

سمینار آشنایی با سقف‌های وافل و نظارت بر آنها

۱۴۰۱/۱۲/۲۰

دکتر بنیامین کیومرثی

۱- کلیات

فصول مرتبط در آیین نامه‌های طراحی

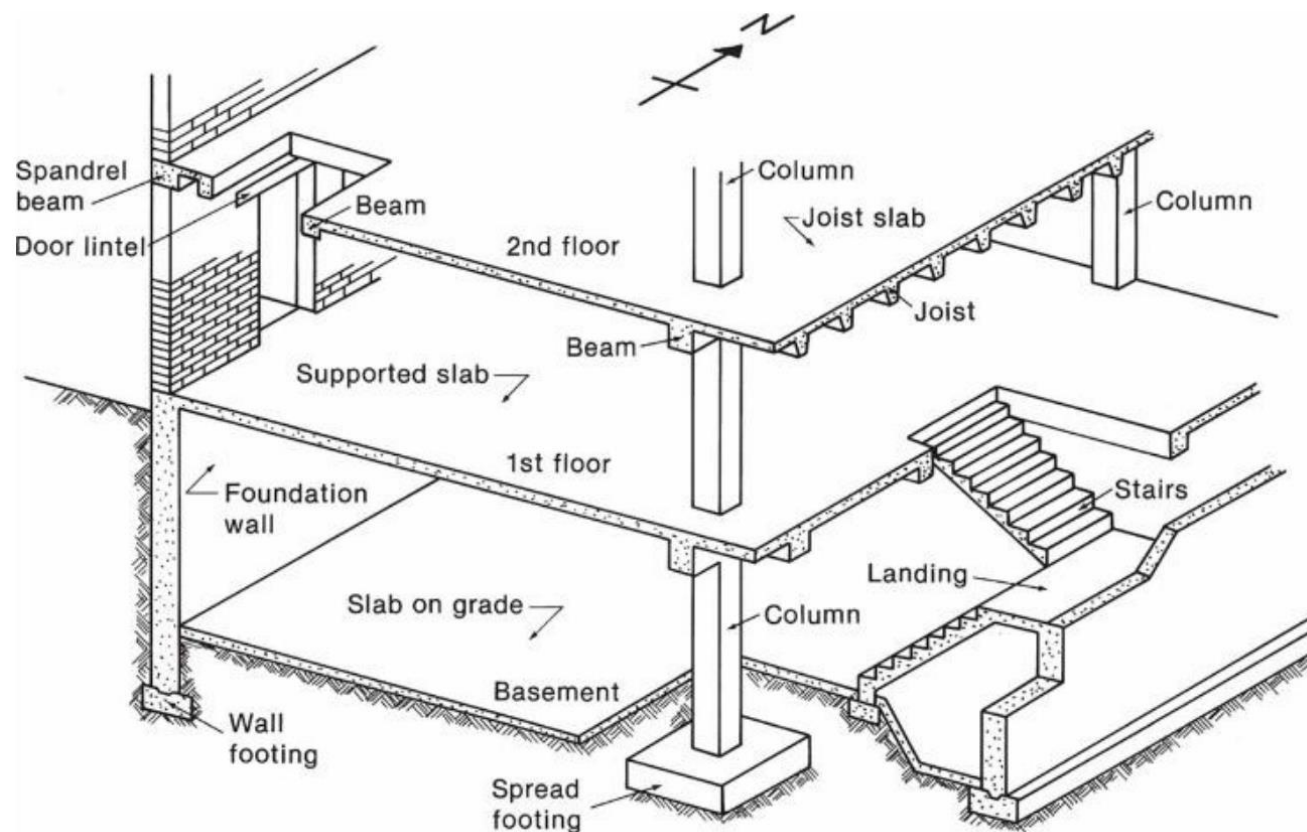
ACI-318-19

- CHAPTER 7: ONE WAY SLABS
- CHAPTER 8: TWO WAY SLABS
- CHAPTER 24: SERVICEABILITY
- CHAPTER 25—REINFORCEMENT DETAILS

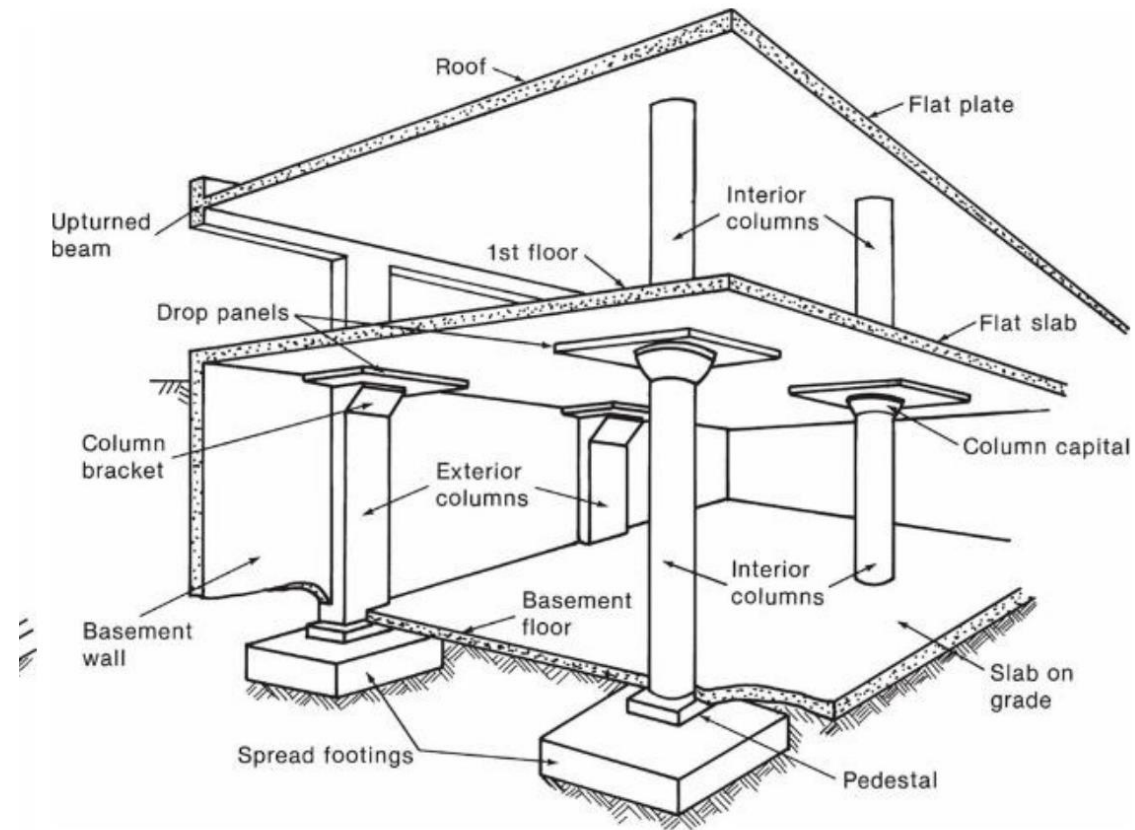
مبحث نهم - ۱۳۹۹

- فصل نهم: دالهای یک طرفه
- فصل دهم: دالهای طرفه
- فصل نوزدهم: الزامات بهره برداری
- فصل بیست و یکم: جزئیات آرماتورگذاری

دال یک طرفه

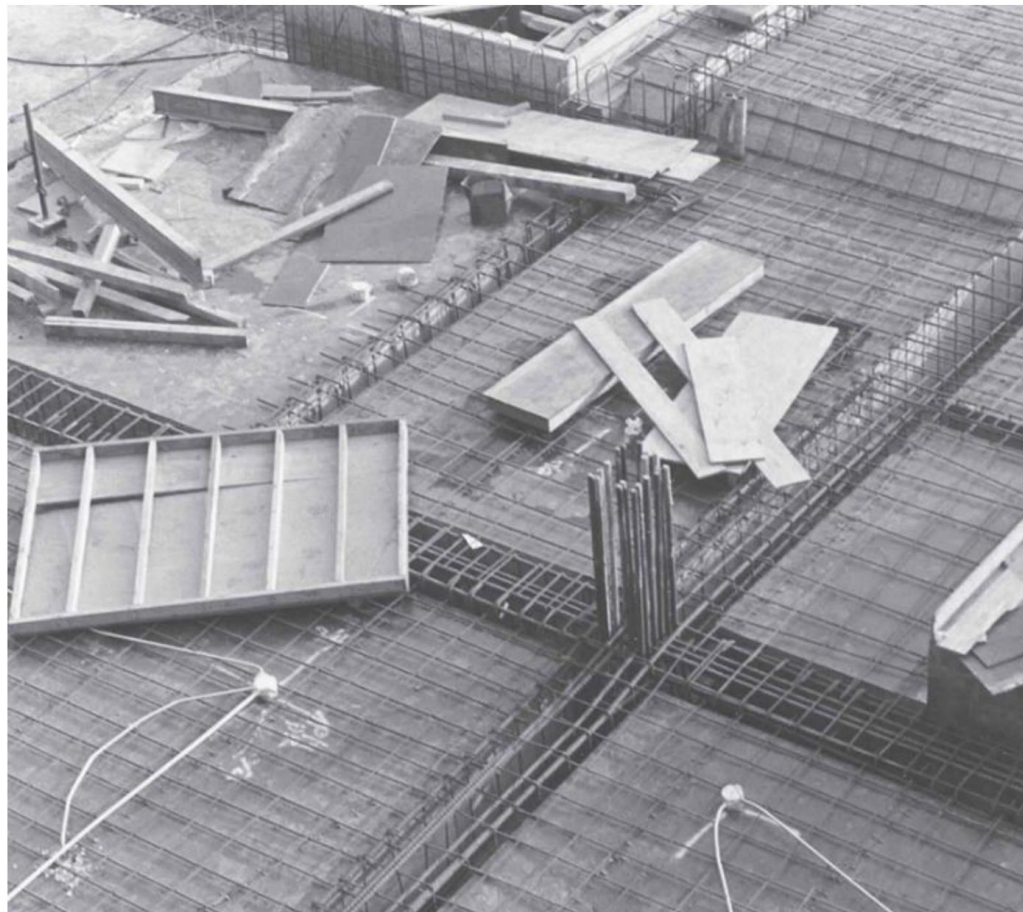


دال بدون تیر

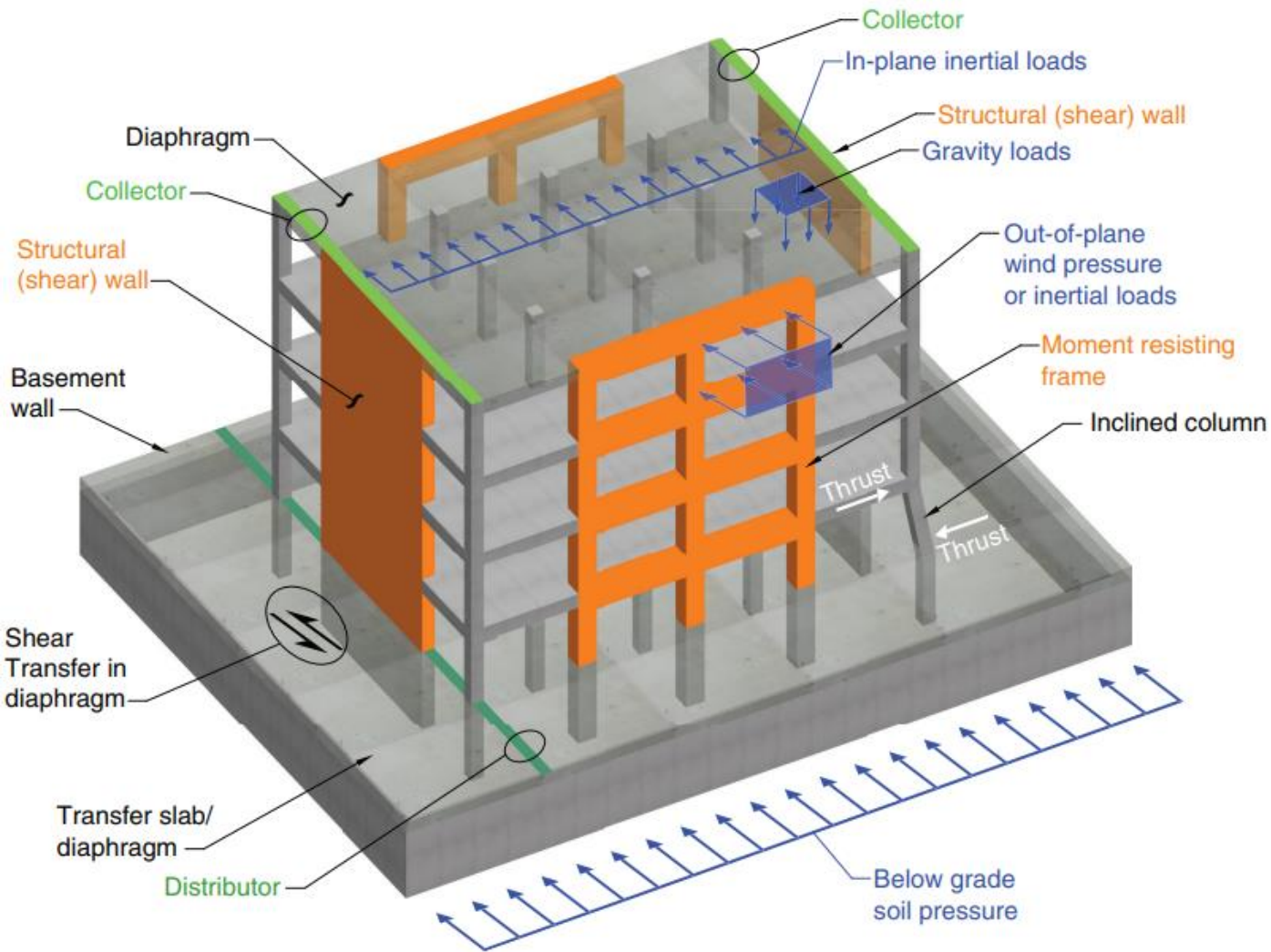


Copyright ©2012 Pearson Education, publishing as Prentice Hall

چرا از دال بتنی استفاده نمی کنیم و سراغ وافل می رویم؟؟



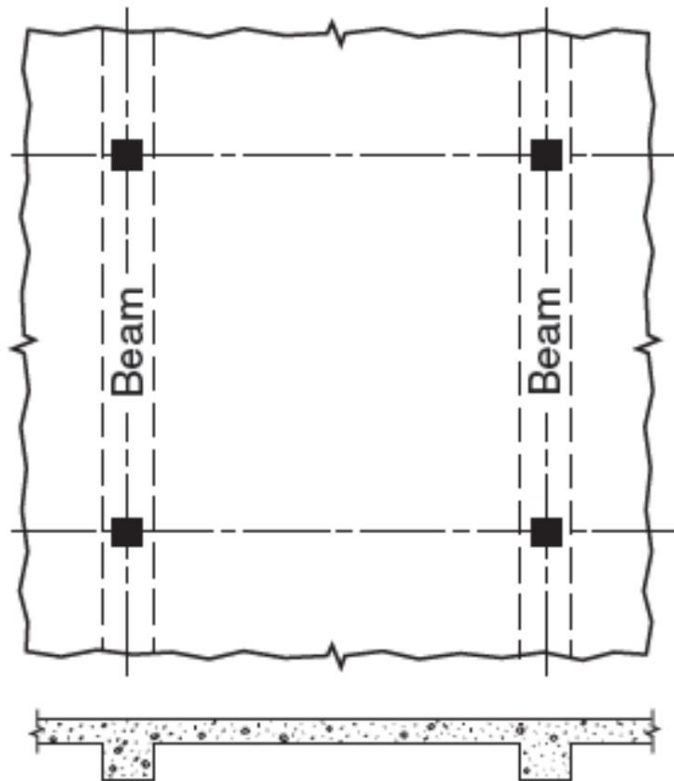
دال بتنی به
تنهایی وزن
زیادی خواهد
داشت



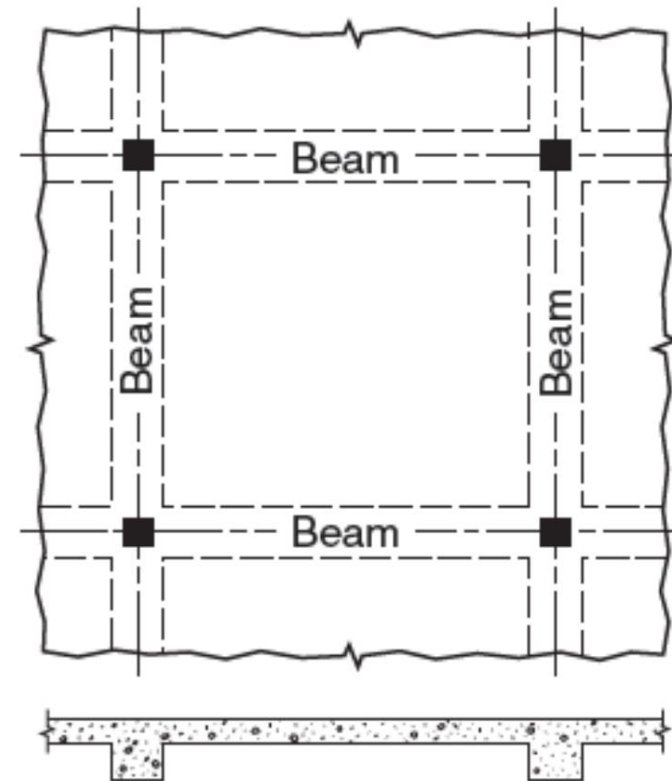
- نقش دیگر دالها ایجاد یک "دیافراگم صلب افقی" یا DIAPHRAGM RIGID HORIZONTAL است که در سازه یکپارچگی ایجاد نموده و بار جانبی ناشی از باد یا زلزله را بین اجزای سیستم باربر جانبی توزیع مینماید.

Fig. R12.1.1—Typical diaphragm actions.

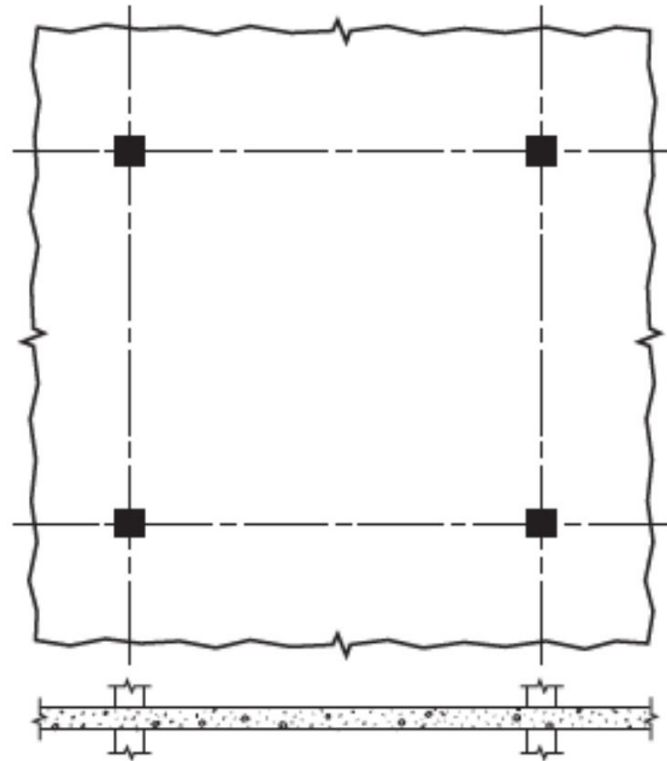
دالها را می توان به دو دسته ی کلی یک طرفه یا Way-One
و دو طرفه یا Way-Two تقسیم بندی نمود



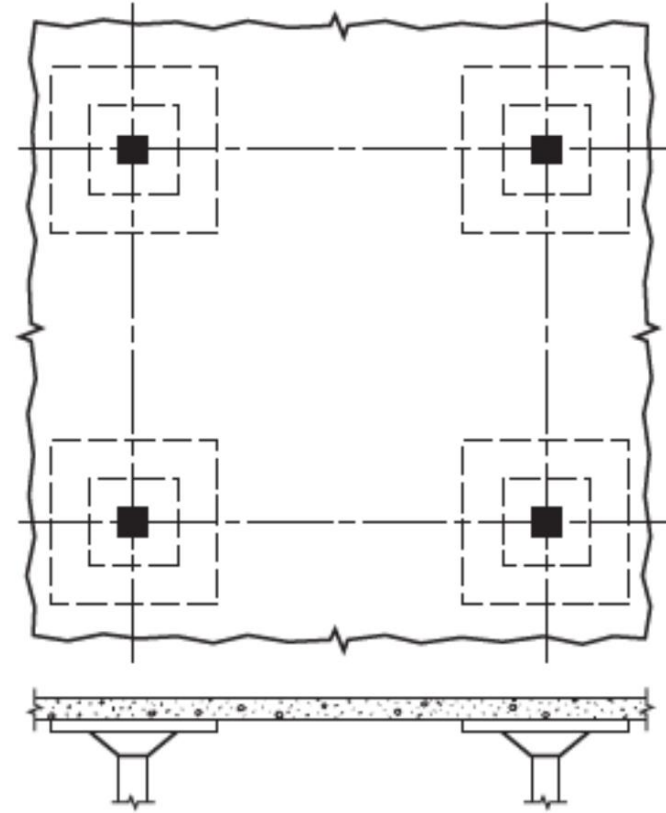
(a) One-way slab



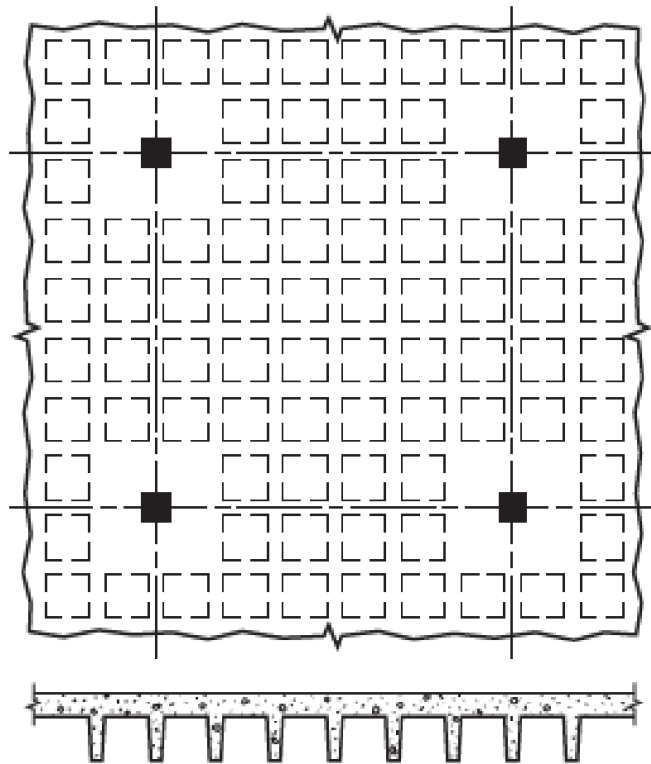
(b) Two-way slab



(d) Flat plate



(e) Flat slab



(f) Grid or waffle slab

۲- دالها و وافل یک طرفه

طراحی و عملکرد دال یک طرفه

- از آنجایی که دالهای یکطرفه فقط از یک جهت تحت خمش قرار میگیرند، عملکرد آنها مانند یک تیر با عرض زیاد بوده و طراحی آنها نیز به طور کلی مانند تیرها صورت میگیرد.
- دال به صورت مجموعه ای از اعضا، مثلاً با عرض ۱ متر و ضخامت ۲۰ سانتی متر طرح میگردد.



۲-۱ - ضخامت

ضوابط حداقل ضخامت دالهای یک طرفه

- برای اطمینان از آنکه دالهای یک طرفه دچار تغییرشکل بیش از حد نمیشوند، مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ایران و آیین نامه ی ACI ۳۱۸ طراح را ملزم میدارند که یا از مقادیر حداقل تجویز شده برای ضخامت دال تخطی نکند و یا با کاربرد روش مناسب، تغییرشکلهای دال را محاسبه و کنترل نماید.

حداقل ضخامت دال مطابق مبحث نهم

۱-۳-۹-۹ حداقل ضخامت دال

۱-۱-۳-۹-۹ برای دال‌های توپُر که به جدا کننده‌ها (تیغه‌ها) یا دیگر اجزای ساختمانی که احتمال دارد در اثر خیز زیاد آسیب ببینند، متصل نیستند، ضخامت کل دال، h نباید از مقادیر جدول ۱-۹-۹ که برای بتن معمولی و فولاد با تنش تسلیم $f_y=420$ MPa تنظیم شده است، کمتر باشد؛ مگر آن که محاسبه‌ی خیز آن‌ها بر اساس بند ۲-۳-۹-۹ انجام شود. برای $f_y \neq 420$ MPa مقادیر جدول ۱-۹-۹ باید در $(0.4+f_y/700)$ ضرب شوند.

جدول ۱-۹-۹ حداقل ضخامت دال‌های یک طرفه‌ی توپُر

شرایط تکیه گاهی	حداقل ضخامت، h
تکیه‌گاه ساده	$l/20$
یک انتهای ممتد	$l/24$
دو انتهای ممتد	$l/28$
طرّه (کنسولی)	$l/10$

حداقل ضخامت دال مطابق ACI 318-19

Table 7.3.1.1—Minimum thickness of solid nonprestressed one-way slabs

Support condition	Minimum $h^{[1]}$
Simply supported	$\ell/20$
One end continuous	$\ell/24$
Both ends continuous	$\ell/28$
Cantilever	$\ell/10$

^[1]Expression applicable for normalweight concrete and $f_y = 420$ MPa. For other cases, minimum h shall be modified in accordance with 7.3.1.1.1 through 7.3.1.1.3, as appropriate.

7.3.1.1.1 For f_y other than 420 MPa, the expressions in Table 7.3.1.1 shall be multiplied by $(0.4 + f_y/700)$.

سوال: چرا سقف با آرماتور All نسبت به سقف با آرماتور Alll ضخامت کمتری نیاز دارد؟؟

۲-۲- آرماتور طولی حداقل

آرماتور حداقل طولی تیر

- برای این بود که لنگر اسمی با یک حاشیه اطمینان مناسبی از لنگر ترک خوردگی بیشتر باشد:
- $M_N > M_{CR}$
- برای اینکه تیر بعد از ترک خوردگی از خود مقاومت نشان دهد.

۲-۱-۵-۱۱-۹ حداقل مقدار آرماتورهای خمشی نباید از بزرگترین مقادیر زیر کمتر باشد؛ به جز موردی که در ضابطه‌ی بند ۳-۱-۵-۱۱-۹ اشاره شده است. در اعضای معین استاتیکی با مقطع بال‌دار که بال مقطع در کشش قرار دارد، مقدار b_w بر اساس جایگزینی با کمترین مقدار b_f (عرض بال) و $2b_w$ محاسبه می‌شود. مقدار f_y باید به حداکثر ۵۵۰ مگاپاسکال محدود شود.

$$0.25 \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} b_w d \quad \text{(الف-۱-۱۱-۹)}$$

$$\frac{1.4}{f_y} b_w d \quad \text{(ب-۱-۱۱-۹)}$$

$$\rho \approx 0.003 = 0.3\%$$

ضوابط آرماتور طولی حداقل برای دال های یک طرفه

- با توجه به عرض زیاد دالها، احتمال آنکه در اثر ترک خوردگی، ناگهان گسیختگی ترد در تمام عرض دال رخ دهد بسیار کم است. به همین دلیل، رعایت آرماتور حداقل خمشی تیرها در دالها الزامی نیست.
- به جای حداقل آرماتور خمشی، دالها میبایست دارای میزانی از آرماتور حداقل باشند تا در اثر جمع شدگی و اثرات حرارت، در آنها ترک خوردگی بیش از حد رخ ندهد. این آرماتور حداقل، بسیار کمتر از تیرهاست.

۱-۶-۹-۹ حداقل آرماتور خمشی، $A_{s,min}$ در وجه کششی، باید برابر با $0.0018A_g$ در نظر گرفته شود.

$$A_{s,min} = 0.0018A_g$$

۳-۵-۷-۹-۹ حداکثر فاصله ی آرماتورهای آجدار باید کوچکترین از دو مقدار $3h$ و 350 میلی متر باشد.

۹-۱۹-۴ آرماتور حرارتی و جمع شدگی

۹-۱۹-۴-۱ در دال‌های یک طرفه برای مقابله با تنش‌های حرارتی و جمع شدگی باید در جهت عمود بر آرماتورهای خمشی، آرماتورهای اضافی موسوم به "آرماتور حرارتی"، مطابق ضوابط بندهای ۹-۱۹-۴-۳ تا ۹-۱۹-۴-۶ در نظر گرفته شوند.

۹-۱۹-۴-۲ در مواردی که دال در جهت عمود بر آرماتورهای خمشی مانع حرکت‌های ناشی از تغییرات دما یا جمع شدگی می‌شود، باید اثرات آن‌ها طبق بند ۹-۱۹-۴-۳ مورد بررسی قرار گرفته و آرماتور اضافی لازم پیش بینی شود.

۹-۱۹-۴-۳ نسبت سطح مقطع آرماتور آجدار حرارتی و جمع شدگی به سطح مقطع ناخالص بتن، باید بزرگ‌تر یا مساوی ۰/۰۰۱۸ در نظر گرفته شود.

۹-۱۹-۴-۴ آرماتورهای حرارتی در دال‌های با ضخامت بیش‌تر از ۲۰۰ میلی متر باید در دو لایه نزدیک به سطوح زیر و روی دال قرار داده شوند. در دال‌های با ضخامت کم‌تر می‌توان آن‌ها را در یک لایه قرار داد.

۹-۱۹-۴-۵ فاصله‌ی آرماتورهای حرارتی و جمع شدگی از یک دیگر نباید بیش‌تر از پنج برابر ضخامت دال و یا ۳۵۰ میلی متر در نظر گرفته شود.

۲-۲- آرماتور برشی حداقل

عدم استفاده از میلگرد در برش

در تیرها اگر $V_u < 0.5\phi V_c$ باشد می توان از آرماتور برشی استفاده نکرد. در دالها تخفیف داده شده است.

۹-۱۱-۵-۲-۱ حداقل آرماتورهای برشی، $A_{v,min}$ ، باید در تمامی مناطقی که نیروی برشی نهایی مقطع از نصف مقاومت برشی تأمین شده توسط بتن با احتساب ضریب کاهش مقاومت بیشتر است، $V_u > 0.08\phi \lambda \sqrt{f'_c} b_w d_c$ ، تأمین شود؛ به جز مواردی که در جدول ۹-۱۱-۲ آمده‌اند؛ که در این موارد اگر $V_u > \phi V_c$ باشد، حداقل باید $A_{v,min}$ تأمین گردد.

جدول ۹-۱۱-۲ مواردی که اگر $V_u \leq \phi V_c$ باشد، حداقل آرماتور برشی لازم نیست

شرایط	نوع تیر
$h \leq 250 \text{ mm}$	کم عمق
$h \leq \max \{2.5t_f, 0.5b_w\}$ و $h \leq 600 \text{ mm}$	یکپارچه با دال
$h \leq 600 \text{ mm}$ و $V_u \leq \phi 0.17 \sqrt{f'_c} b_w d$	ساخته شده با بتن معمولی مسلح به الیاف فولادی و $f'_c \leq 40 \text{ MPa}$
مطابق ضوابط بند ۹-۱۱-۲	سیستم تیرچه‌ای یک طرفه

۹-۸-۴-۲ برای اعضای بتنی که در آنها از حداقل فولاد عرضی استفاده نشده باشد،
 از رابطه‌ی (۹-۸-۱۳) تعیین می‌شود.

$$V_c = \left(0.66 \lambda_s \lambda (\rho_w)^{1/3} \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right) b_w d \quad (۹-۸-۱۳)$$

که λ_s ضریب اصلاح تاثیر اندازه بوده و بر اساس رابطه‌ی (۹-۸-۱۴) تعیین می‌شود.

۹-۸-۴-۳ در رابطه‌های (۹-۸-۱۲) و (۹-۸-۱۳)، بار محوری N_u در فشار مثبت، و در
 کشش منفی منظور می‌شود. همچنین مقدار $\frac{N_u}{6A_g}$ نباید بیش از $0.05 f'_c$ منظور شود.

۹-۸-۴-۴ V_c نباید بزرگ‌تر از $0.42 \lambda_s \sqrt{f'_c} b_w d$ ، و یا کوچک‌تر از صفر در نظر گرفته
 شود.

۹-۸-۴-۵ ضریب اصلاح تاثیر اندازه، λ_s ، به صورت زیر تعیین می‌شود.

