = (Size of column) به شکل صفحه قبل توجه کنید

بعدازمحاسبهK_{ec}،ممانهادرداخل(-Interior)، دردهانه(+Positive) ودرخارج(-Exterior) محاسبه میشود (ACI 1977)

$$Interior\ -design\ Moment: M- = \left(0.75 - \frac{0.10}{1+\frac{1}{\alpha_{ec}}}\right) M_0$$

$$Positive\ +design\ Moment: M+ = \left(0.63 - \frac{0.28}{1+\frac{1}{\alpha_{ec}}}\right) M_0 \qquad in\ which\ \alpha_{ec} = \frac{K_{ec}}{\sum (K_s + K_b)}$$

$$Exterior\ -design\ Moment: M- = \left(\frac{0.65}{1+\frac{1}{\alpha_{ec}}}\right) M_0$$

توضیحات راجع به K_{ec} ، K_s و K_b :

$4EI_s / l_1 = K_s$ = سختی خمشی دال با عرض l_2 و عمق h و دهانه l_1

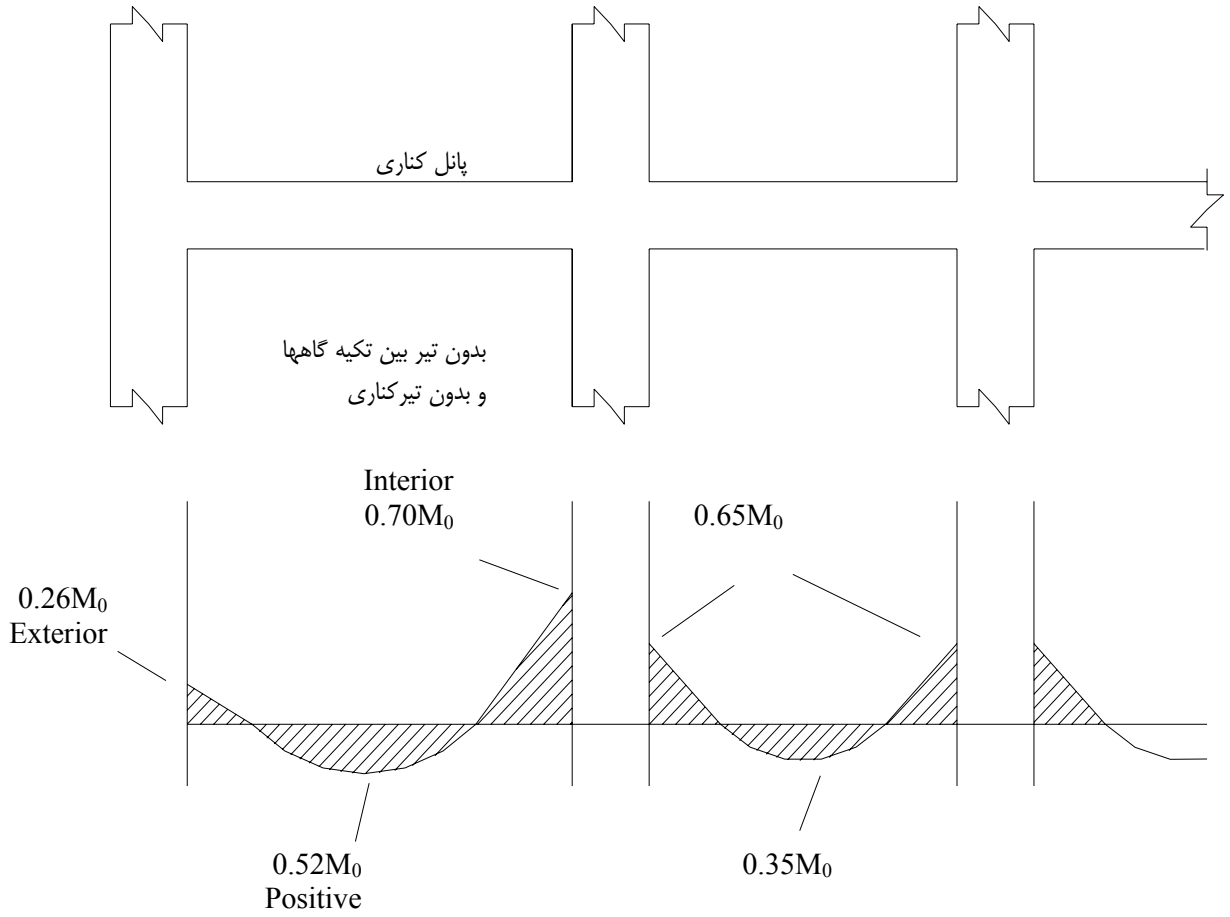
$4E_{cb}I_b / l_1 = K_b = l_1$ سختی خمشی تیر درجهت (ACI 13.2.4)

توضیحات راجع به K_{ec} ، K_s و K_b درروش قاب معادل ACI 13.7 داده شده است(ACI 77).
تمام این روش با ارائه یک جدول درACI 2005 , ACI 99 خلاصه و آسان شده است.
در این جدول اثر پیچش براساس فرمولهای ACI 77 در(Table)ACI 13.6.3.3 وارد شده است.

توزیع لنگر کل دهانه در دهانه خارجی (پانل کناری)

	(۱)	(۲)	(۳)	(۴)	(۵)
	لبه خارجی غیر مقید (ساده)	دال با تیر بین کلیه تکیه گاه ها	دال بدون تیر بین ستون های داخلی		لبه خارجی کاملاً گیردار
			بدون تیر کناری	با تیر کناری	
لنگر- ضریبدار داخلی	۰/۷۵	۰/۷۰	۰/۷۰	۰/۷۰	۰/۶۵
لنگر+ ضریبدار	۰/۶۳	۰/۵۷	۰/۵۲	۰/۵۰	۰/۳۵
لنگر- ضریبدار خارجی	۰/۰۰	۰/۱۶	۰/۲۶	۰/۳۰	۰/۶۵

مثال : مقادیر لنگر درپانل میانی و پانل کناری را برای سیستم دال بدون تیربین ستونها ، براساس جدول ACI تعیین کنید.



- بین $0.65M_0$ و $0.70M_0$ براساس ACI 13.6.3.4 برای بیشترین طراحی میکنیم.
- توجه : برای سایر موارد به ACI 13.6.3.3 مراجعه شود.

ممانها در نوارهای ستونی Factored Moments in Column Strips :

ACI 13.6.4.1

$$\alpha = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s} = \frac{\text{سختي خمشي مقطع تير}}{\text{سختي خمشي پهنايي ازدال كه بين وسطهاي دوپانل مجاور قرارگرفته است}}$$

E_{cb} = مدول الاستیسیته تیربتنی
E_{cs} = مدول الاستیسیته دال
} معمولا یکی هستند

I_b = ممان اینرسی تیرموثر ACI 13.2.4

$\alpha_1 = l_1$ درجهت α
$\alpha_2 = l_2$ درجهت α

$l_2(h^3/12) = I_s = (l_2$ باعرض) ممان اینرسی دال ACI Notation

$$\beta_t = \frac{E_{cb}C}{2E_{cs}I_s} \leftarrow C = \sum (1 - 0.63\frac{x}{y})\frac{x^3 y}{3}$$

Shear Modulus (مدول برشی) = $E_{cb}/2$

مهم : باداشتنα و β_t ممانهای منفی[داخلی(ACI 13.6.4.1)وخارجی(ACI 13.6.4.2)]ومثبت (ACI 13.6.4.4) رادرنوارهای ستونی و درتیرها(ACI 13.6.5)و نوارهای میانی(ACI 13.6.6)میتوان بدست آورد.

Column-Strip moment , % of Total Design Moment

			l_2/l_1			
			0.5	1.0	2.0	
Interior – design Moment پانلهای داخلی و خارجی	$\alpha_1 l_2/l_1 = 0$		75	75	75	ACI 13.6.4.1
	$\alpha_1 l_2/l_1 \geq 1.0$		90	75	45	
Exterior – design Moment پانلهای خارجی	$\alpha_1 l_2/l_1 = 0$	$\beta_t = 0$	100	100	100	ACI 13.6.4.2
		$\beta_t \geq 2.5$	75	75	75	
	$\alpha_1 l_2/l_1 \geq 1.0$	$\beta_t = 0$	100	100	100	
		$\beta_t \geq 2.5$	90	75	45	
+ design Moment پانلهای داخلی و خارجی	$\alpha_1 l_2/l_1 = 0$		60	60	60	ACI 13.6.4.4
	$\alpha_1 l_2/l_1 \geq 1.0$		90	75	45	

برای مقادیرمابین اینترپلاسیون خطی انجام میشود. l_1 = جهتی که ممان برای آن محاسبه میشود.

