

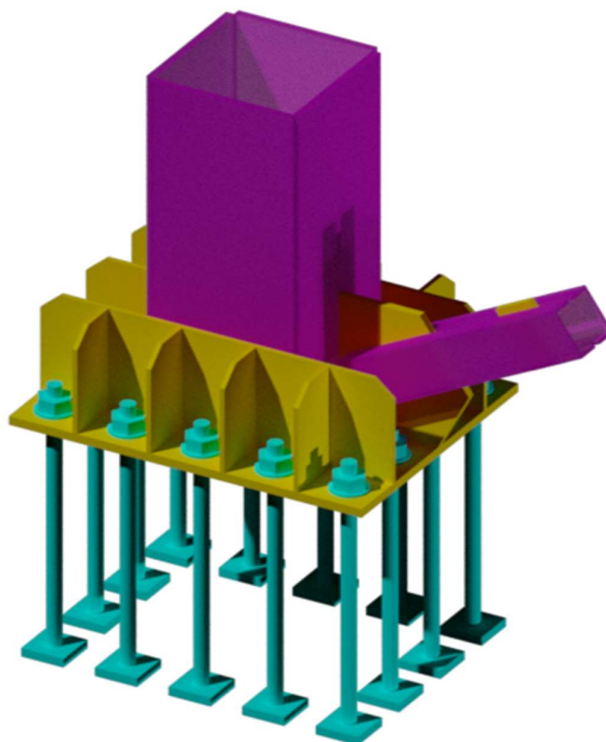
## 1 طراحی کف ستون

### 1.1 معرفی

یکی از حساس ترین بخش های تشکیل دهنده سازه های فولادی محل اتصال ستون های آن به پی است. چرا که در این نقاط کلیه بار های وارد بر سازه، پس از جمع شدن در کف ها، تیرها و نهایتا ستون ها، از طریق ورق کف ستون به فونداسیون منتقل می شود. برای طراحی کف ستون ها از کتاب طراحی سازه های فولادی مجتبی ازهری و سید رسول میر قادری استفاده شده است.

حالات زیر برای انتقال نیرو از ستون به پای کف ستون لحاظ می شود.

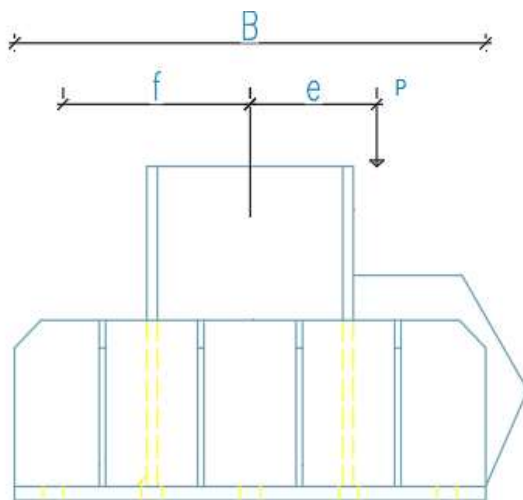
1. برون محوری صفر  $e = \frac{M}{P}$
2. برون محوری کم  $e = \frac{M}{P} \leq B/6$
3. برون محوری بزرگ  $e = \frac{M}{P} > B/6$



## 1.2 نمونه محاسبات کف ستون

در این ساختمان کف ستون ها در 10 تیپ طراحی شده است. که بعنوان نمونه نحوه محاسبات تیپ BP\_3 در ادامه گزارش آمده است. اتصال ستون Box 350X20 و بادبند 2UNP140 و ستون در در لبه کناری است.

$$Z_c = 3815 \text{ cm}^2, \quad Z_{br} = 214, \quad A_c = 280 \text{ cm}^2, \quad A_{br} = , \quad H = 320 \text{ cm}$$



### 1.2.1 مشخصات اولیه مواد

تنش نهایی فولاد  $f_u = 3700 \text{ kg/cm}^2$  تنش تسلیم فولاد  $f_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$

تنش نهایی میل مهار  $f_u = 8154 \text{ kg/cm}^2 = 800 \text{ Mpa}$

مقاومت مشخصه بتن  $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$  ,  $f_u = 3700 \text{ kg/cm}^2$  ,  $E70 F_{ue} = 4900 \text{ kg/cm}^2$  الکتروود

### 1.2.2 نیرو های طراحی کف ستون

در کلیه ستون های باربر و غیر باربر لرزه ای، کف ستون ها باید دارای مقاومت موجود کافی حداقل برابر مقاومت مورد نیاز زیر که باید بطور همزمان در نظر گرفته شوند، باشند!

#### 1. مقاومت محوری مورد نیاز

مقاومت محوری مورد نیاز کف ستون های اعضای باربر لرزه ای نباید از بزرگترین دو مقدار زیر کوچکتر در نظر گرفته شود

- عکس العمل قائم در محل کف ستون ناشی از ترکیبات بارگذاری شامل زلزله تشدید یافته

<sup>1</sup> بند 10-3-2-14 مبحث دهم مقررات ملی ساختمان

• عکس العمل قائم در محل کف ستون ناشی از زلزله محدود به ظرفیت مقرر شده در الزامات تحلیل سیستم باربر لرزه ای

تبصره عکس العمل قائم در محل کف ستونهای اعضایی که بخشی از سیستم باربر لرزه ای نیستند میتواند بر اساس ترکیبات متعارف بارگذاری تعیین شود

### II. مقاومت خمشی مورد نیاز

مقاومت خمشی مورد نیاز کف ستونهای اعضای باربر لرزه ای باید به شرح زیر بر اساس مجموع مقاومت مورد نیاز خمشی اعضای فولادی به کف ستون در نظر گرفته شود:

- برای مهار بندها، مقاومت خمشی مورد نیاز اتصال عضو مهاربندی به کف ستون در صورت رعایت جزئیات سازگاری ورق اتصال با کمانش خارج از صفحه
- برای ستون های دارای اتصال خمشی به شالوده کوچکترین دو مقدار حداکثر مقاومت خمشی مورد انتظار ستون مطابق رابطه  $1.1R_y F_y Z_c / \alpha_c$  و لنگر خمشی محاسبه شده بر اساس ترکیبات بارگذاری شامل زلزله تشدید یافته. تبصره: برای ستون های دارای اتصال مفصلی از مقاومت خمشی پای ستون صرف نظر می شود.

### III. مقاومت برشی مورد نیاز

مقاومت برشی مورد نیاز کف ستون های اعضای باربر لرزه ای باید به شرح زیر بر اساس مجموع مقاومت مورد نیاز مولفه افقی اعضای فولادی متصل به ورق کف ستون به دست آید ولی در هر حال نباید از  $F_y Z_c / (\alpha_s H)$  ستون کمتر باشد. H ارتفاع طبقه و  $\alpha_s$  برابر 1 در روش LRFD است.

- برای مهاربند ها مولفه افقی مقاومت محوری مورد نیاز اتصال عضو مهاربندی
- برای ستونها کوچکترین دو مقدار  $2R_y F_y Z_c / (\alpha_s H)$  و نیروی برشی محاسبه شده بر اساس ترکیبات بارگذاری شامل زلزله تشدید یافته.

### 1.2.3 نیرو های طراحی

نیرو های محوری برشی و خمشی ناشی از زلزله تشدید یافته به قرار زیر است.

$$P_u = 191 \text{ or } -150 \text{ T}, V_{ux1} = 30 \text{ T}, V_{uy1} = 2.6 \text{ T}, M_{ux1} = 29 \text{ T.m}, M_{uy1} = 1.1 \text{ T.m}$$

$$P_u = 191 \text{ or } -150 \text{ T}, V_{ux2} = 5.8 \text{ T}, V_{uy2} = 10 \text{ T}, M_{ux2} = 3.5 \text{ T.m}, M_{uy2} = 4 \text{ T.m}$$

در هر ترکیب بارگذاری تشدید یافته نیروی برشی و لنگر خمشی دو طرفه وجود خواهد داشت. برای اثر دادن لنگر دو محوره و برش دو محوره میتوان بیشترین مقدار نیرو را در راستای مورد نظر برداشت کرد و سپس نیروی متناظر متعامد در آن ترکیب بار را نیز برداشت کرد. به همین جهت یکبار در راستای X بیشترین نیرو ناشی از زلزله تشدید یافته را برداشت میکنیم و متناظر با آن نیرو در راستای Y نیروی مورد نظر را نیز برداشت میکنیم. این روند را برای راستای Y هم تکرار میکنیم.

\*\*\* دقت داشته باشید چنانچه نیروی محوری کششی در ترکیبات بارگذاری ظاهر شود باید طراحی بیس پلیت با نیروی کششی نیز امتحان شود. \*\*\*

در طراحی دستی برای خمش دو محوره نیازمند روابط الاستیسیته و پلاستیسیته در ورق ها هستیم. به منظور ساده کردن تحلیل میتوان جذر مجموع مربع دو لنگر را بعنوان لنگر خمشی تک محوره اعمال کرد. در نرم افزار های تحلیل مثل آیدیا استاتیکا میتوان لنگر دو محوره را منظور کرد و از نتایج دقیق تری بهره برد.

$$V_{ux} = \sqrt{V_{ux1}^2 + V_{uy1}^2} = 30.1 T, \quad M_{ux} = \sqrt{M_{ux1}^2 + M_{uy1}^2} = 29.02 T.m$$

$$V_{uy} = \sqrt{V_{ux2}^2 + V_{uy2}^2} = 11.5 T, \quad M_{uy} = \sqrt{M_{ux2}^2 + M_{uy2}^2} = 5.31 T.m$$

با توجه به روابط فوق در نهایت برای نیرو های طراحی محوری برشی و خمشی تشدید یافته داریم:

$$P_{ue} = 191 T \text{ or } -150, \quad V_{uex} = 30.1 T \text{ x موازی محور}, \quad M_{uex} = 29.02 T.m$$

$$P_{ue} = 191 T \text{ or } -150, \quad V_{uey} = 11.5 T \text{ y موازی محور}, \quad M_{uey} = 5.31 T.m$$

با توجه به بند 4-2-4 باید برای دو حالت خمش و برش نیروهای حالت ظرفیت نهایی مقطع را نیز بدست بیاوریم و در مقایسه با نیرو های تشدید یافته هر کدام کمتر است بعنوان نیروی طراحی استفاده می شود.