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+d/250}} \leq 1.0 \quad (۹-۸-۱۴)$$

چرا ضوابط دال در مورد آرماتور برشی آسان تر از تیر است؟

- با توجه به عرض زیاد دالها، احتمال آنکه در اثر ترک خوردگی، ناگهان گسیختگی ترد در تمام عرض دال رخ دهد بسیار کم است. به همین دلیل، رعایت آرماتور حداقل خمشی تیرها در دالها الزامی نیست.

آرماتور برشی برای سقف وافل





۲- حداقل پوشش

فصل چهارم مبحث ۹ - مشخصات آرماتورها

جدول ۹-۴-۶ حداقل ضخامت پوشش بتن روی میلگرد برای اجزای بتنی

پوشش روی میلگردها، میلی‌متر	میلگردها	نوع عضو	شرایط محیطی سازه‌ی بتنی
۷۵	کلیه‌ی میلگردها	کلیه‌ی اعضا	بتن در تماس دائم با خاک است.
۵۰	میلگردهای به قطر ۱۸ تا ۵۸ میلی‌متر	کلیه‌ی اعضا	بتن در تماس با هوا و یا تماس غیر دائم با خاک است.
۴۰	میلگردها و سیم‌های به قطر ۱۶ میلی‌متر و کم‌تر		
۴۰	میلگردهای بزرگتر از قطر ۳۶ میلی‌متر	دال‌ها، تیرچه‌ها و دیوارها	بتن در تماس با هوا و یا خاک نیست.
۲۰	میلگردهای قطر ۳۴ میلی‌متر و نازک‌تر		
۴۰	آرماتورهای طولی، خاموت‌ها، بست‌ها، دورپیچ‌ها و تنگ‌ها	تیرها، ستون‌ها، ستون پایه‌ها و اعضای کششی	

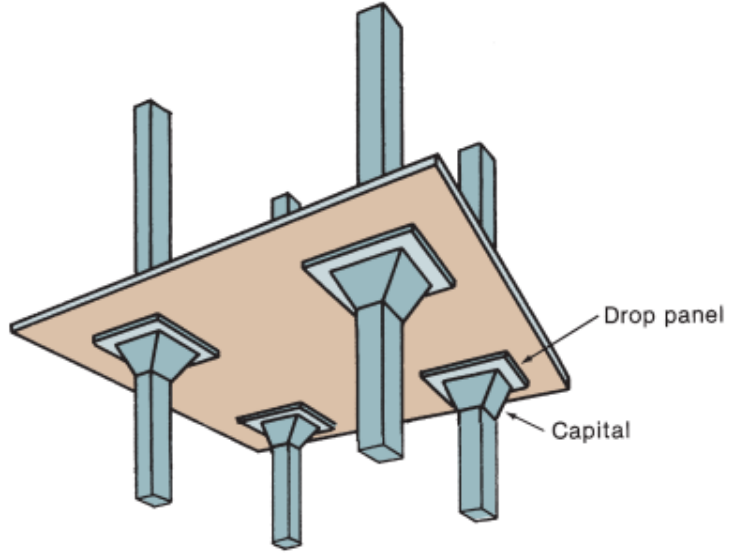
CHAPTER 20—STEEL REINFORCEMENT PROPERTIES, DURABILITY, & EMBEDMENTS

Table 20.5.1.3.1—Specified concrete cover for cast-in-place nonprestressed concrete members

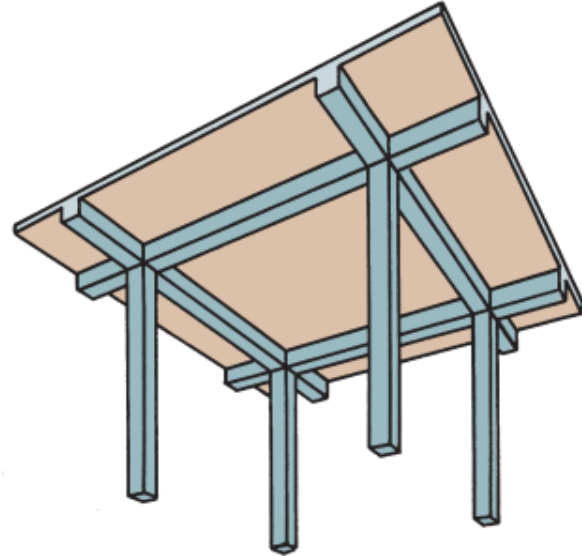
Concrete exposure	Member	Reinforcement	Specified cover, mm
Cast against and permanently in contact with ground	All	All	75
Exposed to weather or in contact with ground	All	No. 19 through No. 57 bars	50
		No. 16 bar, MW200 or MD200 wire, and smaller	40
Not exposed to weather or in contact with ground	Slabs, joists, and walls	No. 43 and No. 57 bars	40
		No. 36 bar and smaller	20
	Beams, columns, pedestals, and tension ties	Primary reinforcement, stirrups, ties, spirals, and hoops	40

۲- دالها و وافل دو طرفه

۲-۱- کلیات



(c) Flat slab.



(d) Two-way slab with beams.

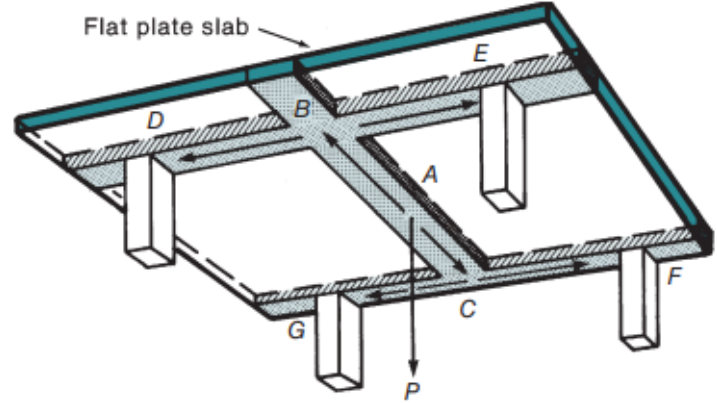
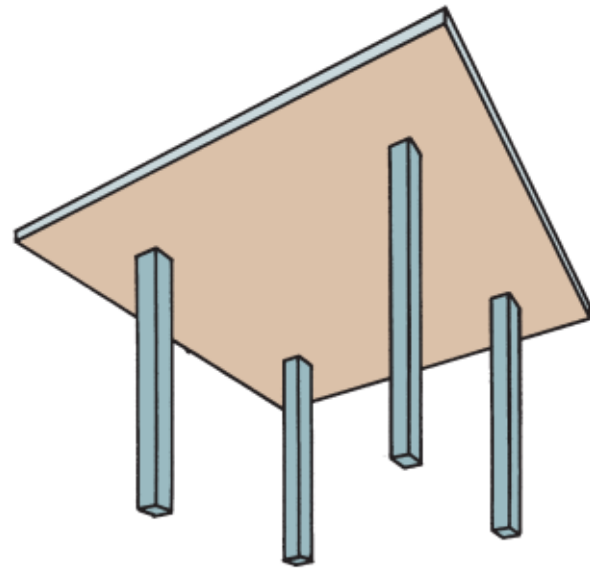
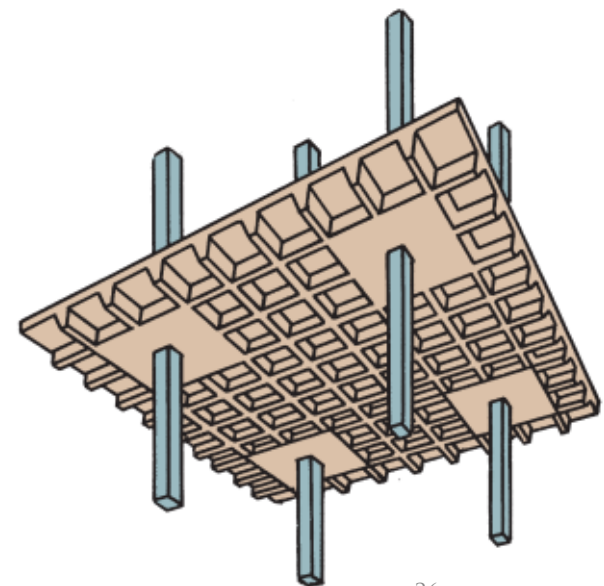


Fig. 13-2
Types of two-way slabs.

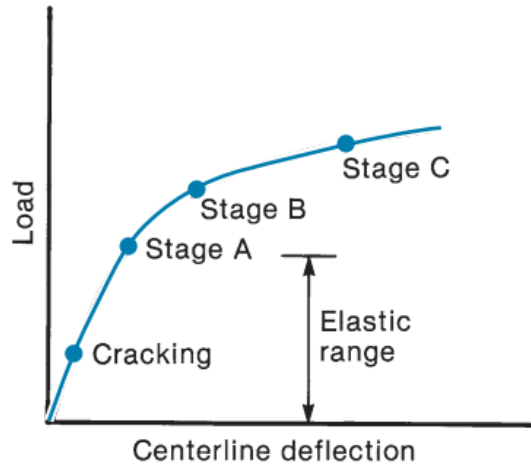


(a) Flat plate تهیه کننده: دکتر مازی

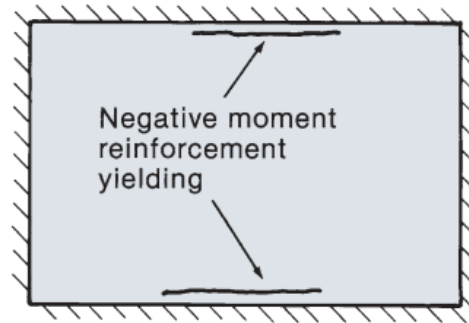


(b) Waffle slab.

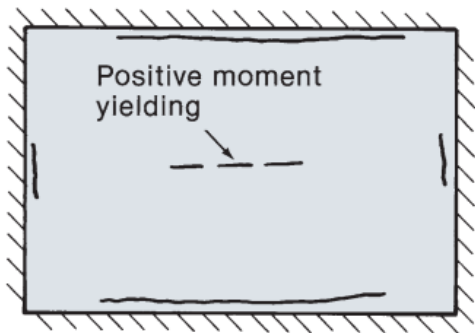
مقاومت خمشی بالا در دالهای دو طرفه



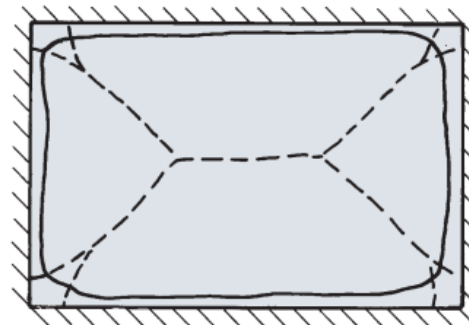
(a) Load-deflection diagram.



(b) Initial yielding—Stage A.

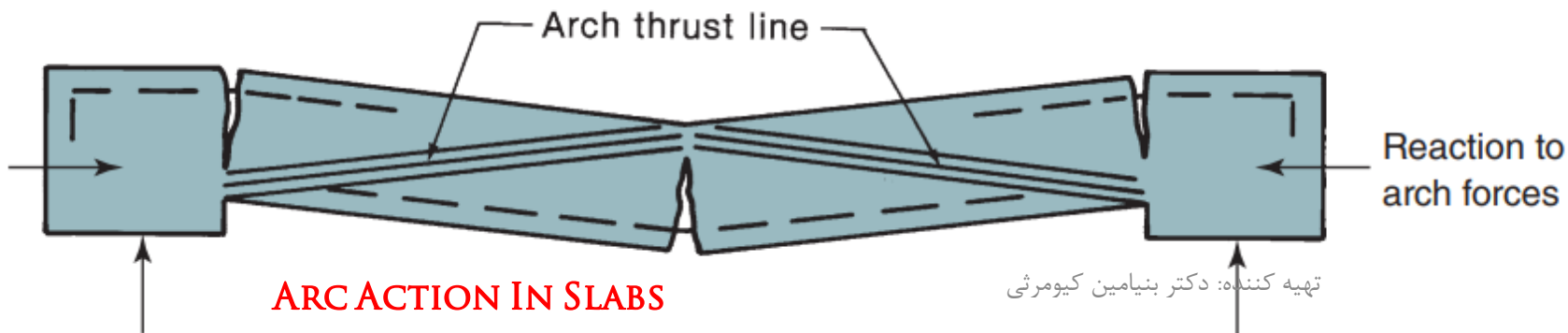


(c) Onset of positive moment yielding—Stage B.



(d) Yield line mechanism—Stage C.

مقاومت برشی پایین در دالهای دو طرفه



حداقل فاصله آرماتورهای خمشی و حداقل آرماتورهای خمشی در دال دوطرفه

۹-۱۰-۷-۳-۲ فاصله آرماتورهای خمشی

الف- حداقل فاصله آرماتورهای خمشی S باید طبق بند ۹-۲۱-۲ باشد؛

ب- برای دال‌های توپر، حداکثر فاصله آرماتورهای طولی در مقاطع بحرانی کمترین مقدار از $2h$ و 350 میلی‌متر، و در بقیه‌ی مقاطع کمترین مقدار از $3h$ و 350 میلی‌متر باشد.

۹-۱۰-۷-۱-۲ حداقل آرماتور خمشی در دال‌های دوطرفه

الف- حداقل مساحت آرماتور خمشی، $A_{s,min}$ ، برابر با $0.0018A_g$ بوده و یا مطابق آنچه در بند

(ب) زیر تعریف شده است، محاسبه می‌شود. این آرماتور باید در نزدیکی سطح کششی در جهت

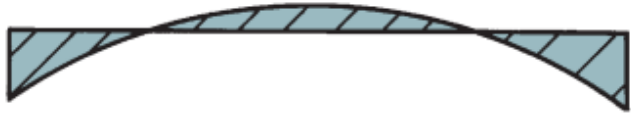
دهانه، و در عرض دال (b_{slab}) تعبیه شود.

۲-۲- روش های طراحی

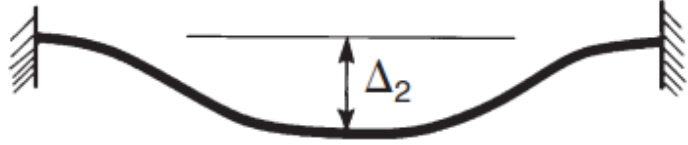
روش های طراحی

- روش طراحی مستقیم
- روش ضرایب (فقط برای دالهای متکی بر تیر)

(b) Strip A.

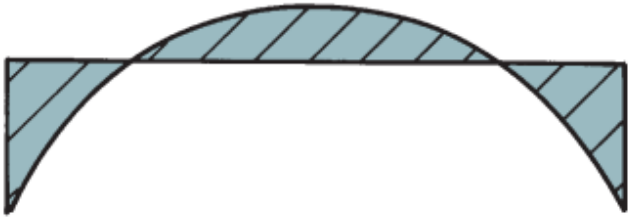


Moments

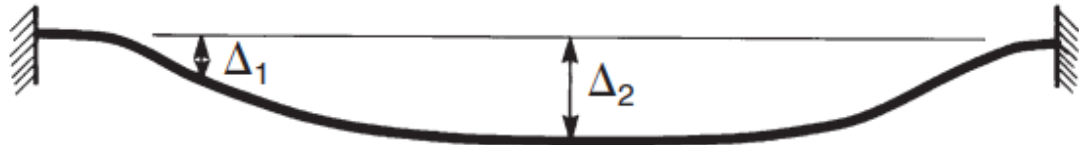


Deflection

(c) Strip B.



Moments

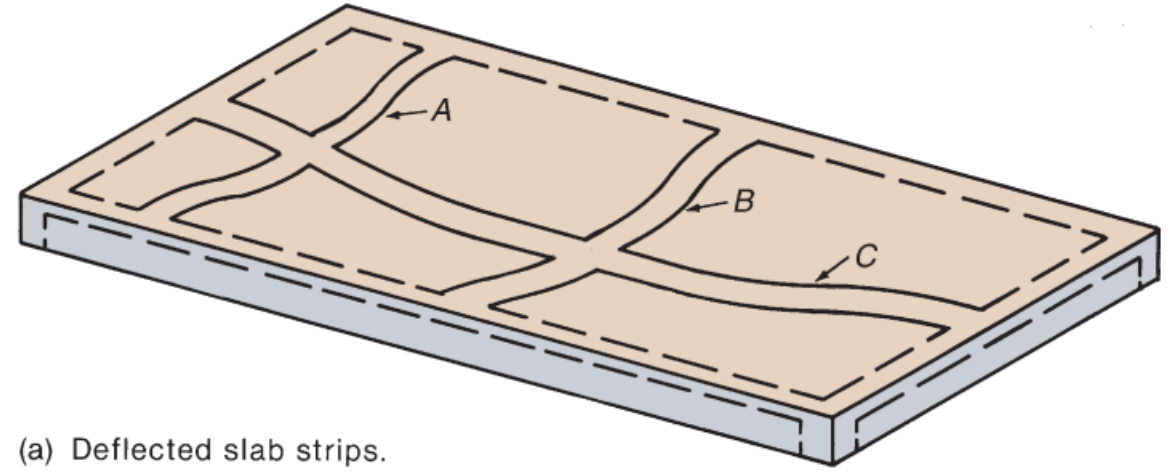


Deflection

(d) Strip C.



Moments



(a) Deflected slab strips.

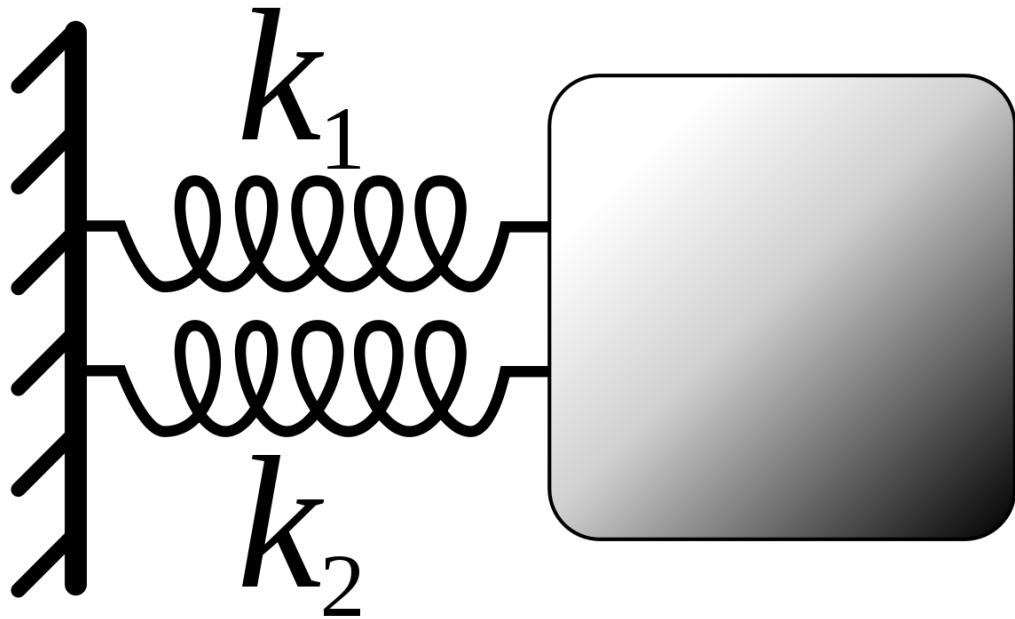
معادله دیفرانسیل

$$m_x = -\frac{Et^3}{12} \left(\frac{\partial^2 z}{\partial x^2} \right)$$

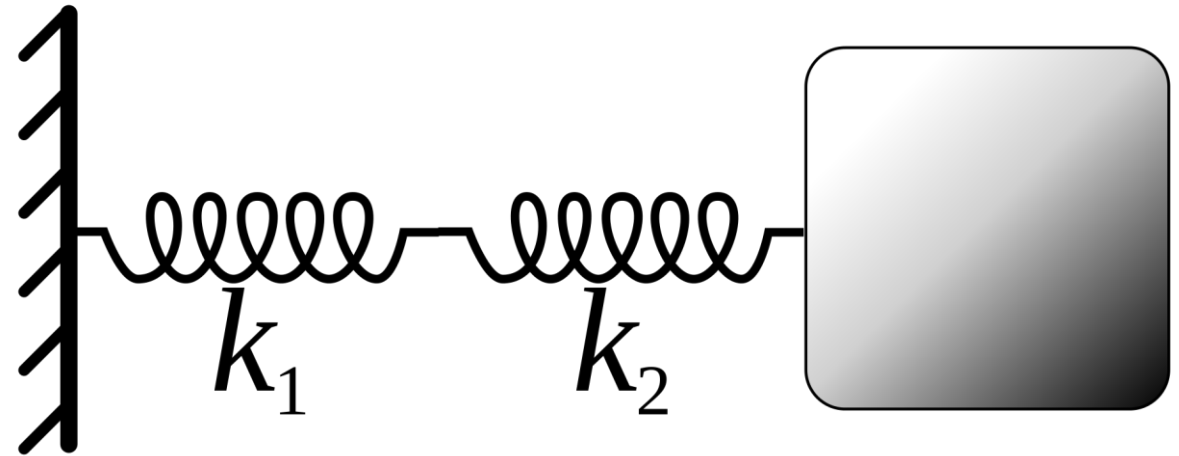
$$m_y = -\frac{Et^3}{12} \left(\frac{\partial^2 z}{\partial y^2} \right)$$

$$m_{xy} = -\frac{Et^3}{12} \left(\frac{\partial^2 z}{\partial x \partial y} \right)$$

دال متکی بر تیر بار در جهت کوتاه و بلند تقیسم می شود
دال متکی بر ستون هر دو جهت را برای کل بار طراحی می کنیم



دال متکی بر تیر



دال متکی بر ستون

تأثیر طول دهانه برای محاسبه سرانگشتی سهم دهانه های دال

Comparison of One-way and Two-way slab behavior

w_s = load taken by short direction

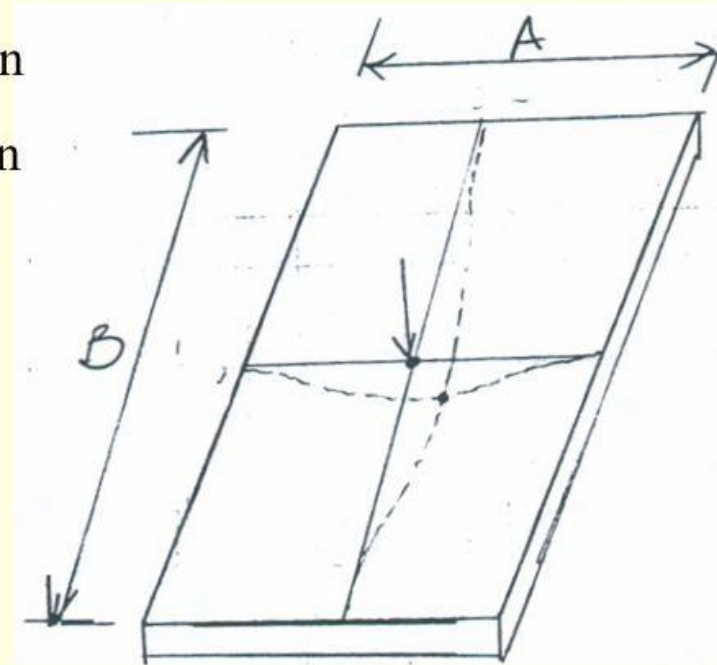
w_l = load taken by long direction

$$\delta_A = \delta_B$$

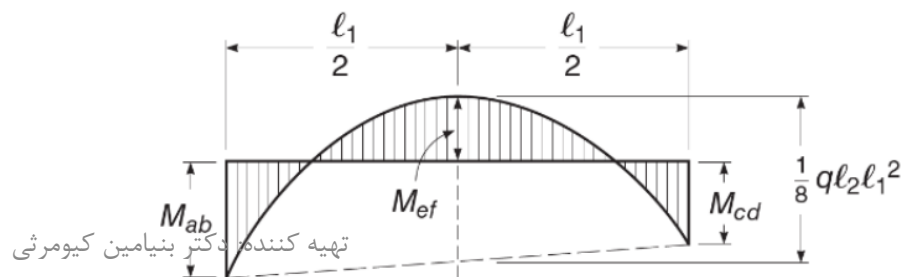
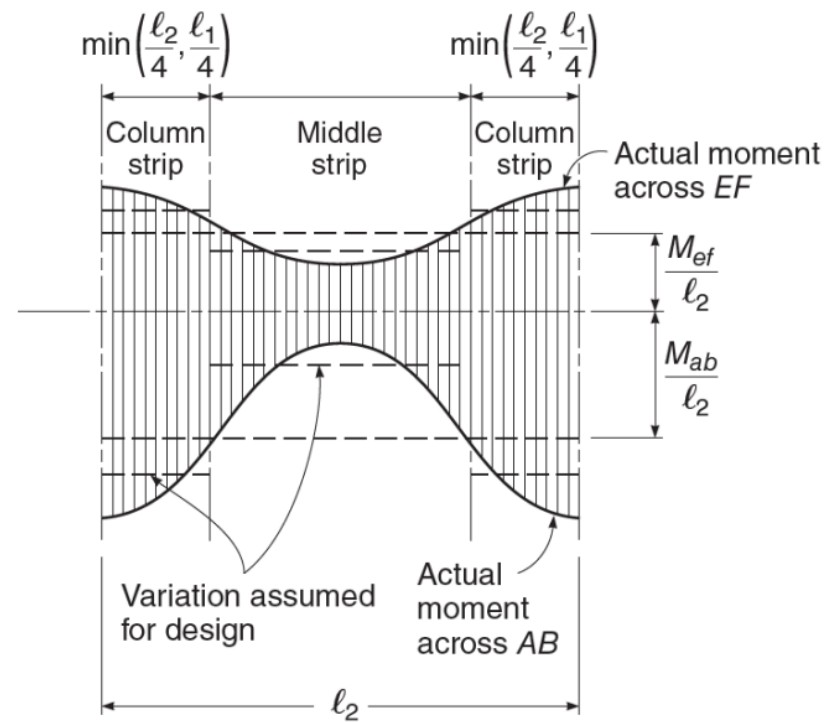
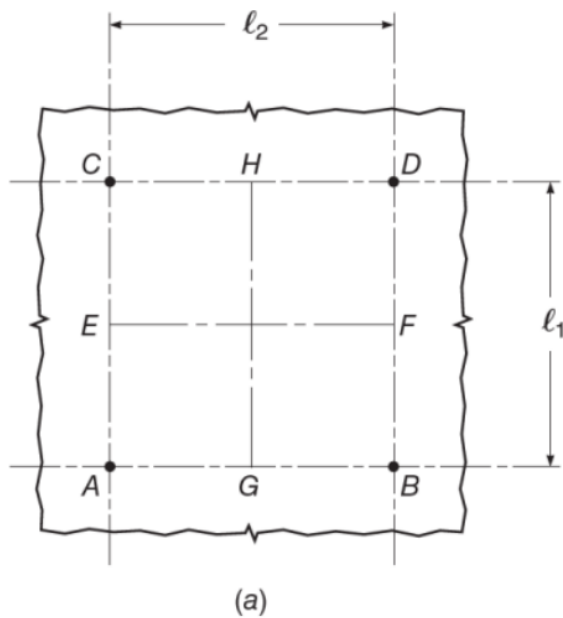
$$\frac{5w_s A^4}{384EI} = \frac{5w_l B^4}{384EI}$$

$$\frac{w_s}{w_l} = \frac{B^4}{A^4} \quad \text{For } B = 2A \Rightarrow w_s = 16w_l$$

Rule of Thumb: For $B/A > 2$, design as one-way slab



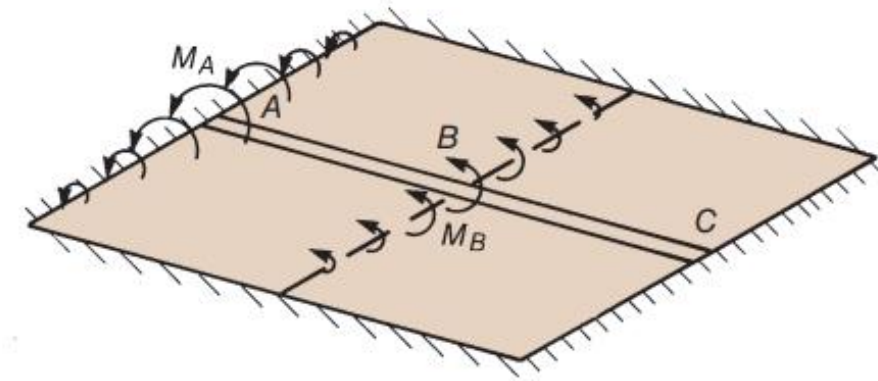
دلیل استفاده از نوارهای طراحی



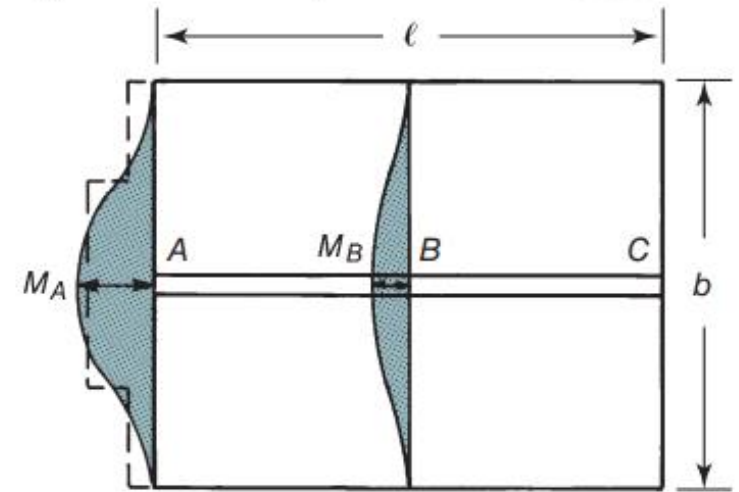
تهیه کننده: دکتر بنیامین کیومرثی

Types of moment diagram

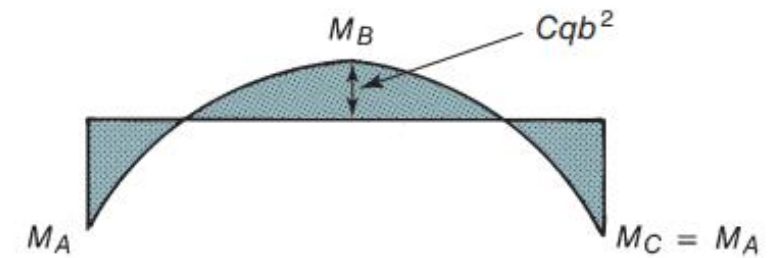
Four-edges fixed slab



(a) Moments at edge and middle of slab.



(b) Distribution of moments at edge and middle.



(c) Moments in strip ABC.

