www.icivil.ir

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

ارائه کتابها و جزوات رایگان مهندسی عمران

بهترین و برترین مقالات روز عمران

انجمن های تخصصی مهندسی عمران

فروشگاه تخصصی مهندسی عمران

بسمه تعالی

طراحی سازه های بتن مسلح۲

(براساس مقررات ملی ساختمانی ایران)

جمع آوری و تدوین:

تورج الوانیان

کارشناس ارشد مهندسی عمران – مهندسی زلزله

tourajal@yahoo.com

مدرس:

۱-دانشگاه آزاد اسلامی واحد همدان.

۲- دانشگاه پیام نور مرکز همدان.

۳-موسسه عمران و توسعه روستائی همدان.

لطفا نظرات اصلاحی را به آدرس فوق ارسال نمایید.

بهار ۱۳۹۱

کنترل حالات بهره برداری:

بمنظور اطمینان از فراهم آمدن شرایط مناسب بهره برداری ، حالات حدی بهره بردار شامل کنترل عرض ترک و کنترل خیز (تغییرشکل) تیرها انجام می گیرد.در کنترل حالات بهره برداری کلیه ضرایب بار و مقاومت برابر یک در نظر گرفته می شود.

اثرات منفی ترک وخیز:

۱- نفوذ آب ویون های مضر .

۲- آسیب دیدگی نازک کاری

۳- عدم آرامش بهره برداران از سازه.

محاسبه عرض ترک:

در تیرها ودالهای یکطرفه مقدار عرض ترک را درصورت عدم محاسبات دقیق تر می توان ازرابطه زیر بدست آورد:

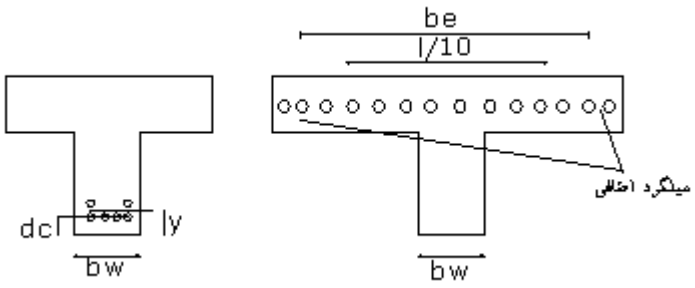
$$w = 13*10^{-6} f_s \sqrt[3]{d_c.A}$$

f_s تنش در آرماتور کششی در اثر بارهای بهره برداری برحسب نیوتن بر میلیمتر مربع .

در صورت عدم محاسبه دقیق می توان آن را مساوی $0.67\ f_y$ در شرایط محیطی ملایم ،متوسط وشدید و $0.5f_y$ در شرایط خیلی شدید وفوق العاده شدیددرنظر گرفت.

d_c ضخامت قشر محافظ بتنی که برابر فاصله دورترین تار کششی بتن تا مرکز نزدیک ترین میلگرد به آن برحسب میلیمتر.

A مساحتی از بتن که حول یک آرماتور را احاطه کرده است که مساوی مساحت موثر کششی بتن تقسیم برتعداد میلگردها است . مساحت موثر کششی بتن مساوی $2\bar{y}b_w$ است . $\bar{y}$ فاصله مرکز سطح آرماتورهای کششی تا دورترین تار کششی بتن است .در صورتیکه قطر میلگردها متفاوت باشد تعداد میلگردها مساوی سطح مقطع کل میلگردها تقسیم بر سطح مقطع قطور ترین میگرد مقطع می باشد.



حداکثرعرض ترک در تیرها ودالهای یکطرفه به شرح زیر می باشد:

۱- شرایط محیطی ملایم یا متوسط 0.35 mm

۲- شرایط محیطی شدید 0.20 mm

۳- شرایط محیطی خیلی شدید و فوق العاده شدید. 0.10 mm

تذکر:

دردالهای دوطرفه یا دالهای تخت و قارچی محاسبه عرض ترک خوردگی الزامی نیست و تنها رعایت ضوابط مربوط به آرماتور حرارت وجمع شدگی کافی است.

در مواردی که بالهای تیر با مقطع T شکل در کشش قراردارد قسمتی از آرماتور کششی باید در بال توزیع گردد این میلگردها باید در ناحیه ای بطول عرض موثر تیریا یکدهم دهانه هرکدام کوچکترند قرارداده شوند. در مواردی که عرض موثر تیر از یکدهم دهانه بزرگتر باشد مقداری آرماتور کششی اضافی باید در نواحی خارج از ناحیه توزیع شده میلگردها در بال قرارداده شود.مقدار میلگرد اضافی دوبرابر حداقل آرماتور حرارتی توصیه شده است.

در صورتیکه ارتفاع جان تیر بزرگتر از 600 mm باشد آرماتور گذاری گونه تیر نیز باید انجام پذیرد.این آرماتور گذاررری بدلیل امکان توسعه ترک در بیرون از ناحیه کششی موثر بتن می باشد . این آرماتورگذاری تا فاصله نصف ار تفاع موثر بالاتر از آرماتور های کششی قرار می گیرد . مقدار این آرماتور در شرایط محیطی ملایم برابر $(d-750)>150$ میلیمتر مربع در هر متر ارتفاع مقطع ودر هرگونه می باشد که لزومی ندارد از نصف آرماتور کششی بیشتر در نظر گرفته شود فاصله این میلگردهها از هم حداکثر یک ششم ارتفاع موثر یا 300 mm می باشد . از مقاومت خمشی این میلگردها در محاسبات خمشی می توان استفاده نمود.حداقل مقدار آرماتور گونه در شرایط محیطی متوسط وشدید 300 و در شرایط محیطی خیلی شدید و فوق العاده شدید $500\ mm^2$ توصیه شده است.

تغییر شکل اعضای خمشی در اثر بارهای بهره برداری:

در اثر بارهای وارده ، سازه دچار تغییر شکل می شود که بمنظور خدمت پذیری مناسب سازه این تغییر شکل ها باید در محدوده مجاز باشند.در سازه های بتن آرمه دونوع تغییر شکل مشاهده شده است :

۱- تغییر شکل آنی

۲- تغییر شکل درازمدت

سازه در هنگام بهره برداری بار مرده وتمام یا قسمتی از بار زنده خودراحمل می نماید ودچار تغییر شکل می گردد .در اثر بارهای بدون ضریب ، این تغییر شکل ها در محدوده الاستیک بوده و با استفاده از روشهای تحلیل سازه ای قابل محاسبه می باشند.

علاوه برتغییر شکل های آنی ، دربتن بدلیل خواص ذاتی خود مانند خزش وافت شاهد افزایش تغییر شکل ها به مرور زمان هستیم که با توجه به نوع سیستم باربری سازه ، بارهای وارده و طول مدت بارگذاری ، مقدار این تغییر شکل ها تا چند برابر تغییر شکلهای آنی افزایش می یابد چنین تغییر شکلی را تغیر شکل دراز مدت می گویند.

محاسبه تغییر شکل آنی:

میزان تغییرشکل ارتباط معکوس با سختی سازه دارد که شامل مدول الاسیسته بتن ضربدر ممان اینرسی مقطع است.

مقدار مدول الاسیسته بتن از فرمول مقابل بدست می آید .

$$E_c = 5000\sqrt{f_c}$$

در اثر بار های وارده در طول سازه لنگرخمشی متغییری ایجاد می گرددکه در صورتی که از لنگر ترک خوردگی مقطع M_{cr} بزرگتر باشد باعث ایجاد ترک در ناحیه کششی مقطع می شود. با ترک خوردن مقطع ممان اینرسی آن کاهش می یابد .در این حالت از ممان اینرسی موثر I_e به جای ممان اینرسی کل مقطع I_g به شرح زیر استفاده می شود .

۱- در اعضای با تکیه گاه ساده و اعضای طره ای ، ممان اینرسی موثر بر اساس مشخصات مقطع به ترتیب در وسط دهانه و در تکیه گاه از رابطه زیر بدست می آید:

$$I_e = I_{cr} + (I_g - I_{cr})(\frac{M_{cr}}{M_{\max}})^3 \le I_g$$

که در این فرمول M_{cr} لنگر ترک خوردگی است که از فرمول زیر بدست می آید:

$$M_{cr} = \frac{f_r . I_g}{y_t}$$

$$f_r = 0.6\sqrt{f_c}$$

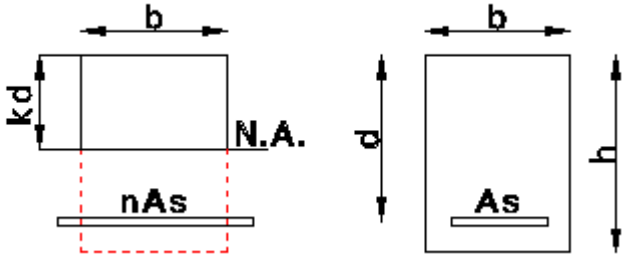
۲- در اعضای یکسره ، ممان اینرسی موثربرابر با مقدار متوسط ممان اینرسی موثر قطعه در مقاطع بحرانی وسط دهانه وبرروی تکیه گاهها در نظر گرفته می شود :

$$I_e = \frac{1}{4}(I_{el} + 2I_{em} + I_{er})$$

در این رابطه I_{em} ، I_{el} وI_{er} به ترتیب ممان اینرسی موثر در وسط دهانه و تکیه گاههای سمت چپ وراست می باشند.

۳- در اعضای یکسر ممتد ، ممان اینرسی موثر از رابطه زیر محاسبه خواهد شد:

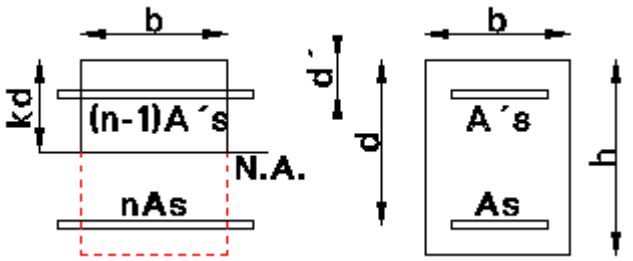
$$I_e = 0.85I_{em} + 0.15I_e$$



$$n = \frac{E_s}{E_c}, B = \frac{b}{nA_s}, I_g = \frac{bh^3}{12}$$

$$kd = (\sqrt{2dB+1} - 1)/B$$

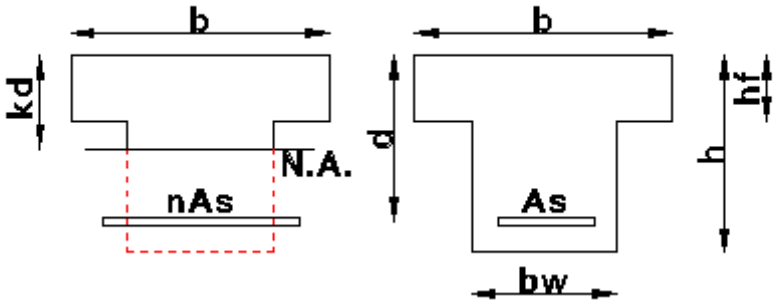
$$I_{cr} = b(kd)^3/3 + nA_s(d - kd)^2$$



$$r = (n-1)A_s' /(nA_s)$$

$$kd = (\sqrt{2dB(1+rd'/d)+(1+r)^2} - (1+r))/B$$

$$I_{cr} = b(kd)^3/3 + nA_s(d-kd)^2 + (n-1)A_s'(kd-d')^2$$



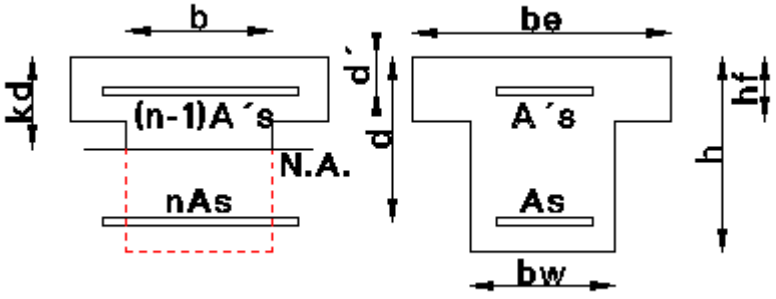
$$n = \frac{E_s}{E_c}, C = \frac{b_w}{nA_s}, f = h_f(b-b_w)/(nA_s)$$

$$y_t = h - \frac{(b-b_w){h_f}^2 + b_w h^2}{2[(b-b_w)h_f + b_w h]}$$

$$I_g = (b-b_w){h_f}^3/12 + b_w h^3/12 + b_w h(y_t - h/2)^2 + (b-b_w)h_f(h-h_f/2-y_t)^2$$

$$kd = \left[\sqrt{C(2d+h_f f)+(1+f)^2} - (1+f)\right]/C$$

$$I_{cr} = (b-b_w){h_f}^3/12 + b_w(kd)^3/3 + nA_s(d-kd)^2 + (b-b_w)h_f(kd-h_f/2)^2$$



$$kd = \left(\left[C(2d+h_f f+2rd')+(f+r+1)^2\right]^{\frac{1}{2}} - f + r + 1\right)/C$$

$$I_{cr} = (b-b_w){h_f}^3/12 + b_w(kd)^3/3 + (b-b_w)h_f(kd-h_f/2)^2$$
$$+ nA_s(d-kd)^2 + (n-1)A_s'(kd-d')^2$$

محاسبه تغییر شکل دراز مدت:

درصورت عدم استفاده از روشهای دقیق ، تغییر شکل درازمدت را می توان بصورت مضربی از تغییر شکل آنی بدست آورد.