برای نیروی خمشی داریم:

$$M_{u3} = 1.1R_y F_y Z_c / \alpha_c = \frac{1.1 \times 1.15 \times 2400 \times 3815}{1} = 115852340 = 115.8 T.m$$

$$M_{u3,brace,x} = R_y Z_{br} F_y = 1.25 \times 2400 \times 214 = 5.13 T.m$$

برای نیروی برشی داریم:

$$V_{u3} = 2R_y F_y Z_c / (\alpha_s H) = 2 \times 1.15 \times 2400 \times \frac{3815}{1 \times 320} = 65808 = 65.8 T > F_y Z_c / (\alpha_s H)$$

$$V_{u3,brace,x} = 0.9F_y A_{br} \text{Cos}\varphi = 15 T \text{ بند } 6 - 1 - 4 - 3 - 10 \text{ الف}$$

$\varphi$  زاویه راستای بادبند با محور افقی =

\*\*\* با توجه به اینکه به پای ستون بادبند متصل است طبیعتا اثر آن در محاسبات وجود دارد. \*\*\*

همان طور که اشاره شد از میان نیرو های ناشی از ترکیبات بار تشدید یافته و ظرفیت نهایی مقطع کمترین مقدار برای طراحی انتخاب میشود و با ظرفیت اقلام دیگر متصل به ستون مثل بادبند ها جمع میشود. ظرفیت خمشی بادبند را با هر دو جهت جمع میزنیم.

$$P_{ue} = 191 \text{ T or } - 150, \quad V_{ux} = 30.1 + 15 = 45.1, \quad M_{uex} = 29.02 + 5.13 = 34 \text{ T.m}$$

$$P_{ue} = 191 \text{ T or } - 150, \quad V_{uy} = 11.5 \text{ T y موازی محور}, \quad M_{uey} = 5.31 + 5.13 = 10.5 \text{ T.m}$$

### 1.2.4 تحلیل و طراحی

حالت های مختلف قرار گیری ستون بر روی بیس پلیت ( احتمال بوجود آمدن لنگر ناشی از خروج از محوریت ستون نسبت به بیس پلیت ) و همچنین وجود نیروی محوری کششی میتواند بر روی روش های تحلیل و آنالیز بیس پلیت تاثیر بگذارد.

### 1.2.5 تعیین ابعاد کف ستون

تعیین ابعاد کف ستون نیازمند حدس اولیه است. این حدس باید بر الزامات اجرایی استوار باشد. بعنوان مثال ابعاد کف ستون باید بگونه ای انتخاب شود که فاصله مهار ها از یکدیگر، بعد جوش و طول جوش لازم برای سخت کننده ها و ورق اتصال بادبند، فاصله قطعات سخت کننده از یکدیگر و از مهار ها الزامات آئین نامه ای و همچنین الزامات اجرا در کارگاه و سایت را لحاظ کند. برای ستون لبه ای که به بادبند متصل است باید در راستای بادبند طول جوش لازم فراهم شود. همچنین موقعیت قرار گیری ستون بدلیل بهره گیری هر چه بیشتر از فضای زمین ملک به وجه کناری فونداسیون نزدیک می شود.

در راستای بادبند طول جوش لازم برابر بیست سانتی متر می باشد. فاصله ستون از لبه کف ستون در وجه کناری فونداسیون برابر حداقل ده سانتی متر لحاظ می شود ( برآوردن درز انقطاع و الزامات اجرایی مهار ها و سخت کننده ها ). در وجه ازاد همراستا با لبه فونداسیون میتوان حداقل ده تا پانزده سانتی متر فاصله ازاد بین لب کف ستون تا ستون در نظر گرفت.

با توجه به توضیحات فوق برای ابعاد اولیه بیس پلیت داریم:

$$x = 89 \text{ cm}, y = 69 \text{ cm} \quad x = \text{بعد در راستای } x, \quad y = \text{بعد در راستای } y$$

با توجه به ابعاد کف ستون و محل قرار گیری ستون حول محور  $x$  خمش ناشی خروج از محوریت آکس ستون نسبت به کف ستون نخواهیم داشت

#### 1.2.5.1 ترکیب 1

$$P_{ue} = 191 \text{ T or } - 150, \quad V_{ux} = 45.1 \text{ T}, \quad M_{uex} = 34 \text{ T.m}$$

$$e = 17.8 \text{ cm} \text{ با نیروی کششی}, \quad e = 22.6 \text{ cm} \text{ با نیروی فشاری}$$

#### 1.2.5.2 ترکیب 2

$$P_{ue} = 191 \text{ T or } - 150, \quad V_{uy} = 11.5 \text{ T y موازی محور}, \quad M_{uey} = 10.5 \text{ T.m}$$

$$e = 7 \text{ cm} \text{ با نیروی کششی}, \quad e = 5.5 \text{ cm} \text{ با نیروی فشاری}$$

## 1.2.6 تحلیل کف ستون

مطابق با راهنمای AISC در حالت نیروی محوری فشاری اگر خروج از محوریت نیرو از مقدار بحرانی  $e_{cr}$  کمتر باشد تنش کششی در مهارها پدیدار نمی شود و تنش زیر بیس پلیت از روابط زیر به طور تقریبی محاسبه می شود.

### 1.2.6.1 ترکیب بار 1 در حالت فشاری

$B$  = بعد در راستای محور خمش ،  $D$  = بعد عمور بر محور خمش

$$e_{cr} = \frac{B}{2} - \frac{P_u}{2f_{p,max}D} = \frac{89}{2} - \frac{191000}{2 \times \phi \times 0.85 \times f'_c \times 69} = 36 e < e_{cr}$$

$$f_{p,max} = \phi \times 0.85 \times f'_c, \phi = 0.65, \quad f_{p,max} = 165.75 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_p = \frac{P_u}{D(B - 2e)} = 63 \frac{kg}{cm^2} \quad (1 - 1) \quad \text{تنش زیر کف ستون}$$

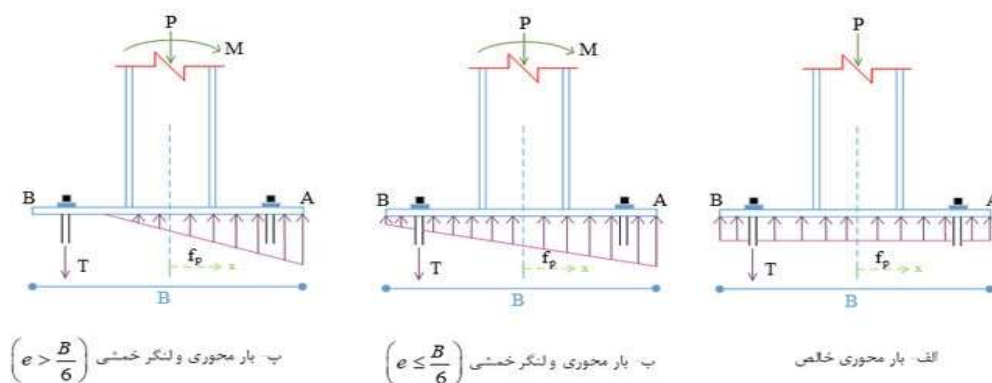
### 1.2.6.2 ترکیب بار 2 در حالت فشاری

$$e_{cr} = \frac{B}{2} - \frac{P_u}{2f_{p,max}D} = \frac{69}{2} - \frac{191000}{2 \times \phi \times 0.85 \times f'_c \times 89} = 6.47 e < e_{cr}$$

$$f_{p,max} = \phi \times 0.85 \times f'_c, \phi = 0.65, \quad f_{p,max} = 165.75 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_p = \frac{P_u}{D(B - 2e)} = 38 \frac{kg}{cm^2} \quad (1 - 1) \quad \text{تنش زیر کف ستون}$$

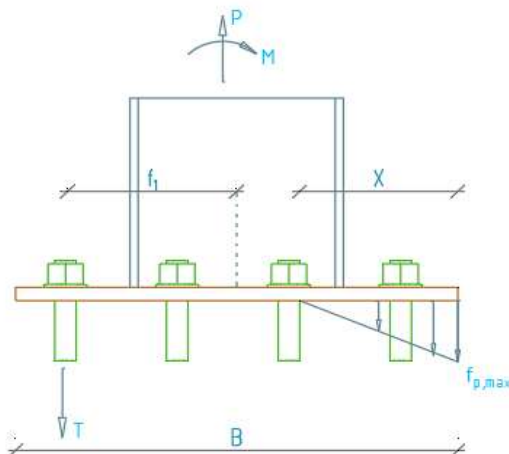
بدلیل اینکه  $e < e_{cr}$  میتوانیم از رابطه (1 - 1) استفاده کنیم



$$f_p = \frac{P}{BD} \pm \frac{M_{ux}y}{BD^3} \pm \frac{M_{uy}x}{B^3D} = x = \frac{B}{2}, y = \frac{D}{2} \quad (1 - 2)$$

$$e = \frac{M_u}{P_{ue}}$$

بدلیل اینکه نیروی کششی محوری داریم نمیتوانیم از روابط (2 - 1) استفاده کنیم. برای تحلیل کف ستون باید با کمک از روابط همسازی کرنش ها و معادلات تعادل بهره ببریم. در حالت لنگر خمشی و نیروی محوری کششی روابط تحلیل بیس پلیت به شرح زیر است. برای حل معادله (3 - 1) نیازمند مفروض داشتن مجموع سطح مقطع میل مهار ها و ابعاد بیس پلیت است.