مشارکت دال با تیر بتنی

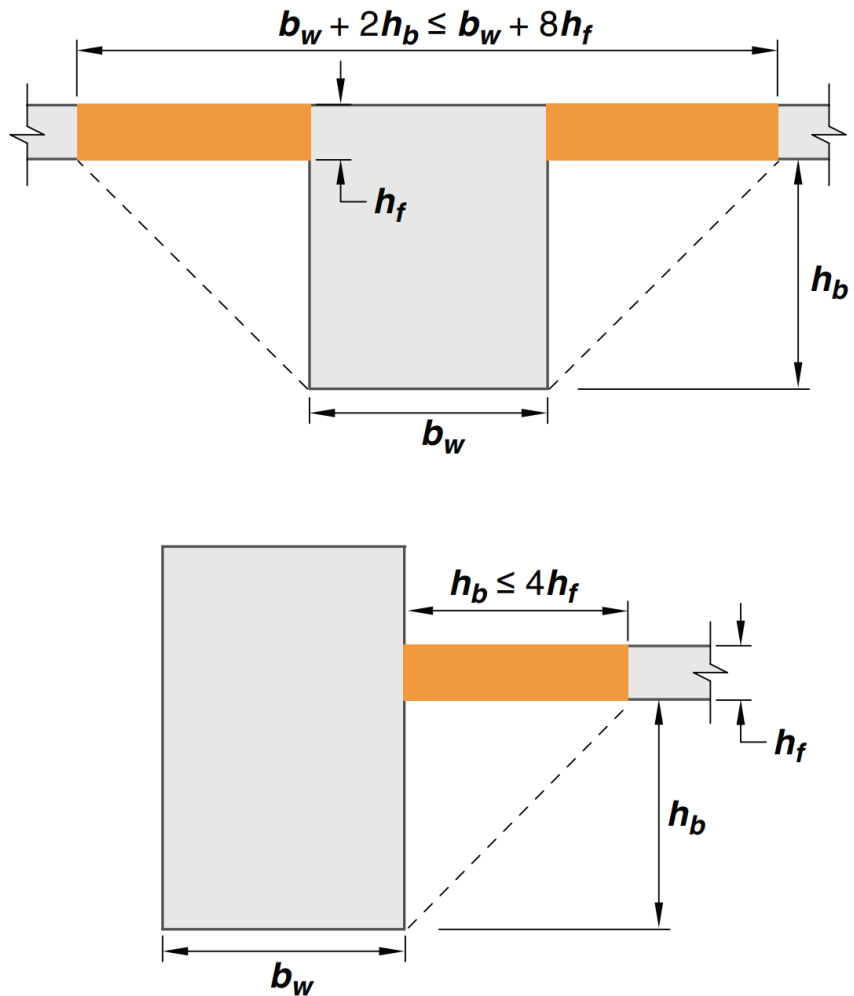
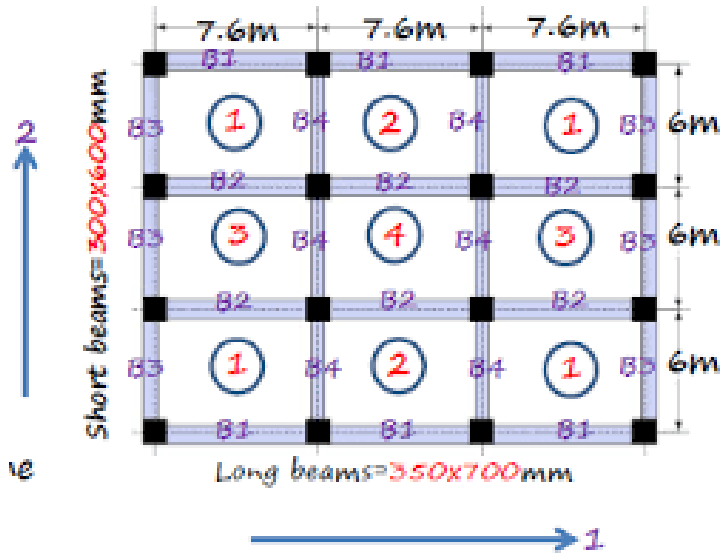


Fig. R8.4.1.8—Examples of the portion of slab to be included with the beam under 8.4.1.8.

روش طراحی مستقیم

- از سال ۲۰۱۹ از آیین نامه ACI حذف شده است.
- ولی در مبحث نهم در بند ۹-۱۰-۹ ارائه شده است.

محدودیت های روش طراحی مستقیم طبق مبحث نهم



- حداقل ۳ دهانه در هر جهت وجود داشته باشد.
- چشمه دال مستطیل و نسبت آنها از ۲ بیشتر نباشد
- اختلاف طول دهانه ها در یک راستا از ۳۰ درصد بیشتر نباشد
- میزان برون محوری ستون کمتر از ۱۰٪ دهانه در جهت بروی محوری باشد.
- بارها فقط ثقلی و بار زنده بیش از دو برابر بار مرده نباشد.

Beam and slab sections for calculations of α_f .

$$\alpha_f = \frac{4E_{cb}I_b/\ell}{4E_{cs}I_s/\ell} \longrightarrow \alpha_f = \frac{E_{cb}I_b}{E_{cs}I_s}$$

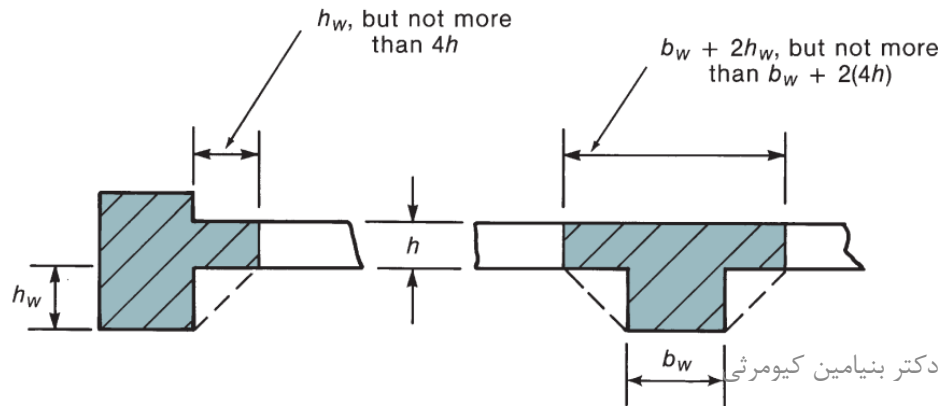
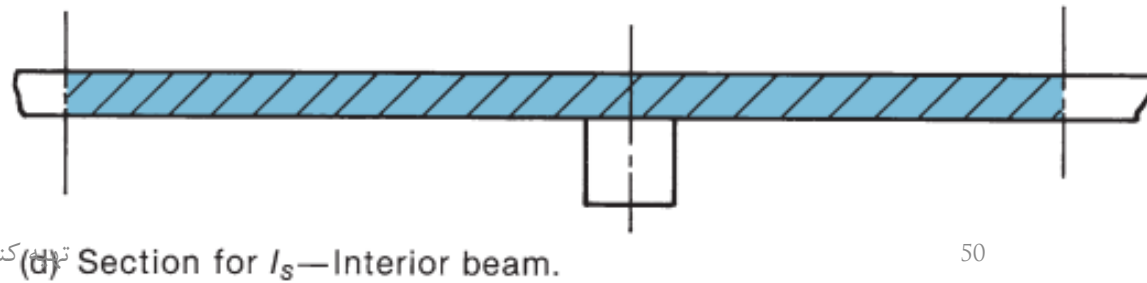
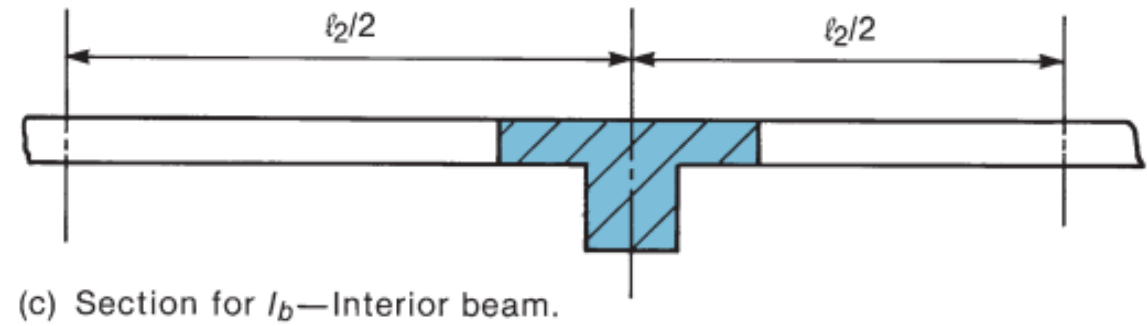
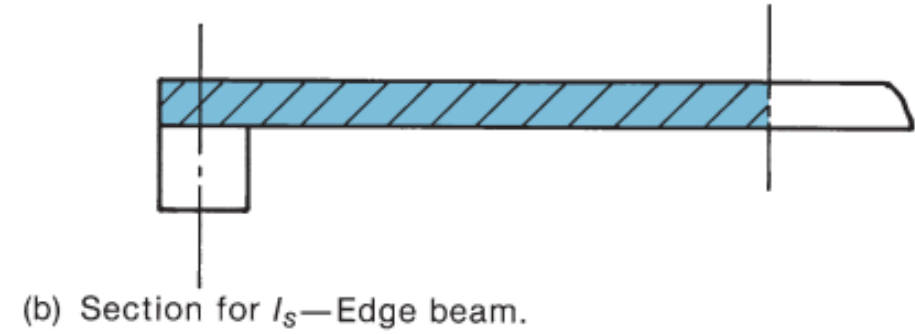
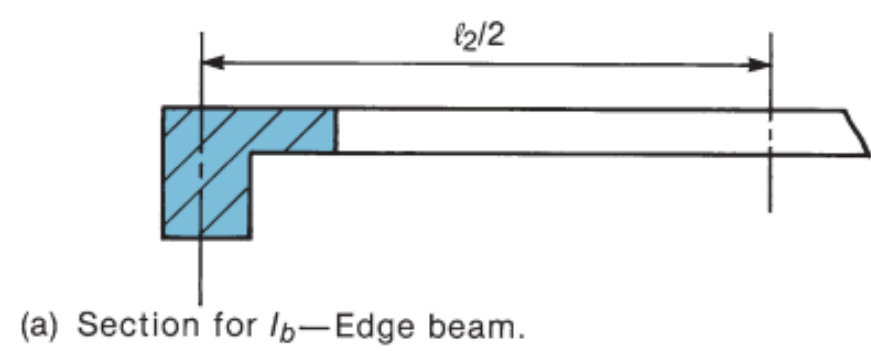
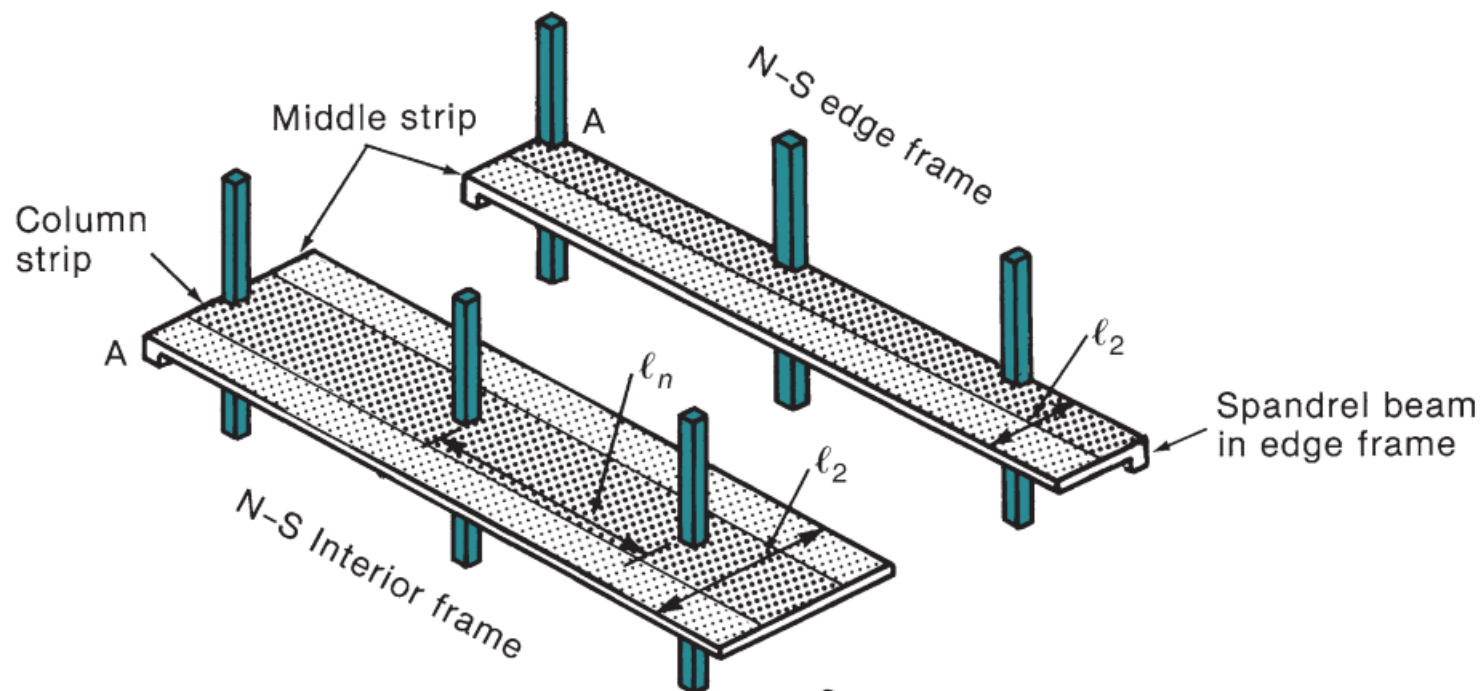
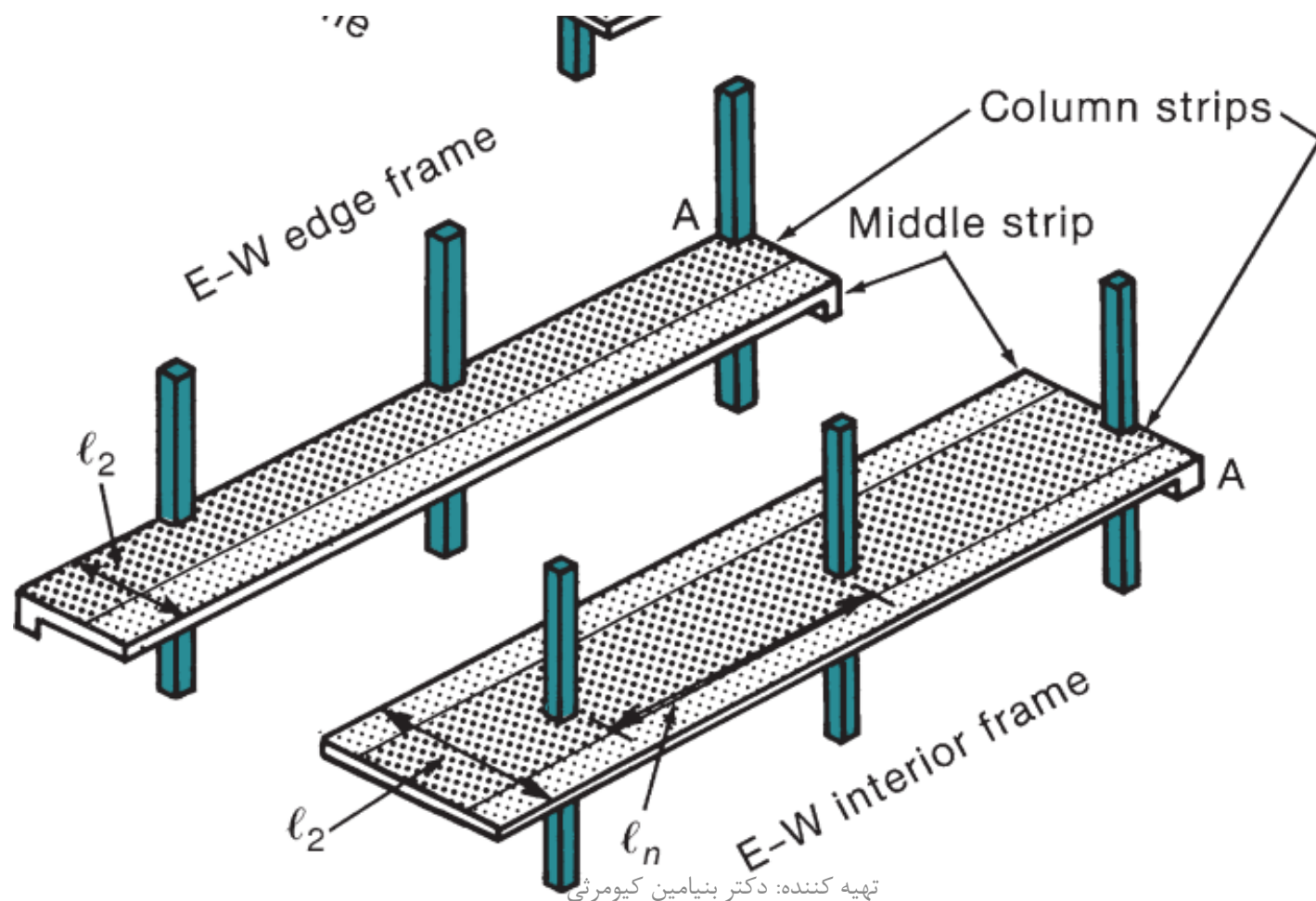


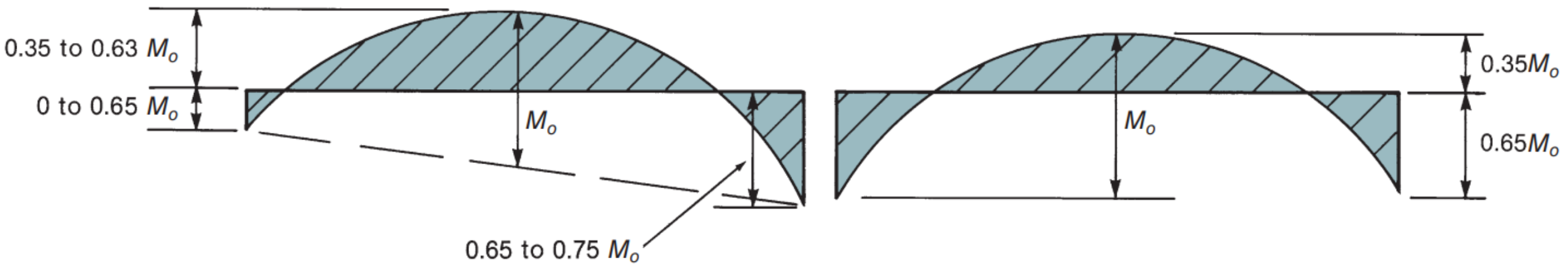
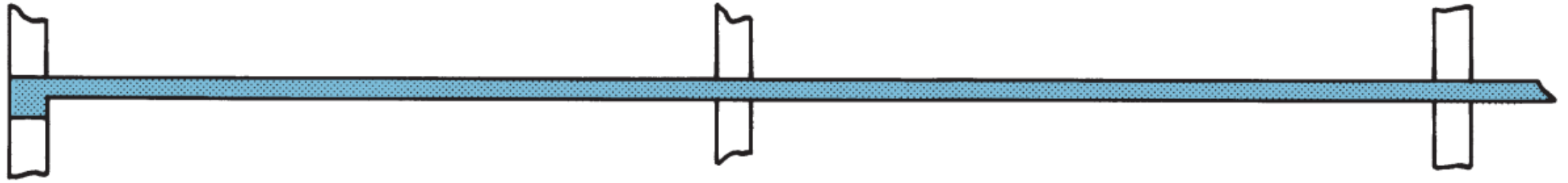
Fig. 13-15
Cross section of beams
as defined in ACI Code
Section 8.4.1.8.

نوارهای طراحی وقتی می خواهیم در جهت شمالی-جنوبی طراحی کنیم



نوارهای طراحی وقتی می خواهیم در جهت شرقی-غربی طراحی کنیم





Exterior span
(see Table 13-2)

تهیه کننده: دکتر بنیامین کیومرثی

Interior span

رابطه شکل قبل در مبحث نهم

۵-۹-۱۰-۹ توزیع لنگر خمشی استاتیکی ضریب دار M_o در نوار پوششی

در دهانه‌های میانی: ۱-۵-۹-۱۰-۹

الف- لنگر خمشی منفی هر تکیه‌گاه: $0.65M_o$

ب- لنگر خمشی مثبت وسط دهانه: $0.35M_o$

۲-۵-۹-۱۰-۹ در دهانه‌های کناری، M_o باید مطابق جدول ۶-۱۰-۹ توزیع شود.

۳-۵-۹-۱۰-۹ لنگرهای خمشی منفی باید در بر تکیه‌گاه‌ها محاسبه شوند.

TABLE 13-2 Distribution of Total Factored Static Moment, M_o , in an Exterior Span

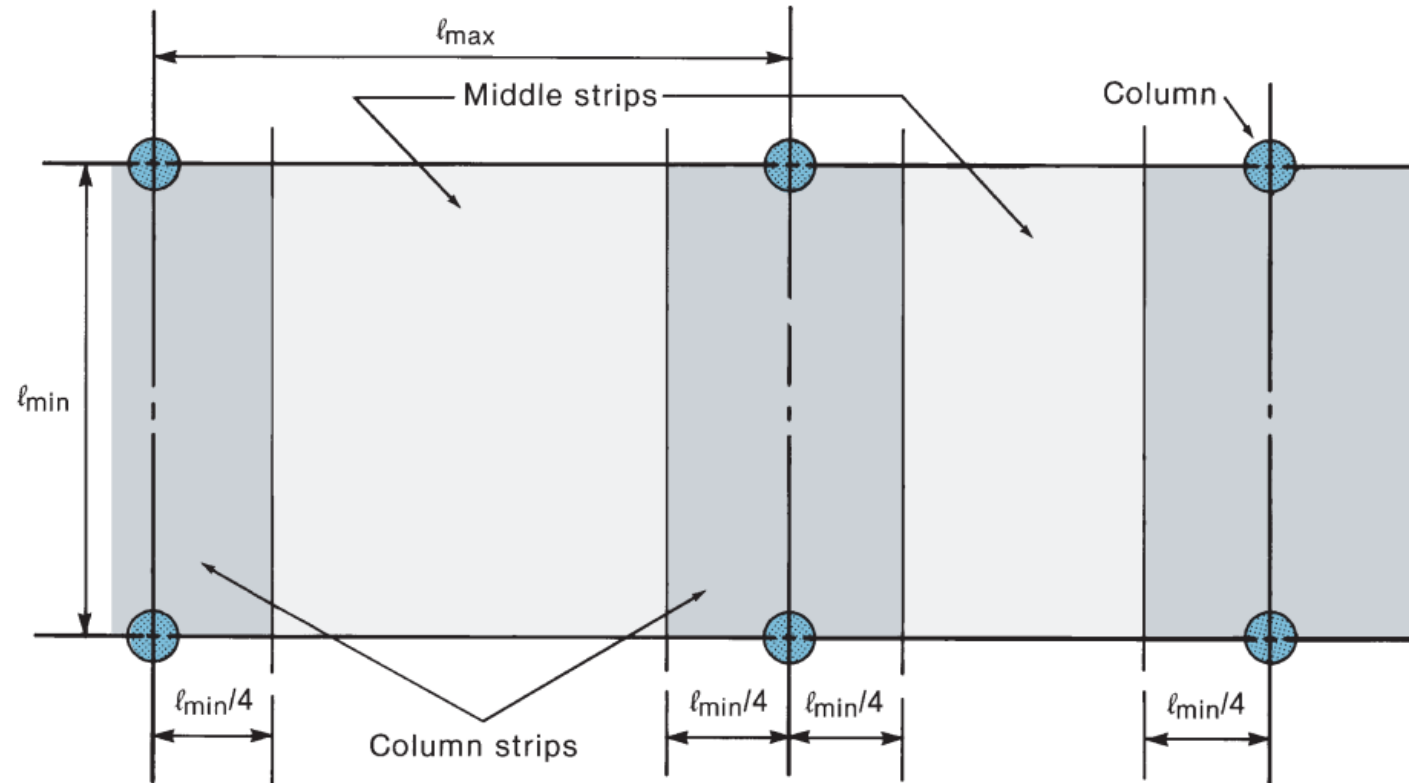
	(1)	(2)	(3)		(4)	(5)
	Exterior Edge Unrestrained	Slab with Beam between All Supports	Slab without Beams between Interior Supports		With Edge Beam	Exterior Edge Fully Restrained
			Without Edge Beam	With Edge Beam		
Interior Negative Factored Moment	0.75	0.70	0.70	0.70		0.65
Midspan Positive Factored Moment	0.63	0.57	0.52	0.50		0.35
Exterior Negative Factored Moment	0	0.16	0.26	0.30		0.65

جدول قبلی در مبحث نهم

جدول ۹-۱۰-۶ توزیع لنگر خمشی استاتیکی ضریب دار در دهانه‌های کناری

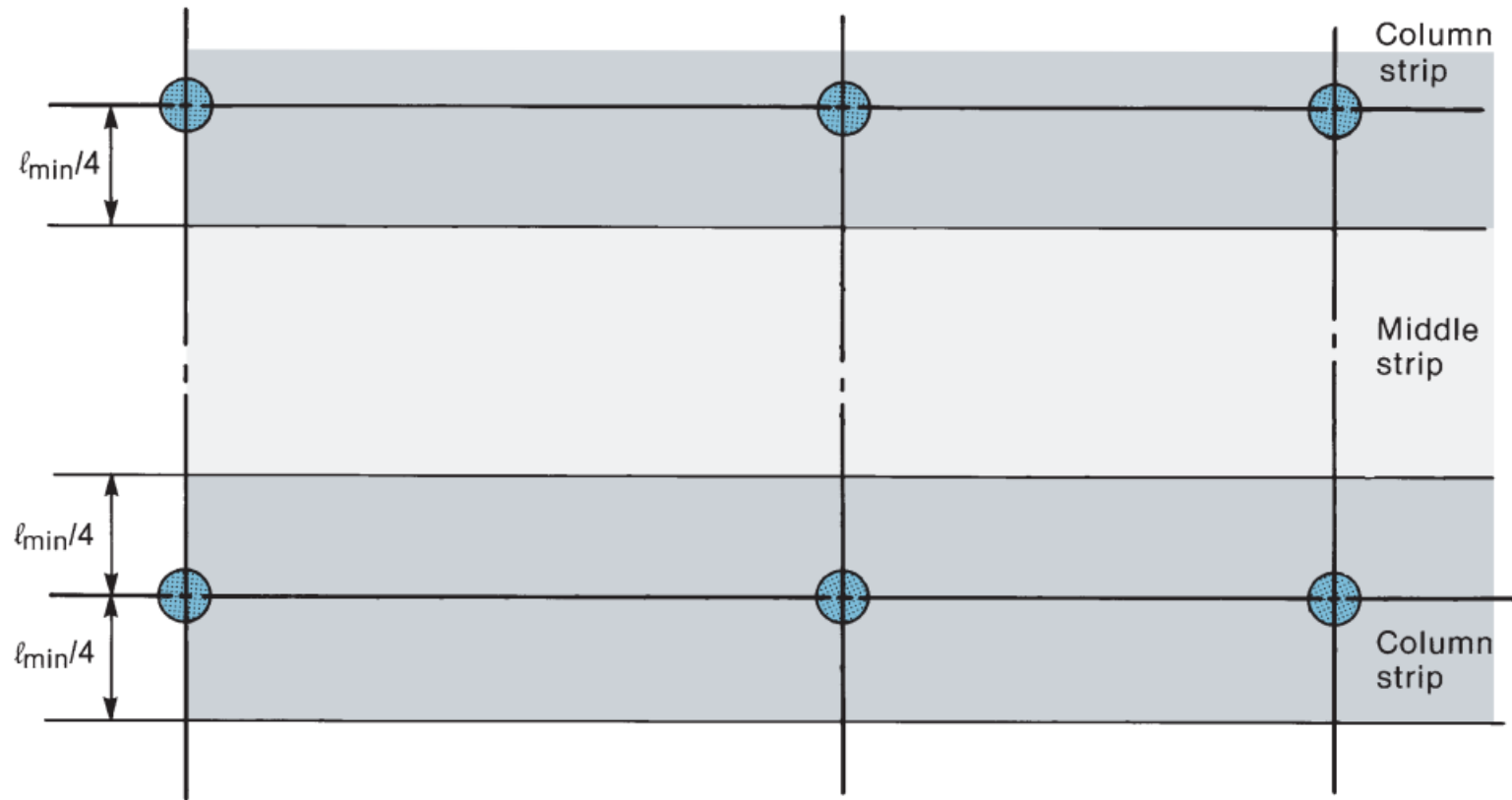
شرایط تکیه‌گاهی					لنگر خمشی
تکیه‌گاه کناری		دال با تیر		دال تخت	
		یکپارچه	با تیر لبه	بدون تیر لبه	
ساده	کاملاً گیردار				
۰/۷۵	۰/۶۵	۰/۷۰	۰/۷۰	۰/۷۰	منفی در تکیه‌گاه میانی
۰/۶۳	۰/۳۵	۰/۵۷	۰/۵۰	۰/۵۲	مثبت در وسط دهانه
۰	۰/۶۵	۰/۱۶	۰/۳۰	۰/۲۶	منفی در تکیه‌گاه کناری

سهم نوار میانی و نوار ستونی وقتی بین ستونها تیر نداریم



(a) Short direction of panel.

سختی پیچشی تیر لبه $F(L_2/L_1, \alpha_f)$

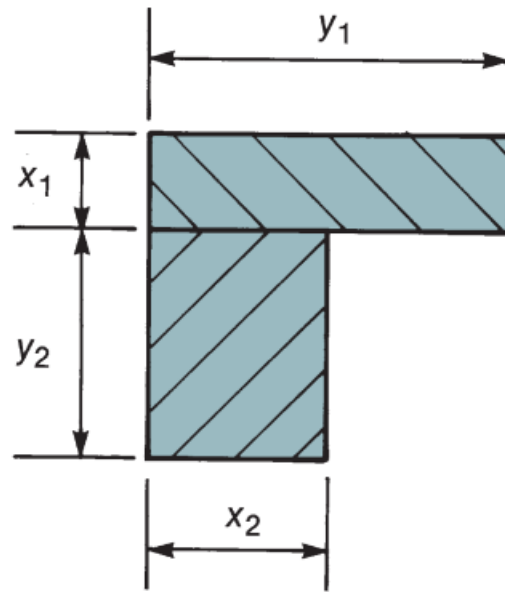


(b) Long direction of panel.

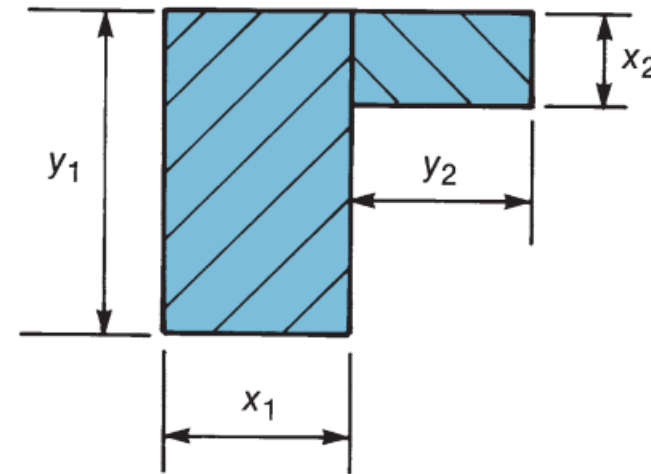
محاسبه سختی پیچشی تیر کناری و محاسبه β

$$C = \sum \left[\left(1 - 0.63 \frac{x}{y} \right) \frac{x^3 y}{3} \right]$$

$$\beta_t = \frac{E_{cb} C}{2E_{cs} I_s}$$



(a)



(b)

سهم نوار ستونی از لنگر منفی در تکیه گاه داخلی

TABLE 13-3 Percentage Distribution of Interior Negative Factored Moment to Column Strip

l_2/l_1	0.5	1.0	2.0
$(a_{f1} l_2/l_1) = 0$	75	75	75
$(a_{f1} l_2/l_1) \geq 1.0$	90	75	45

جدول ۹-۱۰-۷ بخشی از M_u منفی در نوار ستونی در تکیه گاه های داخلی

l_2/l_1			$a_{f1} \frac{l_2}{l_1}$
۲/۰	۱/۰	۰/۵	
۰/۷۵	۰/۷۵	۰/۷۵	۰
۰/۴۵	۰/۷۵	۰/۹۰	≥ 1

توجه: بین مقادیر نشان داده شده باید درون یابی خطی انجام شود.