تغییر شکل آنی × λ = اضافه تغییر شکل دراز مدت

تغییر شکل آنی × (۱+λ) = تغییر شکل دراز مدت

ضریب λ بصورت زیر محاسبه می گردد:

$$\lambda = \frac{\xi}{1+50\rho'}$$

درصد فولاد فشاری در تیرهای طره در محل تکیه گاه ودر سایر تیرها در وسط دهانه محاسبه می گردد.

مقدار ξ ضریب وابسته به زمان است واز جدول زیر بدست می آید:

زمان بارگذاری	تابع زمان ξ
۵سال یابیشتر	۲.۰
۱۲ ماه	۱.۴
۶ ماه	۱.۲
۳ ماه	۱.۰

محاسبه تغییر شکل در اثر بار زنده ومرده:

تغییر شکل آنی و دراز مدت سازه را در اثر بارهای دائم شامل بار مرده و قسمتی از بار زنده و براساس مطالب فوق محاسبه می نمائیم . در این حالت M_{max} بر اساس این بار محاسبه می گردد.

تغییر شکل آنی و دراز مدت سازه را در اثرکل بارهای وارده شامل تمام بار مرده وتمام بار زنده و براساس مطالب فوق محاسبه می نمائیم . در این حالت M_{max} بر اساس کل بار(DL+LL) محاسبه می گردد.

تفاوت دو مقدار فوق تغییر شکل آنی و دراز مدت در اثر قسمتی از بارهای زنده است که بصورت دائم به سازه وارد نمی شوند.

محدودیت های تغییر شکل در دالها وتیرها:

تغییر شکل ایجاد شده در دالها وتیر ها نباید از مقادیر جدول زیر بیشتر باشد.

در ساختمانهای متعارف مسکونی ، اداری وتجاری رعایت محدودیت های شماره ۲و۴ جدول کفایت می کند.

انواع قطعه	تغییر شکل مورد نظر	محدودیت تغییر شکل	ملاحظات
۱- بام های تخت که به قطعات غیر سازه ای متصل نیستند یا آنهارا نگهداری نمی کنند وتغییر شکل زیاد آسیبی در این قطعات ایجاد نمی کند.	تغییر شکل آنی ناشی از بار زنده	$\frac{l}{180}$	
۲- مانند بالا در کف ها	مانند بالا	$\frac{l}{360}$	
۳- بام هایا کف هائی که به قطعات غیر سازه ای متصل هستند یا آنهارا نگهداری می کنند وتغییر شکل زیاد ممکن است آسیبی در این قطعات ایجاد کند.	اضافه تغییر شکل ناشی ازبار مرده بعلاوه تغییر شکل آنی ناشی از بارهای زنده	$\frac{l}{480}$	تبصره ۱

۴- بام هایا کف هائی که به قطعات غیر سازه ای متصل هستند یا آنهارا نگهداری می کنند ولی تغییر شکل زیاد آسیبی در این قطعات ایجاد نمی کند.	اضافه تغییر شکل ناشی ازبار مرده بعلاوه تغییر شکل آنی ناشی از بارهای زنده	$\frac{l}{240}$	تبصره ۲

تبصره ۱- در صورتیکه بتوان ازآسیب دیدن قطعات غیر سازه ای جلوگیری کرد می توان محدودیت را کاهش داد.

تبصره ۲- تغییر شکل ایجاد شده باید در حد مجاز قطعه غیرسازه ای نیز باشد.

در ساختمانهای متعارف و تحت بارگذاری های معمول در تیرها ودالها ی یکطرفه ای که ارتفاع یا ضخامت آنها از مقادیر جدول زیر بیشتر باشد محاسبه تغییر شکل الزامی نیست مشروط برآنکه این قطعات به قطعات غیر سازه ای متصل نباشند وآنها را نگهداری نکنند بطوریکه تغییر شکل زیاددرآنها خسارتی ایجاد نکند.

عضو	با تکیه گاه ساده	با تکیه گاه پیوسته از یک طرف	با تکیه گاه پیوسته از دو طرف	کنسول
تیر یا دالهای یکطرفه پشت بند دار	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18.5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$
دال های یکطرفه توپر یا سقف تیرچه بلوک	$\frac{l}{20}$	$\frac{l}{24}$	$\frac{l}{28}$	$\frac{l}{10}$

تبصره : جدول فوق برای فولاد S400 **تنظیم شده است . برای سایر فولادها باید مقادیر در ضریب اصلاحی** $(0.4+\frac{f_y}{670})$ **ضرب شود.**

محاسبه تغییر شکل در دالهای دو طرفه:

در دالهای دو طرفه تغییر شکل آنی ودراز مدت را می توان بر اساس دستور العمل ذکر شده در قبل محاسبه نمود.

در صورتیکه ضخامت دال دوطرفه بدون تیر میانی از حداقل جدول زیر بیشتر در نظر گرفته شده باشد محاسبه تغییر شکل الزامی نیست.

نوع فولاد	بدون کتیبه			با کتیبه		
	چشمه های بیرونی		چشمه های درونی	چشمه های بیرونی		چشمه های درونی
	بدون تیر لبه	با تیر لبه	-	بدون تیر لبه	با تیر لبه	-
S340	$\frac{l_n}{33}$	$\frac{l_n}{36}$	$\frac{l_n}{36}$	$\frac{l_n}{36}$	$\frac{l_n}{40}$	$\frac{l_n}{40}$
S400	$\frac{l_n}{36}$	$\frac{l_n}{33}$	$\frac{l_n}{33}$	$\frac{l_n}{33}$	$\frac{l_n}{36}$	$\frac{l_n}{36}$

حداقل ضخامت دال دوطرفه بدون کتیبه ۱۲۵ میلیمتر و دردالهای با کتیبه ۱۰۰ میلیمتر می باشد برای استفاده از جدول فوق تیر های لبه باید دارای نسبت سختی α **برابر با حداقل ۰.۸ باشند.**

در دالهای دوطرفه که در تمام اضلاع متکی برتیر هستند حداقل ضخامت به شرح زیر می باشد:

الف: اگر $\alpha_m \le 0.2$ **مطابق جدول فوق.**

ب: اگر $0.2 \le \alpha_m < 2$ **مطابق فرمول زیر:**

$$h = \frac{l_n(800 + 0.6 f_y)}{36000 + 5000\beta(\alpha_m - 0.2)} \ge 125mm$$

ج: اگر $\alpha_m > 2$ **مطابق فرمول زیر:**

$$h = \frac{l_n(800 + 0.6 f_y)}{36000 + 9000\beta} \ge 90mm$$

β **نسبت طول دهانه بزرگتر به طول کوچکتر چشمه دال می باشد.**

طراحی دال ها:

دالها اعضای صفحه ای است که نیرو های وارده عمود بر سطح آنها اثر مـی نماینـد.دالهـا سـطوحی تخـت بـرای بهـره برداری بوجود می آورندو ممکن است بر روی تیر های فولادی یا بتنی یا روی سـتون تکیـه نماینـد . گـاهی دالهـا بـر روی بستر های الاستیک قرار می گیرند مانند فونداسیون های یکپارچه(رادیه).

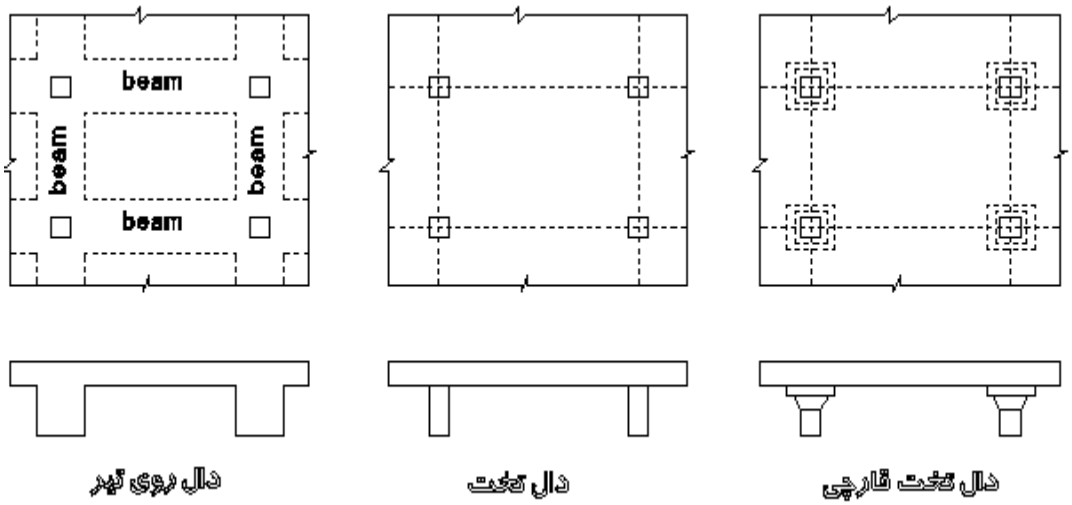
معمولا ضخامت دالها بگونه ای انتخاب می شود که مقاومت برشـی بـتن بـه تنهـائی بـیش از بـرش بحرانـی دال باشـد ونیازی به استفاده ازآرماتور برشی نباشد . در صورت نیاز در محل اتصال به ستون ، ضـخامت دال را توسـط کتیبـه یـا گلدانی افزایش می دهند.

همچنین استفاده از میلگرد فشاری در دالها مرسوم نمی باشد.

دال ها از نظر رفتار ونحوه توزیع بار به دودسته تقسیم می گردند:

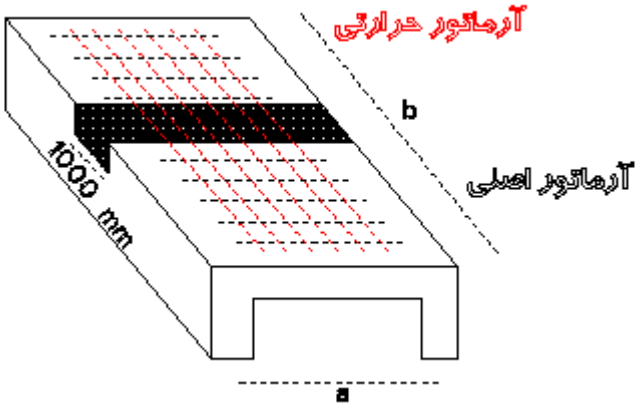
۱- دال یکطرفه : در این دالها ابعاد دال بگونه ای است که بیشترین مقـدار نیـرو هـای وارده در یکـی از جهـات دال (جهت کوتاهتر)تحمل می شود و عملا به جهت دیگر نیروی منتقل نمی گردد. در این نوع دالهـا نسـبت طول بزرگتر به طول کوچکتر دال بزرگتر از ۲ می باشد.