مهم : درمواردیکه درردیف ستونها ازدیوار استفاده میشود تیر بسیارسخت و $\alpha_1 l_2/l_1$ بزرگترازیک است.درمواردیکه تکیه گاه خارجی دیواری آجری وبدون مقاومت پیچشی است (عمودبرجهت تغییرممان است) β_t=0 است.
برای دیواربتنی بامقاومت پیچشی بالا که بادال بصورت Monolithic است β_t=2.5 می باشد.

توزیع ممان بین نوارستونی و تیرهای بین تکیه گاه ها (تیرهای کناری) ACI 13.6.5 :

$$If \ \frac{\alpha_1 l_2}{l_1} \geq 1.0$$

گشتاورنوارستونی*0.85 = گشتاورتیرها = M = مقدارگشتاور برای طراحی تیرها

$$If \ 0 < \frac{\alpha_1 l_2}{l_1} < 1.0 \rightarrow$$ بین 0 و 0.85 اینترپولاسیون خطی میکنیم

همچنین برای بارهای متمرکزی که مستقیماً به تیر واردمیشود بایدبطورجداگانه گشتاور رامحاسبه کرده وباگشتاور بدست آمده دربالا برای طراحی درنظرگرفت.

ممان درنوارهای میانی ACI 13.6.6 :

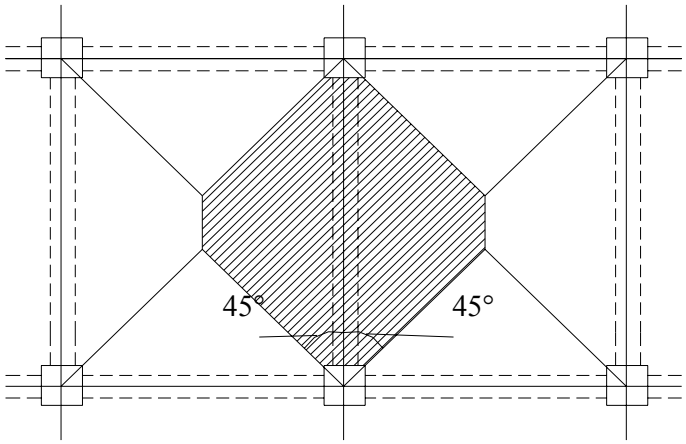
مقدارممان طراحی که بوسیله نوارستونی حمل نمیشود به نوارمیانی داده میشود و باید برای آن ممانها طراحی انجام داد.

ممانهای + و − (ضریبدارFactored) رامیتوان 10٪ اصلاح نمود بشرطیکه مقدارآن از $M_0 = \frac{W_u l_2 l_n^{\,2}}{8}$ کمترنباشد.

مقاومت برشی ACI 13.6.8 :

مقاومت برشی تیرها:(تیرهای داخلیInterior Beams)ACI 13.6.8.1

$If\ \frac{\alpha_1 l_2}{l_1} \geq 1.0 \leftarrow$ تیر بایستی طوری طرح شودکه بتواند دربرابر بارهای قسمت هاشورخورده دال مقاومت برشی لازم راداشته باشد.



$If\ 0 < \frac{\alpha_1 l_2}{l_1} < 1.0 \leftarrow$ مقدار بارتیراز اینترپلاسیون خطی بدست می آید. درα=0 فرض می شودکه تیر باری را حمل نمیکند.تیرهای کناری همچنین باید مقاومت لازم جهت حمل بارهایی راکه مستقیماًبه آنهااعمال میشودراداشته باشند.مقاومت برشی دال رامیتوان بافرض اینکه مطابق ACI 13-6-8-1,2 به تیرهای اطراف دال پخش میشود ، محاسبه نمودکه بوسیله دال بار به چهارستون منتقل میشود وبایدمقاومت برشی(punching shear) راداشته باشد.

آرماتورگذاری برای ممان خمشی دردالها Flexural Reinforcement :

میلگردهاعمودبرهم وموازی کنارهای پانل دردالهای دوطرفه قرارداده میشوند.
برای فراهم آوردن بارهای متمرکزواینکه ترکهای کششی باریک وپخش شده باشند، فاصله بین میلگردها :

ACI 13.4.2 S(فاصله بین میلگردها) < 2t t = ضخامت دال

حداقل سطح میلگردهادرهردوجهت بایدازمیلگردهای حرارتی وجمع شدگی(ACI 7.12) بیشترباشد←ACI 13.4.1

ACI 7.7.1 → حداقل پوشش = 3/4″≈2 cm

جهت استفاده بهینه درنحوه قراردادن میلگردها دردالهای دوطرفه، چون درجهت کوتاه گشتاوربیشتراست(برای حالتیکه بین ستونها تیروجوددارد) ازاینرو میلگردهای جهت کوتاه رادرپایین ومیلگردهای جهت بلند رادربالای آن قرارمی دهیم، زیرادرجهت بلند به d(Effective depth) کمتری درمقایسه باجهت کوتاه احتیاج است.
بعلت اینکه درروش.D.D.M (طرح مستقیم) منحنیهای ممان ونقاط عطف (.I.P) صریحاً معین نمیشوند و همچنین دراغلب مواردرروش قاب معادل،ازاینرودر ACI درشکلFig. 13.3.8 محل خم کردن وحداقل امتدادطول آرماتورها را دردالهای بدون تیر فراهم آورده است.

