

# طراحی سازه های فولادی ۲

## به روش ضرایب بار و مقاومت (LRFD)

### فهرست موضوعات

- فصل اول: طراحی تیروورق ها..... ۱
- فصل دوم: طراحی اتصالات پیچی ..... ۱۶
- فصل سوم: طراحی جوش..... ۴۱
- فصل چهارم: طراحی اتصالات جوشی..... ۶۸
- فصل پنجم: طراحی مهاربندها..... ۱۱۴

فصل اول : طراحی تیر درون

۱-۱- طراحی تیر درون براسس کنترل خم

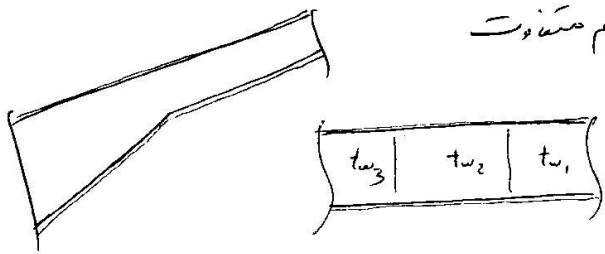
۱-۲- کنترل برش در تیر درون  $\leftarrow$  با استفاده از عمل دوران سس  
بدون " " " " " "

۱-۳- ارتفاع لیسنه تیر درون

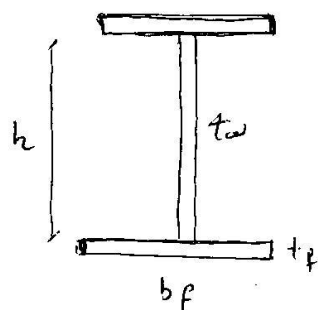
تیر درون  $\left\{ \begin{array}{l} عمل با جیس تیرت  
عمل درانه جیس تیرت  
بلوها  $\leftarrow$  سازه‌ها منقصر و زرد شفا$

نیز اصل تیر درون  $\leftarrow$  اعتقاد بر این است که درون درون و اجزا مستطیج بدلیل استفاده از مصالح مستطیج

بال و جان ریزه استفاده از ورق آهن یا بتن سیم مستطیج



تیر  $\leftarrow$  این درون I  
کنترل  
در ریزه  $\left\{ \begin{array}{l} \text{کنترل} \\ \text{در ریزه} \end{array} \right.$  کاربرد تیر درون



۱-۱- طراحی تیر درون براسس مستطیج

حالت عدم تسلیم (خم بلا تسلیم)  
سه حالت کنترل  $\leftarrow$  کنترل برش  
کنترل مورق

براسس بدلیل ریزه با جیس سازه نه درون و نیز سازه درون جان و غیره و غیره و غیره (جان بزرگ گورد)

بال تیر درون :

if  $\frac{b_f}{2t_f} \leq \lambda_{p_f} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$  ----- نه درون

if  $\lambda_{p_f} < \frac{b_f}{2t_f} \leq \lambda_{r_f} = 0.95 \sqrt{\frac{E K_c}{F_y}}$  ----- غیره درون

$0.35 \leq k_c = 4/\sqrt{h/t_w} \leq 0.76$

لاغر سازه

(۱)

حالت تیر درون (با دو جاب مساوی)

شکل ۱ ..... if  $\lambda_{P_w} \leq \lambda_{P_w} = 3.76 \sqrt{E/F_y}$

غیر شکل ۱ ..... if  $\lambda_{P_w} < \frac{h}{t_w} \leq \lambda_{r_w} = 5.7 \sqrt{E/F_y}$

لاغر ..... if  $\lambda_{r_w} < h/t_w$

\* شرایط طراحی تیر درون بر اساس شکل

این مقادیر بر حسب اینکه جان در جاب شکل ۱، غیر شکل ۱، یا لاغر باشد متفاوت است و در جدول زیر آورده شده است.

توضیح	شماره بند آیین نامه	جان	باب
در جاب مساوی	2-5-2-10	شکل ۱	شکل ۱
در جاب مساوی	3-5-2-10	شکل ۱	غیر شکل ۱
در جاب مساوی غیر مساوی	4-5-2-10	شکل ۱ و غیر شکل ۱	شکل ۱ و غیر شکل ۱
" " "	5-5-2-10	لاغر	" "

در این شرایط طرح خمها تیر درون ۱ نسبت به اینکه در جاب مساوی، غیر مساوی باشد از سری شکل

حالت اول: خواص خمها مقاطع I شکل دارای ۲ محور تقارن با جان غیر شکل ۱

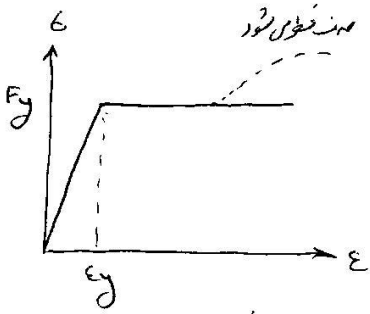
در این ظرفیت خمها اسمی بر اساس حداقل مقدار حالت صدمه تسلیم جاب  $(M_{n1})$ ،  $(M_{n2})$  و  $(M_{n3})$  تعیین می شود.

حالت صدمه  $(M_{n3})$  نسبت از آنجا

$$M_u = \min \{ M_{n1}, M_{n2}, M_{n3} \}$$

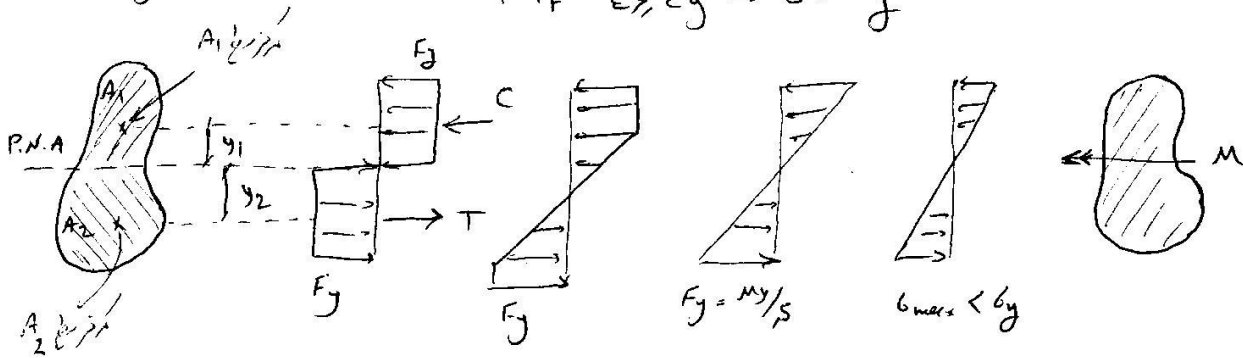
$$M_u \leq \phi_b M_n, \quad \phi_b = 0.9$$

الف) حالت حدی تسلیم: بل (هنر بلا تسلیم)



رابطه تسلیم کرنش مصالح فولادین از رابطه زیر بدست می آید

$$\begin{cases} \text{if } \epsilon < \epsilon_y \rightarrow \sigma = E\epsilon \\ \text{if } \epsilon \geq \epsilon_y \rightarrow \sigma = F_y \end{cases}$$



$$M_p = C\bar{y}_1 + T\bar{y}_2 = F_y (A_1\bar{y}_1 + A_2\bar{y}_2) = Z F_y$$

$$k_p = \frac{M_p}{M_y} = \frac{Z}{S}$$

مختصات مرکز ثقل از  $M_p$  استفاده کردیم در کل مقطع شرایط تسلیم:  $F_y$  (تسلیم در کل) در کل مقطع تسلیم است

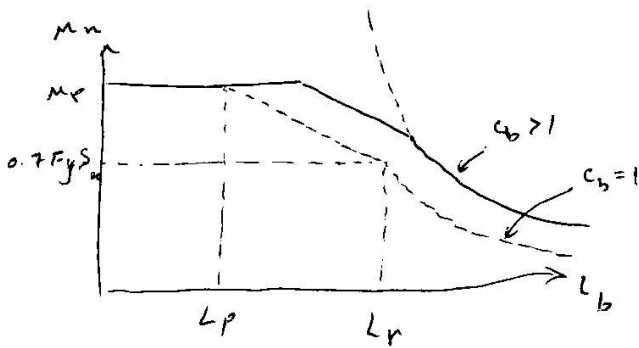
$M_{n1}$  حالت حدی تسلیم: بل (رابطه 1-1) بین  $M_{n1}$  و  $M_y$

$$M_{n1} = R_p M_y \quad , \quad M_y = \sum A_i F_y \quad (1-1)$$

$\sum A_i$ : از این مقطع استفاده

$$R_p = \frac{M_p}{M_y} - \left( \frac{M_p}{M_y} - 1 \right) \left( \frac{\lambda_w - \lambda_{pw}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}} \right) \leq \frac{M_p}{M_y}$$

$R_p$ : ضریب بلا تسلیم جان



ب) حالت حدی تسلیم: بل (تسلیم در کل)

طول  $L_p$  و  $L_r$  نشانه نصف  $L_b$

$L_p$ : ضریب طول  $L_p$  نشانه نصف  $L_b$  نسبت به تسلیم

$L_r$ : ضریب طول  $L_r$  نشانه نصف  $L_b$  نسبت به تسلیم

مختصات  $M_{n2}$  از این حالت حدی تسلیم: بل (تسلیم در کل) - ضریب نصف  $L_b$  نسبت به تسلیم:  $(M_{n2})$

$$(2) \quad L_p = 1.1 r_t \sqrt{E/F_y}$$

$$L_r = 1.95 r_t \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J}{S_x^2}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left( \frac{0.7 F_y}{E} \times \frac{S_x}{J} \right)^2}}$$

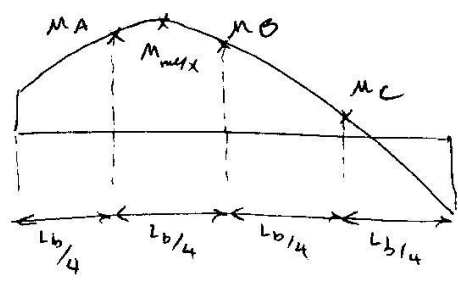
$$r_t = \pi r t \sqrt{\frac{E}{0.7 F_y}}$$

$$\left. \begin{array}{l}
 \text{اگر } L_b \leq L_p \rightarrow M_{n2} = M_{n1} \\
 \text{اگر } L_p < L_b \leq L_r \rightarrow M_{n2} = C_b \left[ R_p M_y - (R_p M_y - 0.7 S_x F_y) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \\
 \text{اگر } L_b > L_r \rightarrow M_{n2} = F_{cr} S_x \leq R_p M_y
 \end{array} \right\} \text{ رابطه (۲-۱)}$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_t}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_t}\right)^2}$$

بنا صریحاً اصلاح می‌کند - ضریب است و در نهایت رابطه - ضریب می‌شود:

$$C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} R_m$$



$R_m$ : ضریب عدم قطعیت (منطقه - بر منحنی مومنت)  
 ضریب اصلاح مومنت در برابر  $M_{max}$  در منحنی مومنت  
 ضریب عدم قطعیت است  $R_m = 1$

$$J = \frac{1}{3} (2 b_f t_f^3 + h t_w^3)$$

زمان انحراف منحنی I شکل است -

$h_o$  فاصله مرکز جرم از لبه  $r_t$  سطح مقطع  $r_t$  مرکز جرم از لبه مقطع است. ( $h_o = d - t_f$ )

$$r_t = \sqrt{\frac{I_y h_o}{2 S_x}}$$

$$r_t \approx \frac{b_f}{\sqrt{12 (1 + \frac{1}{6} a_w)}}$$

$$a_w = \frac{h t_w}{b_f t_f}$$

(۲) حالت ضریب اصلاح مومنت:

$$\left. \begin{array}{l}
 \text{اگر } \lambda_f \leq \lambda_{PF} \rightarrow M_{n3} = M_{n1} \\
 \text{اگر } \lambda_{PF} < \lambda_f \leq \lambda_{rf} \text{ (بنا غیر مستقیم)} \\
 M_{n3} = R_p M_y - (R_p M_y - 0.7 S_x F_y) \left( \frac{\lambda_f - \lambda_{PF}}{\lambda_{rf} - \lambda_{PF}} \right)
 \end{array} \right\} \text{ رابطه (۲-۱) - ب}$$

تایم اصلاح مومنت: در مقطع دارای بال مساوی کاربرد ندارد.

جدول ۲-۴- مقادیر  $C_b$  برای حالات مختلف

تغییرات لنگر خمشی در طول مهارنشده عضو بر اساس روابط (۱۸-۴) و (۱۹-۴)

تغییرات لنگر در طول $L_b$	$C_b$ بر اساس رابطه دقیق [۱۲]	$C_b$ از رابطه (۱۸-۴)	$C_b$ از رابطه (۱۹-۴)
	۱	۱	۱
	۱/۱۳	۱	۱/۱۳۶
	-	۱	۱/۳۱۶
	۲/۵۶	۲/۳	۲/۲۷۳
	۱/۳۵	۱	۱/۳۱۶
	۱/۷۷	۱/۷۵	۱/۶۶۷
	۱/۰۴	۱	۱
	-	۱/۳	۱/۲۵
	۱/۷	۱	۱/۹۲۳
	-	۱	$\frac{12/\delta}{11-1/\delta\alpha}$
	-	۱	$\alpha \geq \frac{1}{3} \rightarrow C_b = \frac{12/\delta}{1+8/\delta\alpha}$ $\alpha \leq \frac{1}{3} \rightarrow C_b = \frac{12/\delta}{4-1/\delta\alpha}$
	-	۱/۷۵	۱/۱۸۳

این صفحه عمدتاً خالی گذاشته شده است

این صفحه عمداً خالی گذاشته شده است



\* حالت دوم: ظرفیت خمشی مقاطع I شکل، چون لاغر:

مقدار  $M_{u1}$  برابر کمترین مقدار محاسبه شده براساس حالت اول صریحاً تعیین می‌گردد.  $M_{u1}$  و  $M_{u2}$  نسبت کمین  
 حالتی  $M_{u2}$  و  $M_{u1}$  بر مبنای این است که  $M_{u2}$  بیشترین مقدار را در نظر گرفته شود.

الف) تعیین  $\phi$  است:  $\phi = 0.9$  (طبق (4-1))  
 در این نقطه،  $\phi$  از  $\phi_c$  است  
 $M_{u1} = R_{pg} F_y S_{xc}$

$R_{pg}$ : ضریب تعلق منادیت خمشی مطابق با این معیار:

$$R_{pg} = 1 - \frac{a_w}{1200 + 300 a_w} \left( \frac{h}{t_w} - 5.7 \sqrt{E/F_y} \right) \leq 1 \quad \text{طبق (5-1)}$$

$$a_w = \frac{h_w t_w}{b_f t_f} \leq 10$$

$a_w$ : نسبت مساحت ورق به مساحت بال

$h_c$ : دور برابر فاصله از ضلع الاستیک (بروز سطح) تا زیر بال

(در مقاطع در حال عادی برابر  $h_w$  منطبق می‌گردد)

ب)  $\phi$  است تعیین -  $\phi_c$

$$M_{u2} = R_{pg} F_{cr} S_{xc}$$

$$(6-1) \left\{ \begin{array}{l} \text{اگر } L_b \leq L_p \rightarrow F_{cr} = F_y \\ \text{اگر } L_p < L_b \leq L_r \rightarrow F_{cr} = c_b \left[ F_y - 0.3 F_y \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq F_y \\ \text{اگر } L_b > L_r \rightarrow F_{cr} = \frac{c_b \pi^2 E}{\left( \frac{L_b}{r_t} \right)^2} \leq F_y \end{array} \right.$$

$$r_t = \frac{b_f}{\sqrt{12 \left( 1 + \frac{a_w}{6} \right)}}$$

$$L_p = 1.1 r_t \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_r = \pi r_t \sqrt{\frac{E}{0.7 F_y}}$$

ب) حالت درونی تانگ موافق با این شرط است:

ب-۱) اگر  $\lambda_f$  مقطع و  $\lambda_{pf}$  نیازی به کنترل این مقطع نیست  $(\lambda_f \leq \lambda_{pf})$

ب-۲) اگر  $\lambda_f$  مقطع با  $\lambda_{pf}$  غیر شود

$$M_u = R_{pg} F_{cr} S_{xc}$$

$$F_{cr} = \left[ F_y - (0.3 F_y) \left( \frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] \leq F_y \quad \text{رابط (6-1)}$$

ت) برای مقطع ۲ جان نامدی ممکن است تنش فشر  $\lambda_{pf}$  بیشتر از  $\lambda_{rf}$  باشد. چنانچه مرکز سطح مقطع به جان فاری نزدیکتر باشد، تنش در گوشه دورتر به دست می آید. از سوی دیگر در جان فاری تنش حاصل خواهد شد. مقطع به دلیل  $\lambda_{rf}$  جان به نظر آزاد می آید:

ت-۱) اگر  $S_{xt} \geq S_{xc}$  نیازی به کنترل این مقطع نیست

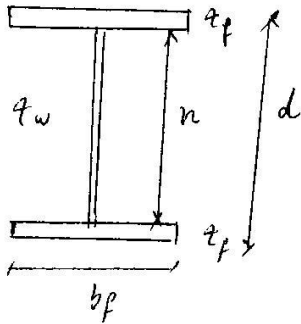
$$M_{u4} = M_{yt} = F_y S_{xt} \quad \leftarrow S_{xt} < S_{xc} \quad \text{ت-۲) رابط (7-1)}$$

$S_{xt}$  و  $S_{xc}$  به ترتیب از مس مقطع الاستیک نسبت به دورترین تار فاری و بیش هستند

این صفحه عمدتاً خالی گذاشته شده است

\* (۲-۱) طراحی و کنترل تیر درون آبر برش:

پس از آنکه جان تیر در تحت تنش هم برش هم کشش در آن گسیختگی افتد. تنش در برش در طول جان تیر به تنهایی در آن تنش تبدیل شده و در نتیجه از گسیختگی در طول آن عرض استفاده شود تنش جان برش بالا تر می رود.



رابطه کنترل برش بصورت زیر در می آید:

$$V_u \leq \phi_v V_n \quad \text{رابطه (۸-۱)}$$

$\phi_v$ : ضریب ایمنی برای برش

$V_n$ : مقاومت برشی اسمی در رابطه (۹-۱):

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v \quad (9-1)$$

$$A_w = d t_w \quad \text{(مساحت جان)}$$

\* برای سبب  $V_u$  در  $\phi_v$  داریم:

الف) در مقاطع فولاد سبب:  $h/t_w \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$   $\phi_v = 1$  و  $C_v = 1$

ب) در مقاطع سایر مقاطع بجز این مقاطع فولادی  $\phi_v = 0.9$  و برای سبب  $V_u$  داریم:

$$\left. \begin{aligned} \text{ب-۱) اگر } h/t_w < 1.1 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \quad C_v = 1 \\ \text{ب-۲) اگر } 1.1 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} < h/t_w < 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \quad C_v = \frac{1.1 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}}{h/t_w} > 0.8 \\ \text{ب-۳) اگر } h/t_w \geq 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \quad C_v = \frac{1.51 k_v E}{(h/t_w)^2 F_y} \leq 0.8 \end{aligned} \right\} \quad (10-1)$$

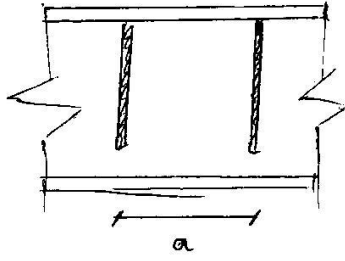
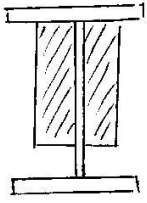
در روابط بالا  $k_v$  ضریب گسیختگی برش است و به شرح زیر می باشد:

① ضریب گسیختگی گسیختگی عرض استفاده شده باشد و  $h/t_w \leq 260$  مقدار  $k_v$  برابر 5 می باشد.

② در صورت استفاده از  $SL$ :  $a/h \leq \min(3, (\frac{260}{h/t_w})^2)$   $k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2}$

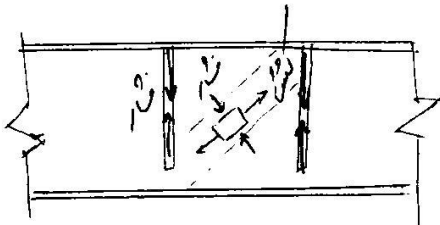
(۱۱-۱)   
 ②   
 ③

اگر  $a/h > \min(3, (\frac{260}{h/t_w})^2)$   $k_v = 5$



$a$ : فاصله مرکز مرکز تخت کننده است  
عرض جان در پستی طوی تیر

مقاومت برش یعنی به توجیه به اثر میلان کشش :



مقاومت برش در حالت کشش و فشار نام دارد.

در تیر آهن دارای تنش کشنده عرضی در هر میل . فقط از جان که صورت

قطری می تواند عنوان یک عضو خمی می کند و قسمتی از برش را بصورت برشی کشش از خود عمل نماید . این مورد است در تیر آهن  
مقاومت برش مقاوم میل با مقدار افزایش دارد

استفاده از عمل میدان کشش در مورد تیر می باشد :

الف) در صورتی که استاندارد آمریکا

ب) در صورتی که  $a/h > 3$  و  $a/h > \left(\frac{260}{h}\right)^2$

ج) در صورتی که  $\frac{2Aw}{(A_{fc} + A_{ft})} > 2.5$

د) در صورتی که  $h/b_{pc} > 6$  و  $h/b_{ft} > 6$

بر صورت مجزی بودن استه دولز محل میدان کشش، تفاوت برش هم به شرح زیر می باشد:

$$\begin{cases} \text{if } h/t_w \leq 1.1 \sqrt{\frac{kVE}{F_y}} \rightarrow v_n = 0.6 F_y A_w \quad (c_v = 1) \\ \text{if } h/t_w > 1.1 \sqrt{\frac{kVE}{F_y}} \rightarrow v_n = 0.6 F_y A_w \left[ c_v + \frac{1 - c_v}{1.15 \sqrt{1 + \left(\frac{a}{h}\right)^2}} \right] \quad (12-1) \end{cases}$$

پس:  $v_n = v_{cr} + v_{tf}$

$v_{cr}$ : برش استاندارد  $F_y$

$v_{tf}$ : تفاوت برش هم به شرح استاندارد  $F_y$

$$v_{cr} = \frac{F_y}{\sqrt{3}} A_w c_v \approx 0.6 A_w F_y c_v$$

$$v_{tf} = \frac{1 - c_v}{2} F_y A_w \left( \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{a}{h}\right)^2}} \right)$$

این صفحه عمداً خالی گذاشته شده است



تعیین، در همین قبل از هر نظر از تیر به بعد نیازی به بحث کشنده عرض نمی باشد؟

در همین، مقدار  $v_n$  استفا نواز عدم وجود بحث کشنده بدست آمده و بر اساس دیاگرام شکر نظر از تیر مستطری  $v_r = v_n$  بدست می آید.

طرح ورق این بحث کشنده عرض جان:

در مورد از تیر نیازی به بحث کشنده می باشد:

①  $h/2s_w > 260$  چنانچه  $\frac{E}{F_y} > 2.46 \frac{h}{t_w}$  باشد، ریشه سه درم تیر مربع کشنده بر اساس روابط (۹-۱) در آنجا کافی نباشد. ③ در بارهای متمرکز یا حمل موزون (بحث کشنده عرض جان)

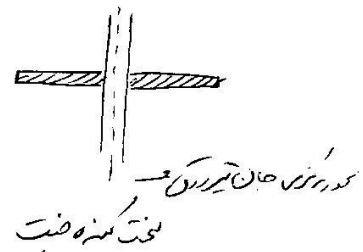
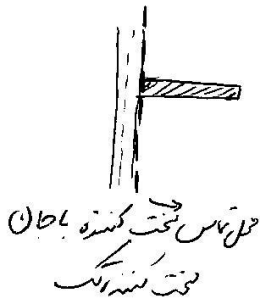
- بحث کشنده می توانده بصورت تک (در یک طرف جان) یا جفت (در دو طرف جان) مورد استفا نواز قرار گیرند. در مورد بحث کشنده عرض جان در حالت جفت معمول تر است.

- بعد از دو تقویت باید یونین باشد که همان انفرین آن محل جوش نهاده شده، در روابط (۱۳-۱) صدق کند:

$$I_{sp} \geq k t_w^3 \quad (13-1)$$

$$b = \min(a, h)$$

$$j = \frac{2.5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} - 2 \geq 0.5$$



حالت تک:  $I_{st} = \frac{b s t_s^3}{3}$

حالت جفت:  $I_{st} = \frac{t_s}{12} (2b_s + t_w)^3 - \frac{1}{12} t_s t_w^3$

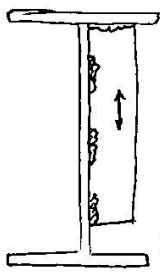
در توان در بحث کشنده عرض جان جهت انتقال بار بهتر تقسیم شده اند. بحث کشنده را قبل از رسیدن به محل کسری تیر مربعی وصل می کنند. بحث کشنده از آنجا باید به جان تیر جوش کامل شود و به جان تیر می تواند بصورت پیوسته یا مصلوح جوش آرد.

فنی خود از محل میدان کسری استفا نواز شود، جوش بحث کشنده پیوسته جان باید در هر حالتی تیر خود

نیروی برش را تحمل نماید:

$$f_{br} = 1.6 h \sqrt{\left[ \frac{1500 F_y}{E} \right]^3} \quad \left( \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \quad \text{مقاومت برش مورد نیاز جوش}$$

مقاومت جوش تحت کشنده بر جان تیر درون شکل ادوین دراز است :



مانند جوش منقطع  $\min(16tw, 250 \text{ mm})$

طول جوش منقطع  $\max(4a, 40 \text{ mm})$  (  $a$  : سازه جوش گرسه )



$$s \quad 4tw \leq s \leq 6tw$$

شیرین در تیر است جویبری از تانس مومضس ووق تحت کشنده ، شرایط غیر مومضس در صورت مومضس از تانس مومضس گرسه :

$$\frac{bs}{ts} \leq 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (14-1)$$

این صفحه عمدتاً خالی گذاشته شده است



این صفحه عمدتاً خالی گذاشته شده است

ارتفاع لبه تیر ورق :

از آنجایی که میزان فولاد استفاده شده، از تیر ورق به نسبت تیر I معمولی بالاتر است، بنابراین وزن مصالح فولاد در طراحی می تواند هزینه را بطور چشم گیری کاهش دهد. بنابراین جرم اولیه منقطع برای انتخاب تیر ورق می تواند طراحی را ساده تر کند.

طراح با تعیین یک جرم اولیه از فرمیت قسمتی تیر بر اساس فواصل بار جانبی، در گامی تیر جداگانه کنترل خمشی می نماید و همانند مومین ورق در دانه ها، با توجه به کنترل قسمتی و اطراف آن تغییرات می نماید :

$$S_x = \frac{I_x}{d/2} \cong \frac{4wh^3 \times \frac{1}{12} + (b_f t_f (h/2)^2)}{h/2} = \left( \frac{A_w}{6} + A_f \right) h$$

$$M_u \leq \phi_b M_n = 0.9 \alpha S_x F_y \Rightarrow A_f = \frac{M_u}{0.9 \alpha F_y h} - \frac{A_w}{6}$$

$$\alpha = \frac{M_{n, try}}{M_y}$$

که در آن  $M_u$  ممان کنترل شده خمشی می باشد و  $M_y = S_y F_y$

$M_{n, try}$  ظرفیت خمشی آهنی براساس جرم اولیه می باشد.

$$A = 2A_f + A_w = \frac{2M_u}{0.9 \alpha F_y h} + \frac{2}{3} h t_w \quad (1)$$

برای رسیدن به کمترین وزن، باید مساحت مقطع آن نسبت به متغیرهای زیر برابر شود. در حالت مد نظریات :

الف) ضخامت جان  $t_w$  ثابت فرض شود :

در این حالت در رابطه (1) تنها  $h$  متغیری است و مساحت مقطع نسبت به آن مفرقی دارد :

$$\frac{dA}{dh} = 0 \Rightarrow \frac{2M_u}{0.9 \alpha F_y} \times \frac{1}{h^2} + \frac{2t_w}{3} = 0 \Rightarrow h_{opt} = \sqrt{\frac{3M_u}{0.9 \alpha F_y t_w}}$$

با در صورتی که نسبت  $\beta_w = \frac{h}{4w}$  ثابت باشد؛

تصمیمات کلیت جدول از آنست که موافق مصالح نسبت  $\frac{h}{4w}$  ثابت فرض می شود. داریم:

$$A = \frac{2Mu}{0.9\alpha F_y} \times \frac{1}{h} + \frac{2}{3} \times \frac{h^2}{\beta_w}$$

$$\frac{dA}{dh} = 0 \rightarrow \frac{-2Mu}{0.9\alpha F_y} \times \frac{1}{h^2} + \frac{4}{3} \times \frac{h}{\beta_w} = 0 \rightarrow h_{opt} = \sqrt[3]{\frac{1.5Mu\beta_w}{0.9F_y\alpha}}$$

بنابراین در صورتی که  $\alpha$  از طریق محاسبات تعیین کننده باشد و در نتیجه  $\alpha$  هم در جدول باشد. با مقادیر واقعی مستعدت باشد، طرح می تواند طرح مجددی بر اساس  $\alpha$  اصلاح شده انجام دهد.

برای هر دو صورت نسبت درونی باید ۱.۲ کمتر باشد نظر قرار دارد:

الف) محفوظات ضعیف اجزای مستطع: تبدیل محدودیت درونی جدولی که نسبت  $\alpha$  بنابر ضعیف است تفاوت معناداری با هم داشته باشد. البته با استر در فهم می تواند باعث شود که درونی ناآرتر شود.

ب) با ابعاد درونی موجود در بازار: تبدیل موجود بنیج یا یکپارچه درونی با آرازی  $25 \text{ mm}$  و نسبت جدول اجزای تیر درونی با درونی این ضعیف تر از آن، استفاده از ضعیف درونی کمتر توصیه نمی شود.