سهم نوار ستونی از لنگر مثبت

TABLE 13-4 Percentage Distribution of Midspan Positive Factored Moment to Column Strip

l_2/l_1	0.5	1.0	2.0
$(a_{f1} l_2/l_1) = 0$	60	60	60
$(a_{f1} l_2/l_1) \geq 1.0$	90	75	45

جدول ۹-۱۰-۹ بخشی از M_{u} مثبت در نوار ستونی

l_2/l_1			$a_{f1} \frac{l_2}{l_1}$
۲/۰	۱/۰	۰/۱۵	
۰/۱۵	۰/۱۵	۰/۱۵	.
۰/۴۵	۰/۷۵	۰/۹۰	≥ 1

تهیه کننده: دکتر بنیامین کیومرثی

سهم نوار ستونی از لنگر منفی در تکیه گاه خارجی

TABLE 13-5 Percentage Distribution of Exterior Negative Factored Moment to Column Strip

l_2/l_1		0.5	1.0	2.0
$(a_{f1}l_2/l_1) = 0$	$\beta_f = 0$	100	100	100
	$\beta_f \geq 25$	75	75	75
$(a_{f1}l_2/l_1) \geq 0$	$\beta_f = 0$	100	100	100
	$\beta_f \geq 25$	90	75	45

جدول ۹-۱۰-۸ بخشی از M_u منفی در نوار ستونی در تکیه گاه خارجی

l_2/l_1			β	$a_{f1} \frac{l_2}{l_1}$
۲/۰	۱/۰	۰/۵		
۱/۰	۱/۰	۱/۰		
۰/۷۵	۰/۷۵	۰/۷۵	$\geq ۲/۵$	≥ ۱
۱/۰	۱/۰	۱/۰	۰	
۰/۴۵	۰/۷۵	۰/۹۰	$\geq ۲/۵$	

تهیه کننده: دکتر بنیامین کیومرثی

۲-۳- برش در دال دو طرفه

حداقل پوشش خالص روی دال

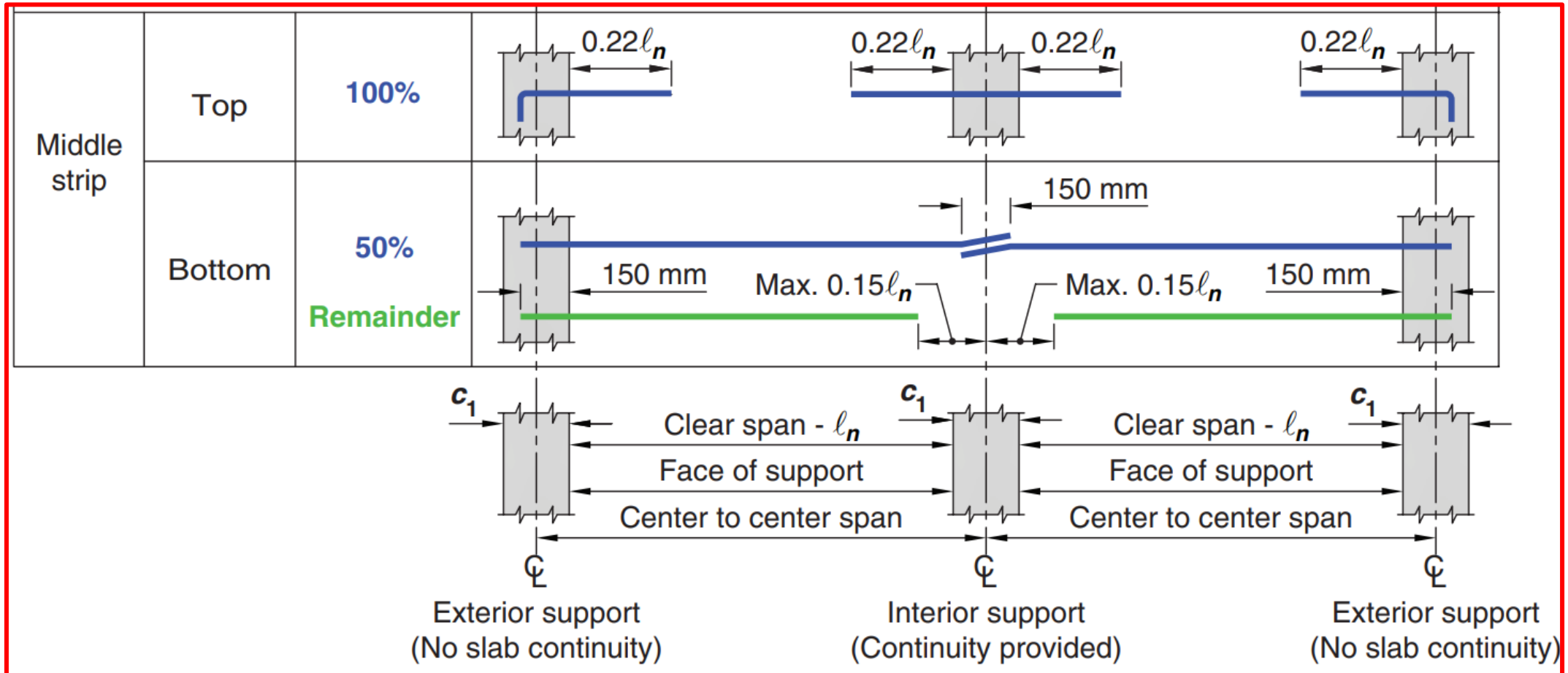
جدول ۹-۴-۶ حداقل ضخامت پوشش بتن روی میلگرد برای اجزای بتنی

پوشش روی میلگردها، میلی‌متر	میلگردها	نوع عضو	شرایط محیطی سازه‌ی بتنی
۷۵	کلیه‌ی میلگردها	کلیه‌ی اعضا	بتن در تماس دائم با خاک است.
۵۰	میلگردهای به قطر ۱۸ تا ۵۸ میلی‌متر	کلیه‌ی اعضا	بتن در تماس با هوا و یا تماس غیر دائم با خاک است.
۴۰	میلگردها و سیم‌های به قطر ۱۶ میلی‌متر و کم‌تر		
۴۰	میلگردهای بزرگتر از قطر ۳۶ میلی‌متر	دال‌ها، تیرچه‌ها و دیوارها	بتن در تماس با هوا و یا خاک نیست.
۲۰	میلگردهای قطر ۳۴ میلی‌متر و نازک‌تر		
۴۰	آرماتورهای طولی، خاموت‌ها، بست‌ها، دورپیچ‌ها و تنگ‌ها	تیرها، ستون‌ها، ستون پایه‌ها و اعضای کششی	

Table 20.5.1.3.1—Specified concrete cover for cast-in-place nonprestressed concrete members

Concrete exposure	Member	Reinforcement	Specified cover, mm
Cast against and permanently in contact with ground	All	All	75
Exposed to weather or in contact with ground	All	No. 19 through No. 57 bars	50
		No. 16 bar, MW200 or MD200 wire, and smaller	40
Not exposed to weather or in contact with ground	Slabs, joists, and walls	No. 43 and No. 57 bars	40
		No. 36 bar and smaller	20
	Beams, columns, pedestals, and tension ties	Primary reinforcement, stirrups, ties, spirals, and hoops	40

Strip	Location	Minimum A_s at section	Without drop panels	With drop panels
Column strip	Top	50% Remainder		
	Bottom	100%		



۹-۱۰-۷-۳-۶ آرماتورهای انسجام

الف- کلیه آرماتورهای زیرین در نوار ستونی در هر جهت باید پیوسته باشند، و یا با وصله‌ی مکانیکی کامل، وصله‌ی جوش شده‌ی کامل یا وصله‌ی پوششی نوع B وصله شوند. وصله‌ها باید مطابق شکل ۹-۱۰-۱ قرار داده شوند.

ب- حداقل دو آرماتور زیرین در نوار ستونی در هر جهت باید از ناحیه‌ی محدودشده به وسیله‌ی میلگردهای طولی ستون عبور نمایند، و در تکیه‌گاه‌های خارجی مهار شوند.

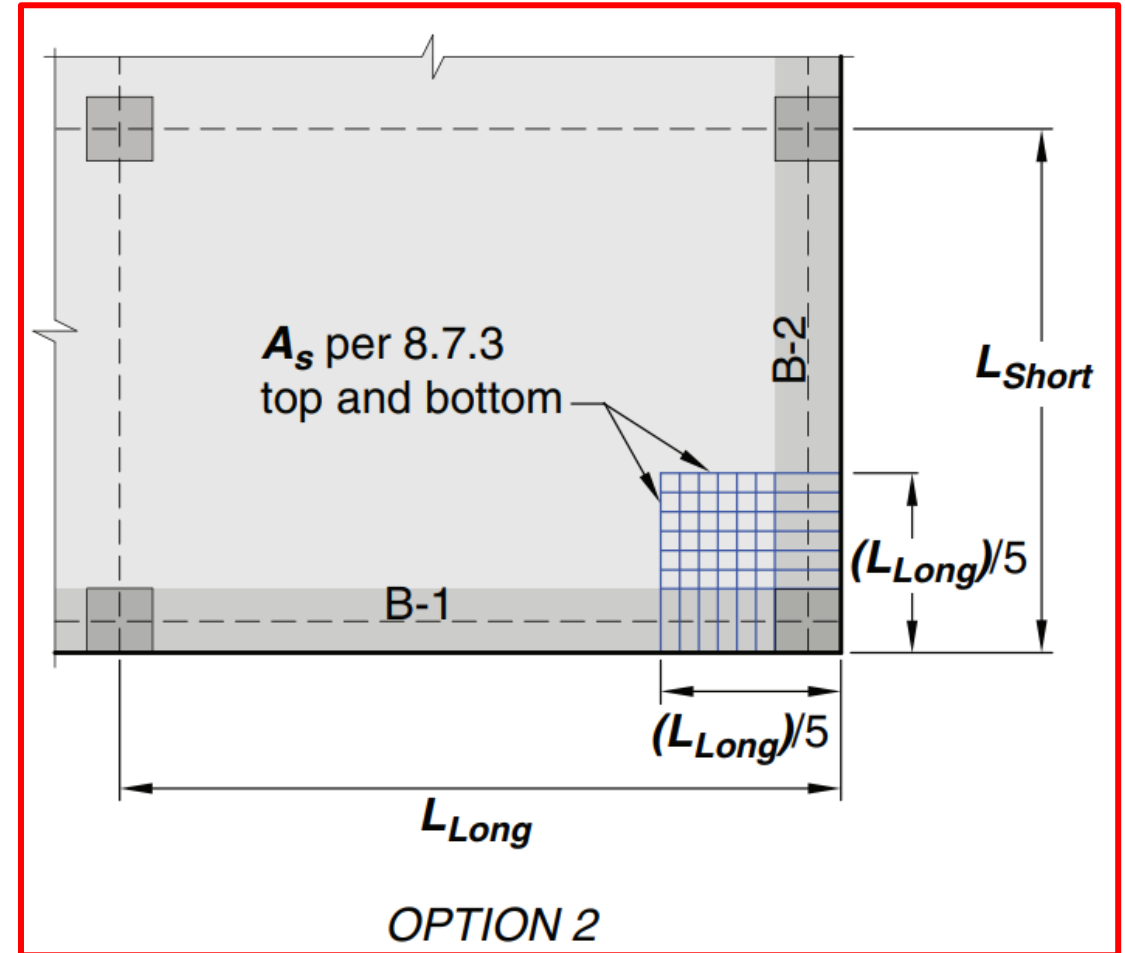
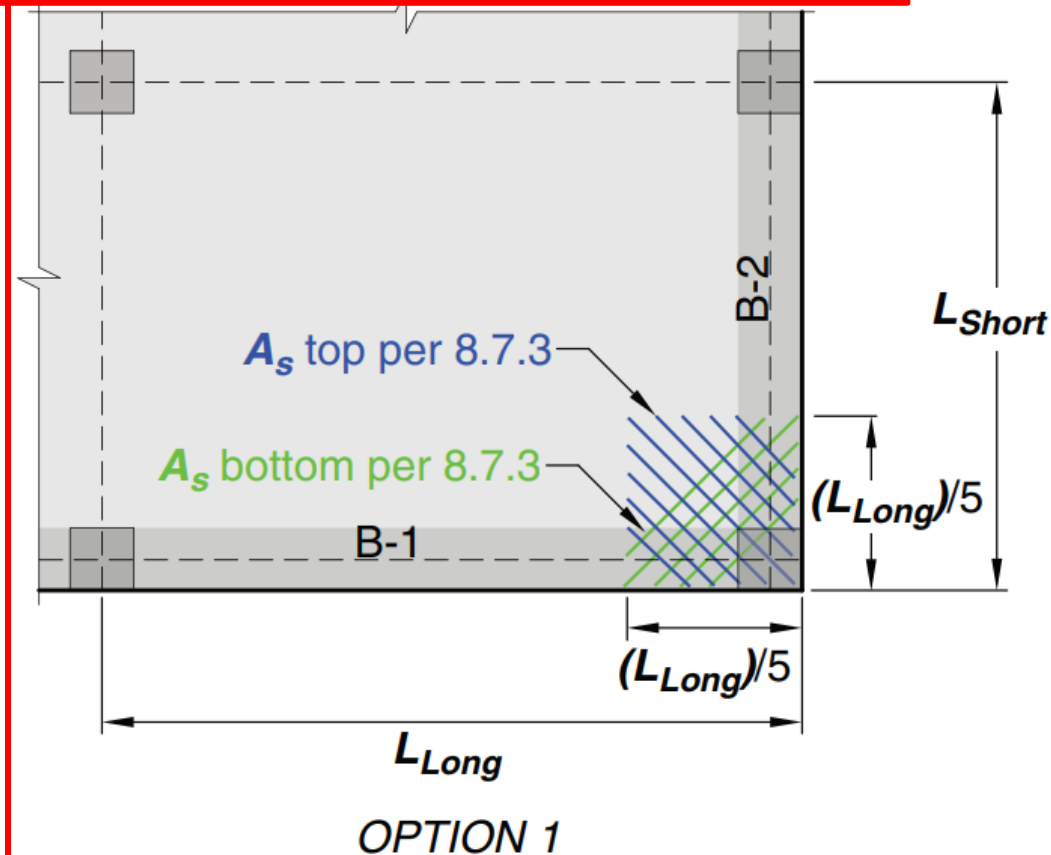
پ- در دال‌های با کلاک برشی که عبور آرماتورهای زیرین دال مطابق بند (ب) فوق عملی نیست، حداقل دو آرماتور در هر جهت باید از زیر کلاک، هر چه نزدیک‌تر به ستون، عبور داده شده و به صورت پیوسته یا وصله‌های مکانیکی، وصله‌های جوشی و یا وصله‌های پوششی نوع B درآورده شوند. این آرماتورها باید در تکیه‌گاه‌های خارجی مهار شوند.

آرماتورگذاری در گوشه های خارجی دال ها برای جلوگیری از

پیچش

Notes:

1. Applies where B-1 or B-2 has $\alpha_f > 1.0$
2. Max. bar spacing $2h$, where h = slab thickness



آرماتورگذاری در گوشه های خارجی دال ها

8.7.3 Corner restraint in slabs

8.7.3.1 At exterior corners of slabs supported by edge walls or where one or more edge beams have a value of α_f greater than 1.0, reinforcement at top and bottom of slab shall be designed to resist M_u per unit width due to corner effects equal to the maximum positive M_u per unit width in the slab panel.

8.7.3.1.1 Factored moment due to corner effects, M_u , shall be assumed to be about an axis perpendicular to the diagonal from the corner in the top of the slab and about an axis parallel to the diagonal from the corner in the bottom of the slab.

8.7.3.1.2 Reinforcement shall be provided for a distance in each direction from the corner equal to one-fifth the longer span.

8.7.3.1.3 Reinforcement shall be placed parallel to the diagonal in the top of the slab and perpendicular to the diagonal in the bottom of the slab. Alternatively, reinforcement shall be placed in two layers parallel to the sides of the slab in both the top and bottom of the slab.

۹-۱۰-۷-۳-۴ آرماتور گذاری در گوشه های خارجی دال ها

الف- در گوشه های خارجی دال هایی که به دیوارها و یا دال های دارای تیر لبه در یک یا چند ضلع، با مقدار α_f بزرگتر از یک متکی هستند، باید آرماتورهای گوشه به شرح بندهای (ب) تا (ث) زیر در پایین و بالای دال پیش بینی گردند.

ب- آرماتورهای گوشه به طور جداگانه در پایین و بالای دال، در واحد عرض، باید قادر به تحمل حداکثر لنگر خمشی مثبت چشمه دال، در واحد عرض، باشند.

پ- لنگر ضریب دار به دلیل آثار گوشه، M_u ، باید حول محوری عمود بر قطر گذرنده از گوشه در بالای دال، و حول محوری موازی قطر گذرنده از گوشه در پایین دال فرض می شود.

ت- آرماتورهای گوشه را باید در راستای موازی با قطر در بالای دال، و در راستای عمود بر قطر در پایین دال و یا به صورت دو شبکه ی متعامد و به موازات اضلاع چشمه ها در گوشه ها، در بالا و پایین دال قرار داد.

ث- آرماتورهای گوشه باید در هر امتداد، از گوشه تا طولی برابر با حداقل یک پنجم دهانه ی تهیه کننده: دکتر بنیامین کیومرثی بزرگتر، قرار داده شوند.

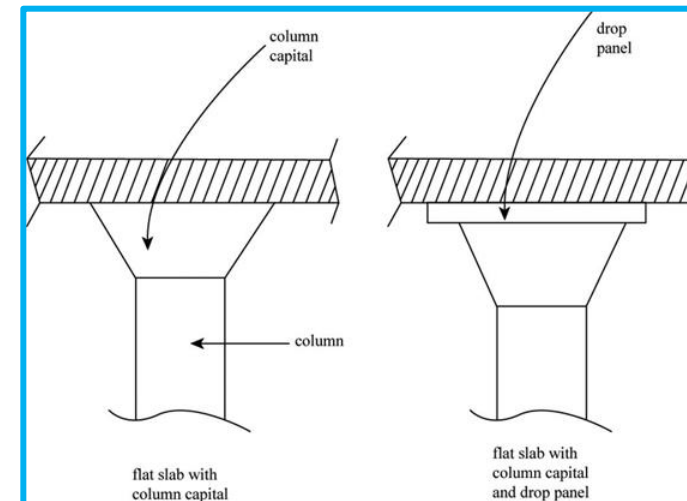
حداقل ضخامت دالهای بدون تیرهای داخلی

Table 8.3.1.1—Minimum thickness of nonprestressed two-way slabs without interior beams (mm)^[1]

f_y , MPa ^[2]	Without drop panels ^[3]			With drop panels ^[3]		
	Exterior panels		Interior panels	Exterior panels		Interior panels
	Without edge beams	With edge beams ^[4]		Without edge beams	With edge beams ^[4]	
280	$\ell_n/33$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$	$\ell_n/40$	$\ell_n/40$
420	$\ell_n/30$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$
550	$\ell_n/27$	$\ell_n/30$	$\ell_n/30$	$\ell_n/30$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$

8.3.1.1 For nonprestressed slabs without interior beams spanning between supports on all sides, having a maximum ratio of long-to-short span of 2, overall slab thickness h shall not be less than the limits in Table 8.3.1.1, and shall be at least the value in (a) or (b), unless the calculated deflection limits of 8.3.2 are satisfied:

- (a) Slabs without drop panels as given in 8.2.4.... 125 mm
- (b) Slabs with drop panels as given in 8.2.4..... 100 mm



حداقل ضخامت دالهای یک طرفه

Table 7.3.1.1—Minimum thickness of solid nonprestressed one-way slabs

Support condition	Minimum $h^{[1]}$
Simply supported	$\ell/20$
One end continuous	$\ell/24$
Both ends continuous	$\ell/28$
Cantilever	$\ell/10$

^[1]Expression applicable for normalweight concrete and $f_y = 420$ MPa. For other cases, minimum h shall be modified in accordance with 7.3.1.1.1 through 7.3.1.1.3, as appropriate.

جدول مربوطه در مبحث نهم مقررات ملی ساختمان

جدول ۹-۱۰-۱ حداقل ضخامت دال‌های دوطرفه بدون تیرهای داخلی [۱]

با کتیبه [۳]		بدون کتیبه [۲]				مگاپاسکال [۲]
چشمه‌های داخلی	چشمه‌های بیرونی		چشمه‌های داخلی	چشمه‌های بیرونی		
	بدون تیر لبه	با تیر لبه [۴]		بدون تیر لبه	با تیر لبه [۴]	
-	$l_n/40$	$l_n/36$	-	$l_n/36$	$l_n/33$	۲۸۰
$l_n/40$	$l_n/36$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/30$	۴۲۰
$l_n/36$	$l_n/33$	$l_n/30$	$l_n/30$	$l_n/30$	$l_n/27$	۵۵۰

[۱] l_n دهانه‌ی آزاد در جهت بزرگ‌تر که از بر تا بر تکیه‌گاه‌ها اندازه‌گیری می‌شود (میلی‌متر).

[۲] برای f_y بین مقادیر ارائه‌شده در جدول، ضخامت حداقل باید با درون‌یابی محاسبه شود.

[۳] محدودیت‌های کتیبه‌ها، در بند ۹-۱۰-۶-۶ ارائه شده‌اند.

[۴] دال‌های با تیرهایی بین ستون‌ها در طول لبه‌های بیرونی. اگر α_1 کمتر از ۰/۸ باشد، چشمه‌های بیرونی باید بدون تیر لبه در نظر گرفته شوند. مقدار α_1 برای تیر لبه باید مطابق با بند ۹-۱۰-۹-۲-۶ باشد.

در صورت محاسبه خیز نیازی به تامین جداول قبلی نیست

۹-۱۰-۶-۱-۲ دال‌های دوطرفه با تیرهای بین تکیه‌گاه‌ها در همه لبه‌ها حداقل ضخامت دال برای بارهای متعارف باید محدودیت‌های جدول ۹-۱۰-۲ را تامین نماید؛ مگر این‌که محدودیت‌های خیز محاسبه‌شده در بند ۹-۱۰-۶-۲ برآورده شود.

حداقل ضخامت دال دوطرفه با تیر در همه لبه ها

Table 8.3.1.2—Minimum thickness of nonprestressed two-way slabs with beams spanning between supports on all sides

$\alpha_{fm}^{[1]}$	Minimum h , mm		
$\alpha_{fm} \leq 0.2$	8.3.1.1 applies		(a)
$0.2 < \alpha_{fm} \leq 2.0$	Greater of:	$\frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)}$	(b) ^{[1],[2]}
		125	(c)
$\alpha_{fm} > 2.0$	Greater of:	$\frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$	(d)
		90	(e)

^[1] α_{fm} is the average value of α_f for all beams on edges of a panel.

^[2] ℓ_n is the clear span in the long direction, measured face-to-face of beams (mm).

^[3] β is the ratio of clear spans in long to short directions of slab.

جدول ۹-۱۰-۲ حداقل ضخامت دال‌های دوطرفه با تیرهای بین تکیه‌گاه‌ها در همه لبه‌ها

حالت	حداقل مقدار h (میلی‌متر)	$\alpha_{fm}^{[۱]}$
(الف)	بند ۹-۱۰-۶-۱	$\alpha_{fm} \leq 0.2$
(ب) ^[۲] و (ب) ^[۱]	$\frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)}$	$0.2 < \alpha_{fm} \leq 2$
(پ)	۱۲۵	
(ت) ^[۲] و (ت) ^[۱]	$\frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$	$2 < \alpha_{fm}$
(ث)	۹۰	

[۱] α_{fm} مقدار میانگین α_f برای همه تیرهای لبه‌ی چشمه است.

[۲] ℓ_n دهانه‌ی آزاد در جهت بلند و برحسب میلی‌متر می‌باشد که از تیر تا تیرها اندازه‌گیری می‌شود.

[۳] β نسبت دهانه‌های آزاد در جهت بلند به کوتاه دال می‌باشد.

برش پانچ



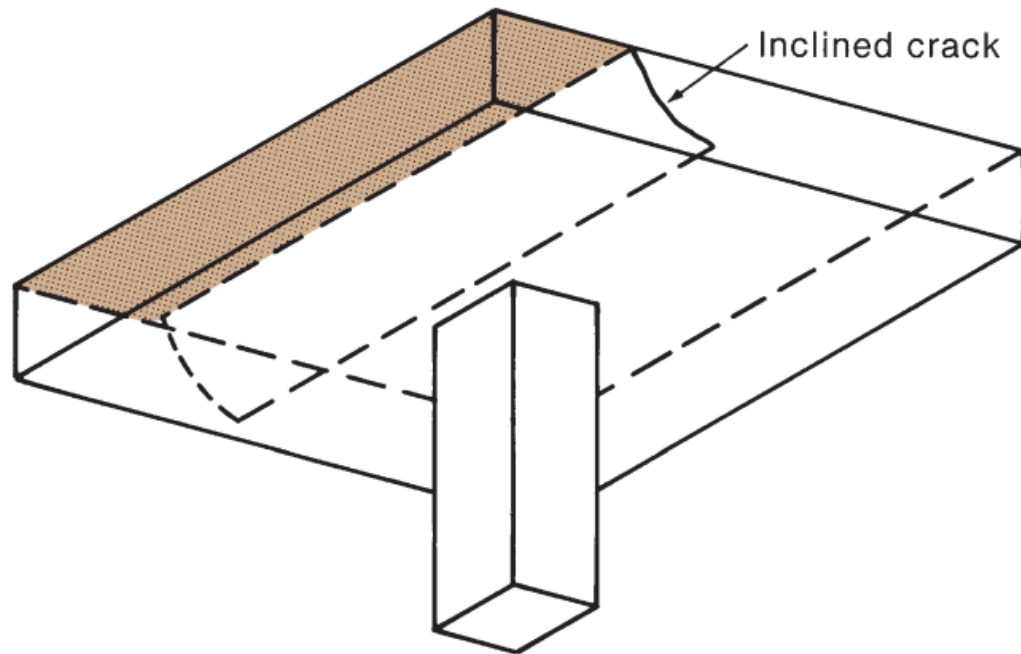
Punching Shear Failure at Interior Slab-Column Connections-Piper's Row Car Park, Wolverham



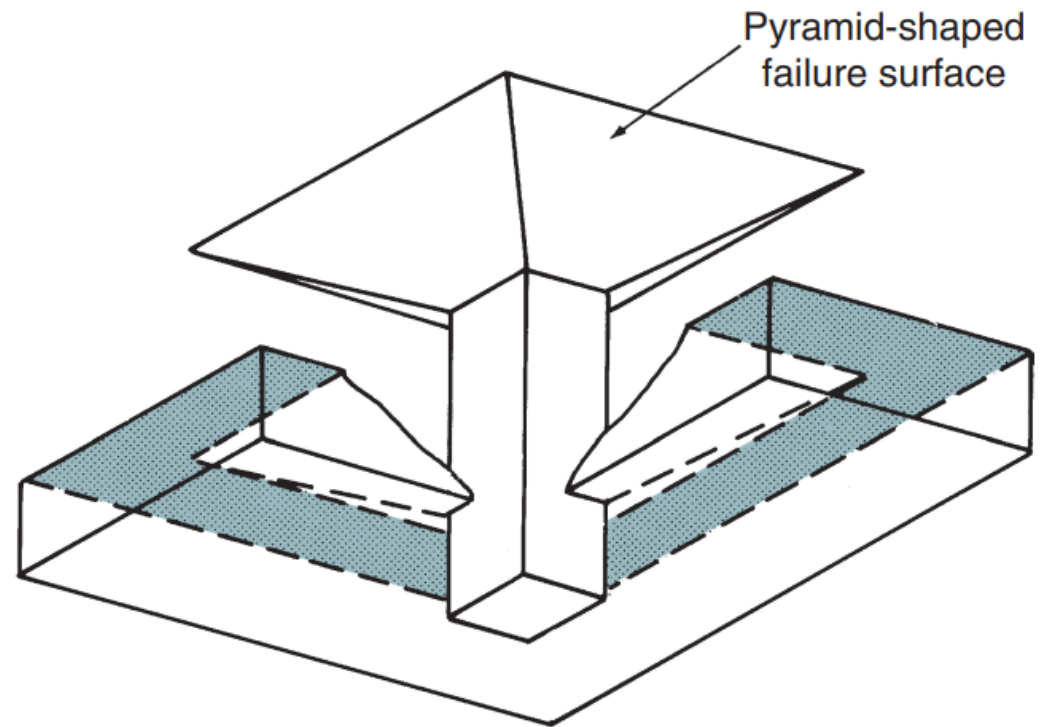
Progressive collapse of Tropicana Casino parking garage due to punching of flat slab



برش یک طرفه در برابر برش پانچ (دو طرفه)



(a) One-way shear.



(b) Two-way shear.

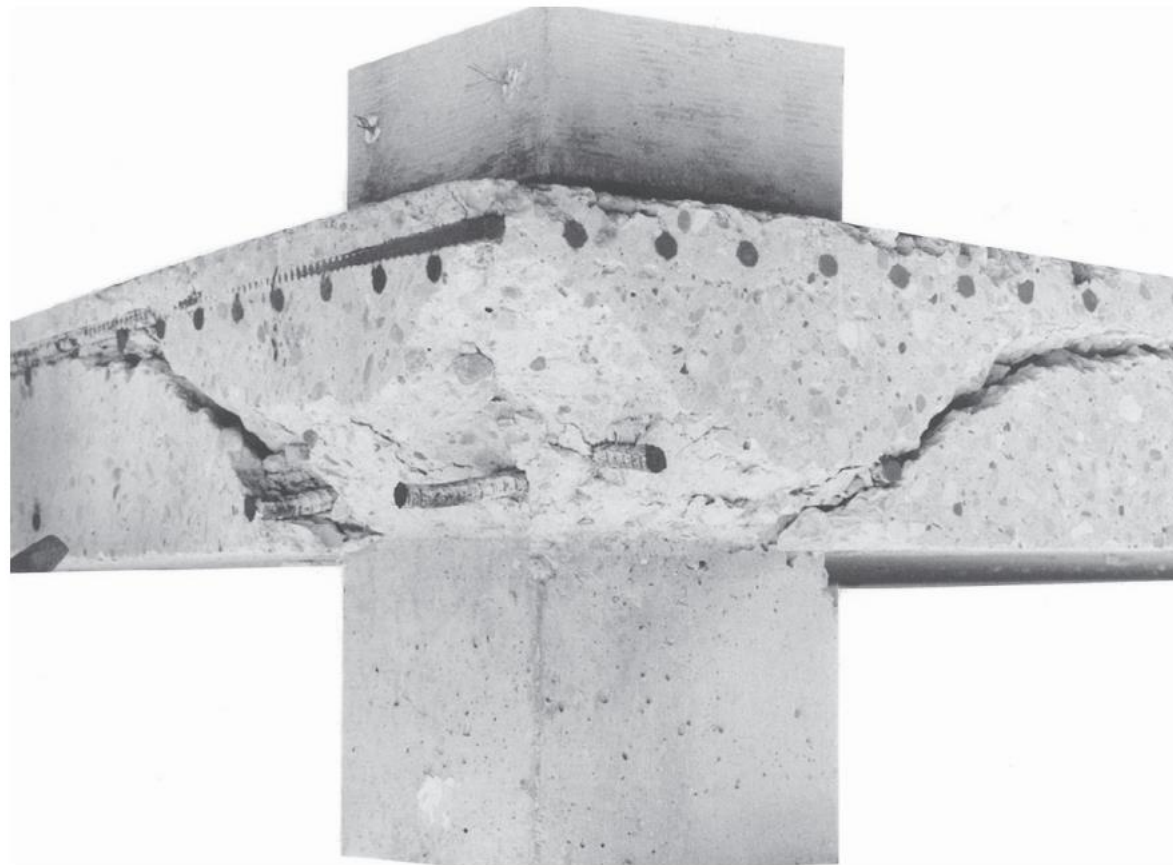
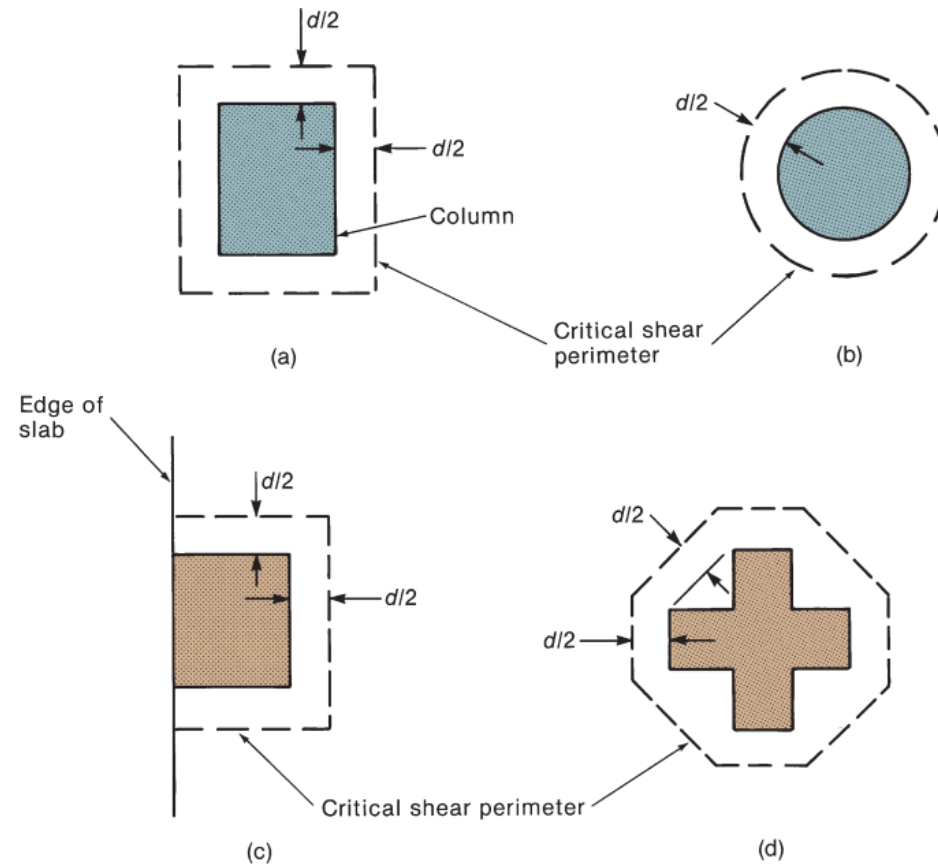
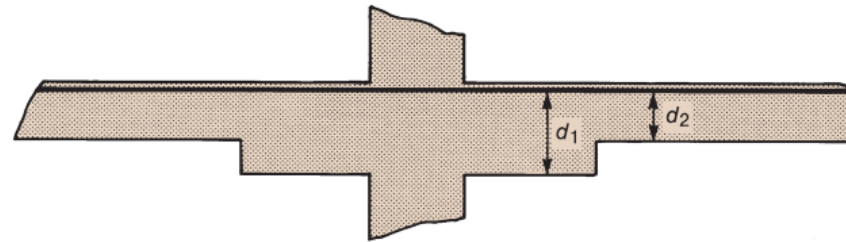


Fig. 13-37
Inclined cracks in a slab
after a shear failure.
(Photograph courtesy of J. G.
MacGregor.)