### 1.2.6.3 ترکیب بار 1 در حالت نیروی کششی

$$x^3 + a_1x^2 + a_2x + a_3 = 0, \quad e = \left| \frac{M}{P} \right| = 17.8 \text{ cm} \quad (1-3)$$

$$a_1 = -3\left(e + \frac{B}{2}\right), \quad a_2 = -\frac{6nA_s}{D}(e - f), \quad a_3 = -a_2\left(\frac{B}{2} + f\right)$$

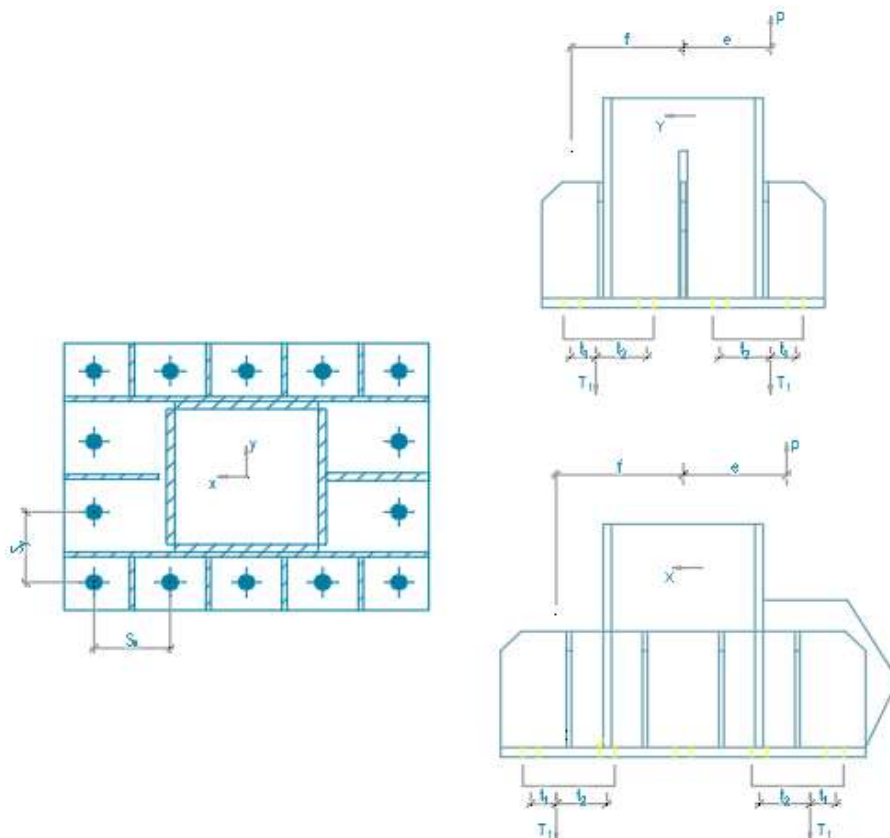
$$\Rightarrow f_p = \frac{2P(e - f)}{xD\left(\frac{B}{2} + f - \frac{x}{3}\right)}, \quad T = P\frac{e - \frac{x}{3} + \frac{B}{2}}{\frac{B}{2} + f - \frac{x}{3}}$$

$$B = 89, \quad f = 31.3, \quad e = 17.8, \quad a_1 = -186.9, \quad a_2 = 69038, \quad a_3 = -5647308$$

از حل معادله (3 - 1) داریم: برای حل معادله بالا نیاز داریم قطر مهار ها را حدس بزنیم از حدس اولیه فی برابر 36 استفاده شده است. از 4 مهار در وجه راستای  $y$  استفاده میکنیم و 5 مهار در وجه راستای  $x$  جمعا 14 مهار

$$x = \begin{cases} \text{غیر قابل قبول } = 93 > B \\ \Rightarrow \text{غیر قابل قبول } = 46 + 24i \\ \text{غیر قابل قبول } = 46 - 24i \end{cases}$$

از حل معادله (3 - 1) نتیجه میشود فشار زیر بیس پلیت بوجود نمی آید و تمامی میل مهار ها در کشش هستند. باید با فرض عدم فشار زیر بیس پلیت نیروی کششی ایجاد شده در مهار ها را بدست بیاوریم. از این رو داریم.



$$4 \times t_1 = 2 \times (S_x - t_1), \quad S_x = 186 \text{ mm}, \quad t_1 = 62 \text{ mm} \rightarrow f = 37.5 - 6.2 = 31.3$$

$$T_1 = P \left( \frac{1}{2} + \frac{e}{2f} \right) = 118 T \rightarrow \text{سهم هر مهر} = \frac{118}{6} \rightarrow t = 19.6 T$$

$$T_2 = P \left( \frac{1}{2} - \frac{e}{2f} \right) = 32.5 \text{ مهر هر مهر} = \frac{32.5}{6} = 5.41 T$$

$$N_u = T = T_1 + T_2 = 151 T$$

#### 1.2.6.4 ترکیب بار 2 در حالت نیروی کششی

$$x^3 + a_1 x^2 + a_2 x + a_3 = 0, \quad e = \left| \frac{M}{P} \right| = 7 \text{ cm} \quad (1-3)$$

$$a_1 = -3 \left( e + \frac{B}{2} \right), \quad a_2 = -\frac{6nA_s}{D} (e - f), \quad a_3 = -a_2 \left( \frac{B}{2} + f \right)$$

$$\Rightarrow f_p = \frac{2P(e - f)}{xD \left( \frac{B}{2} + f - \frac{x}{3} \right)}, \quad T = P \frac{e - \frac{x}{3} + \frac{B}{2}}{\frac{B}{2} + f - \frac{x}{3}}$$

$$B = 69, \quad f = 22.1, \quad e = 7, \quad a_1 = -124, \quad a_2 = 55720, \quad a_3 = -3443496$$

از حل معادله (1-3) داریم:



$$x = \begin{cases} = 66 < B \text{ قابل قبول} \\ = 28 + 225i \text{ غیر قابل قبول} \Rightarrow f_p = -26 \text{ kg/cm}^2 < 0 \text{ غیر قابل قبول} \\ 28 - 225i \text{ غیر قابل قبول} \end{cases}$$

\*\*\* معادلات بالا با فرض ایجاد بلوک فشار بین فونداسیون و بیس پلیت بدست آمده اند. با توجه به مقدار منفی برای تنش زیر بیس پلیت فرض ابتدایی نادرست است و باید با فرض ایجاد کشش در همه مهارها و عدم تنش فشاری زیر بیس پلیت تحلیل شود \*\*\*

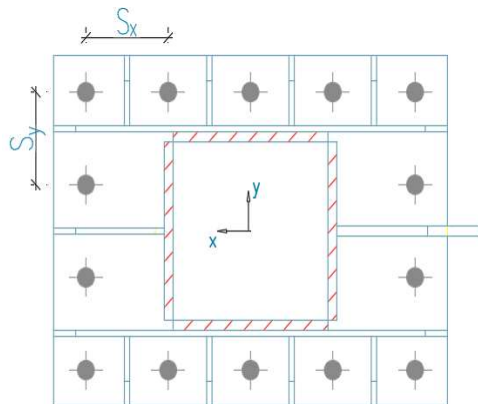
$$5 \times t_1 = 2 \times (S_y - t_1), \quad S_y = 182 \text{ mm}, \quad t_1 = 52 \text{ mm} \rightarrow f = 27.3 - 5.2 = 22.1$$

$$T_1 = P \left( \frac{1}{2} + \frac{e}{2f} \right) = 99.4 \text{ T} \rightarrow \text{سهم هر مهار} = \frac{99.4}{7} = 14.2 \text{ T}$$

$$T_2 = P \left( \frac{1}{2} - \frac{e}{2f} \right) = 51.6 \text{ سهم هر مهار} = \frac{51.6}{7} = 7.4 \text{ T}$$

$$N_u = T = T_1 + T_2 = 151 \text{ T}$$

بیشترین نیروی محوری در مهارها در ترکیب بار 1 در حالت نیروی محوری کششی ایجاد می شود

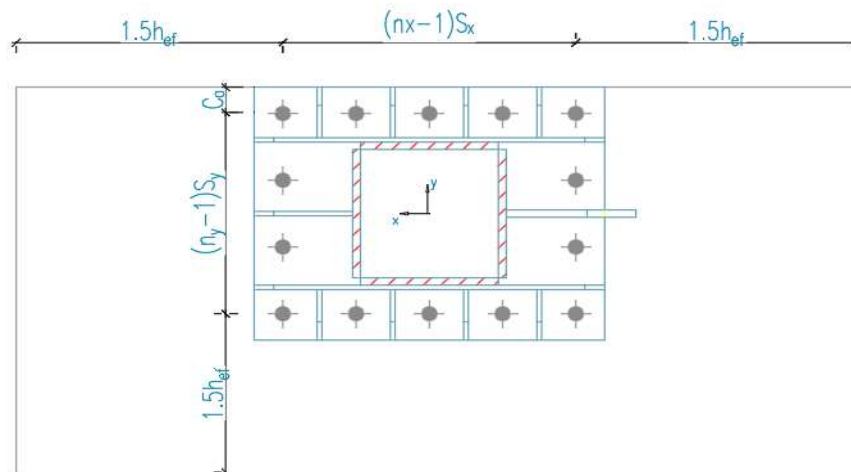


### 1.2.7 کنترل مقاومت میل مهار<sup>۲</sup>

$$N_{sa} = \phi F_{uta} A_{se,N} = 0.75 \times 800 \times \pi/4 \times \left( 36 - \frac{0.9743}{0.5} \right)^2 = 55.7 \text{ T} > 19.6 \text{ T o.k}$$

وجود چهار میل مهار نمره 36 نیز در هر وجه کف ستون جوابگوی نیروی کششی در آنهاست. برای 6 عدد مهار  $N_{sa}$  برابر 334 است

1.2.8 کنترل مقاومت گسیختگی مخروطی بتن مهار در کشش<sup>3</sup>



$$N_{cbg} = \frac{A_{NC}}{A_{NCO}} \psi_{ec,N} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b$$

اگر میل مهارها در فاصله ای کمتر از  $1.5h_{ef}$  از سه وجه لبه بتن قرار داشته باشد مقدار  $h_{ef}$  در محاسبه  $A_{NC}$  از دو مقدار زیر کمتر نباشد.

- a)  $\frac{c_{a,max}}{1.5}$
- b)  $\frac{S}{3}$

$$A_{NCO} = (1.5h_{ef} \times 2)^2$$

$$A_{NCO} = 57.6E5, \quad h_{ef} = 800 \text{ mm} \text{ طول مدفون مهار}$$

$$A_{NC} = ((n_x - 1)S_x + 2 \times 1.5 \times h_{ef})(C_a + (n_y - 1)S_y + 1.5 \times h_{ef}) = 57.15E5$$

$S$  فاصله بین دو مهار متوالی  $n$  تعداد میل مهار در یک گروه میل مهار  $C_a$  برابر فاصله میل مهار تا لبه

$A_{NC}$  و  $A_{NCO}$  مطابق تعریف صفحه 306 مبحث 9 ویرایش 99 محاسبه شده است.

$$nA_{NCO} > A_{NC} \text{ o.k.}, \quad N_b = K_c \lambda_a \sqrt{f_c} h_{ef}^{1.5} = 10 \times 1 \times \sqrt{30} \times 800^{1.5} = 1239354 \text{ N}$$

$$N_b \leq 3.9 \lambda_a \sqrt{f_c} h_{ef}^{\frac{5}{3}}$$

برای پیچ های سردار که  $h_{ef}$  بین 280 تا 650 میلیمتر است (انکور راد های تمام رزوه سردار)  $N_b$  باید در رابطه فوق صدق کند.

<sup>3</sup> بند 9-18-4-2 مبحث 9 ویرایش 99

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{(1 + \frac{2e'_N}{3h_{ef}})} = 0.87 \quad e'_N = 17.3 \text{ cm}, \quad \psi_{c,N} = 1 \quad \rightarrow \text{بتن ترک خورده و برای مهار های تعبیه شده}$$

$$\text{If } C_{a,min} \geq 1.5h_{ef} \quad \psi_{ed,N} = 1 \text{ else } \psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \frac{C_a}{1.5h_{ef}} = 0.71 \quad \psi_{cp,N} = 1 \quad \text{مهار تعبیه شده}$$

$e'_N$  فاصله بین برآیند بار کششی وارد بر گروه مهار تحت کشش و خط مرکزی گروه مهار در کشش که همیشه مثبت است<sup>۴</sup>.