## فصل ۱۰

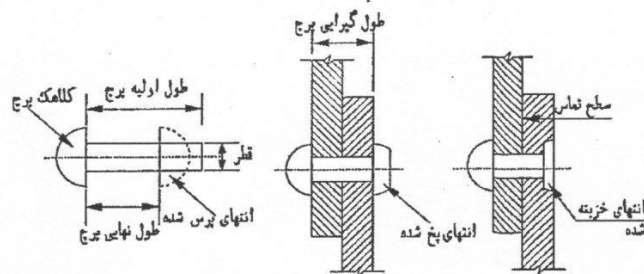
### طراحی اتصالات پیچی

#### ۱-۱۰- پیشگفتار:

در یک سازه فولادی منظور از اتصال صفحات و نیمرخ‌های نورد شده توسط وسایل اتصال (پیچ و پرچ‌ها) و یا جوش به هم، ساخت یک قطعه مستقل و یا اتصال و یکپارچه کردن قسمت‌های مختلف آن سازه می‌باشد. از اتصالات هم در عملیات ساخت کارخانه‌ای قطعاتی که از چند نیمرخ جداگانه تشکیل می‌شوند و هم در مرحله مونتاژ سازه در پای کار استفاده می‌شود. همچنین در مواردی که حمل و نقل یک عضو سازه‌ای به دلیل طول بسیار زیاد آن مشکل و یا غیر ممکن باشد، آن قطعه را به قطعات کوچک‌تری تقسیم کرده و پس از آن در محل نصب توسط یک سری اتصالات به هم متصل می‌کنند. برای سالیان متمادی روش رایج در ساخت اتصالات فلزی پرچکاری بود. با ابداع تکنیک جوشکاری و پیچ‌های با مقاومت بالا، نظر به مزیت‌های اقتصادی و رفتار بهتر آنها، استفاده از پرچ به سرعت کاهش یافت. امروزه استفاده توأم از پیچ و جوش می‌تواند بهره اقتصادی بالایی به همراه داشته باشد. بدین صورت که ابتدا توسط جوشکاری قطعات اصلی در کارخانه ساخته شده و سپس در محل نصب توسط پیچ‌های با مقاومت بالا در جای خود قرار داده می‌شوند. با استفاده از این روش می‌توان کیفیت بالای جوشکاری کنترل شده را با سرعت مونتاژ سریع توسط پیچ‌ها تلفیق کرد.

#### ۱-۲- پرچکاری:

پرچ یکی از وسایل بسیار قدیمی برای اتصالات سازه‌های فولادی است که از یک تنه استوانه‌ای که یک سر آن دارای کلاهک می‌باشد، تشکیل می‌شود. فولادهایی که جهت ساختن پرچ از آن‌ها استفاده می‌شود، فولادهای نرم‌ای هستند که از دو نوع فولاد ASTM انتخاب شده‌اند. پرچ A502 درجه یک با  $F_y = 190 \frac{kg}{cm^2}$  و نوع A502 درجه دو با  $F_y = 260 \frac{kg}{cm^2}$  برای سازه‌های فولادی معرفی شده‌اند که تنش‌های تسلیم ذکر شده، تنش‌های تسلیم میلگردهای مصرفی آنهاست. نحوه عملیات پرچکاری بدین صورت است که ابتدا اعضای مورد اتصال را با قطری به اندازه  $1/6$  میلیمتر بزرگتر از قطر پرچ سوراخ کرده و بر روی یکدیگر قرار می‌دهند، سپس پرچ‌ها را تا حالت سرخ شده کامل (حدود  $950^\circ$  درجه سانتی‌گراد) حرارت می‌دهند و بدنه استوانه‌ای حرارت داده شده را به درون سوراخ‌هایی که قبلاً آماده شده‌اند وارد می‌کنند. با ثابت نگه داشتن سر کلاهک در پرچ، سر دیگر را توسط چکش می‌کوبند تا به فرم کلاهک درآمده و پرچ محکم شود. با انجام عملیات فوق بدنه پرچ به طور کامل وارد سوراخ شده و فضای داخلی آن را پر می‌کند. پس از سرد شدن، ساقه پیچ (قسمت استوانه‌ای شکل) جمع شده و اتصال کاملاً محکم می‌گردد. طی سرد شدن و انقباض پرچ، نیروهای کششی در آن ایجاد می‌شود که چون به خوبی قابل اطمینان و محاسبه نیست از وجود آنها در محاسبات اتصالات پرچی صرف نظر می‌شود.



### شکل ۱۰-۱- نمایش اتصالات پرچی

از مزایای عمده پرچکاری امکان اتصال هر نوع فولادی توسط آن است ولی به دلایلی از قبیل نیاز به نیروی انسانی ماهر، ضعیف شدن مقطع فولادی به دلیل سوراخ کردن مقطع، امکان زنگ زدگی در سطح برآمده پرچ و سر و صدای زیاد در حین عملیات پرچکاری، جز در مواردی خاص، مورد استقبال قرار نمی‌گیرد.

### ۱۰-۳- مزایا و معایب اتصالات پیچی:

امروزه استفاده از پیچ به عنوان یک ابزار اتصال مناسب و قابل اطمینان در سازه‌های فولادی، بسیار رایج و متداول گردیده است. مصالح پیچ‌ها دارای مقاومت گسیختگی به مراتب بالاتر از فولادهای ساختمانی معمولی هستند. دست‌یابی به پیچ‌های با مقاومت مناسب و با کیفیت خوب، موجب فراهم شدن آف‌های جدیدی در اتصالات سازه‌های فولادی شده است.

### ۱۰-۳-۱- مزایای اتصالات پیچی:

**الف) سرعت اجرا:** سرعت اجرای سازه‌های با اتصالات پیچ و مهره ای نسبت به اتصالات جوشی بالاتر و کاملاً قابل لمس می‌باشد و زمان ساخت سازه‌های پیچ و مهره ای کمتر از سازه‌های با اتصالات جوشی است و با توجه به مدت زمان بالای اجرای پروژه‌های کشورمان این نوع از سازه‌ها جهت کاهش زمان ساخت پیشنهاد می‌گردد.

**ب) سرعت نصب و مونتاژ بالا:** در این گونه از سازه‌ها بدلیل حذف کامل جوشکاری در محل نصب سازه، عملیات ساخت فقط به جایگذاری قطعات و بستن تعدادی پیچ و مهره محدود می‌شود که این عامل باعث افزایش چشمگیر سرعت نصب می‌شود و خطاهای نصب به حداقل خود می‌رسد.

**ج) امکان باز نمودن اتصالات و استفاده مجدد از اعضای سازه:** اعضای سازه‌های فولادی را که با پیچ به یکدیگر متصل شده‌اند می‌توان به راحتی از یکدیگر جدا نمود و در محل دیگری مجدداً آنها را به یکدیگر متصل کرد.

**د) پرت مصالح:** معمولاً محاسب در انتخاب مقاطع تیرآهن با محدودیت مواجه می‌شود و مجبور است با اضافه کردن ورق و جوشکاری، به مقطع مورد نظر برسد، حال آنکه در ساختمان پیچ و مهره ای امکان اضافه کردن مقاطع سبکتر با مقاومت بیشتر وجود دارد که استفاده از ورق در ساخت مقاطع، پرت آهن آلات را به حداقل می‌رساند.

**ه) عدم محدودیت در تامین وسایل و تجهیزات و شرایط محیطی کار:** ممکن است در شرایطی، درجه حرارت محیط، تهویه هوا، محل استقرار وسایل و تجهیزات لازم برای جوشکاری فراهم نباشد، در نتیجه از اتصالات پیچی به عنوان یک روش جایگزین استفاده می‌شود.

**و) ایمنی و پایداری سازه:** هم از لحاظ تئوری و هم از لحاظ عملی ثابت شده است که ساختمان‌های پیچ و مهره ای به دلیل کیفیت بهتر، پایداری بیشتری در برابر زلزله و نیروهای جانبی دارند.

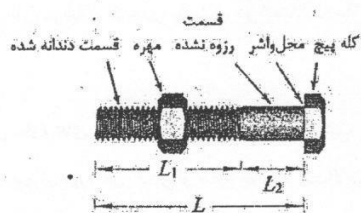
**ز) خوردگی سازه:** در سازه‌های پیچ و مهره ای قبل از رنگ آمیزی، قطعات توسط دستگاه‌های سندبلاست و وایر برس تحت نظر واحد کنترل کیفی زنگ زدایی می‌شوند، اما در سازه‌های جوشی این عملیات انجام نمی‌گیرد و همچنین در سازه‌های جوشی بجای رنگ غنی از روی که در سازه‌های پیچ و مهره ای استفاده می‌شوند، ضد زنگ بکار می‌رود که این امر باعث خوردگی سریع سازه می‌شود.

### ۱۰-۳-۲- معایب اتصالات پیچی:

عمده‌ترین عیب در اتصالات پیچی اجرای غلط و نامناسب سوراخ‌ها و عدم دقت در میزان پیش‌تندگی در پیچ‌هاست. بنابراین بایستی به دقت محل سوراخ‌ها تعیین شده و با وسایل و تجهیزات مناسب عمل سوراخ نمودن اعضا صورت گیرد.

#### ۱۰-۴- پیچ‌های معمولی و پیچ‌های پر مقاومت:

تقسیم‌بندی پیچ‌های معمولی و پر مقاومت بر اساس مقاومت نهایی کششی و نوع مصالحی که پیچ‌ها از آن ساخته و تولید می‌شوند، صورت می‌گیرد. در شکل ۱۰-۲ شکل ظاهری یک پیچ نشان داده شده است. یک پیچ کامل متشکل از تنه پیچ، مهره و واشر است. خود پیچ از کله پیچ، بدنه و قسمت رزوه شده تشکیل شده است. هر دو نوع پیچ معمولی و پر مقاومت دارای شکل ظاهری مشابه یکدیگر هستند.



شکل ۱۰-۲- شکل ظاهری مجموعه پیچ

#### ۱۰-۴-۱- پیچ‌های معمولی (ساده):

این پیچ‌ها که در ساخت آنها دقت کمی به کار می‌رود از فولاد با کربن کم ساخته می‌شوند و بر طبق استاندارد ASTM با علامت A307 که معمولاً در کله پیچ و در قسمت شش ضلعی حک شده است مشخص می‌شوند. این پیچ‌ها از ارزان‌ترین نوع پیچ به شمار می‌روند که مقاومت کششی آنها حدود  $F_u = 4000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  است. عمده‌ترین مورد استعمال این پیچ‌ها در سازه‌های فولادی سبک، قطعات فولادی درجه دوم نظیر مهاربندی‌ها و خرپاهای کوچک است. از این پیچ‌ها به عنوان وسایل کمکی مونتاژ نیز در اتصالاتی که اعضای اصلی آنها توسط جوش و یا پیچ‌های پر مقاومت متصل می‌شوند، استفاده می‌گردد.

#### ۱۰-۴-۲- پیچ‌های پر مقاومت:

عرضه پیچ‌های با مقاومت بالا تحول زیادی در صنعت سازه‌های فولادی به وجود آورد. مصالح پیچ‌های با مقاومت بالا از فولاد با کربن متوسط است که خود و مهره آنها به وسیله عملیات حرارتی و تبرید و باز پخت تهیه می‌شوند. در استاندارد ASTM پیچ‌های A32 (d ≤ 14mm) با تنش کششی نهایی  $8000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  و A32 (d > 14mm) با تنش کششی نهایی  $7250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  و پیچ‌های A490 از نوع فولاد آلیاژدار با تنش کششی نهایی  $10000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  معرفی و طبقه‌بندی می‌شوند.

در استاندارد DIN، پیچ‌ها به صورت Mx.y معرفی می‌شوند که x بیانگر تنش نهایی پیچ بر حسب  $\frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2}$  و y ضریبی است که با ضرب آن در تنش نهایی، مقدار تنش تسلیم پیچ مشخص می‌شود به عنوان مثال پیچ‌های A8/8 با تنش نهایی  $F_u = 8000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  و تنش تسلیم  $F_y = 6400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  و A9/9 با تنش نهایی  $F_u = 10000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  و تنش تسلیم  $F_y = 9000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  شناسایی می‌شوند. قطر پیچ‌های پر مقاومت در محدوده ۱۲ تا ۳۸ میلیمتر می‌باشد و قطرهای ۲۰ و ۲۲ میلیمتر (M22, M20) در کارهای ساختمانی رواج بیشتری دارد.

پیچ‌های با مقاومت بالاتر را آنقدر سفت می‌کنند که در آنها نیروی کششی معینی که سبب فشردن مقاطع فولادی تا حد مطلوبی به یکدیگر می‌شود به وجود آید. در این حالت انتقال نیرو در گره از طریق نیروی اصطکاکی بین مقاطع متصل انجام خواهد گرفت. بدین سبب هرگاه در اتصالی فولادی، مقاومت بالا در برابر لغزش مقاطع مورد نیاز باشد از پیچ‌های با مقاومت بالا به صورت اصطکاکی استفاده می‌گردد و هرگاه چنین مقاومتی مورد نظر نباشد از حالت برشی (اتکایی) استفاده می‌شود.

#### ۵-۱۰- نیروی پیش‌تندگی در پیچ‌های پر مقاومت:

هرگاه پیچ با مقاومت بالایی نصب گردد، اساسی‌ترین الزامی که در نصب آن وجود دارد، ایجاد نیروی پیش‌تندگی کافی در پیچ است. میزان این نیروی پیش‌تندگی به مقدار حداکثر باید به نحوی باشد که تغییر شکل و گسیختگی پیچ را سبب نگردد. منحنی تنش- کرنش پیچ‌های با مقاومت بالا طبق شکل ۳-۱۰ دارای پله خمیری نبوده و لذا در این پیچ‌ها به جای تنش تسلیم از بار قراردادی جاری شدن استفاده می‌شود. بار قراردادی جاری شدن عبارت است از نیرویی که از حاصل ضرب تنش تسلیم (تنش نظیر کرنش ۰/۲ درصد) در سطح تحت کشش پیچ ( $A_s$ ) بدست می‌آید.

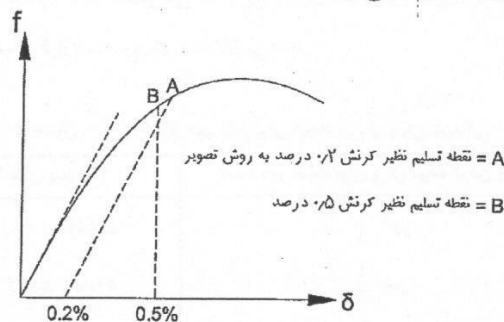
$$A_s = \frac{\pi}{4} \left( d_b - \frac{0.4743}{n} \right)^2 \quad (1-10)$$

$A_s$ : سطح تحت کشش پیچ

$n$ : تعداد دندان‌های پیچ در یک سانتی‌متر

$d_b$ : قطر اسمی پیچ بر حسب سانتی‌متر

بار قراردادی جاری شدن برای پیچ‌های A325 و A490 به ترتیب ۷۰ تا ۸۰ درصد حداقل مقاومت کششی نهایی آنها می‌باشد. مقادیر نیروهای پیش‌تندگی برای هر دو نوع پیچ A325 و A490 برای قطرهای مختلف توسط آیین‌نامه ایران در جدول ۱۰- ذکر گردیده است. نیروهای مندرج در این جدول معادل بار قراردادی جاری شدن برای پیچ A325 و تقریباً معادل ۸۵ تا ۹۰ درصد بار قراردادی جاری شدن برای پیچ A490 است.



شکل ۳-۱۰- منحنی تنش-کرنش پیچ‌های با مقاومت بالا

آیین‌نامه ایران حداقل نیروی پیش‌تندگی در پیچ‌ها را طبق رابطه زیر پیشنهاد می‌کند:

$$T_i = 0.55 F_u A_s \quad (2-10)$$

$T_i$ : نیروی پیش‌تندگی در پیچ

$A_b$ : سطح مقطع اسمی پیچ

$F_u$ : تنش نهایی مصالح پیچ

جدول ۱۰-۱- نیروی پیش تنیدگی و لنگر پیچشی متناظر برای پیچ های  $A325$  و  $A490$

پیچ های نوع $A490$	پیچ های نوع $A325$	قطر اسمی پیچ (بر حسب میلی متر)
۱۱۴ kN	۹۱ kN	M۱۶
۱۷۹ kN	۱۴۲ kN	M۲۰
۲۲۱ kN	۱۷۶ kN	M۲۲
۲۵۷ kN	۲۰۵ kN	M۲۴
۲۳۴ kN	۲۶۷ kN	M۲۷
۴۰۸ kN	۳۲۶ kN	M۳۰
۵۹۵ kN	۴۷۵ kN	M۳۶

• برای سایر پیچ ها درونبایی با مساحت امکان پذیر است.

روش های مختلفی برای ایجاد نیروی پیش تنیدگی در پیچ ها وجود دارد که مهم ترین آنها عبارت است از:

الف) استفاده از آچارهای مدرج:

در این روش با استفاده از آچارهای مخصوص بر پیچ تا حد معینی کوپل پیچشی وارد می کنند به نحوی که در آن، حد پیش تنیدگی معین شده بر طبق جداول ۱۰-۱ و ۱۰-۱ا یا رابطه (۲-۱۰) بدست آید. در این روش طبق آزمایشات، معلوم شده که به طور متوسط در حدود  $\pm 10\%$  درصد نیروی پیش تنیدگی از مقدار معین شده قبلی نوسان دارد.

ب) پیچاندن مناسب مهره با دور اضافی:

این روش اجرایی ترین روش در نصب پیچ هاست. ابتدا مهره پیچ توسط آچارهای متعارف با قدرت کامل پیچانده می شود و سپس بر طبق جدول ۱۰-۲ به آن، دور اضافه تحمیل می کنند. این جدول مقدار دور لازم را بر حسب طول پیچ و وضعیت سطح خارجی قسمت هایی که به یکدیگر قرار است پیچ شوند، نشان می دهد.

جدول ۱۰-۲- میزان دور لازم برای ایجاد نیروی پیش تنیدگی

تعداد دور اضافه برای پیش تنیده کردن پیچ ها	طول پیچ (L)
دور $\frac{1}{3}$	$L \leq 4D$
دور $\frac{1}{2}$	$4D < L \leq 8D$
دور $\frac{2}{3}$	$8D < L \leq 12D$

D قطر پیچ می باشد.

ج) جدیدترین روش نصب پیچ های با مقاومت بالا استفاده از واشرهای نشان دهنده میزان نیروی پیش تنیدگی است. طی این روش، واشری که از یک سطح صاف و از سطح دیگر دارای برآمدگی است بین سر پیچ و قطعه فولادی قرار می دهند به نحوی که سطح غیر صاف آن در مقابل سطح درونی پیچ قرار گیرد. این برآمدگی واشر سبب ایجاد فاصله ای بین واشر و پیچ خواهد

ند که این فاصله به تناسب ازدیاد نیروی کششی کم می شود. عملاً میزان پیش تیدگی پیچها زمانی مناسب است که این فاصله برابر با ۰.۴ میلیمتر گردد.

#### ۱-۶- انواع سوراخ در اتصالات پیچی:

مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران، انواع سوراخ را به شرح زیر طبقه بندی می نماید:

الف) سوراخ استاندارد

ب) سوراخ بزرگ شده

ج) سوراخ لویبایی بلند

د) سوراخ لویبایی کوتاه

در شکل ۱-۴ انواع سوراخ پیچها در اتصالات پیچی نشان داده شده است:



شکل ۱-۴- انواع سوراخ پیچها در اتصالات پیچی

در جدول ۱-۳ ابعاد اسمی سوراخ پیچها بر طبق ضوابط آیین نامه ایران ارائه شده است:

جدول ۱-۳- ابعاد اسمی سوراخ پیچ بر حسب میلیمتر

ابعاد اسمی سوراخ (mm)				قطر پیچ (mm)
سوراخ استاندارد	سوراخ بزرگ شده	سوراخ لویبایی کوتاه (طول×عرض)	سوراخ لویبایی بلند (طول×عرض)	
۱۸	۲۰	۱۸×۲۲	۱۸×۴-	M16
۲۲	۲۴	۲۲×۲۶	۲۲×۵۰	M20
۲۴	۲۸	۲۴×۳۰	۲۴×۵۵	M24
۲۷	۳۰	۲۷×۳۲	۲۷×۶۰	M27
۳۰	۳۵	۳۰×۳۷	۳۰×۶۷	M30
۳۳	۳۸	۳۳×۴۰	۳۳×۷۵	M36
d-۳	d+۰.۸	(d+۱.۰) × (d+۰.۳)	d × (۲.۰) × (d+۰.۳)	≥M۳۶

محدودیت های زیر برای سوراخ های اتصالات پیچی در نظر گرفته می شود:

الف) سوراخ های بزرگ شده فقط در اتصالات اصطکاکی مجاز است.

ب) سوراخ های لویبایی کوتاه در تمام امتدادها در اتصالات اصطکاکی مجاز هستند و در اتصالات اتکایی امتداد طولی سوراخ باید عمود بر امتداد نیرو باشد.

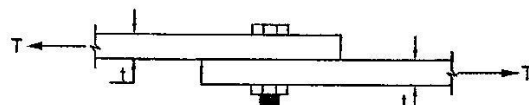
ج) سوراخ های لویبایی بلند در اتصالات اتکایی فقط در امتداد عمود بر مسیر نیرو مجاز هستند و در اتصالات اصطکاکی فقط می توانند در یکی از ورق های اتصال در هر امتداد اختیاری وجود داشته باشند.

#### ۱-۷- اتصالات اتکایی و اصطکاکی:

در سه دهه فولادی، اتصالات پیچی به دو نوع اتکایی (برشی) و اصطکاکایی به شرح زیر طبقه بندی می گردد.

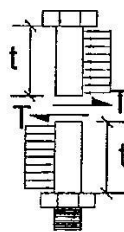
۱-۷-۱۰- اتصالات اتکایی (برشی):

در موردی که لغزش جزئی بین صفحات اتصال مجاز باشد از اتصال اتکایی (برشی) استفاده می شود. این لغزش به گونه ای است که بدنه پیچ با جداره سوراخ ها در تماس باشد. معیار طراحی در اتصالات اتکایی مقاومت اتصال است. در اتصالات اتکایی پس از لغزش صفحات، انتقال بارهای وارده بر اتصال توسط ترکیبی از عمل اصطکاکایی و برشی در پیچ و در بدنه سوراخ است. تا زمانی که بارهای وارده از نوع استاتیکی باشد و تغییر جهت ندهد یک چنین لغزشی فقط یک بار اتفاق خواهد افتاد و بعد از آن لغزش عملاً پیچ از طریق تماس مستقیم خود با بدنه سوراخ به انتقال نیرو خواهد پرداخت. در صورت اعمال بارهای دینامیکی، جهت لغزش اتصال مرتباً عوض شده و موضع تماس بدنه پیچ با جداره سوراخ تغییر می کند. در شکل ۵-۱۰ یک اتصال اتکایی که پیچ های آن تحت اثر برش یک طرفه است نشان داده شده است.

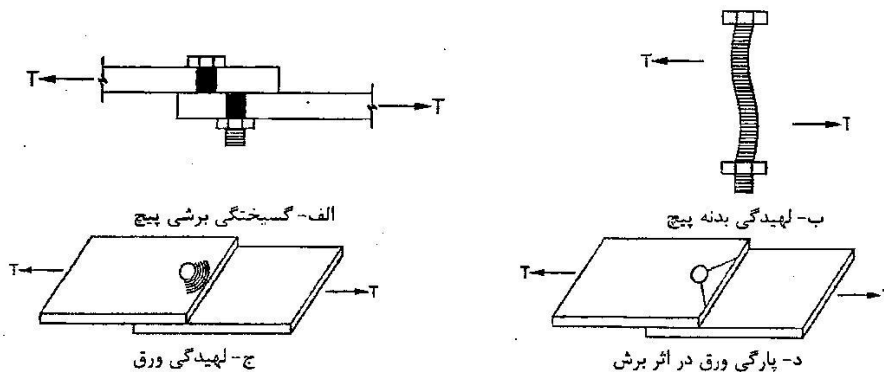


شکل ۵-۱۰- اتصال اتکایی یک طرفه

با اعمال نیرو در اتصال شکل ۵-۱۰ نیروی کششی  $T$  به نیروی برشی در بدنه پیچ تبدیل می شود که مکانیزم این انتقال بار در شکل ۵-۱۰ ارائه شده است. همانگونه که در شکل ۶-۱۰ نشان داده شده است، گسیختگی اتصال اتکایی ممکن است با انهدام پیچ و یا انهدام ورق همراه باشد. انواع گسیختگی که ممکن است در اتصال اتکایی رخ دهد، در شکل ۷-۱۰ نشان داده شده است.



شکل ۶-۱۰- مکانیزم انتقال بار در اتصالات اتکایی



الف- گسیختگی برشی پیچ

ب- لهیدگی بدنه پیچ

ج- لهیدگی ورق

د- پارگی ورق در اثر برش



شکل ۱۰-۷- انواع گسیختگی‌های برشی

ر هر یک از انهدام‌های فوق بایستی جلوگیری به عمل آید. بنابراین باید تنش‌ها در هر یک از حالات، محاسبه شده و با مقاومت طراحی خود کنترل شوند.

فیل از محاسبه تنش‌ها، فرضیات ساده کننده‌ای به منظور یکی نمودن تنش‌های محاسبه شده با تنش‌های واقعی به صورت زیر ارائه می‌شود:

(الف) از تغییر شکل‌های ورق صرف‌نظر می‌شود.

(ب) از مقاومت اصطکاکی در برابر لغزش صرف‌نظر می‌شود.

(ج) از تمرکز تنش در نزدیکی سوراخ‌ها صرف‌نظر می‌شود.

(د) تنش برشی در سطح مقطع پیچ یکنواخت فرض می‌شود.

(ه) فرض می‌شود که تغییر شکل برشی پیچ متناسب با تنش برشی باشد.

(و) تنش فشاری بین پیچ و ورق به صورت یکنواخت در سطحی برابر با حاصلضرب ضخامت ورق در قطر پیچ در نظر گرفته می‌شود.

(ز) از خمشی پیچ صرف‌نظر می‌شود.

۱۰-۷-۱-۱- کنترل گسیختگی کششی ورق:

هنگامی که ورق‌های اتصال تحت اثر نیروی کششی قرار می‌گیرند، باید تنش‌های ناشی از این نیرو در مقطع خالص (در محل سوراخ‌ها) محاسبه و با مقاومت کششی طراحی کنترل گردد. در فصل دوم (جلد اول) نحوه محاسبه و کنترل تنش‌های کششی در سطح مقطع خالص و ناخالص ارائه شده است که روابط آن به شرح زیر است:

$$P_u \leq \phi_t F_y A_g, (\phi_t = 0.9) \quad (3-10)$$

$$P_u \leq \phi_t F_u A_n, (\phi_t = 0.75) \quad (4-10)$$

$$P_u \leq \phi_t F_u A_e, (\phi_t = 0.75) \quad (5-10)$$

در روابط فوق  $A_g, A_n, A_e$  به ترتیب سطح مقطع کل (ناخالص) و سطح مقطع خالص و سطح مقطع خالص موثر هستند.

۱۰-۷-۱-۲- کنترل گسیختگی برشی پیچ:

با توجه به شکل زیر هنگامی که ورق‌های اتصال تحت کشش قرار می‌گیرند، تنش برشی در مقطع پیچ‌ها ایجاد می‌شود. در این حالت با فرض سطح مقطع یکسان برای پیچ‌ها و توزیع یکنواخت تنش برشی، نتیجه می‌شود:

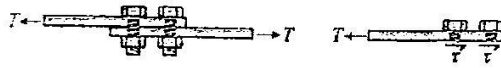
$$R_w = \frac{T_u}{n} \leq \phi R_w \quad (5-10)$$

n: تعداد پیچ‌ها در محل اتصال

$R_w$ : نیروی برشی نهایی سهم هر پیچ

$T_u$ : نیروی کششی ناشی از بارهای ضریبدار

$\phi R_w$ : مقاومت برشی طراحی که در قسمت بعد به آن پرداخته می‌شود.



شکل ۱۰-۸- نمایش تنش برشی در مقطع پیچ‌ها

۱۰-۷-۱-۲-۱- مقاومت برشی طراحی در اتصالات انگابی:

برای تعیین مقاومت برشی طراحی، سطح مقطع اسمی پیچ (مقطع دندانه نشده پیچ) ملاک می باشد.

در اتصالات انگابی مقاومت برشی طراحی  $\phi R_{nv}$  پیچ‌ها و قطعات دندانه شده از رابطه (۱۰-۶) تعیین می گردد:

$$\phi R_{nv} = \phi F_{nv} A_{nb} \quad (10-6)$$

$\phi$ : ضریب کاهش مقاومت و برابر با ۰/۷۵ می باشد.

$R_{nv}$ : مقاومت برشی اسمی

$A_{nb}$ : سطح مقطع اسمی وسیله اتصال (پیچ یا قطعه دندانه شده)

$F_{nv}$ : تنش برشی اسمی مطابق جدول ۱۰-۵

جدول ۱۰-۹-۲-۱- تنش اسمی (پیچ و قطعات دندانه شده)

تنش کششی اسمی ( $F_{nt}$ ) اتصالات انگابی	تنش برشی اسمی ( $F_{nv}$ ) اتصالات انگابی	نوع وسیله اتصال
$0.75F_u$ [۲]	$0.45F_u$ [۳]	پیچ‌های معمولی
$0.75F_u$ [۲]	$0.45F_u$ [۵]	پیچ‌های پر مقاومت در حالتی که سطح برش از قسمت دندانه‌شده می‌گذرد
$0.75F_u$ [۲]	$0.55F_u$ [۵]	پیچ‌های پر مقاومت در حالتی که سطح برش از قسمت دندانه‌شده نمی‌گذرد
$0.75F_u$ [۱],[۲]	$0.45F_u$ [۵]	قطعه دندانه‌شده طبق مشخصات تعیین‌شده، در حالتی که سطح برش از قسمت دندانه‌شده می‌گذرد
$0.75F_u$ [۱],[۲]	$0.55F_u$ [۵]	قطعه دندانه‌شده طبق مشخصات تعیین‌شده، در حالتی که سطح برش از قسمت دندانه‌شده نمی‌گذرد

[۲] در پیچ‌های معمولی که طول گیره آنها از ۵ برابر قطرشان بیشتر است، مقادیر فوق باید به ازای هر ۲ میلی‌متر طول اضافی گیره، یک درصد کاهش داده شود.

[۳] قرار گرفتن دندانه‌ها در سطح برش مجاز است.

[۴] برای تنش کششی اسمی پیچ‌های پر مقاومت تحت اثر تنش کششی ناشی از خستگی به آئین‌نامه‌های معتبر بین‌المللی رجوع شود.

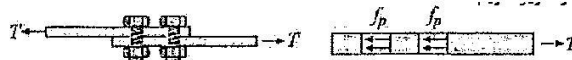
[۵] وقتی که فاصله اولین و آخرین پیچ در امتداد نیرو از ۱۲۵۰ میلی‌متر تجاوز کند این مقادیر را باید ۲۰٪ کاهش داد.

$F_u$ : تنش نهایی مصالح پیچ

۱۰-۷-۱-۳- کنترل لهدگی در بدنه پیچ و ورق اتصال:

به محض وقوع لغزش در پیچ، بدنه پیچ با جداره سوراخ تماس پیدا کرده و به آن فشار وارد می‌کند و تنش‌های لهدگی بین

ورق و پیچ به وجود می‌آید که نمودار جسم آزاد آن در شکل ۱۰-۹ نشان داده شده است.