۲- دال دوطرفه:در این دالها تکیه گاههای هر دو جهت در تحمل بار هـای وارده مشـارکت مـی نماینـد .نسـبت طول بزگتر به طول کوچکتر در چنین دالهائی کوچکتر از ۲ است.



طراحی دال های یکطرفه:

اگر نسبت طول بزرگتر به طول کوچکتر دال بزرگتراز ۲ باشد رفتار دال یکطرفه خواهد بود در ایـن حالـت بـار هـای وارده بر دال در جهت کوتاهتر منتقل می شوند وتیر در جهت بلندتر بار هـا را تحمـل خواهـد کـرد بنـابراین میلگـرد های اصلی خمشی در جهت کوتاهتر قرار خواهند گرفت . بمنظور جلوگیری از ترک خوردگی های حرارتی در جهـت بلند تر از آرماتور گذاری حرارتی استفاده می گردد.



طراحی دالهای یکطرفه دقیقا مانند طراحی تیر ها می باشد . در اینحالت عرض تیر مساوی یک متر و ارتفاع تیر مساوی ضخامت دال در نظر گرفته می شود.

در دال های یکطرفه حداقل آرماتور خمشی و آرماتور حرارتی تابعی از مقاومت جاری شدن فولاد می باشد:

۱- برای میلگرد های S340,S240 $\rho_{min} = ۰.۰۰۲$

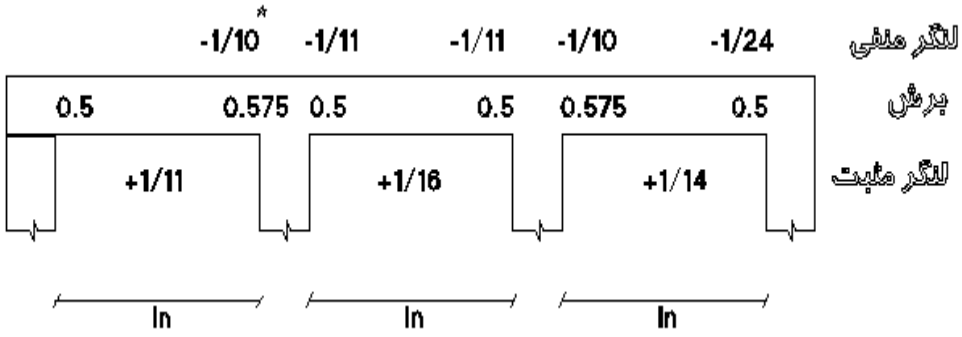
۲-برای میلگرد های S400 $\rho_{min} = ۰.۰۰۱۸$

۳- برای میلگردهای S500 $\rho_{min} = ۰.۰۰۱۵$

فاصله میلگرد های خمشی نباید از دو برابر ضخامت دال و ۳۵۰ میلیمتر بزرگتر درنظر گرفته شود.در مورد دالهای در معرض شرایط محیطی شدید فاصله میلگردها به دوبرابر ضخامت دال و ۲۵۰ میلیمتر ودر شرایط محیطی خیلی شدید وفوق العاده شدید به یک ونیم برابر ضخامت دال و ۲۰۰ میلیمتر محدود می گردد.

حداقل ضخامت دال مطابق ضوابط مربوط به بهره برداری و خدمت پذیری می باشد.

برای یافتن نیر وهای طراحی دال می توان علاوه بر رو شهای تحلیل سازه از ضرایب شکل زیر نیز استفاده نمود.



- *** ۱/۹ - برای دهانه های مساوی .**
- **برای استفاده از ضرایب فوق طول دهانه ها نباید بیش از ۲۰ درصد دهانه کوچکتراختلاف داشته باشند.**
- **دهانه محاسباتی در تیر های ساده فاصله محور تا محور تکیه گاهها یا دهانه آزاد بعلاوه ار تفاع موثر مقطع هرکدام کوچکتر است .**
- **برای محاسبه لنگر ضریب در مقدار** $w_u l_n^2$ **ودر مورد برش در** $w_u l_n$ **ضرب می گردد.**

- **اگر دهانه آزاد کوچکتر از ۳ متر باشد تمام ضرایب لنگر منفی ۱/۱۲ است و دهانه بصورت محور تا محور محاسبه می شود.**

دالهای دوطرفه :

اگر نسبت طول بلند چشمه دال به طول کوتاهتر آن کوچکتر از ۲ باشد رفتار دال دوطرفه خواهد بود .البته به شرط آنکه تکیه گاههای دوجهت دارای سختی مناسب نسبت به هم باشند تا توزیع نیرو در هر دو جهت انجام گیرد. در این حالت توزیع لنگر و برش در هردو جهت انجام می پذیرد .

با توجه به طول دهانه و شدت بار های وارده اجرای دال ها به شکل های متفاوت انجام می پذیرد:

۱- **دال تخت (صفحه ای) . در این حالت دال بصورت مستقیم بر روی ستون قرارمیگیرد .این نوع دال در ساختمانهای با بارهای سبک مانند ساختمانهای مسکونی و با دهانه های ۴.۵ تا ۶ متر مناسب می باشد .**

۲- **دال تخت با تیر محیطی: بمنظور کنترل تغییر شکل دال ، گاهی در دهانه های بیرونی از دال همراه تیر استفاده می گردد.**

۳- **دال تخت با کتیبه یا سرستون: گاهی بمنظور کنترل برش در محل اتصال دال به ستون نیاز به ضخامت بیشتری از دال می باشد . اگر نخواهیم این ضخامت بیشتر در کل دهانه اعمال شود می توان در محل اتصال دال به ستون ضخامت دال را افزایش داد که بصورت کتیبه یا سر ستون انجام می گیرد.استفاده ازاین نوع دال تا دهانه ۹ متر مشاهده شده است.**

۴- **دال مشبک یا مجوف: با افزایش ضخامت دال بارمرده دال نیز افزایش می یابد . بمنظور کاهش بار مرده می توان در مناطقی که به ضخامت زیاد نیاز نیست با استفاده از قالب های موقت یا دائم وزن را کاهش داد .از این نوع دال در دهانه های ۷ تا ۱۲ متر استفاده می گردد.**

۵- **دال دو طرفه با تیر : در این حالت در کلیه دهانه ها وجهات تیر همراه با دال اجرا می گردد.**

آبا برای طراحی دال ها چهارروش زیر را توصیه کرده است که در متن مقررات ملی وجود ندارد:

۱- **روش ضرایب لنگر خمشی .**

۲- **روش مستقیم .**

۳- **روش قاب معادل .**

۴- **روش پلاستیک.**

روش ضرایب لنگر خمشی:

در استفاده از این روش محدودیت های زیر وجود دارد:

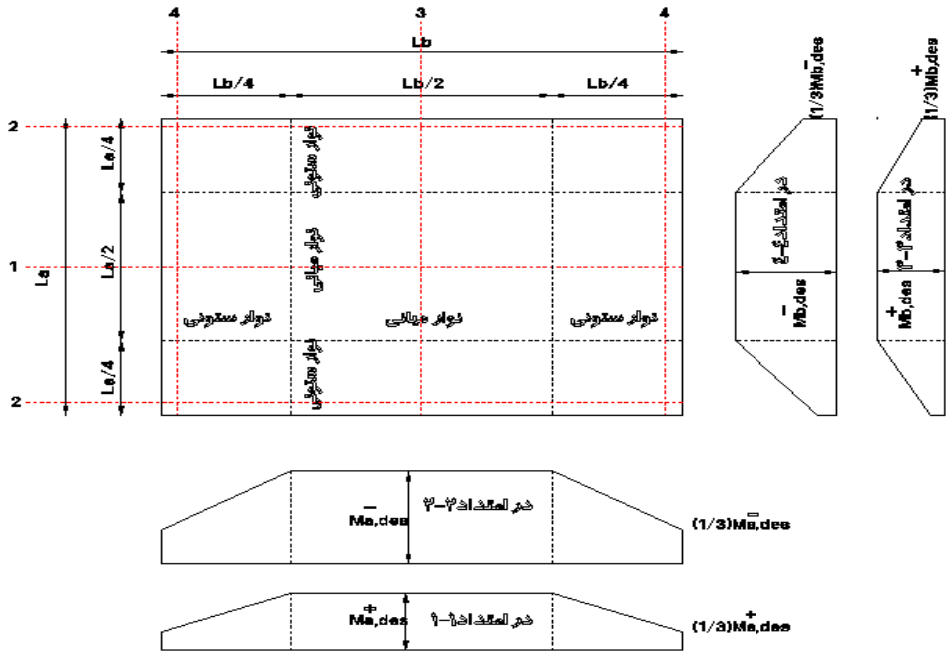
۱- دال در چهار طرف برروی تیرها یا دیوارهائی تکیه داشته باشد.

۲- ابعاد تیر های زیر سری چنان باشد که رابطه $\frac{b_w h_b^3}{l_n h_s^3} \geq 2.0$ **برقرارباشد.** b_w, h_b, l_n **به ترتیب عرض جان ، ارتفاع ودهانه آزاد تیر است.و** h_s **ضخامت دال است.**

۳- بارهای وارده بر دال قائم و بصورت یکنواخت می باشد.

در روش ضرایب ، عرض دال در هردو طرف مطابق شکل به نوار میانی با عرض نصف عرض دال عمود بر جهت بررسی و دو نیم نوار ستونی در دوطرف نوار میانی تقسیم می گردد.

تغییرات لنگر خمشی در طول وعرض نوارها مطابق شکل فرض می گردد.مقدار لنگر در محدوده نوار میانی ثابت فرض می گردد ودر محدوده نوار ستونی از مقدار حداکثر به یک سوم در لبه ها کاهش می یابد.



برای یافتن لنگر های طراحی از فرمول های زیر استفاده می گردد:

$$M_{a,des} = C_a w l_a^{\,2}$$

$$M_{b,des} = C_b w l_b^{\,2}$$

در این فرمول ها اندیس های a **و** b **به ترتیب نشاندهنده طول کوتاه وبلند چشمه دال می باشند . ضرایب** C_a **و** C_b **ضرایب لنگر می باشند که از جداول بدست می آیند (صفحه ۲۸۳ تا ۲۸۶ کتاب آقای دکتر مستوفی نژاد و صفحه ۴۷۶تا۴۷۹ کتاب آقای طاحونی). این جداول بر حسب گیرداری لبه های دال و نسبت طول کوتاه به طول بلند دال ، ضرایب لنگررا برای نوار میانی دال را ارائه می نمایند .**

جدول ضرایب لنگر منفی برای دالها

$M_{a,neg} = C_{a,neg} W l_a^2$

$M_{b,neg} = C_{b,neg} W l_a^2$

W = بار یکنواخت مرده + زنده وارد بر واحد سطح

نسبت $m=\frac{l_a}{l_b}$	Case 1	Case 2	Case 3	Case 4	Case 5	Case 6	Case 7	Case 8	Case 9
1.00 $C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$		0.045 0.045	0.076	0.045 0.045	0.075	0.071	0.071	0.033 0.061	0.061 0.033
0.95 $C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$		0.050 0.041	0.072	0.055 0.045	0.079	0.075	0.067	0.038 0.056	0.065 0.029
0.90 $C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$		0.055 0.037	0.070	0.060 0.040	0.080	0.079	0.062	0.043 0.052	0.068 0.025
0.85 $C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$		0.060 0.031	0.065	0.066 0.034	0.082	0.083	0.057	0.049 0.046	0.072 0.021
0.80 $C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$		0.065 0.027	0.061	0.071 0.029	0.083	0.086	0.051	0.055 0.041	0.075 0.017
0.75 $C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$		0.069 0.022	0.056	0.076 0.024	0.085	0.088	0.044	0.061 0.036	0.078 0.014
0.70 $C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$		0.074 0.017	0.050	0.081 0.019	0.086	0.091	0.038	0.068 0.029	0.081 0.011
0.65 $C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$		0.077 0.014	0.043	0.085 0.015	0.087	0.093	0.031	0.074 0.024	0.083 0.008
0.60 $C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$		0.081 0.010	0.035	0.089 0.011	0.088	0.095	0.024	0.080 0.018	0.085 0.006
0.55 $C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$		0.084 0.007	0.028	0.092 0.008	0.089	0.096	0.019	0.085 0.014	0.086 0.005
0.50 $C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$		0.086 0.006	0.022	0.094 0.006	0.090	0.097	0.014	0.089 0.010	0.088 0.003

جدول اول ضریب لنگر منفی برای بارهای زنده ومرده ضریب دار و جداول دوم وسوم ضرایب لنگر مثبت را برای بار های مرده وزنده به تفکیک ارائه می نماید وجدول چهارم نسبت بار برای محاسبه برش برروی تیر های کناری دال را نشان می دهد.تفکیک ضریب لنگر مثبت در جداول دوم وسوم برای بارهای مرده وزنده بمنظور امکان در نظر گرفتن بارگذاری متناوب در دالها می باشد.