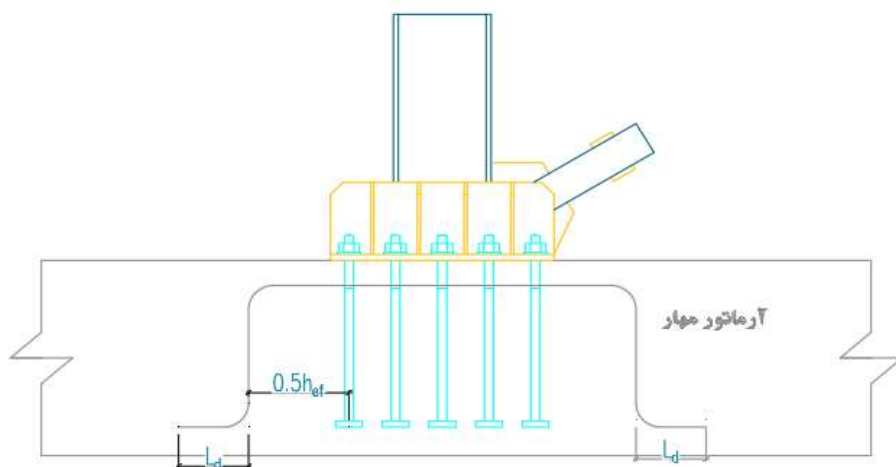
$C_{a,max}$  فاصله محور میل مهار تا لبه بتن. چون بیس پلیت کناری است فاصله مهار از لبه بتن کمتر از  $1.5h_{ef}$  می باشد  
 $C_a = 72$  در نتیجه  $\psi_{ed,N} = 0.75$  است.

$$\varphi N_{cbg} = 0.70 \times \frac{57.15E5}{57.6E5} \times 0.87 \times 0.71 \times 1 \times 1 \times 1239354 = 53.4 \text{ T} < 151 \text{ T}, \quad \frac{N_u}{\varphi N_{cbg}} = 2.2$$

نیروی مقاوم  $\varphi N_{cbg}$  برای گروه میل مهار محاسبه شده است جواب گوی نیروی کششی گروه مهار  $N_u$  بدست آمده از حل معادله (3-1) نمی باشد. همچنین با در نظر گرفتن ارماتور مهار اضافی برای استفاده از  $\varphi$  برابر 0.75 نیز جواب گوی نخواهد بود. باید از ارماتور اضافی مطابق شرح شکل 9-18-3 استفاده کنیم. این ارماتور اضافی با توجه به بند 9-18-4-2-6 طراحی میشود. مطابق با بند مذکور از طرفیت بتن برای تحمل نیروی کششی صرف نظر میشود و صرفاً با ارماتور های مهار که حداکثر در فاصله  $0.5h_{ef}$  از میل مهار ها قرار میگیرند تحمل خواهد شد.  $\varphi$  برابر 0.75 خواهد بود.

$$N_u = \varphi n f_y A_s \rightarrow \text{use } \varnothing 25, \quad n = \frac{1510000}{0.75 \times 400 \times 2 \frac{\pi}{4} 25^2} = 5.02 \quad 6\varnothing 25 \rightarrow \frac{N_u}{T} = 0.88$$

$A_s$  مساحت دو شاخ ارماتور مهار U شکل  $n$  تعداد ارماتور مهار و  $L_d$  برابر طول قلاب



1.2.9 کنترل مقاومت بیرون کشیدگی مهار تعبیه شده<sup>5</sup>

$$N_{pn} = \psi_{c,p} N_p \rightarrow \psi_{c,p} = 1 \text{ ترک خورده}, \quad N_p = 8A_{brg} f'_c, \quad A_{brg} = 100^2 - \frac{\pi}{4} \times 36^2 = 8982 \text{ mm}^2$$

$$N_p = 8 \left( 100^2 - \frac{\pi}{4} \times 36^2 \right) \times 30 = 219 T \quad \varphi N_{pn} = 153.8 T > 23.5 o.k., \quad \varphi = 0.7$$

$$\frac{N_u}{\varphi N_{pn}} = \frac{19.6}{153.8} = 0.14$$

از مهار سر دار استفاده می شود. یک واشر به ابعاد 100 در 100 میلیمتر در انتهای مهار جوش می شود.  $\varphi N_{pn}$  برای شش عدد مهار برابر 922 تن است

مقاومت بیرون زدگی جانبی بتن برای مهار های سردار در کشش<sup>6</sup>

این بند برای مهار هایی است که در نزدیکی لبه های فونداسیون قرار دارند  $h_{ef} \geq 2.5C_{a1}$  ( کف ستون های کناری )

$$N_{sb} = 13\lambda_a C_{a1} \sqrt{f'_c A_{brg}} = 485873,$$

$$\text{If } C_{a2} < 3C_{a1} \text{ برقرار نیست} \rightarrow N_{sb} = \frac{1 + \frac{C_{a2}}{C_{a1}}}{4} \times 13\lambda_a C_{a1} \sqrt{f'_c A_{brg}}$$

$$1 \leq \frac{C_{a2}}{C_{a1}} \leq 3$$

$$\text{If } S < 6C_{a1} \rightarrow S = 182 < 6 \times (72) \downarrow$$

$$\rightarrow N_{sbg} = 0.5 \times \left( 1 + \frac{S}{6C_{a1}} \right) N_{sb} = 35.2 T, \quad \varphi N_{sbg} = 24.6 T > 19.6 \quad \frac{N_u}{\varphi N_{sbg}} = \frac{19.6}{24.6} = 0.79$$

مقاومت بیرون زدگی جانبی بتن جواب گو است.

$$S \text{ فاصله بین مهار در راستای لبه} = 186$$

$$C_{a1} \text{ حداقل فاصله محور میل مهار از لبه} = 72$$

$C_{a2}$  حداقل فاصله میل مهار ها از لبه در راستای عمود بر  $C_{a1}$  = بیس پلیت در گوشه نیست و این عدد از  $3C_{a1}$  بزرگتر است

$\varphi$  برابر 0.7 با فرض عدم استفاده از میلگرد اضافی<sup>7</sup>

<sup>5</sup> بند 9-18-4-3 مبحث 9 ویرایش 99

<sup>6</sup> بند 9-18-4-4 مبحث 9 ویرایش 99

<sup>7</sup> جدول 9-18-2 صفحه 302 مبحث نهم ویرایش 99

1.2.10 کنترل تنش زیر بیس پلیت بر روی فونداسیون<sup>8</sup>

فاصله لبه بیس پلیت از لبه بتن برابر با 0 سانتی متر می باشد.

$$\rightarrow P_p = 0.65 \times 0.85 \times f'_c \times A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} < 1.7f'_c \times A_1$$

$$\text{عمق پی} = 85 \text{ cm} \dots \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 1$$

$A_2$  بر اساس نسبت عمق به عرض 0.5 بدست می آید. در صورتی که کف ستون هم باد وجه کناری فونداسیون باشد نسبت  $\frac{A_2}{A_1}$  باید یک منظور شود. عموماً در پی های گسترده کف ستون های میانی نسبت  $\frac{A_2}{A_1}$  بالا بدست می آید و این بند آئین نامه در مورد کف ستون های کناری میتواند حاکم شود.

در نتیجه برای  $P_p$  داریم :

$$p_p = \min\left(0.65 \times 0.85 \times f'_c \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}, 1.7f'_c\right) = 167 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2},$$

1.2.11 مقاومت فولاد مهار ها در برش<sup>9</sup>

$$V_{sa} = 0.6A_{se}f_{uta} = 0.6 \times \frac{\pi}{4} \times 36^2 \times 800 = 49.8 \text{ T} \rightarrow f_{uta} \leq 860, 1.9f_{ua}$$

$$\phi V_{sa} = 0.65 \times 49.8 = 32.37 \text{ T}$$

اگر برای نصب مهار ها از گروت استفاده شود باید  $V_{sa}$  در 0.8 ضرب شود. مجموعاً 14 عدد مهار 36 خواهیم داریم:

$$V_u = \frac{V_{ux}}{14} = \frac{45.1}{14} = 3.22 \text{ T} < 32.37 \text{ T} \text{ o.k. } \frac{V_u}{\phi V_{cbg}} = \frac{3.32}{32.37} = 0.1$$

$$V_u = \frac{V_{uy}}{14} = \frac{11.5}{14} = 0.82 \text{ T} < 32.37 \text{ T} \text{ o.k. } \frac{V_u}{\phi V_{cbg}} = \frac{0.82}{32.37} = 0.025$$

1.2.12 مقاومت گسیختگی لبه بتن در برش<sup>10</sup>

کنترل این بند برای مهار های است که در فاصله نزدیک از لبه بتن اجرا می شوند.

$$V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \psi_{ec,v} \psi_{ed,v} \psi_{c,v} \psi_{h,v} V_b,$$

<sup>8</sup> بند 8-9-2-10 مبحث دهم ویرایش 01

<sup>9</sup> بند 1-5-18-9 مبحث نهم ویرایش 99

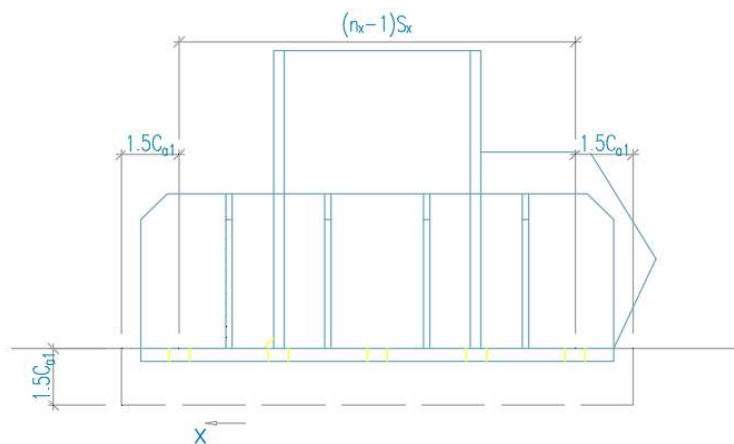
<sup>10</sup> بند 9-18-5-2 مبحث 9 ویرایش 99