شکل ۱۰-۹- نمودار جسم آزاد تنش‌های لهدگی بین ورق و پیچ

نیروی انگابی نهایی ناشی از هر پیچ از تعادل نیروها در جهت X بدست می‌آید که در رابطه (۱۰-۷) نشان داده شده است:

$$R_{up} = \frac{T_u}{n} \leq \phi R_{rp} \quad (10-7)$$

$n$ : تعداد پیچ‌ها در محل اتصال

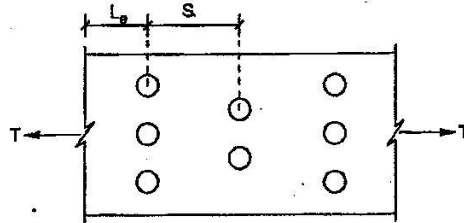
$R_{rp}$ : نیروی انگابی نهایی سهم هر پیچ

$T_u$ : نیروی کششی ناشی از بارهای ضربیدار

$\phi R_{rp}$ : مقاومت انگابی طراحی که در قسمت بعد به آن پرداخته می‌شود.

۱۰-۶-۱-۳-۱- مقاومت انگابی طراحی در اتصالات انگابی:





شکل ۱۱-۱۰- نحوه آرایش و فواصل سوراخ‌ها از یکدیگر

فاصله مرکز تا مرکز سوراخ‌های استاندارد، سوراخ‌های بزرگ شده و سوراخ لوبیایی نباید از ۳ برابر قطر وسیله اتصال کمتر باشد ( $S \geq 3d$ ).

۱۰-۷-۱-۴-۲- حداقل فاصله سوراخ تا لبه عضو:

حداقل فاصله مرکز سوراخ‌های استاندارد تا لبه قطعه متصل شونده بر اساس دو حالت لبه بریده شده و لبه نورد شده و یا بریده شده توسط حرارت از جدول ۱۰-۶ به دست می‌آید. باید توجه نمود که برش دادن یک قطعه باعث مقداری تغییر شکل در انتهای عضو می‌شود که لازمه آن افزایش حداقل فاصله تا لبه عضو می‌باشد.

جدول ۱۰-۶- حداقل فاصله مرکز سوراخ استاندارد تا لبه در امتداد نیرو ( $L_p$ )

قطر اسمی پیچ یا پرچ	لبه بریده شده با قیچی (گیوتین)	لبه نورد شده ورق، نیمرخ، تسمه و نیز لبه بریده شده یا شعله اتوماتیک یا اره
d	$2d$	$1/3 \sqrt{5}d$

برای سوراخ‌های بزرگ شده و لوبیایی فاصله مرکز سوراخ تا لبه نباید از آنچه که برای سوراخ استاندارد تعیین شده به اضافه مقدار  $C_p$  از جدول ۱۰-۷ کمتر شود.

جدول ۱۰-۷- مقادیر افزایش فاصله تا لبه ( $C_p$ )

سوراخ بزرگ شده (mm)	سوراخ لوبیایی (mm)	
	عمود بر امتداد لبه	موازی با لبه
$3mm$	لوبیایی کوتاه	لوبیایی بلند
	$5mm$	$1/3 \sqrt{5}d$

۱۰-۷-۱-۴-۳- فواصل حداکثر سوراخ‌ها تا لبه عضو و از یکدیگر:

حداکثر فاصله از مرکز هر پیچ تا نزدیک‌ترین لبه قطعه در هر راستا به شرح زیر می‌باشد.

الف) برای قطعاتی که تحت اثر خوردگی کم و متوسط ناشی از عوامل جوی قرار داشته باشند، فاصله از مرکز هر پیچ تا نزدیک‌ترین لبه قطعه در هر راستا ۱۲ برابر ضخامت نازک‌ترین قطعه متصل شونده می‌باشد ولی نباید از ۱۵ سانتی‌متر تجاوز کند.

$$L_{e(max)} \leq \min(12t, 15 \text{ cm}) \quad (11-10)$$

t: ضخامت نازک‌ترین قطعه متصل شونده می‌باشد.

همچنین فاصله بین مرکز سوراخ‌ها ۲۴ برابر ضخامت نازک‌ترین قطعه می‌باشد ولی نباید از ۳۰ سانتی‌متر تجاوز کند.

$$S_{(max)} \leq \min(14t, 20 \text{ cm}) \quad (12-10)$$

ب) برای قطعاتی که تحت اثر خوردگی شدید ناشی از عوامل جوی قرار داشته باشند، فاصله از مرکز هر پیچ تا نزدیکترین لبه قطعه در هر راستا ۸ برابر ضخامت نازکترین قطعه متصل شونده می باشد ولی نباید از ۱۲/۵ سانتیمتر تجاوز کند.

$$L_{e(max)} \leq \min(8t, 12/5 \text{ cm}) \quad (13-10)$$

همچنین فاصله بین مرکز سوراخ‌ها ۱۴ برابر ضخامت نازکترین قطعه متصل شونده می باشد ولی نباید از ۲۰ سانتی متر تجاوز کند.

$$S_{(max)} \leq \min(14t, 20 \text{ cm}) \quad (14-10)$$

رعایت حداکثر فواصل سوراخ‌ها تا حدودی تضمین کننده صلیبت ورق‌هاست و منجر به قابل قبول‌تر شدن توزیع مساوی نیرو در پیچ‌ها خواهد شد.

بنابراین برای طراحی اتصالات اتکایی موارد زیر باید رعایت گردد:

الف) تعیین نیروی نهایی کششی در ورقهای اتصال و مقایسه با مقاومت‌های طراحی

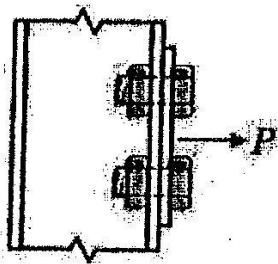
ب) تعیین نیروی نهایی برشی در پیچ‌ها و مقایسه مقاومت برشی طراحی

ج) تعیین نیروی نهایی اتکایی (لهیدگی) و مقایسه آن مقاومت اتکایی طراحی

د) کنترل حداقل فاصله مرکز سوراخ‌ها از یکدیگر و لبه‌های انتهایی برای جلوگیری از پارگی ورق

۱-۱-۵- نیروی کششی خالص در اتصالات اتکایی:

با توجه به شکل ۱-۱-۱۲ نیروی P به مرکز سطح پیچ‌ها اعمال شده است و باعث ایجاد نیروهای یکسان کششی عمود بر مقطع پیچ‌ها می گردد.



شکل ۱-۱-۱۱- اتصال پیچی تحت اثر نیروی کششی

در این حالت بعد از محاسبه نیروی نهایی کششی در هر پیچ با مقاومت کششی طراحی بر اساس رابطه (۱۵-۱۰) مقایسه می

شود:

$$R_{ut} \leq \phi R_{nt} \quad (15-10)$$

$R_{nt}$ : نیروی نهایی کششی در هر پیچ

$\phi R_{nt}$ : مقاومت کششی طراحی

$\phi$ : ضریب تقلیل مقاومت که برابر با ۰/۷۵ می باشد.

۱-۵-۱-۷- مقاومت کششی طراحی:

مقاومت کششی طراحی بر اساس رابطه زیر قابل بیان می باشد:

$$\phi R_{nt} = 0.75 F_u A_{nb}$$

۲- تنش اسمی کششی پیچ طبق جدول ۸-۱۰

۳-  $A_{nv}$ : سطح مقطع اسمی وسیله اتصال

جدول ۸-۱۰- تنش اسمی کششی (پیچ و قطعات دندانه شده)

تنش کششی اسمی ( $F_u$ )	نوع وسیله اتصال
$0.75 F_u$ [۱][۲]	پیچ‌های معمولی
$0.75 F_u$ [۳]	پیچ‌های پر مقاومت در حالتی که سطح برش از قسمت دندانه‌شده می‌گذرد
$0.75 F_u$ [۳]	پیچ‌های پر مقاومت در حالتی که سطح برش از قسمت دندانه‌شده نمی‌گذرد
$0.75 F_u$ [۱][۳]	قطعه دندانه‌شده طبق مشخصات تعیین‌شده، در حالتی که سطح برش از قسمت دندانه‌شده می‌گذرد
$0.75 F_u$ [۱][۳]	قطعه دندانه‌شده طبق مشخصات تعیین‌شده، در حالتی که سطح برش از قسمت دندانه‌شده نمی‌گذرد

مثال: در یک اتصال اتکایی از پیچ‌های پر مقاومت  $A490$  به قطر ۲۲ میلی‌متر استفاده شده است. چنانچه صفحه برش خارج از

ناحیه رزوه شده بگذرد، مطلوبست

الف: تنش برشی اسمی برای پیچ

ب: تنش اسمی کششی برای پیچ

حل:

الف: با استفاده از جدول ۸-۱۰-۵ داریم:

$$F_{nv} = 0.55 F_u = 0.55 \times 8000 = 4400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

ب: با استفاده از جدول ۸-۱۰-۸ داریم:

$$F_{nt} = 0.75 F_u = 0.75 \times 8000 = 6000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

۱-۷-۱-۶- اثر مشترک کشش و برش در اتصالات اتکایی::

مقاومت طراحی پیچ تحت اثر ترکیب تنش‌های کششی و برشی در اتصالات اتکایی بر اساس حالت‌های حدی گسیختگی

کششی و برشی به شرح زیر تعیین می‌گردد.

$$\phi R_{nt} = \phi F'_{nt} A_{nb} \quad (17-10)$$

$$\phi R_{nv} = \phi F'_{nv} A_{nb} \quad (18-10)$$

$\phi$ : ضریب تقلیل مقاومت که برابر با  $0.75$  می باشد.

$F'_{nt}$ : تنش کششی اسمی اصلاح شده با در نظر گرفتن اثرات تنش برشی که از رابطه زیر بدست می آید:

$$F'_{nt} = F_{nt} \left[ 1/\sqrt{2} - \frac{f_{uv}}{\phi F_{nv}} \right] \leq F_{nt} \quad (19-10)$$

$$R_{uv} \leq \phi R_{nv} \quad (20-10)$$

$F'_{nv}$ : تنش برشی اسمی اصلاح شده با در نظر گرفتن اثرات تنش کششی که از رابطه زیر بدست می آید:

$$F'_{nv} = F_{nv} \left[ 1/\sqrt{2} - \frac{f_{nt}}{\phi F_{nt}} \right] \leq F_{nv} \quad (21-10)$$

$$R_{nt} \leq \phi R_{nv} \quad (22-10)$$

$F_{nt}$ : تنش کششی اسمی مطابق جدول ۸-۱۰

$F_{nv}$ : تنش برشی اسمی مطابق جدول ۵-۱۰

$R_{uv}$ : نیروی برشی نهایی در یک پیچ

$R_{nt}$ : نیروی کششی نهایی در یک پیچ

در مواردی که تنش برشی نهایی  $(f_{nv} = \frac{P_{xy}}{\sum A_b})$  یا تنش کششی نهایی  $(f_{nt} = \frac{P_{ux}}{\sum A_b})$  کمتر یا مساوی ۳۰٪ تنش طراحی

متناظر باشد، اثرات تنش های ترکیبی می تواند نادیده گرفته شوند.

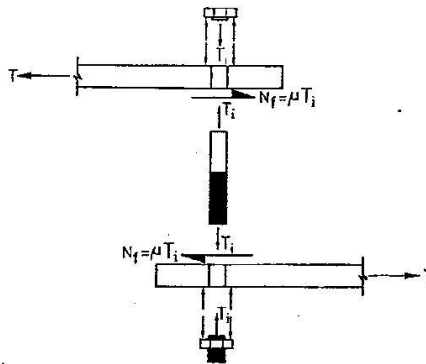
#### ۲-۷-۱۰- اتصالات اصطکاکی:

هنگامی که پیچ درون سوراخ صفحات اتصال قرار می گیرد، علاوه بر مهره باید از واشر نیز استفاده نمود. باید توجه شود که واشر مصرفی در اتصال اصطکاکی نباید از نوع واشر فنری باشد. بر اساس مبحث دهم، در طراحی لرزه ای تنها باید از اتصال اصطکاکی استفاده شود. به عبارتی دیگر، در طراحی همه اتصالات قاب های خمشی و قاب های دوگانه و نیز اتصالات مهاربندی و وصله ستون های باربر جانبی در قاب های ساده باید از این نوع عملکرد استفاده نمود. در این نوع اتصال، علاوه بر سفت کردن پیچ، باید به مقداری که در طراحی مشخص شده است، نیروی پیش تنیدگی  $T_1$  نیز در پیچ ایجاد شود. با اعمال نیروی پیش تنیدگی، پیچ تحت کشش قرار گرفته و بین صفحات اتصال، اصطکاک  $N_f$  که برابر  $\mu T_1$  است بوجود می آید.  $\mu$  ضریب اصطکاک بین ورق های اتصال است که باعث عدم لقی و کارکرد کامل اتصال می شود. مقدار ضریب اصطکاک بستگی به وضعیت سطوح قطعات تشکیل دهنده اتصال دارد و عواملی نظیر آغشته بودن سطوح به رنگ، روغن و یا زنگ زده بودن سطوح و غیره در مقدار  $\mu$  دخالت دارد. نتایج آزمایشات نشان می دهد که مقدار  $\mu$  در سطوح تماس فولادی از ۰/۲ تا ۰/۶ متغیر است.

در شکل ۱۰-۱۲ یک اتصال اصطکاکی که وسایل اتصال آن پیچ های پرمقاومت می باشد، نشان داده شده است.



الف- اتصال اصطکاکی با پیچ های پرمقاومت



ب- نحوه انتقال بار در اتصال اصطکاکی  
 شکل ۱۰-۱۲- نمایش اتصال اصطکاکی

در این حالت چون  $N_f$  توانایی انتقال نیرو بین ورق‌های اتصال را دارد، تحت اثر بارهای سرویس بین بدنه پیچ و جداره، نیروی لهیدگی ایجاد نمی‌شود. با افزایش بار  $T$ ، نیروی اصطکاکی  $N_f$  دیگر قادر به مقابله با بارهای وارده نمی‌باشد و در نتیجه نیروهای مقاوم همان تنش‌های لهیدگی بین بدنه پیچ و جداره سوراخ و تنش برشی خواهد بود و در نهایت یکی از انواع گسیختگی‌های شکل ۱۰-۷ رخ خواهد داد.

باید در نظر داشت که شکل پیچ در اتصال اصطکاکی با شکل پیچ در اتصال اتکایی متفاوت است، به طوری که پیچ‌های اتصال اصطکاکی دارای سرپیچ بزرگتر هستند.

#### ۱۰-۲-۷-۱- مقاومت کششی طراحی و برشی طراحی در اتصالات اصطکاکی:

مقاومت کششی طراحی پیچ‌های پر مقاومت در اتصالات اصطکاکی عیناً مشابه مقاومت کششی طراحی پیچ‌های پر مقاومت در اتصالات اتکایی بوده و از بخش ۱۰-۷-۱-۵ تعیین می‌گردد.

مقاومت برشی طراحی پیچ‌های پر مقاومت در اتصالات اصطکاکی بر اساس کنترل لغزش بحرانی تعیین می‌گردد. مقاومت برشی طراحی پیچ‌های پر مقاومت در اتصالات اصطکاکی بر اساس کنترل لغزش بحرانی مساوی  $\phi R_{nv}$  می‌باشد که در آن:  $\phi$  ضریب کاهش مقاومت و  $R_{nv}$  مقاومت برشی اسمی طبق رابطه زیر می‌باشد:

$$R_{nv} = \mu D_s h_f T_b n_s \quad (10-23)$$

$\phi$ : ضریب کاهش مقاومت به شرح زیر:

برای سوراخ‌های استاندارد و سوراخ لویبایی کوتاه در امتداد عمود بر راستای نیرو:  $\phi = 1$

برای سوراخ‌های بزرگ شده و سوراخ لویبایی کوتاه در امتداد موازی با راستای نیرو:  $\phi = 0.85$

برای سوراخ‌های لویبایی بلند:  $\phi = 0.7$

$\mu$ : ضریب اصطکاکی به شرح زیر:

برای وضعیت سطحی کلاس A (سطح فلز دار تمییز و رنگ‌شده):  $\mu = 0.3$

برای وضعیت سطحی کلاس B (سطح تمییز شده با ماسه پاشی و رنگ‌نشده):  $\mu = 0.5$

$D_s$ : نسبت پیش‌تندگی متوسط پیچ‌ها به پیش‌تندگی حداقل پیچ‌ها و مساوی  $1/13$



$\Pi_f$ : ضریب کاهش بخاطر وجود ورق‌های پرکننده در بین قطعات متصل به یکدیگر به شرح زیر:

در صورت عدم نیاز به ورق‌های پرکننده در بین قطعات متصل به یکدیگر مساوی ۱

در صورت استفاده فقط از یک ورق پرکننده در بین قطعات متصل به یکدیگر مساوی ۱

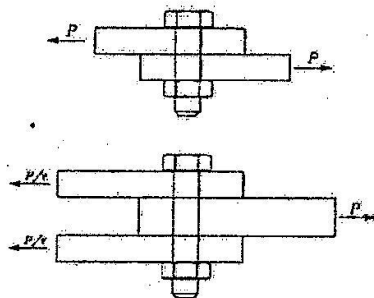
در صورت استفاده از دو یا تعداد بیشتری از ورق‌های پرکننده در بین قطعات متصل به یکدیگر مساوی ۰/۸۵

$T_b$ : حداقل نیروی پیش‌تندگی پیچ طبق جدول ۱-۱۰

$\Pi_b$ : تعداد صفحات لغزش

معمولاً  $\Pi_b$  براساس نحوه انتقال بار و تعداد صفحات لغزش تعیین می‌گردد. انتقال بار در اتصالات پیچی به دو صورت

اتصال یک‌برشه و دوبرشه انجام می‌شود. این حالت‌های انتقال بار در شکل ۱۰-۱۳ نشان داده شده‌اند.



شکل ۱۰-۱۳- حالت‌های مختلف انتقال بار در اتصالات پیچی

در حالت اول فقط یک صفحه شکست برشی یا یک نیروی برشی مقاوم پیچ برای نیروی وارده  $P$  وجود دارد. در حالت دوم، دو صفحه شکست برشی وجود دارند و یک نیروی برشی مقاوم پیچ برای نیروی وارده  $P/2$  و برای کل نیروی  $P$ ، دو نیروی مقاوم برشی پیچ موجود است. بنابراین مقاومت برشی در حالت دوم دو برابر حالت اول است. از نظر ضریب  $\Pi_b$  نیز در حالت اول یک صفحه لغزش وجود دارد و  $\Pi_b = 1$  و در حالت دوم دو صفحه لغزش وجود دارد و  $\Pi_b = 2$  می‌باشد.

#### ۱۰-۷-۲- ترکیب تنش‌های کششی و برشی در اتصالات اصطکاکی:

در حالت ترکیب تنش‌های کششی و برشی در اتصالات اصطکاکی، نیروی کششی موجود باعث کاهش نیروی پیش‌تندگی پیچ می‌شود. اثرات کاهش نیروی پیش‌تندگی با اعمال ضریب کاهش  $k_{sc}$  در مقاومت برشی اسمی طبق رابطه (۱۰-۲۳) در نظر گرفته می‌شود. این ضریب بر اساس نتایج آزمایش‌ها طبق رابطه زیر بدست آمده است.

$$k_{sc} = 1 - \frac{T_u}{D_u T_b \Pi_b} \quad (۱۰-۲۳)$$

$T_u$ : نیروی کششی نهایی ناشی از ترکیبات بارگذاری

$D_u$ : نسبت پیش‌تندگی متوسط پیچ‌ها به پیش‌تندگی حداقل پیچ‌ها و مساوی ۱/۱۳

$T_b$ : حداقل نیروی پیش‌تندگی پیچ طبق جدول ۱-۱۰

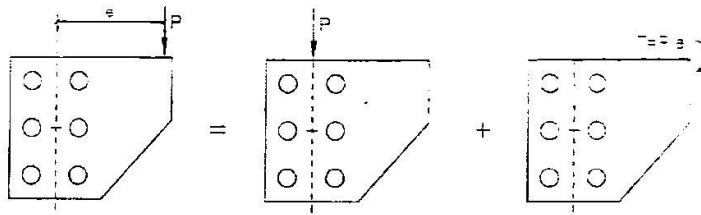
$\Pi_b$ : تعداد پیچ‌هایی که نیروی کششی را تحمل می‌کنند

این صفحه عمدتاً خالی گذاشته شده است

این صفحه عمدتاً خالی گذاشته شده است

#### ۱۰-۸- اتصالات پیچی تحت اثر برش با خروج از مرکزیت:

هرگاه بار  $P$  به نحوی عمل کند که راستای اثر آن از مرکز ثقل مجموعه پیچ‌ها نگذرد و مقدار خروج از مرکزیت نیروی  $P$  طبق شکل ۱۰-۱۷ برابر  $e$  باشد، می‌توان یک چنین نیرویی را معادل مجموع یک نیرو که از مرکز ثقل پیچ‌ها می‌گذرد و یک لنگر که برابر  $P \cdot e$  است در نظر گرفت. چون هم نیرو و هم لنگر هر دو باعث برش در پیچ‌ها می‌گردند لذا یک چنین وضعیت اثر نیرویی را برش با خروج از مرکزیت می‌گویند.



شکل ۱۰-۱۷- ترکیبی از برش و لنگر پیچشی در اتصالات

در چنین حالتی توزیع نیرو در پیچ‌ها با استفاده از روابط معمول علم مقاومت مصالح و با فرض رفتار الاستیک اتصال به دست می‌آید. نیروی برشی P تنش‌های برشی یکسانی در کلیه پیچ‌ها ایجاد می‌کند. برای تعیین تنش‌های ناشی از لنگر پیچشی در پیچ‌های اتصال شکل ۱۰-۱۸ فرض می‌شود که تغییر شکل برشی هر پیچ متناسب با فاصله آن از مرکز پیچ‌ها باشد. این فرض برای مقاطع مدور تحت اثر لنگر پیچشی نیز جهت تعیین تنش‌های برشی به کار می‌رود.



شکل ۱۰-۱۸- اتصال تحت اثر لنگر پیچشی

الف) توزیع نیروی ناشی از پیچش به تناسب فاصله

ب) تجزیه نیروی وارد بر پیچ در دو راستای x, y

$$\frac{f_i}{d_i} = \frac{f_1}{d_1} \quad (25-10)$$

اگر سطح مقطع پیچ  $A_i$ ، باشد در این صورت تنش در پیچ  $i$  ام برابر است با:

$$f_i = \frac{R_i}{A_i} \quad (26-10)$$

از طرفی لنگر پیچشی T برابر با مجموع لنگرهای ایجاد شده توسط نیروهای  $R_i$  خواهد بود:

$$T = \sum R_i d_i \quad (27-10)$$

با استفاده از روابط (۲۵-۱۰) تا (۲۷-۱۰) می‌توان نوشت:

$$T = \sum f_i A_i d_i = \sum \frac{f_1}{d_1} A_i d_i^2 = \frac{f_1}{d_1} \sum A_i d_i^2 \quad (28-10)$$

از رابطه (۲۸-۱۰) می‌توان نتیجه گرفت:

$$f_1 = \frac{T d_1}{\sum A_i d_i^2} \Rightarrow f_i = \frac{T d_i}{\sum A_i d_i^2} \quad (29-10)$$

در این رابطه  $\sum A_i d_i^T$  ممان اینرسی پیچشی مقطع است.

به منظور سهولت در محاسبات می‌توان از مولفه‌های قائم و افقی جهت تعیین تنش برشی  $f_i$  استفاده کرد. در این صورت

می‌توان نوشت:

$$d_i^T = d_{ix}^T + d_{iy}^T \quad (30-10)$$

$$f_{ix} = f_i \cos \alpha = \frac{f_i d_{iy}}{d_i} \quad (31-10)$$

$$f_{iy} = f_i \sin \alpha = \frac{f_i d_{ix}}{d_i} \quad (32-10)$$

با استفاده از رابطه (33-10) مولفه‌های افقی و قائم تنش  $f_i$  برابر خواهند بود:

$$f_{ix} = \frac{T d_{iy}}{A_i \sum (d_{ix}^T + d_{iy}^T)} \quad (33-10)$$

$f_{ix}$ : مولفه افقی تنش برشی حاصل از پیچش T

$$f_{iy} = \frac{T d_{ix}^T}{A_i \sum (d_{ix}^T + d_{iy}^T)} \quad (34-10)$$

$f_{iy}$ : مولفه قائم تنش برشی حاصل از پیچش T

در صورتی که علاوه بر پیچش، برش نیز موجود باشد، تنش‌های برشی مستقیم در دو جهت X, Y برابر خواهد بود:

$$f_{sx} = \frac{P_x}{\sum A_i} \quad (35-10)$$

$f_{sx}$ : مولفه افقی تنش برشی حاصل از برش مستقیم

$$f_{sy} = \frac{P_y}{\sum A_i} \quad (36-10)$$

$f_{sy}$ : مولفه قائم تنش برشی حاصل از برش مستقیم

برآیند تنش‌های برشی در هر پیچ برابر است با:

$$f_r = \sqrt{(\pm f_{ix} \pm f_{sx})^2 + (\pm f_{iy} \pm f_{sy})^2} \quad (37-10)$$

پس از تعیین حداکثر تنش، مقدار آن می‌بایست با ظرفیت یا ظرفیت با تنش از روش یار مقاومت مقایسه شود. چون در روابط LRFD نیروی پیچ با ظرفیت نیروی پیچ مقایسه شده است لذا چنانچه سطح مقطع پیچ یا همان A از روابط مذکور حذف گردد مقادیر، نیرو در پیچ‌ها بدست خواهد آمد.

با قرار دادن مقدار  $R_{nv}$  از رابطه (38-10) در رابطه مقاومت نهایی، حداکثر تنش تحت اثر بار نهایی  $f_u$  بدست می‌آید.

$$R_{nv} \leq \phi R_{nv} \quad (38-10)$$

$$f_u \leq \phi F_{nv}$$

$F_{nv}$ : مقدار تنش اسمی مطابق جدول

رابطه (38-10) برای اتصال اتکایی می‌باشد. در مورد اتصال اصطکاک‌کی، با قرار دادن رابطه (33-10) در رابطه مقاومت،

رابطه زیر نتیجه می‌شود:

$$R_w \leq \phi R_{nw}$$

$$f_u \leq \frac{\phi \mu D_u h_f T_b n_s}{A_{nb}}$$

(۳۹-۱۰)

در تعیین تنش‌های برشی باید به پیچ‌های بحرانی توجه نمود. پیچی بحرانی است که فاصله آن از مرکز ثقل پیچ‌ها بیشتر باشد

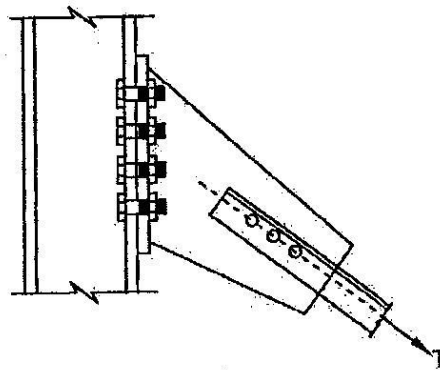
و مولفه‌های قائم و یا افقی ناشی از برش و پیچش در آن هم جهت باشند.

این صفحه عمدتاً خالی گذاشته شده است



#### ۹-۱۰- طراحی اتصالات پیچی تحت اثر توام کشش و برش:

در اتصالات سازه‌های فولادی به کمک پیچ موارد متعددی وجود دارد که مجموعه پیچ‌ها تحت اثر هم زمان نیروی برشی و نیروی کششی قرار دارند. در شکل ۱۰-۲۲ نمونه‌ای از اتصال تحت اثر برش و کشش توام نشان داده شده است. در این اتصال نیرو از مرکز ثقل پیچ‌ها می‌گذرد در نتیجه هیچ گونه لنگری به مجموعه پیچ‌ها اعمال نمی‌شود.

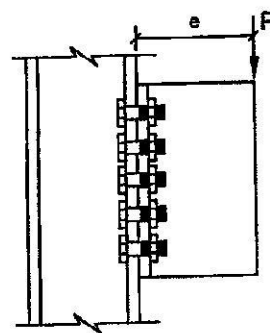


شکل ۱۰-۲۲- اتصال تحت اثر هم زمان برش و کشش

در این حالت، بار وارده دارای مولفه در هر دو جهت X و Y است که باعث تنش‌های برشی و کششی در پیچ‌ها می‌گردد. ترکیب تنش‌ها در اتصالات اتکایی از روابط (۱۷-۱۰) تا (۲۰-۱۰) و در اتصالات اصطکاکی از رابطه (۱۰-۲۳) با اعمال ضرایب مربوطه از رابطه (۱۰-۲۴) تعیین می‌گردد.

### ۱۰-۱۰- طراحی اتصالات پیچی تحت اثر خمش:

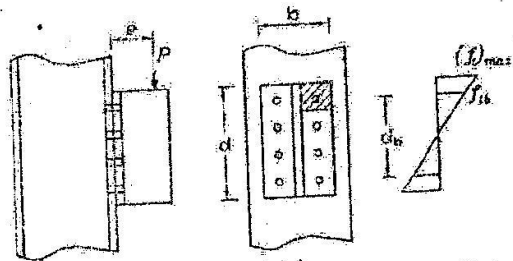
چنانچه به اتصالات بار خارج از مرکز اعمال شود، اتصال تحت اثر لنگر خمشی قرار می گیرد. در شکل ۱۰-۲۴ نمونه ای از اتصالات تحت اثر لنگر خمشی نشان داده شده است. این اتصالات دو عملکرد متفاوت از خود نشان می دهند که ناشی از وجود یا عدم وجود پیش تنیدگی اولیه در پیچ ها است.



شش ۱۰-۲۴- اتصال تحت اثر برش و خمشی

در این حالت، نیروی خارج از مرکز با یک نیروی مرکزی و لنگر خمشی معادل می شود و تنش های حاصل از بار وارده و لنگر خمشی به دست می آیند و با یکدیگر ترکیب می شوند. سپس طراحی اتصال بر اساس حداکثر تنش ترکیبی انجام می شود. تنش برشی حاصل از بار وارده طبق معمول و از تقسیم بار وارده به تعداد پیچها به دست می آیند. اما در مورد تنش کششی حاصل از لنگر، معمولاً به دو روش عمل می شود.

