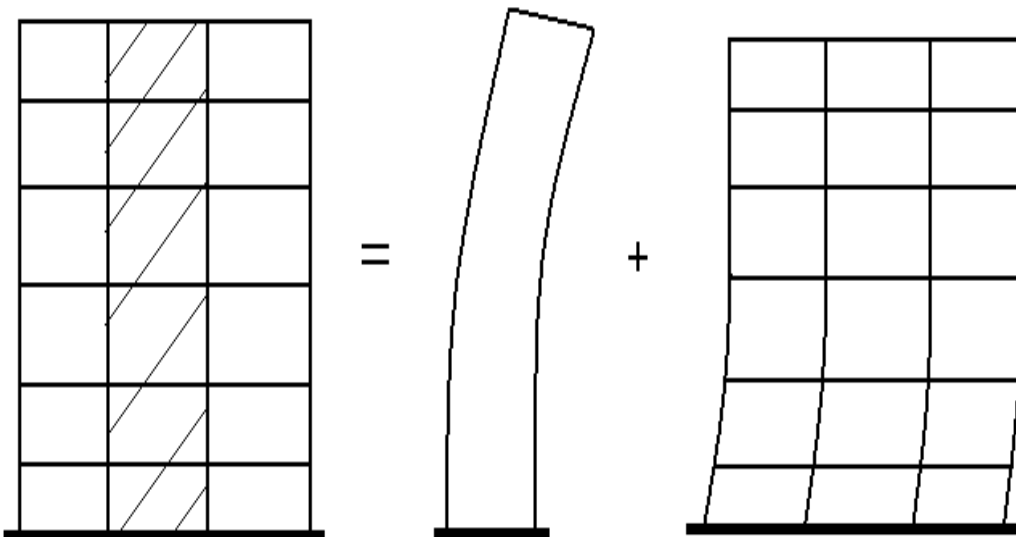


دیوارهای برشی:

دیوارهای سازه ای یا دیوارهای برشی معمولاً برای تحمل بخش اعظمی از بار جانبی استفاده می شوند. سیستم های مقاوم در برابر بار جانبی در سازه های بتنی شامل قاب خمشی، دیوار برشی و یا ترکیب آن دو است. استفاده کردن از قاب خمشی به عنوان عنصر مقاوم در برابر بار جانبی نیازمند در نظر گرفتن تمهیدات خاصی برای افزایش شکل پذیری آن است که عموماً مقرراتی دست و پاگیر و دارای جزئیات زیاد است و اجرای آن نیازمند وجود نظارت قوی در کارگاه است. بنابراین استفاده کردن از دیوار برشی به عنوان عنصر مقاوم در برابر بار جانبی در ترکیب با قاب خمشی گزینه ای مناسب برای سیستم باربری جانبی سازه است.

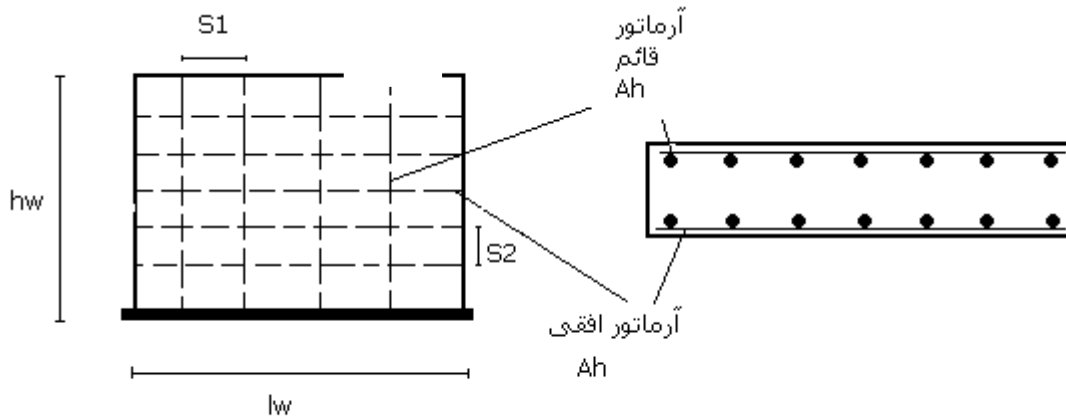
از سوی دیگر عملکرد دیوارهای برشی در زلزله های به وقوع پیوسته نشان دهنده قدرت بالای جذب انرژی این عناصر است به شرط اینکه هنگام طراحی و اجرای این عناصر بعضی نکات خاص مانند در نظر گرفتن اجزای لبه و دورگیری آرماتورهای طولی رعایت شده باشد. عملکرد دیوار برشی به صورت یک تیر طره عمیق است که در صورتی که دیوار کوتاه باشد عموماً برش و اگر دیوار بلند باشد عموماً خمش تعیین کننده است. ولی به هر حال دیوار برشی باید برای خمش و برای برش طراحی و کنترل شود.

عملکرد مناسب دیوارهای برشی در سازه های نسبتاً بلند نمود بیشتری پیدا می کند. در این سازه ها دیوار برشی به صورت یک تیر طره بلند عمل می کند و بنابراین تغییر شکل آن خمشی است. از سویی دیگر قاب خمشی دارای تغییر شکل های برشی است. در این حالت اندر کنش قاب خمشی و دیوار برشی باعث می شود در پائین سازه که تغییر شکل های برشی قاب خمشی زیاد و تغییر شکل های خمشی دیوار برشی کم است، تغییر شکل سازه توسط دیوار برش محدود شود و در مقابل در بالای سازه که تغییر شکل های خمشی زیاد و تغییر شکل های برشی کم است تغییر شکل های سازه توسط قاب خمشی محدود شود و به این ترتیب می توان تغییر شکل های سازه های بلند مرتبه را تا حدی کنترل و محدود کرد.



۱- طراحی دیوارهای برشی در برابر برش:

در صورتی که سازه خیلی بلند نباشد معمولاً دیوار را در برابر برش طراحی می کنند و سپس آنرا در برابر خمش کنترل کرده و در صورت لزوم تقویت می کنند. مشابه مبحث تیرهای عمیق، آرماتورهای برشی از دو سری میگذرد عمود بر هم تشکیل شده است که مانند خاموت در تیرها عمل می کنند.



این میگردها ممکن است در یک یا دو سفره قرار گیرند ولی آرایش میگردها در ۲ سفره متداول تر می باشد. در صورتی که برش حداکثر وارده در ستون  $V_u$  باشد باید داشته باشیم

$$V_u \leq V_r$$

$$V_r = V_c + V_s$$

مقاومت برشی نهایی دیوار در هیچ حالت نمی تواند از مقدار زیر بیشتر اختیار شود.

$$V_{r \max} = 5V_c hd = 5 \times 0.2 \times \phi_c \sqrt{f'_c} hd = \phi_c \sqrt{f'_c} hd$$

که در آن

$f'_c$ : مقاومت فشاری مشخصه بتن

$h$ : ضخامت دیوار برشی

$d$ : عمق موثر دیوار برشی (که می توان به صورت ساده برابر  $0.8L_w$  فرض شود).

نیروی مقاوم برشی دیوارها مانند ستونها از جمع نیروی مقاوم برشی بتن و نیروی مقاوم برش آرماتور به دست می آید. برای محاسبه نیروی برشی مقاوم بتن،  $V_c$  دو رابطه نسبتاً دقیق و ساده موجود است.

رابطه دقیق محاسبه نیروی برشی مقاوم بتن

$$V_c = \min \left\{ \begin{array}{l} V_c = 1.65 \times (0.2 \times \phi_c \sqrt{f'_c}) hd + \frac{N_u d}{5l_w} \\ V_c = \left[ 0.06 \phi_c \sqrt{f'_c} + \frac{0.12 \phi_c \sqrt{f'_c} + 0.15 \frac{N_u}{l_w h}}{\left( \frac{M_u}{V_u l_w} - \frac{1}{2} \right)} \right] hd \end{array} \right.$$

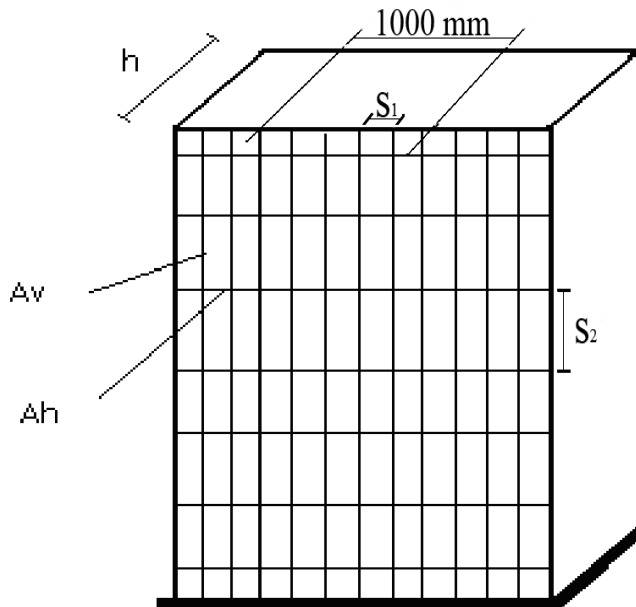
در رابطه دوم اگر نسبت  $\frac{M_u}{V_u l_w} - \frac{1}{2}$  منفی شود برای محاسبه  $V_c$  فقط از رابطه اول استفاده می شود.