در نوار ستونی مقدار لنگر از مقداری معادل لنگر خمشی نوار میانی در مرز مشترک دو نوار تا یک سوم مقدار لنگر در تکیه گاه کاهش می یابد .یعنی بطور متوسط مقدار لنگر در نوار ستونی دوسوم لنگر نوار میانی می باشد. از طرفی عرض نوار ستونی نصف نوار میانی است و بافرض تناسب تعداد میلگرد با لنگر خمشی ، با تقریب تعداد میلگردها در نوار ستونی ،یک سوم تعداد میلگرد در نوار میانی است.این تعداد میلگرد در نواحی نزدیکتر به نوار میانی بصورت متراکم تر قرارداده می شوند ودر نزدیک تکیه گاه با فاصله بیشتری قرارداده می شوند که البته در هیچ حالتی نباید از مقدار حداقل میلگرد خمشی در دالها کمتر باشد.

آیین نامه ها ذکر می کنند اگر لنگر خمشی دریک طرف تکیه گاه مشترک دو دال ، کمتر از ۸۰ درصد لنگر در طرف دیگر تکیه گاه باشد ، اختلاف لنگر ها باید به نسبت سختی خمشی دال های دو طرف بین آنها تقسیم گردد.

همچنین اگر دالی در طرف دیگر تکیه گاه ادامه نداشته باشد ، باید آن را برای لنگر خمشی منفی معادل سه چهارم لنگر خمشی مثبت وسط دهانه در همان نوار طرح کرد.

آیین نامه بتن ایران حداقل ضخامت دال های دوطرفه را در روش استفاده از ضرایب به مقادیر زیر محدود کرده است:

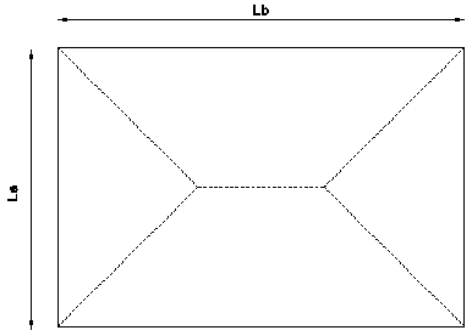
۱- برای دالهای که حداقل در یک سمت غیر پیوسته هستند برابربا محیط دال تقسیم بر ۱۴۰.

۲- برای دالهائی که در هر چهار طرف پیوسته هستند محیط دال تقسیم بر ۱۶۰.

۳- ۱۰۰ میلیمتر.

نیروی برشی در دالها وتیر ها را می توان براساس جداول مربوطه محاسبه نمود و این برش را بصورت یکنواخت در طول تکیه گاه اعمال نمود . مقاومت برشی دال در مرز مشترک با تیر باید چنان باشد که تیر بتواند برش منتقل شده از دال را تحمل نماید .

علاوه برروش فوق می توان با ترسیم نیمسازهای گوشه دال سهم بار گیر هر یک از تیرها را محاسبه نمود.در این حالت سهم بارگیر تیر دهانه کوتاه مثلثی و دهانه باند ذوزنقه ای شکل می گردد.در طراحی تیرها علاوه بربرش انتقال یافته از دال ، برش مستقیم روی تیر ها نیز باید نظرگرفت.



بار معادل سهم بار گذاری مثلثی و ذوزنقه ای روی تیرها از فرمول زیر بدست میآید:

۱- سهم بارگیر مثلثی (دهانه کوتاه)

$$q_u = \frac{w_u l_a}{3}$$

۲- سهم بارگیر ذوزنقه ای (دهانه بلند)

$$q_u = (\frac{w_u l_a}{3})(\frac{3-m^2}{2})$$

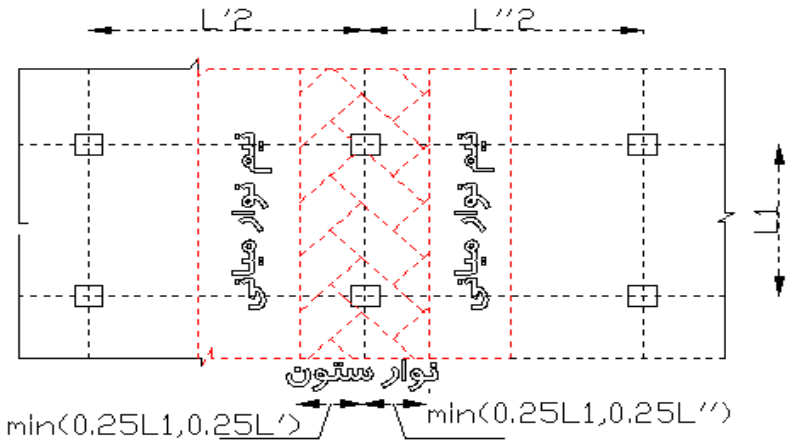
m نسبت طول دهانه کوتاه به دهانه بلند است.

روش طراحی مستقیم:

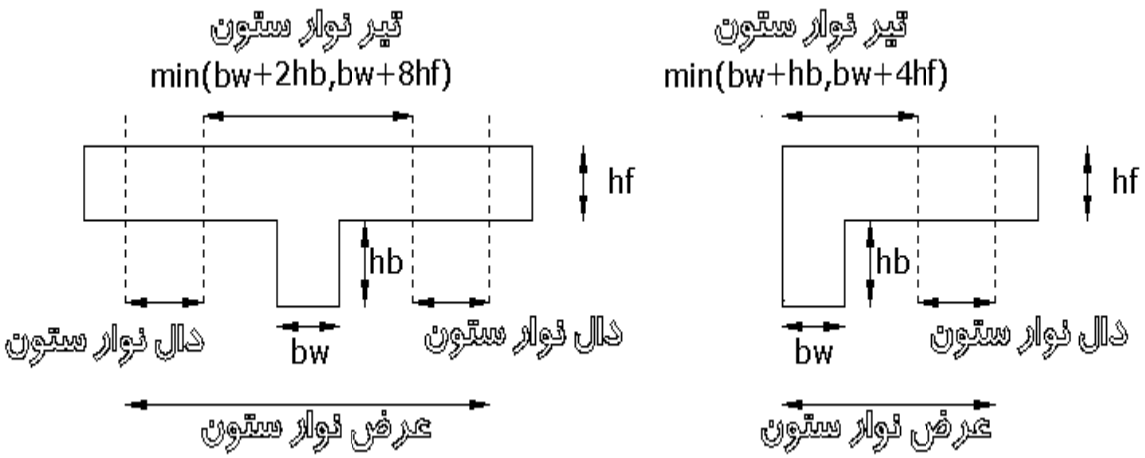
مقدمه :

درروش طراحی مستقیم و روش قاب معادل ،ساختمان در تمام ارتفاع خود در امتداد خط مرکزی چشمه های دال که در طرفین یک محور مشخص از ساختمان قرارگرفته اند ، بریده شده و بصورت مجزا در نظر گرفته می شود .در روش طراحی مستقیم ، کل قاب بررسی نشده و فقط طبقه مورد نظر مورد مطالعه قرارمیگیرد.اعضای خمشی در این حالت شامل تیر (در صورت وجود) و عرض دال در محدوده مرکز تامرکزچشمه های دال طرفین تیر بوده که به آنها دال- تیر یا نوار دال گفته می شود.

دال تیر یا نواردال به دو قسمت نوار ستون و نوار میانی تقسیم می شوند . عرض نوار ستون مساوی یک چهارم دهانه کوچکتر دال در هر طرف محور ستون می باشد و باقیمانده نوار میانی می باشد که با توجه به آنها در هردو طرف نوار ستون قراردارد به هریک از آنها نیم نوار میانی گفته می شود.



در صورت وجود تیر ، نوار ستونی به دو قسمت تیر نوار ستون و دال نوار ستون تقسیم می گردد. عرض تیر نوار ستون مساوی حداقل دو مقدار عرض جان تیر بعلاوه دو برابر ارتفاع بیرون زده تیر و عرض جان تیر بعلاوه هشت برابر ضخامت دال در نظر گرفته می شود که بصورت متقارن در دوطرف تیر در نظر گرفته می شود . در تیر های گوشه این مقدار حداقل عرض جان تیر بعلاوه ارتفاع بیرون زده تیر و عرض جان تیر بعلاوه چهار برابر ضخامت دال می باشد.



در صورت وجود تیر در دالها نسبت سختی تیر به دال به صورت زیر تعریف می گردد:

$$\alpha_f = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s}$$

در این رابطه E_{cb} و E_{cs} مدول الاسیسته بتن تیر و دال و I_b و I_s ممان اینرسی تیر ودال می باشد. در محاسبه ممان اینرسی دال از عرض کل دال که در محدوده مورد بررسی قرار دارد استفاده می شود.و در محاسبه ممان اینرسی تیر از مقطع T یا L شکل استفاده می شود .در مقطع تیر می توان از روابط زیر برای محاسبه ممان اینرسی استفاده کرد.

$$A = \frac{h_f}{h}$$

$$B = \frac{b_e}{b_w} - 1$$

$$I_g = k \frac{b_w h^3}{12}$$

$$k = \frac{1 + AB(4 - 6A + 4A^2 + BA^3)}{1 + AB}$$

حداقل ضخامت دالهای دو طرفه مطابق ضوابط مربوط به فصل کنترل تغییر شکل وخدمت پذیری می باشد.

روش طراحی مستقیم:

استفاده از این روش در طراحی دلهای دوطرفه به شرطهای زیر مجاز می باشد:

۱- وجود حداقل سه دهانه دال در هر راستا.

۲- پلان دالها مستطیلی با نسبت طول بلند به طول کوتاه کوچکتر از ۲.

۳- اختلاف طول دهانه ها مجاور کمتر از یک سوم طول دهانه بلندتر باشد.

۴- خروج از مرکزیت ستونها نسبت به محور مرکزی ستونها کمتر از ۱۰ درصدطول دهانه باشد.

۵- بارها از نوع ثقلی و باتوزیع یکنواخت باشد وبار زنده نباید بیش از دوبرابر بار مرده باشد.

۶- برای یک چشمه دال که در هرچهارطرف برروی تیر قرارگرفته است،سختی نسبی تیرها در دوجهت متعامد باید در رابطه زیر صدق کند:

$$0.2 \le \frac{\alpha_{f1} {l_2}^2}{\alpha_{f2} {l_1}^2} \le 5.0$$

توجه : اندیس یک برای جهت مورد مطالعه و اندیس دو برای جهت عمود برآن مورد استفاده قرارمیگیرد.