روش اول با فرض تماس کامل اجزای اتصال است. که لنگر وارده را به صورت یکپارچه حمل می کنند. در این حالت عملکرد اجزای اتصال به صورت یک عضو خمشی فرض می شود. این فرض معمولاً در مورد اتصالات اصطکاکی و به دلیل وجود پیش تنیدگی در اتصال، یک فرض صحیح است. اما در مورد اتصالات اتکایی لازم است دقت بیشتری در استفاده از این فرض شود. شایان ذکر است که این فرض در برخی موارد در اتصالات اتکایی استفاده می شود. زیرا در این اتصالات نیز معمولاً مقداری تنش پیش تنیدگی وجود دارد. این حالت در شکل ۱۰-۲۵ نشان داده شده است.



شکل ۱۰-۲۵- محاسبه تنش کششی ناشی از لنگر با فرض تماس کامل اجزای اتصال

تنش کششی با فرض عملکرد یکپارچه اتصال و مشابه یک عضو خمشی از رابطه ارتجاعی به دست می آید. حداکثر تنش کششی در اثر لنگر خمشی برابر است با:

$$f_{t,max} = \frac{MC}{I} = \frac{eM}{bd^2} \quad (40-10)$$

تنش در محل پیچ  $f_{tb}$  از تناسب تنش ها بدست می آید:

$$f_{tb} = f_{t,max} \left( \frac{d_b}{d} \right) \quad (41-10)$$

نیروی کششی پیچ از حاصل ضرب تنش پیچ در سطح باربری آن نتیجه می شود. در برخی موارد لازم است این سطح بطور تقریبی تعیین گردد.

$$T_b = f_{tb} A_{tb} \quad (42-10)$$

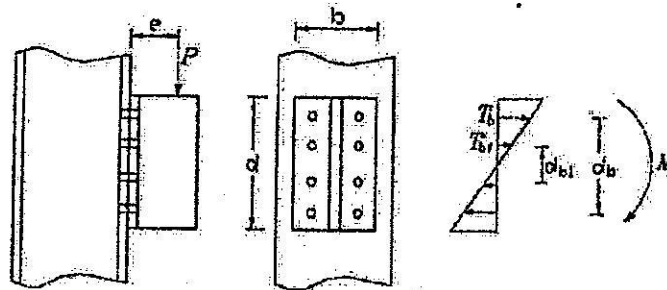
$A_{tb}$ : سطح باربری پیچ

تنش کششی در اثر لنگر خمشی با تقسیم نیروی پیچ به سطح مقطع آن بدست می آید.

$$f_t = \frac{T_b}{A_b} \quad (43-10)$$

پس از تعیین تنش های برشی و کششی پیچ، ترکیب این دو با استفاده از روابط تنش های ترکیبی مورد بررسی قرار می گیرد.

روش دیگر مورد استفاده برای تعیین تنش کششی پیچ ها، فرض عملکرد مستقل پیچ ها می باشد. این روش معمولاً در مورد اتصالات اتکایی یا در حالتی که فاصله پیچ ها از یکدیگر زیاد باشند مورد استفاده قرار می گیرد. در این حالت فرض توزیع تنش یکنواخت در اتصال، فرض صحیحی نمی باشد. این حالت در شکل ۱۰-۲۶ نشان داده شده است.



شکل ۱۰-۲۶ محاسبه تنش کششی ناشی از لنگر با فرض عملکرد مستقاً پیچ ها

از برقراری تعادل لنگرها برای حالت مورد بررسی، نتیجه می شود:

$$2T_b d_b + 2T_{b1} d_{b1} = M \quad (44-10)$$

رابطه (۴۴-۱۰) با فرض قرار گرفتن تار خشی در وسط گروه پیچ می باشد. این فرض با توجه به موقعیت پیچ ها ممکن است همیشه فرض صحیحی نباشد.

نسبت نیروها از رابطه زیر بدست می آید:

$$\frac{T_{b1}}{d_{b1}} = \frac{T_b}{d_b} \quad (45-10)$$

با قرار دادن مقدار  $T_{b1}$  از رابطه (۴۵-۱۰) در رابطه (۴۴-۱۰) مقدار  $T_b$  بدست می آید.

$$T_b = \frac{Md_b}{2(d_b^2 + d_{b1}^2)} \quad (46-10)$$

لازم به توضیح است که در برخی موارد که فاصله پیچ ها از یکدیگر زیاد می باشند، نیروی کششی پیچ مستقیماً از تقسیم نیروی کششی حاصل از لنگر بر تعداد پیچ های در مجاورت نیروی کششی به دست می آید.

تنش کششی مشابه حالت قبل تعیین می گردد. سپس ترکیب تنش ها با استفاده از روابط تنش های ترکیبی بررسی می شود.



# فصل ۱۱

## طراحی جوش

## ۱۱-۱- پیشگفتار:

تحلیل علمی و فنی جوشکاری با تکیه بر فرآیندهای مختلف آن به ویژه در مورد اعضای فولادی و در راستای طراحی اتصالات همواره مورد توجه طراحان بوده است. روش‌های گوناگون اتصال اعضای یک ترازه به یکدیگر بر حسب نوع فرآیند و یا فن اتصال متفاوت است. بر این اساس می‌توان از روش مکانیکی از قبیل پیچ، پرچ، میخ و یا روش‌های متالورژیکی مانند جوشکاری و لحیم کاری استفاده نمود. جوشکاری عبارت است از اتصال و یکپارچه کردن قطعات مختلف فلزی به طور اعم و فولادی به طور اخص به کمک حرارت، فشار و یا ترکیبی از حرارت و فشار. در هر فرآیند جوشکاری عوامل زیر مورد نیاز است:

الف) منبع ایجاد گرما یا فشار

ب) فلز مادر یا فلز پایه

ج) فلز پرکننده یا فلز جوش

منبع ایجاد گرما می‌تواند شعله یا منبع الکتریکی باشد. منظور از فلز پایه قطعات فلزی است که باید با یکدیگر یکپارچه شوند. فلز پرکننده نیز فلزی است که در فرآیند جوشکاری ذوب شده و درز بین دو قطعه فلز پایه را پر می‌کند. جوشکاری می‌تواند با یا بدون فلز پرکننده باشد.

اتصال جوشی خوب و ایده آل به اتصالی اطلاق می‌شود که در آن خواص مکانیکی مصالح اولیه تحت تاثیر حرارت و ذوب شدن تغییری نکند. امروزه پیشرفت‌های زیادی در روش‌های جوشکاری حاصل شده که از جمله آن‌ها می‌توان به جوش دادن فولادهای آلیاژی و جوشکاری در زیر آب برای سازه‌های دریایی اشاره کرد.

## ۱۱-۲- فرآیندهای جوشکاری:

با استفاده از روش‌های مناسب جوشکاری می‌توان خواص مکانیکی محل اتصال را آنچنان آماده‌سازی نمود که دست یابی به یک جوش ایده آل ممکن شود. جوش مذاب شامل جوش گازی و جوش قوس الکتریکی از متداول‌ترین روش‌های جوشکاری در سازه‌های فولادی است. در جوشکاری ذوبی، اعضا در محل اتصال توسط حرارت ذوب شده و سپس با افزایش مواد جوش به صورت مذاب در آن محل، کلیه مواد مذاب با یکدیگر مخلوط شده و با سرد شدن مواد مذاب عمل جوش انجام می‌گیرد. حرارت در جوش گازی توسط گاز و در جوش قوس الکتریکی توسط عبور جریان مستقیم و یا متناوب ایجاد می‌شود.

فرآیندهای جوشکاری در سه رده عمومی زیر قرار می‌گیرند:

الف) جوشکاری دستی

ب) جوشکاری نیمه خودکار

ج) جوشکاری خودکار

اختلاف سه فرآیند فوق در موارد زیر است:

الف) هدایت اثر در جوشکاری دستی توسط کارگر انجام می‌شود.

ب) در جوشکاری دستی از الکتروود روکش دار با طول محدود استفاده می‌شود و در جوشکاری نیمه خودکار و خودکار از الکتروود لخت (بدون روکش) با طول پیوسته که دور قرقره پیچیده شده، استفاده می‌شود.

ج) در جوشکاری نیمه خودکار، هدایت انبر توسط جوشکار انجام می‌شود، اما طول الکتروود نامحدود است.

د) در جوشکاری خودکار، کلیه عملیات جوشکاری توسط دستگاه به صورت خودکار انجام می‌شود.

#### ۱۱-۲-۱- جوش گازی:

برای جوشکاری توسط گاز از اکسیژن ( $O_2$ ) و استیلن ( $C_2H_2$ ) با نسبت مساوی استفاده می‌شود. این نوع جوشکاری را جوش کاربید نیز می‌نامند که در کارگاه‌های کوچک جهت تعمیرات جزئی و اتصال ورق‌های نازک مورد استفاده قرار می‌گیرد. در جوشکاری گازی از الکتروود به عنوان ماده جوش استفاده کرده و گازها تحت فشار به مشعل جوش هدایت و با هم مخلوط شده، سپس در نازل مشعل با دمای حدود ۳۰۰۰ درجه سانتیگراد شعله‌ور می‌شوند تا عملیات جوشکاری انجام شود.

#### ۱۱-۲-۲- جوشکاری توسط قوس الکتریکی:

قوس الکتریکی یکی از روش‌های جوشکاری است که کاربرد بسیار وسیعی در جوشکاری ساختمانی دارد. در این روش اتصال بین قطعات فلز مادر با ذوب کردن لبه‌های درز و سخت شدن بعدی آنها صورت می‌گیرد. در حین ذوب، فلز پایه و فلز جوش با یکدیگر ممزوج شده و پس از سخت شدن، اتصال قطعات تامین می‌گردد.

قوس الکتریکی بین یک مفتول فولاد که الکتروود نامیده می‌شود و فلز پایه تشکیل می‌گردد. با نزدیک کردن نوک الکتروود به فلز پایه، در فاصله‌ای حدود قطر الکتروود، هوا یونیزه شده و قابلیت هدایت الکتریکی پیدا می‌کند. اما به دلیل بالا بودن مقاومت الکتریکی در طول قوس، انرژی الکتریکی تبدیل به انرژی حرارتی می‌شود و حرارتی حدود ۳۰۰۰ تا ۵۰۰۰ درجه سانتیگراد در محل قوس ایجاد می‌شود. این حرارت زیاد باعث ذوب فلز پایه و نوک الکتروود می‌شود و یک حوضچه مذاب از هر دو فلز در نوک الکتروود به وجود می‌آید. با حرکت الکتروود، حوضچه مذاب به سمت جلو حرکت کرده و حوضچه‌های مذاب پشتی سرد و منجمد شده و باعث امتزاج و یکپارچگی دو فلز در محل درز می‌شود. در شکل ۱-۱۱ مدار جوش قوس الکتریکی نشان داده شده است.

این مدار شامل موارد زیر است:

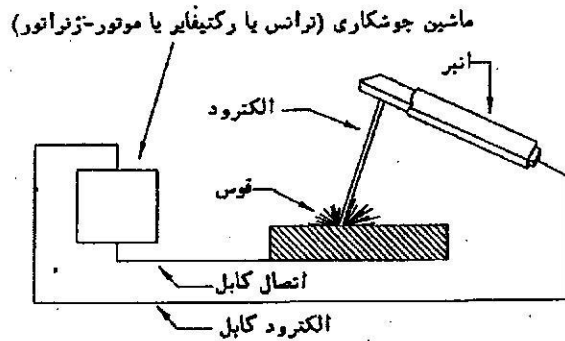
الف) ماشین جوشکاری که می‌تواند ترانس، رکتیفایر و یا موتور-مولد (دینام یا دیزل ژنراتور) باشد. امروزه انواع ماشین‌های جوشکاری مدرنی در بازار موجود است که می‌توانند هر دو جریان مستقیم و متناوب را در دامنه وسیعی از ولتاژ و آمپر تامین کنند. جوشکاری تحت ولتاژ کمتر از ولتاژ برق شهر و در محدوده ۲۰ تا ۴۰ ولت و شدت جریان بیشتر از برق شهر و در محدوده ۶۰ تا ۴۰۰ آمپر انجام می‌گیرد. در جدول ۱-۱۱ شدت جریان لازم بر حسب قطر الکتروود و ضخامت قطعه ارائه شده است.

ب) اتصال فلز پایه به ماشین جوشکاری

ج) اتصال انبر و الکتروود به ماشین جوشکاری

د) برقراری قوس الکتریکی





شکل (۱-۱) مدار جوش قوس الکتریکی

جدول ۱-۱۱- شدت جریان لازم بر حسب قطر الکتروود و ضخامت قطعه اتصال

شدت جریان (A)	ضخامت قطعه (mm)	قطر الکتروود (mm)
۶۰-۱۰۰	۲-۴	۲/۵-۲/۲۵
۱۰۰-۱۵۰	۴-۶	۳/۲۵-۴
۱۵۰-۲۰۰	۶-۱۰	۴-۵
۲۰۰-۴۰۰	>۱۰	۵-۸

#### ۱-۲-۲-۱۱- جوشکاری دستی با الکتروود روکش دار (SMAW):

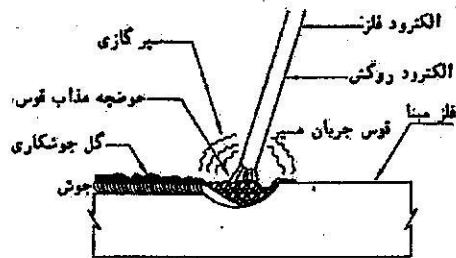
جوشکاری دستی متداولترین فرآیند جوشکاری در کارگاه های ساختمانی است. این روش به نام جوشکاری با الکتروود دستی نیز نامیده می شود. این روش با ذوب فلز پایه، فلز الکتروود (فلز پرکننده) و روکش آن همراه است. در موقع برقراری قوس الکتریکی و ذوب شدن فلز مبنا و الکتروود، قسمتی از پوشش الکتروود به گاز محافظ و بخشی دیگر به گِل یا سرباره تبدیل می شود. روکش الکتروود مخلوطی از سیلیکات های سخت کننده مانند فلوراید ها، کربنات ها، اکسیدها، آلیاژهای فلزی و سلولز است که سه وظیفه مهم را بر عهده دارد:

الف) با ایجاد محافظ گازی شکل، فضایی جهت پایداری قوس ایجاد می کند و از فلز مذاب در برابر اکسید شدن محافظت می کند، زیرا ممکن است در درجه حرارت بالا فلز مذاب با اکسیژن اکسید شود.

ب) با ایجاد مواد دیگری نظیر احیا کننده ها، به تصفیه فولاد حین جوش می پردازد.

ج) پوشش مناسبی روی حوضچه مذاب و جوش سرد شده به منظور حفاظت جوش از تاخیر نامناسب اکسیژن و ازت طی عمل جوشکاری ایجاد کرده، به کمک سرباره از سرد شدن سریع فلز جوش جلوگیری می کند. این پوشش پس از سرد شدن توسط قطعه آهنی کنار زده می شود. شکل ۱-۱۱-۲ انجام عملیات جوشکاری دستی با الکتروود روکش دار که همراه با ایجاد حوضچه مذاب و حفاظ گازی است را نشان می دهد.

سایر فرآیندهای مهم جوشکاری که قوس الکتریکی تامین کننده حرارت برای ذوب در آنهاست و به صورت خودکار و نیمه خودکار اجرا می شوند، عبارتند از:



شکل ۱۱-۲- جوشکاری دستی با الکتروود روکش دار

الف) جوشکاری زیر پودری (SAW)

ب) جوشکاری با گاز محافظ (GMAW)

ج) جوشکاری تحت حفاظت گاز با الکتروود توپودری (FCAW)

د) جوشکاری گاز الکتریکی (EGW)

ه) جوشکاری سرباره الکتریکی (ESW)

### ۱۱-۳- انواع و نحوه انتخاب الکتروود:

#### ۱۱-۳-۱- انواع الکتروود بر اساس مقاومت و نحوه مصرف:

آئین نام AWS و آئین نام جوشکاری ساختمانی ایران الکتروودها را بر اساس مقاومت و نحوه مصرف آن‌ها طبقه بندی و شماره گذاری کرده‌اند. در این روش شماره گذاری الکتروود به صورت  $Eabxx$  است که در آن E معرف الکتروود قوس الکتریکی است و ab بیانگر مقاومت فلز الکتروود بر حسب ksi است. هر ksi معادل  $70/3 \text{ kg/cm}^2$  می‌باشد. عدد دو رقمی (xx) نشان دهنده وضعیت گروهی و مصرفی الکتروود برای روش‌های مختلف جوشکاری قوس الکتریکی است. در جدول ۱۱-۲ نمونه‌هایی از الکتروود بر اساس آئین نام AWS با ذکر شرایط استفاده و کاربرد ارائه شده است.

#### ۱۱-۳-۲- انتخاب الکتروود:

انتخاب الکتروود تا حد زیادی بستگی به نوع جریان مصرفی قابل دسترسی دارد. عوامل و نکات موثر دیگر در انتخاب الکتروود عبارتند از:

- الف) ترکیب شیمیایی فلز جوشکاری از عوامل موثر در انتخاب نوع الکتروود است.
- ب) کیفیت مورد نظر در محل جوش نیز از نکات قابل توجه در انتخاب الکتروود است. اگر فاصله درز اتصال عمیق باشد از الکتروودهایی که سرباره حجیم تولید می‌کنند استفاده می‌شود.
- ج) میزان نفوذ جوش یا عمقی که برای جوش مورد نظر است را می‌توان به عنوان عاملی در انتخاب نوع و اندازه قطر الکتروود دانست.
- د) وضعیت جوشکاری نیز در انتخاب الکتروود موثر است به گونه‌ای که در جوش‌های قائم، افقی، تخت و سربالا نوع خاصی از الکتروودها قابل استفاده هستند.
- ه) به عنوان یک قاعده کلی نباید از الکتروودی که اندازه آن بزرگ‌تر از ضخامت قطعه است، استفاده نمود.

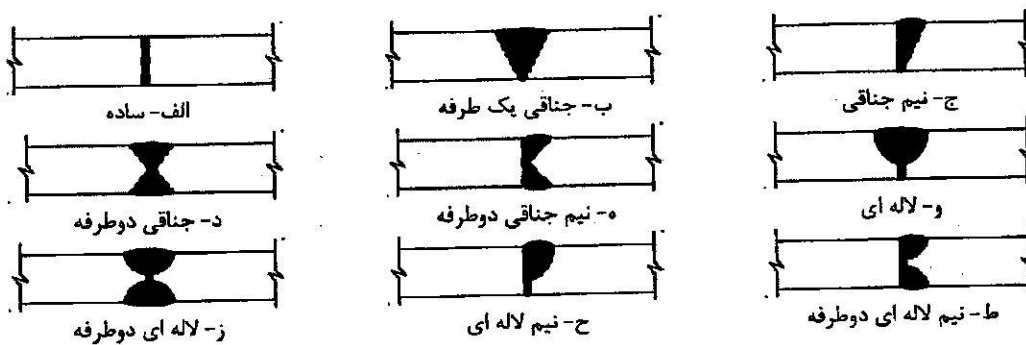


به عضو دیگر نباشد استفاده از جوش شیاری با نفوذ نسبی مسیر است. این جوش نیز در شیار ایجاد شده بین دو لبه اجرا می شود ولی طبق شکل ۱۱-۴-ب تاریشه نفوذ نمی کند.



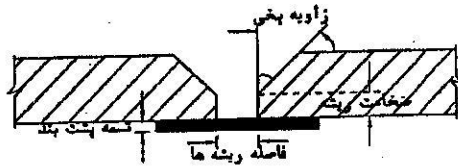
شکل ۱۱-۴- جوش لب (شیاری)

برای انجام جوش شیاری در دو لبه مجاور هم، لازم است لبه های کار به منظور نفوذ کامل جوش آماده گردند. در شکل ۱۱-۵ انواع آماده سازی لبه ها ارائه شده است.



شکل ۱۱-۵- انواع آماده سازی لبه ها

در نقشه های اجرایی، باید با استفاده از علائم جوشکاری و یا جزئیات اضافی، نحوه آماده سازی لبه ها، مشتمل بر شیب برش لبه، ضخامت ریشه، فاصله ریشه، اندازه تسمه پشت بند و یا جوش پشت طبق شکل ۱۱-۶ نشان داده شود.

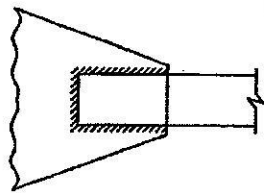


شکل ۱۱-۶- نحوه آماده سازی لبه های ورق

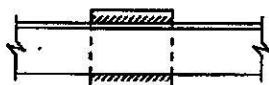
(ب) جوش گوشه:

به دلیل اقتصادی بودن، سهولت اجرا و امکان سازگاری با شکل درز از بمرصرف ترین انواع جوش است و یاری بر این نوع جوش برشی است. در این نوع جوش آماده سازی لبه قطعات لازم نیست و برای این جوش برش لبه قطعات با مشعل و قیچی قابل قبول است. جوش گوشه، جوشی است که در فصل مشترک دو سطح که با هم زاویه ای می سازند، اجرا می شود. این جوش در امتداد یک خط به طور پیوسته یا منقطع و یا در محیط سوراخ و شکاف قابل اجراست.

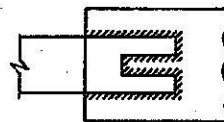
شکل ۱۱-۷ انواع رایج از جوش های گوشه و موارد کاربرد آن ها را در اتصالات جوشی نشان می دهد.



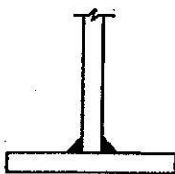
الف- اتصال روی هم



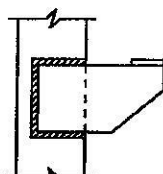
ب- ورقهای وصله



ج- اتصال کام



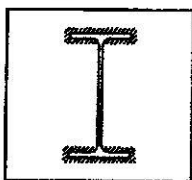
د- اتصال سپری



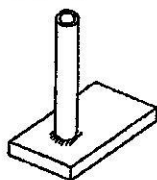
ه- اتصال نشیمن



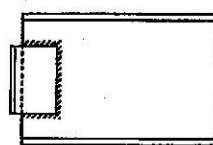
و- ورق زیر سری



ز- صفحات زیر ستون



ح- اتصال لوله ای

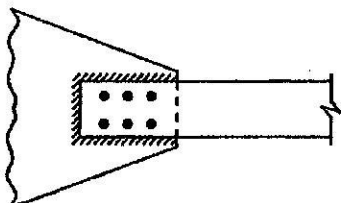


ط- اتصال نبشی جان

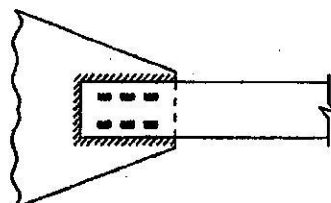
شکل ۱۱-۷- انواع رایج از جوش های گوشه

### ج) جوش انگشته و کام:

از این جوش ها عمدتاً در اتصال قطعاتی که دارای درز روی هم بوده و از نظر ابعاد محدودیت داشته باشند، استفاده می شود. این جوش ها مستقیماً و به تنهایی مورد استفاده قرار نمی گیرند و معمولاً برای کمک به جوش های دیگر به کار می روند. باریبری این جوش، برشی است و استفاده از آنها به منظور جلوگیری از کماتش موضعی ورق های اتصال نیز مفید خواهد بود. جوش کام، جوشی است که درون شیار اجرا شده و سطح مقطع آن را پر می کند و جوش انگشته، درون سوراخ دایره اجرا شده و مقطع آن را پر می کند. در شکل ۱۱-۸ نمونه ای از کاربرد جوش های انگشته و کام به همراه جوش گوشه نشان داده شده است.



الف- جوش انگشته همراه با جوش گوشه



ب- جوش کام همراه با جوش گوشه

شکل ۱۱-۸- کاربرد جوش های انگشته و کام به همراه جوش گوشه

### ۱۱-۶- وضعیت های جوشکاری:

بر حسب وضعیت قطعه مورد جوش و الکتروود نسبت به هم، چهار وضعیت جوشکاری وجود دارد:

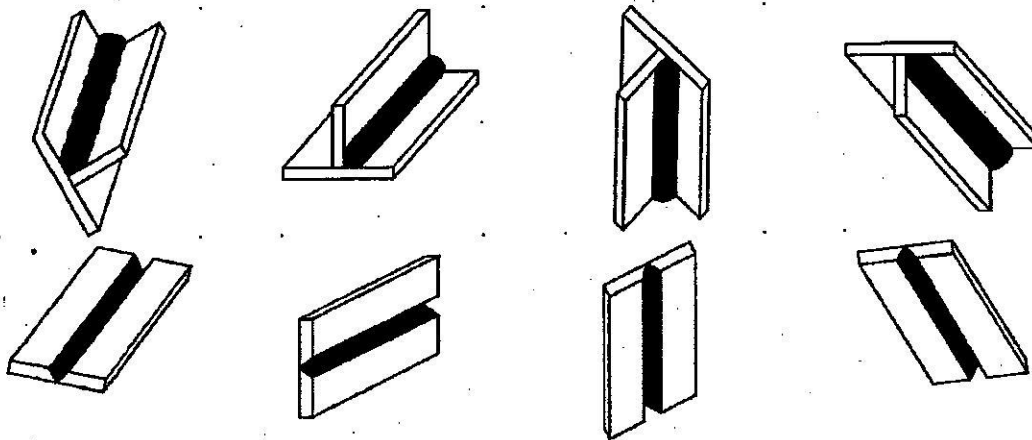
الف) وضعیت تخت یا کفی

ب) وضعیت افقی

ج) وضعیت قائم یا سر بالا

د) وضعیت سقفی

در شکل ۹-۱۱ انواع این وضعیت‌ها نشان داده شده است. جوشکاری در وضعیت تخت مناسب‌ترین و راحت‌ترین وضعیت برای جوشکار است که در آن جوشکار نسبت به موضع جوش احاطه دارد. جوشکاری در وضعیت افقی و قائم به جوشکار ماهر نیاز دارد. انجام جوش در وضعیت بالاسری یا سقفی نیاز به مهارت زیاد داشته و به دلیل مشکلات اجرایی به جز موارد ضروری توصیه نمی‌شود.



الف- وضعیت تخت

ب- وضعیت افقی

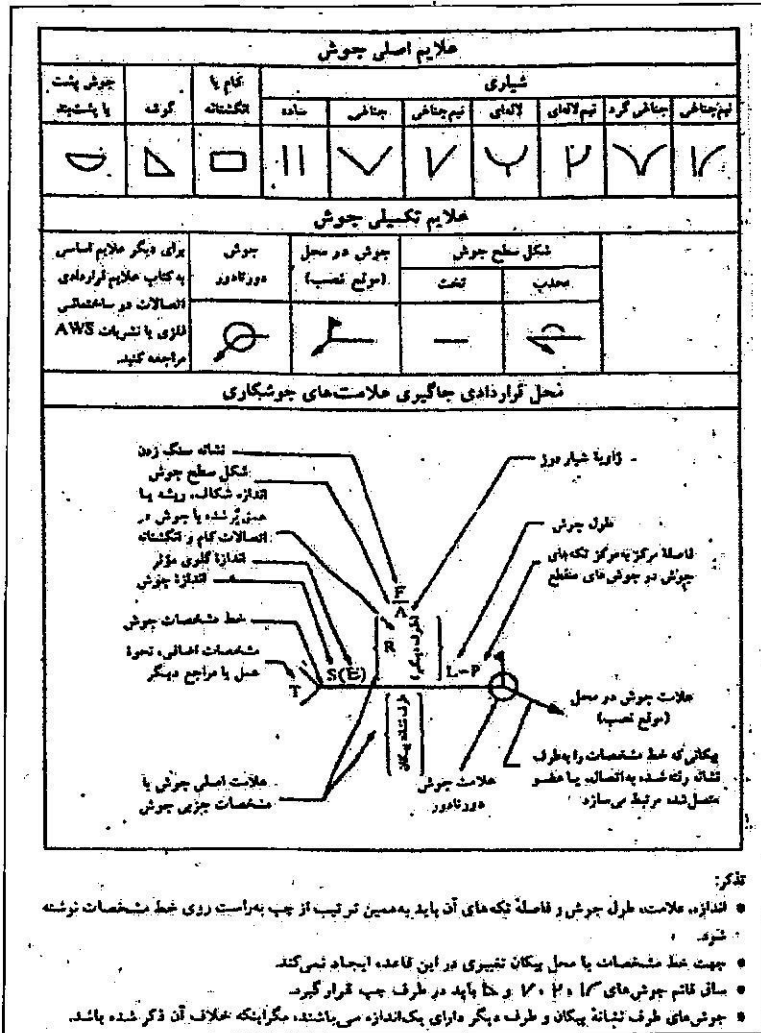
ج- وضعیت قائم

د- وضعیت سقفی

شکل ۹-۱۱- انواع وضعیت‌های جوشکاری در جوش‌های گوشه و شیاری

### ۷-۱۱- علائم جوشکاری:

قبل از اینکه یک درز یا اتصال جوش شود، طراح باید قادر باشد به طریقی دستورات خود را در مورد اندازه و نوع جوش لازم به نقشه‌کش و یا سازنده اتصال ارائه نماید. اگر برای ساخت هر اتصال جدید به دستورالعمل‌های اختصاصی و مشروحتی احتیاج باشد، کار طراح در تهیه دستور ساخت یک اتصال، بسیار مشکل خواهد بود. نیاز به یک وسیله ساده و در عین حال دقیق برای برقراری تفاهم میان طراح، جوشکار و همچنین مهندس ناظر، به استفاده از علائم اختصاری که نمایشگر انواع جوش‌ها و اندازه آن‌هاست، رواج بخشیده است. در شکل ۱۰-۱۱ علائم اصلی جوش که در نقشه‌های محاسباتی ارائه می‌گردد نشان داده شده است.



شکل ۱۱-۱۰- علامت اصلی جوشکاری

۱۱-۱۰-۱- سطح مقطع موثر جوش شیاری:

بر طبق مبحث دهم مقررات ملی ایران سطح مقطع موثر در جوش های شیاری عبارت است از حاصلضرب طول موثر جوش در ضخامت موثر جوش. طول موثر جوش برابر با طول جوش شده و ضخامت موثر جوش شیاری با نفوذ کامل مطابق شکل ۱۱-۱۳ برابر با ضخامت قطعه نازک تر در اتصال لب به لب و ضخامت قطعه جوش شده در اتصال کنج و سپری در نظر گرفته

می شود.





شکل ۱۱-۱۳- جوش لب با نفوذ کامل ( $t_o = t_{min}$ )

ضخامت موثر در جوش لب با نفوذ نسبی برابر با عمق شیار جوش منهای ۳ میلی متر خواهد بود. ضخامت موثر جوش شیاری که بین دو لبه گرد (مثل شیار بین دو میلگرد) و یا بین یک لبه گرد و لبه تخت (مثل میلگرد در مجاورت ورق) داده می شود، طبق شکل ۱۱-۱۴ می باشد.