رابطه ساده محاسبه نیروی برشی مقاوم مقطع:

$$V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f'_c} h d \quad \text{اگر } N_u = 0 \text{ یا فشاری باشد.}$$

$$V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f'_c} \left(1 - \frac{N_u}{3A_g}\right) h d \quad \text{اگر } N_u \text{ کششی باشد.}$$

در روابط بالا  $N_u$  نیروی محوری وارده بر دیوار و  $M_u$  لنگر خمشی نهایی وارده بر دیوار می باشند که در این روابط برای محاسبه  $V_c$  باید از بحرانی ترین ترکیب  $N_u$  و  $M_u$  که به صورت همزمان وارد می شوند استفاده کرد. به عبارت دیگر  $N_u$  و  $M_u$  باید مربوط به یک ترکیب بارگذاری باشند و کمترین مقدار  $V_c$  را نتیجه دهند. در صورتی که دیوار برشی دارای ارتفاع زیاد باشد کنترل برشی و خمشی مقطع در ترازهای مختلف صورت می گیرد. طبق تعریف مقطع بحرانی برای برش و خمش که در آن عموماً برش و خمش حداکثر است برابر با مینیمم دو مقدار  $\frac{l_w}{2}$  یا  $\frac{h_w}{2}$  از پایه دیوار می باشد، بنابراین نیازی به کنترل خمش و برش دقیقاً در پای دیوار نیست. پس از محاسبه  $V_c$  آرماتورهای لازم برای برش با توجه به  $V_U$  و درصد آرماتورهای قائم وافقی و نیز با فرض قرار گرفتن آرماتورها در ۲ ردیف به صورت زیر به دست می آید.



$$\begin{cases} \rho_v = \frac{n A_v}{1000 \times h} \\ n = \frac{2 \times 1000}{S_1} \end{cases} \Rightarrow S_1 = \frac{2 A_v}{h \times \rho_v} \leq S_{\max}$$

بهمین ترتیب:

$$S_2 = \frac{2A_h}{h \times \rho_h} \leq S_{\max}$$

9

$$S_{\max} = \min \begin{cases} \frac{l_w}{3} \\ 3h \\ 350 \text{ mm} \end{cases}$$

اگر آرماتورها در یک ردیف قرار گیرند :

$$S_1 = \frac{A_v}{h \times \rho_v} \leq S_{\max}$$

$$S_2 = \frac{A_h}{h \times \rho_h} \leq S_{\max}$$

که در آن  $h$  ضخامت دیواره،  $S_1$  فاصله محور تا محور آرماتورهای افقی و  $S_2$  فاصله محور تا محور آرماتورهای قائم است.  $\rho_h, \rho_v$  بترتیب درصد آرماتورهای قائم و افقی هستند.  $A_h$  و  $A_v$  هم بترتیب مساحت یک ساق از آرماتورهای قائم و افقی هستند، بسته به اینکه آرماتورها در یک یا دو سفره قرار گرفته اند می باشد. معمولاً برای طراحی آرماتور دیوارها، یک نوع آرماتور فرض می شود سپس فاصله لازم میان آرماتورها محاسبه می شود. این فاصله باید از فاصله حداکثر تعیین شده توسط آئین نامه کمتر باشد.

در کل مرزهای اجرایی افقی دیوارها، که بر اثر بتن ریزی در زمانهای متفاوت پدید می آید، مقاومت برشی دیوار  $v_r$  باید براساس روابط برش اصطکاکی تعیین شود.

۲- طراحی دیوارهای برشی در برابر خمش:

در طراحی دیوارهای برش برای تحمل خمش وارده ابتدا لزوم یا عدم لزوم اجزای لبه بررسی می شود. اجزای لبه بخشهایی از دو انتهای دیوار می باشند که آرماتورهای خمشی در آنها متمرکز شده و توسط خاموتهای ویژه دورگیری شده اند. در صورتیکه مقدار تنش در دورترین تار فشاری بیش از  $0.2f'_c$  باشد اجرای اجزای لبه اجباری است. اجزای لبه از جایی که تنش فشاری بتن از  $0.15f'_c$  بیشتر بشود شروع می شوند و تا لبه دیوار امتداد می یابند.

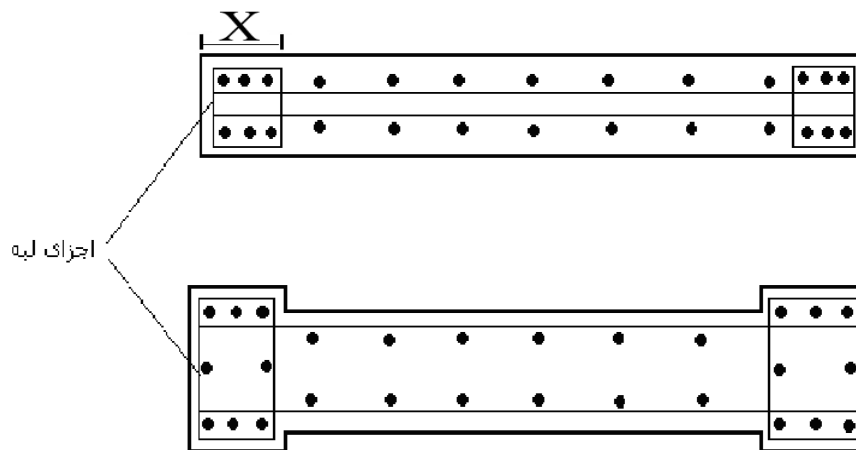
$$\sigma_{\max} = \frac{P_U}{A} \pm \frac{M_U}{S} \geq 0.2f'_c \quad \rightarrow \text{لزوم اجرای اجزای لبه}$$

$$A = h \times l_w$$

$$S = h \times \frac{l_w^2}{6}$$

$$\sigma = \frac{P_U}{A} \pm \frac{M_U \times \left( \frac{l_w}{2} - X \right)}{I} = 0.15f'_c \quad \rightarrow X = \dots$$

X: محل آغاز اجرای اجزای لبه



در حالت کلی برای محاسبه ظرفیت خمشی دیوار برشی ۳ روش موجود است.

### ۲-۱- روش تقریبی با فرض توزیع یکنواخت آرمانتور در مقطع

- این روش هنگامی مورد استفاده قرار می گیرد که نیاز به استفاده از اجزای لبه نباشد در دیوارهای کوتاه که برش کنترل کننده است معمولاً آرمانتورهای قائم حداقل که برای کنترل برش در دیوار قرار گرفته است جوابگوی تلاشهای خمشی نیز می باشد. در این حالت اگر مقدار کل آرمانتورهای قائم دیوار  $A_{st}$  باشد مقاومت خمشی دیوار از رابطه زیر حساب می شود:

$$M_r = 0.5A_{st}(\phi_s f_y)l_w \left[1 + \frac{N_u}{A_{st}(\phi_s f_y)}\right](1 - C/l_w)$$

$$\frac{C}{l_w} = \omega + \frac{\alpha}{2\omega + 0.85\beta_1}$$

$$\omega = \frac{A_{st}}{l_w h} \times \frac{\phi_s f_y}{\phi_c f_c}$$

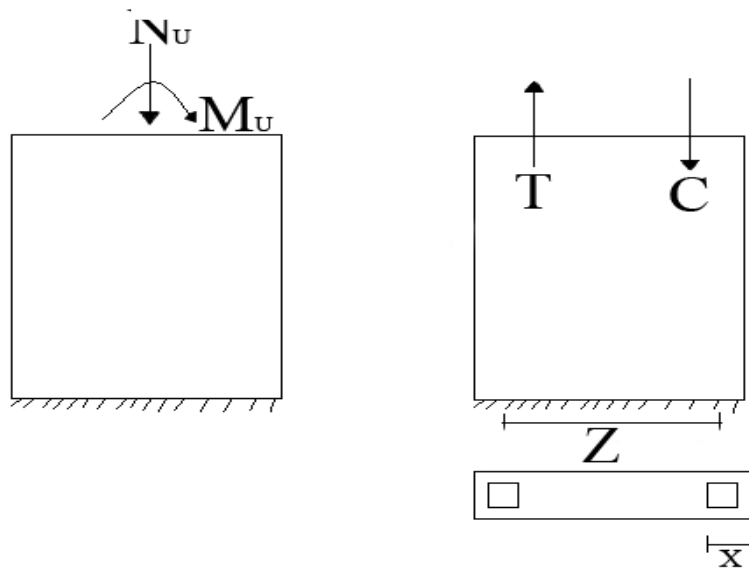
$$\alpha = \frac{N_u}{l_w h(\phi_c f_c)}$$

اگر ظرفیت خمشی مقطع کمتر از لنگر نهایی وارده بر دیوار باشد مقطع باید تقویت شود. این تقویت می تواند توسط افزایش قطر آرمانتور یا کاهش فاصله بین آرمانتورها انجام شود.

نکته ای که در این جا باید مورد توجه قرار گیرد این است که چون از نظر محاسباتی نیازی به آرمانتور قائم نیست نیازی به افزودن آرمانتور خمشی بر آرمانتور قائم برشی نمی باشد و آن مقدار آرمانتوری که جوابگوی محاسبات خمشی است اگر شرایط حداقل برش را تامین کند، کافی خواهد بود.

### ۲-۲- روش ساده شده نیروی فشاری و کششی:

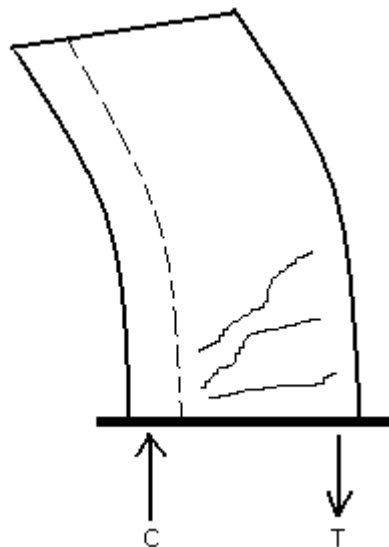
در این روش فرض می شود که لنگر مقاوم دیوار توسط یک کوپل نیروی فشاری و کششی که در دو انتهای دیوار وارد می شوند ایجاد می شود.



$$Z = l_w - X$$

$$C = N_u + \frac{M_u}{Z}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T = \frac{M_u}{Z} \rightarrow \frac{T}{\phi_s f_y} = A_{ST} \\ n = \frac{A_{ST}}{A_b} \rightarrow n = \dots \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{A_{ST}}{bd} > \%1$$