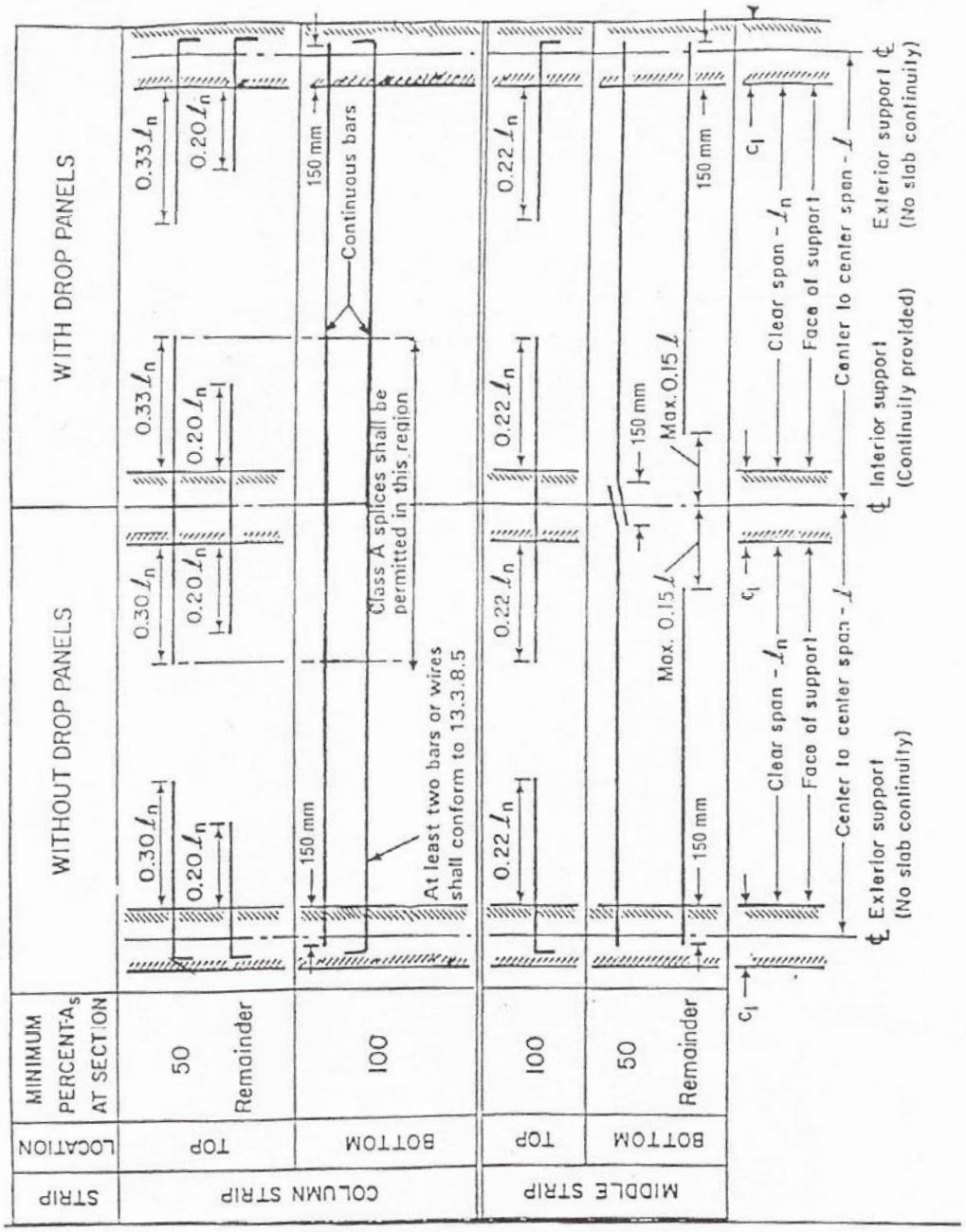
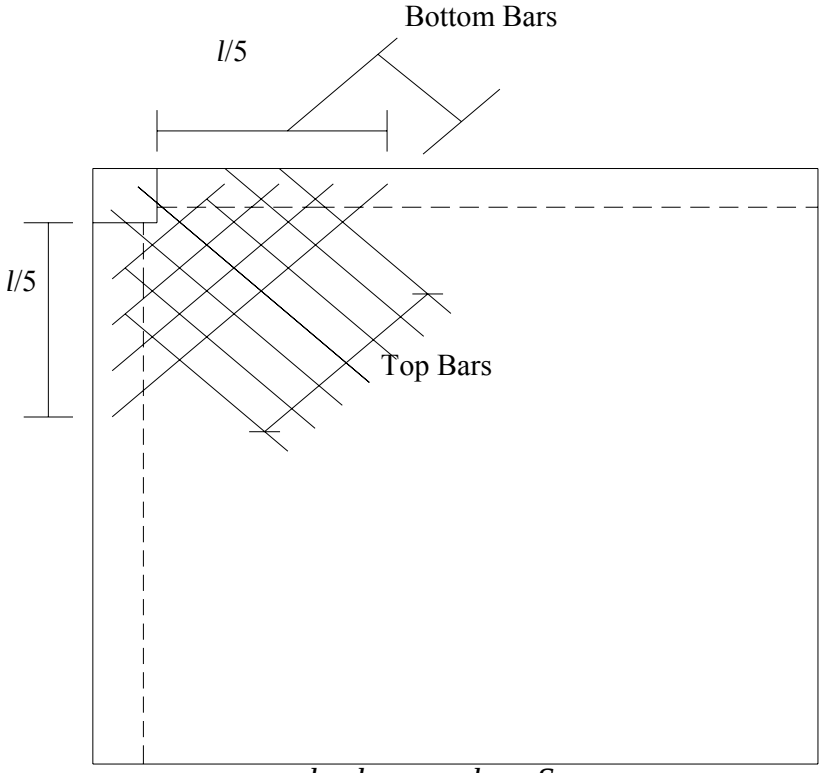


Fig. 13.3.8—Minimum extensions for reinforcement in slabs without beams. (See 12.11.1 for reinforcement extension into supports)

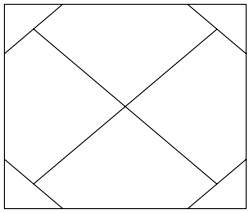
برای دالهای دوطرفه باتیربین ستونها ACI 13.4.6

دراین نوع دالها، چون دال پیوسته است، درگوشه ها(Corners) بعلت وجود ممان ترکهایی دربالاو پایین ایجاد میگردد از اینرو براساس آرماتورگذاری ACI 13.4.6 باید انجام شوند.

$If\ \alpha = \frac{E_{cb}I_b}{E_{cs}I_s} > 1 \rightarrow$ باید آرماتورگذاری درهرجهت تا$l/5$ (طول دهانه بلندپانل$= l$) ادامه یابد.

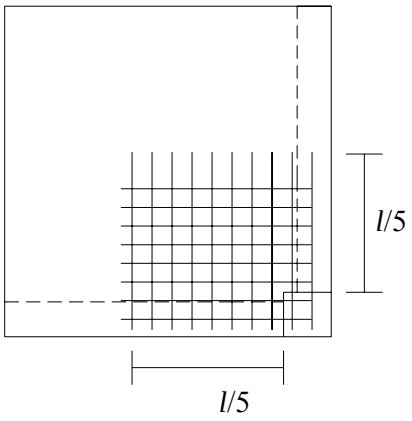


l = longer clear Span



نحوه ترک خوردگی دال (لولاهای گسیختگی)

این آرماتورها راباید برای (عرض/M_{max}^{+}) طراحی نمود وهمچنین بطورآلترناتیو، میتوان ازدوردیف میلگرد دردو جهت عمود برهم و موازی کناره ها برای $l/5$ استفاده نمود. بدین جهت این موضوع فقط برای دالهای باتیر مطرح است که باتوجه به آرماتوربندی نسبتاً بالای تیر و Transition ناگهانی بین سختی تیرودال باید ازآرماتورهای تقویتی در$l/5$ استفاده شود. دردالهای بدون تیر سختی یکنواخت است و تغییر عمده ای درسختی به جهت عدم حضورتیر وجودندارد.



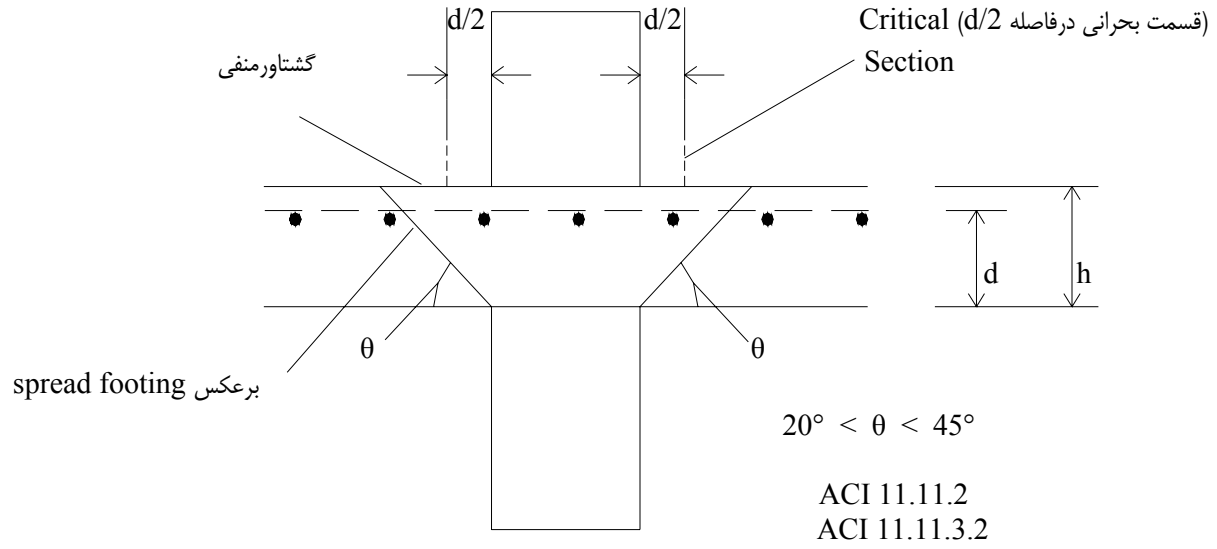
برش در دالها Shear in Slabs :

قبلاً گفته شد که در دالهایی که بین ستونها، تیروجود دارد میتوان خطوط قطری (45°) برای بدست آوردن مقدار برشی کـه تیـر حمـل میکند استفاده نمود. برشی که دردالها ایجاد میشود بسیارکم است ودال تحمل آن رادارد.