مراحل روش طراحی مستقیم:

۱- تعیین لنگر استاتیکی ضریب دار کل: اثبات می شود که مجموع لنگر مثبت و متوسط لنگر های منفی دو تکیه گاه یک تیر معادل لنگر وسط دهانه همان تیر با همان بارگذاری وبا تکیه گاههای مفصلی است. بنابراین اگر دهانه خالص تیر l_n و دهانه بارگیر آن l_2و بارضریب دار آن W_u باشدلنگر معادل تیر دو سر مفصل از رابطه زیر بدست خواهد آمد که به آن لنگراستاتیکی ضریب دار کل گفته می شود.

$$M_o = \frac{w_u l_2 {l_n}^2}{8}$$

دهانه خالص فاصله آزاد بر تا بر ستونها ، سرستونها ،دستک ها ودیوارها در نظر گرفته می شود. طول دهانه آزاد نباید از $0.65\ l_1$ کوچکتر درنظر گرفته شود.

۲- توزیع لنگر استاتیکی ضریب دار بین مقاطع لنگر منفی ومثبت:لنگرهای ضریب دارمنفی در وجه داخلی تکیه گاه مستطیلی در نظر گرفته می شوند ودر صورتی که شکل ستون دایره یا چند ضلعی باشد با مقطع مربع با همان سطح مقطع معادل می شود.

لنگر استاتیکی کل در دهانه های داخلی به صورت زیر توزیع می شود:

- لنگر باضریب منفی: 0.65

- لنگر با ضریب مثبت: 0.35

در دهانه های انتهایی لنگر استاتیکی بر حسب شرایط تکیه گاهی ومطابق جدول زیر توزیع می گردد:

لنگر مورد نظر	لبه خارجی غیر مقید	دال با تیر بین کلیه تکیه گاهها	دال بدون تیر بین تکیه گاههای داخلی		لبه خارجی کاملا مقید
			بدون تیر لبه ای	با تیر لبه ای	
لنگر داخلی منفی با ضریب	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65
لنگر مثبت با ضریب	0.63	0.57	0.52	0.50	0.35
لنگر خارجی منفی باضریب	0	0.16	0.26	0.30	0.65

۳- تقسیم لنگر بین نوار ستون ونوار میانی: لنگر محاسبه شده در عرض نواردال یا دال – تیر باید بین نوار ستون و نوار میانی دال بصورت مناسبی توزیع شوند . بدلیل آنکه معمولا سختی نوار ستون از نوار میانی بیشتر است ، این نوار سهم بیشتری از لنگر را تحمل خواهد کرد.درصورت وجود تیر در نوار ستون ، لنگر نوار ستون نیز باید بین دال نوار ستون و تیر توزیع گردد.

درصد سهم نوار ستون از لنگر منفی داخلی $= 75 + 30(\frac{\alpha_{f1} l_2}{l_1})(1 - \frac{l_2}{l_1})$

درصد سهم نوار ستون از لنگر منفی خارجی $= 100 - 10\beta_t + 12\beta_t(\frac{\alpha_{f1} l_2}{l_1})(1 - \frac{l_2}{l_1})$

درصد سهم نوار ستون از لنگر مثبت $= 60 + 30(\frac{\alpha_{f1} l_2}{l_1})(1.5 - \frac{l_2}{l_1})$

حداکثر مقدار $\frac{\alpha_{f1} l_2}{l_1}$ **در روابط بالا برابر یک در نظر گرفته می شود.**

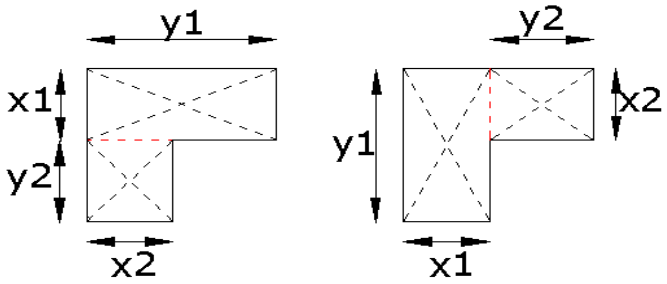
درروابط بالا β_t سختی پیچشی نسبی تیر لبه ای است که در صورت وجود تیر لبه ای از رابطه زیر محاسبه می شود:

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

C ثابت پیچشی از رابطه زیر بدست می آید:

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

با تقسیم بندی مقطع تیر به چند مستطیل ، x , y به ترتیب طول کوتاه وبلند مستطیل ها می باشد کـه بـرای تمـام مستطیل ها محاسبه وبا هم جمع می شوند. با تغییر ترکیب مستطیل بندی ، مقدار C_{max} محاسبه می شود.



حداکثر مقدار βt برابر ۲.۵ در نظر گرفته می شود.

بر اساس آیین نامه اگر تکیه گاه شامل دیوار هائی باشد که حداقل به طول سه چهارم l_2 امتداد دارند ، فرض می شود لنگر منفی بصورت یکنواخت در عرض l_2 توزیع می شود.

بجای استفاده از فرمول های فوق می توان از جدول زیر نیز استفاده نمود:

لنگربا ضریب مورد نظر	$\alpha_{f1}l_2/l_1$	β_t	l_2/l_1		
			0.5	1	2
لنگرمنفی داخلی	0	_	75	75	75
	≥1	_	90	75	45
لنگرمنفی خارجی	0	0	100	100	100
		≥2.5	75	75	75
	≥1	0	100	100	100
		≥2.5	90	75	45
لنگرمثبت	0	_	60	60	60
	≥1	_	90	75	45

باقیمانده لنگر که توسط نوار ستون تحمل نمی شود به نسبت بین دو نیم نوار میانی توزیع می گردد.

نوار میانی متعلق به دالهائی که در مجاورت تکیه گاههای دیواری و موازی آنهـا قـرار گرفتـه انـد بایـد بـرای لنگـری معادل دو برابر لنگر متعلق به نیم نوار میانی در نوار پوششی مجاور طراحی شوند.

تقسیم لنگر نوار ستون بین اجزاء آن:

در صورتیکه در نوار ستون تیروجود داشته باشد سهم تیر از لنگر نوار ستون برابر است با:

۱- اگر $\alpha_{f1}l_2/l_1 \geq 1.0$ **سهم تیر ۸۵ درصد است.**

۲- اگر $\alpha_{f1}l_2/l_1 = 0.0$ **تیر لنگری تحمل نمی کند.**

۳- اگر $0 < \alpha_{f1}l_2/l_1 < 1.0$ **سهم تیر با درونیابی بین صفر تا ۸۵ درصد بصورت خطی بدست می آید.**

علاوه بر لنگر فوق تیر ها باید بتوانند لنگر ناشی از بارهای مستقیمی که روی خود آنها قراردارند مانند قسمت بیرون زده از دال ، دیوار های روی دال و... را نیز تحمل نمایند.

لنگر با ضریب در ستونها:

برای محاسبه لنگر انتقال یافته به ستونهائی که با دال یکپارچه می باشند به شکل زیر عمل می شود:

۱- در ستونهای کناری : لنگر منفی خارجی در حالت دال با تیر بین کلیه تکیه گاهها ۰.۱۶ ودر حالت دال بدون تیر در تکیه گاههای داخلی در حالیکه تیر لبه ای وجودداشته باشد ۰.۳۰ودرحالیکه تیر لبه ای وجود نداشته باشد ۰.۲۶ درصد لنگر استاتیکی کل می باشد که به نسبت سختی ستونها بین آنها توزیع می گردد.

۲- در ستونهای میانی: با توجه به امکان بارگذاری متناوب بار زنده در دودهانه مجاور یک ستون میانی ، اختلاف لنگر به ستونها منتقل خواهد شد. دراینحالت آیین نامه فرض میکند دهانه بلند تر تحت اثر بارمرده بعلاوه نصف بارزنده و دهانه کوتاهتر تحت اثر بار مرده تنها قراردارد ، مقدار اختلاف لنگر مساوی است با:

$$M = 0.07\left[(q_{Du} + 0.5q_{Lu})l_2 {l_n}^2 - q'_{Du}l'_2(l'_n)^2\right]$$

طولهای پریم دار مربوط به دهانه کوتاهتر می باشد.این لنگر به نسبت سختی ستونهای بالا وپائین بین آنها توزیع می گردد.

پیچش در چشمه های کناری دال:

لنگر خمشی تکیه گاه خارجی در دالهای کناری باعث ایجاد پیچش در تیرهای کناری (در صورت وجود) یا محل تقاطع دال و ستون می گردد. قطعات در معرض پیچش باید مقاومت کافی در برابرپیچش ایجاد شده را داشته باشند ودر صورت لزوم با آرماتور عرضی وطولی مسلح گردد.

برش در دالهای دو طرفه:

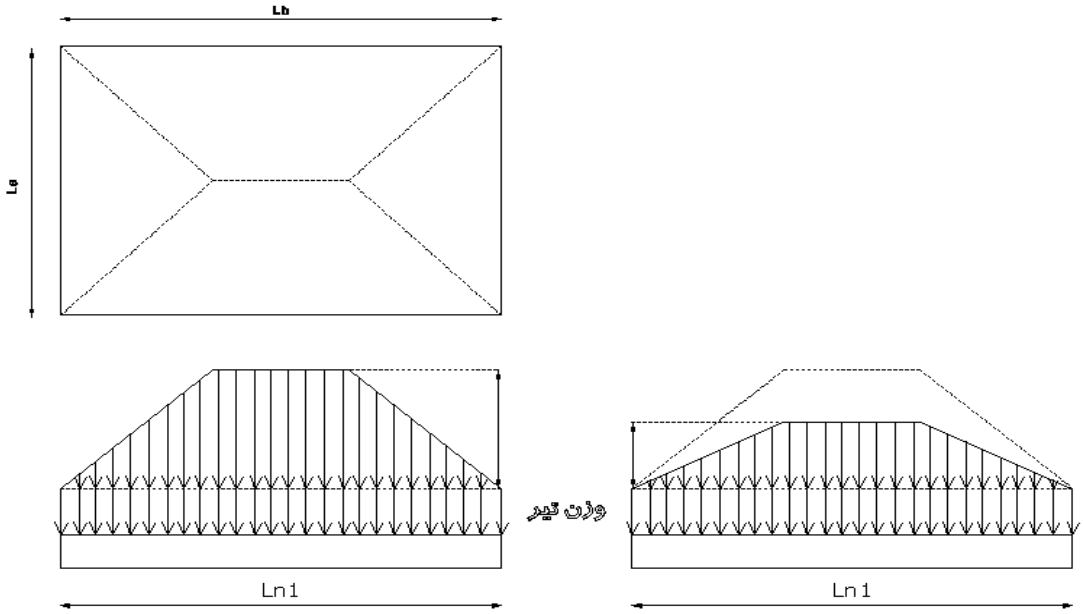
بار های وارده بر دال از طریق مکانیزم برش به تیرهای اطراف چشمه (در صورت وجود) ودر آخر به ستون منتقل می گردد . بمنظور اطمینان از عملکرد برشی ، دال وتیر باید دارای مقاومت برشی کافی داشته باشند. کنترل مقاوت برشی در دوحالت صورت می گیرد.

الف : برش در دال دوطرفه با تیر بین تکیه گاهها. در این حالت بارهای وارده بردال از طریق عملکرد برشی به تیر و باهمین عملکرد به ستون منتقل می گردد. برش ایجاد شده در دال یا تیر در این حالت را برش یک طرفه می

گویند.سطح باربر در این حالت از طریق رسم نیمساز از گوشه های دال انجام می پذیرد. در این صورت سهم بارگیر تیر های دهانه کوتاه مثلثی ودر دهانه های بلند ذوزنقه ای شکل خواهد بود.

براساس آیین نامه بتن ایران در صورتیکه $\alpha_{f1}l_2/l_1 \geq 1.0$ انتقال برش از دال به تیر در تمام سطح بارگیر انجام می پذیرد . در صورتیکه $0 < \alpha_{f1}l_2/l_1 < 1.0$ بارگذاری تیر با درون یابی بین حداقل بارگیر صفر وحداکثر معادل حالت تمام سطح بارگیر تعیین می گردد.در این حالت آن قسمتی ار بارها که با عملکرد برش یکطرفه به ستون منتقل نمی گردد با عملکرد دو طرفه به ستون منتقل می گردد.علاوه بر برش گفته شده ، تیر باید بتواند نیروی برشی که به صورت مستقیم به آن وارد می شود رانیز تحمل نماید.