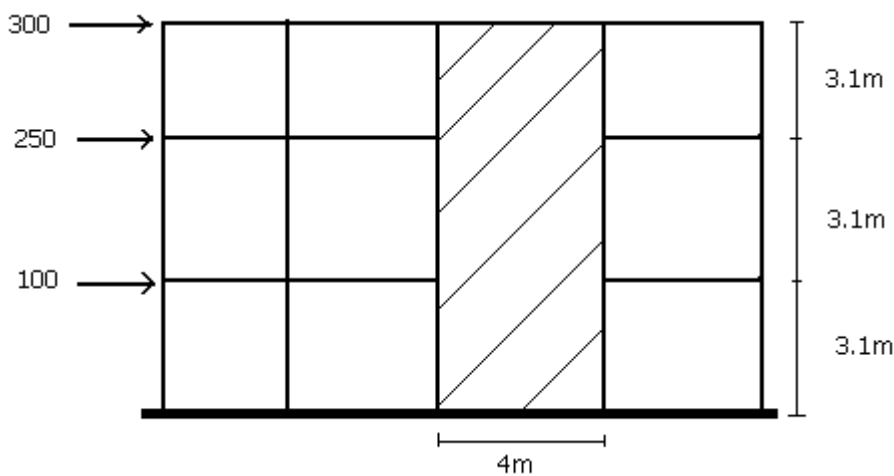
این روش بیشتر برای مواقعی استفاده می شود که در دیوار اجزای لبه قرار گرفته است. در این حالت نیروی فشاری  $C$  توسط اجزای لبه فشاری که مانند یک ستون کوتاه عمل می کند تحمل می شود. نیروی کششی  $T$  نیز توسط آرماتورهای موجود در اجزای لبه کششی تحمل می شود. این دیوارهای دارای اجزای لبه معمولاً عملکرد بسیار مناسبی در هنگام زلزله از خود نشان می دهند. نکته ای که در هنگام طراحی این دیوارها باید مورد توجه دقیق قرار گیرد آرایش خاموتهای دور گیرکننده در اجزای لبه است که مانع خردشدگی ناحیه فشاری بتن می شوند.

## ۲-۳- روش دقیق رسم نمودار اندرکنش دیوار:

در این روش دیوار مانند یک ستون در نظر گرفته می شود که تحت اثر نیروی محوری  $N_u$  و لنگر خمشی  $M_u$  قرار گرفته است. پس از رسم نمودار اندرکنش مقطع انتخاب شده برای دیوار می توان لنگر مقاوم مقطع را محاسبه کرد. در این حالت باید به حالات خامی که ممکن است تحت اثر لنگر دو محوره قرار گیرد توجه کرد. مانند دیوارهای برشی زیرزمین که به صورت همزمان به عنوان حائل خاک نیز عمل می کنند. در این حالت باید نمودار اندرکنش دیوار تحت اثر خمش دو کوره ترسیم گردد. بعلاوه ممکن است دیوار برای خمش در جهت نازکی دیوار به صورت ستون لاغر عمل کند.

مثال ۱: مطلوبست طراحی دیوار برشی ساختمان:

در دو لایه  $\phi 10$ ,  $S 400$ ,  $C 30$ ,  $p_l = 0$ ,  $p_d = 300KN$



گام (۱)

$$D + 1.2L + 1.2E$$

$$M_u = 300(9.3 - 2) + 250(6.2 - 2) + 100(3.1 - 2)$$

$$M_u = 3350KN.m \quad P_u = P_D = 300KN$$

$$\min\left(\frac{l_w}{2}, \frac{h_w}{2}\right) \text{ مقطع بحرانی}$$

$$(2, 4.65) = 2m$$

$$N_u = 3P_u = 900KN$$

$$V_u = 650KN$$

گام (۲) محاسبه  $V_c$ :

$$d = 0.8l_w = 3.2m$$

$$V_c = 0.2\phi_c\sqrt{f'_c}hd = 525KN$$

$$V_u > V_c$$

گام ۳) محاسبه آرماتور برشی:

$$V_s = V_u - V_c = 170KN$$

$$\rho_h = \frac{V_s}{\phi_s f_y 250d} = 0.000625 \geq 0.0025$$

$$\Rightarrow \rho_h = 0.0025$$

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

چون آرماتورها را در ۲ ردیف گذاشتیم

↑

$$S_2 = S_1 = \frac{A_v}{h \times \rho_v} = \frac{2\phi 12}{250 \times 0.0025} = 362mm$$

$$S_{\max} = \min \begin{cases} \frac{l_w}{3} = 1333 \\ 3h = 750 \Rightarrow \phi 12 @ 35cm \\ 350 = 350 \end{cases}$$

گام ۴)

$$\delta = \frac{M_u}{s} + \frac{N_u}{A} = \frac{3350 \times 10^6}{667 \times 10^6} + \frac{900 \times 10^3}{10^6} = 5 + 0.9 = 5.9$$

$$s = \frac{250 \times 4000^2}{6} = 667 \times 10^6$$

استفاده از اجزای لبه الزامی نیست  $\rightarrow s.q \leq 0.2f'_c = 6$

$$A = 250 \times 4000 = 10^6$$

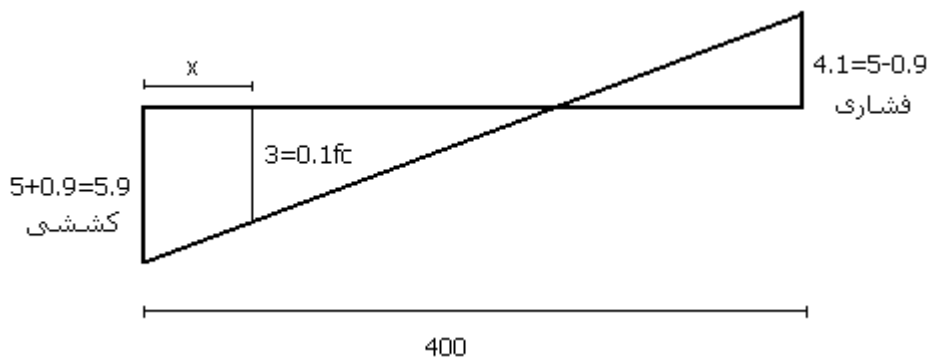
$$\alpha = \frac{N_u}{h l_w \phi_s f'_c} = 0.05$$

$$A_{st} = 24 * 113 = 2712 \quad \omega = \frac{A_{st}}{l_w h} \times \frac{\phi_s f_y}{\phi_s f'_c} = 0.051 \Rightarrow$$

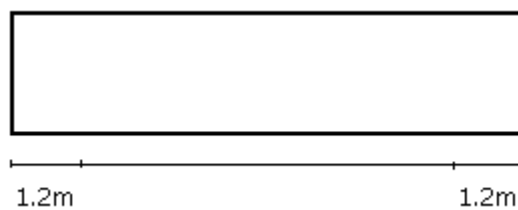
$$\frac{C}{l_w} = \frac{\omega + \alpha}{2\omega + 0.85\beta_1} = 0.122$$

$$M_r = \frac{1}{2} A_{st} + \phi_s f_y l_w \left( 1 + \frac{N_u}{A_{st} \phi_s f_y} \right)$$

ادامه گام ۵ با فرض استفاده از اجزای لبه الزامی است:



$$\delta_{(x)} = \frac{10}{400} \times X - 5.9 = -3 \Rightarrow X = 116cm \cong 1.2m$$



$$mm^2 A_{st} = \frac{T}{\phi_s f_y} = 3517$$

$$Z = 4 - 1.2 = 2.8m$$

$$n = \frac{A_{st}}{1\phi 20} = 11.2 \cong 12 \Rightarrow 12\phi 20$$

$$C = \frac{M_u}{Z} + N_u = 2096$$

$$\%1(\rho) = \frac{12\phi 20}{1200 \times 250} = 0.013 (\%3)$$

$$T = \frac{M_u}{Z} = 1196$$

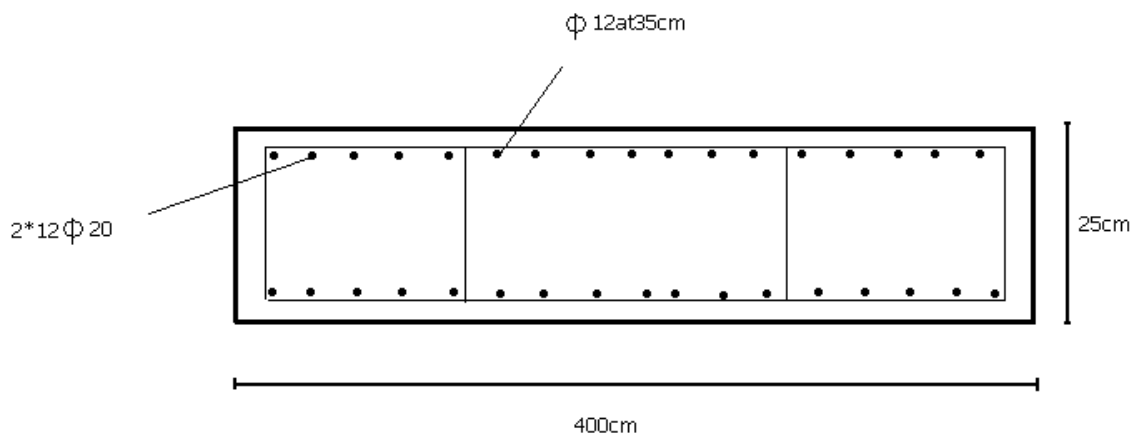
$$\left. \begin{array}{l} \text{اگر } \rho > 3\% \leftarrow \text{دمبل} \\ \text{اگر } \rho < 1\% \leftarrow \rho = 1\% \end{array} \right\}$$

$$A_{ST} \phi_s f_y = T$$

$$(A_g - A_{ST}) \times 0.85 \phi_c f'_c + A_{ST} \phi_s f_y = C$$

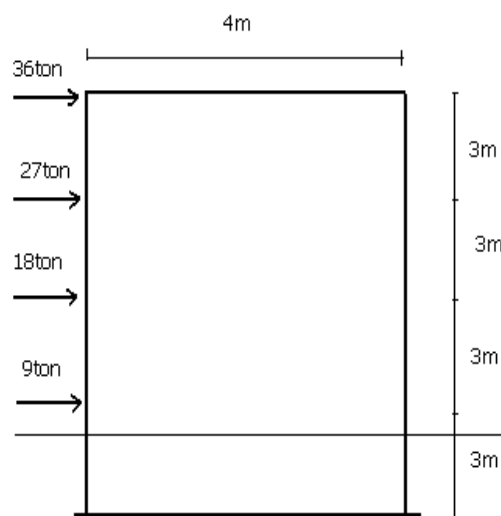
$$C = 2096 \geq 5813 \text{ KN}$$

معمولاً طراحی اجزای لبه بر مبنای نیروی کششی  $T$  انجام می شود سپس امکان تحمل نیروی فشاری  $C$  توسط جزء لبه بررسی می گردد در صورتی که جواب نداد آرماتور اضافه می کنیم (تقویت)