دونوع برش دردالها مطرح است که معمولاً یکی ازآنها کنترل کننده است. ACI 11.11.1

a) برش بحرانی درفاصله d ازتیریا دیوار، باید کنترل شود(همانند تیرها برای برش). 11.5 تا 11.1 ACI (diagonal tension)

b) معمولاً دردالهای دوطرفه ای اتفاق می افتد که روی تیریا دیوارقرارندارند ودالها تخت هستند برش اطراف و نزدیک سـتونها بحرانـی است ودراثر punching shear درفاصله d/2 ازستون اتفاق می افتد. ACI 11.11.1.2 ازاینرو از سرستون وماهیچـه دراطـراف ستونهای این نوع دالها استفاده میشود.



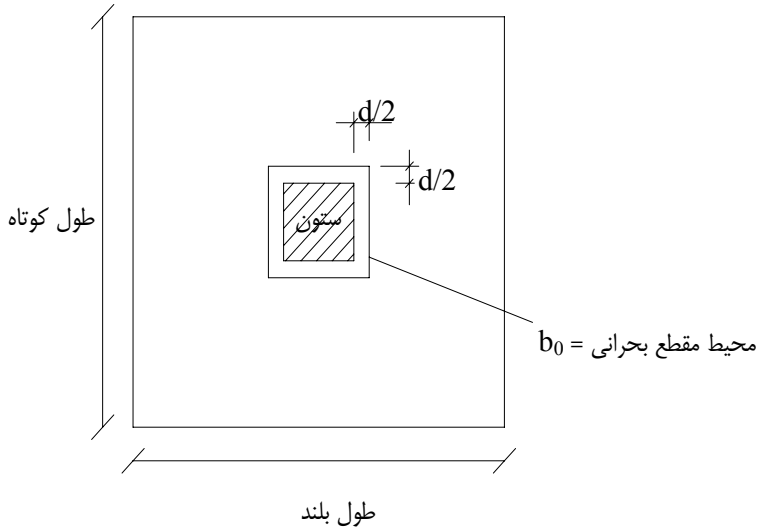
ACI 11.11

A) Beam Action of Slabs :

درفاصله d ازلبه ستون (معادل مربع) ویا پهنه (سرستون) drop panel

بدون میلگردبرشی $V_c = 0.53\sqrt{f'_c}\, b_w d$ ACI 11.3.1.1

B) Two-way Action of Slabs : ACI 11.12.2



$$V_c = 0.53(1+\frac{2}{\beta_c})\sqrt{f'_c}\, b_0 d \le 1.06\sqrt{f'_c}\, b_0 d$$

$$\beta_c = \frac{\text{طول جهت بلند مستطیل}}{\text{طول جهت کوتاه مستطیل}} = \frac{\text{بعد بلند ستون}}{\text{بعد کوتاه ستون}} = \frac{\text{بعد بلند باد متمرکز}}{\text{بعد کوتاه بار متمرکز}}$$

توجه شود که β_c برای دالهای دوطرفه که همیشه کمتراز ۲ است، بستگی به نسبت ابعاد ستون دارد و معمولاً مساوی ۲ است. زیرا کـه برای حالت غیردالهای دوطرفه (به جهت کلی بودن فرمول) که β_c از ۲ بیشترمیشود مقدار $1.06\sqrt{f'_c}\, b_0 d$ دیگرمحافظه کارانه نیست و باید کمترشود.

$$ACI\ 11.12.3.2 \rightarrow V_n = V_c + V_s \le 1.60\sqrt{f'_c}\, b_0 d$$

برای طراحی میلگرد برشی $V_c \le 0.53\sqrt{f'_c}\, b_0 d$ ← ACI 11.12.3.1

اگراز Shear Reinforcement (کلاهکهای برشی) استفاده شود مقدار V_n بصورت زیر: ← ACI 11.12.4.8

$$V_n = V_c + V_s \le 1.85\sqrt{f'_c}\, b_0 d$$

حداقل ضخامت دردالهای دوطرفه : (ACI 9.5.3)

برای کنترل تغییرمکان (افت)، حداقل ضخامت دال براساس نتایج آزمایش تعیین شده است.

دالهای بدون تیر بین ستونها : (ACI 9.5.3.2 & 9.5.3.4)

- دالهای بدون پهنه براساس ACI 13.3.7.1 & 13.3.7.2.....12.0 cm
- دالهای با پهنه براساس ACI 13.3.7.1 & 13.3.7.2.....10.0 cm
- جدول 9.5(c)

جدول 9.5(c)– **حداقل ضخامت دردالهای بدون تیرداخلی**

تنش تسلیم فولاد(f_y)	بدون پهنه			با پهنه		
	پانلهای خارجی		پانلهای داخلی	پانلهای خارجی		پانلهای داخلی
kg/cm^2	بدون تیرهای کناری	با تیرهای کناری		بدون تیرهای کناری	با تیرهای کناری	
3000	$l_n/33$	$l_n/36$	$l_n/36$	$l_n/36$	$l_n/40$	$l_n/40$
4200	$l_n/30$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/36$	$l_n/36$
5200	$l_n/28$	$l_n/31$	$l_n/31$	$l_n/31$	$l_n/34$	$l_n/34$

Footnote:

- برای مقادیر f_y ازاینترپلاسیون خطی استفاده میشود.
- به پهنه ها در بندهای 13.3.7.1 و 13.3.7.2 اشاره شده است.
- برای تیرهای کناری مقدار α نباید از 0.8 کمتر باشد.

دالهای با تیر بین ستونها : (ACI 9.5.3.3 & 9.5.3.4)

- برای $\alpha_m \le 0.2$ ازجدول 9.5(c) استفاده میشود.

- برای $0.2 < \alpha_m \le 2.0$

$$h = \frac{l_n(800 + 0.071 f_y)}{36000 + 5000\beta(\alpha_m - 0.12)} \qquad ACI\ Eqn.(9.11)$$
$$h \ge 12\,cm$$

- برای $\alpha_m > 2.0$

$$h = \frac{l_n(800 + 0.071 f_y)}{36000 + 9000\beta} \qquad ACI\ Eqn.(9.12)$$
$$h \ge 9\,cm$$

$\alpha_m = \left[\alpha = \frac{(EI)_b}{(EI)_s}\right]_{av}$ میانگین α با درنظرگرفتن تیرهای روی لبه پانل

$l_n =$ صورت تا صورت تکیه گاه، دهانه آزاد درجهت بلند

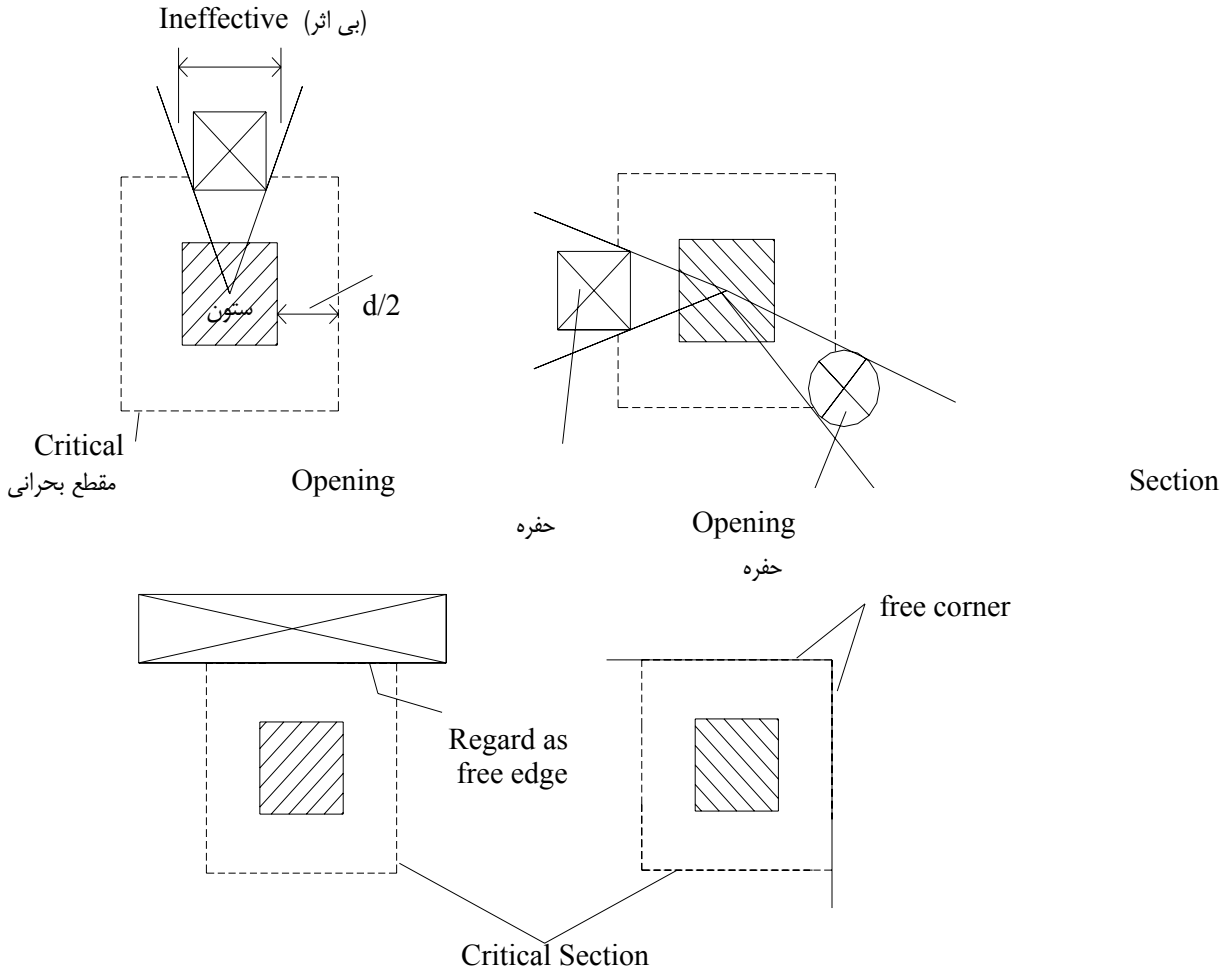
$\beta = \frac{\text{دهانه آزاد در جهت بلند}}{\text{دهانه آزاد در جهت کوتاه}}$