با عنایت به آنکه در دالها از خاموت برای انتقال برش استفاده نمی گردد ، ضخامت دال باید بگونه ای تعیین گردد که بتواند برش وارده بر مقطع راتحمل نماید.



ب: برش در دالهای دوطرفه تخت: در این حالت برش به دوشکل انتقال پیدا می نماید :

۱- برش یک طرفه : در این حالت مقطع بحرانی برای کنترل برش به فاصله d از برستون یا سرستون می باشد در صورت استفاده از مقاطع ستون یا سرستون غیر مستطیلی ، مقطع بحرانی از مربع فرضی با همان سطح مقطع در نظر گرفته می شود.عرضی از دال که برای محاسبه برش یکطرفه در نظر گرفته می شود محدود به خطوط متعامد با برش صفر می باشد که در دالهای میانی منطبق بر خط مرکزی چشمه های دال می باشد . در چشمه های خارجی هرچند خط برش صفر در محل خط مرکزی واقع نمی باشد اما با تقریب قابل قبول می توان آن را در محل خط مرکزی فرض نمود.در این حالت مقدار نیروی برش از فرمول های زیر محاسبه می گردد

برای دهانه میانی $V_u = w_u l_2 (\frac{l_n}{2} - d)$

برای دهانه کناری $V_u = 1.15 w_u l_2 (\frac{l_n}{2} - d)$

مقادیرفوق باید از برش قابل تحمل توسط بتن کوچکتر باشد . عرض بتن مقاوم مساوی l_2 می باشد.

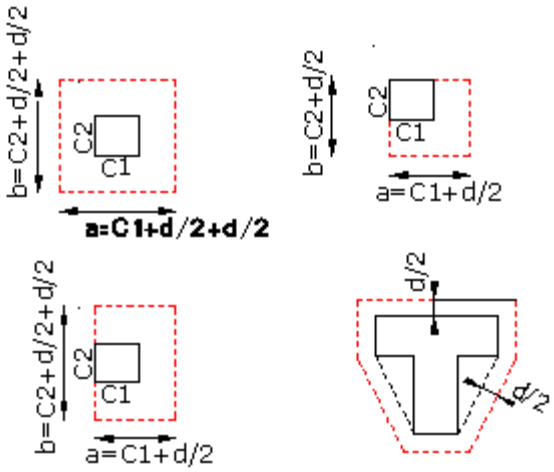
۲- برش دو طرفه:این نوع برش را برش پانچ یا منگنه ای نیز می گویند.مقطع بحرانی برای کنترل برش پانچ به فاصله $d/2$ از بر ستون در نظر گرفته می شود . اگر ستون مستطیل شکل نباشد ، مقطع بحرانی بگونه ای تعیین می گردد که کوچک ترین محیط را ایجاد نماید.این مقطع بحرانی باید بتواند به تنهایی برش موجود را تحمل نماید. نیروی برشی مقاوم بتن در این مقاطع کوچکترین سه رابطه زیر می باشد:

$$V_c = (1+\frac{2}{\beta_c})v_c b_0 d$$

$$V_c = (\frac{\alpha_s d}{b_0}+1)v_c b_0 d$$

$$V_c = 2v_c b_0 d$$

در این روابط b_0 محیط بتنی است که اطراف ستون را احاطه نموده است که در ستونهای میانی دارای چهار وجه ، در ستونهای کناری دارای سه وجه ودر ستونهای گوشه دارای دو وجه می باشد.β_c نسبت طول به عرض سطح اثر بار متمرکز یا سطح تکیه گاه می باشد و α_s عددی است که برای ستونهای میانی برابر ۲۰ ، برای ستونهای کناری برابر ۱۵ و برای ستونهای گوشه برابر ۱۰ در نظر گرفته می شود.



معمولا ضخامت دال بگونه ای تعیین می گردد که بتن به تنهائی بتواند نیروی برشی انتقال یافته از بارگذاری را تحمل نماید.

اگر نیروی برشی بتن به تنهائی نتواند نیروی برشی انتقال یافته راتحمل نماید می توان از روشهای زیر استفاده نمود:

۱- افزایش ضخامت دال .

۲- افزایش ضخامت دال در اطراف ستون (پهنه)

۳- افزایش مقدار b_0 از طریق افزایش بعد ستون یا سر ستون.

۴- استفاده از بتن با مقاوت بیشتر .

۵- استفاده از فولاد برشی : الف: استفاده از میلگرد.

ب: استفاده از کلاهک برشی.

ج : استفاده از گل میخ های کلاهک دار.

انتقال لنگر در اتصال دال به ستون:

ممکن است در محل اتصال دال به ستون در دالهای بدون تیر ، لنگر نامتعادلی بوجود آید که که از دال به ستون یا از ستون به دال انتقال می یابد . این لنگر نامتعادل در اثر اختلاف دهانه در دوطرف ستون ، وجود بارهای جانبی ، یا ممتد نبودن دال از یک طرف بوجود آید.این لنگر نامتعادل به نسبت سختی ستونها بین آنها توزیع می گردد.

انتقال لنگر نامتعادل به دو شکل انتقال خمشی وانتقال برشی انجام می پذیرد . در صدی از این لنگر که با عملکرد خمشی منتقل می گردد از این رابطه بدست می آید.

$$M_{uf} = \frac{M_u}{1+(\frac{2}{3})\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}}$$

و سهم انتقال بصورت برشی برابر خواهد بود با:

$$M_{uv} = M_u - M_{uf}$$

در این روابط b_1 بعد مقطع بحرانی برش منگنه ای در جهت دهانه مورد بررسی و b_2 عمود بر b_1 می باشد.لنگر خمشی M_{uf} توسط عرضی از دال که به دو مقطع با فواصل ۱/۵ برابر ضخامت دال یا کتیبه از بر خارجی ستون ودر دو طرف آن محدود است تحمل می شود .آرماتور های مورد نیاز برای تحمل این لنگر خمشی باید در همین عرض جای داده شوند.

M_{uf} با عملکرد خمشی وبا ایجاد نیروی کششی در آرماتورها و تنش فشاری در بتن با ابعاد ذکر شده تحمل می گردد .و تنش ناشی از M_{uv} به صورت تنش برشی بر روی مساحت محدود به مقطع بحرانی برش منگنه ای تحمل می گردد که مقدار این تنش برشی با استفاده از معادلات تعادل محاسبه می گردد. مجموع تنش برشی ناشی از این لنگر و تنش برشی ناشی از برش مستقیم باید از برش قابل تحمل توسط بتن کوچکتر باشد یا در صورت نیاز از فولادهای برشی استفاده نمود.

تنش برشی در حالت کلی از رابطه زیر بدست می آید:

$$v_u = \frac{V_u}{A_c} \pm \frac{M_{uvx} c_y}{J_{cx}} \pm \frac{M_{uvy} c_x}{J_{cy}}$$

در رابطه فوق V_u نیروی برشی در محل اتصال، M_{uvx} وM_{uvy} درصد لنگر انتقال یافته با عملکرد برشی در جهات x و y ، $A_c = b_0 * d$ ، و J_{cx} و J_{cy} ممان اینرسی قطبی مقطع مقاوم حول محور های xو y و c_x و c_y فاصله دور ترین تارهای مقطع بحرانی تا محور خنثی مقطع بحرانی می باشد.

براساس آیین نامه آبا تنش برشی محاسبه شده از رابطه فوق باید :

۱- در دالهای بدون کلاهک برشی از تنش مجاز برشی بتن در محیط مقطع بحرانی کوچکتر باشد .

۲- در دالهای با کلاهک برشی از دو برابر تنش مجاز برشی در محیط مقطع بحرانی کوچکتر باشد.

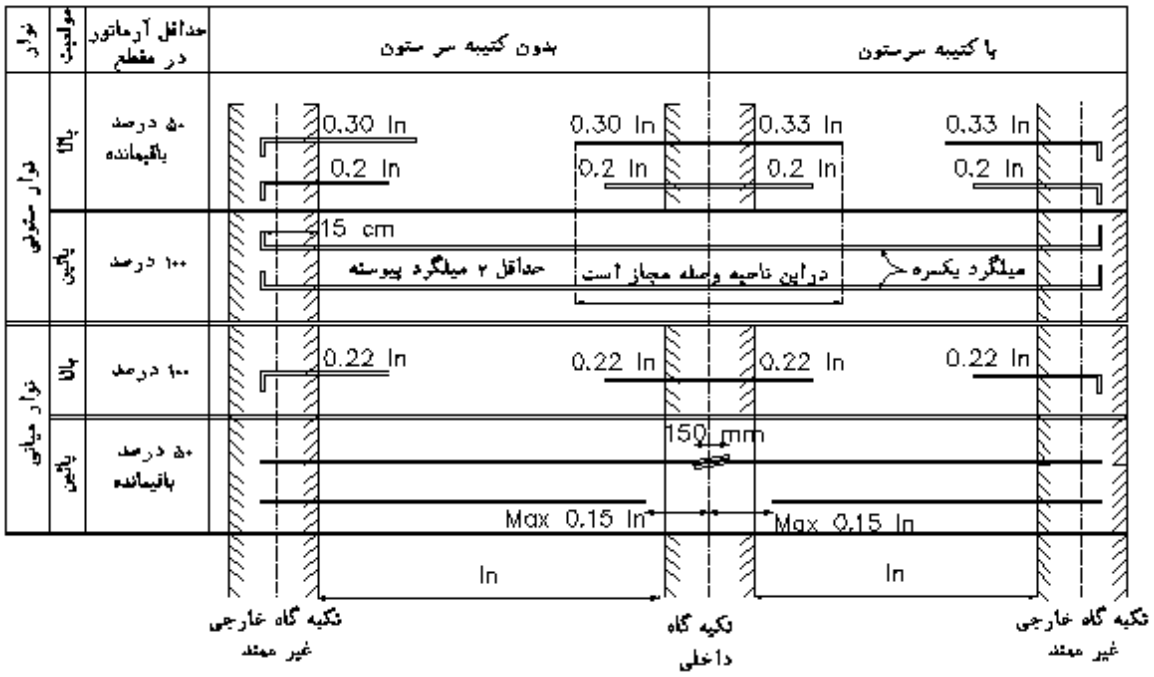
آرماتور گذاری در دالها:

۱-میلگرد خمشی مثبت عمود بربعد ناپیوسته دال باید تا لبه دال ادامه یابند و به طول حداقل ۱۵۰ میلیمتر به طور مستقیم با یا بدون قلاب در تیر پیشانی یا دیوار یا ستون وارد شود.

۲- میلگرد خمشی منفی عمود بر لبه ناپیوسته دال باید با خم یا قلاب یا وسیله مهاری دیگری در داخل تیر پیشانی یا دیوار یا ستون به طور کامل مهار شود .

۳- برای سیستم های تیر – دالی که در آنها α بزگتر از یک است در گوشه خارجی دال باید آرماتور ویژه تعبیه گردد. مقدار این آرماتور ویژه در واحد عرض برای لنگر مثبت چشمه طراحی می شود ودر بالای دال در امتداد نیمساز گوشه دال و در پائین دال عمود برآن قرارداده می شود.این آرماتورها تا یک پنجم دهانه دال در هر طرف ادامه می یابند. آرماتور ویژه را می توان در دو شبکه متعامد موازی ابعاد دال نیز قرارداد.

۴- در دالها برای قطع میلگرد ها علاوه بر ضوابط قطع و مهار میلگرد ها می توان از دستورات ساده شده نیز استفاده نمود.



۵- در صورت نامساوی بودن دهانه در دو طرف ، دهانه بلند تر ملاک محاسبه می باشد.