شکل ۱۱-۱۴- ضخامت موثر جوش شیاری بین دو لبه گرد یا یک لبه گرد و یک لبه تخت

### ۱۱-۱۰-۲- محدودیت های جوش شیاری:

ضخامت موثر در جوش شیاری با نفوذ نسبی نباید از مقادیر مندرج در جدول ۱۱-۳ کمتر شود. حداقل ضخامت موثر با توجه به ضخامت قطعه نازک تر تعیین می شود، از طرفی ضخامت جوش نباید از ضخامت نازک ترین قطعه متصل شونده تجاوز کند.

جدول ۱۱-۳- حداقل ضخامت موثر جوش شیاری با نفوذ نسبی

حداقل ضخامت موثر	ضخامت قطعه نازک تر
۳ میلی متر	تا ۶ میلی متر
۵ میلی متر	بیش از ۶ تا ۱۲ میلی متر
۶ میلی متر	بیش از ۱۲ تا ۲۰ میلی متر
۸ میلی متر	بیش از ۲۰ تا ۴۰ میلی متر
۱۰ میلی متر	بیش از ۴۰ تا ۶۰ میلی متر
۱۳ میلی متر	بیش از ۶۰ تا ۱۵۰ میلی متر
۱۶ میلی متر	بیش از ۱۵۰ میلی متر

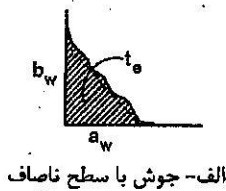
در صورتی که نتوان ضخامت های حداقل فوق را با یک عبور تعیین نمود پد پش گرمایش و یا فرایندهای کم هیدروژن استفاده کرد.

برای قطعات با ضخامت بزرگتر از ۴۰ میلی متر، پش گرمایش و دستورالعمل جوشکاری باید با مطالعه خاص مورد بررسی قرار گیرد.

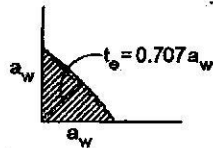
### ۱۱-۱۱- سطح مقطع موثر و محدودیت های جوش گوشه:

#### ۱۱-۱۱-۱- سطح مقطع موثر جوش گوشه:

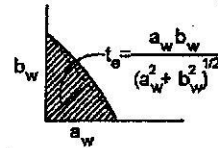
بر طبق مبحث دهم مقررات ملی ایران سطح مقطع موثر در جوش های گوشه برابر با حاصلضرب طول موثر در ضخامت گلوگاه موثر در نظر گرفته می شود. طول موثر جوش های گوشه (به جز جوش هایی که در سوراخ و شکاف قرار می گیرند) برابر با طول کلی نوار جوش شامل قسمت های برگشت خورده می باشد. بعد جوش گوشه ( $a_w$ ) اندازه ساق مقطع جوش می باشد. ضخامت گلوگاه موثر ( $t_e$ ) در جوش گوشه، برابر کوتاه ترین فاصله بین عمیق ترین نقطه (ریشه) مقطع جوش تا سطح خارجی آن و به عبارت دیگر برابر ارتفاع وارد بر وتر مثلث مقطع جوش به حساب می آید. در شکل ۱۱-۱۵ مثلث مقطع جوش نشان داده شده است.



الف- جوش با سطح ناصاف



ب- جوش با ساق های مساوی  
شکل ۱۱-۱۵- مثلث مقطع جوش



ج- جوش با ساقهای نامساوی

اگر  $a_w = b_w$  باشد:

$$t_e = \frac{a_w}{\sqrt{2}} = 0.707 a_w \quad (1-11)$$

اگر  $a_w \neq b_w$  باشد:

$$t_e = \frac{a_w b_w}{\sqrt{a_w^2 + b_w^2}} \quad (2-11)$$

برای جوش های گوشه در سوراخ و شکاف، طول موثر برابر با طول محوری (میانتاری) که از مقطع گلوگاه جوش می گذرد، در نظر گرفته می شود.

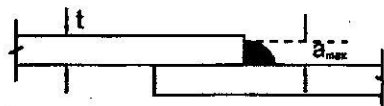
#### ۱۱-۱۱-۲- محدودیت های جوش گوشه:

حداقل بعد جوش گوشه نباید از بعد مورد نیاز برای انتقال بارهای محاسبه شده و مقادیر جدول ۱۱-۴ کوچکتر انتخاب شود. حداقل بعد جوش تابع ضخامت قطعه نازک تر می باشد. از طرفی نباید بعد جوش از ضخامت نازک ترین قطعه متصل شونده تجاوز کند.

حداکثر بعد جوش گوشه در لبه قطعات متصل شونده مطابق شکل ۱۱-۱۶ به شرح زیر است:



الف- قطعات با ضخامت مساوی یا کمتر از ۶mm ( $a_{wmax} = t$ )



ب- قطعات با ضخامت بیشتر از ۶mm ( $a_{wmax} = t - 2$ )

شکل ۱۱-۱۶- حداکثر بعد جوش گوشه در لبه قطعات متصل شونده

#### جدول ۱۱-۴- حداقل بعد جوش گوشه

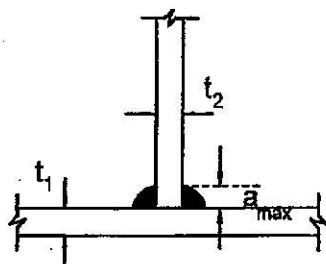
ضخامت قطعه نازک تر	حداقل بعد جوش گوشه (با یک بار عبور)
تا ۶ میلیمتر	۳ میلیمتر
بیش از ۶ تا ۱۲ میلیمتر	۵ میلیمتر

بیش از ۱۲ تا ۲۰ میلیمتر	۶ میلیمتر
بیش از ۲۰ میلیمتر	۸ میلیمتر

در قطعات با ضخامت مساوی یا کمتر از ۶mm، حداکثر بعد جوش گوشه برابر با ضخامت قطعه خواهد بود. در قطعات با ضخامت بیش از ۶mm، حداکثر بعد جوش گوشه برابر با ضخامت قطعه منهای ۷mm خواهد بود. در سازه تحت بار دینامیکی حداقل اندازه جوش ۵ میلی متر خواهد بود.

در صورتی که همانند شکل ۱۱-۱۷، جوش گوشه از بعدی غیر از ضخامت ورق صورت گیرد:

$$a_{wmax} = \min(t_1, t_2) \quad (3-11)$$



شکل ۱۱-۱۷- جوش گوشه از بعدی غیر از ضخامت

توجه: در اعضایی که از بعدی غیر از ضخامت جوش می شوند، بعد حداکثر جوش آنها بر اساس حداقل ضخامت قطعات متصل شونده تعیین می شود.

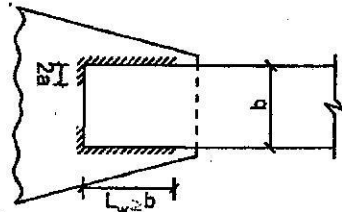
طول موثر جوش های گوشه که برای تحمل تنش ها محاسبه می شوند نباید از ۴ برابر بعد جوش کمتر شود به عبارت دیگر، بعد جوش نباید از  $\frac{1}{4}$  طول آن تجاوز کند.

جوش های گوشه منقطع برای انتقال تنش های محاسبه شده هنگامی مجاز است که نیروی منتقله از مقاومتی که با جوش پیوسته (سرتاسری) و با حداقل بعد جوش تامین می شود، کمتر باشد. از این جوش ها در صورتی می توان استفاده کرد که رابطه (۴-۱۱) در آنها برقرار باشد.

$$L_w \geq \max(f_a w, f_{cm}) \quad (4-11)$$

فاصله آزاد بین قطعات جوش های منقطع نباید از ۱۶ برابر ضخامت نازکترین قطعه متصل شونده وقتی که در فشار است و از ۲۴ برابر این ضخامت وقتی که در کشش است، بیشتر شود.

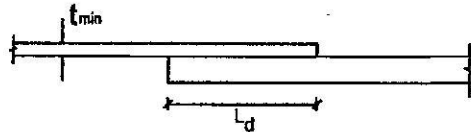
در صورتی که طبق شکل ۱۱-۱۸، از جوش گوشه در لبه های طولی و موازی در انتهای تسمه های کششی استفاده می شود، طول جوش هر طرف نباید از فاصله عمودی بین آنها (تقریباً عرض تسمه) کمتر باشد و این فاصله عمودی نباید از ۲۰cm تجاوز کند. همچنین کلیه جوش های گوشه که در لبه کناری و یا ضلع انتهایی عضو انجام می شود باید در آخر ضلع و بر روی ضلع دیگر برگشت داده شود که به آن قلاب می گویند و حداقل طول این برگشت ۲ برابر بعد جوش می باشد.



شکل ۱۱-۱۸- ضوابط حداقل در طول جوش اتصالات انتهایی

در اتصال دو قطعه‌ای که طبق شکل ۱۱-۱۹ روی هم می‌آیند، طول روی هم آمدگی نباید از ۵ برابر ضخامت قطعه نازک‌تر کمتر باشد و در هیچ حالتی از ۲/۵ سانتیمتر کمتر نشود.

$$L_d \geq \max(\delta t_{\min}, 2/\delta \text{cm}) \quad (5-11)$$



شکل ۱۱-۱۹- حداقل طول روی هم آمدگی دو قطعه

۱۲-۱۱- سطح مقطع موثر و محدودیت‌های جوش انگشترانه و کام:

۱-۱۲-۱۱- سطح مقطع موثر جوش انگشترانه و کام:

سطح مقطع موثر در برش برای جوش انگشترانه و کام برابر با سطح مقطع اسمی سوراخ و شکاف در صفحه برش به حساب می‌آید.

۲-۱۲-۱۱- محدودیت‌های جوش انگشترانه و کام:

از این جوش برای انتقال برش در اتصال عناصری که روی هم قرار گرفته‌اند و یا برای جلوگیری از کمناش در عناصر روی هم آمده در اعضای مرکب ساخته شده، استفاده می‌شود. در جوش انگشترانه قطر سوراخ نباید از ضخامت قطعه سوراخ شده به اضافه ۸ میلی‌متر کمتر باشد. همچنین قطر یاد شده نباید از مقدار حداقل به اضافه ۳ میلی‌متر و یا  $\frac{1}{4}$  برابر ضخامت جوش بزرگتر شود. حداقل فاصله مرکز به مرکز سوراخ‌های جوش‌های انگشترانه ۴ برابر قطر سوراخ می‌باشد.

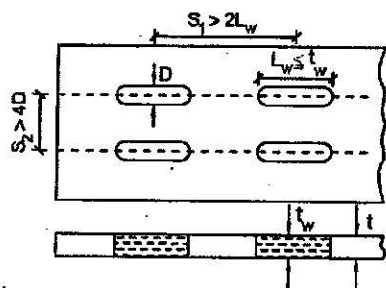
در جوش کام پهنای شکاف‌ها نباید از ضخامت قطعه بریده شده به اضافه ۸ میلی‌متر کمتر باشد. همچنین پهنای شکاف‌ها نباید از  $\frac{1}{4}$  برابر ضخامت جوش بزرگ‌تر شود. حداقل فاصله مرکز به مرکز شکاف‌ها در امتداد عمود بر طول، ۴ برابر پهنای شکاف و حداقل فاصله مرکز به مرکز شکاف‌ها در امتداد طول، ۲ برابر طول شکاف می‌باشد که طول شکاف نیز نباید از ۱۰ برابر ضخامت جوش بیشتر شود. انتهای شکاف‌ها در جوش کام باید به صورت نیم دایره یا خطی مستقیم که در گوشه‌ها تبدیل به ربعی از دایره (با شعاعی بزرگ‌تر از ضخامت قطعه) می‌شود، باشد.

ضخامت جوش انگشترانه و کام در مصالحی که ضخامت آن‌ها ۱۶ میلی‌متر و یا کمتر است باید برابر با ضخامت مصالح باشد.

در مصالحی که ضخامت آن‌ها بیش از ۱۶ میلی‌متر است، ضخامت این جوش باید حداقل  $\frac{1}{4}$  ضخامت مصالح باشد و از ۱۶ میلی‌متر

نیز کمتر نشود.

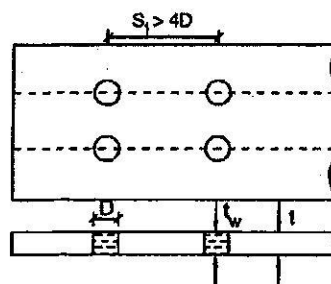
در شکل ۱۱-۲۰ کلیه ضوابط مربوط به جوش های انگشترانه و کام نشان داده شده است.



$$\begin{cases} t \leq 16\text{mm} \Rightarrow t_w = t \\ t > 16\text{mm} \Rightarrow t_w = \max \left\{ \frac{t}{\gamma}, 16\text{mm} \right\} \end{cases}$$

$$t + 8\text{mm} \leq D \leq \gamma / \gamma \delta t_w$$

جوش کام



$$\begin{cases} t \leq 16\text{mm} \Rightarrow t_w = t \\ t > 16\text{mm} \Rightarrow t_w = \max \left\{ \frac{t}{\gamma}, 16\text{mm} \right\} \end{cases}$$

$$t + 8\text{mm} \leq D \leq \begin{cases} D_{\min} + 3\text{mm} \\ \gamma / \gamma \delta t_w \end{cases}$$

جوش انگشترانه

شکل ۱۱-۲۰- ضوابط مربوط به جوش های انگشترانه و کام

### ۱۱-۱۳- مقاومت جوش:

چون نقش جوش انتقال نیرو از یک قطعه به قطعه دیگر است، بنابراین ابعاد آن باید متناسب با مقدار بار طرح شود و از الکتروود مناسب استفاده گردد. در این خصوص باید توجه داشت که جوش گوشه در هر امتدادی که قرار گرفته باشد صرفاً به منظور انتقال تنش برشی در سطح موثر خود طراحی می شود، ولی جوش لب دقیقاً همان تنش را منتقل می کند که در قطعات مورد اتصال وجود دارد.

مقاومت طراحی جوش ها مساوی  $\phi R_n$  می باشد که در آن،  $\phi$  ضریب کاهش مقاومت طبق جدول ۱۱-۵ (برگرفته از مبحث دهم مقررات ملی) و جدول ۱۱-۶ (خلاصه شده جدول ۱۱-۵) و  $R_n$  مقاومت اسمی جوش می باشد.

مقاومت اسمی جوش برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالت های حدی گسیختگی کششی و گسیختگی برشی برای مصالح فلز پایه و حالت حدی گسیختگی برای فلز جوش در نظر گرفته می شود.

برای فلز پایه:

$$R_n = F_{tBM} A_{BM} \quad (۹-۱۱)$$

برای مصالح فلز جوش:

$$R_n = \beta F_{tW} A_{wC} \quad (۷-۱۱)$$

$F_{tBM}$ : تنش اسمی فلز پایه

$F_{tW}$ : تنش اسمی فلز جوش

$A_{BM}$ : سطح مقطع فلز پایه

$A_{wC}$ : سطح مقطع موثر جوش

$\beta$ : ضریب بازرسی جوش

الف) در صورت انجام آزمایش‌های غیرمخرب نظیر رادیوگرافی و اولتراسونیک  $\beta=1$

ب) در صورت انجام جوش در کارخانه (یا شرایط مشابه) و بازرسی چشمی توسط بازرس ذیصلاح جوش:

$\beta=0/85$

ج) در صورت انجام جوش در محل و بازرسی چشمی جوش توسط بازرس ذیصلاح جوش:  $\beta=0/75$

جدول ۱۱-۵- مقاومت جوش‌ها

نوع تنش اسمی ( $F_{nBM}$ یا $F_{nw}$ )	ضریب کاهش مقاومت ( $\phi$ )	نوع فلز حاکم‌تر تعیین مقاومت جوش	نوع بار و جهت آن نسبت به محور جوش	نوع جوش
مطابق فصل ۳-۲-۱۰	مطابق فصل ۳-۲-۱۰	فلز پایه	کششی عمود بر مقطع مؤثر	جوش شیاری با نفوذ کامل و لبه آماده شده
مطابق فصل ۳-۲-۱۰ یا ۴-۲-۱۰	مطابق فصل ۳-۲-۱۰ یا ۴-۲-۱۰	فلز پایه	فشاری عمود بر مقطع مؤثر، کششی و یا فشاری موازی با محور جوش	
مطابق فصل ۶-۲-۱۰	مطابق فصل ۶-۲-۱۰	فلز پایه	برشی، در مقطع مؤثر	
مطابق فصل ۳-۲-۱۰ یا ۴-۲-۱۰	مطابق فصل ۳-۲-۱۰ یا ۴-۲-۱۰	فلز پایه	فشاری، در امتداد عمود بر مقطع مؤثر فشاری، موازی با محور جوش کششی، موازی با محور جوش	جوش شیاری با نفوذ نسبی
$F_{nBM} = F_u$	۰/۷۵	بر اساس فلز پایه	کششی در امتداد عمود بر مقطع مؤثر	
$F_{nw} = 0/6 F_u$	۰/۸	بر اساس فلز جوش (الکتروود مصرفی)	مقطع مؤثر	
	مطابق فصل (۶-۲-۱۰)	بر اساس فلز پایه	برشی، در مقطع مؤثر	
$F_{nw} = 0/6 F_u$	۰/۷۵	بر اساس فلز جوش (الکتروود مصرفی)		جوش گوشه
مطابق فصل ۶-۲-۱۰	مطابق فصل ۶-۲-۱۰	بر اساس فلز پایه	برشی، در مقطع مؤثر	
$F_{nw} = 0/6 F_u$	۰/۷۵	بر اساس فلز جوش (الکتروود مصرفی)		
مطابق فصل ۲-۲-۲۰ یا ۴-۲-۱۰	مطابق فصل ۳-۲-۱۰ یا ۴-۲-۱۰	فلز پایه	کششی یا فشاری، موازی با محور جوش	جوش انگشترانه و کام
مطابق فصل ۶-۲-۱۰	مطابق فصل ۶-۲-۱۰	بر اساس فلز پایه	برشی، موازی، سطح برش شونده (روی مقطع مؤثر)	
$F_{nw} = 0/6 F_{oc}$	۰/۷۵	بر اساس فلز جوش (الکتروود مصرفی)		

$F_y$  = تنش تسلیم فلز پایه  $F_{oc}$  = تنش نهایی فلز جوش (الکتروود مصرفی)

جدول ۱۱-۶- مقاومت جوش (خلاصه شده جدول ۱۱-۵)

نوع تنش اسمی $F_{nBM}$ یا $F_{nw}$	ضریب کاهش مقاومت	نوع تنش	نوع جوش
متناسب با فلز پایه	متناسب با فلز پایه	کششی یا فشاری	جوش شیاری با نفوذ کامل
$0/6 \times$ مقاومت نهایی کششی فلز جوش	۰/۷۵	برشی	جوش گوشه
$0/6 \times$ مقاومت نهایی کششی فلز جوش	۰/۷۵	برشی	جوش کام و انگشترانه

نوع الکتروود سازگار	مقاومت نهایی کششی فلز الکتروود ( $F_{ue}$ )	تنش تسلیم مصالح فلز پایه ( $F_p$ )
E۶۰ یا معادل آن	۴۲۰ MPa	$t \leq 16mm, ۲۰۰ MPa$ تا
E۷۰ یا معادل آن	۴۹۰ MPa	
E۷۰ یا معادل آن	۴۹۰ MPa	$t > 16mm, ۲۰۰ MPa$ تا
E۷۰ یا معادل آن	۴۹۰ MPa	از ۲۸۰ MPa تا ۲۰۰ MPa
E۸۰ یا معادل آن	۵۶۰ MPa	از ۴۶۰ MPa تا ۲۸۰ MPa

$t$  - ضخامت فلز پایه

#### ۱۴-۱۱- ارزش جوش:

در جوش گوشه به حاصلضرب مقدار ضخامت موثر جوش  $t_e$  در تنش اسمی با ضریب  $\beta$  و  $\phi$ ، ارزش جوش گفته می شود و با  $R_{uw}$  نشان داده می شود. به عبارت دیگر، ارزش جوش، مقاومت نهایی است که یک سانتی متر طول جوش گوشه می تواند آن را تحمل کند. که از رابطه زیر بدست می آید:

$$R_{uw} = \phi \beta F_{ue} t_e \quad (۸-۱۱)$$

از حاصلضرب ارزش نهایی جوش در طول موثر جوش، نیروی جوش طبق رابطه زیر به دست می آید:

$$P_{uw} = R_{uw} L_w \quad (۹-۱۱)$$

به عنوان مثال، ارزش جوش برای جوش گوشه تحت اثر برش با الکتروود E60 ( $F_{ue} = ۴۲۰ \text{ kg/cm}^2$ ) همراه با بازرسی چشمی و جوشکاری در کارگاه، عبارت است از:

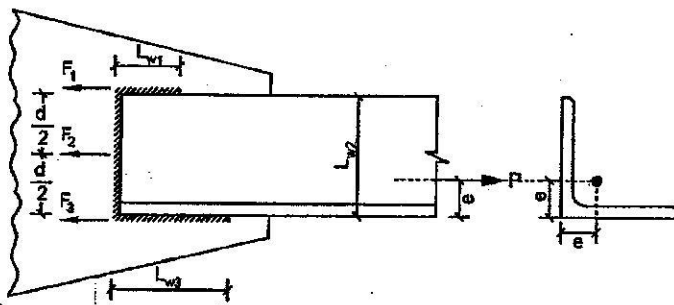
$$R_{uw} = \phi \beta F_{ue} t_e = \phi \beta \times ۰.۶ F_{ue} \times ۰.۷ \times a_w = ۰.۷۵ \times ۰.۷۵ \times ۰.۶ \times ۴۲۰ \times ۰.۷ \times a_w \approx ۱۰۰ a_w$$

این صفحه عمدتاً خالی گذاشته شده است



### ۱۱-۱۵- طرح اتصال متعادل:

در برخی از موارد قطعاتی که متحمل نیروی محوری می‌شوند، دارای سطح مقطع غیرمستطیل نسبت به این نیرو هستند و همین امر موجب برون محوری در اتصال جوشی می‌شود. در شکل ۱۱-۲۷ یک نبشی به ورق اتصال جوش شده است. نیروی  $P$  به مرکز ثقل این نبشی اثر می‌کند. این نیرو در اتصال جوشی توسط سه نیروی  $F_1, F_2, F_3$  به ورق اتصال منتقل خواهد شد. فرض می‌شود دو نیروی  $F_1, F_2$  در دو لبه خارجی نبشی اثر کرده و نیروی  $F_3$  در فاصله  $\frac{d}{4}$  از لبه نبشی اثر کند. اگر حول نقطه  $A$  واقع در کنار تحتانی نبشی از نیروهای وارده ممان گیری انجام شود، نتیجه می‌شود:



شکل ۱۱-۲۷- طرح اتصال متعادل در نبشی متصل به ورق

$$F_1 = \frac{Pe}{d} - \frac{F_3}{4} \quad (10-11)$$

نیروی  $F_2$  برابر حاصلضرب طول موثر جوش در ارزش جوش است:

$$F_2 = R_{uw} L_{w2} \quad (11-11)$$

تعداد نیروهای افقی رابطه زیر را به دست می‌دهد:

$$\sum F_x = P - F_1 - F_2 - F_3 = 0 \quad (12-11)$$

با جایگذاری رابطه (۱۰-۱۱) در رابطه (۱۲-۱۱) حاصل می‌شود:

$$F_2 = P \left(1 - \frac{e}{d}\right) - \frac{F_3}{4} \quad (13-11)$$

با داشتن  $F_1, F_2$  می‌توان به راحتی طول جوش  $L_{w1}, L_{w2}$  را طبق روابط زیر محاسبه کرد:

$$L_{w1} = \frac{F_1}{R_{uw}} \quad (14-11)$$

---

$$L_{wr} = \frac{F_r}{R_{ww}}$$

(۱۵-۱۱)

همانگونه که در شکل ۱۱-۲۷ ملاحظه می شود طول جوش ها به گونه ای تعیین می گردد که خروج از مرکزیت جوش از بین برود و اتصال متعادل باشد.

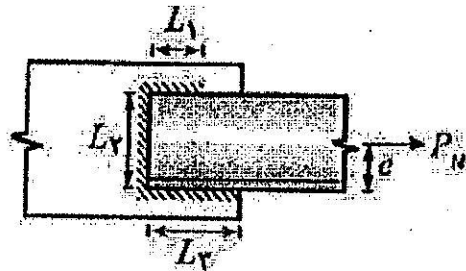
## ۱۱-۱۶- طراحی جوش گوشه تحت اثر نیروی برشی خالص

### ۱۱-۱۶- طراحی جوش گوشه تحت اثر نیروی برشی خالص

برای محاسبه تنش برشی نهایی ایجاد شده در جوش گوشه تحت اثر برش خالص، نیروی برشی نهایی به سطح مقطع موثر جوش تقسیم شده و در نتیجه:

$$f_{uv} = \frac{P_u}{A_{we}} = \frac{P_u}{L_e t_e} \quad (16-11)$$

$L_e$ : مجموع طول جوشهای گوشه طبق شکل زیر:



شکل ۱۱-۲۹- نمایش  $L_e$

در شکل ۱۱-۲۹  $L_e$  مجموع طول جوشهای گوشه می باشد که

$$L_e = L_1 + L_2 + L_3$$

توجه به این نکته اهمیت دارد که، برای آنکه مجموعه جوشهای گوشه تحت برش خالص قرار گیرد، نیروی  $P_u$  از محل مرکز سطح جوشها عبور نماید، در غیر اینصورت تنش های اضافی در جوش ایجاد می شود. در نتیجه با توجه به شکل ۱۱-۲۹ فاصله نیروی  $P_u$  از لبه پایینی عضو کششی برابر است با:

$$e = \bar{y} = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} \quad (17-11)$$

برای جوش گوشه تحت اثر نیروی برشی خالص، کنترل جوش اگر بر اساس مصالح فلز پایه باشد، با روابط برش مقاطع انجام می شود.

کنترل جوش اگر بر اساس مصالح فلز جوش باشد، مطابق یکی از دو روش زیر انجام می شود:  
روش اول:

کنترل تنش برشی ایجاد شده در جوش با تنش برشی مقاوم جوش:

$$f_{uv} = \frac{P_u}{L_e t_e} \leq \phi \beta F_{nw} \quad (18-11)$$

روش دوم:

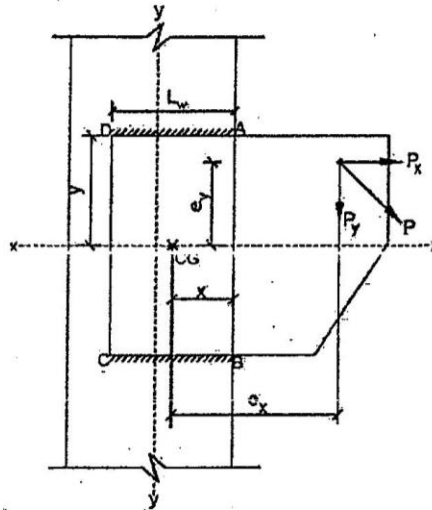
با ضرب کردن دو طرف رابطه (۱۸-۱۱) در  $t_e$ ، سمت راست بیانگر ارزش نهایی جوش می و سمت چپ رابطه نیرو بیانگر تنش ایجاد شده در واحد طول جوش (کل نیرو تقسیم بر طول موثر جوش) می باشد.

$$\frac{P_u}{L_e} \leq R_{nw} = \phi \beta F_{nw} t_e \quad (19-11)$$

توجه: روش اول بیشتر برای کنترل بعد جوش و روش دوم بیشتر برای طراحی و تعیین بعد جوش بکار می رود.

### ۱۱-۱۷- طرح جوش تحت اثر برش و پیچش:

در اتصالات جوشی مواردی رخ می دهد که جوش های گوشه علاوه بر برش، تحت تاثیر لنگر پیچشی ناشی از خروج از مرکزیت نیز قرار می گیرند. شکل ۱۱-۳۰ نمونه ای از این اتصال را که تحت اثر نیروی مایل  $P_u$  قرار دارد، نشان می دهد. جوش های گوشه در این شکل تحت اثر نیروی برشی افقی  $P_{ux}$ ، نیروی برشی قائم  $P_{uy}$  و لنگر پیچشی  $T_u$  قرار دارند. به منظور محاسبه تنش در جوش گوشه ابتدا باید مرکز جوش محاسبه شود.



شکل ۱۱-۳۰- اتصال جوشی تحت برش و پیچش

مولفه های تنش در اثر نیروهای برشی مستقیم عبارتند از:

$$f'_{ux} = \frac{P_{ux}}{A_w} \quad (20-11)$$

$$f'_{uy} = \frac{P_{uy}}{A_w} \quad (21-11)$$

در این روابط  $A_w$  مساحت جوش است که از حاصلضرب طول موثر جوش در ضخامت موثر جوش بدست می آید.