درکناره های ناپیوسته، تیرکناری باید شرایط $\alpha \ge 0.8$ را دارا باشد، درغیراینصورت ضخامت حاصل ازفرمولهای 9-11 و 9-12 رابایـد حداقل ده درصد افزایش داد.

ضخامت دال میتواند کمتر ازمقادیر فوق باشد بشرطی که افت ازمقادیر مندرج درجدول 9.5(b) تجاوز نکند.ACI 9.5.3.4

Opening & Corner Connections in Flat slabs (حفره ها)

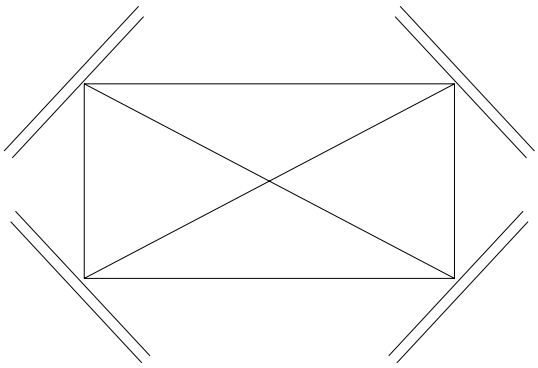
بعلت وجود وسائل تاسیساتی(تهویه، لوله وبرق...)، پله ها، آسانسور و... حفره ها دردالهاوجوددارند. اگراین حفره ها بزرگ باشند، بایدبوسیله تیرهای لازم اسکلت بندی شوند. این تیرها علاوه بر باردال، باید بارهایی راکه بطور مستقیم به آنها وارد میشود حمل نمایند.
برای حفره های کوچک، مقدار میلگردی راکه بخاطر وجودحفره ها ازبین میرود باید درکناره های حفره قرارداد.همچنین درگوشه ها باید مقداری آرماتورجهت جلوگیری ازترک درگوشه ها قرارداد.
اگرحفره هادردالهای تخت(بدون تیرهای پیرامونی) قرارگرفته باشند، بحرانی بودن شرایط ناشی ازآن بستگی به محل حفره ها دردال دارد.
اگرحفره دروسط دال ودرنواحی میانی باشدمعمولاً بهترخواهدبود، ولی غالباًبه دلالیل آرشیتکتی حفره هادرکناره های دال ودرنواحی ستونی قرار میگیرند که این باعث میشود که تنشهای برشی بحرانی ترازآن باشدکه معمولاً دردالهای تخت درکنارستونها وجوددارد. بنابراین باید مقدار متناسبی از b_0 راکم کرد.
ACI 11.12.5 Also Commentary



طبق کد ACI، حفره میتوانند به هراندازه دردال باشند بشرطی که آنالیز نشان دهد که این کارباعث کاهش مقاومت دال نشده ومحدودیتهای مشخص شده برای تغییرمکانها، تامین شود.

: ACI 13.4

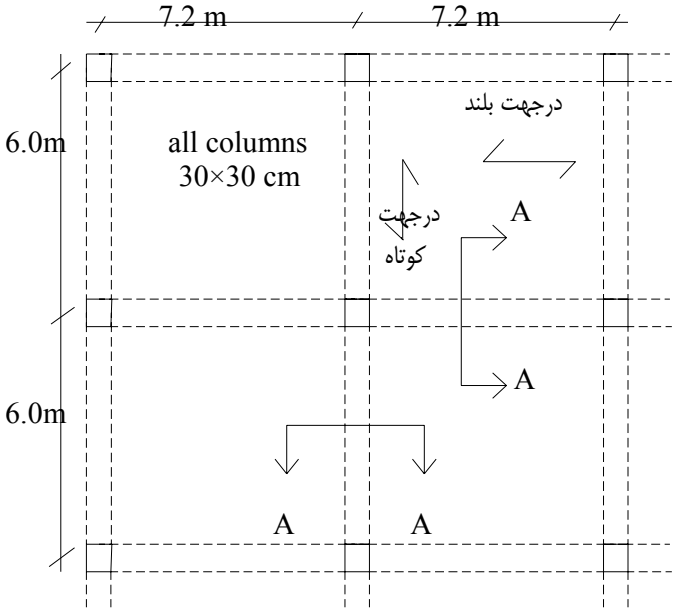
– بجای یک آنالیز خاص میتوان مطابق شرایط زیر قسمتهای باز(حفره ها) را درسیستمهای دال بدون تیر در نظر گرفت.
– حفره ها به هراندازه ای که باشند اگردرنوارهای میانی قرارداشته باشند، مقدارکل آرماتورکه بدون درنظرگرفتن حفره برای یک پانل لازم است برای پانل باحفره درنظرگرفته میشود.
– اگرحفره درنوارهای ستونی باشد، نباید بیش از ۱/۸ پهنای نوارستون درهریک ازدو دهانه قرارداشته باشد. مقدار فولاد معادل که بوسیله حفره قطع شده است باید به اطراف آن قسمت باز اضافه شود.
– درناحیه بین نوارستونی و نوارمیانی بیش از ۱/۴ آرماتور درهرنوار نباید توسط حفره حذف گردد. مقدار آرماتور معادل باید درکناره های حفره قرارداده شود.
بهتراست یک یا دو آرماتور درگوشه های حفره اضافه شود تااز ترکهای گوشه ای وآنهایی که از انقباض بتن نتیجه میشود جلوگیری بعمل آید.

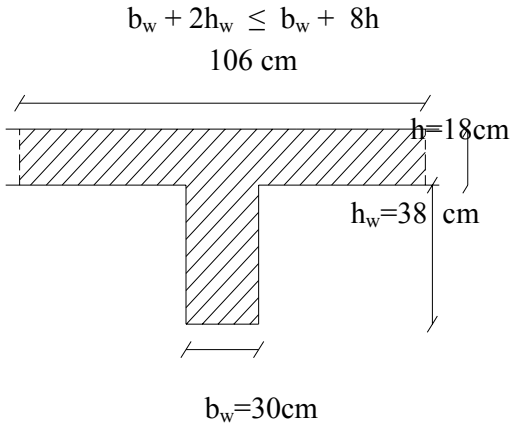


برای حفره های نسبتاً بزرگتر دردال باید ازتیر دربین دال (درکنارحفره) استفاده شود ومقاومت خمشی وتغییرمکان تیر برای بارهای متمرکز(اگروجود داشته باشند) نیزآنالیزو طراحی شود.