۶- در هرنوار ستونی در زیر دال باید حداقل دو میلگرد به طور سراسری از داخل هسته ستونها عبور داده شوند.این میلگردها را می توان در در محل ستونها به طور کامل مهار یا با میلگردهای دیگر مطابق ضوابط مقررات ملی وصله کرد.چنانچه محل وصله این آرماتورها خارج از هسته ستونها باشد ، طول وصله باید دوبرابر طول گیرائی در نظر گرفته شود.

کتیبه دال:

وجود کتیبه در محل اتصال دال به ستون مزیت های زیر را دارد:

۱-کاهش تغییر شکل . در دالهای بدون تیر با کتیبه می توان از ضخامت کوچکتر استفاده کرد.

۲-کاهش مقدار آرماتور منفی. با افزایش ضخامت دال ، ارتفاع موثر مقطع افزایش یافته ودر نتیجه مقدارآرماتور کاهش می یابد.

۳- افزایش ظرفیت برشی. وجود کتیبه باعث افزایش محیط بحرانی کنترل برش دو طرفه می گردد.

حداقل ضوابط کتبه به شرح زیر می باشد:

1. **بعد کتیبه در هر سمت محور ستون نباید از یک ششم دهانه مرکز تامرکز تکیه گاهها در امتدادآن دهانه کوتاهتر باشد.**
2. **ضخامت کتیبه نباید از یک چهارم ضخامت دال کمتر باشد.**
3. **در محاسبه مقدار آرماتور منفی در ناحیه کتیبه نباید ضخامت کتیبه را بیشتر از یک چهارم فاصله بعد کتیبه از بر ستون منظور کرد.**

بازشو در دال:

در دال می توان از بازشو با هر ابعادی استفاده نمود به شرط آنکه با انجام تحلیل ویژه بتوان نشان داد که دال از مقاومت کافی برخوردار می باشد.در صورت عدم انجام تحلیل ویژه محدودیت های زیر راباید رعایت نمود:

1. **در ناحیه مشترک دو نوار میانی متقاطع دال می توان هر بازشوئی با هر اندازه ای اجرا نمود.**
2. **در ناحیه مشترک بین دو نوار ستونی متقاطع دال فقط بازشوهایی باابعاد کمتر از یک هشتم عرض نوار در هر جهت می توان ایجاد نمود.**
3. **در ناحیه مشترک بین نوار ستونی و میانی متقاطع دال فقط بازشو هایی با ابعاد کمتر از یک چهارم عرض نوار در هر جهت می توان ایجاد نمود.**
4. **در دال های تیر – ستونی بازشو ها نباید از محل تیر ها عبور نمایند مگر آنکه تحلیل قابل قبولی ارائه گردد.**

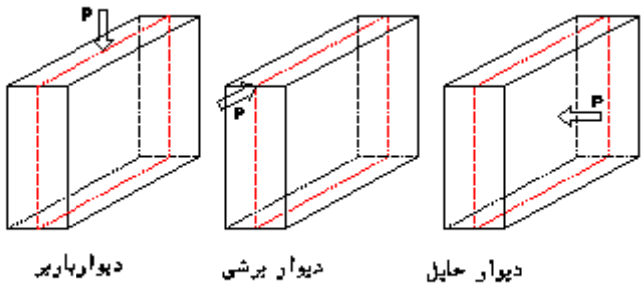
دیوارها:

انواع دیوار:

۱- دیوار باربر : دیواری است که بطور عمده تحت اثر بارهای قائم در امتداد میان صفحه آن همراه با لنگر خمشی یا بدون لنگر خمشی قراردارد.

۲- دیوار برشی : دیواری است که نیروی افقی در امتداد میان صفحه به آن وارد می شود و برای مقابله با نیروی جانبی ناشی از بار باد یا زلزله بکار می رود.

۳- دیوار حائل : دیواری استکه نیرو های وارد برآن عمود بر میان صفحه می باشند و برای مقابله با نیروی ناشی از فشار آب یا خاک بکار می رود.



دیوار ها باید برای کلیه بارهای وارد بر آنها طراحی شوند و به نحو مناسبی به سایر قطعات متقاطع با آنها نظیر سقف ، ستون ، دیوار و فونداسیون مهار شوند .

حداقل مقدار آرماتور در دیوار به شرح زیر می باشد:

۱- حداقل نسبت مساحت مقطع آرماتور های قائم به مساحت کل مقطع :

الف : برای میلگردهای آجدار با قطر کوچکتر مساوی ۱۶ میلیمتر و مقاومت مشخصه بزرگتر مساوی ۴۰۰ مگا پاسکال ، ۰/۰۰۱۲

ب:برای سایر میلگردهای آجدار ۰/۰۰۱۵

۲- حداقل نسبت مساحت مقطع آرماتور های افقی به مساحت کل مقطع :

الف : برای میلگردهای آجدار با قطر کوچکتر مساوی ۱۶ میلیمتر و مقاومت مشخصه بزرگتر مساوی ۴۰۰ مگا پاسکال ، ۰/۰۰۲۰

ب:برای سایر میلگردهای آجدار ۰/۰۰۲۵

۳- مجموع درصد آرماتورقائم وافقی نبایدبیشتر از ۰/۰۴ در نظرگرفته شود (حتی در وصله ها).

۴- در دیوارها با ضخامت بیش از ۲۵۰ میلیمتربه جز دیوارهای زیر زمین وحائل آرماتورها باید در دو سفره به موازات سطوح دیوار وبا شرایط زیر قرار گیرند.

الف : در دیوارهای که یک رویه آنها در تماس با خاک یا آب می باشد ، یک شبکه آرماتور شامل حداقل نصف و حداکثر دو سوم کل آرماتورها ی لازم در هر امتداد در فاصله بیشتر از ۵۰ میلیمتر و کمتر از یک سوم ضخامت دیوار از سطح تماس با خاک قرار می گیرد و باقیمانده آرماتور در وجه دیگر و با حداقل ۲۰

میلیمتر و کمتر از یک سوم ضخامت دال از سطح بیرونی قرار داده می شود . در هرحالت رعایت حداقل پوشش توصیه شده از طرف مقررات الزامی است.

ب: در سایر دیوارها هر شبکه آرماتور شامل نصف آرماتور لازم با پوشش حداقل ۲۰ میلیمتر و کوچکتر از یک سوم ضخامت دیوار قرارداده می شود.

۵- فاصله میلیگرد های قائم و افقی نباید از سه برابر ضخامت دیوار یا ۳۵۰ میلیمتر بیشتر باشد.

۶- اگر در صد آرماتور های قائم کوچکتر از ۰/۰۱ باشد یا از آرماتورهای قائم بعنوان آرماتور فشاری استفاده نشود ، استفاده از خاموت اجباری نیست . در غیر این صورت باید مانند ضوابط ستونها رفتار شود.

۷- در اطراف باز شو های باید حداقل دو میلگرد با قطر ۱۶ یا معادل آنها قرار داده شود که پس از عبور از گوشه های بازشو باید به نحو مناسبی مهار گردد.

طراحی دیوار های باربر:

این دیوار ها تحت اثر همزمان نیروی محوری و لنگر خمشی قرار می گیرند که برای طراحی آنها مانند مقاطع تحت فشار و خمش و با در نظر گرفتن اثرات لاغری رفتار می شود .

در دیوار های با مقطع مربع مستطیل تو پر که خروج از مرکزیت بار کمتر از یک ششم ضخامت دیوار می باشد ، نیروی محور نهائی دیوار از فرمول زیر محاسبه می گردد:

$$N_r = 0.55\phi_c f_c A_g \left[1-(\frac{kl_c}{32h})^2\right]$$

در این رابطه h ضخامت دیوار ، A_g سطح مقطع کل دیوار ، و k ضریب طول موثر دیوار است که برابر است با:

الف: در دیوار های مهار شده در مقابل بار های جانبی در بالا و پائین که در آنها از چرخش در یک یا هر دو انتها جلو گیری شده است برابر ۰/۸ .

ب: در دیوار های مهار شده در مقابل بار های جانبی در بالا و پائین که در آنها از چرخش در یک یا هر دو انتها جلو گیری نشده است برابر ۱/۰ .

ج: در دیوار های مهار نشده در مقابل بار جانبی برابر ۲/۰ .

در این دیوار ها حداقل ضخامت دیوار برابر یک بیست و پنجم طول آزاد یا ارتفاع دیوار هر کدام کوچکتر است ، ۱۵۰ میلیمتر و در دیوارهای بیرونی زیر زمین و دیوارهای در تماس با خاک حداقل ۲۰۰ میلیمتر می باشد.

طول موثر افقی دیوار زیر هر یک از بار های قائم نباید از پهنای بار بعلاوه دو برابر ضخامت دیوار در هر طرف یا از فاصله مرکز تامرکز بارهای متمرکز بیشتر در نظر گرفته شود.

طراحی دیوار های برشی:

دیوار های برشی با رفتار خمشی نیرو های جانبی موازی با امتداد خود را تحمل می نمایند .

بر اساس مقررات ملی مقاوت برشی دیوار برشی شامل مقاومت برشی بتن و خامو تها باید از نیروی برشی وارد بر مقطع بزگتر مساوی باشد .

نیروی برشی مقاوم بتن برابر است با :

$$V_c = 0.2\phi_c \sqrt{f_c} hd$$

در رابطه فوق $d = 0.8\, l_w$ **عمق موثر دیوار و** l_w **طول افقی دیوار می باشد.**

اگر نیروی محوری بصورت کششی باشد:

$$V_c = 0.2\phi_c \sqrt{f_c}(1 + \frac{N_u}{3A_g})hd$$

در صورت نیاز می توان کمترین مقدار از روابط دقیق زیررا در نظر گرفت:

$$V_c = 1.65 * 0.2\phi_c \sqrt{f_c} hd + \frac{N_u d}{5l_w}$$

$$V_c = \left[0.3 * .2\phi_c \sqrt{f_c} + \frac{l_w(0.6 * .2\phi_c \sqrt{f_c} + 0.15\frac{N_u}{l_w h})}{(\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2})} \right] hd$$

در روابط فوق N_u **برای فشار مثبت ودر کشش منفی در نظر گرفته می شود.درصور تیکه** $(\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2})$ **منفی باشد ار رابطه آخر استفاده نمی شود.**

نیروی برشی مقاوم نهایی بتن برای همه مقاطعی که در فاصله کمتر از دو مقدار نصف طول دیوار یا نصف ارتفاع دیوار از پایه دیوارقرار دارند برابر با مقاومت برشی مقطع در کوچکترین این دو مقدار در نظر گرفته می شود.

در صورتی که مقاومت برشی بتن برای تحمل برش نهایی مقطع کافی نباشد به خاموت نیاز داریم که برای محاسبه آن از فرمول زیر استفاده می شود.

$$V_s = V_u - V_c = \phi_s A_v f_y \frac{d}{s}$$

نیروی برشی مقاوم نهایی مقطع نباید از پنج برابر مقاومت برشی بتن بیشتر در نظر گرفته شود.

علاوه بر آرماتور های برشی افقی طراحی شده از رابطه فوق ،آرماتورهای برشی قائم نیز مطابق ضوابط زیر باید در مقطع قرار داده شود:

نسبت سطح مقطع آرماتور برشی در امتداد برش به سطح مقطع بتن عمود برآن ρ_h **نباید کمتر از ۰/۰۰۲۵ درنظر گرفته شود . فاصله حداکثر آنها نیز نباید از سه برابرضخامت دیوار ، یک پنجم طول دیوار و یا ۳۵۰ میلیمتر بیشتر در نظر گرفته شود.**

نسبت سطح مقطع آرماتور برشی در امتداد عمود بر برش به سطح مقطع کل بتن در امتداد برش ρ_n **نباید کمتر از ۰/۰۰۲۵ یا مقدار زیر درنظر گرفته شود . فاصله حداکثر آنها نیز نباید از سه برابرضخامت دیوار ، یک سوم طول دیوار و یا ۳۵۰ میلیمتر بیشتر در نظر گرفته شود.**

$$\rho_n = 0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{h_w}{l_w})(\rho_h - 0.0025)$$

لازم نیست مقدار ρ_n **بیشتر از** ρ_h **در نظر گرفته شود.**

طراحی دیوار برشی در برابر خمش:

دیوارهای برشی معمولا تحت اثر همزمان نیروی محوری و لنگر خمشی قراردارند . در این حالت دیوار مانند یک ستون بتن آرمه مدل می شود که حول محور قوی خود تحت خمش قرارگرفته است.در این حالت میلگردهای برشی قائم می تواند بعنوان میلگرد خمشی منظور گردد. معمولا با صرفنظر از این میلگردها و با فرض $d = 0.8\ l_w$ میلگرد های خمشی طراحی ودر دو طرف دیوار برشی قرارداده می شود.