مولفه های تنش ناشی از لنگر پیچشی  $T_u$  عبارتند از:

$$f''_{ux} = \frac{T_u y}{I_p} \quad (22-11)$$

$$f''_{uy} = \frac{T_u x}{I_p} \quad (23-11)$$

$y$ : فاصله از مرکز ثقل جوش تا نقطه بحرانی در راستای محور  $y$

$x$ : فاصله از مرکز ثقل جوش تا نقطه بحرانی در راستای محور  $x$

$T_u$ : لنگر نهایی پیچشی حاصل از خروج از مرکزیت بار است که برابر است با:

$$T_u = P_{ux} \cdot e_y + P_{uy} \cdot e_x \quad (24-11)$$

$I_p$ : ممان اینرسی قطبی است که عبارت است از:

$$I_p = I_x + I_y \quad (25-11)$$

برای شکل ۱۱-۳۰،  $I_x, I_y$  برابر است با:

$$I_x = \sqrt{\left[ \frac{L_w(t_e)^2}{12} \right]} + \sqrt{[L_w t_e y']^2} = \sqrt{t_e L_w y'^2} \quad (26-11)$$

$$I_y = \sqrt{\left[ \frac{t_e(L_w)^2}{12} \right]} = \frac{1}{\rho} t_e L_w^2 \quad (27-11)$$

بنابراین با جایگذاری دو رابطه (26-11) و (27-11) در رابطه (25-11) نتیجه می شود:

$$I_p = \frac{t_e L_w}{\rho} [12y'^2 + L_w^2] \quad (28-11)$$

در شکل ۳۰-۱۱ نقطه A، نقطه بحرانی است زیرا اولاً فاصله بیشتری نسبت به سایر نقاط از مرکز ثقل جوش دارد و ثانیاً تنش های ناشی از برش و پیچش در آن هم جهت هستند. برآیند تنش ها در این نقطه عبارت است از:

$$f_{uw} = \sqrt{(f_{ux}')^2 + (f_{uy}')^2} = \sqrt{(f_{ux}' + f_{ux}'')^2 + (f_{uy}' + f_{uy}'')^2} \leq F_{uw} \quad (29-11)$$

با توجه به مجهول بودن  $t_e$  برای محاسبه تنش در جوش ها،  $I_p$  و سایر مشخصات هندسی مورد نظر با فرض  $t_e = 1 \text{ cm}$  و با جایگذاری  $d = 2y$ ,  $b = L_w$  در رابطه (28-11) به صورت زیر در می آید:





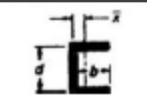
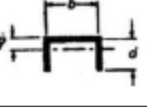
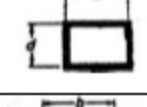


$$I_p = \frac{b}{\rho} [12d^2 + b^2] \quad (30-11)$$

در جدول ۷-۱۱، مقادیر  $I_p$  و سایر مشخصات هندسی برای شکل های معمولی جوش با فرض ضخامت موثر واحد ارائه شده است. بنابراین پس از تعیین  $F_r$  برای ضخامت واحد آن را مساوی ارزش جوش قرار داده و ضخامت موثر مورد نیاز محاسبه می شود:

$$\frac{f_{uw}'}{t_e} \leq F_{uw} \Rightarrow f_{uw} \leq R_{uw} \quad (31-11)$$

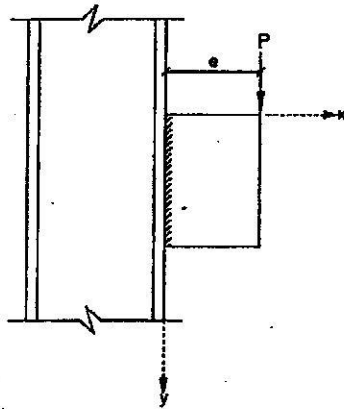
در انتها نیز بعد جوش محاسبه شده با مقادیر حداقل و حداکثر آیین نامه ای مقایسه می شود.

جدول (۷-۱۱) - مشخصات هندسی جوش در صورتی که  $t_0 = 1\text{cm}$  در نظر گرفته شود.

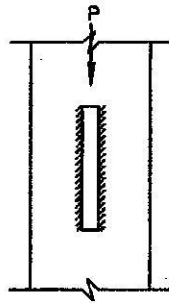
مقطع ارتفاع $d$ - عرض $b$	مدول مقطع	لنگر اینرسی قطبی، IP حول مرکز هندسی
	$S = \frac{d^2}{6}$	$I_p = \frac{d^3}{12}$
	$S = \frac{d^2}{3}$	$I_p = \frac{d(3b^2 + d^2)}{6}$
	$S = bd$	$I_p = \frac{b(3d^2 + b^2)}{6}$
	$S = \frac{4bd + d^2}{6}$ $\bar{y} = \frac{d^2}{2(b+d)}$ $\bar{x} = \frac{b^2}{2(b+d)}$	$I_p = \frac{(b+d)^4 - 6b^2d^2}{12(b+d)}$
	$S = bd + \frac{d^2}{6}$ $\bar{x} = \frac{b^2}{2b+d}$	$I_p = \frac{8b^3 + 6bd^2 + d^3}{12} - \frac{b^4}{2b+d}$
	$S = \frac{2bd + d^2}{3}$ $\bar{y} = \frac{d^2}{b+2d}$	$I_p = \frac{b^3 + 6b^2 + d + 8d^3}{12} - \frac{d^4}{2d+b}$
	$S = bd + \frac{d^2}{3}$	$I_p = \frac{(b+d)^3}{6}$
	$S = \frac{2bd + d^2}{3}$ $\bar{y} = \frac{d^2}{b+2d}$	$I_p = \frac{b^3 + 8d^3}{12} - \frac{d^4}{b+2d}$
	$S = bd + \frac{d^2}{3}$	$I_p = \frac{b^3 + 3b^2 + d^3}{6}$

#### ۱۱-۱۸- طرح جوش تحت اثر برش و خمش:

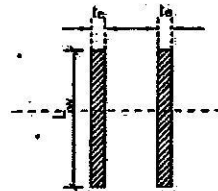
در بعضی اتصالات، جوش‌های گوشه تحت اثر توام برش و خمش قرار می‌گیرند. شکل ۱۱-۳۳ اتصال یک ورق به پالستون را نشان می‌دهد که تحت اثر نیروی P با خروج از مرکزیت e قرار دارد. جوش‌های گوشه در محل اتصال باید نیروی برشی P و لنگر خمشی برابر P.e را تحمل نمایند. شکل ۱۱-۳۴ نمایشگر تغییرات برشی و خمشی در جوش است. باید توجه داشت که حداکثرهای تنش برشی و خمشی در یک محل از جوش اتفاق نمی‌افتند؛ اما به منظور ساده کردن محاسبات، فرض می‌شود تنش برشی همانند شکل ۱۱-۳۴ توزیع می‌گردد. سپس حداکثر تنش خمشی با تنش برشی جمع برداری می‌گردد.



الف- نمایی از اتصال تحت برش و خمش

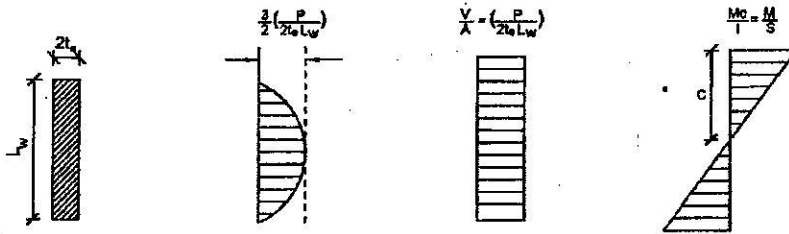


ب- مقطع اتصال



ج- وضعیت جوش‌ها

شکل ۱۱-۳۳- اتصال جوشی تحت اثر برش و خمش



د) توزیع تنش خمشی (ج) توزیع فرضی تنش برشی (ب) توزیع واقعی تنش برشی (الف) مقطع جوش  
شکل ۱۱-۳۴- تنش روی خطوط قائم جوش تحت برش و خمش

تنش برشی قائم برابر است با:

$$f'_{vy} = \frac{P_v}{A_w} = \frac{P_v}{\gamma L_w} \quad (32-11)$$

تنش برشی افقی در جوش ناشی از خمش در ناحیه کششی عبارت است از:

$$f''_{ux} = \frac{M_u}{S} = \frac{P_u e}{\gamma \left(\frac{L_w^2}{6}\right)} = \frac{\gamma P_u e}{L_w} \quad (33-11)$$

برآیند تنش‌ها به صورت زیر بدست می‌آید:

$$f_w = \sqrt{(f''_{ux})^2 + (f'_{vy})^2} \leq R_{nw} \quad (34-11)$$

در این قسمت نیز مشابه اتصال تحت اثر برش و پیچش می‌توان با فرض  $t_e = 10\text{mm}$ ، مقادیر اساس مقطع را برای شکل‌های معمولی جوش از جدول ۷-۱۱ استخراج نمود. سپس با تعیین  $f_w$  برای ضخامت واحد، آن را مساوی ارزش جوش قرار داده و از رابطه (۲۶-۱۱) ضخامت موثر مورد نیاز محاسبه شود.

۱۱-۱۸-۱- تخمین طولی جوشی که تحت اثر لنگر خمشی است.

برای تخمین طول جوش گوشه مورد نیاز، در اتصالاتی که تحت اثر لنگر خمشی به علت نیروی خارج از مرکز می‌باشند، می‌توان روش زیر را به کار برد. اگر  $f_w$  برآیند تنش‌های وارده بر جوش با ضخامت  $t_e = 10\text{mm}$  باشد، برای لنگری که تنها روی یک خط جوش اثر کرده، می‌توان نوشت:



$$f_{r(t)} = \frac{M_u}{S} = \frac{M_u}{\frac{1}{6}L_w^2} \leq R_{nw} \quad (35-11)$$

از رابطه (35-11) می‌توان رابطه (36-11) را برای تخمین طول جوش نتیجه گرفت:

$$L_w \geq \sqrt{\frac{6M_u}{R_{nw}}} \quad (31-11)$$

لازم به ذکر است که رابطه (36-11) فقط برای لنگر خمشی صادق است. بنابراین مقدار طول جوشی که از این رابطه بدست می‌آید را باید برای به حساب آوردن اثر برش مستقیم افزایش داد.

این صفحه عمداً خالی گذاشته شده است

## فصل ۱۲

### طراحی اتصالات جوشی

## ۱۲-۱- پیشگفتار:

بررسی دقیق عملکرد اتصالات در سازه‌های فولادی از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است و عدم دقت در طراحی و اجرای اتصالات در این سازه‌ها، نه تنها موجب خرابی در خود اتصال می‌شود، بلکه اثرات ویران کننده‌ای نیز بر اعضای سازه و در نتیجه کل سازه خواهد داشت. براساس اطلاعات موجود، اغلب ویرانی‌ها در سازه‌های فولادی در اثر ضعف عملکرد اتصالات گزارش شده است. بنابراین درک صحیح از رفتار سازه‌ای اتصال و آگاهی مناسب از نحوه انتقال نیرو توسط آن، برای طراحی یک اتصال ایمن و اقتصادی ضروری است. در طراحی یک اتصال در یک سازه فولادی باید علاوه بر حصول اطمینان از نحوه صحیح انتقال نیرو، به اجرایی بودن و امکان ساخت آن با امکانات موجود توجه نمود. این موضوع در مورد سازه‌هایی که قرارست در مقابل نیروهای ناشی از اثرات زلزله مقاوم باشند، از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. این فصل به دو قسمت عمده زیر تقسیم می‌شود:

الف: اتصالات تیر به ستون

ب: وصله تیرها و ستون‌ها

## ۱۲-۲- اتصالات تیر به ستون:

بر حسب درجه صلیبیت، اتصالات تیر به ستون به سه رده زیر تقسیم می‌شوند:

**الف) اتصالات صلب:** در این اتصالات پیوستگی کامل در محل اتصال برقرار است به گونه‌ای که زاویه اولیه بین اعضای مقاطع در محل اتصال ثابت نگاه داشته می‌شود. این عمل با تامین درجه گیرداری چرخشی در حدود ۹۰ درصد یا بیشتر که برای جلوگیری از تغییر زاویه ضرورت دارد، انجام می‌پذیرد.

**ب) اتصالات ساده:** در این اتصالات، گیرداری چرخشی در انتهای اعضا در حدی که عملاً امکان آن وجود دارد، پایین نگاه داشته می‌شود. اگر زاویه اصلی بین اعضای مقاطع امکان تغییری تا حدود ۸۰ درصد مقدار چرخش تئوریک اتصال مفصلی و کاملاً بدون اصطکاک را دارا باشد، اتصال را می‌توان ساده محسوب نمود.

**ج) اتصالات نیمه صلب:** در این اتصالات، درجه صلیبیت بین ۲۰ تا ۹۰ درصد است. به عبارت دیگر می‌توان فرض کرد که در اتصالات نیمه صلب لنگر انتقالی توسط اتصال، نه مانند اتصالات ساده صفر یا مقدار کوچکی است و نه مثل اتصال صلب انتقال کامل لنگر را داریم. محدودیت استفاده از این نوع اتصال عمدتاً به خاطر اشکالاتی است که در تخمین صحیح درجه گیرداری آن‌ها وجود دارد. در این فصل به طراحی اتصالات ساده و صلب می‌پردازیم.

## ۱۲-۲-۱- طراحی اتصالات ساده:

در این نوع اتصال فرض می‌شود که تیر در محل اتصال می‌تواند کاملاً دوران نماید. بدیهی است این فرض جنبه تئوری دارد و در عمل درصدی گیرداری ایجاد می‌شود. این اتصال برای انتقال نیروی برشی طرح می‌گردد.

انواع اتصالات ساده عبارتند از:

الف) اتصال ساده با نبشی نشیمن

ب) اتصال ساده با نبشی جان

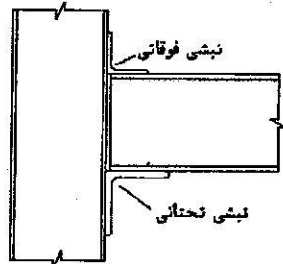
ج) اتصال ساده با نبشی نشیمن تقویت شده (اتصال براکت)

د) اتصال خورجینی (اتصال قیچی)

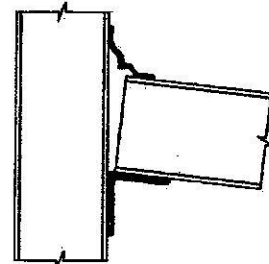
ه) اتصال با نبشی‌های جان یکطرفه

۱۲-۱-۱-۱- طراحی اتصال ساده با نبشی نشیمن:

این اتصال، از اتصالات ساده ارتجاعی است که امکان دوران انتهایی تیر به همراه قطعات اتصال ممکن است. در این نوع اتصالات تیر بر روی یک نشیمن تقویت نشده (انعطاف پذیر) قرار می‌گیرد. این اتصال متشکل از یک نبشی نشیمن می‌باشد که به کمک جوش یا پیچ به ستون متصل است. برای جلوگیری از چپ شدن تیر، لازم است حداقل یک نبشی در بال فوقانی و یا جان تیر، برای اتصال به ستون در نظر گرفته شود. این نبشی باید انعطاف پذیر باشد تا از چرخش تکیه گاهی تیر جلوگیری نماید. تیر باید به کمک پیچ و یا جوش به نبشی نشیمن متصل گردد. در شکل (۱-۱۲) اتصال ساده با نبشی نشیمن و چگونگی تغییر شکل اتصال نشان داده شده است. این نوع اتصالات برای تحمل عکس‌العمل‌های ۱۵ تا ۲۰ تن مورد استفاده قرار می‌گیرند.



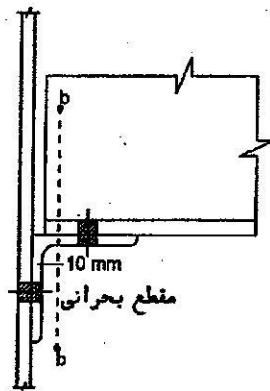
الف) اتصال نشیمن تقویت نشده



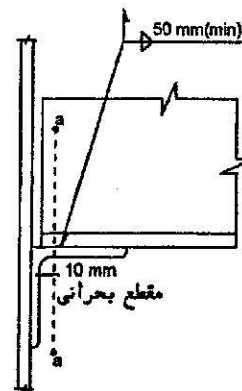
ب) تغییر شکل نبشی نشیمن انعطاف پذیر

شکل ۱۲-۱-۱- اتصال یا نبشی نشیمن انعطاف پذیر

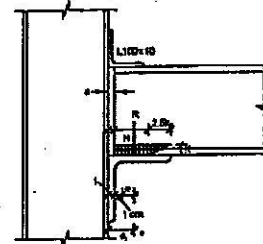
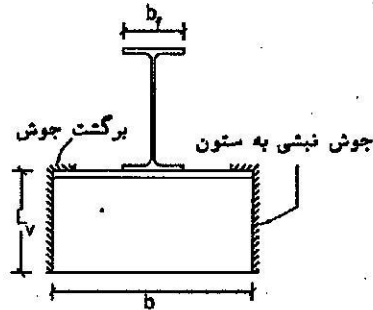
مطابق شکل (۱۲-۲)، مقطع بحرانی برای تعیین ضخامت نبشی نشیمن، آغاز گردی گوشه نبشی در بال افقی در نظر گرفته می‌شود. این مقطع حدوداً در فاصله ۱۰ mm از وجه نبشی منظور می‌گردد.



شکل ۱۲-۲- مقطع بحرانی برای تعیین ضخامت نبشی



لنگر خمشی در مقطع بحرانی نبشی و محل اتصال به بال ستون، از ضرب واکنش تکیه گاهی در برون محوری‌های  $e_f, e$  بدست می‌آید. واکنش تکیه گاهی در مرکز هندسی توزیع تنش تماسی مانند آنچه در شکل (۱۲-۳) آمده در نظر گرفته می‌شود.



شکل ۱۲-۳- اعمال واکنش تکیه گاهی در مرکز هندسی توزیع تنش تماسی

روش طراحی:

طراحی نشیمن تقویت نشده شامل مراحل زیر است:

گام اول: تعیین واکنش تیر در حالت ضربیدار

گام دوم: تعیین عرض نشیمن

طول تکیه گاه تیر با نبشی، با توجه به عدم جاری شدن موضعی جان محاسبه می شود:

$$R_u \leq \phi R_n$$

$$R_n \leq \phi (\gamma / \delta K + N) F_{yw} t_w$$

$$N \geq \frac{R_u}{\phi F_{yw} t_w} - \gamma / \delta K \quad (1-12)$$

$R_n$ : عکس العمل تکیه گاهی ضربیدار

$t_w$ : ضخامت جان تیر

$K$ : فاصله سطح خارجی بال تا آغاز گردی بین جان و بال

$a'$ : فاصله آزاد مونتاژ

$$\text{عرض نشیمن} \geq N + a' \quad (2-12)$$

فاصله آزاد مونتاژ ۲ cm و حداقل عرض نبشی نشیمن ۱۰ سانتی متر توصیه می شود.

گام سوم: کنترل لهیدگی جان تیر

با تعیین  $N$  ضوابط لهیدگی جان بررسی می شود:

در صورتیکه  $N/d \leq 0.7$  باشد:

$$R_n = 0.7 t_w \left[ 1 + \gamma \left[ \frac{N}{d} \right] \left[ \frac{t_w}{t_f} \right]^{\gamma \delta} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}} \quad (3-12)$$

در صورتیکه  $N/d > 0.7$  باشد:

$$R_n = 0.75 t_w \left[ 1 + \left( \frac{F_y N}{d} - 0.75 \right) \left[ \frac{t_w}{t_f} \right]^{1/6} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}} \quad (3-12)$$

$$R_u \leq \phi R_n \quad , (\phi = 0.75) \quad (4-12)$$

$F_{yw}$ : تنش تسلیم فولاد جان بر حسب  $\frac{kg}{cm^2}$

$t_w$ : ضخامت جان تیر بر حسب (cm)

$d$ : ارتفاع نیمرخ (cm)

$R_n$ : واکنش تکیه گاهی ضربیدار

$R_n$ : مقاومت اسمی

$\phi$ : ضریب کاهش مقاومت

$N$ : طول تکیه گاهی تیر با نبشی (cm)

$t_f$ : ضخامت بال تیر بر حسب (cm)

$E$ : مدول الاستیسیته فولاد

چنانچه لهیدگی جوابگو نباشد، عرض تکیه گاه باید اصلاح شود و یا از سخت کننده قائم و یا ورق تقویتی جان استفاده گردد.

گام چهارم: تعیین طول نبشی

طول نبشی (b) طبق شکل (۳-۱۲) به اندازه  $1/5cm$  از هر طرف، از  $b_f$  تیر بزرگتر انتخاب می شود.

$$b \geq b_f + 3cm \quad (5-12)$$

گام پنجم: تعیین بازوهای لنگر ( $e, e_f$ )

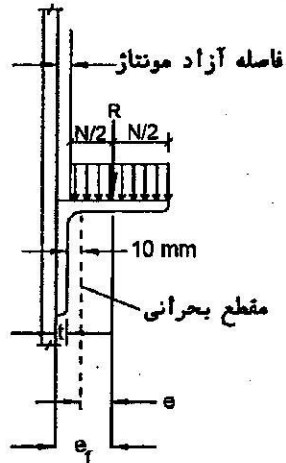
همانطور که قبلاً اشاره شد، مقطع بحرانی خمش در نبشی در فاصله ۱۰ میلی متری از سطح داخلی نبشی در نظر گرفته می شود که با توجه به شکل (۴-۱۲) نتیجه می شود:

$$e_f = a' + \frac{N}{\gamma} \quad (6-12)$$

$$e = e_f - t - 1 \quad (7-12)$$

$e$ : برون محوری  $R_n$  از مقطع بحرانی خمش

$e_f$ : برون محوری  $R_n$  از هر ستون



شکل ۴-۱۲- توزیع تنش در محل اعمال واکنش تکیه‌گاهی

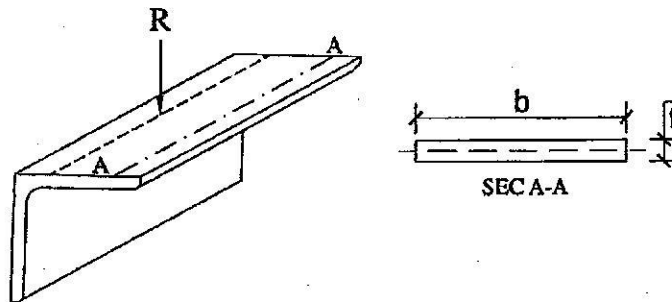
گام ششم: تعیین ضخامت نبشی (t) و بدست آوردن  $(L_v)$ :

لنگر خمشی در مقطع بحرانی نبشی از رابطه (۸-۱۲) بدست می‌آید:

$$M_u = R_u e$$

(۸-۱۲)

از طرفی اساس مقطع نبشی در مقطع بحرانی، طبق شکل (۵-۱۲) برابر است با:



شکل ۵-۱۲- اساس مقطع نبشی در خمش

$$S_y = \frac{bt^3}{6}$$

(۹-۱۲)

$$Z_y = \frac{bt^2}{4}$$

(۱۰-۱۲)

ضخامت نبشی بر اساس خمش:

$$M_u = M_p = Z_y F_y \leq 1/\phi S_y F_y$$

(۱۱-۱۲)

در رابطه (۱۱-۱۲) مقدار  $Z_y F_y$  کنترل کننده می‌باشد. با قرار دادن رابطه (۱۰-۱۲) در رابطه

(۱۱-۱۲) ظرفیت خمشی بدست می‌آید:



$$M_n = \frac{bt^3}{\epsilon} F_y \quad (12-12)$$

و در نتیجه ضخامت نبشی بر اساس رابطه زیر بدست می آید:

$$M_u \leq \phi_b M_n \quad (\phi_b = 0.9) \quad (13-12)$$

$$t \geq \sqrt{\frac{\epsilon M_u}{\phi_b b F_y}}$$

1. ضخامت نبشی

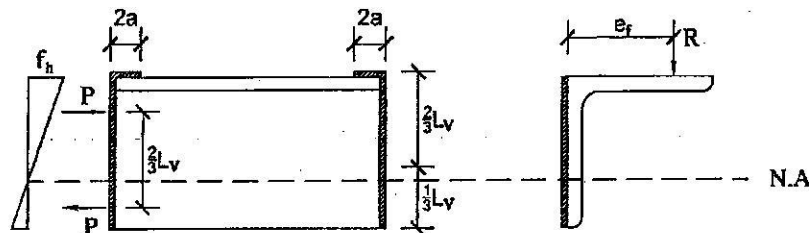
با تعیین ضخامت، نوع نبشی (شماره نبشی) و طول  $L_y$  تعیین می شود.

گام هفتم: محاسبه جوش اتصال نبشی به ستون

در مورد طراحی جوشهای اتصال لازم توضیح است که جوشهای تیر به نبشی نشیمن و نبشی فوقانی معمولاً نیازی به طراحی ندارند و حداقل مقدار جوش جوابگوست. و فقط جوش نبشی به ستون در این مرحله محاسبه می شود.

جوش اتصال نبشی به ستون بر اساس روابط ترکیب تنش برشی و خمشی طراحی می گردد، با توجه به شکل (۱۲-۶) نتیجه

می شود:



شکل ۱۲-۶- نمایش مشخصات جوش اتصال

تنش برشی ناشی از بار وارد:

$$f_v = \frac{R_u}{\gamma L_v t_c} \quad (14-12)$$

تنش برشی حاصل از لنگر خروج از مرکزیت از رابطه زیر برابر است با:

$$f_h = \frac{\gamma R_u e_f}{L_v t_c} \quad (15-12)$$

حداکثر تنش برشی برابر می شود با:

$$f_w = \sqrt{f_h^2 + f_v^2} \quad (16-12)$$

در نتیجه:

$$f_w = \frac{R_u}{L_v t_c} \sqrt{\left(\frac{\gamma e_f}{L_v}\right)^2 + 1} / \gamma \quad (17-12)$$

با قرار دادن رابطه (۱۷-۱۲) در رابطه  $f_w \leq \phi F_{nw}$ ، ضخامت موثر گلوی جوش بدست می آید:

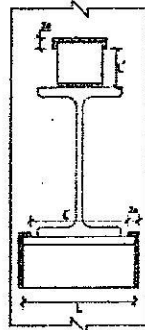
$$t_c \geq \frac{R_u}{\phi F_{nw} L_v} \sqrt{\left(\frac{\gamma e_f}{L_v}\right)^2 + 1} / \gamma \quad (18-12)$$

گام هشتم: کنترل بعد جوش بدست آمده:

بعد جوش بدست آمده باید بیشتر یا مساوی  $a_{min}$  (از جدول) باشد و از طرفی از  $a_{max}$  تجاوز نکند.  $a_{max} = t - 2mm$  است.

#### نکات اجرایی:

- الف) نبشی فوقانی از حرکت بال تیر جلوگیری می کند و محاسباتی نیست و معمولا از L8 یا L10 استفاده می شود.
- ب) جوش نبشی نشیمن به ستون، جوش کارخانه ای و جوش نبشی بالا به ستون، جوش کارگاهی است.
- ج) طبق شکل (۷-۱۲)، نبشی نشیمن در فاصله  $L$  جوش نمی شود، زیرا این قسمت تحمل خمش را ندارد و فقط برش را تحمل می کند. فاصله  $L'$  نیز به منظور قرارگیری صحیح تیر در اتصال جوش نمی شود. همچنین در قسمت  $L''$  در نبشی فوقانی به هیچ وجه نبایستی جوش شوند زیرا در این صورت فرض مفصلی بودن و دوران تکیه گاهی نقض می شود.



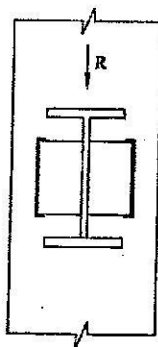
شکل ۷-۱۲- نمایش جوش نبشی فوقانی و تحتانی در اتصال

این صفحه عمدتاً خالی گذاشته شده است

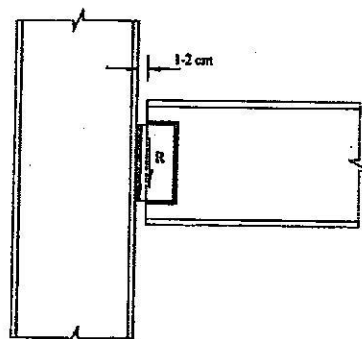
### ۱۲-۲-۱-۲- طراحی اتصال ساده با نبشی جان:

استفاده از نبشی جان یکی از روش‌های ساده و معمول در اجرای اتصال مفصلی تیر به ستون و یا تیر به تیر است. این اتصال نیز از اتصالات ساده ارتجاعی است که امکان دوران انتهایی تیر به همراه قطعات اتصال در آن ممکن است. بنابراین نبشی باید تا سرحد امکان انعطاف پذیر در نظر گرفته شود.

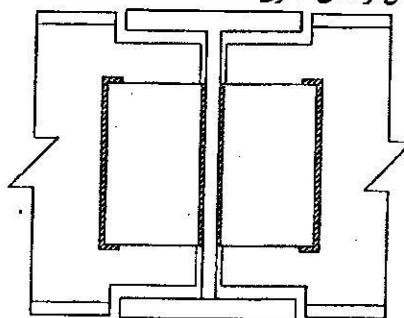
وقتی که از نبشی جان برای اتصال تیر به ستون استفاده می‌گردد، فاصله آزادی در حدود ۱ تا ۲ سانتی متر در نظر گرفته می‌شود تا نصب تیر ساده باشد. در شکل (۸-۱۲) اتصال یک تیر I شکل به بال ستون توسط یک جفت نبشی نشان داده شده است. وقتی که اتصال تیر به شانه تیر به نحوی انجام می‌گیرد که بال‌های فوقانی هر دو در یک تراز واقع می‌شوند، باید قسمتی از بال تیرچه را زیاده کرد، در اینحالت مقطع فقط مقدار کمی از بال خود را که در تحمل برش نقش ناچیزی دارد، از دست می‌دهد، بنابراین زیاده کردن تیرها فقط مقدار کوچکی از مقاومت برشی اولیه می‌کاهد.



الف) اتصال نبشی جان از روبرو

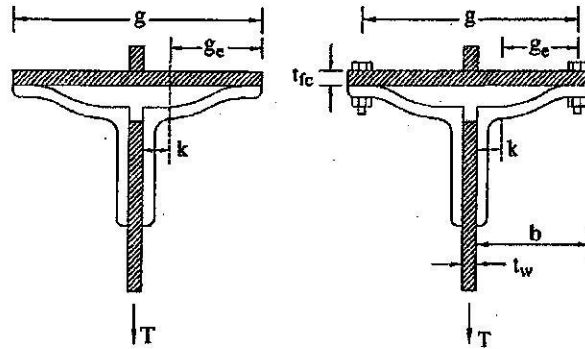


ب) اتصال نبشی جان از نمای کناری

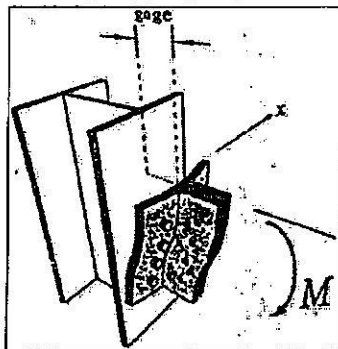


ج) اتصال تیرچه به تیر اصلی  
 شکل ۱۲-ا- اتصال ساده تیر با نبشی جان

از این نوع اتصال انتظار می‌رود که علاوه بر انعطاف پذیری قابل ملاحظه، فقط قادر باشد نیروی برشی را انتقال دهد. عملکرد واقعی اتصال ساده به کمک نبشی جان به گونه‌ای است که لنگر خمشی ناچیزی را از تیر به ستون منتقل می‌کند. برای اتصال با عملکرد کاملاً انعطاف پذیر، امکان ایجاد تغییر شکل کافی، پارامتر مهمی محسوب می‌شود. اتصالات به کمک نبشی جان باید قادر باشند هماهنگی لازم با چرخش تیر با فرض تکیه‌گاه‌های ساده را فراهم نمایند. پس از اعمال نیرو و وقوع چرخش در اتصال، قسمت بالایی اتصال نبشی به بال یا جان ستون تحت کشش و بخش پایینی آن تحت فشار خواهد بود. شکل (۹-۱۲) تغییر شکل نبشی‌ها در اتصال و عملکرد قسمت فوقانی نبشی‌های اتصال به ستون را نشان می‌دهد.