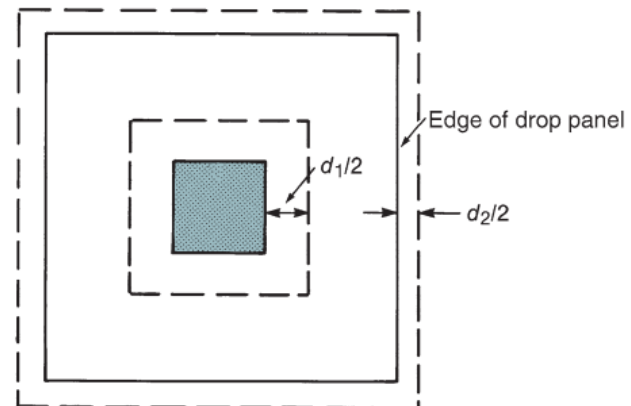
ناحیه بحرانی برش پانچ به فاصله $d/2$ از انتهای ستون



ناحیه بحرانی برش پانچ در ستونهای با کتیبه

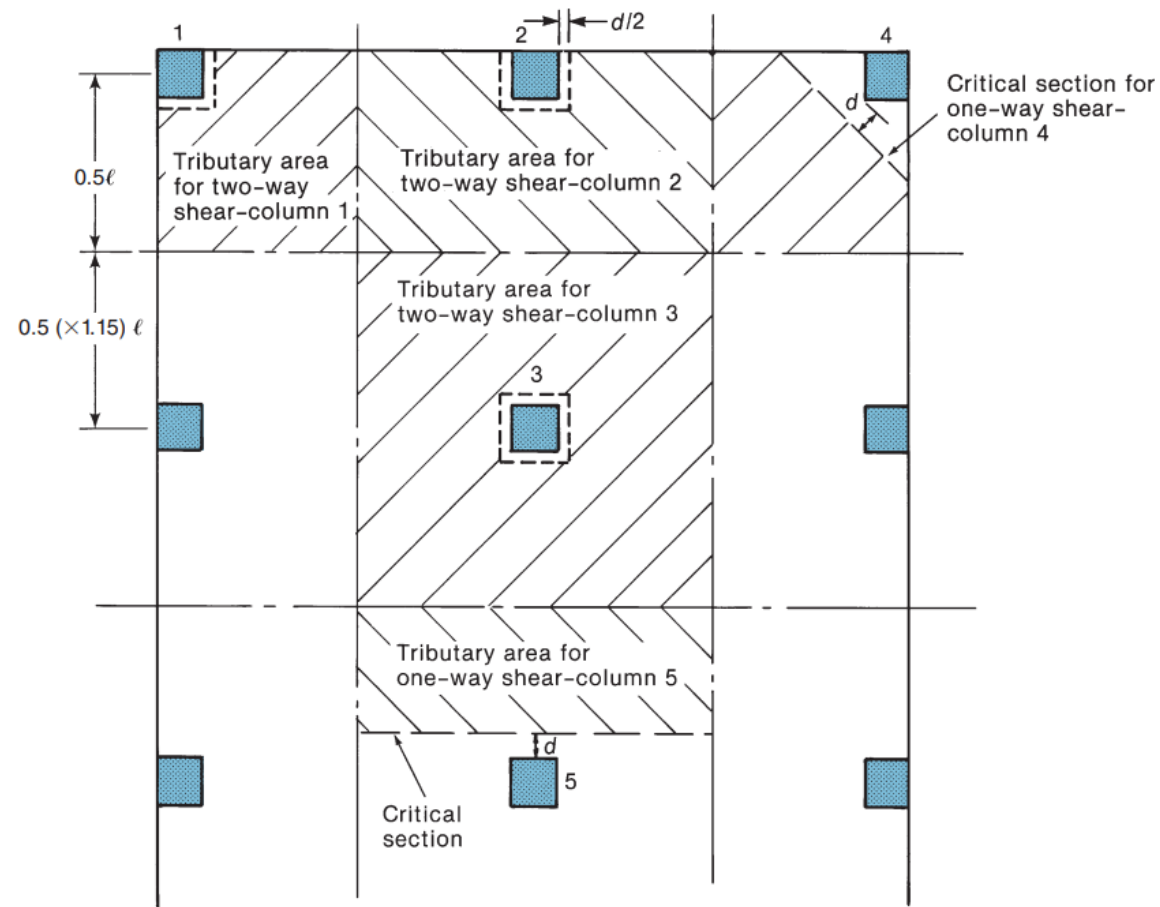


(a) Section through drop panel.



(b) Critical sections.

مساحت موثر برای برش پانچ ستونهای مختلف



مقاومت برشی بتن در محاسبه برش پانچ

Table 22.6.5.2— v_c for two-way members without shear reinforcement

v_c		
دو برابر برش یک طرفه	$0.33\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	(a)
Least of (a), (b), and (c):	$\left(0.17 + \frac{0.33}{\beta}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	(b)
	$\left(0.17 + \frac{0.083\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	(c)

Notes:

- (i) λ_s is the size effect factor given in 22.5.5.1.3.
- (ii) β is the ratio of long to short sides of the column, concentrated load, or reaction area.
- (iii) α_s is given in 22.6.5.3.

22.5.5.1.3 The size effect modification factor, λ_s , shall be determined by

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + 0.004d}} \leq 1 \quad (22.5.5.1.3)$$

۱-۳-۵-۸-۹ مقاومت برشی بتن برای اعضای دو طرفه‌ی که در آن‌ها از آرماتور برشی استفاده نشده باشد، کم‌ترین مقداری است که از سه رابطه‌ی زیر تعیین می‌شود.

$$v_c = 0.33\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c} \quad (الف-۲۰-۸-۹)$$

$$v_c = 0.17\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c} \quad (ب-۲۰-۸-۹)$$

$$v_c = 0.083\left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c} \quad (پ-۲۰-۸-۹)$$

در رابطه‌های فوق، β نسبت وجه بزرگ به وجه کوچک مقطع ستون است. همچنین مقدار α_s برای ستون‌های میانی، کناری و گوشه به ترتیب برابر با ۴۰، ۳۰ و ۲۰ منظور می‌شود. به علاوه λ_s ضریب اصلاح تاثیر اندازه بوده و بر اساس رابطه‌ی (۱۴-۸-۹) تعیین می‌شود.

دلیل حالت سه بعدی تنش‌ها و محصورشدگی در مجاورت ستون است که باعث افزایش مقاومت ترک خوردگی قطری و در نتیجه افزایش مقاومت برشی می‌شود.

بعضی بندهای مبحث نهم مربوط به برش پانچ

۹-۸-۵-۲ مقاطع بحرانی برای برش دو طرفه

۹-۸-۵-۱-۲-۱ مقطع بحرانی برای برش دو طرفه، سطح جانبی منشوری است که وجوه آن موازی با نیروی برشی بوده و محل آنها باید طوری در نظر گرفته شود که محیط قاعده‌ی آن، b_0 حداقل باشد؛ ولی لازم نیست فاصله‌ی وجوه منشور از هر یک از موارد زیر کم‌تر از $0.5d$ در

نظر گرفته شود.

الف- لبه‌ها و یا گوشه‌های ستون‌ها، بارهای متمرکز یا نواحی تکیه گاهی؛

ب- محل تغییر در ضخامت دال یا پی نظیر لبه‌های سر ستون، کنیبه یا کلاهک‌های برشی. عمق منشور در مقطع بحرانی برابر d است که برابر با متوسط عمق موثر دو جهت متعامد در نظر گرفته می‌شود.

۹-۸-۵-۳-۱-۲ برش دو طرفه توسط مقطعی با عمق d و یک محیط منگنه‌ای بحرانی b_0 که در بخش ۹-۸-۵-۲ تعریف شده است، مقاومت می‌گردد. اگر بر مقطع لنگر نامتعادل اثر نکند و بتوان توزیع تنش برشی در پیرامون مقطع بحرانی را یک نواخت در نظر گرفت، نیروی برشی دو طرفه‌ی متناظر با بتن، V_c ، و یا متناظر با فولاد، V_s ، به ترتیب با ضرب V_s و V_c در سطح بحرانی برش دو طرفه، b_0d ، تعیین میشوند.

۹-۸-۵-۴-۱ مقدار $\sqrt{f'_c}$ به کار برده شده در محاسبه‌ی V_c برای برش دو طرفه نباید از $8/3$ مگاپاسکال بیشتر باشد. همچنین مقاومت تسلیم f_y که در محاسبه‌ی V_s به کار گرفته می‌شود، نباید از مقادیر داده شده در بند ۹-۸-۴-۵ بیش‌تر باشد.

محیط پانچ برای ستون های غیر مستطیلی

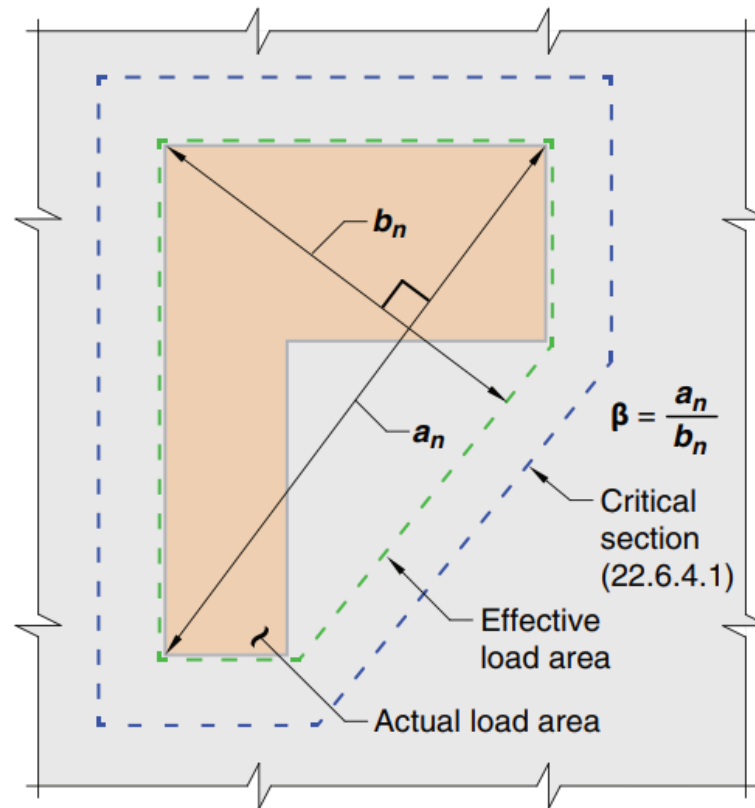
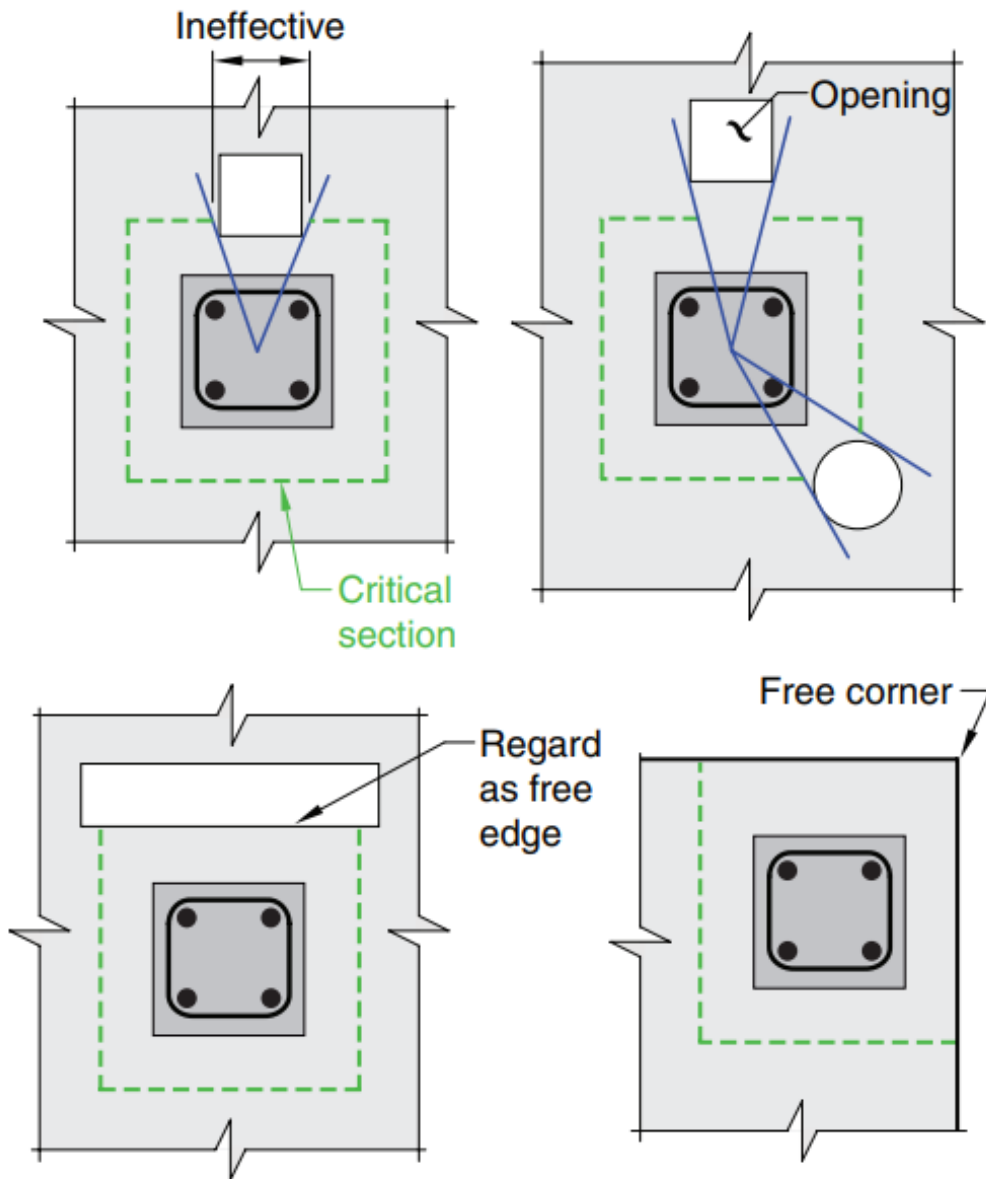


Fig. R22.6.5.2—Value of β for a nonrectangular loaded area.

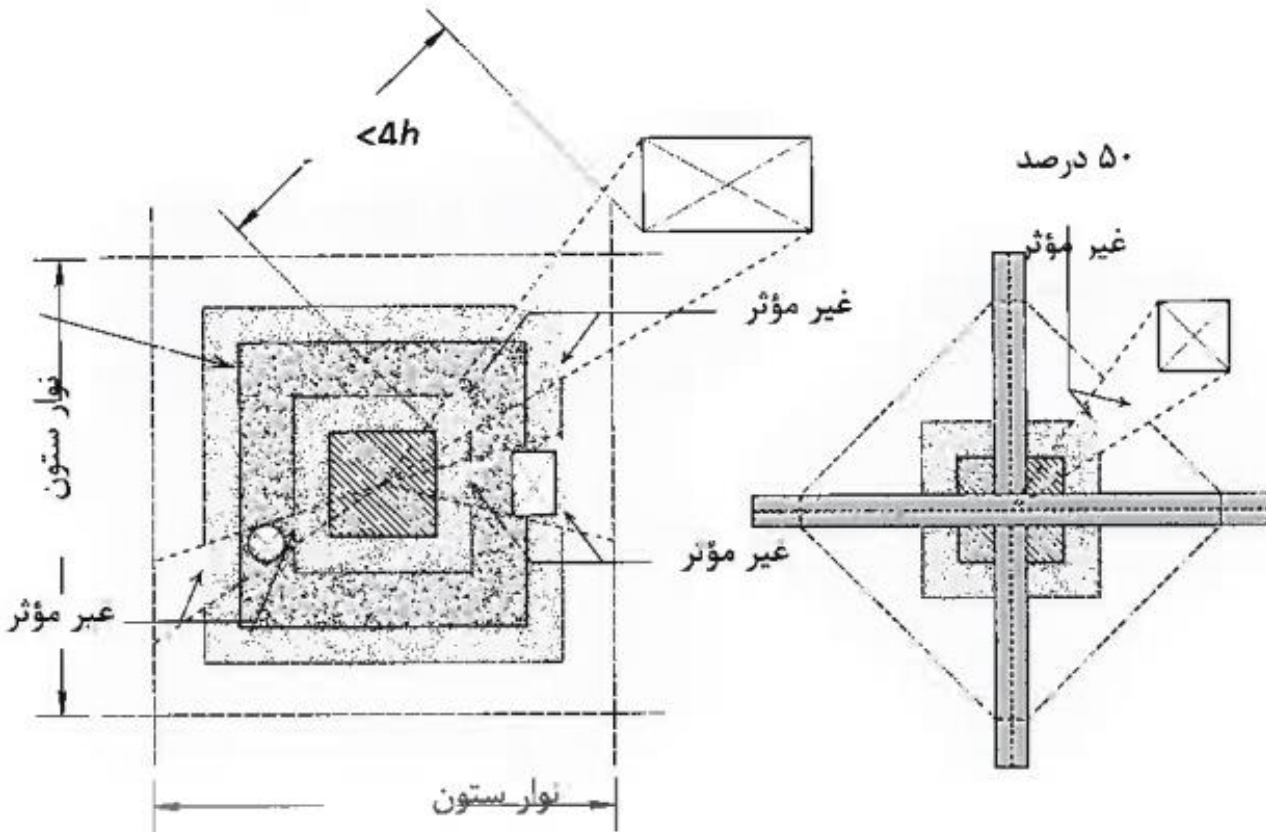
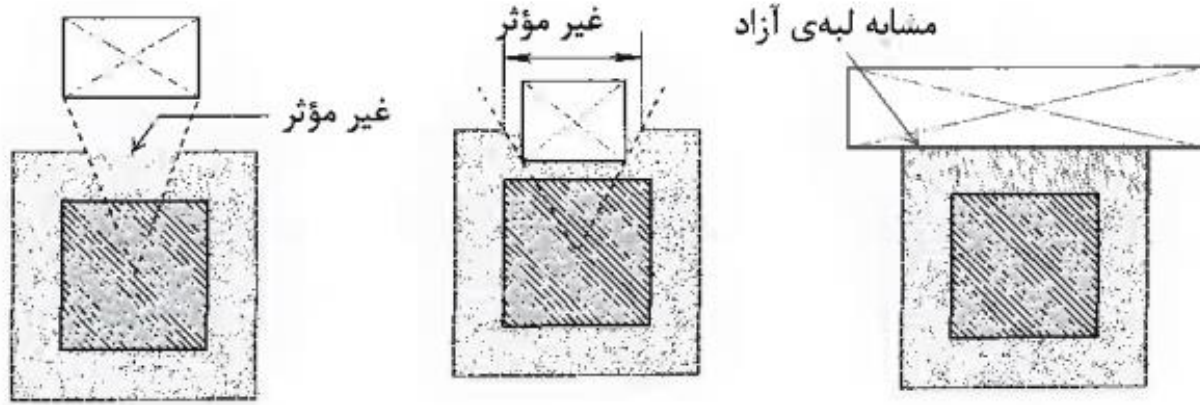
محیط پانچ در حالات خاص



Note: Openings shown are located within **4h** of the column periphery.

Fig. R22.6.4.3—Effect of openings and free edges (effective perimeter shown with dashed lines).

محیط پانچ در حالات خاص

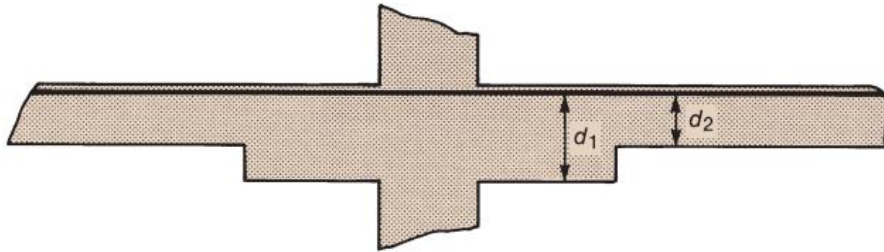


شکل ۹-۸-۱ تأثیر بازشو در دال بر سطح مؤثر مقطع بحرانی تهیه کننده: دکتر بنیامین کیومرثی

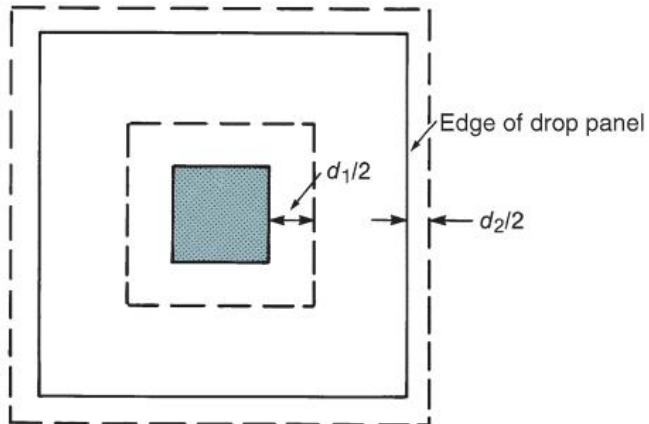
راهکارهای حل مسائله برش پانچ

1. افزایش بعد ستون یا استفاده از سرستون COLUMN CAPITAL

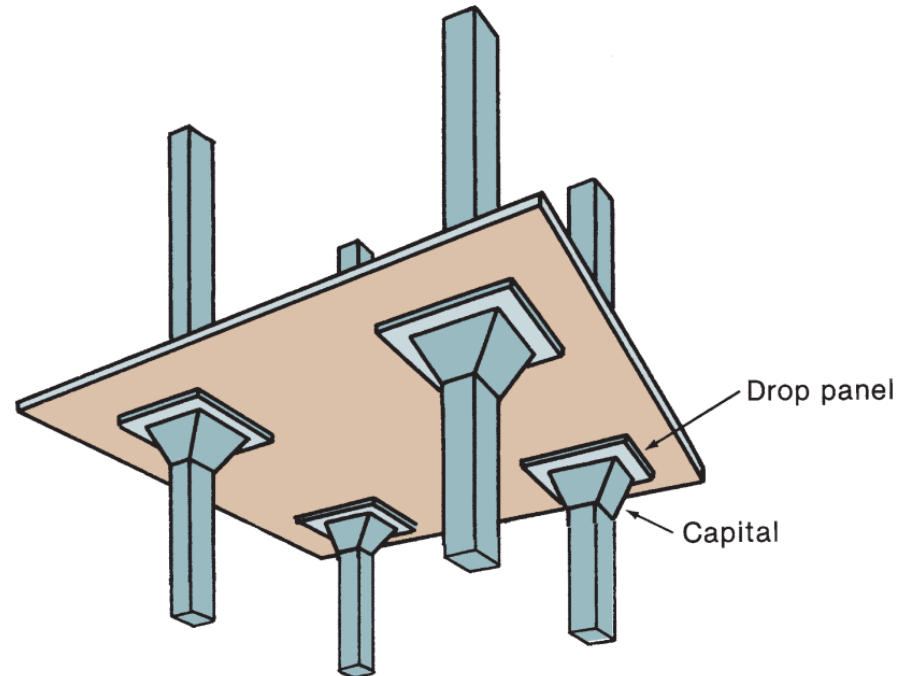
2. استفاده از کتیبه DROP PANEL



(a) Section through drop panel.



(b) Critical sections.



$V_n \uparrow$

$V_u \downarrow$

راهکارهای حل مسائله برش پانچ

3. در سقف های وافل به جای کتیبه یا سرستون می توان اطراف ستون را دال توپرا اجرا کرد.



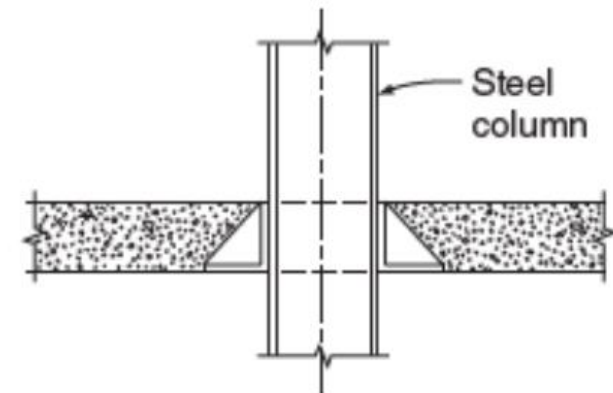
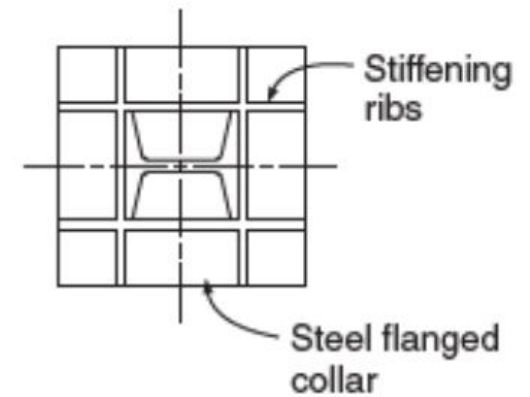
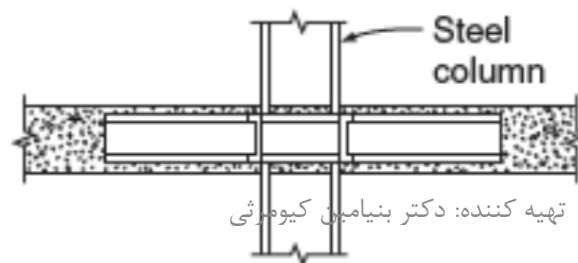
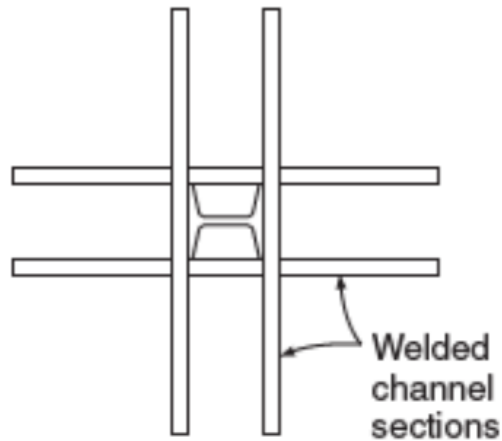
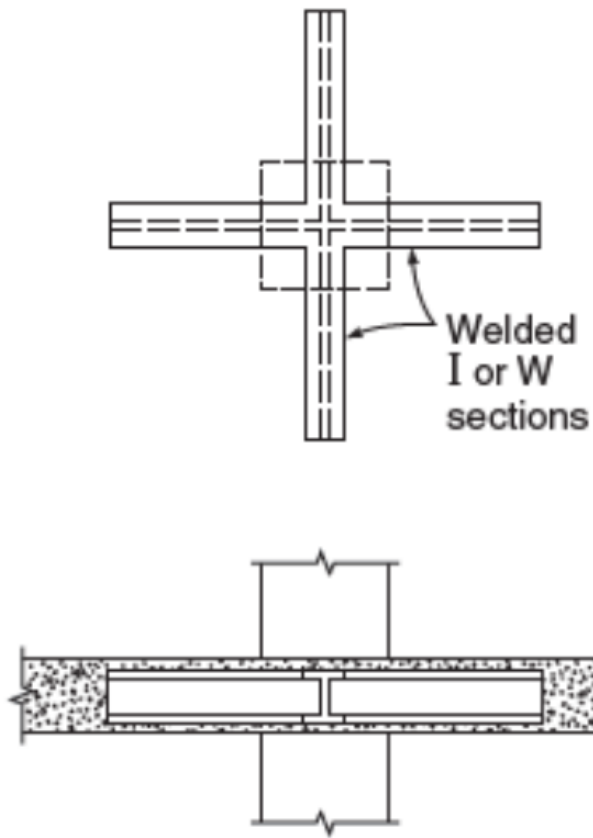
راهکارهای حل مسائله برش پانچ

4. استفاده از ظرفیت برشی فولاد برای حل مسائله برش پانچ
(A) استفاده از پروفیل فولادی (کلاهک برشی فولادی) STEEL SHEAR HEAD



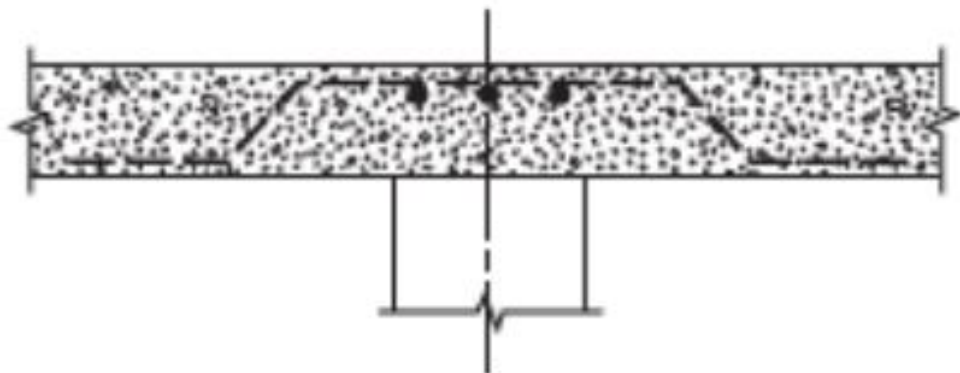
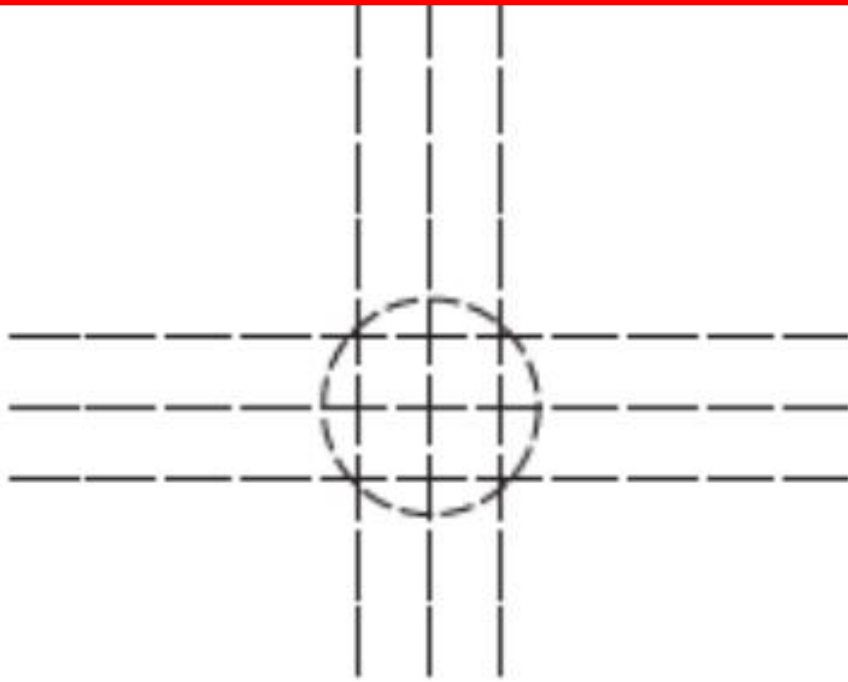
راهکارهای حل مسائله برش پانچ

4. استفاده از ظرفیت برشی فولاد برای حل مسائله برش پانچ
(A) استفاده از پروفیل فولادی (کلاهک برشی فولادی) STEEL SHEAR HEAD