فونداسیون:

وظیفه پی یا فونداسیون ،انتقال بارهای وارده از سازه به خاک بگونه ای است که خاک بتواند بدون تغییر شکل های بزرگ آنرا تحمل نماید .با عنایت به مقاومت کم خاک در مقایسه با سایر مصالح سازه ای ، ابعاد فونداسیون وپی بسیار بزرگتر از سایر المانهای سازه ای می باشد و هرچه خاک سست ترو ضعیف تر باشد ، ابعاد فونداسیون وپی بزرگتر خواهد بود بگونه ای که گاهی تمامی سطح زیر بنای سازه در تماس با خاک به فونداسیون تبدیل می گردد.

انواع پی :

۱- پی تکی : ساده ترین نوع پی می باشد که به صورت مربع مستطیل یا دایره ای در زیر یک ستون ساخته می شود . ضخامت آن می تواند ثابت یا متغییر یا پله ای باشد .

۲- پی مرکب : در صورت نزدیک بودن ستونها و تداخل پی های تکی با هم از پی مرکب استفاده می گردد.در صو رتیکه یکی از ستونها در مجاورت زمین همسایه قرار گیرد با عنایت به ایجاد خروج از مرکزیت بزرگ در پی ، استفاده از پی مرکب می تواند تنش های ایجاد شده را تعدیل نماید .

۳- پی باسکولی (کنسولی یا تسمه ای): مانند پی مرکب است با این تفاوت که در زیر هر ستون یک پی منفرد وجوددارد که به وسیله یک تیر قوی بتن مسلح به هم متصل شده اند.از این پی زمانی استفاده می شود که فاصله ستونها از هم نسبتا زیاد باشد.

۴- پی دیوار : یک پی نواری در زیر دیوار می باشد .

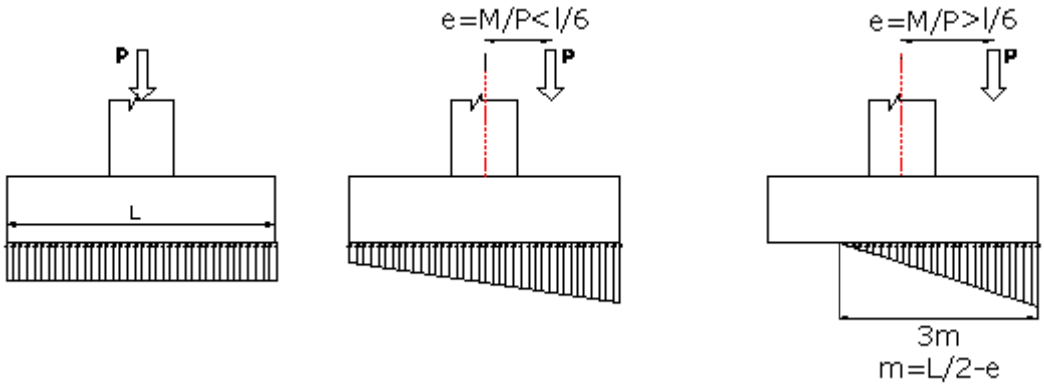
۵- پی نواری:در زمین های سست یا بارهای سازه ای زیاد که امکان تداخل فونداسیون ها زیاد میباشد از پی نواری استفاده می گردد.در این حالت فونداسیون سازه از نوارهای متعامد باهم تشکیل می گردد.

۶- پی گسترده : گاهی ابعاد پی ها بگونه ای زیاد می شود که تمام سطح زیر بنای سازه به پی تبدیل می گردد.ابن نوع پی را پی مت یا رادیه نیز می گویند

۷- پی عمیق (شمع): در صورت عدم باربری مناسب قشر سطحی زمین و لزوم انتقال بار به سطوح پائینتر خاک از شمع استفاده می شود .

تنش در زیر پی :

نحوه توزیع تنش در زیر پی به نوع خاک و صلبیت پی بستگی دارد و ممکن است تنش در کنارهای پی کمتر از وسط پی یا در کناره های پی بیشتر از وسط پی باشد.معمولا فرض می گردد توزیع تنش بصورت متوسط و یکنواخت می باشد.تنش موجود در زیر پی باید از تنش مجاز خاک کمتر باشد . تنش مجاز خاک با استفاده از آزمایشات مرسوم مانند آزمایش صفحه و با در نظر گرفتن ضریب اطمینان مناسب ، محاسبه می گردد.تنش زیر پی با استفاده از معادلات تعادل و روابط مقاومت مصالحی محاسبه و با تنش مجاز مقایسه می گردد.



اگر ابعاد پی مستطیلی شکل $B * L$ باشد و نیروی وارده محوری باشد .

$$q_{\max} = \frac{P}{A} = \frac{P}{B * L}$$

در صورت وجود نیروی محوری و لنگرخمشی (نیروی با خروج از مرکزیت کمتر از یک ششم طول):

$$q_{\max,\min} = \frac{P}{A} \pm \frac{Mc}{I} = \frac{P}{B * L} \pm \frac{M * \frac{L}{2}}{\frac{BL^3}{12}} = \frac{P}{B * L}(1 \pm \frac{6e}{L})$$

در صور تیکه خروج از مرکزیت بیشتر از یک ششم طول پی باشد ، قسمتی از پی به کشش خواهد افتاد که با عنایت به عدم تحمل کشش در محل اتصال پی با خاک عملا قسمتی از پی که به کشش افتاده است ، در انتقال بار دخالت نمی نماید و ابعاد کوچکتری از پی در محاسبات وارد می گردد.

در صورت وجود خمش دو محوره در فونداسیون توزیع تنش از رابطه زیر بدست می آید:

$$q_{\max,\min} = \frac{P}{B * L}(1 \pm \frac{6e_x}{L} \pm \frac{6e_y}{B})$$

طراحی پی :

پی در زیر سطح زمین و با عمقی بیشتر از عمق یخبندان قرار داده می شود تا در اثر یخ زدن و آب شدن مکرر ، پی دچار مشکل نگردد . منظور از طراحی پی یافتن ابعاد ، ارتفاع و آرماتور لازم بگونه ای است که پی بتواند بارهای وارده را از سازه به خاک منتقل نماید.

۱- ابعاد پی: ابعاد پی B,L با توجه به تنش مجاز خاک و در اثر بارهای بدون ضریب بگونه ای تعیین می گردد که تنش موجود از تنش مجاز کمتر باشد . در صور ت وجود بارهای فوق العاده می توان تنش مجاز را سی و سه درصد بیشتر در نظر گرفت.

$$q_{\max} = \frac{P_D + P_L}{B * L} \le q_a$$

$$q_{\max} = \frac{P_D + P_L + (P_W or P_E)}{B * L} \le 1.33 q_a$$

۲- ضخامت پی : ضخامت پی در اثر بارهای ضریبدار وارده محاسبه می گردد . در اثر بار های ضریبدار ، تنش زیر پی محاسبه می گردد و با کنترل برش یک طرفه و دو طرفه ضخامت پی بگونه ای تعیین می گردد که پی بتواند برش

های وارده را تحمل نماید . مقطع بحرانی در برش یکطرفه به فاصله d از بر ستون و در برش دو طرفه به فاصله d/2 از بر ستون می باشد.برش قابل تحمل توسط بتن مانند دالها محاسبه می گردد.

۳- آرماتور خمشی : طراحی آرماتور برای تنش های ناشی از بارهای ضریبدار و در مقطع بحرانی به شرح زیر انجام می پذیرد:

الف: در بر ستون ، پایه (پداستال) یا دیوار بتنی.

ب: در وسط لبه تا محور دیوار با مصالح بنائی.

ج: در وسط فاصله ی لبه صفحه ستون فولادی تا بر ستون.

مقطع بحرانی برای کنترل برش یکطرفه و دو طرفه از مقطع بحرانی خمش به شرح فوق اندازه گرفته می شود.

توزیع آرماتور در پی های مربع بصورت یکسان انجام می گیرد . در پی های مستطیلی در جهت کوتاه قسمتی از آرماتور بصورت متراکم تر در عرضی از فونداسیون برابر با طول کوتاهتر فونداسیون قرارداده می شود این نسبت از آرماتور برابر است با :

$$\gamma_s = \frac{2}{\beta + 1}$$

در این رابطه β نسبت طول بلند به طول کوتاه پی می باشد.

محدودیت های آرماتور:

۱- در پی های تکی ، گسترده و باسکولی (بجز تیر رابط) حداقل آرماتور کششی مانند دالها می باشد.در مورد تیر رابط پی باسکولی مانند تیر ها عمل می شود.

۲- در پی های نواری مقدار نسبت آرماتور کششی نباید از ۰/۲۵ در صد کمتر اختیار شود مگر آنکه آرماتور های بکار رفته به اندازه یک سوم بیش از مقدار محاسباتی باشد .که در این حالت نیز نباید کمتر از ۰/۱۵ درصد باشد.

۳- حداقل قطر آرماتور ۱۰ میلیمتر و حداکثر فاصله آنها نباید از ۱۰۰ میلیمتر کمتر واز ۳۵۰ میلیمتر بیشتر باشد.

انتقال نیرو از پای ستون ، دیوار یاپایه به پی:

نیروی محوری و لنگر خمشی احتمالی موجود در پای ستون باید به صورت تنش لهیدگی و در محدوده مجاز به پی انتقال پیدا نماید.درصورت ناکافی بودن تنش لهیدگی از آرماتورهای انتظار ، پیچ های مهاری یا بست های مکانیکی استفاده می گردد.

تنش اتکائی بتن در سطح تماس از رابطه زیر بدست می آید:

$$P_u = 0.85\phi_c f_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \le 2 \times 0.85\phi_c f_c A_1$$

A_1 مساحت ستون و A_2 مساحت قاعده مخروطی است که با شیب ۲ به ۱ واز محل ستون بسوی پائین پی ترسیم می گردد.

میلگرد های انتظار باید برای نیرو های زیر کافی باشند :

۱- آن قسمت از نیروی فشاری که از مقاومت اتکائی بتن بین دو عضو بیشتر است.

۲- هرگونه نیروی کششی محاسبه شده در سطح تماس.

در ستون ها و پایه ها ، سطح مقطع میلگرد های قطع کننده سطح تماس بین ستون و تکیه گاه نباید کمتر از ۰/۰۰۵ سطح مقطع ستون باشد.

دردیوارها حداقل میلگرد مطابق ضوابط حداقل میلگرد قائم در دیوارها می باشد.

کلاف های رابط بین پی های مجاور:

پی های جدااز هم در سازه در دو امتداد ترجیحا متعامد باید توسط کلاف بهم متصل شوند بگونه ای که از حرکت پی ها نسبت به هم جلوگیری گردد.این کلافها برای نیروی کششی معادل ۱۰ درصد بزرگترین نیروی محوری موجود در ستون ها ی اطراف آن طراحی میگردد.

ابعاد کلاف باید متناسب با ابعاد پی و حداقل ۳۰۰ میلیمتر باشد و سطح بالای آن در تراز بالای پی اجرا شود .تعداد میلگردها حداقل ۴ عدد آرماتور با قطر ۱۴ میلیمتر است که با خاموت حداقل ۸ ودرفواصل حداکثر ۲۵۰ میلمتر محصور می گردد. میلگرد های طولی کلاف باید در پی های میانی بصورت ممتد باشد ودر پی های کناری در بر ستون مهار گردد.