الف) تغییر شکل نبشی‌ها در اتصال



ب) عملکرد قسمت فوقانی نبشی‌های اتصال  
 شکل ۱۲-۹- تغییر شکل اتصال با نبشی جان

روش طراحی:

مراحل طراحی اتصال با نبشی جان به صورت زیر است:

گام ۱: تعیین واکنش تکیه‌گاهی بصورت ضریبدار

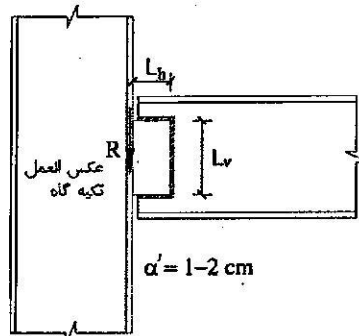
گام ۲: تعیین  $M_k$  یا حدس شماره نبشی:

به عنوان حدس اولیه معمولاً از L6 یا L12 متناسب با نمره پروفیل استفاده می‌شود.

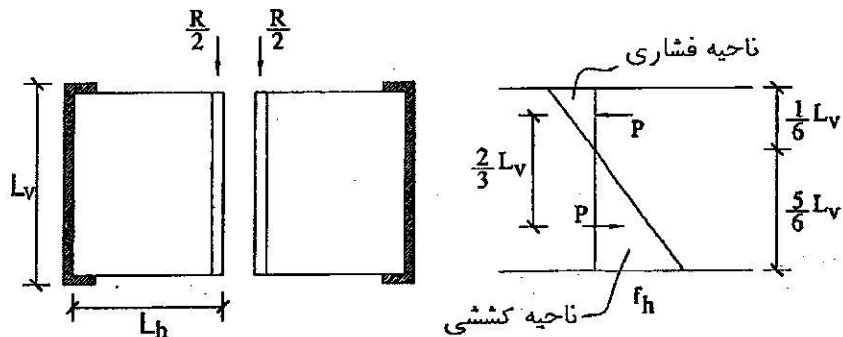
توصیه: ضخامت نبشی در محدود ضخامت جان تیر، بعد نبشی ترجیحاً بعد پایین استفاده شود، اگر بعد زیاد شود گیرداری اتصال و بعد جوش آن بالا می رود. ارتفاع نبشی نیز طوری اختیار شود که نبشی داخل جان تیر بتواند قرار گیرد و فضای کافی برای جوشکاری وجود داشته باشد.

گام ۳: انتخاب  $L_v$ :

$L_v$  باید به گونه ای انتخاب شود که نبشی در ناحیه صاف جان تیر قرار گیرد. به عنوان توصیه می توان  $L_v$  را کوچکتر یا مساوی  $d-2K$  و یا  $\frac{2}{3}d$  در نظر گرفت ( $d$  ارتفاع تیر است). در شکل (۱۰-۱۲)،  $L_v$  و  $L_h$  در نبشی های اتصال نشان داده شده است.



الف) نمایش  $L_v$  و  $L_h$  در نبشی اتصال



ب) نمایش توزیع تنش در جوش نبشی به ستون  
شکل ۱۰-۱۲- اتصال ساده بانبشی جان

گام ۴: کنترل کفایت سائز نبشی بر اساس معیار برش:

برای کنترل کفایت نبشی انتخاب شده و ارتفاع آن برای تحمل واکنش های تکیه گاهی بر اساس معیار برش، بصورت زیر

عمل می شود:

$$V_u \leq \phi_v V_n \quad (\phi_v = 0.9)$$

$$V_u = \frac{R_u}{\gamma}$$

(۱۹-۱۲)

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v \quad , \quad (A_w = L_v t)$$

$t$ : ضخامت نبشی

$L_v$ : ارتفاع نبشی

$C_v$ : ضریب برشی جان به شرح زیر:

$$\frac{L_v}{t} \leq 1/\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \Rightarrow C_v = 1/0 \quad , \quad (k_v = 5) \quad (20-12)$$

اگر در رابطه (۲۰-۱۲) مقادیر  $k_v$  و  $E$  و  $F_y$  قرار داده شود، نتیجه می شود:

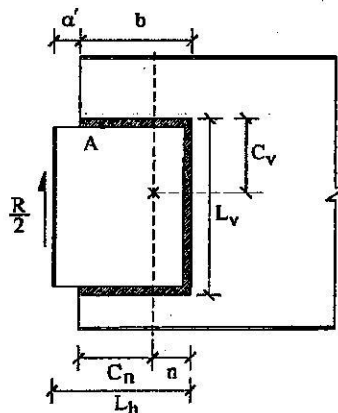
$$\frac{L_v}{t} \leq 13 \quad (21-12)$$

اگر نبشی مورد بررسی جوابگو نبود، باید ابعاد نبشی اصلاح گردد.

گام ۵: کنترل تنش در جوش نبشی به تیر (جوش ناودانی شکل):

با فرض آنکه واکنشی لبه نبشی باشد، این واکنش نسبت به مرکز جوش ایجاد لنگر می کند که این لنگر حول محوری عمود بر صفحه جوش است که در این صورت به عنوان لنگر پیچشی خواهد بود. پس جوش مورد نظر تحت اثر همزمان نیروی برشی و لنگر پیچشی طراحی می شود.

در این صورت پارامترهای طراحی و مولفه های حاصل از تنش، طبق شکل (۱۱-۱۲) عبارتند از:



شکل ۱۱-۱۲- پارامترهای جوش نبشی جان به تیر

$a'$  ۲ تا ۱ سانتی متر

$$A_w = \gamma b + L_v \quad (22-12)$$

$$b = L_h - a'$$

$t_f = 1 \text{ cm}$  مساحت جوش با فرض  $A_w$

$$T_w = \frac{R_u}{\gamma} (L_h - n) \quad (23-12)$$

$T$ : لنگر پیچشی اعمالی بر جوش

مرکز سطح و ممان اینرسی قطبی جوش از روابط زیر تعیین می شود:

$$n = \frac{b'}{\gamma b + L_v} \quad (24-12)$$

$$I_p = \frac{(\gamma b + L_v)^3}{12} - \frac{b'(b + L_v)^3}{\gamma b + L_v} \quad (25-12)$$

مولفه های تنش حاصل از پیچش در نقطه A (نقطه بحرانی) عبارتند از:

$$f_b = \frac{T_u (L_v / \gamma)}{I_p} = \frac{R_u}{\gamma} (L_h - n) \frac{(L_v / \gamma)}{I_p} \quad (26-12)$$

$$f_v = \frac{T_u C_u}{I_p} = \frac{R_u}{\gamma} (L_h - n) \frac{C_u}{I_p}, \quad C_u = b - n \quad (27-12)$$

$f_b$ : مولفه افقی حاصل از پیچش

$f_v$ : مولفه قائم حاصل از پیچش

مولفه تنش حاصل از برش در نقطه A برابر است با:

$$f_v' = \frac{R_u}{\gamma A_w} = \frac{R_u}{\gamma (\gamma b + L_v)} \quad (28-12)$$

$f_v'$ : مولفه قائم حاصل از برش

از ترکیب دو مولفه افقی و قائم جوش و با فرض استفاده از الکتروود E60 و بازرسی چشمی در محل، تنش کل برابر است با:

$$f_{ur} = \sqrt{f_b'^2 + (f_v + f_v')^2} \leq R_{nw} \quad (29-12)$$

در صورتیکه رابطه (۲۹-۱۲) برقرار نباشد، یعنی بعد جوش بدست آمده از  $a_{max}$  تجاوز کند، می توان با افزایش طول  $L_v$ ، بعد جوش را کاهش داد. به گونه ای که  $a_{min} \leq a \leq a_{max}$  شود. همانگونه که قبلاً اشاره شد در تعیین بعد جوش نبشی به تیر  $a_{max} = 0.75 t_{wb}$  در اکثر موارد تعیین کننده است. لازم به ذکر است که جوش نبشی به تیر، کارخانه ای و جوش نبشی به ستون کارگاهی است.

گام ۶: محاسبه بعد جوش نبشی به ستون:

در طراحی این جوش، فرض می شود که تنش تکیه گاهی در مرکز ثقل جوش قرار دارد. از آنجائیکه محور لنگر در صفحه جوش قرار دارد، جوش تحت اثر لنگر خمشی می باشد.

جوش مذکور که تحت اثر همزمان برش و خمش قرار دارد در صفحه YZ قرار دارد، نیروی برشی در راستای صفحه جوش، تنش ایجاد می کند و لنگر خمشی در راستای عمود بر صفحه جوش (X) تنش ایجاد می کند.

در محاسبه تنش ناشی از نیروی برشی از برگشت جوش صرف نظر می شود.

تنش ناشی از نیروی برشی برابر است با:

$$f_v = \frac{R_u}{\gamma L_v} \quad (30-12)$$

$$f_x = \frac{M_u}{S} = \frac{R_u (L_h - n)}{S} \quad (31-12)$$

در محاسبه تنش کششی ناشی از خمش، از برگشت جوش صرف نظر نمی شود.



شکل جوش به صورت دو نبشی می باشد با توجه به این موضوع و محاسبه اساس مقطع جوش  $f_x$  به صورت زیر محاسبه می شود:

$$f_x = \frac{M_u}{S} = \frac{R_u(L_b - n)}{4L_v} \quad (۳۲-۱۲)$$

از ترکیب تنش ها نتیجه می شود:

$$f_{ur} = \sqrt{f_x^2 + f_v^2} = \sqrt{\left(\frac{R_u}{4L_v}\right)^2 + \left(\frac{R_u(L_b - n)}{4L_v}\right)^2} \quad (۳۳-۱۲)$$

$$\Rightarrow f_{ur} = \frac{R_u}{4L_v} \sqrt{1 + (L_b - n)^2} \leq R_{nw}$$

از رابطه (۳۳-۱۲) بعد جوش محاسبه می شود.

گام ۷: کنترل بعد جوش بدست آمده:

بعد جوش بدست آمده باید بیشتر یا مساوی  $a_{min}$  باشد و از  $a_{max}$  تجاوز نکند. اگر جوش نبشی به ستون و جوش نبشی به جان تیر یکسان باشد، حتماً باید رابطه  $a_{max} = 0.75t_{wb}$  کنترل شود، زیرا در اکثر موارد تعیین کننده است.

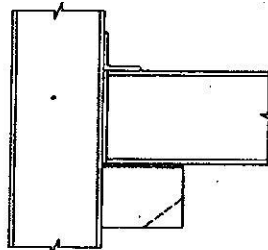
با تغییر  $L_v$ ، بعد جوش نبشی به ستون تغییر می کند و این دو، رابطه عکس دارند و حالت بهینه زمانی رخ می دهد که  $L_v$

انتخاب شود که  $a_{min} \leq a \leq a_{max}$  شود.

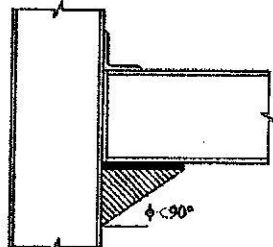
۱۲-۳-۱-۳- طراحی اتصال ساده با نشیمن تقویت شده (اتصال پراکت):

وقتی که برای انتقال واکنش‌های تکیه‌گاهی بزرگ تیر به ستون، استفاده از نشیمن‌های انعطاف پذیر جوابگو نباشد، یک راه حل اصولی و مناسب برای انتقال واکنش‌های تکیه‌گاهی بزرگ، استفاده از اتصالات ساده نشیمن تقویت شده است. این اتصالات از نوع ساده غیر ارتجاعی هستند که هنگام دوران انتهای تیر، تکیه‌گاه بدون تغییر شکل باقی می‌ماند و حمل

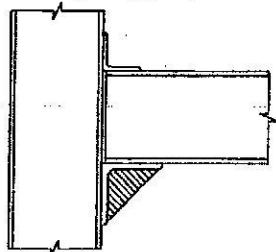
عکس‌العملهای بیش از 20ton را دارند. این اتصالات هر چند قادر به انتقال واکنش‌های تکیه‌گاهی بزرگ هستند، ولی برای انتقال لنگر خمشی طراحی نمی‌شوند. در شکل (۱۲-۱۵) چند نمونه رایج از اتصالات به راکت نشان داده شده است.



الف) اتصال با ورق مستطیلی شکل



ب) اتصال با ورق مثلثی شکل

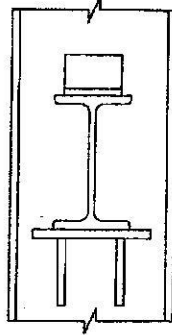


ج) اتصال با نبشی نشیمن سخت شده

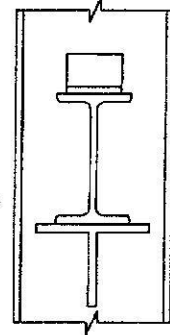
شکل ۱۲-۱۵- نمونه‌های رایج از اتصال براکت

در شکل (۱۲-۱۵-الف)، اتصال براکت می‌تواند طبق شکل (۱۲-۱۶) از بریده یک نیم‌رخ I به شکل سپری و یا با استفاده از یک ورق افقی و یک یا چند ورق تقویت قائم اجرا شود. صفحه قائم ممکن است مستطیلی بوده و یا با برش مطابق خط چین، به شکل پنج ضلعی درآورده شده باشد. لازم به ذکر است قسمت‌های بریده شده تأثیر چندانی در مقاومت اتصال ندارند و گاهی برای محدودیت‌های معماری بریده می‌شوند. در شکل (۱۲-۱۵-ب)، با ترکیب یک ورق افقی که با جوش نفوذی به بال ستون و یک یا چند ورق مثلثی که با جوش گوشه به بال ستون متصل می‌شوند می‌توان یک اتصال نشیمن تقویت شده (براکت) اجرا نمود.

در شکل (۱۲-۱۵-ج)، نبشی نشیمن انعطاف پذیر که توسط ورق سخت کننده، تقویت شده، خاصیت انعطاف پذیری خود را از دست می‌دهد و قادر خواهد بود، عکس‌العمل‌های تکیه‌گاهی بزرگ را منتقل نماید. ذکر این نکته ضروری است که در شکل (۱۲-۱۵-ج)، طول جوش براکت به نبشی، کمکی به انتقال نیروها به ستون نمی‌کند.



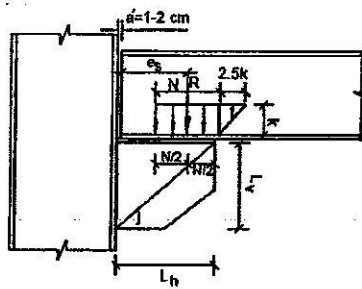
الف) اتصال از یک ورق افقی و دو ورق تقویتی قائم



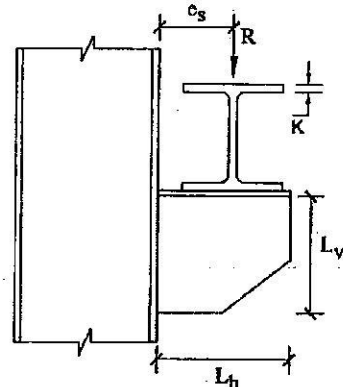
ب) اتصال براکت از نیمرخ T شکل

شکل ۱۲-۱۶ - مقطع اتصال براکت در شکل (۱۲-۱۵-الف و ب)

در این نوع اتصال نحوه قرارگیری تیر نسبت به ستون ممکن است به یکی از دو حالت زیر باشد:



الف) جان تیر در امتداد صفحه قائم نشیمن



ب) جان تیر عمود بر صفحه قائم نشیمن

شکل ۱۲-۱۷ - نحوه قرارگیری تیر نسبت به نشیمن تقویت شده

شیوه طراحی در دو حالت مشابه است و اختلاف در محل تاثیر نیرو است که توضیحات تکمیلی در ادامه آورده می شود.

روش طراحی:

مراحل طراحی اتصال براکت به شرح زیر است:

گام ۱: تعیین N:

در اینجا نیز مشابه طراحی اتصال با نشیمن تقویت نشده از رابطه عدم جاری شدن موضعی جان استفاده می شود:

$$N = \frac{R_u}{\phi F_{yw} t_w} - 2/5K \geq K \quad (۱۲-۳۴)$$

R: عکس العمل تکیه گاه

$t_w$ : ضخامت جان تیر

K: فاصله سطح خارجی بال تا آغاز گردی بین جان و بال

$$\phi = 1$$

گام ۲: تعیین  $L_h$ :

$L_h$ ، عرض نشیمن است که طبق شکل (۱۷-۱۲) برابر است با:

$$L_h \geq N + a' \quad (۳۵-۱۲)$$

$a'$ : فاصله مونتاز (۱ تا ۲ سانتی متر)

گام ۳: کنترل لهدگی جان تیر:

برای کنترل لهدگی در جان تیر از همان رابطه (۳-۱۲) و (۴-۱۲) در طراحی اتصال تقویت نشده استفاده می شود:

گام ۴: تعیین برون محوری اتصال ( $e_s$ ):

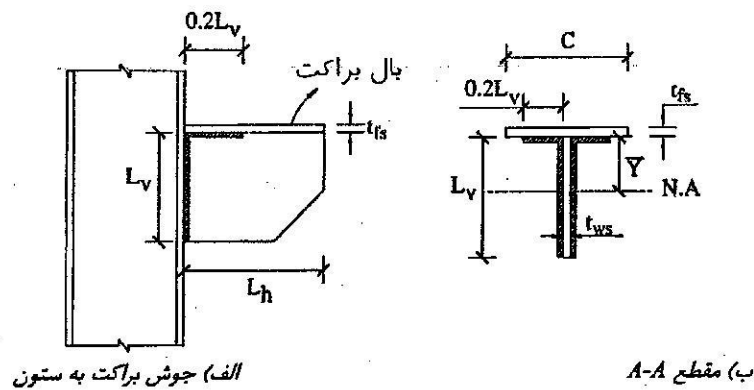
در صورتی که جان تیر عمود بر صفحه قائم نشیمن باشد (طبق شکل ۱۷-۱۲ ب-ب)، برون محوری از مرکز جان تا بر ستون

خواهد بود و در صورتی که جان تیر در امتداد صفحه قائم نشیمن باشد (شکل ۱۷-۱۲ الف-الف)، مقدار برون محوری برابر است با:

$$e_s = L_h - \frac{N}{\gamma} \quad (۳۶-۱۲)$$

گام ۵: تعیین  $t_{ws}$  با استفاده از محدودیت‌های ارائه شده:

با توجه به شکل (۱۸-۱۲)، ضخامت سخت کننده باید شرایط زیر را ارضا نماید:



الف) جوش برآکت به ستون

ب) مقطع A-A

شکل ۱۲-۱۸- جزئیات اتصال به راکت به ستون

الف) رعایت ضخامت جان تیر:

$$t_{ws} \geq t_{wb} \quad (۳۷-۱۲)$$

ب) کماتش موضعی

$$t_{ws} \geq \frac{L_h}{\phi \cdot \delta \phi \sqrt{\frac{E}{F_y}}} \quad (۳۸-۱۲)$$

$$t_{ws} \geq \frac{R_u (\phi e_s - \gamma L_h)}{\phi (1/\lambda F_y) L_h'} \quad , \quad (\phi = 0.75) \quad (۳۹-۱۲)$$

$t_{ws}$ : ضخامت جان سخت کننده

$t_{wb}$ : ضخامت جان تیر

مقدار ضخامت پراکت از حداکثر سه رابطه فوق بدست می آید.

تذکر: ضخامت ورق جان باید به گونه ای باشد که ضابطه  $a_{max} = 0.75t_{wb}$  را نیز ارضا نماید. زیرا جان سخت کننده از دو

طرف جوش می شود.

گام ۶: تعیین  $t_{fs}$

به عنوان توصیه، بهتر است ضخامت بال سخت کننده به صورت زیر تعیین شود:

$$t_{fs} \geq \max(t_{fb}, t_{ws}) \quad (۴۰-۱۲)$$

$t_{fs}$ : ضخامت بال سخت کننده

$t_{fb}$ : ضخامت بال تیر

این ضخامت معمولاً بین ۱۰ تا ۱۲ میلی متر در نظر گرفته می شود.

گام ۷: تعیین محدودیت جوش گوشه:

بعد جوش سخت کننده به ستون باید به گونه ای انتخاب شود که در محدوده  $a_{min} < a < a_{max}$  قرار گیرد. مهم ترین ضابطه

در تعیین بعد جوش ماکزیمم،  $0.75t_{ws}$  است که در بسیاری از موارد این ضابطه تعیین کننده است.

گام ۸: محاسبه جوش صفحه قائم پراکت به ستون:

بر اساس مقطع A-A از شکل (۱۲-۱۸)، ابتدا پارامتر  $\bar{Y}$  تعیین می شود.

$\bar{Y}$ : فاصله از بالاترین تار تا مرکز ثقل جوش

$$\bar{Y} = \frac{L_v^3}{2(L_v + 0.7L_v)} = \frac{L_v}{2/4} \quad (۴۱-۱۲)$$

با تعیین مرکز سطح جوش سخت کننده به ستون، اساس مقطع جوش از رابطه زیر تعیین می شود:

$$S_w = \frac{2[4 \times 0.7L_v^3 + L_v^3]}{6} = 0.6L_v^3 \quad (۴۲-۱۲)$$

همچنین مساحت جوش نیز برابر است با:

$$A_w = 2(L_v + 0.7L_v) = 2/4L_v \quad (۴۳-۱۲)$$

لنگر خمشی وارده بر جوش از رابطه زیر تعیین می شود:

$$M_u = R_u e_s \quad (۴۴-۱۲)$$

مولفه افقی تنش جوش حاصل از خمش برابر است با:

$$f_x = \frac{M_u}{S_w} = \frac{R_u e_s}{S_w} \quad (۴۵-۱۲)$$

$S_w$ : اساس مقطع جوش

مولفه قائم تنش جوش حاصل از برش نیز برابر است با:

$$f_y = \frac{R_u}{A_w} = \frac{R_u}{\gamma/\phi L_v} \quad (46-12)$$

از ترکیب دو رابطه (45-12) و (46-12) تنش در جوش بدست می آید:

$$f_u = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = \frac{R_u}{\gamma/\phi L_v} \sqrt{L_v^2 + 16e_s^2} \leq R_{nw} \quad (47-12)$$

در این قسمت با حدس  $L_v$  می توان بعد جوش را از رابطه (47-12) تعیین نمود، اگر این بعد جوش بین حداقل و حداکثر مجاز بود، ارتفاع سخت کننده  $L_v$  مناسب است.

گام ۹: کنترل  $\phi, L_h, L_v$ :

در طراحی این اتصال باید  $\phi \geq 45^\circ$  و یا به عبارت دیگر  $L_v \geq L_h$  باشد.

گام ۱۰: تعیین C:

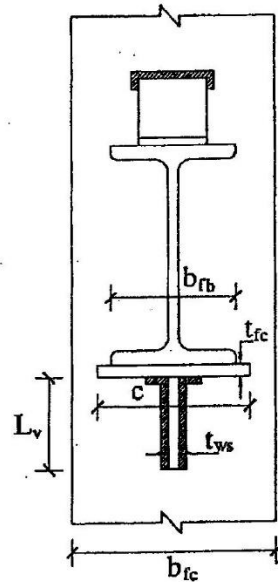
محدودیت های ارائه شده در تعیین C (عرض بال براکت در شکل (12-18)) عبارتند از:

الف) عرض بال براکت بیشتر از عرض بال تیر باشد و از عرض بال ستون تجاوز نکند ( $b_{fb} \leq C \leq b_{fs}$ ).

ب) عرض بال براکت از  $N, \frac{L_v}{\gamma}$  بیشتر انتخاب شود ( $C \geq N, \frac{L_v}{\gamma}$ ).

ج) در محاسبات عملی C معمولا بین ۱۰ تا ۲۰ سانتی متر انتخاب می شود.

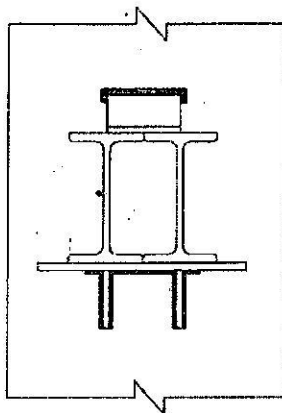
در شکل (12-20) چگونگی قرارگیری بال و جان براکت (نشیمن و سخت کننده اتصال) نشان داده شده است.



شکل ۱۲-۲۰- جزئیات اتصال سخت کننده و نشیمن به ستون

نکات اجرایی:

- الف) طول جوش جان براکت به بال براکت نباید کمتر از طول جوش بال براکت به ستون باشد.
- ب) کلیه ضوابط مربوط به نبشی بالا مانند اتصال با نبشی نشیمن تقویت نشده است.
- ج) ابتدا بال براکت به جان براکت جوش کارخانه‌ای می‌شود. سپس جوش جان براکت و بال براکت به ستون، جوش کارخانه‌ای است و در انتها جوش اجرایی تیر به بال براکت، کارگاهی است. پس از استقرار تیر روی براکت، لبه‌های نبشی بالا به ستون و تیر جوش کارگاهی می‌شود.
- د) در اتصال تیرهای متشکل از چند پروفیل اگر از نشیمن تقویت شده استفاده می‌شود، توصیه می‌گردد که همانند شکل (۲۱-۱۲) زیر هر پروفیل یک سخت کننده قرار بگیرد.



شکل ۲۱-۱۲- جزئیات نشیمن تقویت شده برای تیرهای دویل



#### ۱۲-۲-۲- طراحی اتصالات صلب

اتصالات صلب تیر به ستون شامل آن دسته از اتصالات می‌شوند که قابلیت انتقال لنگر بین تیر و ستون را دارا می‌باشند و در حین انتقال لنگر زاویه نسبی بین تیر و ستون تغییر نمی‌کند. اتصالات صلب در قاب‌های خمشی بکار می‌روند و قاب‌های خمشی از سیستم‌های مقاوم در مقابل نیروهای زلزله هستند. در این قاب‌ها به خاطر عدم دقت در تعیین بارهای ناشی از زمین لرزه، تامین شکل‌پذیری اهمیت ویژه‌ای دارد. این عدم یقین ناشی از کمبود دقت در تعیین جرم، خواص دینامیکی سازه و نیز شتاب وارده به قاب‌ها می‌باشد. آشکار است که سیستم سازه‌ای مناسب برای انتقال بار قائم همواره به عنوان یک دستگاه لرزه بر مناسب نخواهد بود.

شکل‌پذیری خواصی از مصالح بکار رفته در سازه و نیز روش استفاده از آن است. شکل‌پذیری عاملی است که باعث جذب انرژی حاصل از زمین لرزه توسط رفتار غیر خطی و غیر ارتجاعی سازه می‌گردد. به اعتقاد بسیاری از طراحان، مهمترین کلید دسترسی به یک طرح ایمن، مناسب و اقتصادی، شکل‌پذیری و نحوه تامین آن در خلال فرآیند طراحی لرزه‌ای است. این موضوع از طریق طرح اعضا برای تحمل تغییر شکل‌های بزرگ در محدوده غیر ارتجاعی بدست می‌آید. به عبارتی نگرش به طراحی سازه با رفتار ارتجاعی باعث می‌شود که ابعاد المان‌های سازه غیر اقتصادی باشند. از طرفی تحقیقات نشان می‌دهد که با ورود برخی اعضا به ناحیه غیر ارتجاعی و تامین شکل‌پذیری قابلیت زلزله را افزایش داده و به دنبال آن اثرات نیروی زلزله در سازه به شدت کاهش می‌یابد. بر این اساس ضریب شکل‌پذیری طبق رابطه (۱۲-۵۲) نسبت تغییر شکل نهایی به تغییر شکل تسلیم است.

$$\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y}$$

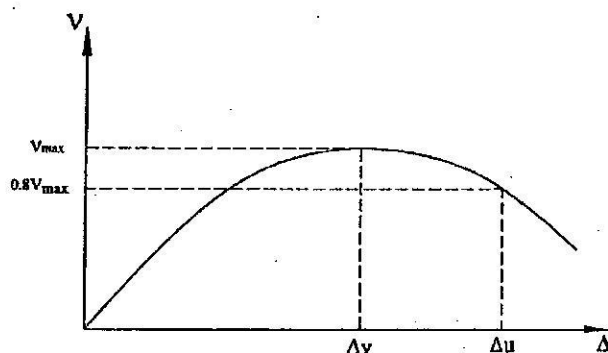
(۱۲-۴۸)

$\mu$ : ضریب شکل‌پذیری

$\Delta u$ : تغییر شکل نهایی

$\Delta y$ : تغییر شکل تسلیم

تغییر شکل تسلیم، مطابق شکل (۱۲-۳۰)، مربوط به باری است که پس از آن رفتار مصالح سازه وارد محدوده غیر ارتجاعی می‌گردد و تغییر شکل نهایی وابسته به باری است که سازه می‌تواند بدون از دست دادن مقاومت خود به طور قابل توجهی، تحمل نماید. پیشنهاد شده است که تغییر شکل نهایی مربوط به باری فرض گردد که طبق شکل (۱۲-۳۰)، ۲۰ درصد کوچک‌تر از بار حداکثر قابل تحمل سازه باشد.



شکل ۱۲-۳۰- نمودار بار- تغییر مکان سازه

آشکار است که طرح سازه‌ها باید به گونه‌ای صورت پذیرد که سازه توانایی جذب انرژی را با رفتار غیر خطی و غیر ارتجاعی خود داشته باشد. در واقع ناحیه میان  $\Delta u$  و  $\Delta y$  در شکل قبل نشانگر ظرفیت جذب انرژی غیر ارتجاعی سازه است. انواع قاب‌های خمشی فولادی تغییر شکل‌های غیر ارتجاعی مختلفی را نشان می‌دهند. آشکار است، هر قدر ضریب رفتار و در نتیجه شکل‌پذیری مورد نظر در سازه‌ای بیشتر باشد، رفتار غیر ارتجاعی آن افزایش یافته و ضرورت تأمین شرایطی برای امکان یافتن این رفتار زیاد می‌شود. مهمترین رکن تأمین شکل‌پذیری رفتار چرخه‌ای اعضای خاص سازه مانند سیستم مقاوم در برابر زلزله و بعضاً ستون‌ها و اتصالات است. این نمودار در حقیقت نمودار نیرو-تغییر شکل در سازه است. از آنجا که سطح زیر نمودار چرخه‌ای معرف قابلیت انرژی جذب شده توسط سازه می‌باشد، لذا نمودارهای چرخه‌ای چاق نمایانگر رفتار شکل‌پذیر سازه می‌باشد. در مقابل برای نمودار نیرو-تغییر شکل لاغر یا باریک شونده، نشانه شکل‌پذیری کم سازه است.