مثال ۲: مطلوبست طراحی دیوار برشی زیر:

$$(h = 0.25 \text{ m}, f'_c = 25 \text{ Mpa}, f_y = 400 \text{ Mpa})$$



ابتدا در مقطع بحرانی، برش و خمش را محاسبه می کنیم، مقطع بحرانی فاصله  $\frac{l_w}{2}$ ,  $\frac{h_w}{2}$  از پایه قرار دارد:

$$\frac{h_w}{2} = 6m$$

$$\frac{l_w}{2} = 2m$$

$$V_u = 9 + 18 + 27 + 36 = 90 \text{Ton} = 900 \text{KN}$$

$$\text{KN.m } M_u = 9 \times 1 + 18 \times 4 + 27 \times 7 + 36 \times 10 = 630 \text{T.m} = 6300$$

\* طراحی برای برش:

$$V_c = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.65 \times 0.2 \phi_c \sqrt{f'_c} h d + \frac{N_u d}{5 l_w} \\ 1.65 \times 0.2 \times 0.6 \sqrt{25} \times 250 \times 0.8 \times 4000 + \frac{2000 \times 0.8 \times 4 \times 10^3}{5 \times 4} = 1112 \text{KN} \\ \left[ 0.6 \times \phi_c \sqrt{f'_c} + \frac{0.12 \phi_c \sqrt{f'_c} + 0.15 \frac{N_u}{l_w k}}{\left( \frac{M_u}{V_u l_w} - \frac{1}{2} \right) > 0} \right] \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow V_c = 1112 \text{KN}$$

$$\frac{V_c}{2} = 556 \leq V_u = 900 \text{KN} \langle V_c = 1112$$

$$\Rightarrow \rho_h = \rho_h = 0.0025$$

افقی

$$A_{st(H)} = 0.0025 \times 12000 \times 250 = 7300 \text{mm}^2$$

فائق

$$A_{st(V)} = 0.0025 \times 4000 \times 250 = 2500 \text{mm}^2$$

$$S_{\max} = \min \left[ \begin{array}{l} \frac{l_w}{3} = \frac{4000}{3} = 1333 \\ 3h = 3 \times 250 \\ 350 \text{mm} \end{array} \right.$$

mm 33×2T 12 @ 330

آرماتور افقی در دو لایه

mm 11×2T 12 @ 330

آرماتور قائم در دو لایه

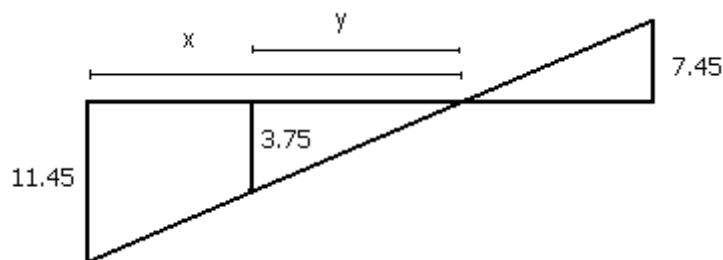
\* کنترل جزء لبه:

$$\delta = \frac{P}{A} \pm \frac{M_c}{I} = \frac{2000}{4 \times 0.25} \pm \frac{6300 \times 2 \times 12}{0.25 \times 4^3} = 11.45 \text{ Mpa}$$

$$0.2f'_c = 0.2 \times 25 = 5 \text{ Mpa}$$

پس جزء لبه می خواهیم، جزء لبه که تنش فشاری بتن از  $0.15f'_c$  بیشتر می شود، شروع می گردد.

$$\text{Mpa } 0.15f'_c = 3.75$$



$$\frac{x}{11.45} = \frac{4-x}{7.45} \Rightarrow x = 2.433 \text{ m}$$

$$\frac{y}{2.423} = \frac{3.75}{11.450} \Rightarrow y = 0.7936 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \text{طول جزء لبه} = 1.62 \text{ m} \cong 1.7 \text{ m}$$

$$m Z = 4 - 1.7 = 2.3$$

فشاری

$$C = N_u + \frac{M_u}{Z} = 2000 + \frac{6300}{2.3} = 4740 \text{ KN}$$

کششی

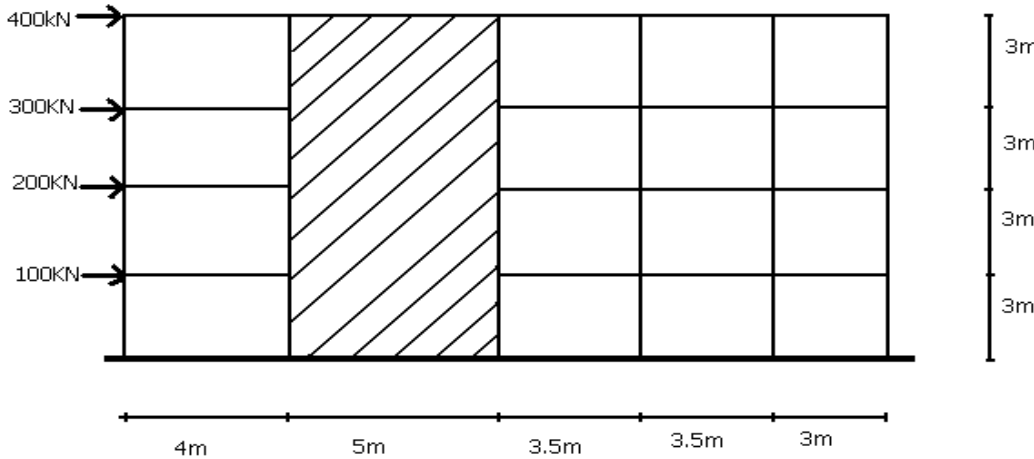
$$T = \frac{M_u}{Z} = \frac{6300}{2.3} = 2740 \text{ KN}$$

طراحی جزء لبه برای کشش:

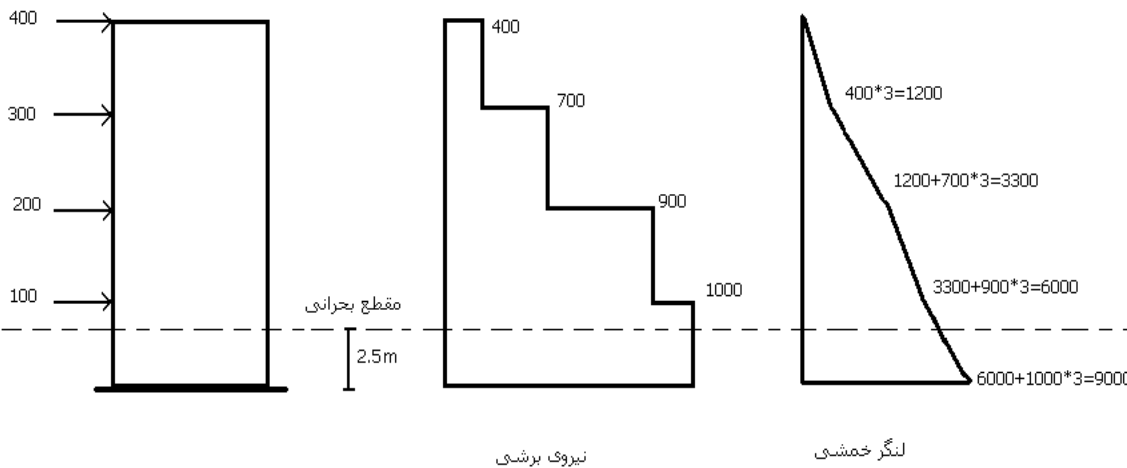
$$mm \rightarrow 2 \times 13 \phi 20 @ 140 \text{ mm}^2 A_s = 3060 \quad A_s \phi_s f_y = 2740 \times 10^3 = T \Rightarrow$$

## مثال 3:

نمای جانبی یک قاب ساختمانی در شکل نشان داده شده است. پایداری قاب در برابر بارهای جانبی توسط یک دیوار برشی به ضخامت 25cm تامین می گردد. دیوار نشان داده شده به صورت کامل تحلیل و طراحی گردد. مصالح c30 و 300 بوده شرایط محیطی متوسط و آرماتور  $\Phi 8$  می باشد. نیروی محوری دیوار برشی در هر طبقه  $P_L = 100KN$ ,  $P_D = 200KN$  می باشد



گام ۱) تحلیل دیوار و تعیین برش و خمش در مقطع بحرانی: با فرض آن که کل بارهای جانبی وارد بر سازه توسط دیوار برشی تحمل گردد دیاگرام لنگر خمشی و نیروی برشی دیوار ترسیم می گردد سپس مقادیر نیروها در مقطع بحرانی تعیین می شود.