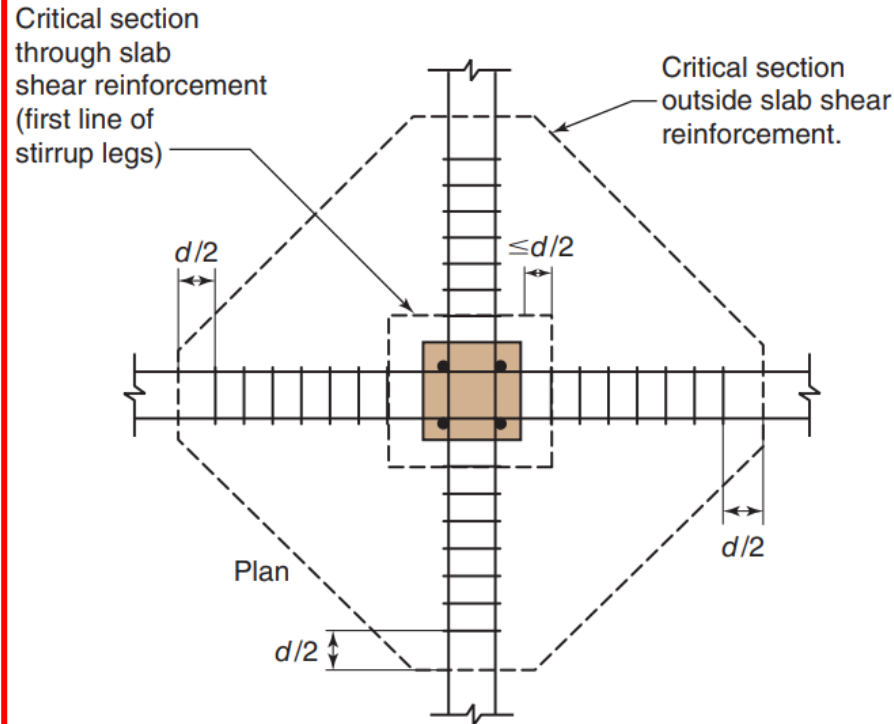
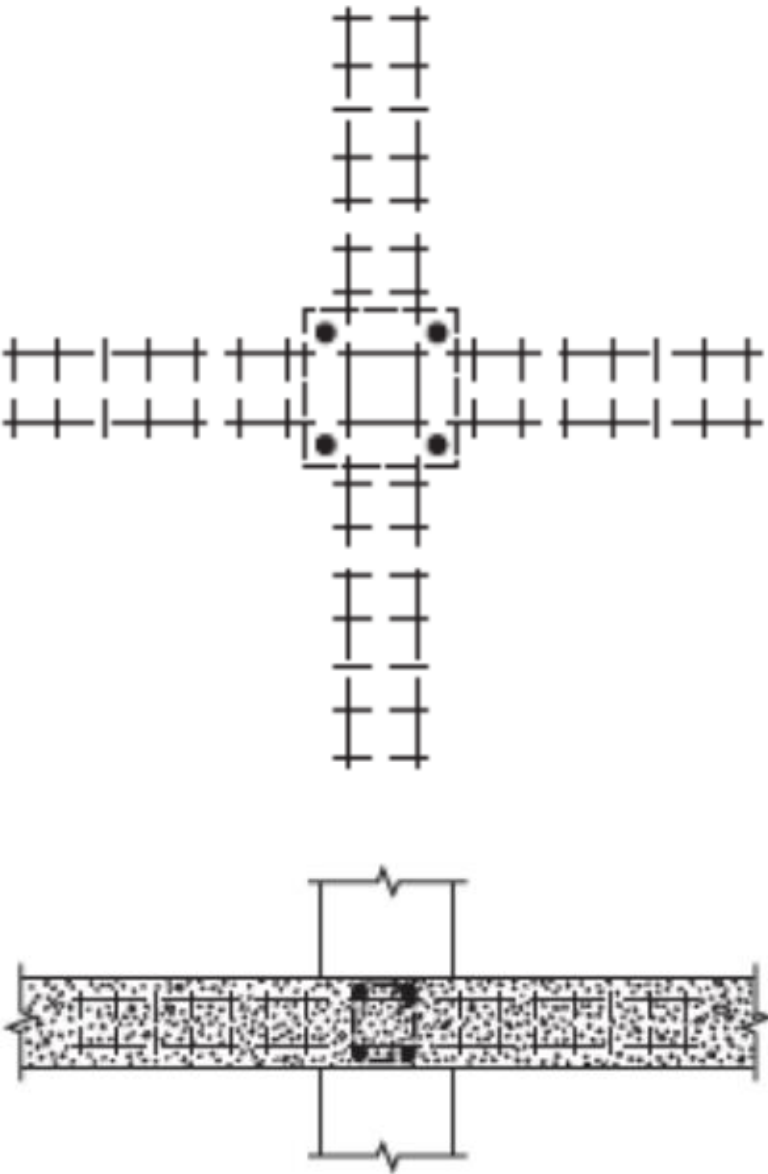
راهکارهای حل مسائله برش پانچ

4. استفاده از ظرفیت برشی فولاد برای حل مسائله برش پانچ (B) استفاده از کلاهک برشی به فرم میلگرد خم شده

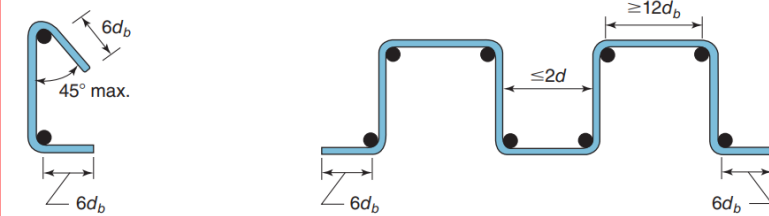


راهکارهای حل مسائله برش پانچ

4. استفاده از ظرفیت برشی فولاد برای حل مسائله برش پانچ
 (C) استفاده از کلاهک برشی با استفاده از خاموت INTEGRAL BEAM

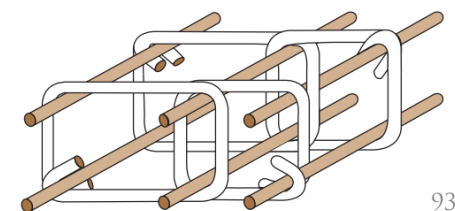


تهیه کننده: دکتر بنیامین کیومرثی
 (d) Stirrup layout showing inner and outer critical shear perimeters.



(a) Single-leg stirrup.

(b) Multiple-leg stirrup.



(c) Closed stirrups.

راهکارهای حل مسائله برش پانچ

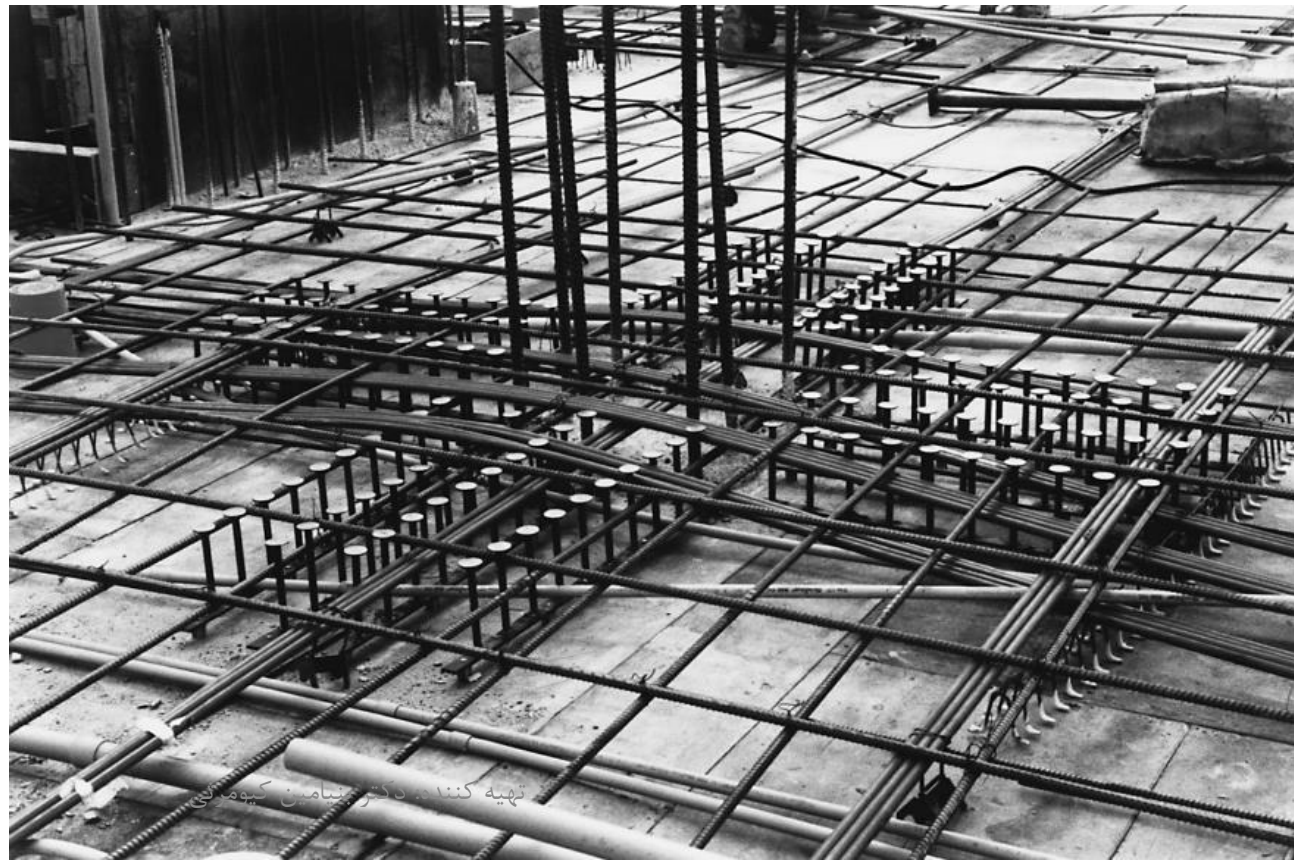
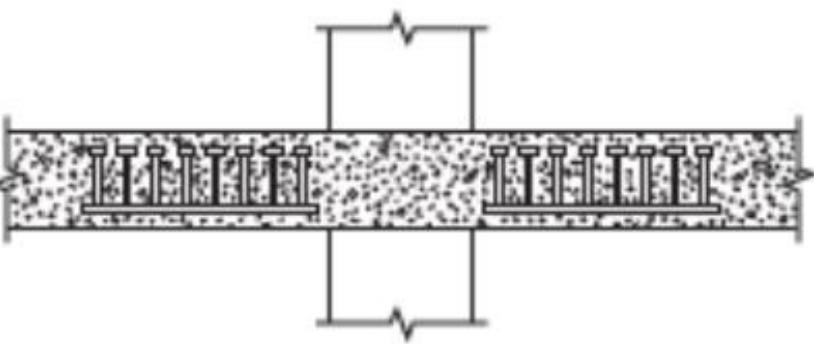
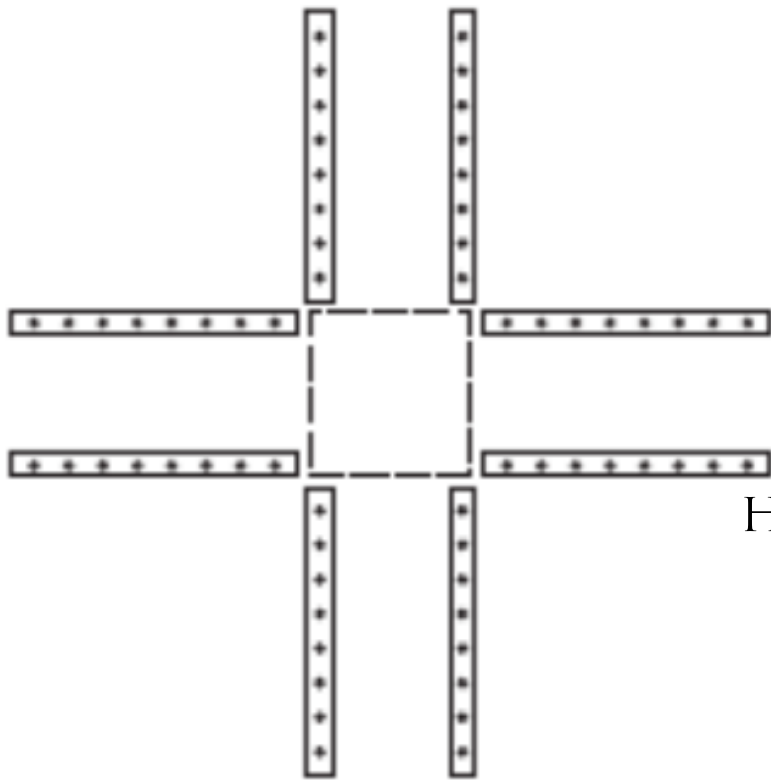
4. استفاده از ظرفیت برشی فولاد برای حل مسائله برش پانچ
(D) استفاده از کلاhek برشی با استفاده از خاموت INTEGRAL BEAM



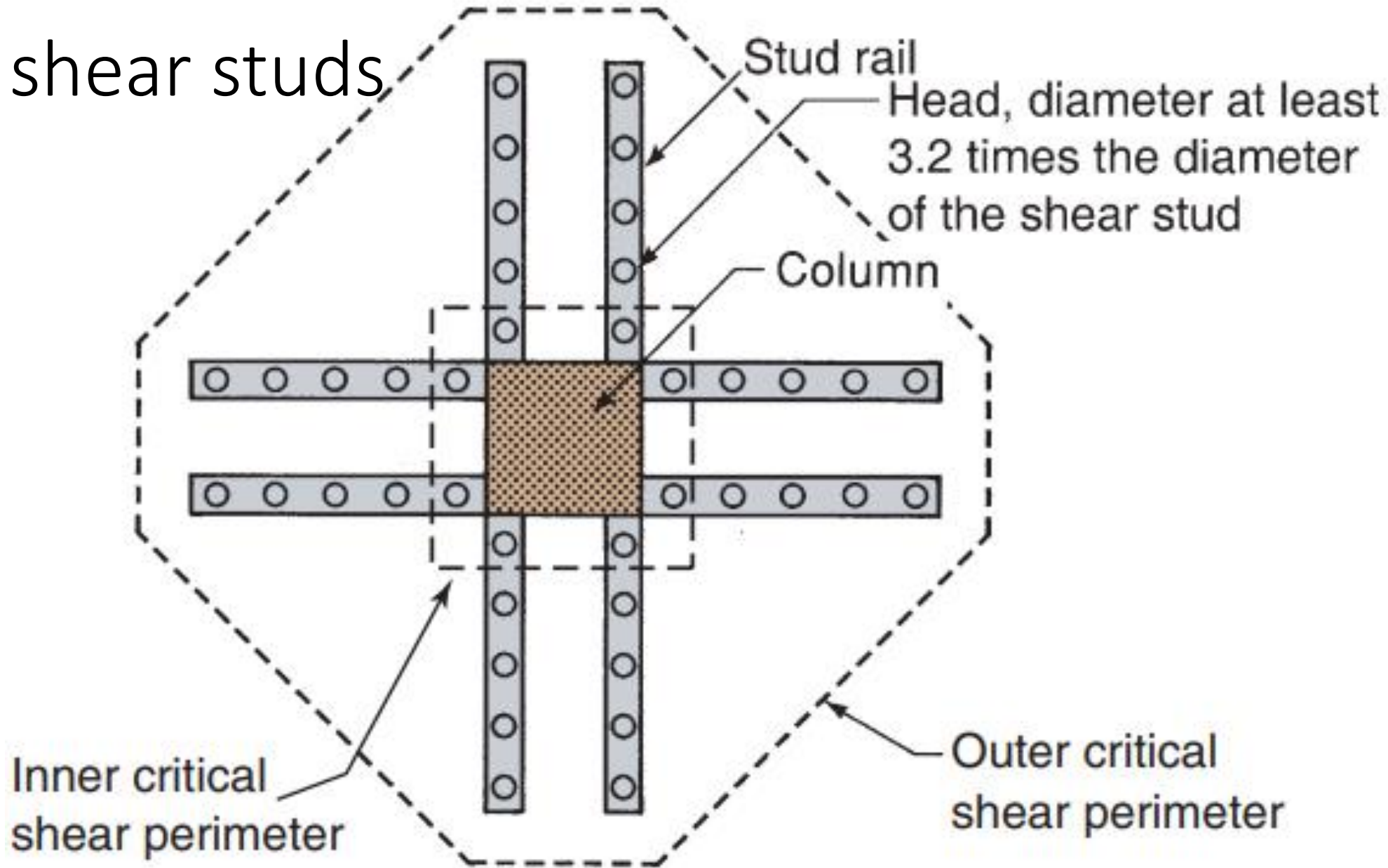
راهکارهای حل مسائله برش پانچ

4. استفاده از ظرفیت برشی فولاد برای حل مسائله برش پانچ

(D) استفاده از کلاهک برشی با استفاده از گلمیخ HEADED SHEAR STRUT



Headed shear studs



خاموت گذاری در کلاهک برشی

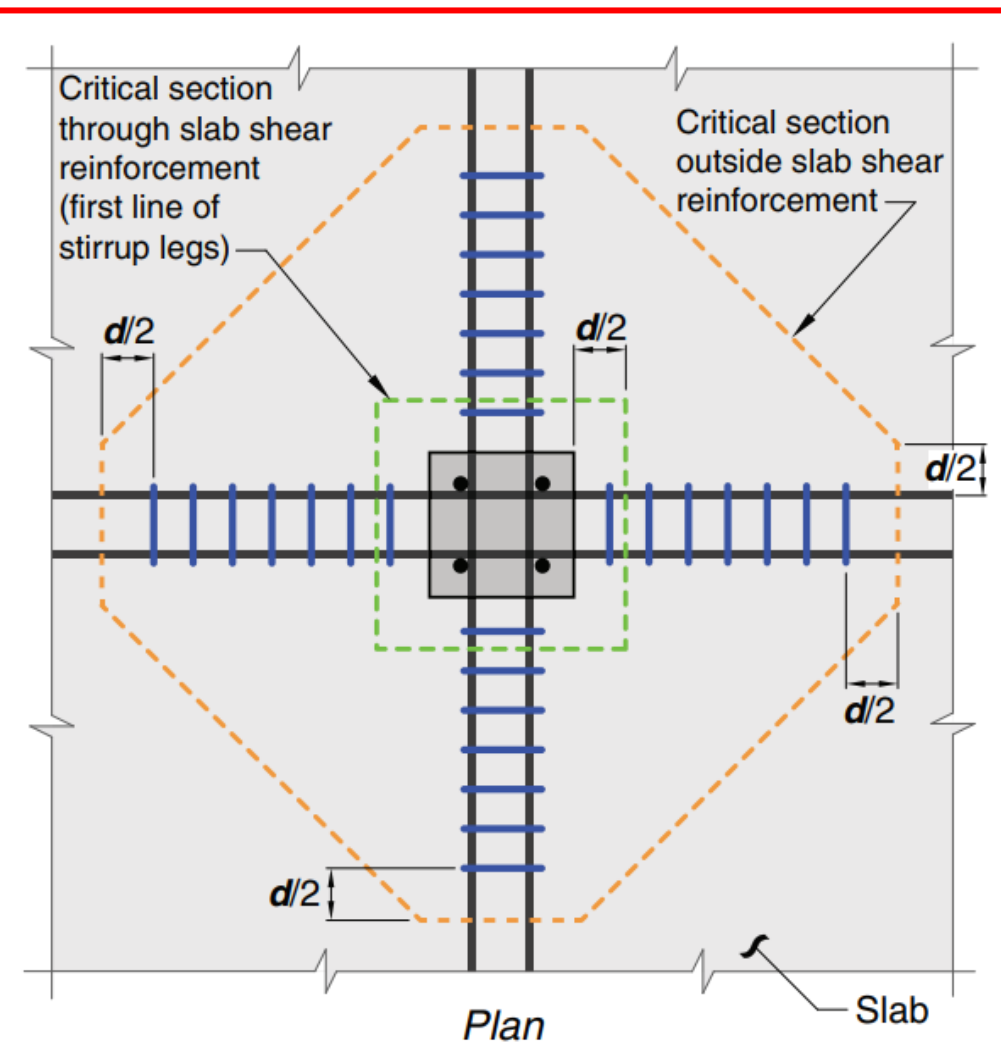


Fig. R22.6.4.2a—Critical sections for two-way shear in slab with shear reinforcement at interior column.

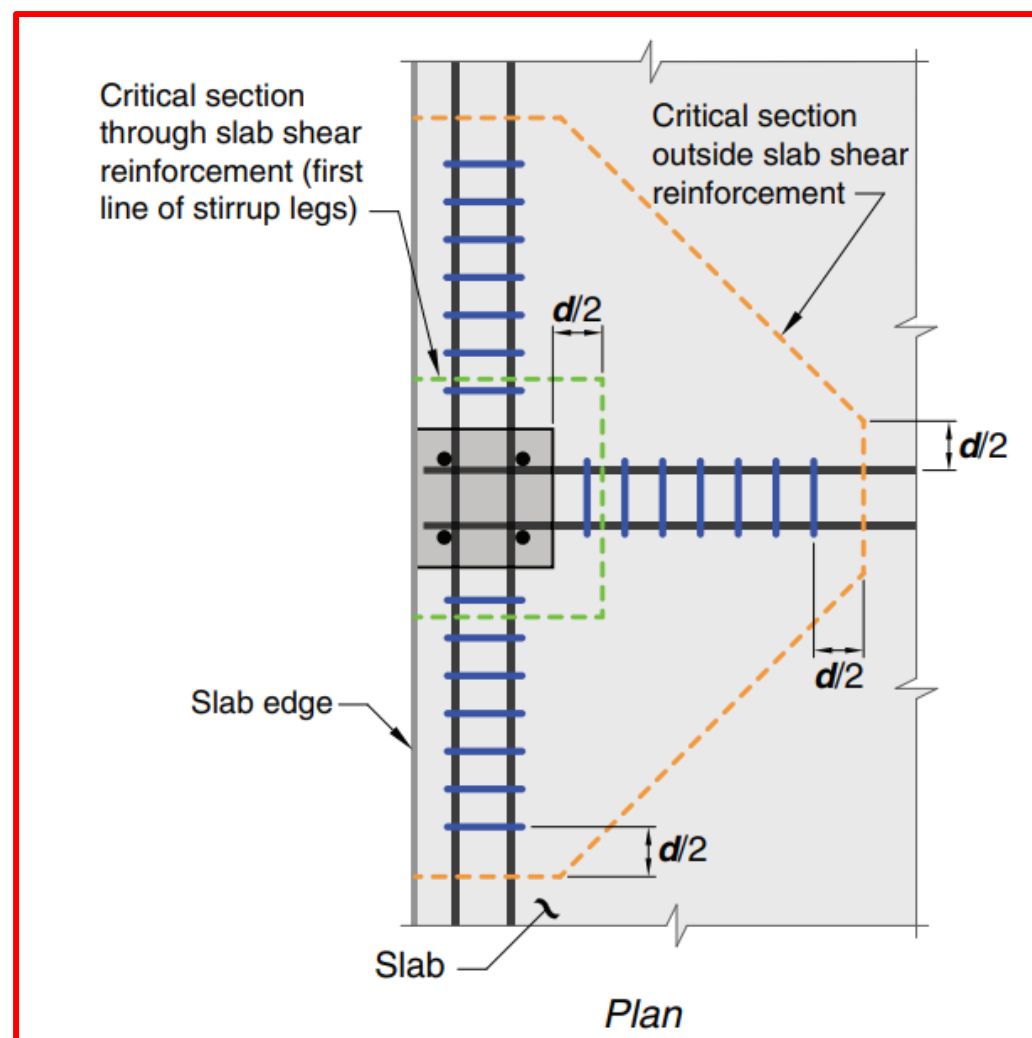


Fig. R22.6.4.2b—Critical sections for two-way shear in slab with shear reinforcement at edge column.

مقاومت برشی بتن وقتی به همراه خاموت جهت تقویت مورد استفاده قرار می گیرد.

Table 22.6.6.1— v_c for two-way members with shear reinforcement

Type of shear reinforcement	Critical sections	v_c	
Stirrups	All	$0.17\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	(a)
Headed shear stud reinforcement	According to 22.6.4.1	$0.25\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	(b)
		Least of (b), (c), and (d): $0.17\left(1+\frac{2}{\beta}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	(c)
		$0.083\left(2+\frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	(d)
	According to 22.6.4.2	$0.17\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	(e)

- Notes:
- (i) λ_s is the size effect factor given in 22.5.5.1.3.
 - (ii) β is the ratio of long to short sides of the column, concentrated load, or reaction area.
 - (iii) α_s is given in 22.6.5.3.

۲-۳-۵-۸-۹ برای اعضای دو طرفه با فولاد گذاری برشی، مقدار v_c که در مقاطع بحرانی محاسبه می شود نباید از حدود زیر بیش تر باشد:

الف- اگر از خاموت استفاده شده باشد:

$$v_c \leq 0.17\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c} \quad (۲۱-۸-۹)$$

فقط در حالت زیر می توان از آرماتور برای برش پانچ استفاده کرد

۹-۸-۵-۴ مقاومت برشی تامین شده توسط خاموت برشی

۹-۸-۵-۴ از خاموت‌های با یک یا چند شاخه ساخته شده از میلگرد یا سیم، در صورت برآورده شدن هر دو شرط زیر می‌توان به عنوان تقویت برشی دال دو طرفه و پی استفاده کرد:

الف- عمق موثر d حداقل برابر ۱۵۰ میلی متر باشد.

ب- عمق موثر d حداقل ۱۶ برابر قطر خاموت باشد.

از لحاظ اجرایی اجرای خاموت در ۱۵ سانتی متر تقریباً غیرممکن است.

در این حالت v_s با استفاده از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$v_s = \frac{A_v f_{yt}}{b_o s}$$

(۹-۸-۲۴)

مقدار حداکثر V_u در مقطع بحرانی که بتن و میلگرد برش را تحمل می کنند.

۹-۸-۵-۳-۴ برای اعضای دو طرفه با فولاد گذاری برشی، لازم است عمق موثر مقطع طوری

انتخاب شود که V_u محاسبه شده در مقاطع بحرانی از مقادیر زیر بیش تر نشود:

= در صورت استفاده از خاموت:

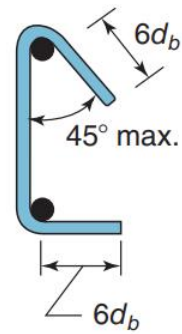
$$v_u \leq 0.5\phi\sqrt{f'_c}$$

(۹-۸-۲۳-الف)

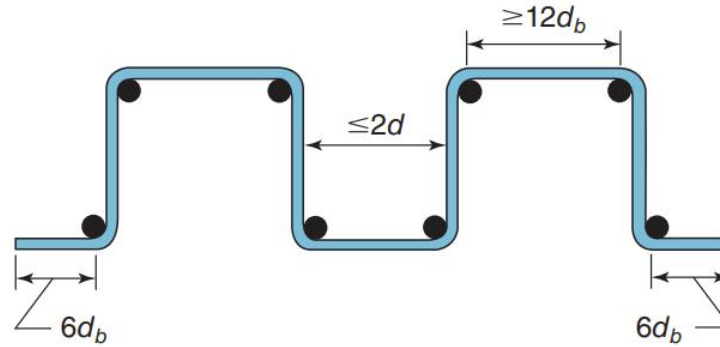
جدول ۹-۱۰-۴ موقعیت اولین خاموت و محدودیت‌های فاصله‌گذاری

بیشترین فاصله	تعریف اندازه‌گیری	جهت اندازه‌گیری
$\frac{d}{2}$	فاصله از بر ستون تا اولین خاموت	عمود بر وجه ستون
$\frac{d}{2}$	فاصله‌ی بین خاموت‌ها	
2d	فاصله‌ی بین ساق عمودی خاموت‌ها	موازی با وجه ستون

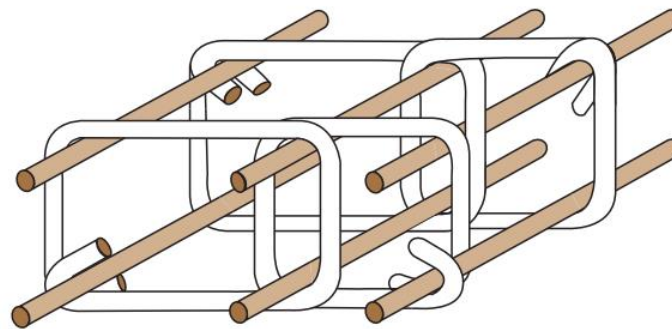
طرق اجرای خاموت برای کنترل برش پانچ



(a) Single-leg stirrup.



(b) Multiple-leg stirrup.



(c) Closed stirrups.

محاسبه سهم لنگر خمشی و لنگر پیچشی

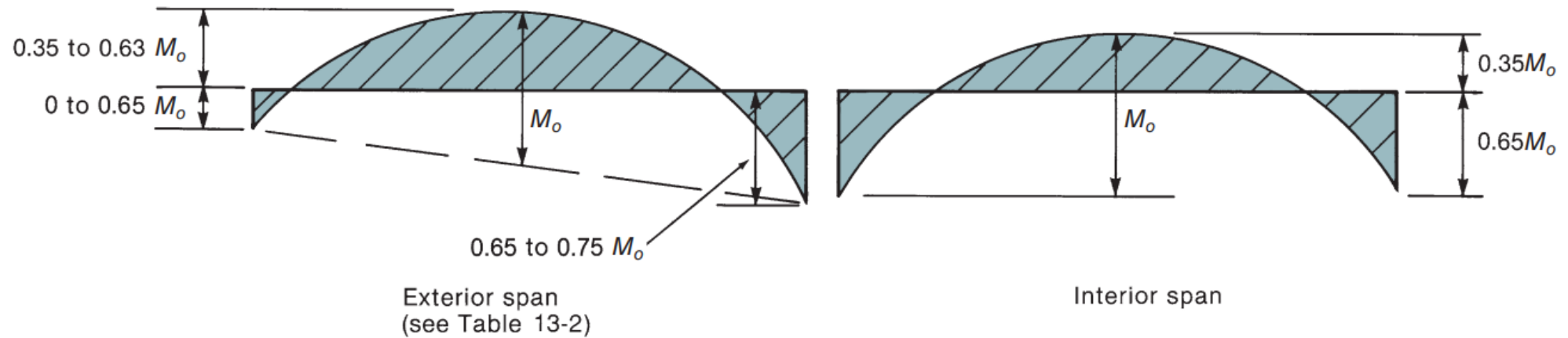
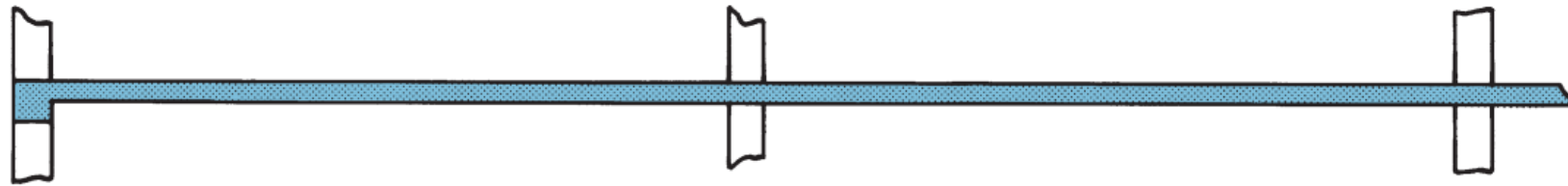
۹-۱۰-۶-۴-۳ انتقال لنگر خمشی ضریبدار در اتصالات دال به ستون

الف- در مواردی که بارهای ثقلی، باد یا زلزله موجب میشوند که در اتصال دال به ستون بدون تیر، لنگر ضریب دار نامتعادل، M_{sc} ، ایجاد شود، باید بخشی از این لنگر معادل $\gamma_f M_{sc}$ با عملکرد خمشی، و باقی مانده‌ی آن از طریق اثر نیروی برشی که اطراف ستون در دال ایجاد می‌شود با اثر خروج از مرکزیت آن به ستون منتقل می‌گردد.