$C_{a1}$  نباید از بیشترین مقدار زیر بزرگتر در نظر گرفته شود

- a)  $C_{a,max}/2$
- b)  $\frac{h_a}{1.5}$
- c)  $\frac{S}{3}$

\*\*\*برای مهار های واقع در گوشه  $V_{cbg}$  باید برای هر دو جهت محاسبه شود و کمترین مقدار لحاظ شود. در این مثال مهار ها در لبه کناری قرار دارند. در راستای  $X$  بیس پلیت 4500 میلی متر حداقل از یک طرف با لبه فاصله دارد و در راستای  $Y$  لبه بیس پلیت تا لبه بتن به اندازه عرض کلی فونداسیون است. در صورتی که بیس پلیت در فونداسیون نواری قرار داشته باشد باید نسبت به فواصل لبه بتن تا بیس پلیت هوشیار بود و در محاسبات لحاظ کرد.\*\*\*

کنترل برای نیروی برشی موازی محور  $Y$  ( ترکیب بار 2 )  $V_{uy} = 11.5$



$C_{a1}$  برابر با فاصله لبه بتن تا مهار در راستای نیروی برشی. بیس پلیت در راستای محور  $X$  تا لبه برابر 3000 میلیمتر است. این فاصله تا مهار برابر 4572 می باشد. 72 میلیمتر فاصله مهار تا لبه بیس پلیت در راستای محور  $X$

$C_{a2}$  برابر با فاصله لبه بتن تا مهار در راستای عمود بر نیروی برشی

$$C_{a1} = 72, \quad C_{a1} \leq \max\left(\frac{C_{a,max}}{2}, \frac{h_a}{1.5}, \frac{S}{3}\right) = \max\left(\frac{3072}{2}, \frac{950}{1.5}, \frac{186}{3}\right) = 1536 > h_a$$

$$A_{Vco} = 1.5C_{a1} \times 3C_{a1} = 23328, \quad C_{a1} = 72$$

$$A_{Vc} = (1.5C_{a1} + (n_x - 1)S + 1.5C_{a1}) \times (1.5C_{a1}) = 103680$$

$A_{Vc} < nA_{Vco}$  برقرار است

$$\psi_{ec,V} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2e'_v}{3C_{a1}}\right)}, \quad e'_v = 0, \psi_{ec,V} = 1$$

$$\psi_{ed,V} = 0.7 + 0.3 \frac{C_{a2}}{1.5C_{a1}}, \quad C_{a2} > 1.5C_{a1} \rightarrow \psi_{ed,V} = 1$$

از آرما تور عرضی استفاده نمیکنیم  $\psi_{c,v} = 1$

$$, \text{If } h_a < 1.5C_{a1} \quad \psi_{h,v} = \sqrt{\frac{1.5C_{a1}}{h_a}}, h_a = \text{ضخامت عضوی که مهار در آن قرار گرفته است}$$

$$V_{b1} = 0.6\lambda_a \left(\frac{l_e}{d_a}\right)^{0.2} \sqrt{f'_c d_a} C_{a1}^{1.5} = 18259 \text{ N} \Rightarrow l_e = h_{ef} < 8d_a$$

$$V_{b2} = 3.7\lambda_a \sqrt{f'_c} C_{a1}^{1.5} = 12381 \text{ N} \rightarrow V_b = \min(V_{b1}, V_{b2}) = 1.26 T$$

$$V_{cbg} \Rightarrow \phi V_{cbg} = 0.7 \times \frac{103680}{23328} \times 1 \times 1.26 = 3.92$$

$$= \phi V_{cbg} = 3.92 \rightarrow V_{uy} > \phi V_{cbg} \quad 11.5 > 3.92 \rightarrow ,$$

\*\*\* اگر مقاومت گسیختگی لبه بتن از نیروی برشی گروه مهار در لبه بتن کمتر شد. در نتیجه نیاز به میلگرد تقویتی می باشد. \*\*\*

$$V_s = \frac{V_{uy}}{\phi} - V_{cbg} = 12.5 T$$

$$V_s = f_y A_s n_v, \quad n_v = \text{تعداد مهارها} = \frac{12.5 \times 9.8 \times 1000}{400 \times 1 \times \frac{\pi}{4} \times 14^2} = 1.98 \text{ use } 3\emptyset 14$$

$$\rightarrow \frac{V_{uy}}{\phi V_n}, \phi V_n = \phi V_{cbg} + V_s = 3.92 + \frac{400 \times 1 \times \frac{\pi}{4} \times 14^2 \times 3}{9.8 \times 1000} = 22.76 T, \frac{V_{uy}}{\phi V_n} = 0.5$$

از تعداد 3 عدد آرما تور مهار نمره 14 در راستای محور Y استفاده میکنیم

$$V_{ux} = 45.1 \text{ (ترکیب بار 1)} X$$

$C_{a1}$  برابر با فاصله لبه بتن تا مهار در راستای نیروی برشی. بیس پلیت در راستای محور X تا لبه برابر 3000 میلیمتر است. این فاصله تا مهار برابر 3072 می باشد. 72 میلیمتر فاصله مهار تا لبه بیس پلیت در راستای محور X.

$C_{a2}$  برابر با فاصله لبه بتن تا مهار در راستای عمود بر نیروی برشی

$$C_{a1} = 3072, \quad C_{a1} \leq \max\left(\frac{C_{a,max}}{2}, \frac{h_a}{1.5}, \frac{S}{3}\right) = \max\left(\frac{3072}{2}, \frac{950}{1.5}, \frac{173}{3}\right) = 1536 > h_a$$

$$C_{a1} \leq \max\left(\frac{C_{a,max}}{2}, \frac{h_a}{1.5}, \frac{S}{3}\right) = \max\left(\frac{3072}{2}, \frac{950}{1.5}, \frac{186}{3}\right) = 1536$$

$$A_{Vco} = 1.5C_{a1} \times 3C_{a1} = 106E5, \quad C_{a1} = 1536, C_{a2} = 72,$$

$$A_{Vc} = (1.5C_{a1} + (n_y - 1)S_y + C_{a2}) \times (h_a) = 27.7E5$$

$A_{Vc} < nA_{Vco}$  برقرار است

$$\psi_{ec,V} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2e'_v}{3C_{a1}}\right)}, \quad e'_v = 0, \psi_{ec,V} = 1$$

$$\psi_{ed,V} = 0.7 + 0.3 \frac{C_{a2}}{1.5C_{a1}}, \quad C_{a2} < 1.5C_{a1} \rightarrow \psi_{ed,V} = 0.7$$

از آرماتور عرضی استفاده نمیکنیم  $\psi_{c,V} = 1$

$$\text{If } h_a < 1.5C_{a1} \quad \psi_{h,V} = \sqrt{\frac{1.5C_{a1}}{h_a}} = 1.55, \quad h_a = \text{ضخامت عضو ی که مهار در آن قرار گرفته است}$$

$$V_{b1} = 0.6\lambda_a \left(\frac{l_e}{d_a}\right)^{0.2} \sqrt{f'_c d_a} C_{a1}^{1.5} = 1799152 \text{ N} \Rightarrow l_e = h_{ef} < 8d_a$$

$$V_{b2} = 3.7\lambda_a \sqrt{f'_c} C_{a1}^{1.5} = 1219970 \text{ N} \rightarrow V_b = \min(V_{b1}, V_{b2}) = 124 \text{ T}$$

$$V_{cbg} \rightarrow \varphi V_{cbg} = 0.7 \times \frac{27.7}{106} \times 0.7 \times 1.55 \times 124 = 24.6 \text{ T}$$

$$\varphi V_{cbg} = 2 \times 24.6 = 50 \text{ T} \rightarrow V_{ux} < \varphi V_{cbg} \quad \frac{V_{ux}}{\varphi V_{cbg}} = 0.9 \rightarrow, \quad \varphi V_n = 50 \text{ T}$$

با توجه به اینکه برش  $V_{ux}$  در راستای موازی لبه است میتوان  $V_{cbg}$  را دو برابر در نظر گرفت<sup>۱۱</sup>. اما در برای برش  $V_{uy}$  از این قاعده نمیتوان استفاده کرد.

**مقاومت قلوه کن شدن بتن برای مهار در برش<sup>۱۲</sup>**

$$V_{cpg} = K_{cp} N_{cpg} = 2 \times 76.28 = 152.5 \text{ T} \rightarrow \varphi V_{cpg} = 0.7 \times 152.5 = 106.8 \text{ T} > V_{u,cbg} = V_u o.k$$

$$h_{ef} = 800 \text{ mm} \rightarrow K_{cp} = 2 \frac{\max(V_{ux}, V_{uy})}{\varphi V_{cbg}} = 0.42,$$

برای مهار تعبیه شده  $N_{cpg}$  برابر  $N_{cbg}$  است.

### 1.2.13 اندر کنش نیروهای کششی و برشی<sup>۱۳</sup>

مهار های تکی یا گروهی تحت اثر همزمان برش و کشش باید بررسی شود

اگر رابطه  $\frac{V_u}{\varphi V_n} \leq 0.2$  برای هر مهار تکی و گروهی برقرار باشد میتوان از اندر کنش کشش و برش در تعیین مقاومت کششی

صرف نظر نمود برای تعیین  $\varphi V_n$  کمترین دو مقدار مقاومت فولاد مهار ها در برش و مقاومت گسیختگی لبه بتن در برش و مقاومت قلوه کن شدن بتن برای مهار در برش است

<sup>11</sup> بند 9-18-5-2-1 پ

<sup>12</sup> بند 9-18-3-5 مبحث 9 ویرایش 99

<sup>13</sup> بند 9-18-6 مبحث نهم ویرایش 99



$$\frac{V_u}{\phi V_n} = 0.5 > 0.2$$

اگر رابطه  $\frac{N_u}{\phi N_n} \leq 0.2$  برای هر مهار تکی و گروهی برقرار باشد میتوان از اندر کنش کشش و برش در تعیین مقاومت برشی صرف نظر نمود برای تعیین  $\phi N_n$  کمترین مقادیر مقاومت بیرون زدگی جانبی بتن برای مهار های سردار در کشش و کنترل مقاومت بیرون کشیدگی مهار تعبیه شده و کنترل مقاومت گسیختگی مخروطی بتن مهار در کشش و کنترل مقاومت میل مهار

$$\frac{N_u}{\phi N_n} = 0.88 > 0.2$$

$$\frac{V_{uy}}{\phi V_n} + \frac{N_u}{\phi N_n} = 1.38 > 1.2, \quad \frac{V_{ux}}{\phi V_n} + \frac{N_u}{\phi N_n} = 1.78 > 1.2$$