مقطع بحرانی به فاصله ی  $\min \left\{ \frac{l_w}{2}, \frac{h_w}{2} \right\}$  از پای دیوار قرار دارد مقادیر برش و خمش در مقطع بحرانی محاسبه

میگردد:

$$\min \left\{ \frac{l_w}{2}, \frac{h_w}{2} \right\} = \min \left\{ \frac{5}{2}, \frac{12}{2} \right\} = 2.5m$$

$$V_e = 1000KN, Ne = 0$$

$$M_e = 6000 + 1000(3 - 2.5) = 6500KN.M$$

مقادیر داده شده ناشی از نیروی زلزله می باشند بنابراین با اندیس e نشان داده شده اند. به دلیل نیروی زلزله در دیوار برشی خمش و برش ایجاد می شود اما نیروی محوری وجود ندارد. نیروی محوری در این دیوارها به واسطه ی بارهای ثقلی ایجاد می گردد.

$$N_D = 4P_D = 800KN, \quad V_D = 0 \quad M_D = 0$$

$$N_L = 4P_L = 400KN, \quad V_L = 0 \quad M_L = 0$$

بنابر این بارهای نهایی ضریب دار در مقطع بحرانی قابل محاسبه اند ترکیبات بارگذاری زیر بررسی می گردد:

$$1) \quad 1.25D + 1.5L$$

$$2) \quad D + 1.2L + 1.2E$$

$$3) \quad 0.85D + 1.2E$$

ترکیب بار (۱) در دیوار برشی بحرانی نیست بنابراین دو حالت بعدی بررسی می گردد:

$$N_{w2} = 800 + 1.2 \times 400 = 1280KN$$

$$V_{w2} = 1.2 \times 1000 = 1200KN$$

$$M_{w2} = 1.2 \times 6500 = 7800KN.M$$

ترکیب بار (۲ و ۳):

$$N_{w3} = 0.85 \times 800 = 680KN$$

$$V_{w3} = 1.2 \times 1000 = 1200KN$$

$$M_{w3} = 1.2 \times 6500 = 7800KN.M$$

گام ۲) محاسبه ی  $V_C$ :

به دلیل متغیر بودن مقدار بارها در ترکیبات بارگذاری مختلف در صورت استفاده از روش دقیق برای محاسبه ی  $V_C$  مقدار آن برای هر ترکیب بار به صورت مجزا محاسبه می گردد:

$$V_C = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.65 \times 0.2 \phi_c \sqrt{f'_c} h d + \frac{N_u d}{5 l_w} \\ 0.06 \phi_c \sqrt{f'_c} + \frac{0.12 \phi_c \sqrt{f'_c} + 0.15 \frac{N_u}{l_w h}}{\left( \frac{M_u}{V_u l_w} - \frac{1}{2} \right)} \end{array} \right\} h d$$

ترکیب بار (۲):

$$V_c = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.65 \times 0.2 \times 0.6 \sqrt{30} \times 250 \times 4000 + \frac{1280 \times 10^3 \times 4000}{5 \times 5000} = 1290 \text{KN} \\ \left[ 0.06 \times \sqrt{30} + \frac{0.12 \times 0.6 \sqrt{30} + 0.15 \frac{1280 \times 10^3}{5000 \times 250}}{\left( \frac{7800 \times 10^6}{1200 \times 5000 \times 10^3} - \frac{1}{2} \right)} \right] \times 250 \times 4000 = 1014 \text{KN} \end{array} \right. \Rightarrow V_{c2} = 1014 \text{KN}$$

ترکیب بار (۳):

$$V_c = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.65 \times 0.2 \times 0.6 \sqrt{30} \times 250 \times 4000 + \frac{680 \times 10^3 \times 4000}{5 \times 5000} = 1194 \text{KN} \\ \left[ 0.06 \sqrt{30} + \frac{0.12 \times 0.6 \sqrt{30} + 0.15 \frac{680 \times 10^3}{5000 \times 250}}{\left( \frac{7800 \times 10^6}{1200 \times 5000} - \frac{1}{2} \right)} \right] \times 250 \times 4000 = 1014 \text{KN} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow V_{c3} = 1014 \text{KN}$$

برای تکمیل بحث محاسبه ی برش مقاوم بر مبنای روش ساده نیز انجام می گردد:

$$V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c'} h d = 657 \text{KN}$$

همانطور که مشاهده می شود مقدار بدست آمده از روش دقیق بیش از مقدار بدست آمده از روش ساده و محافظه کارانه است:

$$V_u = 1200 \text{KN} \geq V_c = 924 \text{KN}$$

پس برای کنترل برش به خاموت نیز نیاز است.

گام (۳): محاسبه ی آرماتور برشی:

$$V_s = V_u - V_c = 1200 - 924 = 276 \text{KN}$$

$$\rho_n = \frac{v_s}{\rho_s f_y h d} = \frac{276 \times 10^3}{0.85 \times 300 \times 250 \times 4000} = 0.0011 \not\geq 0.0025 \Rightarrow \rho_n = 0.0025$$

$$\varphi_v = 0.0025 + 0.5 \left( 205 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\varphi_n - 0.0025) = 0.0025$$

$$S_1 = S_2 = \frac{A_v}{h \varphi_v} = \frac{2\phi 8}{250 \times 0.0025} = 161 \text{ mm}$$

$$S_{\max} = \min \begin{cases} \frac{l_w}{3} = \frac{5000}{3} = 1667 \text{ mm} \\ 3h = 750 \text{ mm} \\ 350 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow S_{\max} = 350 \text{ mm}$$

بنابراین انتخاب می شود:

2ϕ8 @ 16cm

گام (۴): کنترل استفاده از اجزای لبه:

$$A = 250 \times 5000 = 1.25 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{250 \times 5000^2}{6} = 1042 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

ترکیب بار (۱):

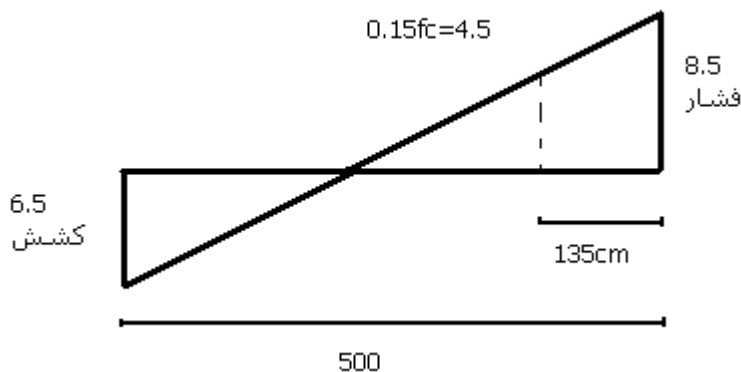
$$\sigma = \frac{M_U}{S} + \frac{N_U}{A} = \frac{7800 \times 10^6}{1042 \times 10^6} + \frac{1280 \times 10^3}{1.25 \times 10^6} = 8.5 \geq 0.2f'$$

ترکیب بار (۲):

$$\sigma = \frac{M_U}{S} + \frac{N_U}{A} = \frac{7800 \times 10^6}{1042 \times 10^6} + \frac{680 \times 10^3}{1.25 \times 10^6} = 8 \geq 6$$

بنابر این استفاده از اجزای لبه الزامی است:

گام (۵): طراحی خمشی با فرض استفاده از اجزای لبه:



$$\sigma(a) = \frac{(8.5 + 6.5)}{500} \times x - 8.5 = -4.5 \Rightarrow x = 133 \text{ cm} \approx 135 \text{ cm}$$

به دلیل بحرانی بودن ترکیب بار (۲) این ترکیب بار بررسی می گردد:

$$Z = l_w - 1.35 = 5 - 1.35 = 3.65m$$

$$C = \frac{M_U}{Z} + N_U = \frac{7800}{3.65} + 1280 = 3417KN$$

$$T = \frac{M_U}{Z} = 2137KN$$

مقدار آرماتور کششی مورد نیاز بر مبنای نیروی T محاسبه می گردد:

$$A_{st} = \frac{T}{\phi_s f_y} = \frac{2137}{0.85 \times 300} = 8380mm^2$$

$$n = \frac{A_{st}}{1\phi 25} = \frac{8380}{491} = 17.06 \approx 18\phi 20$$

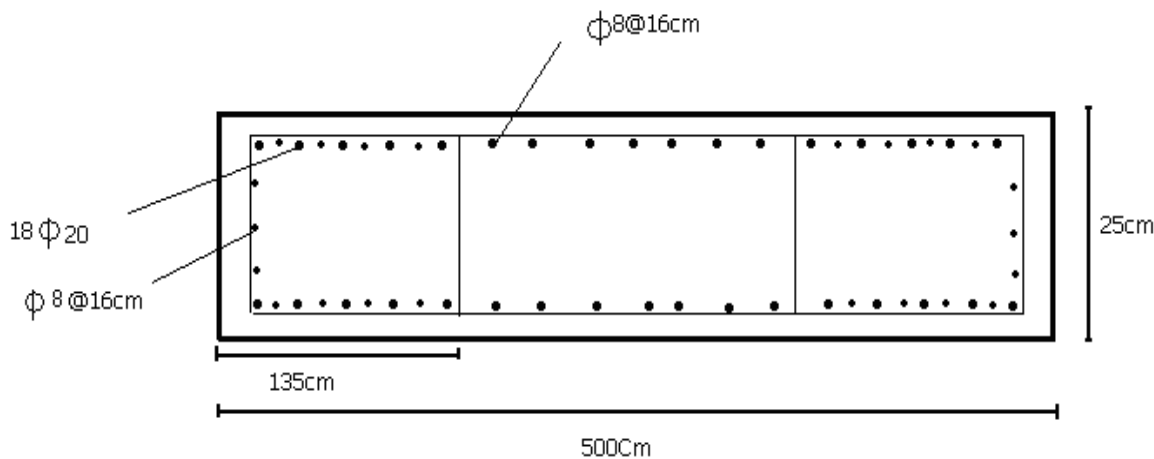
درصد آرماتور کنترل می گردد:

$$\%1 \leq \phi = \frac{18\phi 25}{1350 \times 250} = \%2.6 \leq \%3$$

سپس جزء لبه ی مورد نظر برای تحلیل نیروی فشاری محاسبه می گردد:

$$\begin{aligned} P_r &= (A_g - A_{st}) 0.85 \phi_c f'_c + A_{st} \phi_s f_y \\ &= (1350 \times 250 - 8838) 0.85 \times 0.6 \times 30 + 8838 \times 0.85 \times 300 \\ &= 5029 + 2254 = 7283KN \\ &\Rightarrow P_r \geq C \end{aligned}$$

پس آرماتورهای کششی برای تحمل نیروی فشاری نیز کفایت می کند:

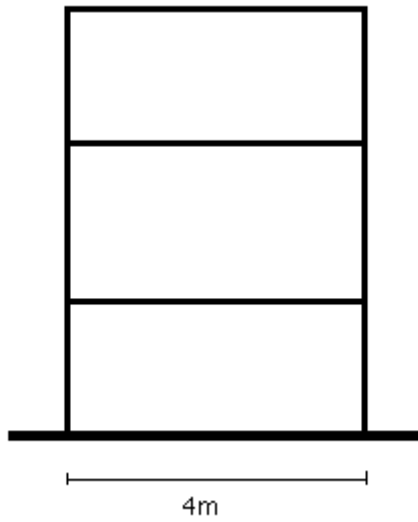


مثال 4: مطلوبست طراحی دیوار برشی با مشخصات زیر

$$V_1 = 100, V_2 = 250, V_3 = 300$$

$$h_1 = h_2 = h_3 = 3.1m, L_w = 4m$$

$$P_L = 0, P_D = 300KN, C_{30}, S_{400}$$



گام اول :

$$1) h_w = h_1 + h_2 + h_3 = 3.1 + 3.1 + 3.1 \Rightarrow h_w = 9.3m$$

$$2) \begin{cases} D + 1.2L + 1.2E \\ N_u = 3 \times 300 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} P_u = 300KN \\ N_u = 900KN \end{cases}$$

$$3) x = \min \left[ \frac{4}{2}, \frac{9.3}{2} \right] \Rightarrow x = 2m$$

$$4) \begin{aligned} V_u &= 100 + 250 + 300 \Rightarrow V_u = 650KN \\ M_u &= [300(9.3 - 2)] + [250(6.2 - 2)] + [100(3.1 - 2)] \Rightarrow M_u = 3350KN.M \end{aligned}$$

گام دوم :

$$d = 0.8 \times 4 \Rightarrow d = 3.2m, \quad h = 25cm$$

$$V_c = 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{30} \times 250 \times 3200 \Rightarrow V_c = 526KN$$

گام سوم :

$$V_s = 650 - 526 \Rightarrow V_s = 124 \text{ KN}$$

$$P_n = \frac{124 \times 10^3}{0.85 \times 300 \times 250 \times 3200} \Rightarrow P_n = 0.000607 < 0.0025 \Rightarrow P_n = 0.0025$$

$$P_v = 0.0025 + \left[ 0.5 \left( 2.5 - \frac{9300}{4000} \right) (0.0025 - 0.0025) \right] \Rightarrow P_v = 0.0025$$

گام چهارم :

$$S_{\max} = \min \begin{cases} \frac{4000}{3} = 1333.34 \text{ mm} \\ 3 \times 250 = 750 \text{ mm} \\ 350 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow S_{\max} = 350 \text{ mm}$$

$$S_1 = \frac{2\Phi 12}{250 \times 0.0025} \Rightarrow S_1 = 362 \text{ mm}$$

$$S_2 = \frac{2\Phi 12}{250 \times 0.0025} \Rightarrow S_2 = 362 \text{ mm}$$

$$A = 250 \times 4000 = 10 \times 10^5$$

$$S = 250 \times \frac{4000^2}{6} = 667 \times 10^6$$

$$\sigma = \frac{3350 \times 10^6}{667 \times 10^6} + \frac{900 \times 10^3}{10 \times 10^5} \leq 0.2 \times 30 \Rightarrow 5.9 < 6$$

گام پنجم :

$$\alpha = \frac{900 \times 10^3}{4000 \times 250 \times 0.6 \times 30} \Rightarrow \alpha = 0.05$$

$$W = \frac{2500}{250 \times 4000} \times \frac{0.85 \times 400}{0.6 \times 30} \Rightarrow W = 0.047$$

$$A_{ST} = 0.0025 \times 250 \times 4000 = 2500$$

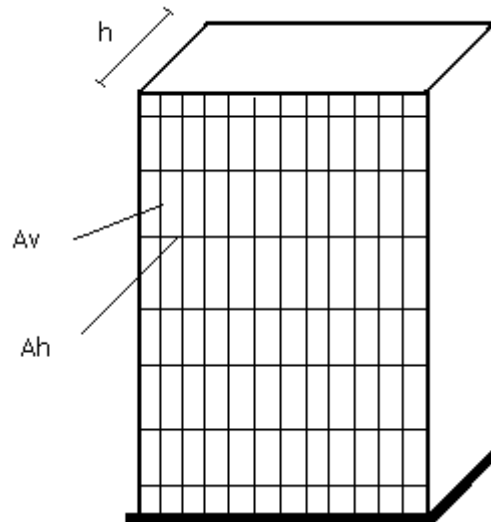
$$\frac{C}{L_w} = \frac{0.047 + 0.05}{(2 \times 0.047) + (0.85 \times 0.85)} = 0.047$$

$$M_r = \frac{1}{2} \times 2500 \times 0.85 \times 400 \times 4000 \left( 1 + \frac{900 \times 10^3}{2500 \times 0.85 \times 400} \right) (1 - 0.119)$$

$$\Rightarrow M_r = 3083.5 \text{ KN.M}$$

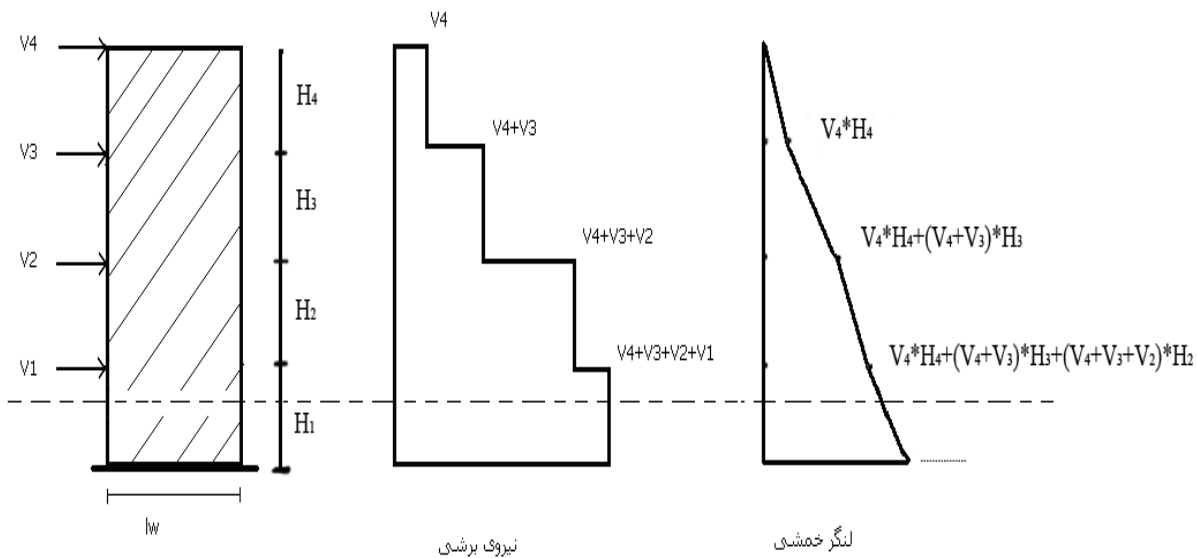
## ۳- الگوریتم طراحی دیوار برشی :

دیوار برشی مانند یک تیر طره عمیق می باشد که باید برای برش و خمش طراحی گردد. در صورتی که ارتفاع دیوار برشی نسبت به طول آن چندان زیاد نباشد معمولاً برش تعیین کننده است از طرف دیگر دیوار برشی نسبتاً بلند باشد معمولاً خمش نسبت به برش تعیین کننده تر است.  
\* ضخامت دیوار معمولاً بین ۲۰ تا ۳۰ cm می باشد.



الف) طراحی برشی

گام اول : تحلیل سازه :



نیروی برشی

لنگر خمشی

۱- مقطع بحرانی :

$$x = \min \left[ \frac{l_w}{2}, \frac{h_w}{2} \right]$$

$$h_w = h_1 + h_2 + h_3$$

$$P_U = D + 1.2L + 1.2E$$

$$N_U = n \times P_U$$

$$V_U = V_1 + V_2 + V_3 + \dots$$

$$M_U = V_1(h_w - x) + V_2(h_w - x) + \dots$$

گام دوم: محاسبه  $V_c$   
الف) روش دقیق:

$$V_c = \min \left\{ \begin{array}{l} V_c = 1.65 \times (0.2 \times \phi_c \sqrt{f'_c}) hd + \frac{N_u d}{5l_w} \\ V_c = \left[ 0.06 \phi_c \sqrt{f'_c} + \frac{0.12 \phi_c \sqrt{f'_c} + 0.15 \frac{N_u}{l_w h}}{\left( \frac{M_u}{V_u l_w} - \frac{1}{2} \right)} \right] hd \end{array} \right.$$

- در رابطه دوم اگر عبارت  $\left( \frac{M_u}{V_u l_w} - \frac{1}{2} \right)$  منفی شد  $V_c$  را از رابطه اول محاسبه می کنیم.

ب) روش ساده شده:

$$N_u = 0 \text{ یا فشاری } N_u \text{ اگر } \rightarrow V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f'_c} hd$$

$$\text{اگر } N_u \text{ کششی} \rightarrow V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f'_c} \left( 1 - \frac{N_u}{3A_g} \right) hd$$

$$d = 0.8l_w$$

$$A_g = l_w \times h$$

h: ضخامت دیوار

Ag: سطح مقطع کل دیوار

حال خواهیم داشت:

$$1) \text{ if } V_U \leq \frac{V_c}{2} \Rightarrow$$

$$P_h \text{ در صد آرماتور افقی} = \begin{cases} \text{if } : f_y \geq 400, d_b \leq 16 \rightarrow P_h = 0.002 \\ \text{if } : \text{سایر میلگردها} \rightarrow P_h = 0.0025 \\ \text{if } : d_b \leq 16, \rightarrow P_h = 0.002 \end{cases}$$

$$P_v \text{ در صد آرماتور عمودی} = \begin{cases} \text{if } : f_y \geq 400, d_b \leq 16 \rightarrow P_v = 0.0012 \\ \text{if } : \text{سایر میلگردها} \rightarrow P_v = 0.0015 \\ \text{if } : d_b \leq 16, \rightarrow P_v = 0.0012 \end{cases}$$

$$2) \text{ if } \frac{V_c}{2} \leq V_U \leq V_c \Rightarrow (P_h = 0.002, P_v = 0.0025)$$