مقدار γ_f از رابطه‌ی (۹-۱۰-۱) محاسبه می‌شود:

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{3}\right) \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \quad (۹-۱۰-۱)$$

لنگر نامتعادل



8.4.2.2.2 The fraction of factored slab moment resisted by the column, $\gamma_f M_{sc}$, shall be assumed to be transferred by flexure, where γ_f shall be calculated by:

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{3}\right) \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \quad (8.4.2.2.2)$$

8.4.2.2.3 The effective slab width b_{slab} for resisting $\gamma_f M_{sc}$ shall be the width of column or capital plus a distance on each side in accordance with Table 8.4.2.2.3.

$$M_{uf} = \gamma_f \cdot M_{sc}$$

قسمتی از لنگر که توسط مکانیزم خمشی (کشش و فشار) وارد ستون می شود

$$M_{uv} = \gamma_v \cdot M_{sc} = (1 - \gamma_f) \cdot M_{sc}$$

بقیه لنگر که از طریق زوج نیروی برشی در طرفین ستون وارد ستون می شود

$$M_{sc} = M_{uf} + M_{uv}$$

لنگر نامتوازن نهایی
برای ستونهای مربعی

$$M_{uf} = 0.6M_{sc}$$

$$M_{uv} = 0.4M_{sc}$$

جدول ۹-۱۰-۳ حداکثر γ_f اصلاح شده برای دال‌های دوطرفه

موقعیت ستون	جهت دهانه	v_{uv}	ε_t (در عرض b_{slab})	حداکثر γ_f اصلاح شده
ستون گوشه	در هر جهت	$\leq 0.5\phi v_c$	$\geq \varepsilon_{ty} + 0.003$	۱
ستون کناری	عمود بر کناره	$\leq 0.75\phi v_c$	$\geq \varepsilon_{ty} + 0.003$	۱
	موازی کناره	$\leq 0.4\phi v_c$	$\geq \varepsilon_{ty} + 0.008$	$\frac{1.25}{1 + \left(\frac{2}{3}\right) \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \leq 1$
ستون میانی	در هر جهت	$\leq 0.4\phi v_c$	$\geq \varepsilon_{ty} + 0.008$	$\frac{1.25}{1 + \left(\frac{2}{3}\right) \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \leq 1$

Table 8.4.2.2.4—Maximum modified values of γ_f for nonprestressed two-way slabs

Column location	Span direction	v_{uv}	ε_t (within b_{slab})	Maximum modified γ_f
Corner column	Either direction	$\leq 0.5\phi v_c$	$\geq \varepsilon_{ty} + 0.003$	1.0
Edge column	Perpendicular to the edge	$\leq 0.75\phi v_c$	$\geq \varepsilon_{ty} + 0.003$	1.0
	Parallel to the edge	$\leq 0.4\phi v_c$	$\geq \varepsilon_{ty} + 0.008$	$\frac{1.25}{1 + \left(\frac{2}{3}\right)\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \leq 1.0$
Interior column	Either direction	$\leq 0.4\phi v_c$	$\geq \varepsilon_{ty} + 0.008$	$\frac{1.25}{1 + \left(\frac{2}{3}\right)\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \leq 1.0$

عرض موثر دال برای محاسبه لنگر

ب- عرض مؤثر دال، b_{slab} برای تحمل $\gamma_f M_{sc}$ باید برابر عرض ستون یا سرستون به اضافه‌ی فاصله‌ای در هر طرف به اندازه مقادیر زیر در نظر گرفته شود:

۱- در دال‌های بدون کتیبه یا سرستون به اندازه کوچکترین دو مقدار $1/5$ برابر ضخامت دال و فاصله تا لبه‌ی دال؛

۲- در دال‌های دارای کتیبه یا سرستون به اندازه کوچکترین دو مقدار $1/5$ برابر ضخامت کتیبه یا سرستون و فاصله تا لبه‌ی کتیبه یا سرستون به اضافه‌ی $1/5$ برابر ضخامت دال.

Table 8.4.2.2.3—Dimensional limits for effective slab width

	Distance on each side of column or capital	
Without drop panel or shear cap	Lesser	$1.5h$ of slab
		Distance to edge of slab
With drop panel or shear cap	Lesser	$1.5h$ of drop or cap
		Distance to edge of the drop or cap plus $1.5h$ of slab

عرض دال b_{slab}

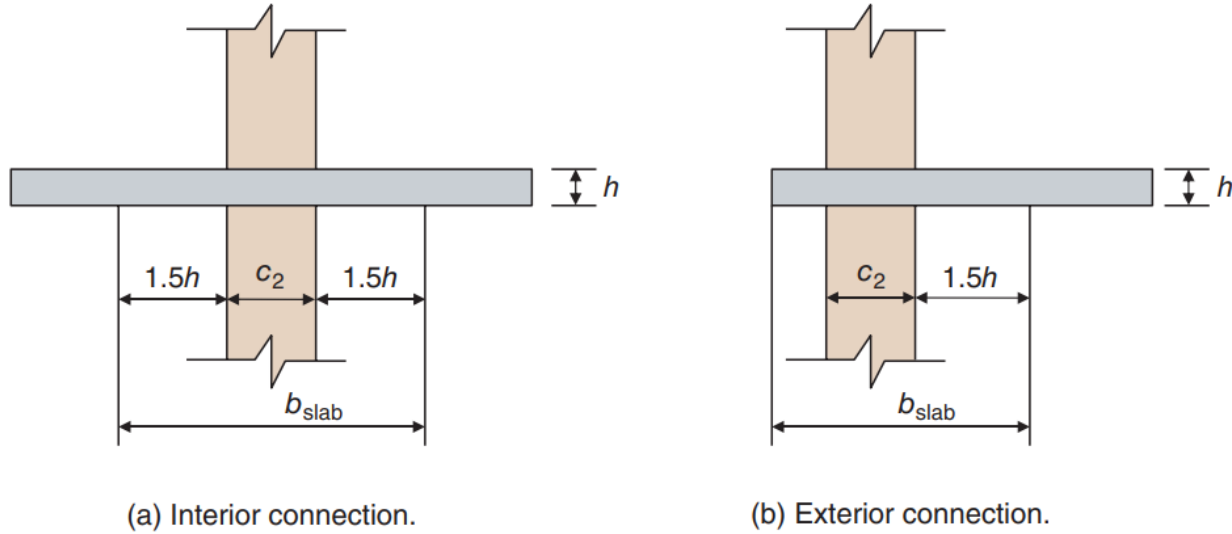


Fig. 13-46
Definition of slab width, b_{slab} ,
connection without drop
panel or shear cap.

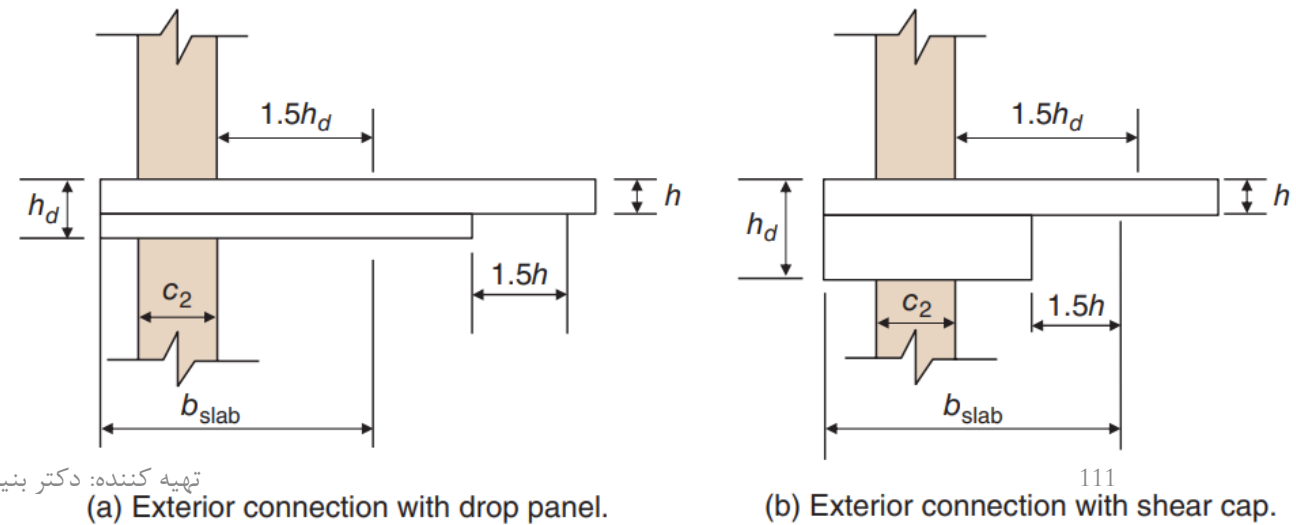
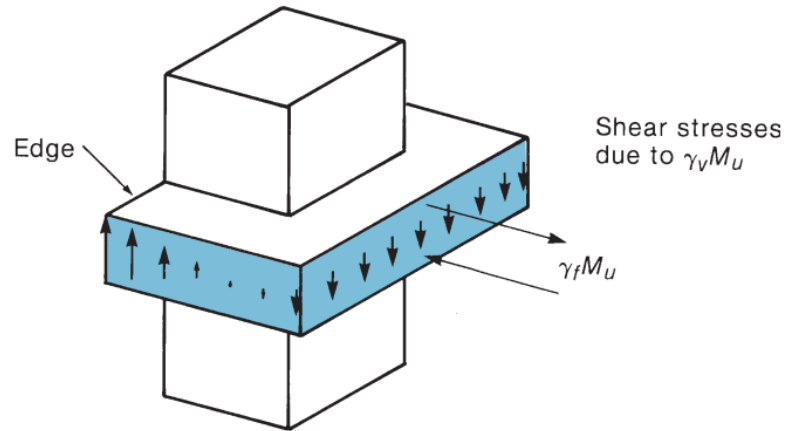


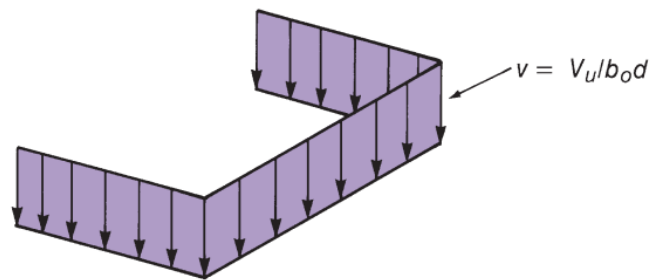
Fig. 13-47
Definition of slab width, b_{slab} ,
exterior connection with drop
panel or shear cap.

تهیه کننده: دکتر بنیامین کیومرثی

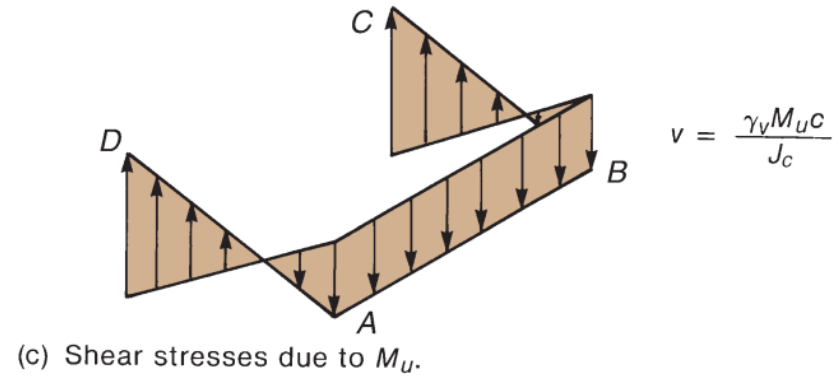
توزیع تنش برشی در مقطع بحرانی در ستون کناری



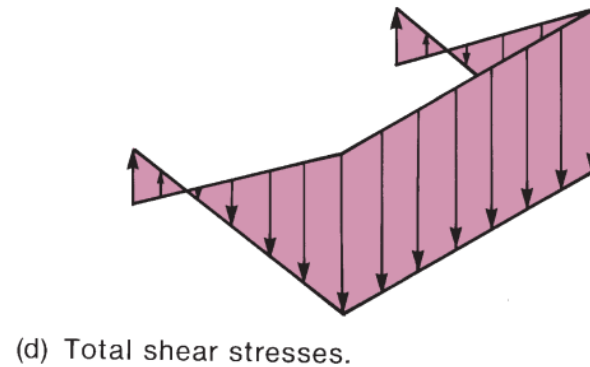
(a) Transfer of moment at edge column.



(b) Shear stresses due to V_u .

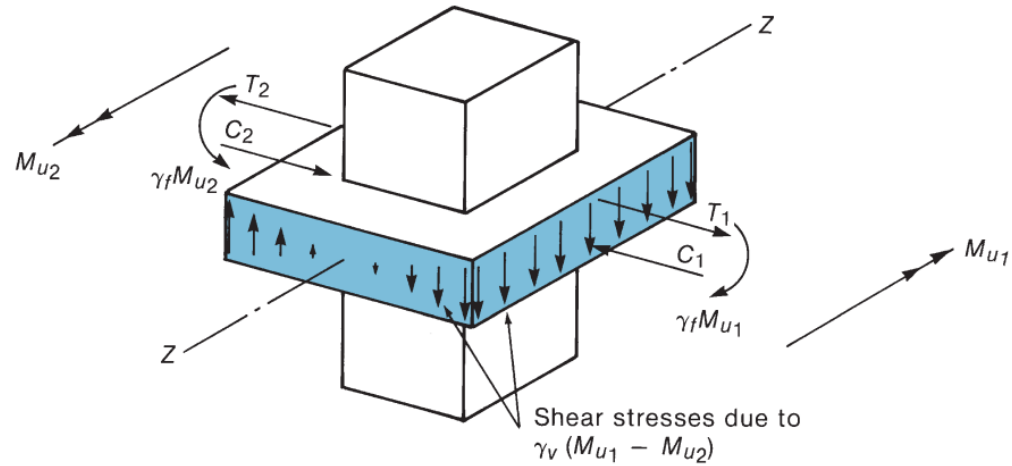


(c) Shear stresses due to M_u .

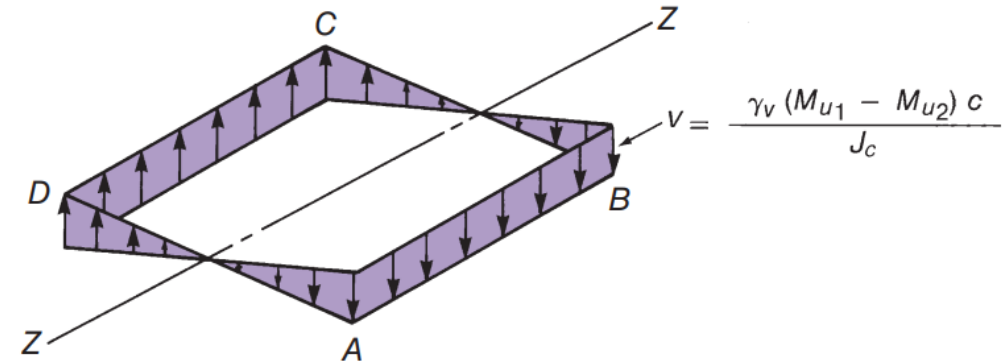


(d) Total shear stresses.

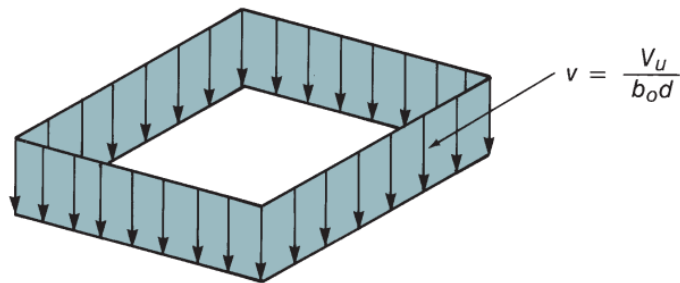
توزیع تنش برشی در مقطع بحرانی در ستون میانی



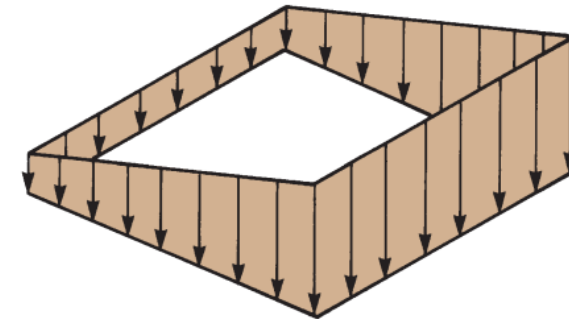
(a) Transfer of unbalanced moments to column.



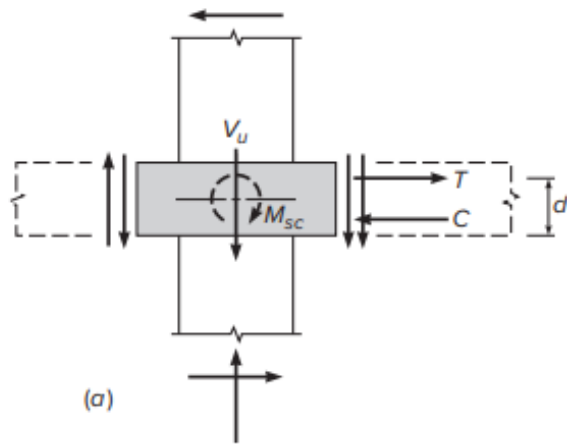
(c) Shear due to unbalanced moment.



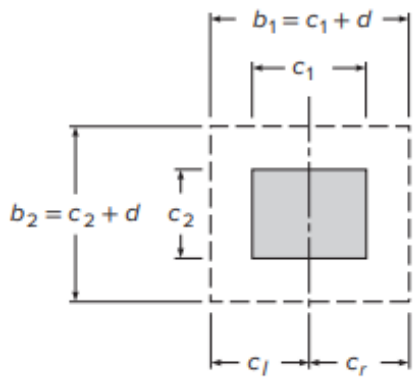
(b) Shear stresses due to V_u .



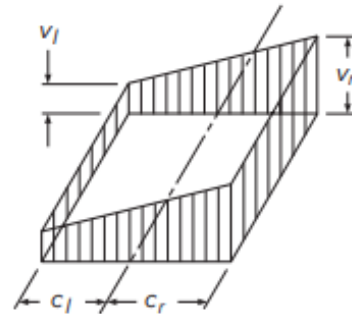
(d) Total shear stresses.



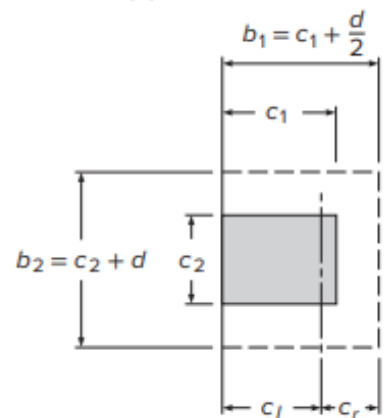
(a)



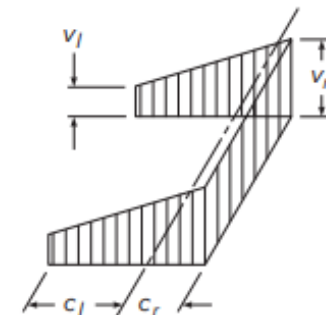
(b)



(c)



(d)



(e)

$$v_l = \frac{V_u}{A_c} - \frac{M_{uv}c_l}{J_c}$$

$$v_r = \frac{V_u}{A_c} + \frac{M_{uv}c_r}{J_c}$$

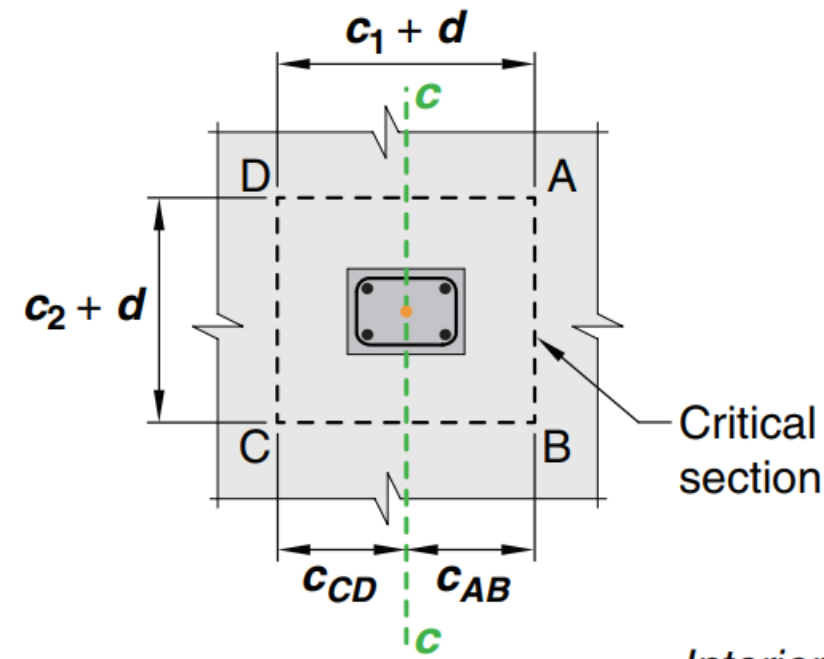
where A_c = area of critical section = $2d[(c_1 + d) + (c_2 + d)]$

c_l, c_r = distances from centroid of critical section to left and right faces of section, respectively

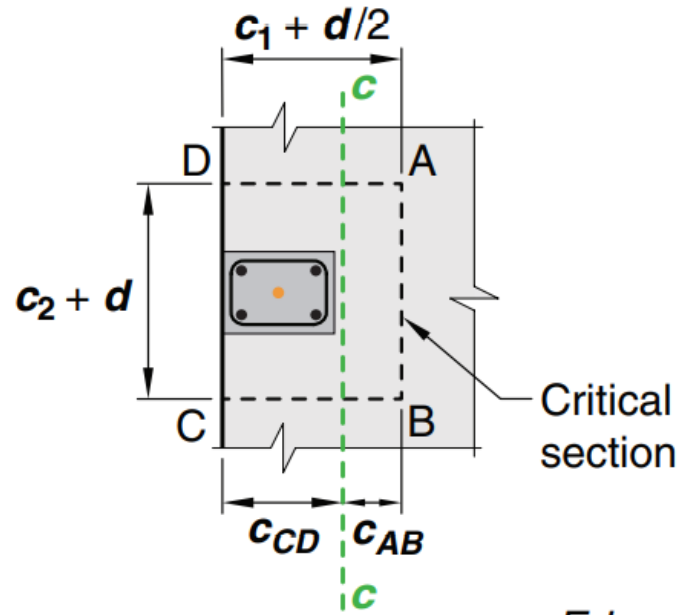
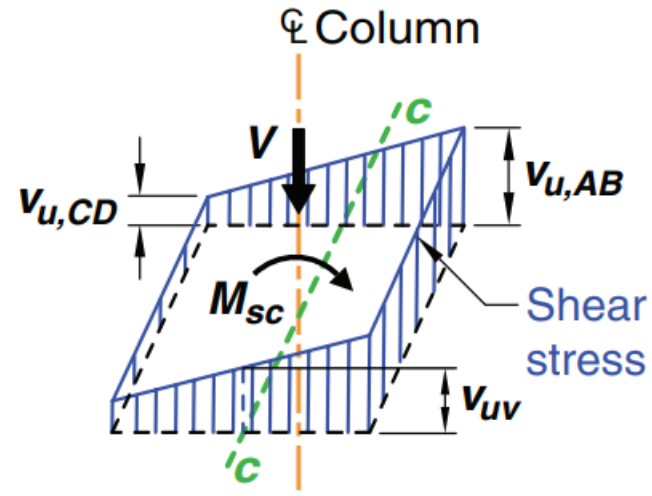
J_c = property of critical section analogous to polar moment of inertia

For an interior column, the quantity J_c is

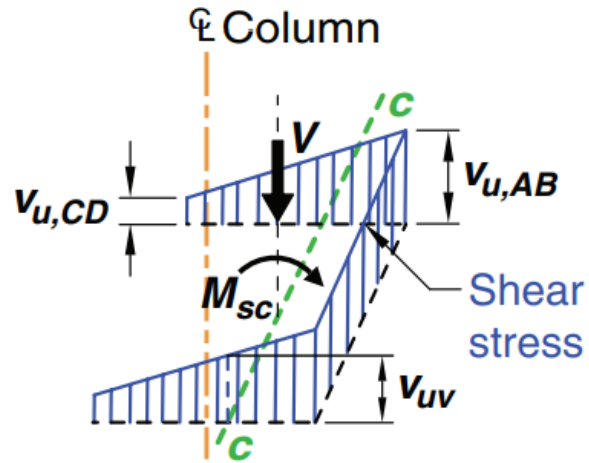
$$J_c = \frac{2d(c_1 + d)^3}{12} + \frac{2(c_1 + d)d^3}{12} + 2d(c_2 + d) \left(\frac{c_1 + d}{2} \right)^2 \quad (13.13)$$



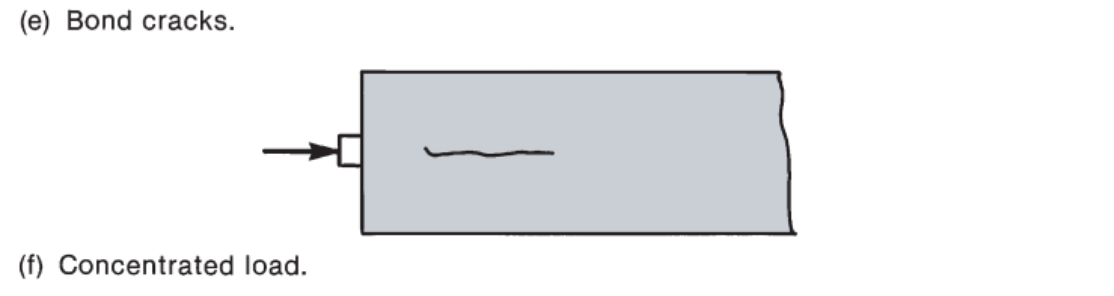
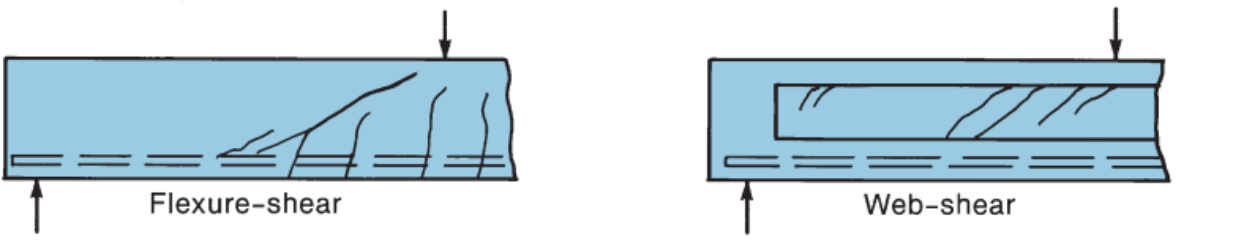
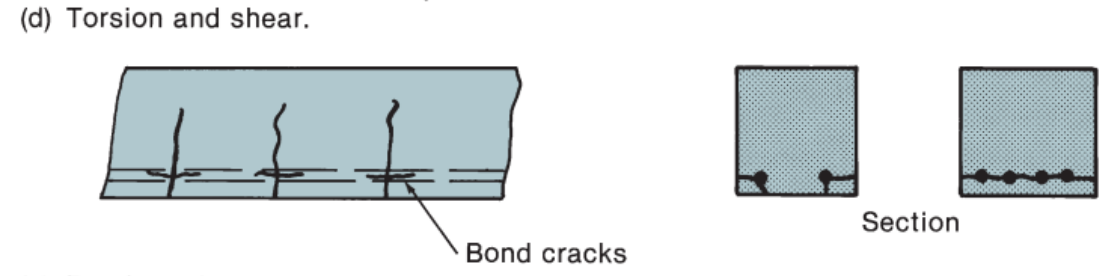
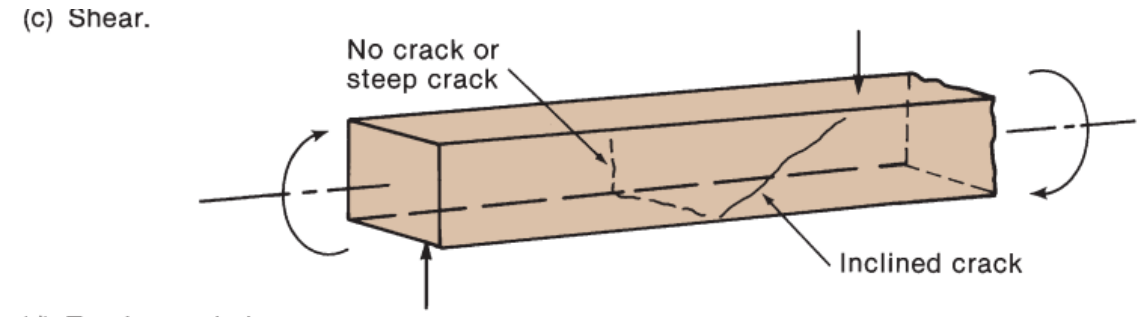
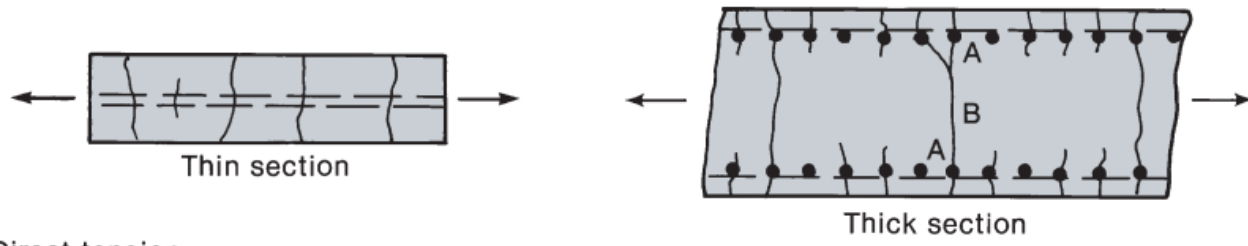
Interior column



Edge column



۴- ملاحظات بهره برداری



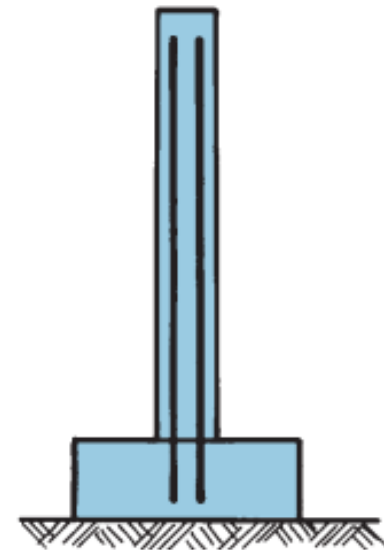
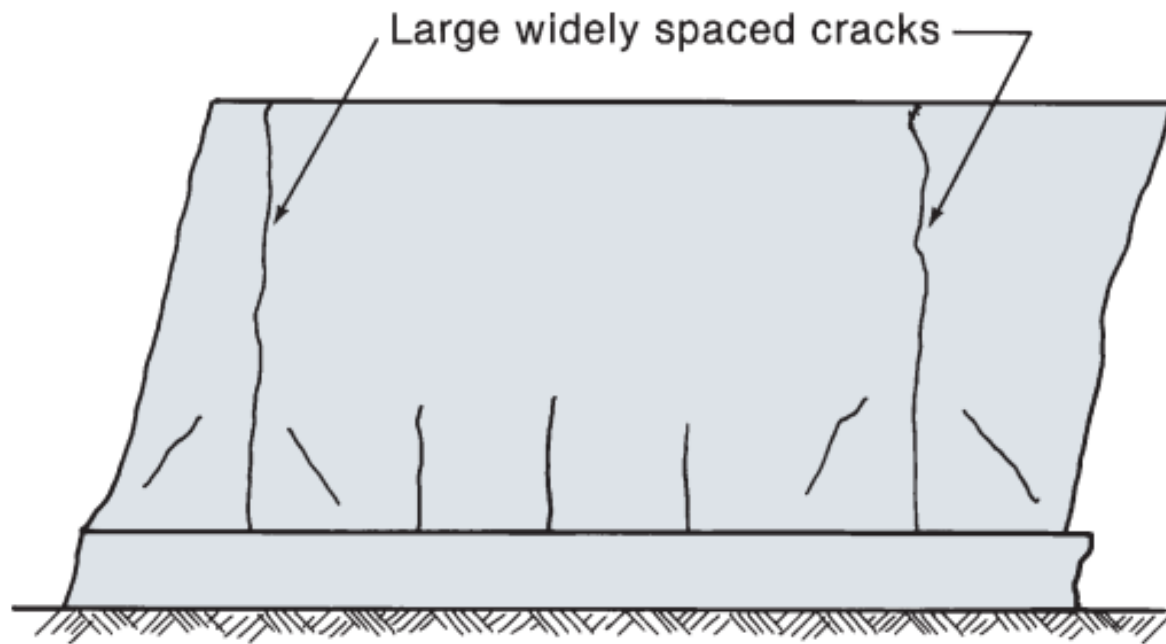
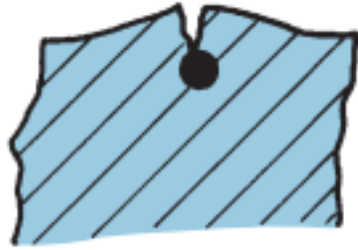


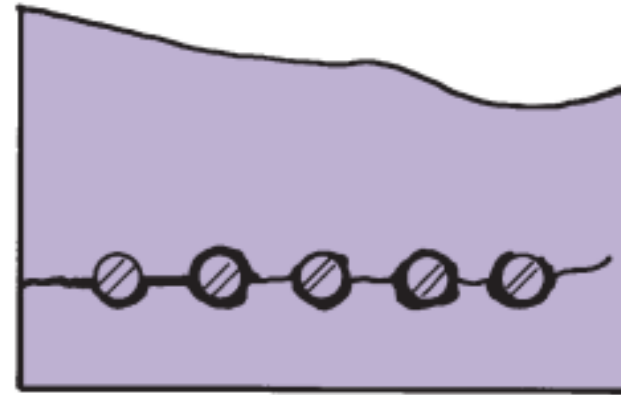
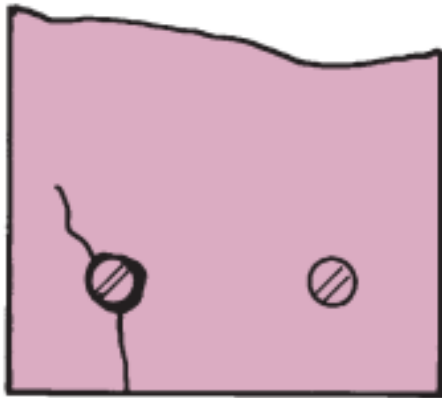
Fig. 9-7
Heat-of-hydration cracking.