مثال :

برای دال دوطرفه نشانداده شده درشکل، ضخامت 18 cm درمقطع A-A شکل، فرض شده است، فرمولهای ACI را برای ملزومات ضخامت برای پانل داخلی کنترل کنید. $f_y = 4200\ kg/cm^2$, $f'_c = 210\ kg/cm^2$





Section A-A

Solution :

Computing α_1 for long direction

$$I_s = \frac{1}{12}(600)(18)^3 = 291{,}600\ cm^4$$

$$\bar{y} = \frac{(106)(18)(9) + (30)(38)(37)}{(106)(18) + (30)(38)} = 19.47\ cm$$

$$I_b = \frac{1}{12}(106)(18)^3 + \frac{1}{12}(30)(38)^3 + (106)(18)(10.47)^2 + (30)(38)(17.53)^2 = 748{,}176\ cm^4$$

$$\alpha_1 = \frac{EI_b}{EI_s} = \frac{748{,}176}{291{,}600} = 2.57$$

Computing α_2 for short direction

$$I_s = \frac{1}{12}(720)(18)^3 = 349{,}920\ cm^4$$

$$I_b = 748{,}176\ cm^4$$

$$\alpha_2 = \frac{EI_b}{EI_s} = \frac{748{,}176}{349{,}920} = 2.14$$

Computing α_m

$$\alpha_m = \frac{2(\alpha_1 + \alpha_2)}{4} = \frac{2.57 + 2.14}{2} = 2.36 > 2.0$$

use ACI Eqn.9.12

$$h = \frac{l_n(800 + 0.071 f_y)}{36000 + 9000\beta} = \frac{(720 - 30)(800 + 0.071 * 4200)}{36000 + 9000(1.21)} = 16.2\,cm$$

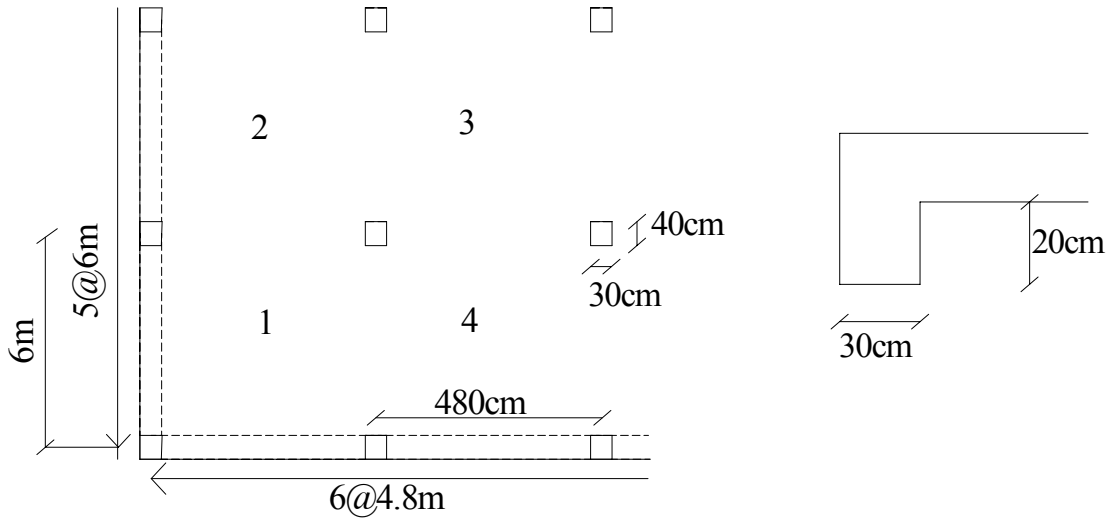
$$\beta = \frac{720 - 30}{600 - 30} = 1.21$$

h = 18 cm is O.K.

– اگر اختلاف زیادبود، مثلاً به بیش از 3 cm میرسید، لازم بود تا ضخامت مفروض را کمتراز 18 cm میگـرفتیم. و اگـر مقدارحاصـله مثلاً 20 cm بود، همان 20 cm را استفاده میکردیم. اگرمثلاً 23 cm بدست می آمد، مقدارحدود 20 cm را ازابتدا فرض میکردیم.

مثال :

بااستفاده ازآئین نامه ACI، حداقل ضخامت لازم برای دالهای پانلهای ۲ و ۳ برای سیستم کف باتیرهای کناری در محیط سـاختمان را تعیین کنید. تیرهای کناری دارای 30 cm عرض و 20 cm اززیردال امتداد مـی یابنـد. از پهنـه(drop panel) درسـتونها اسـتفاده نشده و بتن دال همانند بتن تیراست. $f_y = 4200\ kg/cm^2$



Solution :

For Interior Panel 3

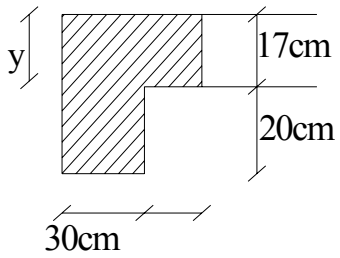
$\alpha = 0$; $l_n = 600 - 40 = 560$ cm

(باتیرکناری) Min. h (Table 9.5c) → $= l_n/33 = 560/33 = 16.97$ cm > 12 cm

Say 17 cm

For Exterior Panel 2

Assume h = 17 cm, then compute α ;



$h_w \le 4h$

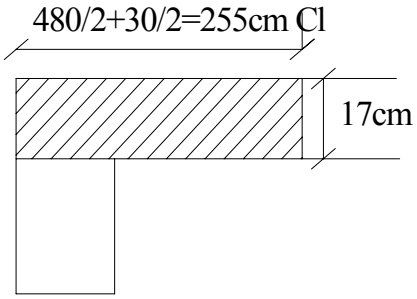
use 20cm

$$\bar{y} = \frac{(50)(17/2)(17) + (30)(20)(27)}{(50)(17) + (30)(20)} = \frac{23425}{1450} = 16.16\,cm$$

$$I_{b(eff.)} = \frac{1}{12}(50)(17)^3 + \frac{1}{12}(30)(20)^3 + (17)(50)(7.66)^2 + (30)(20)(10.84)^2$$
$$= 160{,}848.5$$

$$I_s = \frac{1}{12}(255)(17)^3 = 104{,}401.2\,cm^4$$

$$\alpha = \frac{(IE)_b}{(IE)_s} = \frac{160{,}848.5}{104{,}401.2} = 1.54 > 0.8\,(Footnote\ of\ Table\ 9.5c)$$

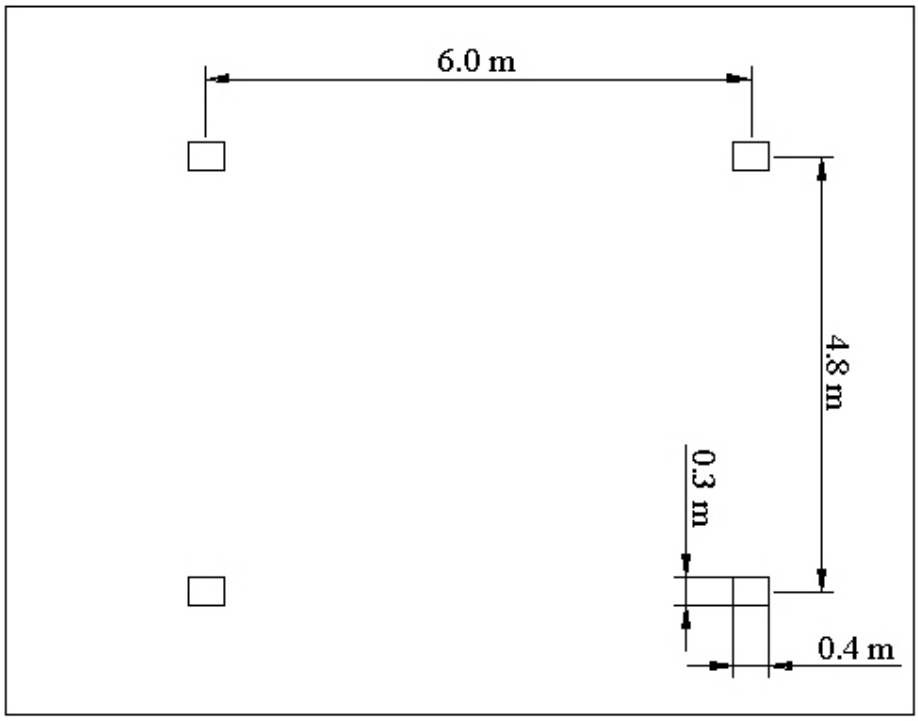


براین اساس فقط باید α تیرکناری بررسی شود، لذا نیاز به بررسی درجهت دیگرکه فاقد تیراست، نیست.