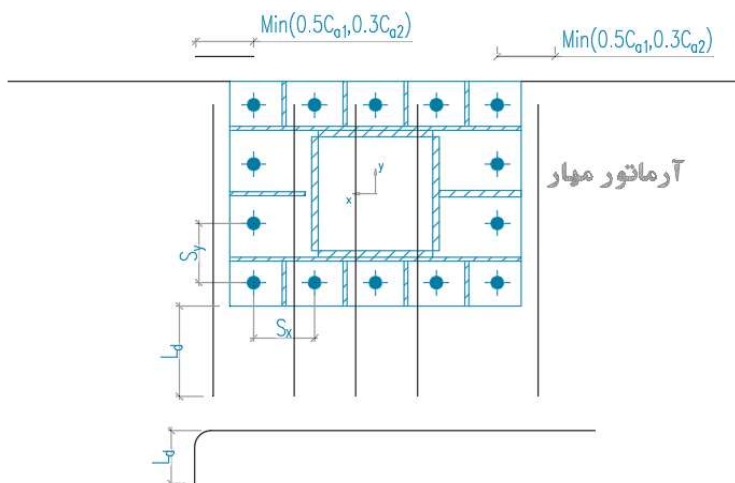
اگر رابطه بالا برقرار نباشد باید با فرض تساوی رابطه زیر مقاومت نهایی برشی مورد نیاز برای ارضا رابطه فوق را بدست می آوریم و تعداد خاموت های برشی برای تامین مقاومت مورد نیاز را محاسبه میکنیم

$$\frac{V_{uy}}{\phi V_n} + \frac{N_u}{\phi N_n} = 1.2 \rightarrow \frac{V_{uy}}{\phi V_n} = 0.32 \rightarrow \phi V_n = 35.93 \rightarrow \phi V_n = 22.76$$

$$V_s = (\phi V_n - \phi V_n \text{ موجود}) = 35.93 - 22.76 = 13.17 T \rightarrow$$

$$V_s = f_y A_s n_v \rightarrow \phi = 10, \quad n_v = 2.09 \text{ use } n_v = 2$$

2 عدد آرماتور مهار نمره 14 به سه عدد آرماتور مهار نمره 14 در راستای Y اضافه می شود.

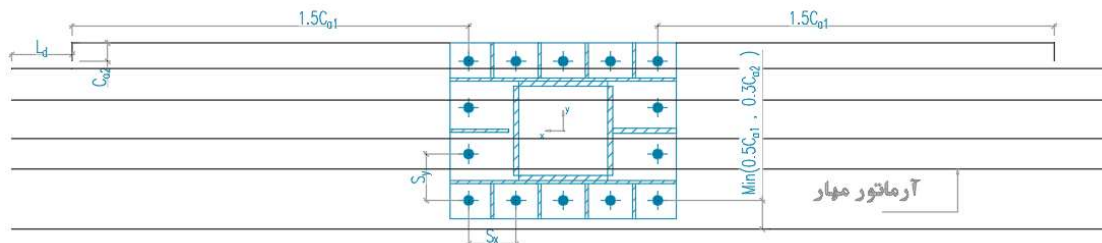


$$\frac{V_{ux}}{\phi V_n} + \frac{N_u}{\phi N_n} = 1.2 \rightarrow \frac{V_{ux}}{\phi V_n} = 0.32 \rightarrow \phi V_n = 140.6 \rightarrow \phi V_n = 50$$

$$V_s = (\phi V_n - \phi V_n \text{ موجود}) = 140 - 50 = 90 T \rightarrow$$

$$V_s = f_y A_s n_v \rightarrow \phi = 20, \quad n_v = 3.5 \text{ use } n_v = 5$$

5 عدد آرماتور مهار نمره 20 در راستای X اضافه می شود.



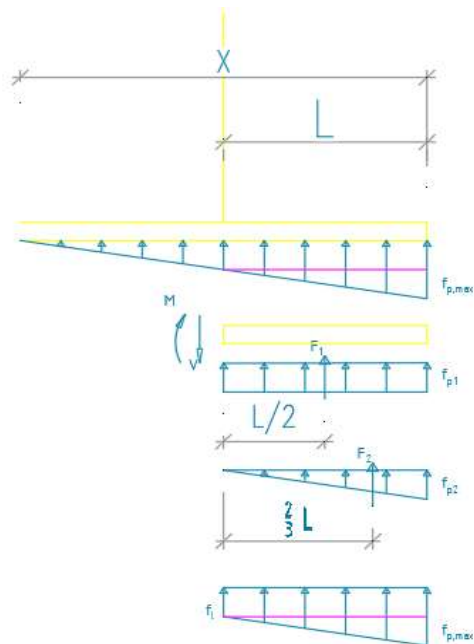
### 1.2.14 تعیین ضخامت کف ستون و سخت کننده ها

تعیین ضخامت کف ستون با توجه به تنش زیر آن در تماس با بتن فونداسیون بدست می آید بیشترین تنش زیر کف ستون برابر  $f_p = 63 \frac{kg}{cm^2}$  می باشد. توزیع تنش زیر کف ستون مثلثی است. تحت اثر این تنش کف ستون مایل به خم شدن حول محور گذرنده از بال و جان ستون مستقر بر کف ستون دارد. بنابراین مقاومت خمشی مورد نیاز با مقاومت طراحی خمشی در این محور مقایسه می شود.

روش های دیگری هم برای تعیین ضخامت ورق کف ستون بر اساس تنش زیر کف ستون موجود است که روش مشروح ساده ترین آن می باشد. عموماً ضخامت کف ستون به تنهایی جواب گو نیست بنابراین از سخت کننده هایی عمود بر کف ستون و متصل به بال و جان ستون جهت بهبود عملکرد خمشی کف ستون تحت اثر فشار زیر کف ستون استفاده می شود.

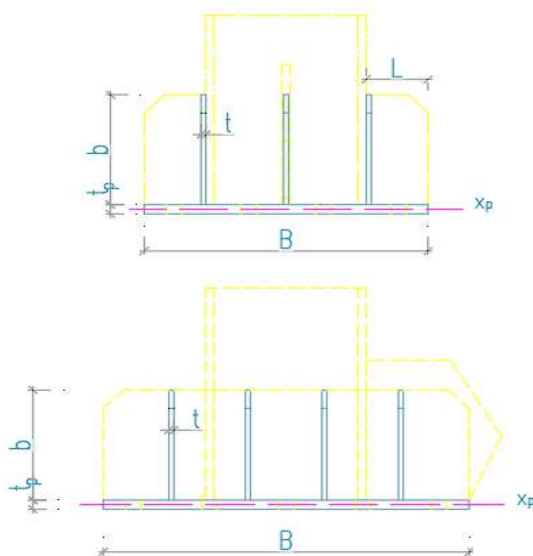
تنش زیر کف ستون بصورت یک منشور با قاعده مثلثی یا مستطیلی ( در حالت تنش یکنواخت ) می باشد. و در حالت خمش دو محوره بصورت حجم چند وجهی است. برای سهولت محاسبات می توان تنش حداکثر را به صورت یکنواخت فرض کرد که در جهت اطمینان نیز می باشد L برابر فاصله بر کف ستون تا بر بال ستون که برابر 15 سانتی متر است در راستای موازی محور Y و 25 سانتی متر در راستای محور X می باشد.

در صورتی تنش زیر کف ستون منشوری با قاعده مثلثی باشد میتوان از روابط زیر برای بست آوردن برش و خمش در پای ستون بهره برد.



$$f_1 = f_{p1} = \frac{f_{p,max}}{x}(x - L), f_{p2} = f_{p,max} - f_{p1}$$

$$M = \frac{f_{p1}BL^2}{2} + \frac{1}{3}f_{p2}BL^2, \quad V = f_{p1}LB + \frac{f_{p2}BL}{2}$$



\*\* شکل اول بیس پلیت در راستای محور Y و شکل دوم بیس پلیت در راستای محور X

کنترل در راستای محور X

$$L = 15 \text{ cm} \rightarrow M_{ux} = f_p B L \frac{L}{2} = 63 \times 69 \times 15 \times \frac{15}{2} = 4.9 \text{ T.m}$$

ضخامت سخت کننده ها را برابر 10 میلیمتر و ارتفاع آنها را برابر 300 میلیمتر در نظر می گیریم. برای سهولت محاسبات ضخامت 25 میلیمتر را برای کف ستون فرض می کنیم و این ضخامت را در محاسبات کنترل می کنیم.

$$t = 1 \text{ cm}, \quad b = 30 \text{ cm}, \quad B = 69 \text{ cm}, \quad t_p = 2.5 \text{ cm}, \quad n = \text{تعداد سخت کننده ها}$$

$$B x_p = B(t_p - x_p) + b t n \Rightarrow x_p = 1.9 \text{ cm}, \text{ تار خنثی پلاستیک}$$

$$Z = b t \left( \frac{b}{2} + t_p - x_p \right) n + B \frac{(t_p - x_p)^2}{2} + B x_p \frac{x_p}{2} = 1540 \text{ cm}^3$$

معادله بالا با فرض عبور تار خنثی پلاستیک از ورق بیس پلیت نوشته شده است اگر  $x_p$  بیشتر از ضخامت ورق بیس پلیت بدست امد فرض درست نبوده و باید با کمک معادله زیر که تار خنثی پلاستیک را در محدوده سخت کننده مفروض کرده است بدست آورد.

$$** B t_p + (x_p - t_p) t n = (b - x_p) t n **$$

$$** Z = (b - x_p)^2 \frac{t}{2} + (x_p - t_p)^2 \frac{t}{2} + B t_p \left( x_p - \frac{t_p}{2} \right) **$$

$$\phi_b M_n = \phi_b Z f_y = 0.9 \times 1540 \times 2400 = 33.2 \text{ T.M} > M_u \text{ o.k}$$

مناسب است.