$$3) \text{ if } V_u > V_c \Rightarrow$$

$$V_s = V_u - V_c$$

$$\rho_h = \frac{V_s}{\phi f_y h d} \geq 0.0025$$

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.002$$

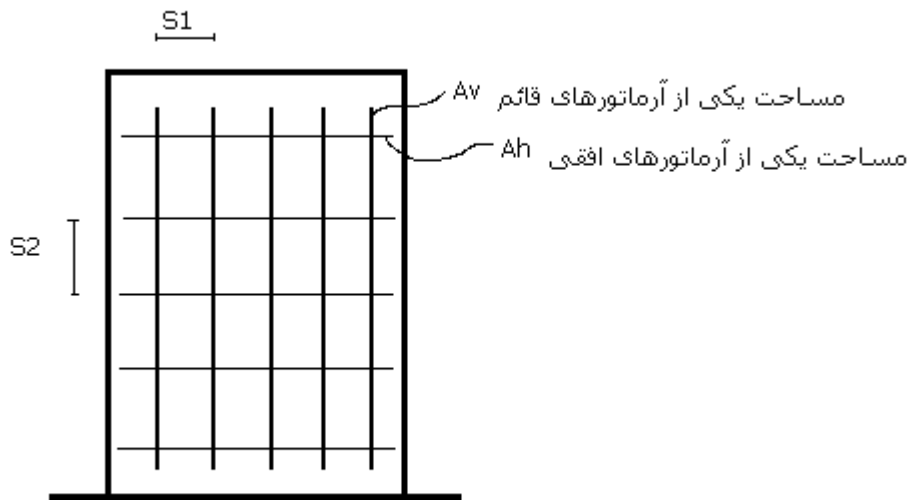
گام سوم: تعیین آرایش آرماتورها

فاصله ی آرماتورهای قائم:

$$S_1 = \frac{2A_v}{h \rho_v} \leq S_{\max}$$

فاصله ی آرماتورهای افقی:

$$S_2 = \frac{2A_h}{h \rho_h} \leq S_{\max}$$



(ب) طراحی خمشی:

گام چهارم: کنترل لزوم استفاده از اجزای لبه

اگر رابطه ی زیرقرار باشد نیازی به اجرای لبه نیست.

$$\sigma = \frac{M_u}{S} + \frac{N_u}{A} \leq 0.2f'_c$$

$$A = h.l_w$$

$$S = h \times \frac{l_w^2}{6}$$

در این صورت محاسبه  $M_r$  و طراحی خمشی از روابط زیر صورت می گیرد:

$$M_r = \frac{1}{2} A_{ST} \phi_s f_y l_w \left( 1 + \frac{N_U}{A_{ST} \phi_s f_y} \right) \left( 1 - \frac{C}{l_w} \right)$$

$$\alpha = \frac{N_U}{l_w \cdot h \cdot \phi_c f'_c}$$

$$W = \frac{A_{ST}}{l_w \cdot h} \times \frac{\phi_s f_y}{\phi_c f'_c}$$

$$A_{ST} = P_v \cdot h \cdot l_w$$

$$\frac{C}{l_w} = \frac{W + \alpha}{2W + 0.85\beta_1}$$

مقدار  $M_u$  را که از تحلیل سازه محاسبه شد با مقدار  $M_r$  محاسبه شده در بالا مقایسه نموده و در صورتی که  $M_r > M_u$  باشد مقطع در برابر خمش جوابگو است در غیر اینصورت مقطع در برابر خمش باید تقویت شود. برای تقویت مقطع تعداد آرماتور قائم اضافه می شود.

۲- اگر رابطه زیر برقرار باشد آنگاه استفاده از اجرای لبه الزامی است.

$$\sigma = \frac{N_U}{A} + \frac{M_U}{S} > 0.2f'_c$$

در ابتدا محل اجزای لبه مشخص می گردد. اجزای لبه از تقاطعی شروع می شود که تنش فشاری بتن از  $0.1f'_c$  بیشتر شود سپس پارامتر  $Z$  تعیین می شود (فاصله مرکز تا مرکز اجزای لبه)، در این صورت محاسبه  $M_r$  و طراحی خمشی بصورت کوپل نیروی فشاری و کششی از روابط زیر صورت می گیرد:

$$C_1 = \frac{M_U}{Z} + N_U$$

$$T = \frac{M_U}{Z}$$

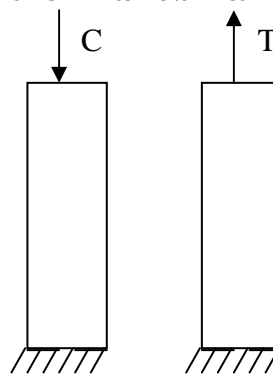
$$A_{ST} = \frac{T}{\phi_s f_y} \Rightarrow n = \frac{A_{ST}}{A_b} \Rightarrow \frac{A_{ST}}{bd} > 1\%$$

$$C_2 = \left[ (A_g - A_{ST}) 0.85\phi_c f'_c \right] + A_{ST} \phi_s f_y$$

$$A_g = bd$$

$$C_2 \geq C_1$$

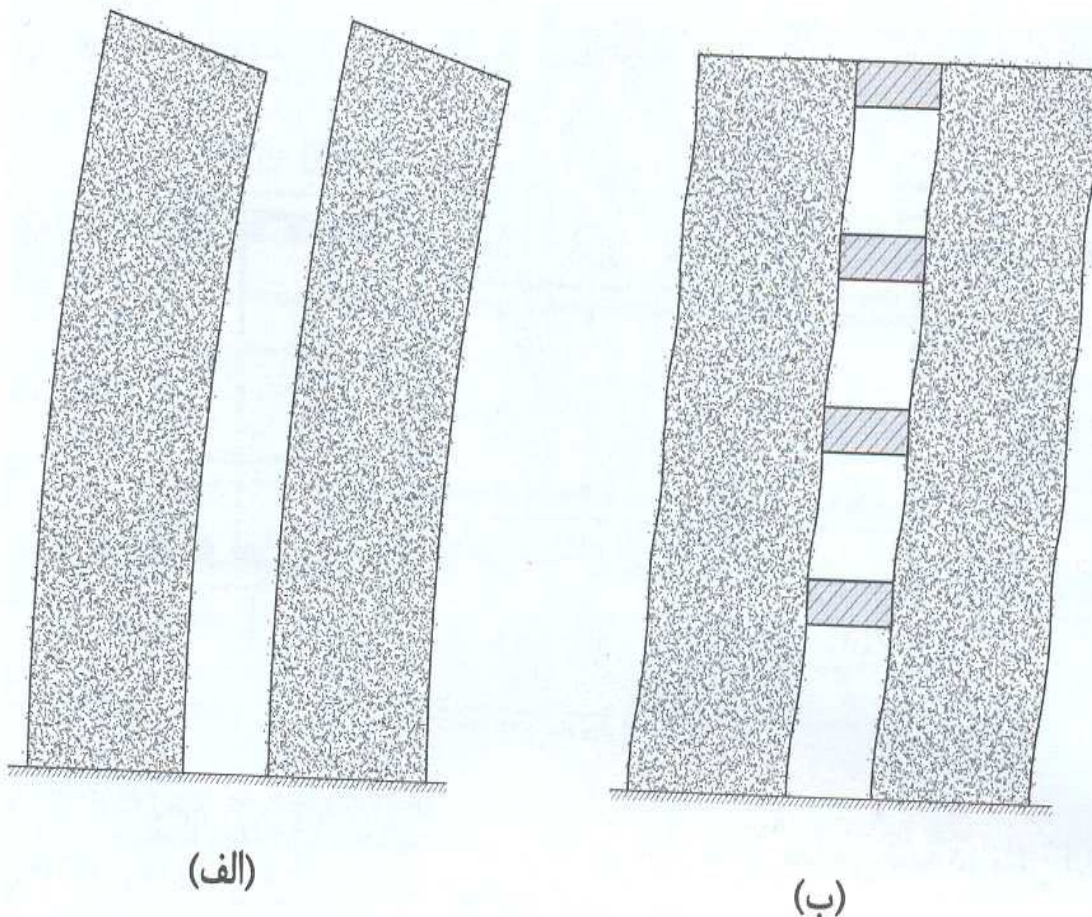
در صورتی که  $C_2 < C_1$  بدین معناست که ضخامت دیوار  $h$  باید افزایش یابد که در اینصورت مقطع دیوار بصورت دمبلی شکل خواهد شد



## ۴- دیوارهای برشی هم بسته و تیرهای هم بند :

دو دیوار برشی مجزا و مجاور را که به دلیل وجود بازشوهای بزرگ از یکدیگر جدا شده اند میتوان به وسیله ی اعضای سازه ای مقاوم در مقابل بارهای محوری و لنگرهای خمشی به یکدیگر متصل نمود. در این حالت دیوارهای برشی متصل شده به یکدیگر به نام "دیوارهای برشی هم بسته" یا "دیوارهای برشی ممزوج" و تیر رابط به نام تیر "هم بند" یا "تیر پیوند" خوانده می شود. سختی ترکیبی دو دیوار برشی هم بسته از جمع سختی آن دو دیوار به صورت مجزا بیشتر است. دیوارهای برشی هم بسته تغییر شکل جانبی ساختمان و نیز میزان لنگرهای خمشی طراحی در دیوار را کاهش می دهد.

در شکل زیر دو دیوار برشی مجاور به صورت مجزا و به صورت هم بسته نشان داده شده است. در این شکل ملاحظه می شود که تغییر شکل دیوارهای برشی مجزا و دیوارهای برشی هم بسته کاملاً با هم متفاوت است. در حقیقت دو دیوار برشی مجاور و مجزا تغییر شکل خمشی از خود نشان می دهند. در حالی که تیر هم بند با انتقال برش و لنگر خمشی بین دو دیوار رفتار دیوارهای برشی هم بسته را به رفتار قاب خمشی نزدیک کرده و تغییر شکل جانبی را نیز به تغییر شکل برشی نزدیک می کند. سختی تیر رابط (تیر پیوند یا تیر هم بند) تاثیر به سزایی در رفتار دیوارهای برشی هم بسته دارد به طوری که اگر سختی آن کم باشد رفتار مجموعه به رفتار دو دیوار برشی مجزا و اگر سختی تیر پیوند کاملاً زیاد باشد رفتار مجموعه به رفتار یک دیوار برشی کامل و پیوسته در محدوده ی آن دو دیوار نزدیک می شود.