Min. h = $l_n/33 = 560/33 = 16.97$ Say 17 cm

مثال :

یک دال تخت داخلی (*Interior flat slab*) با ضخامت ۱۹ سانتی متر طراحی نمایید.



$W_d = 550\,{kg}/{m^2}\ (+Slab\ weight)$

$W_l = 400\,{kg}/{m^2}$

$f_y = 4200\,{kg}/{cm^2}$

$f'_c = 210\,{kg}/{cm^2}$

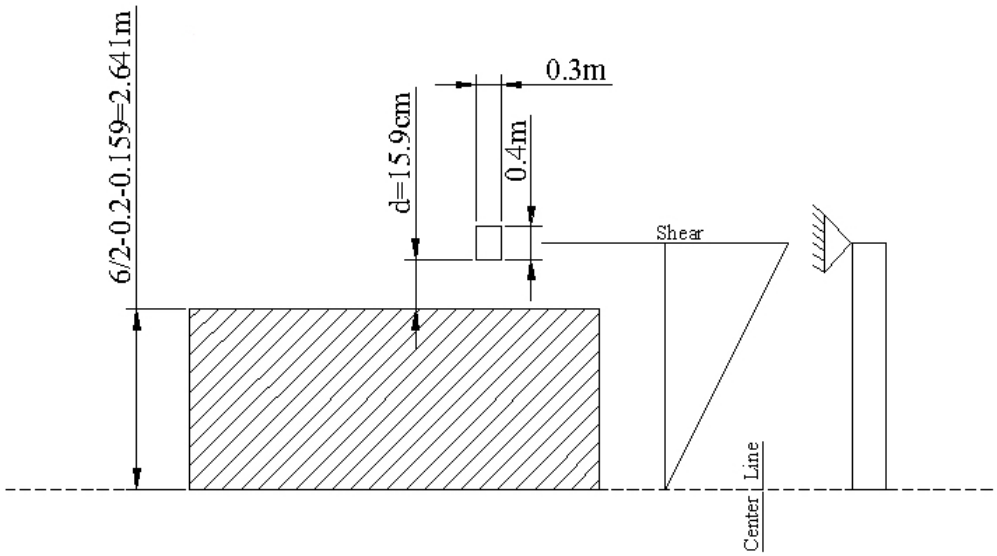
در مواردی که تیر بین ستونها وجود دارد و α مقدارش صفر نیست برای محاسبه α یک ضخامت مناسب فرض مینماییم و ممان اینرسی تیر کناری را ۱.۵ برابر ممان اینرسی مستطیل بزرگ و ممان اینرسی تیر میانی را ۲ برابر ممان اینرسی مستطیل بزرگ در نظر میگیریم و به ممان اینرسی دال که روی تیر قرار دارد تقسیم مینماییم. سپس مقدار h رابا استفاده از فرمولهای مربوطه محاسبه کرده و با h فرض شده مقایسه میکنیم.اگر این h با اختلاف حداکثر 2cm کمتر از h فرض شده بود h فرض شده را به عنوان h نهایی در نظر میگیریم. در غیر اینصورت h نتیجه را به عنوان h نهایی در نظر میگیریم. در صورتی که اختلاف بیشتر باشد h مفروض جدید را چند سانتی متر متفاوت با مقدار اولیه در نظر میگیریم.

از مثال قبل داریم $h = 19cm$

Calculation of depth for shear:

$d\,(average\ value\ in\ 2\ direction) = 19.0 - 1.875(\text{cover}) - 1.2(\phi 12) = 15.9cm$

$W_u = 1.2(550) + 1.6(400) = 1300\,{kg}/{m^2}$



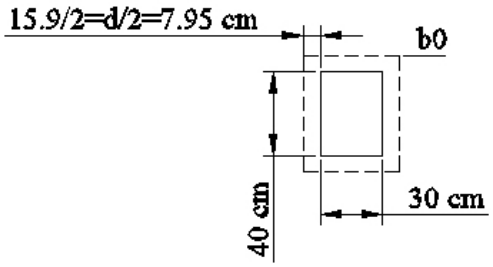
Checking one-way or beam shear:

این برش کمتر چک میشود چون در اغلب موارد کنترل کننده نیست.

$$V = 2.64m \times 1300\,{}^{kg}\!/_{m^2} = 3432\,{}^{kg}\!/_{m} \quad For\ 1m\ width$$

$$\phi V_c = \phi(0.53)\sqrt{f'_c}\ b_w\, d = 0.75 \times 0.53\sqrt{210}(100cm)(15.9cm) = 9159\,{}^{kg}\!/_{m} \quad > 3432\,{}^{kg}\!/_{m} \quad O.K.$$

Checking two-way or punching shear around the column:



$$b_0 = 2(40+15.9) + 2(30+15.9) = 203.8cm$$

$$V_u = \left[(6.00)(4.80) - \left(\frac{40+15.9}{100}\right)\left(\frac{30+15.9}{100}\right)\right](1300) = 37106\ kg$$

$$\phi V_c = 0.75(1.06\sqrt{f'_c}b_0 d) = 0.75(1.06)\sqrt{210}(203.8)(15.9) = 37332\ kg > 37106\ kg \quad O.K.$$

$$USE \quad h = 19.0cm$$

ضخامت دال کافی است. همانند اکثر دالهای با دهانه متوسط به میلگرد برشی (خاموت) احتیاجی نیست. ولی بهتر است در دالهای فاقد تیر بین ستونها از پهنه *Drop panel* و یا کلاهک برشی *Shear Head* استفاده کنیم.

Calculation of static moments:

$$M_{0l}\,(Long\ Direction) = \frac{W_u l_2 l_n^2}{8} = \frac{(1.3)(4.8)(6.0-0.4)^2}{8} = 24.5\ ton-m$$

$$M_{0S}\,(Short\ Direction) = \frac{W_u l_1 l_n^2}{8} = \frac{(1.3)(6.0)(4.8-0.3)^2}{8} = 19.7\ ton-m$$

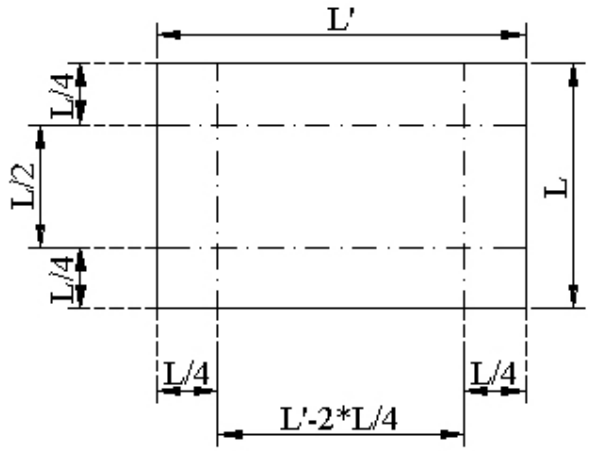
Proportion the static moments to the column and middle strips:

توضیحات:

چون در جهت بلند ممان بیشتر است میلگردهای موازی ۶.۰ متر را با d بیشتر ومیلگردهای موازی کناره ۴.۸ متر را با d کمتر قرار میدهیم.

Short direction:

$$l/4 + l/4 = l/2 = \frac{4.8}{2} = 2.4m(\text{column \& middle strip})$$



Long direction:

$$l/4 + l/4 = 2.4m(\text{column strip})$$

$$6.0 - 2.4 = 3.6m(\text{middle strip})$$

Positive & Negative moments:

M (-) =0.65	M (+) =0.35
$\frac{\alpha\ l_2}{l_1} = 0$ ACI 13.6.4.1 $Column\ strip = 0.75$ $Middle\ strip = (1-0.75)$	$\frac{\alpha\ l_2}{l_1} = 0$ ACI 13.6.4.4 $Column\ strip = 0.60$ $Middle\ strip = (1-0.60)$

اختلاف درصد نوار ستونی به نوار میانی داده میشود.