#### کنترل در راستای محور Y

$$L = 25 \text{ cm} \rightarrow M_{uy} = f_p B L \frac{L}{2} = 63 \times 89 \times 25 \times \frac{25}{2} = 17.5 \text{ T.m}$$

ضخامت سخت کننده ها را برابر 10 میلیمتر و ارتفاع آنها را برابر 300 میلیمتر در نظر می گیریم. برای سهولت محاسبات ضخامت 25 میلیمتر را برای کف ستون فرض می کنیم و این ضخامت را در محاسبات کنترل می کنیم.

$$t = 1 \text{ cm}, \quad b = 30 \text{ cm}, \quad B = 89 \text{ cm}, \quad t_p = 2.5 \text{ cm}$$

$$89 \times x_p = 89 \times (2.5 - x_p) + 30 \times 1 \times 4 \Rightarrow x_p = 1.92 \text{ cm}, \text{ تار خنثی پلاستیک}$$

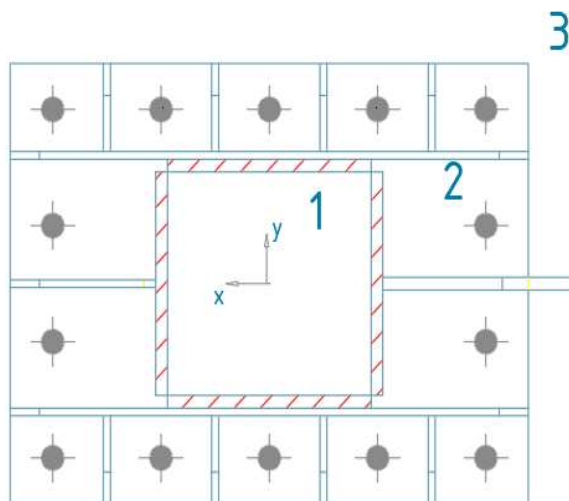
$$Z = 30 \times 1 \times (15 + 2.5 - 1.92) \times 4 + 89 \times \frac{(2.5 - 1.92)^2}{2} + 89 \times 1.92 \times \frac{1.9}{2} = 2011 \text{ cm}^3$$

$$\phi_b M_n = \phi_b Z f_y = 0.9 \times 2011 \times 2400 = 43.4 \text{ T.M} > M_u \text{ o.k}$$

مناسب است.

## 1.2.15 کنترل خمش ورق در چشمه های بین سخت کننده ها

کفایت ضخامت ورق کف ستون باید برای خمش ناشی از تنش زیر کف ستون کنترل شود. خمش ایجاد شده در ورق کف ستون بر اساس تئوری ورق ها در چشمه های مختلف ورق کف ستون بدست می آید. با توجه به گیر داری که ورق سخت کننده در کف ستون ایجاد می کند شرایط متفاوتی برای خمش در ورق ایجاد می شود. که می توان با استفاده از ظرایبی از بار وارده لنگر خمشی داخلی ایجاد شده در ورق را تعیین کرد.



## کنترل ضخامت ورق در چشمه 1:

$$a = 35 \text{ cm} \Rightarrow \frac{a}{b} = 1 \Rightarrow \alpha_2 = 0.048 \rightarrow M_u = \alpha_2 f_p b^2 = 0.037 \text{ T.M} < \phi_b M_n$$

$$\phi_b M_n = \phi_b \times \frac{at^2}{4} \times F_y = 0.9 \times \frac{35 \times 2.5^2}{4} \times 2400 = 1.18 \text{ T.m}$$

توزیع تنش زیر کف ستون یکنواخت نیست ولی در رابطه فوق مقدار حداکثر  $f_p$  که 63 کیلوگرم بر سانتیمتر مربع می باشد استفاده شده است. ضخامت ورق کف ستون در چشمه 1 مناسب است.

چشمه 3 به دلیل اتکا به دو تکیه گاه (سخت کننده) عملکردی یک طرفه دارد که در بخش قبل عملکرد یک طرفه کنترل شده است.

## کنترل ضخامت ورق در چشمه 2:

$$c = 17.5 \text{ cm}, b = 25 \text{ cm} \Rightarrow \frac{c}{b} \sim 0.7 \Rightarrow \alpha_1 = 0.068 \rightarrow M_u = \alpha_1 f_p b^2 = 0.026 \text{ T.M} < \phi_b M_n$$

$$\phi_b M_n = \phi_b \times \frac{at^2}{4} \times F_y = 0.9 \times \frac{17.5 \times 2.5^2}{4} \times 2400 = 0.59 \text{ T.m}$$

## 1.2.16 طراحی جوش ورق های سخت کننده به ستون و کف ستون

طراحی جوش ها به گونه ای صورت میگیرد که انتقال بار ها را به فونداسیون میسر سازد. محل اتصال ستون به ورق کف ستون که باید بار های محوری فشاری و کششی، همچنین لنگر ها را به صفحه ستون منتقل کند. پس از پخ زدن با جوش شیاری با نفوذ کامل پر می شود. ورق سخت کننده قائم در انتقال بار محوری و لنگر خمشی ستون به کف ستون مشارکت دارند. در نتیجه اتصال این اعضا به ستون نیز با جوش شیاری با نفوذ کامل خواهد بود. اما به منظور شرکت دادن ورق های سخت کننده در باربری خمشی کف ستون باید اتصال ورق کف ستون با ورق تقویتی بتواند برش ناشی از خمش را تحمل کند. دو خط جوش گوشه در دو طرف ورق تقویتی این امکان را فراهم می کند<sup>۱۴</sup>.

## 1.2.16.1 طراحی جوش ورق سخت کننده ها به ورق کف ستون

## در راستای Y

$$x_c = \frac{30 \times 1 \times 4 \times (15 + 2.5) + 89 \times 2.5 \times \frac{2.5}{2}}{30 \times 1 \times 4 + 89 \times 2.5} = 6.94 \text{ cm}$$

$$I = 4 \times \left[ \frac{30^3 \times 1}{12} + 30 \times 1(15 + 2.5 - 6.94^2) \right] + \frac{89 \times 2.5^3}{12} + 89 \times 2.5 \times (6.94 - \frac{2.5}{2})^2 = 51659 \text{ cm}^4$$

$$V = f_p B l = 63 \times 89 \times 15 = 84T \rightarrow M = 84 \times \frac{15}{2} = 6.3 T.m$$

$$\sigma = \frac{M(x_c - \frac{2.5}{2})}{I} = 69 \text{ kg/cm}^2 \quad 69 \times B \times t_p = 11902 \text{ kg} \Rightarrow V_l = \frac{11902 + V_{uy}}{L = 15} = 1560 \text{ kg/cm}$$

$$V_{uy} = 11.5 T \quad v_l = \frac{V_l}{4} = 390 \text{ kg/cm} \quad v_l = \phi F_{nv} \frac{\sqrt{2}}{2} a_w (1 + 0.5 \sin \theta^{1.5})$$

$$, F_{nv} = 0.6 F_{ue} = 2940 \text{ kg/cm}^2$$

$\theta$  برابر با زاویه محور جوش با راستای نیرو است. بدلیل اینکه محاسبات برآورد نیروی درونی در خط جوش بر پایه فرض صلبیت سخت کننده ها اتصال ان صورت میگردد. زاویه مذکور برابر با صفر بدست می آید. همچنین اگر با استفاده در تحلیل اجزا محدود زاویه دقیق بدست بیاید رابطه  $(1 + 0.5 \sin(\theta)^{1.5})$  افزایشی است و نادیده گرفتن  $\theta$  در جهت اطمینان است.

$$390 = 2 \times \left( 0.75 \times 2940 \times \frac{\sqrt{2}}{2} \times a_w \right) \Rightarrow a_w = 0.12 \text{ cm or use } 6 \text{ mm}$$

## در راستای X

<sup>14</sup> جلد ششم طراحی سازه های فولادی، دکتر مجتبی ازهری

$$x_c = \frac{30 \times 1 \times 3 \times (15 + 2.5) + 69 \times 2.5 \times \frac{2.5}{2}}{30 \times 1 \times 3 + 69 \times 2.5} = 8.04 \text{ cm}$$

$$I = 3 \times \left[ \frac{30^3 \times 1}{12} + 30 \times 1(15 + 2.5 - 8.04)^2 \right] + \frac{69 \times 2.5^3}{12} + 69 \times 2.5 \times \left( 8.04 - \frac{2.5}{2} \right)^2 = 38985 \text{ cm}^4$$

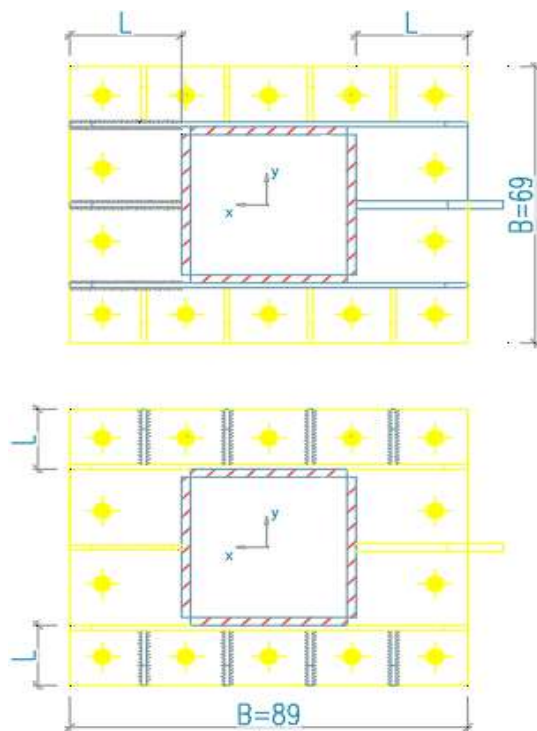
$$V = f_p B l = 63 \times 69 \times 25 = 108T \rightarrow M = 140.1 \times \frac{25}{2} = 13.6 T.m$$

$$\sigma = \frac{M \left( x_c - \frac{2.5}{2} \right)}{I} = 236 \text{ kg/cm}^2 \quad 236 \times B \times t_p = 40710 \text{ kg} \Rightarrow V_l = \frac{40710 + V_{ux}}{L = 25} = 1630 \text{ kg/cm}$$

$$V_{ux} = 45.1 T \quad v_l = \frac{V_l}{3} = 543 \text{ kg/cm} \quad v_l = \phi F_{nv} \frac{\sqrt{2}}{2} a_w (1 + 0.5 \sin \theta^{1.5})$$

$$F_{nv} = 0.6 F_{ue} = 2940 \text{ kg/cm}^2$$

$$537 = 2 \times \left( 0.75 \times 2940 \times \frac{\sqrt{2}}{2} \times a_w \right) \Rightarrow a_w = 0.2 \text{ cm or use 6 mm}$$



حداقل بعد جوش گوشه با یک بار عبور بر اساس جدول 10-2-9-2 برابر است با 6 میلیمتر می باشد. بنابراین از جوش گوشه دو طرفه با بعد  $a_w = 6$  استفاده می شود. همچنین در جوش گوشه دو طرف باید الزام بعد جوش کمتر از هفتاد درصد ضخامت ورق نازکتر نیز رعایت شود که برقرار است.