(a) Plastic slumping crack.



(b) Map cracking.



(c) Effect of corrosion.

مشکلات بهره برداری

- ترک خوردگی بیش از حد
- تغییر شکل بیش از حد
- لرزش
- تحلیل بهره برداری الاستیک است و بارهای بدون ضریب
- خزش نیز پدیده است که در بحث بهره برداری بایستی مورد توجه قرار گیرد.

۱- کنترل عرض ترک

۹-۱۹-۳ توزیع آرماتور خمشی و کنترل عرض ترک

۹-۱۹-۳-۱ در تیرها و دال‌های یک طرفه برای کنترل عرض ترک‌ها و میزان گستردگی آن‌ها در ناحیه‌ی تحت کشش بتن، کافی است فاصله‌ی میلگردهای خمشی آجدار، s ، از حدودی که در زیر تعیین شده‌اند تجاوز نکند.

$$s = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5c_c \quad (۹-۱۹-۴)$$

$$s = 300 \left(\frac{280}{f_s} \right) \quad (۹-۱۹-۵)$$

در این روابط، f_s میزان تنش در آرماتور کششی زیر اثر بارهای بهره‌برداری بر حسب مگاپاسکال، و c_c کم‌ترین فاصله‌ی سطح میلگردهای کششی آجدار از وجه کششی عضو بر حسب میلی‌متر است.

کنترل عرض ترک

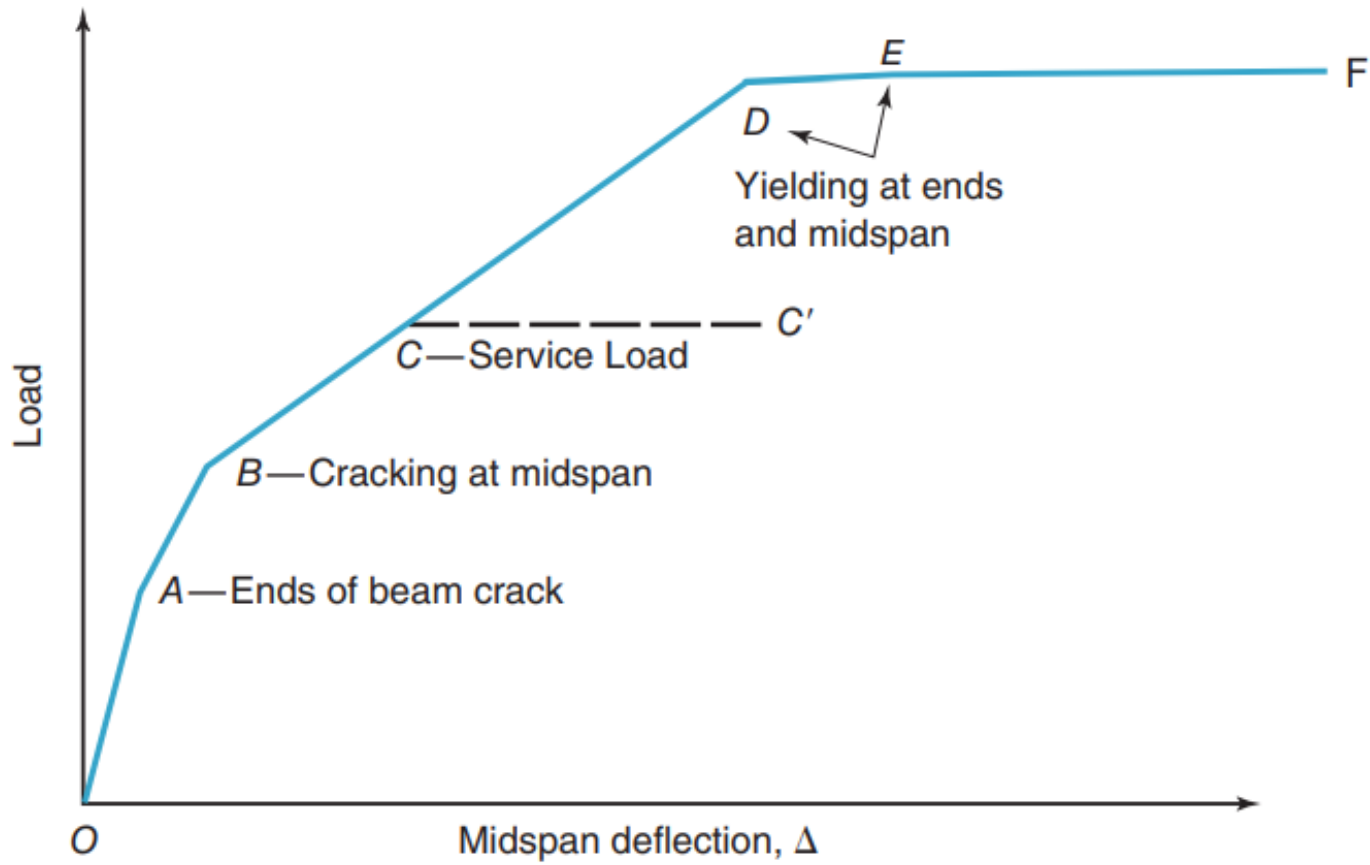
در این روابط، f_s میزان تنش در آرماتور کششی زیر اثر بارهای بهره برداری بر حسب مگاپاسکال، و c_c کمترین فاصله‌ی سطح میلگردهای کششی آجدار از وجه کششی عضو بر حسب میلی متر است.

۲-۳-۱۹-۹ در محاسبه‌ی تنش کششی f_s در آرماتورها، به جای محاسبه‌ی دقیق بر مبنای روابط سازگاری کرنش‌ها در ارتفاع مقطع، می‌توان آن را برابر با $\frac{2}{3} f_y$ به حساب آورد.

۳-۳-۱۹-۹ در مواردی که تنها یک میلگرد به عنوان آرماتور کششی در مقطع موجود است، عرض دورترین وجه کششی نباید از s که از بند ۱-۳-۱۹-۹ تعیین می‌شود، بیش‌تر باشد.

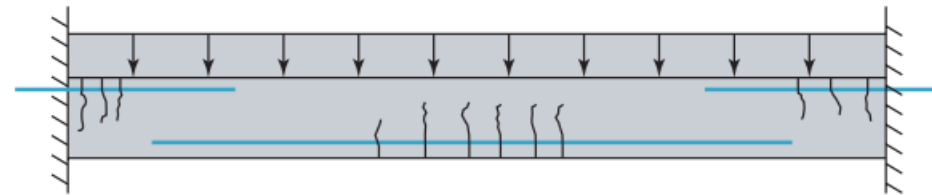
۲- خیز آنی short-term deflection

- مشکلاتی که خیز زیاد ایجاد می کند:
 - ترک خوردگی دیوارها و پارتیشن ها
 - درست باز نشدن درها و پنجره ها
 - جمع شدگی آب در پشت بام
 - مشکل نصب تجهیزات ظریف
 - احساس ناامنی کاربر
 - لرزش



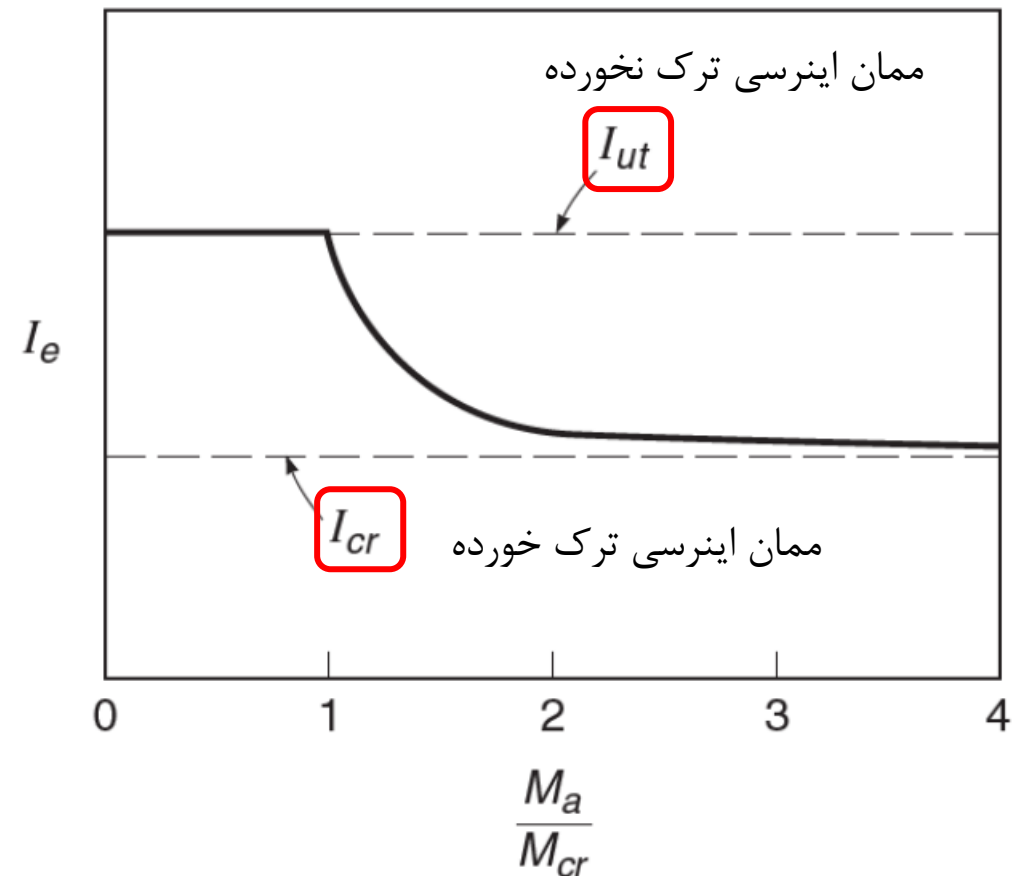
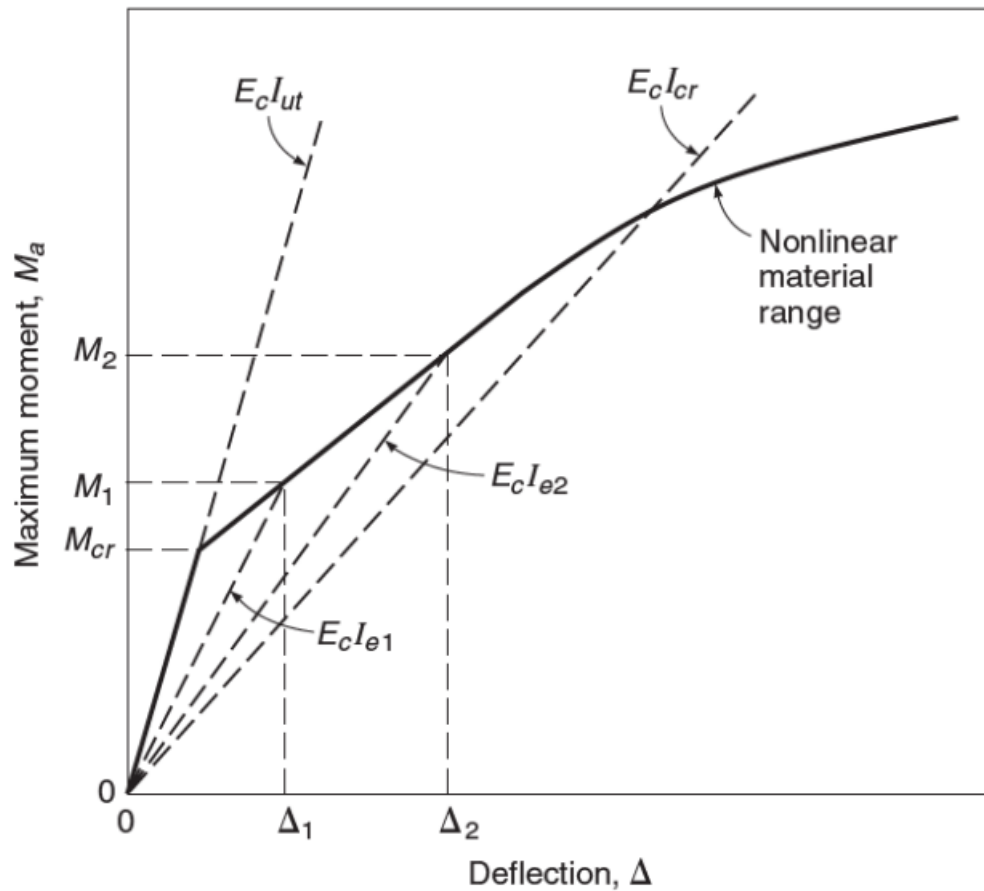
(a) Load-deflection diagram.

تهیه کننده: دکتر بنیامین کیومرثی



(b) Beam and loading.

معادل Bischoff برای به دست آوردن ممان اینرسی موثر



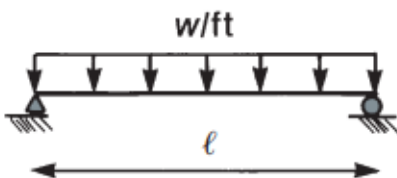
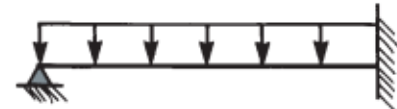
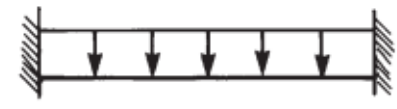
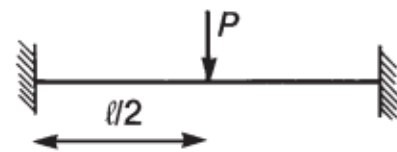
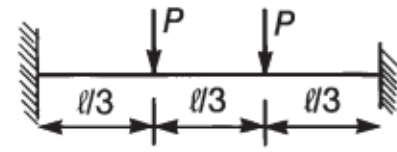

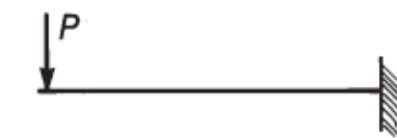

محاسبه ممان اینرسی مقطع برای محاسبه نشست آنی (رابطه Bischoff)

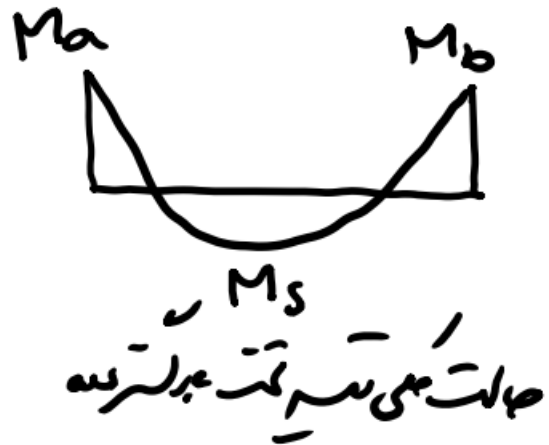
جدول ۹-۱۹-۱ ممان اینرسی مؤثر، I_e

لنگر سرویس	ممان اینرسی مؤثر، I_e
$M_a \leq \frac{2}{3} M_{cr}$	I_g
$M_a > \frac{2}{3} M_{cr}$	$\frac{I_{cr}}{1 - \left(\frac{\frac{2}{3} M_{cr}}{M_a}\right)^2 \left(1 - \frac{I_{cr}}{I_g}\right)}$

در روابط جدول ۹-۱۹-۱، M_{cr} لنگر خمشی ترک خوردگی مقطع بوده و بر اساس رابطه‌ی (۹-۱۹-۱) محاسبه می‌شود:

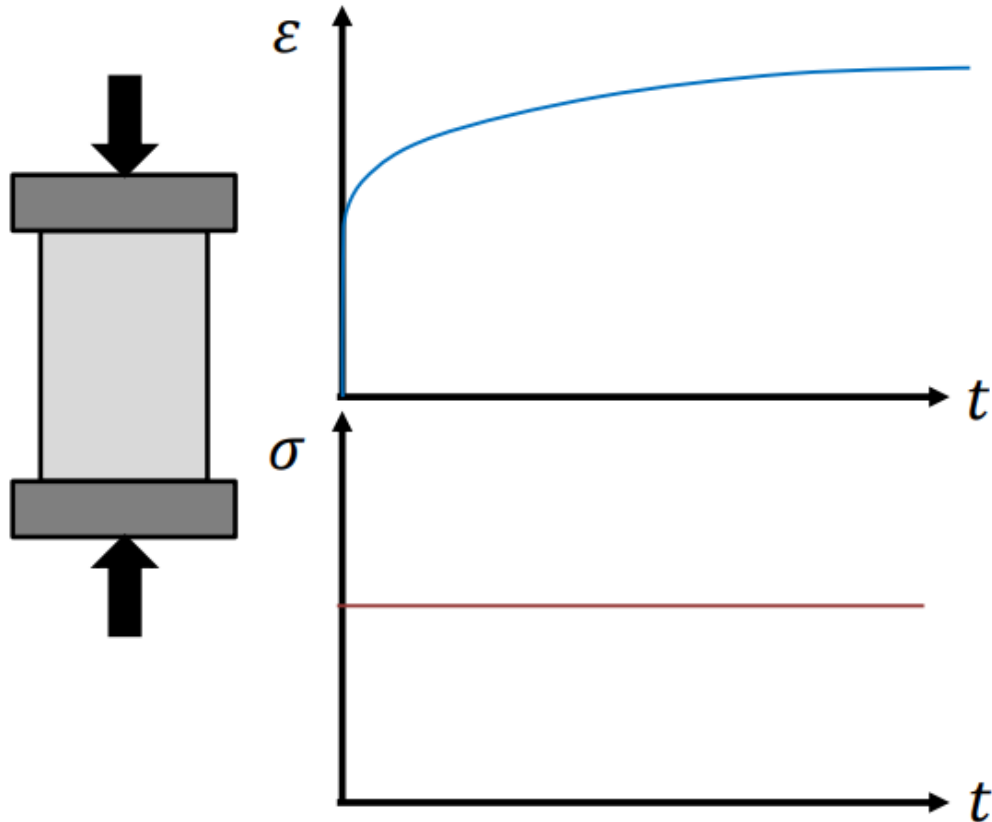
$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad (9-19-1)$$

Case 1		$\Delta_{\text{mid}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{w\ell^4}{EI} = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_{\text{pos}}\ell^2}{EI}$
Case 2		$\Delta_{\text{mid}} = \frac{1}{192} \cdot \frac{w\ell^4}{EI} = \frac{128}{1728} \cdot \frac{M_{\text{pos}}\ell^2}{EI}$
Case 3		$\Delta_{\text{mid}} = \frac{1}{384} \cdot \frac{w\ell^4}{EI} = \frac{1}{16} \cdot \frac{M_{\text{pos}}\ell^2}{EI}$
Case 4		$\Delta_{\text{mid}} = \frac{1}{192} \cdot \frac{P\ell^3}{EI} = \frac{1}{24} \cdot \frac{M_{\text{pos}}\ell^2}{EI}$
Case 5		$\Delta_{\text{mid}} = \frac{5}{684} \cdot \frac{P\ell^3}{EI} = \frac{5}{72} \cdot \frac{M_{\text{pos}}\ell^2}{EI}$
Case 6		$\Delta_{\text{tip}} = \frac{1}{8} \cdot \frac{w\ell^4}{EI} = \frac{1}{4} \cdot \frac{M_{\text{neg}}\ell^2}{EI}$
Case 7		$\Delta_{\text{tip}} = \frac{1}{3} \cdot \frac{P\ell^3}{EI} = \frac{1}{3} \cdot \frac{M_{\text{neg}}\ell^2}{EI}$
Case 8		$\Delta_{\text{mid}} = \frac{1}{32} \cdot \frac{M\ell^2}{EI}$



$$\Delta_{cl} = \frac{5l^2}{48EI} [|M_s| - 0.1(|M_a| + |M_b|)]$$

۳- خیز بلند مدت - long-term deformation or time-dependent



- پدیده خزش: به افزایش تغییرشکل های بتن به مرور زمان خزش یا CREEP گفته می شود.

- خزش یا SHRINKAGE به تغییرشکل دراز مدت منجر می شود.

- به دلیل:

- از دست دادن آب
- واکنش های شیمیایی داخلی

حداقل ارتفاع طبق مبحث نهم

۹-۱۱-۲-۶ حداقل ارتفاع تیر

۹-۱۱-۲-۶-۱ در ساختمان‌های متعارف و تحت بارگذاری‌های معمول، در تیرهایی که ارتفاع آن‌ها از مقادیر مندرج در جدول ۹-۱۱-۱-۱ بیشتر است، محاسبه‌ی خیز (افتادگی) الزامی نمی‌باشد؛ به شرط آن که این تیرها به قطعات غیر سازه‌ای مانند تیغه‌ها متصل نباشند و یا آن‌ها را نگه داری نکنند، و خیز زیاد در آن‌ها خسارتی ایجاد نکند.

جدول ۹-۱۱-۱ حداقل ارتفاع تیر

عضو	تکیه‌گاه‌های ساده	تکیه‌گاه‌های بیوسنه از یک طرف	تکیه‌گاه‌های بیوسنه از دو طرف	کنسول
تیرها یا تیرچه‌ها	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18.5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$

تبصره: l در جدول طول آزاد دهانه‌ی تیر است. مقادیر جدول برای بتن معمولی و آرماتورهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال می‌باشند. برای سایر موارد، حداقل ارتفاع باید بر اساس ضوابط ۹-۱۱-۲-۶-۲ و ۹-۱۱-۲-۶-۳ تغییر یابد.

۹-۹-۳-۱ حداقل ضخامت دال

۹-۹-۳-۱-۱ برای دال‌های توپر که به جدا کننده‌ها (تیغه‌ها) یا دیگر اجزای ساختمانی که احتمال دارد در اثر خیز زیاد آسیب ببینند، متصل نیستند، ضخامت کل دال، h نباید از مقادیر جدول ۹-۹-۱ که برای بتن معمولی و فولاد با تنش تسلیم $f_y=420$ MPa تنظیم شده است، کمتر باشد؛ مگر آن که محاسبه‌ی خیز آن‌ها بر اساس بند ۹-۹-۳-۲ انجام شود. برای $f_y \neq 420$ MPa مقادیر جدول ۹-۹-۱ باید در $(0.4+f_y/700)$ ضرب شوند.

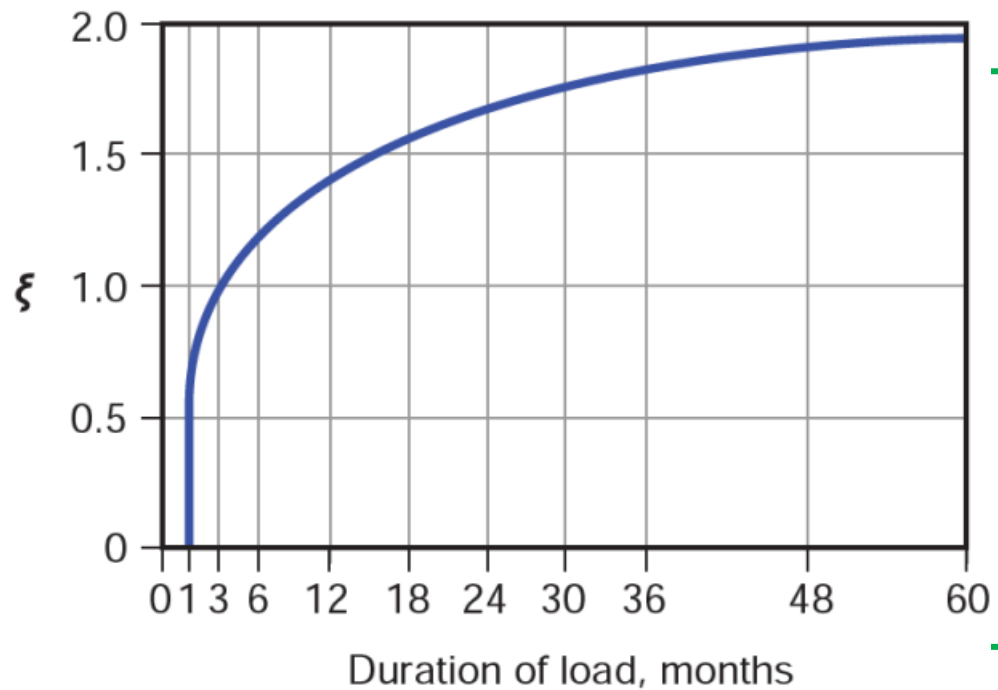
جدول ۹-۹-۱ حداقل ضخامت دال‌های یک طرفه‌ی توپر

شرایط تکیه‌گاهی	حداقل ضخامت، h
تکیه‌گاه ساده	$l/20$
یک انتهای ممتد	$l/24$
دو انتهای ممتد	$l/28$
طره (کنسولی)	$l/10$

۹-۱۹-۲-۲-۵ تغییر مکان اضافی ناشی از وارفتگی (خزش) و جمع شدگی (افت یا انقباض) بتن در اعضای خمشی در طول زمان را که تغییر مکان دراز مدت نامیده میشود، در صورت عدم استفاده از روش های تحلیلی دقیق تر، می توان از حاصل ضرب تغییر مکان آنی ناشی از بارهای دائمی در ضریب λ_{Δ} که از رابطه ی (۹-۱۹-۳) تعیین می شود، به دست آورد.

$$\lambda_{\Delta} = \frac{\xi}{1+50\rho'} \quad (۹-۱۹-۳)$$

در این رابطه ρ' نسبت فولاد فشاری در مقطع وسط دهانه در اعضای با تکیه گاه های ساده یا سراسری، و در مقطع تکیه گاه در اعضای طره ای است. مقدار ضریب وابسته به زمان بارهای دائمی، ξ ، باید برابر با مقادیر جدول ۹-۱۹-۲ در نظر گرفته شود:



جدول ۹-۱۹-۲ ضریب وابسته به زمان بارهای دائمی

ضریب ξ	زمان
۱/۰	۳ ماه
۱/۲	۶ ماه
۱/۴	۱۲ ماه
۲/۰	۶۰ ماه و پیش‌تر

Fig. R24.2.4.1—Multipliers for time-dependent deflections.

جدول ۹-۱۹-۳ حداکثر تغییر مکان مجاز

ملاحظات	حد تغییر مکان	تغییر مکان مورد نظر	انواع عضو
-	$\frac{l}{180}$	تغییر مکان آبی ناشی از بارهای زنده	۱- بامهای تخت که به اعضای غیر سازه‌ای متصل نیستند یا آن‌ها را نگهداری نمی‌کنند؛ و بنا بر این تغییر مکان زیاد آسیبی در این اعضا ایجاد نمی‌کند.
	$\frac{l}{360}$		۲- مانند بالا در مورد کفها
تبصره ۱	$\frac{l}{480}$	آن قسمت از تغییر مکان که بعد از اتصال اعضای غیر سازه‌ای ایجاد می‌شود. منظور مجموع اضافه تغییر - مکان دراز مدت ناشی از بارهای دائمی و	۳- بامها یا کفهایی که به اعضای غیر سازه‌ای متصل هستند یا آن‌ها را نگهداری می‌کنند؛ و تغییر مکان زیاد ممکن است آسیبی در این اعضا ایجاد کند.
تبصره ۲	$\frac{l}{240}$	تغییر مکان آبی ناشی از بارهای زنده است (تبصره ۳).	۴- بامها یا کفهایی که به اعضای غیر سازه‌ای متصل هستند یا آن‌ها را نگهداری می‌کنند، ولی تغییر مکان زیاد آسیبی در این اعضا ایجاد نمی‌کند.

۹-۱۹-۲-۴-۲ در ساختمان‌های متعارف مسکونی، اداری و تجاری رعایت محدودیت‌های شماره‌های ۲ و ۴ از جدول ۹-۱۹-۳ کافی تلقی می‌شود.

فرکانس

جدول ۹-۱۹-۴ حداقل فرکانس دوره‌ای کفها

حداقل فرکانس دوره‌ای کفها (f)	نوع کاربری
$f \geq 5 \text{ Hz}$	ساختمان‌های مسکونی و اداری
$f \geq 4 \text{ Hz}$	ساختمان‌های تجاری-فروشگاه‌ها
$f \geq 4 \text{ Hz}$	سالن‌های اجتماعات با صندلی‌های ثابت
$f \geq 8.5 \text{ Hz}$	سالن‌های اجتماعات بدون صندلی‌های ثابت
$f \geq 9.5 \text{ Hz}$	تعمیرگاه‌ها، سالن‌های ژیمناستیک و ورزشی
$f \geq 4 \text{ Hz}$	پارکینگ‌ها

در محاسبه‌ی فرکانس دوره ای ارتعاش کفها، باید اثر ترک خوردگی قطعات، با منظور نمودن ممان اینرسی مؤثر، I_e ، متناظر با بارهای مرده و زنده‌ی بدون ضریب، در محاسبه‌ی تغییر شکل‌ها مورد توجه قرار گیرد. این تغییر شکل‌ها مربوط به اثر بارهای مرده و بخشی از بارهای زنده که دائمی فرض می‌شود (بدون ضرایب بار) بوده و ضریب ارتجاعی دینامیکی بتن ۱/۲۵ برابر مقدار E_c منظور می‌گردد.

در محاسبه‌ی فرکانس دوره‌ای ارتعاش کف‌ها، باید اثر ترک خوردگی قطعات، با منظور نمودن ممان اینرسی مؤثر، I_e ، متناظر با بارهای مرده و زنده‌ی بدون ضریب، در محاسبه‌ی تغییر شکل‌ها مورد توجه قرار گیرد. این تغییر شکل‌ها مربوط به اثر بارهای مرده و بخشی از بارهای زنده که دائمی فرض می‌شود (بدون ضرایب بار) بوده و ضریب ارتجاعی دینامیکی بتن ۱/۲۵ برابر مقدار E_c منظور می‌گردد.

برای محاسبه‌ی فرکانس دوره‌ای، f ، می‌توان از رابطه‌ی (۹-۱۹-۶) استفاده نمود.

$$f = \frac{18}{\sqrt{\Delta_{is}}} \quad (۹-۱۹-۶)$$

که در آن Δ_{is} تغییر مکان استاتیکی قائم حداکثر کف تحت اثر بار مرده و بخشی از بار زنده که دائمی فرض می‌شود (بر حسب میلی متر)، و f فرکانس دوره‌ای ارتعاش بر حسب هرتز می‌باشد. در صورتی که به مطالعات جامع‌تر برای ارتعاش کف‌ها نیاز باشد می‌توان از مراجع معتبر بین‌المللی دیگر بجای رابطه ۹-۱۹-۶ و جدول ۹-۱۹-۴ استفاده نمود.