Calculation of required steel:

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{4200}{0.85 \times 210} = 23.53$$

$$R_u = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{11.94 \times 1000}{[0.9 \times 1m \times (16.5)^2] \times 2.4} = 20.31 \, kg/cm^2$$

$$M_u = \phi(A_s = \rho bd) f_y \, d\left[1 - \frac{1}{2 \times 0.85} \frac{\rho f_y}{f'_c}\right]$$

$$\frac{M_u}{\phi b d^2} = \rho f_y \left(1 - 0.59 \frac{\rho f_y}{f'_c}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_u}{f_y}}\right) = 0.00515$$

$$A_s = \rho bd \times (width\ of\ strip) = (0.00515)(100)(16.5)(2.4) = 20.39 \, cm^2/2.4m$$

$$ACI\ 7.12.2.1 \quad (A_s(\min) = 0.0018bh \times (width\ of\ strip)) \quad cm^2/(width\ of\ strip)$$

$$A_s(\min) = 0.0018(100)(19)(2.4) = 8.21 \quad cm^2/2.4m$$

$$\phi 12\ was\ assumed\ at\ the\ begining \rightarrow A_s = 1.13 cm^2$$

$$Number\ of\ bars \rightarrow \frac{20.39}{1.13} = 18.04 \quad Say\ 18 \Rightarrow \quad USE\ 18\phi 12$$

Check the distance between the bars:

$$Spacing \le 2t = 2 \times 19 = 38cm$$

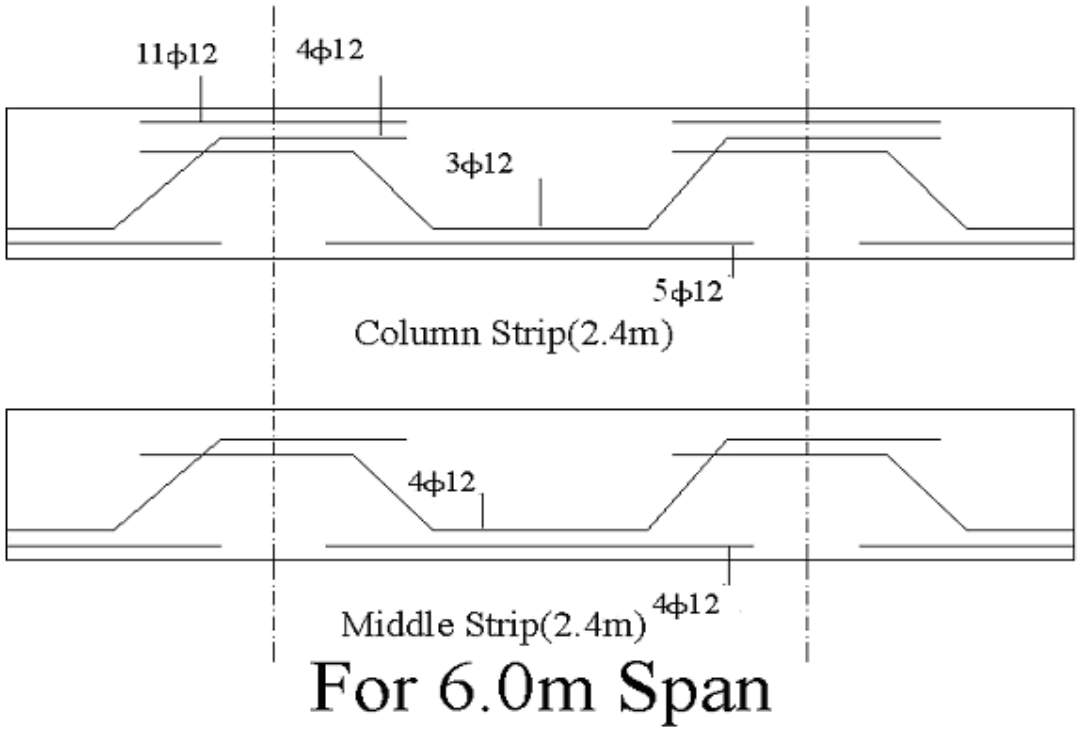
$$S_{\max} = 38cm$$

$$S = \frac{240cm}{18} \cong 13.3cm < 38cm \quad O.K.$$

نکات:

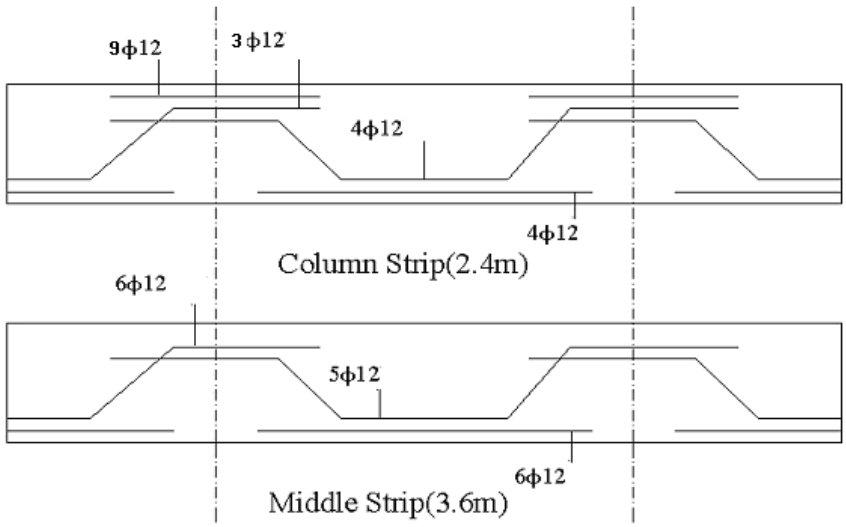
۱- دراین حالت نمی توانستیم از میلگرد ۱۴ استفاده کنیم چون فاصله بین میلگردها در بعضی نوارها از۳۸ سانتیمتر بیشتر می شد.

۲- دراین مسئله میتوانستیم از میلگرد ۱۰ استفاده کنیم که می بایست d را از اول برای این میلگرد محاسبه میکردیم که بیش از ۱۶.۵ سانتی متر در جهت بلند و ۱۵.۳ سانتی متر در جهت کوتاه می شد ولی مقدار نهائی A_s تقریباً نزدیک به مقادیر بدست آمده برای d , $\phi 12$ می باشد.



For 6.0m Span

* معمولاً طراحان بیشتر از میلگردهای مستقیم استفاده میکنند.



For 4.8m Span

* خم آرماتورها بر اساس ACI-83 تعیین شده است. به عبارت دیگر تعداد آرماتورهای خم شده بر اساسACI-83 است. توجه شود که ACI-89 و بعد از آن الزام خم نمودن آرماتورها را روا نمی دارد.

	Long Span (d= 15.9+0.6=16.5cm)				short Span (d= 15.9-0.6=15.3cm)			
	Column Strip(2.4m		Middle Strip(2.4m)		Column Strip(2.4m)		Middle Strip(3.6m)	
	—	✚	—	✚	—	✚	—	✚
M_u(t-m)	0.65*0.75 *24.5= -11.94	0.35*0.6 *24.5= 5.15	0.65*(1-0.75) *24.5= -3.98	0.35*(1-0.60) *24.5= 3.43	0.65*0.75 *19.7= -9.64	0.35*0.6 *19.7= 4.14	0.65*(1-0.75) *19.7= -3.2	0.35*(1-0.6) *19.7= 2.76
R_u	20.3	8.76	6.77	5.83	18.99	8.19	4.22	3.64
ρ	0.00514	0.00214	0.00164	0.00141	0.00479	0.002	0.00102	0.00088
A_s(cm^2)	20.35	8.47	6.49	5.58	17.59	7.34	5.62	4.85
$A_{s,min}$(cm^2)	8.21	8.21	8.21	8.21	8.21	8.21	12.31	12.31
Bars Φ12	18Φ12	8Φ12	8Φ12	8Φ12	16Φ12	8Φ12	11Φ12	11Φ12
Spacing (cm)	13.3	30	30	30	15	30	33	33
Bars Φ10	26Φ10	11Φ10	11Φ10	11Φ10	23Φ10	11Φ10	16Φ10	16Φ10