## 1.2.16.2 طراحی جوش ورق سخت کننده ها به ستون

جوش ورق سخت کننده ها به ستون تحت اثر همزمان خمش و برش خواهد بود. با فرض توزیع یکنواخت مقدار حداکثر  $f_p$  برابر 63 کیلوگرم بر سانتی مربع می باشد. تنش زیر کف ستون در بر ستون منجر به ایجاد برش و خمش در اتصال سخت کننده به ستون می شود. جوش ورق سخت کننده همزمان نیز تحت اثر نیروی برشی و خمشی خواهد بود. بدلیل اینکه برش و خمش دو نیروی داخلی متعامد در جوش ایجاد میکنند باید جذر مجموع مربعات  $v_p$  و  $v_l$  را حساب کرد.

در راستای Y

$$V = f_p BL = 63 \times 89 \times 15 = 84 \text{ T} \rightarrow M = 84 \times \frac{15}{2} = 6.3 \text{ T.m}, \quad b = 30 \text{ cm}$$

$$v_l = \frac{V}{4 \times b \times 2} = 350 \text{ kg/cm}, \text{ جوش دو طرفه و چهار تا سخت کننده}$$

$$I = \frac{b^3}{12} \times 2 \times 4 = 18000 \rightarrow v_p = \left(\frac{M}{I}\right) = 525 \text{ kg/cm} \rightarrow v = \sqrt{525^2 + 350^2} = 630 \text{ kg/cm}$$

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{525}{350}\right) = 56^\circ$$

با توجه به توضیحات قسمت قبل چون عبارت  $1 + 0.5 \sin(\theta)^{1.5}$  افزایشی است صرف نظر کردن از آن در جهت اطمینان است.

$$v = \phi \beta F_{nv} \frac{\sqrt{2}}{2} a_w, \quad 630 = 0.75 \times 0.75 \times 2940 \times \frac{\sqrt{2}}{2} \times a_w \Rightarrow a_w = 0.53 \text{ cm or } 6 \text{ mm use}$$

در راستای X

$$V = f_p BL = 63 \times 69 \times 25 = 108 \text{ T} \rightarrow M = 84 \times \frac{15}{2} = 13.6 \text{ T.m}, \quad b = 30 \text{ cm}$$

$$v_l = \frac{V}{3 \times b \times 2} = 600 \text{ kg/cm}, \text{ جوش دو طرفه و سه تا سخت کننده}$$

$$I = \frac{b^3}{12} \times 2 \times 3 = 13500 \rightarrow v_p = \left(\frac{M}{I}\right) = 1511 \text{ kg/cm} \rightarrow v = \sqrt{1511^2 + 600^2} \\ = 1625 \text{ kg/cm}$$

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{1511}{600}\right) = 68^\circ$$

با توجه به توضیحات قسمت قبل چون عبارت  $1 + 0.5 \sin(\theta)^{1.5}$  افزایشی است صرف نظر کردن از آن در جهت اطمینان است.



$$v = \varphi \beta F_{nv} \frac{\sqrt{2}}{2} a_w, \quad 1625 = 0.75 \times 2940 \times \frac{\sqrt{2}}{2} \times a_w \Rightarrow a_w = 1.3 \text{ cm}$$

بعد جوش از ضخامت ورق اتصال بیشتر بدست آمده است برای حل این موضوع میتوان از جوش شیاری استفاده کرد یا طول ورق سخت کننده را افزایش داد و یا تعداد سخت کننده ها را افزایش داد. با فرض طول ورق 40 سانتی متر محاسبات را کنترل می کنیم

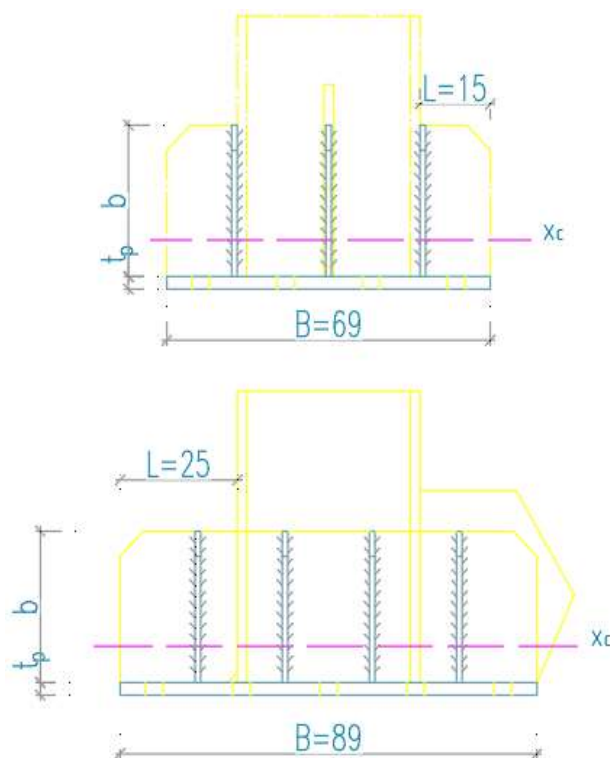
$$V = 108 \text{ T} \rightarrow M = 13.6 \text{ T.m}, \quad b = 40 \text{ cm}$$

$$v_l = \frac{V}{3 \times b \times 2} = 450 \text{ kg/cm}, \text{ جوش دو طرفه و سه تا سخت کننده}$$

$$I = \frac{b^3}{12} \times 2 \times 3 = 32000 \rightarrow v_p = \left(\frac{M}{I}\right) = 850 \text{ kg/cm} \rightarrow v = \sqrt{850^2 + 450^2} = 961 \text{ kg/cm}$$

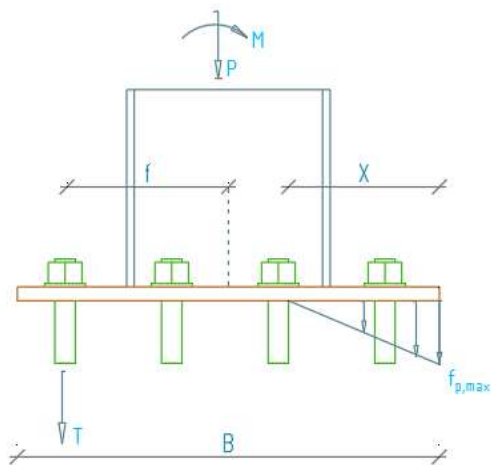
$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{850}{450}\right) = 62^\circ$$

$$v = \varphi \beta F_{nv} \frac{\sqrt{2}}{2} a_w, \quad 961 = 0.75 \times 2940 \times \frac{\sqrt{2}}{2} \times a_w \Rightarrow a_w = 0.8 \text{ cm}$$



### 1.3 پیوست :

#### 1.3.1 آنالیز کف ستون در حالت خمش یک طرفه و نیروی محوری فشاری

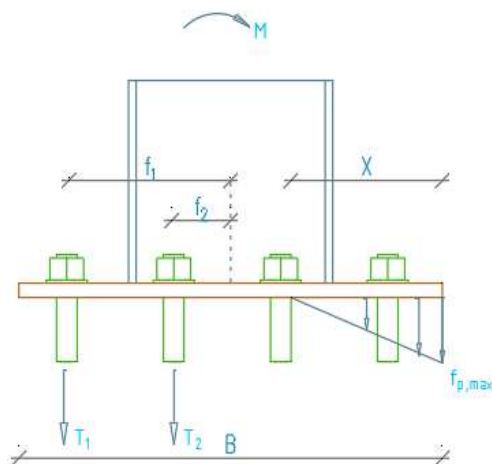


$$x^3 + a_1x^2 + a_2x + a_3 = 0 \quad e = \frac{M}{P}$$

$$a_1 = 3 \left( e - \frac{B}{2} \right) - 82, \quad a_2 = \frac{6nA_s}{D} (e + f) 94147, \quad a_3 = -a_2 \left( \frac{B}{2} + f \right) - 5818284$$

$$f_p = \frac{2P(e + f)}{xD \left( \frac{B}{2} + f - \frac{x}{3} \right)}, \quad T = P \frac{e + \frac{x}{3} - \frac{B}{2}}{\frac{B}{2} + f - \frac{x}{3}}$$

#### 1.3.2 آنالیز کف ستون در حالت لنگر خمشی تنها



$$X^2 + aX + b = 0, \quad a = \frac{2(1 + \alpha)A_{s1}n}{D}, \quad b = -\frac{2A_{s1}n}{D} \left( \frac{B}{2}(1 + \alpha) + f_1 + \alpha f_2 \right), \quad n = \frac{E_s}{E_c}$$

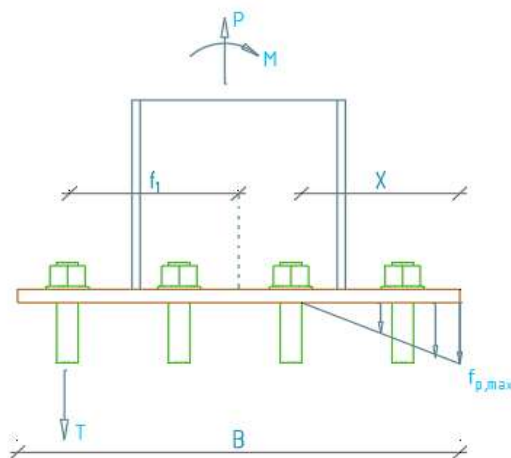
$$\alpha = \frac{A_{s2}}{A_{s1}}, \quad A_{s1} = f_1 \text{ مساحت مجموع میلگرد در فاصله } f_1, \quad A_{s2} = f_2 \text{ مساحت مجموع میلگرد در فاصله } f_2$$

$$T_1 = \text{نیروی میل مهار ردیف 1} = \frac{M_x}{\left( f_1 + \frac{B}{2} - \frac{x}{3} \right) + \alpha \left( \frac{\frac{B}{2} + f_2 - x}{\frac{B}{2} + f_1 - x} \right) \times \left( \frac{B}{2} + f_2 - \frac{x}{3} \right)}$$

$$T_2 = \alpha \left( \frac{\frac{B}{2} + f_2 - x}{\frac{B}{2} + f_1 - x} \right) \times T_1$$

$$(T_1 + T_2) = \frac{Dx}{2} f_p$$

### 1.3.3 آنالیز کف ستون در حالت نیروی کششی و لنگر خمشی تک محوره



$$x^3 + a_1x^2 + a_2x + a_3 = 0, \quad e = \left| \frac{M}{P} \right|$$

$$a_1 = -3 \left( e + \frac{B}{2} \right), \quad a_2 = -\frac{6nA_s}{D}(e - f), \quad a_3 = -a_2 \left( \frac{B}{2} + f \right)$$

$$\Rightarrow f_p = \frac{2P(e - f)}{xD \left( \frac{B}{2} + f - \frac{x}{3} \right)}, \quad T = P \frac{e - \frac{x}{3} + \frac{B}{2}}{\frac{B}{2} + f - \frac{x}{3}}$$