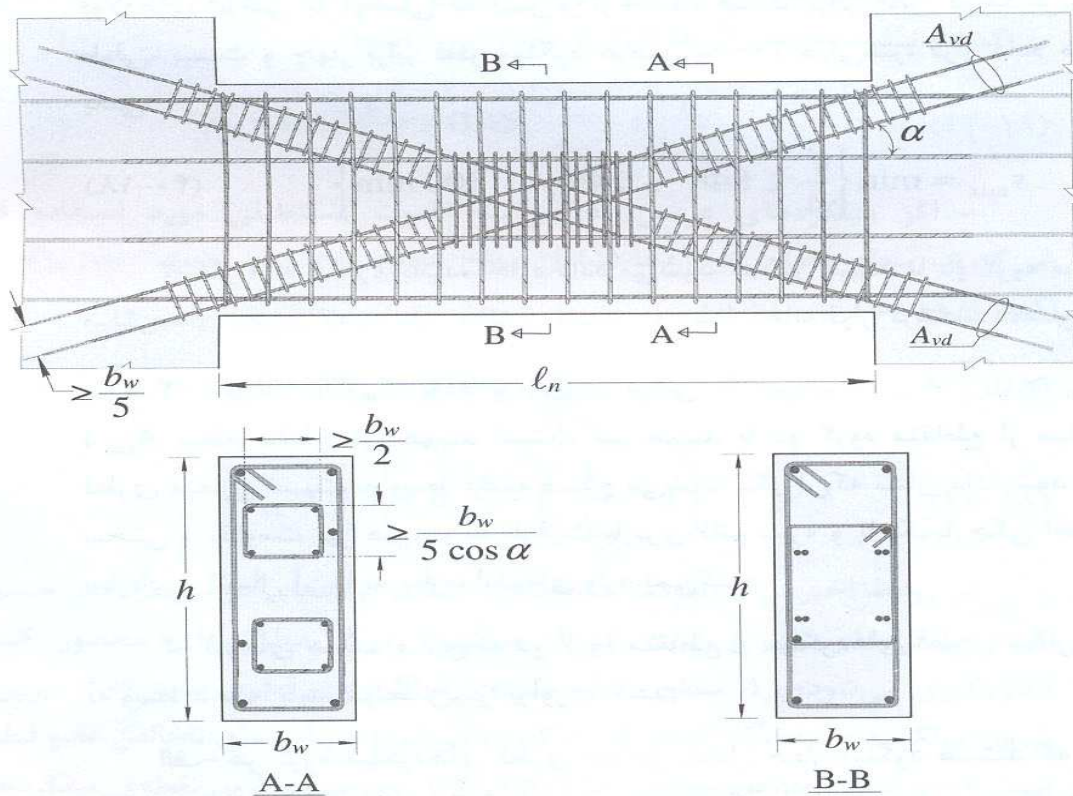
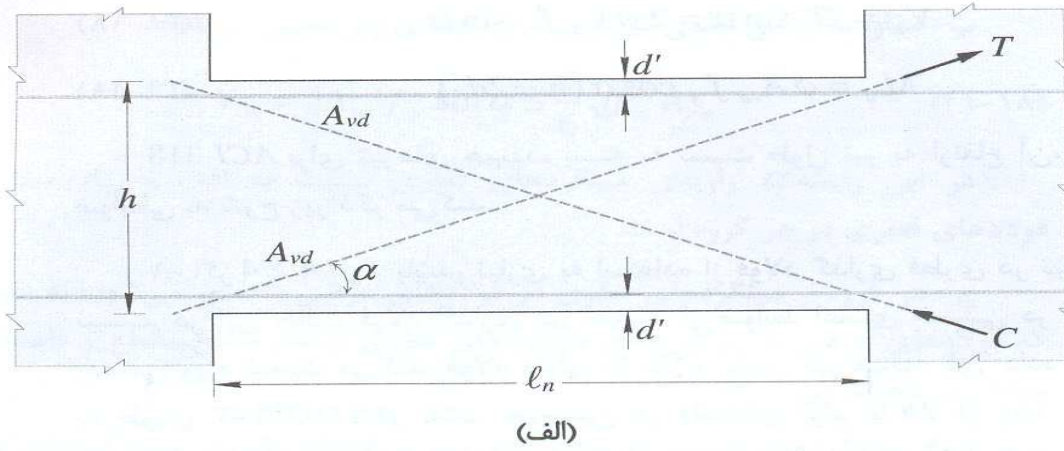


از آنجا که تیر هم بند نیروی برشی قابل توجهی را از یک دیوار برشی با عملکرد کنسولی به دیوار برشی دیگر انتقال می دهد تغییر شکل برشی زیادی در آن به وقوع می پیوندد. در نتیجه این تیر در زلزله سریعاً تخریب می شود. تحقیقات نشان داده است که قرار دادن میلگرد های قطری طولی و عرضی در تیر هم بند تاثیر به سزایی در بهبود رفتار این تیر در بارهای تناوبی دارد. این فولاد گذاری همان طور که در شکل زیر قسمت الف نشان داده شده است به صورت خرپا عمل کرده و نیروی کششی  $T$  و نیروی فشاری  $C$  را منتقل می کند. به طوری که این عملکرد می تواند منجر به انتقال نیروی برشی  $V$  و لنگر خمشی  $M$  به صورت زیر شود :

$$T = C = \Phi A_{vd} f_y$$

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

$$M_u = \Phi A_{vd} f_y \cos \alpha (h - 2d')$$



شکل ۱۸-۱۳ الف) عملکرد خرابایی فولادهای قطری در تیر همبند؛ ب) فولاد گذاری آیین نامه ای در تیر همبند

۵- آیین نامه ی بتن ایران در مورد دیوارهای سازه ای و تیرهای هم بند

## ۵-۱- ضوابط عمومی و فولاد حداقل:

ضخامت دیوار حداقل 150mm اختیار میشود. در دیوارهای سازه ای باید تا حد امکان از ایجاد بازشوهای بزرگ خودداری کرد. و در صورت ضرورت وجود بازشوهای با ابعاد بزرگ موقعیت هندسی آنها را طوری در نظر گرفت که دیوار بتواند به صورت دیوارهای "هم بسته" عمل کند. در غیر این صورت باید به کمک تحلیل دقیق یا آزمایش اثر وجود بازشو را در عملکرد دیوار بررسی نمود.

در طراحی دیوارهای با مقطع U و T عرض موثر بال که در هر قسمت از بر جان اندازه گیری می شود نباید در محاسبات بیش از کمترین مقدار از نصف فاصله ی بین جان دیوار تا جان دیوار مجاور و ده درصد ارتفاع کل دیوار در نظر گرفته شود.

در دیوارهای سازه ای حداقل نسبت فولاد در هر یک از دو امتداد قائم و افقی  $0.0025$  منظور می شود. در حالتی که نیروی برشی نهایی موجود در مقطع دیوار کمتر از  $0.5A_{cV}V_c$  باشد حداقل فولاد مورد نیاز در دیوار بر اساس ضوابطی تعیین می شود. در عبارت فوق  $V_c = 0.2\Phi_c \sqrt{f_c}$  بوده و  $A_{cV}$  مساحت مقطع بتنی دیوار است که به ضخامت جان و طول مقطعدر امتداد نیروی برشی محدود می شود.

در دیوارهایی که نیروی برشی نهایی آنها از  $A_{cV}V_c$  بیشتر شود به کارگیری دو شبکه میلگرد در هر یک از دو جهت متعامد الزام است. نسبت میلگرد های قائم در هیچ ناحیه از طول دیوار نباید از ۴ درصد بیشتر باشد. فاصله ی میلگرد ها در هر دو امتداد قائم و افقی نباید بیش از 350mm اختیار شود.

## ۵-۲- تیرهای هم بند و دیوارهای هم بسته:

جهت ایجاد عملکرد سازه ای واحد برای دو دیوار سازه ای مجاور و مجزا و یا برای اجزای دو طرف بازشو در دیوارهای شامل بازشوهای بزرگاز تیرهای رابط با شکل پذیری زیاد به نام "تیرهای هم بند" استفاده می شود. در این حالت دیوارهایی که به هم متصل می شوند به نام "دیوارهای هم بسته" خوانده می شوند. رعایت ضوابط این قسمت فقط برای دیوارهای سازه ای با شکل پذیری زیاد لازم است. این ضوابط برای تیرهای هم بند که نیروی برشی نهایی در آن ها بیشتر از  $2A_{cV}V_c$  بوده و نسبت طول دهانه ی آزاد به ارتفاع آن ها  $3.0 < \frac{l_n}{h}$  باشد ذکر می گردد. در غیر این صورت فولاد گذاری تیر هم بند مطابق ضوابط متداول قطعات خمشی انجام می گیرد. در هر حال عرض تیر هم بند حداقل باید 200mm باشد.

مقاومت برشی در تیر هم بند تماما به وسیله ی میلگردهای قطری و متقارن که به صورت ضربدری و متقارن در سراسر طول تیر ادامه داده می شوند تامین می گردد. این میلگرد های قطری در دیوارهای دو طرف تیر هم بند در طولی برابر ۱.۵ برابر طول گیرایی میلگرد مهار می شوند. سطح مقطع مجموع فولاد های قطری در هر یک از شاخه های ضربدری  $A_{vd}$  از رابطه ی زیر تعیین می شود:

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

در این رابطه  $V_u$  نیروی برشی نهایی در مقطع تیر هم بند و  $\alpha$  زاویه ی بین میلگردهای قطری و محور طولی تیر است. مقاومت خمشی تامین شده توسط میلگردهای قطری را می توان در محاسبه ی ظرفیت خمشی تیر هم بند منظور نمود.

فولاد قطری در تیر هم بند باید به وسیله ی میلگرد های عرضی به صورت مارپیچ یا خاموت با قطر حداقل ۸ میلی متر محصور شوند. فاصله ی حداکثر این میلگردهای عرضی به صورت زیر تعیین می شود: در این رابطه  $\Phi_L$  قطر کوچکترین میلگرد قطری در تیر هم بند و  $\Phi_T$  قطر تنگ یا مارپیچ به کار رفته در تیر هم بند است

$$S_{max} = \{8\Phi_L, 24\Phi_T, 125mm\}$$