به منظور حصول اطمینان از ورود رفتار سازه فولادی به ناحیه غیر ارتجاعی به منظور بهره‌مندی از قابلیت شکل‌پذیری فولاد، آیین‌نامه‌های زلزله مانند استاندارد ۲۸۰۰، پارامتر کاهش نیروی زلزله، ضریب رفتار، را تعریف کرده‌اند. این ضریب که با توجه به نوع سیستم مقاوم لرزه‌ای عددی بین ۵ تا ۱۱ دارد، نیروی زلزله حوزه ارتجاعی را کاهش داده تا بدین طریق، سازه برای نیروی کمتری طراحی شود. بدین ترتیب احتمال ورود سازه به ناحیه غیر ارتجاعی تقویت می‌گردد. در همین راستا و برای جلوگیری از تخریب سازه، آیین‌نامه‌های طراحی سازه‌های فولادی، فصلی جداگانه را تدوین نموده‌اند که به ضوابط طرح لرزه‌ای معروف است. به کمک این ضوابط، شکل‌پذیری به عنوان معیار کنترل‌کننده رفتار سازه در ناحیه غیر ارتجاعی فعال شده و به کمک سازه می‌آید. به عبارتی هرچه قدر سازه شکل‌پذیرتر باشد، ضریب رفتار آن عدد بزرگتری است. به همین سازه با شکل‌پذیری ویژه به همراه دیوار برشی بتنی ویژه بیشترین ضریب رفتار را داراست. بر این اساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان نیز قاب‌های خمشی فولادی را از نظر شکل‌پذیری به سه دسته معمولی، متوسط و ویژه (با شکل‌پذیری زیاد) تقسیم می‌کند. برای قاب خمشی ویژه فولادی ضریب رفتار،  $R$ ، ۱۰ تعریف شده است. برای قاب خمشی فولادی متوسط و معمولی نیز این ضریب به ترتیب ۷ و ۵ تعریف شده است.

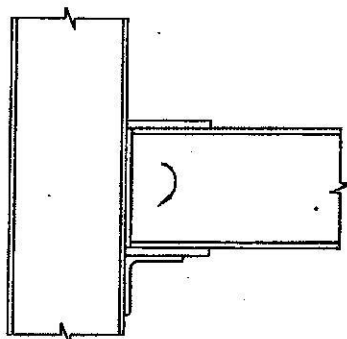
از دیگر مواردی که در بحث طراحی لرزه‌ای مطرح می‌شود، ضریب اضافه مقاومت است که در مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان با  $\Omega_0$  نمایش داده است. در یک تعریف ساده این ضریب نسبت در آیین نامه های طراحی، سازه‌ها در برابر بارهای غیرلرزه ای بصورت ارتجاعی طراحی می‌شوند. در صورتی که در برابر بارهای لرزه ای، مجاز به استفاده از عملکرد غیرارتجاعی هستند و می‌توانند از خاصیت جذب انرژی سازه‌ها در مرحله غیر ارتجاعی استفاده کنند. همچنین در این حالت می‌توانند از مقاومت اضافه ای که در مرحله غیر ارتجاعی بروز می‌کند استفاده کنند. چنین مقاومتی در روند تشکیل پی در پی مفاصل پلاستیک (لولاهاى خمیری) در اعضای سازه پدید می‌آید و در آستانه ناپایداری سازه خاتمه می‌یابد. به این مقاومت، مقاومت افزون گفته می‌شود که با ضریب مقاومت افزون (overstrength) بیان می‌شود و برابر است با نسبت حداکثر مقاومت سازه به مقاومت ارتجاعی آن. از آنجاکه این ضریب وابسته به نوع سیستم مقاوم لرزه ای است، لذا در مبحث ۱۰ برای هر سیستم سازه ای ضریب جداگانه ای تعریف شده است که در جدول زیر نشان داده شده اند.

جدول ۱- معرفی ضریب اضافه مقاومت برای سیستم های سازه ای مختلف

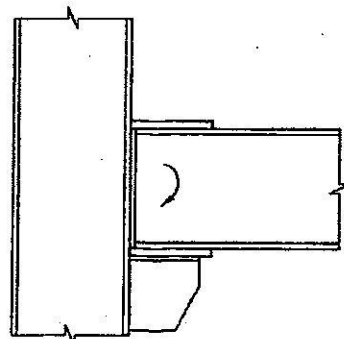
$\Omega_0$	نوع سیستم باربر جانبی لرزه‌ای
۳	کلیه قاب‌های خمشی فولادی
۲	کلیه قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندی هم‌محور و برون‌محور فولادی
۲/۵	کلیه سیستم‌های دوگانه یا ترکیبی

در حقیقت هدف از تعریف ضریب اضافه مقاومت این موضوع است که برای طراحی برخی از المانهای خاص سازه ای که بقای آن تضمین کننده پایداری کل سازه می‌باشد، نیروی زلزله مورد استفاده در طراحی افزایش داده می‌شود تا به نوعی با انتخاب یک مقطع قوی، از ورود المان به ناحیه غیر ارتجاعی اجتناب گردد. به چنین اعضای، اعضای کنترل شونده نیرویی گفته می‌شود. به عبارت ساده تر انتظار رفتار شکل پذیر از چنین اعضای وجود نداشته و این المانها دارای مود شکست ترد(غیر شکل پذیر) می‌باشند. نمونه بارز این المانها، ستون ها می‌باشند.

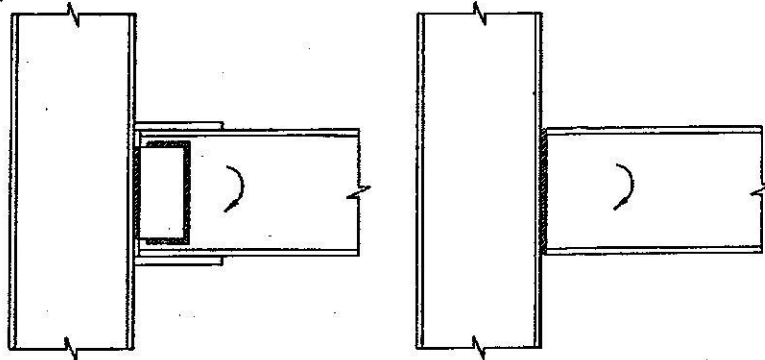
جزئیات متفاوتی برای اتصالات صلب ارائه شده است، لیکن اتصالات نشان داده شده در شکل (۱۲-۳۱) امروزه به نحوه گسترده تری مورد استفاده قرار می‌گیرند.



الف) اتصال با نبشی نشیمن و دو تسمه فوقانی و تحتانی



ب) اتصال با برآکت و دو تسمه فوقانی و تحتانی



(د) اتصال مستقیم تیر به ستون  
(ج) اتصال با ورق جان و دو تسمه فوقانی و تحتانی  
شکل ۱۲-۳۱- انواع رایج اتصال صلب

در شکل (الف)، نبشی نشیمن برای انتقال برش و تسمه فوقانی و تحتانی برای انتقال لنگر طراحی می‌شوند.  
در شکل (ب)، براکت برای انتقال برش و تسمه فوقانی و تحتانی برای انتقال لنگر طراحی می‌شوند.  
در شکل (ج)، تسمه جان برای انتقال برش و دو تسمه فوقانی و تحتانی برای انتقال لنگر طراحی می‌شوند.  
در شکل (د)، تیر به صورت مستقیم به ستون جوش شده است، برش توسط جان تیر و لنگر توسط بال‌های تیر تحمل می‌شود.

۱۲-۲-۱- ضوابط مشترک در طراحی اتصالات صلب قاب‌های خمشی

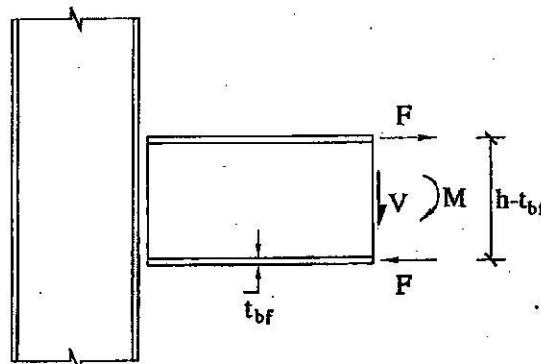
گام ۱: محاسبه لنگر و برش طراحی:

لنگر و برش طراحی اتصال، متناسب با نوع قاب از نظر شکل‌پذیری و ضوابط آیین‌نامه‌ای تعیین می‌شود.

گام ۲: تعیین نیروی  $F$ :

لنگر خمشی در تیر به صورت یک کوپل نیرو، در بال کششی و فشاری تیر اثر می‌کند. طبق شکل (۱۲-۳۲) این نیروی

کششی یا فشاری برابر است با:



شکل ۱۲-۳۲- توزیع نیرو ناشی از لنگر در بال‌های تیر

$$F = \frac{M_u}{(d - t_{bf})}$$

(۴۹-۱۲)

$M$ : لنگر طراحی اتصال برابر با ظرفیت خمشی مجاز تیر

$d$ : ارتفاع نیم‌رخ

$t_{be}$ : ضخامت بال تیر

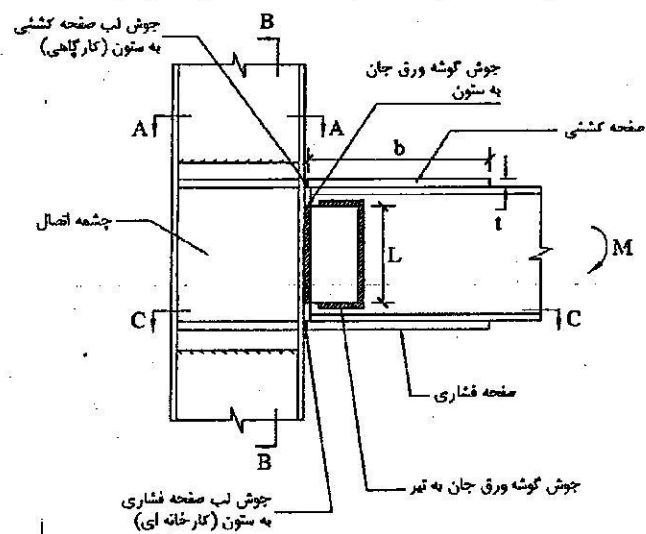
لازم بدکر است چنانچه اتصال توسط ورق روسری و زیرسری باشد باید  $(d+t_e)$  شود، که در این رابطه ابتدا  $t_e$  را فرض می‌کنیم.

گام ۳: طراحی صفحه کششی:

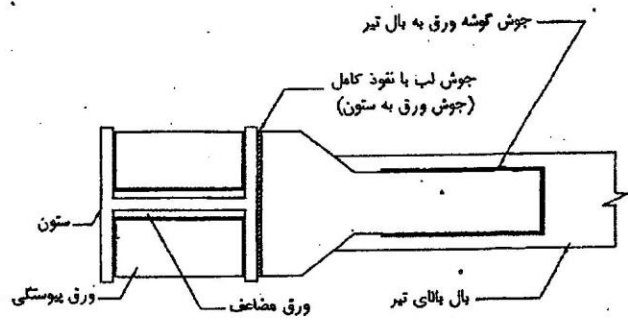
مساحت کششی از تقسیم نیروی  $F$  بر تنش کششی یا تنش تسلیم ورق (بسته به نوع قاب از نظر شکل پذیری) بدست می‌آید.

گام ۴: محاسبه جوش لب مورد نیاز جهت اتصال صفحه کششی به ستون:

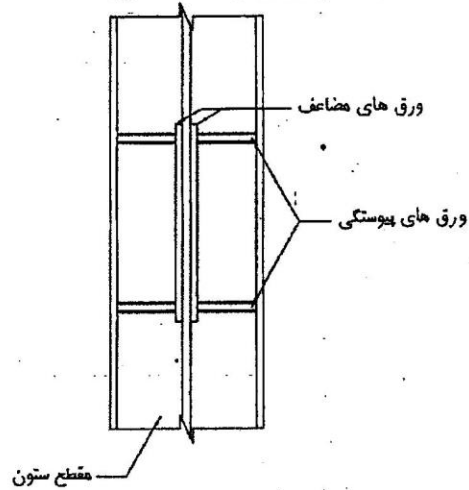
سطح جوش لب مورد نیاز از تقسیم نیروی  $F$  بر تنش جوش بدست می‌آید. در شکل (۱۲-۳۳) جزئیات کامل یک اتصال صلب نشان داده شده است. در طراحی اتصال صلب، در بیشتر موارد از اتصال بال تیر به ستون صرف نظر می‌شود، ولی در صورتی که بال تیر وارد محاسبات شود و جوش اتصال کافی نباشد، توسط صفحه اضافی تامین می‌شود.



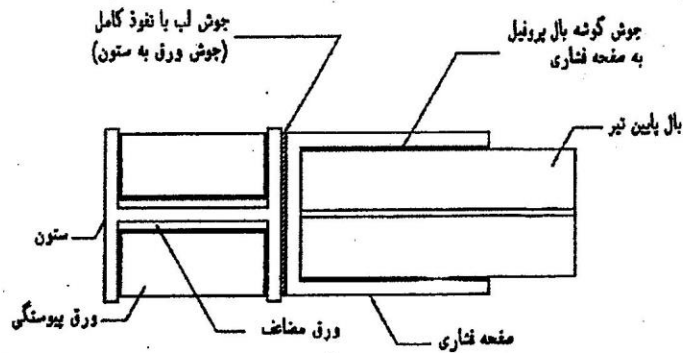
الف) اتصال صلب تیر به ستون



ب) مقطع A-A (صفحه کششی)



ج) مقطع B-B



شکل ۱۲-۲۳- نمونه اتصال صلب تیر به ستون

صفحه کششی معمولاً به صورت مستطیلی اجرا می شود ولی در صورتی که سطح جوش لب مورد نیاز جهت اتصال صفحه

به ستون زیاد باشد می توان عرض ورق را در محل اتصال به صورت پخدار افزایش داد.

گام ۵: طراحی جوش گوشه برای صفحه کششی به بال تیر:

جوش گوشه صفحه کششی به بال تیر باید ظرفیتی برابر یا بیشتر از ظرفیت جوش لب صفحه کششی به ستون داشته باشد. در این مرحله طبق شکل (۱۲-۳۳-ج) با فرض مناسبی برای طول جوش گوشه، بعد جوش بدست می‌آید که باید در محدوده  $a_{min} < a < a_{max}$  قرار گیرد.

گام ۶: کنترل صلبیت ورق اتصال:

بر اساس ضوابط آیین نامه طراحی اتصالات در سازه‌ها فولادی (نشریه ۲۶۴)، به منظور کنترل صلبیت ورق اتصال باید نسبت  $\frac{b}{t} < 30$  باشد (b طول صفحه و t ضخامت آن است که در شکل (۱۲-۳۳-الف) نشان داده شده است).

گام ۷: محاسبه جوش لب مورد نیاز جهت اتصال صفحه فشاری به ستون:

سطح جوش لب مورد نیاز در صفحه فشاری از تقسیم نیروی F بر تنش جوش بدست می‌آید. عرض این صفحه باید بیشتر از عرض بال تیر باشد تا تیر به راحتی بر روی آن مستقر شود. لازم به ذکر است که جوش لب صفحه فشاری به ستون، کارخانه‌ای و جوش لب صفحه کششی به ستون، کارگاهی است.

در محاسبات عملی، با توجه به ترکیبات بارگذاری طراحی ( $\pm E$ ) ممکن است در یک ترکیب بار لنگر مثبت در گره به وجود آید. در این حالت طراحی ورق زیر و جوش‌های مربوطه و کنترل‌های وابسته برای کشش حاصل از آن ترکیب بار نیز باید کنترل گردد.

گام ۸: طراحی جوش گوشه صفحه فشاری به بال تیر:

روال طراحی این جوش همانند مرحله پنجم می‌باشد با این تفاوت که در این جوش، لبه ورق به بال تحتانی تیر جوش نمی‌شود. لذا در این حالت تنها دو نوار جوش به موازات نیروی فشاری بال تحتانی قرار گرفته است.

گام ۹: طراحی جوش گوشه ورق جان به ستون:

به منظور اتصال ورق جان به ستون از جوش گوشه استفاده می‌شود که با استفاده از ناحیه صاف جان تیر، مقداری برای L (طول ورق) در شکل (۱۲-۳۳-الف) فرض شده و با داشتن برش اتصال و تنش جوش، بعد جوش ورق جان به ستون بدست می‌آید. بعد جوش بدست آمده باید در محدوده  $a_{min} < a < a_{max}$  قرار گیرد.

نکته بسیار مهم در این قسمت این است که در طراحی جوشه گوشه اتصال ورق به ستون فرض می‌شود که نیروی برشی تیر در مرکز سطح جوش ناودانی شکل اتصال ورق به جان تیر وارد شده و لذا نسبت به جوش اتصال ورق به ستون دارای خروج از محوریت است. از آنجا که نیروی برشی در صفحه‌ای خارج از جوش اتصال به ستون قرار گرفته است، لذا این جوش برای ترکیب نیروی برشی و کشش ناشی از لنگر خمشی طراحی می‌گردد.

گام ۱۰: طراحی جوش گوشه ورق جان به تیر:

جوش گوشه ورق جان به تیر طبق شکل (۱۲-۳۳-الف) تحت برش و پیچش است که طراحی آن مشابه طراحی جوش نبشی جان به تیر در اتصالات مفصلی است. منشا این لنگر پیچشی این است که در این مرحله فرض می‌شود که نیروی برشی تیر دز بر

ستون وارد می شود. بنابراین نیروی برشی نسبت به جوش اتصال ورق به جان تیر دارای خروج از محوریت است. از آنجاکه نیروی برشی در صفحه ای جوش اتصال به جان تیر قرار گرفته است، لذا این جوش برای ترکیب نیروی برشی و لنگر پیچشی طراحی می گردد. در صورتی که از تک پروفیل در تیرها استفاده شود، ورق جان از طرفین به جان تیر جوش می شود و در بسیاری از حالات ضابطه  $a_{max} = 0.75t_{wb}$  تعیین کننده خواهد بود.

گام ۱۱: بررسی لزوم استفاده از ورق های پیوستگی (سخت کننده) در بال کششی و فشاری تیر:

وظیفه ورق های پیوستگی جلوگیری از لهیدگی جان و جلوگیری از کماتش آن در ناحیه فشاری و جلوگیری از تغییر فرم بال ستون در ناحیه کششی است.

الف) ناحیه فشاری:

در اتصال صلب تیر به ستون طبق شکل (۱۲-۳۴) اگر نیروی متمرکز فشاری  $F$  از مقاومت طراحی کماتش فشاری جان  $\phi R_n$  بزرگ تر شود، باید یک جفت سخت کننده در مقابل بال فشاری تیر در جان ستون تعبیه گردد.

$$F \leq \phi R_n = \phi \frac{24t_{wo}^2 \sqrt{EF_{yw}}}{h}, \quad \phi = 0.9 \quad (50-12)$$

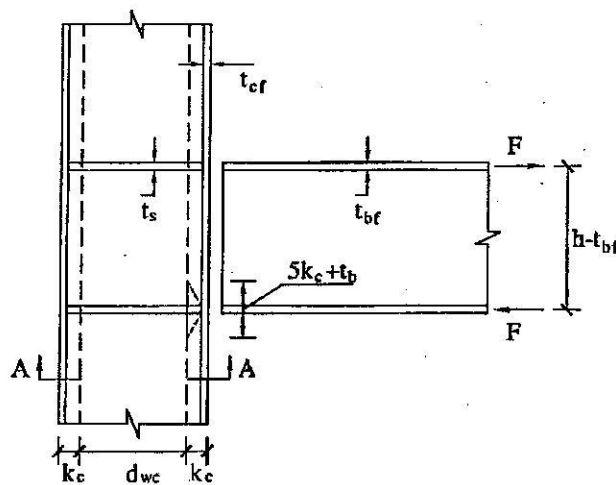
$h$ : ارتفاع آزاد جان (فاصله بین انتهای دو ماهیچه جان و بال در روی جان در مقاطع نورد شده و فاصله بین دو بال در مقاطع

ساخته شده از ورق)

$t_{wo}$ : ضخامت جان ستون

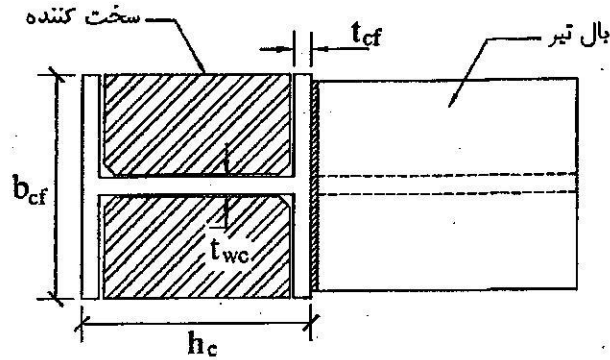
$F_{yw}$ : تنش تسلیم فولاد جان

$E$ : مدول الاستیسیته



الف) جزئیات اتصال صلب





شکل ۱۲-۳۴- نمایش سخت کننده‌ها در جان ستون

رابطه (۱۲-۵۰) برای کنترل کمانش فشاری در جان ستون در مقابل بال فشاری تیر در اتصال صلب تیر به ستون است.

کنترل تسلیم موضعی جان:

در اتصال صلب تیر به ستون طبق شکل (۱۲-۳۴) اگر نیروی متمرکز فشاری  $F$  از مقاومت طراحی تسلیم موضعی جان  $\phi R_n$  بزرگ تر شود، باید یک جفت سخت کننده در مقابل بال فشاری تیر در جان ستون تعبیه گردد.

$$F \leq \phi R_n = \phi (\delta K_c + N) F_{yw} t_w \quad , \quad \phi = 0.9 \quad (51-12)$$

$$N = \min(t_f, t_b) \geq K_c$$

کنترل لهدگی جان در برابر نیروی فشاری:

در اتصال صلب تیر به ستون طبق شکل (۱۲-۳۴) اگر نیروی متمرکز فشاری  $F$  از مقاومت طراحی لهدگی جان  $\phi R_n$  بزرگ تر شود، باید یک جفت سخت کننده در مقابل بال فشاری تیر در جان ستون تعبیه گردد.

$$F \leq \phi R_n = \phi \cdot 1.8 t_w' \left[ 1 + 3 \left( \frac{N}{d} \right) \left( \frac{t_w}{t_f} \right)^{1/5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}} \quad , \quad \phi = 0.75 \quad (52-12)$$

در صورت نیاز به سخت کننده، مطابق با تبصره ذیل ماده ۱۰-۹-۲-۱۰ مبحث دهم سطح مقطع مجموع یک جفت قطعه تقویتی در جان ستون از مقداری که از رابطه (۱۲-۵۱) بدست می‌آید، کمتر نشود (این عمل در حالت‌هایی صادق است که مقدار محاسبه شده  $A_{eff}$  مثبت باشد).

$$A_{st} = \frac{F - \phi R_n}{0.9 F_{yst}} \quad (53-12)$$

$F_{yw}$ : تنش تسلیم مصالح سخت کننده

$K_c$ : فاصله بین سطح خارجی بال ستون تا انتهای ماهیچه بین جان و بال در صورتی که ستون از نیمرخ نورد شده باشد و یا

فاصله معادل در حالت مقطع ساخته شده با جوش است.

$t_b$ : ضخامت بال تیر یا ورق اتصال که بار متمرکز را به ستون منتقل می‌کند.

رابطه (۱۲-۵۱) برای جلوگیری از ضعف جان در برابر لهدگی است.

(ب) ناحیه کششی:

در ستون‌ها در صورتی که نیروی کششی  $F$  از مقاومت طراحی خمش موضعی بال  $\phi R_n$  بزرگتر باشد، استفاده از یک جفت سخت کننده در مقابل بال کششی تیر در اتصال صلب الزامی است.

$$F \leq \phi R_n = \phi(6/25 F_y t_f^2) \quad , \quad \phi = 0.9 \quad (54-12)$$

$t_f$ : ضخامت بال ستون تحت نیروی کششی

- محدودیت‌های عرض و ضخامت سخت کننده:

بر اساس ضوابط مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان سخت کننده‌هایی که از رابطه (۱۲-۵۱) و یا در ناحیه کششی در نظر گرفته می‌شود، باید محدودیت‌هایی زیر را نیز جویگو باشند:

- عرض هر سخت کننده به اضافه نصف ضخامت جان ستون نباید از یک سوم عرض بال تیر یا ورق اتصال (که بار متمرکز را وارد می‌کند)، کمتر باشد.

$$b_s > \frac{1}{3} b_f - \frac{t_w}{2} \quad (55-12)$$

- ضخامت سخت کننده ( $t_s$ ) نباید از نصف ضخامت بال تیر یا ورق اتصال (که بار متمرکز را وارد می‌کند) کمتر باشد. همچنین ضخامت سخت کننده‌ها نباید از پهنای هر سخت کننده تقسیم بر ۱۶ کمتر باشد.

$$t_s > \max \left\{ \begin{array}{l} 0.5 t_{pf} \\ 0.5 t_{pl} \\ \frac{b_s}{16} \end{array} \right. \quad (56-12)$$

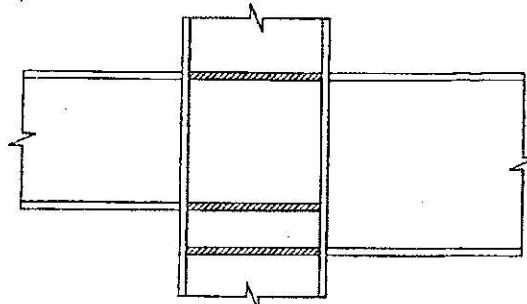
- ارتفاع ورق سخت کننده باید مساوی ارتفاع آزاد جان (فاصله بین دو بال) باشد.
- جوش‌هایی که قطعه تقویتی را به جان ستون متصل می‌کند، باید در مقابل نیرویی که در قطعه تقویتی از لنگر نامتعادل در دو طرف ستون به وجود می‌آید، محاسبه شوند.

سخت کننده‌ها باید به صورت کامل به ستون جوش شوند.

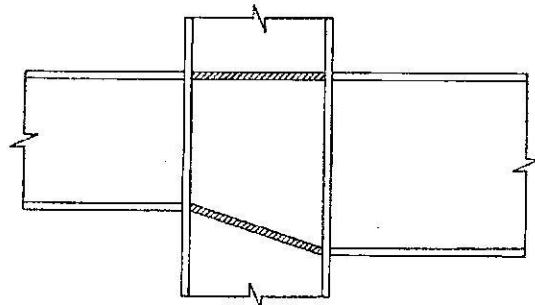
سخت کننده‌ها باید به موازات بال تیر در صورت اتصال بال تیر به ستون و یا به موازات صفحات زیرسری و روسری در صورت صرف نظر از اتصال تیر به ستون قرار گیرند. تحقیقات نشان داده است چنانچه تقویت از میان صفحه بال تیر به اندازه ۵ cm فاصله داشته باشد، حدود ۹۵٪ کارایی دارد و اگر این فاصله به ۱۰ cm برسد، فقط ۲۰٪ کارایی دارد.

توصیه می‌شود چنانچه ارتفاع دو تیر که به یک ستون برخورد می‌کنند، متفاوت باشد، موقعیت سخت کننده‌ها همانند شکل

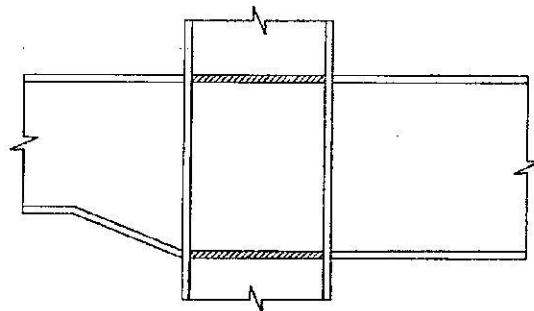
(۱۲-۳۵) خواهد بود.



الف) استفاده از دو سخت کننده به موازات یکدیگر



ب) استفاده از سخت کننده مورب

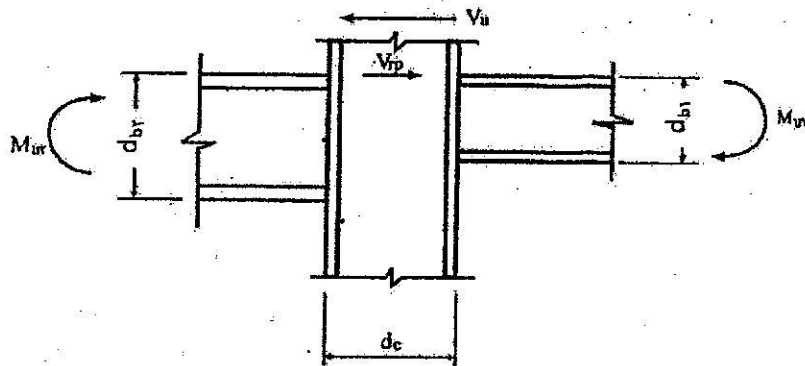


ج) استفاده از مقطع با اینرسی متغیر برای هم ارتفاع شدن تیرها  
شکل ۱۲-۳۵- حالات مختلف قرارگیری سخت کننده‌ها

همان گونه که مطرح شد، وظیفه سخت کننده‌ها جلوگیری از لهیدگی جان در ناحیه فشاری و جلوگیری از تغییر فرم ستون در ناحیه کششی می‌باشد.

گم ۱۲: کنترل برش در چشمه اتصال:

چشمه اتصال، ناحیه‌ای از جان یا جان‌های ستون است که محصور بین امتداد بال‌های بالایی و پایینی تیرهای متصل به دو وجه ستون و بال‌های ستون می‌باشد.



شکل ۱۴-۲۷- ناحیه چشمه اتصال

چشمه اتصال باید توانایی تحمل برش نظیر نیروهای کششی و فشاری در بال‌ها، حاصل از لنگرهای حداکثر ناشی از زلزله در تراز سرویس را داشته باشد. این برش از رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$V_{up} = \frac{M_{u1}}{d_{br}} + \frac{M_{u2}}{d_{br}} - V_u \quad (۵۷-۱۲)$$

به ترتیب لنگر انتهایی تیرهای سمت چپ و راست حاصل از بارگذاری قائم و جانبی

$V_u$ : نیروی برشی ستون در بالای چشمه اتصال

$d_{br}$ ،  $d_{br}$ : به ترتیب ارتفاع تیرهای سمت چپ و راست

مقاومت برشی طراحی در چشمه اتصال مساوی  $(\phi = 0.9)$   $\phi R_n$  به شرح زیر می باشد:

الف- در حالتی که تاثیر تغییر شکل چشمه اتصال در تحلیل سازه منظور نشود:

$$\text{اگر } \frac{P_u}{P_c} \leq 0.4$$

$$R_n = 0.6 F_y d_c t_w \quad , \quad \phi = 0.9 \quad (۵۸-۱۲)$$

$$\text{اگر } \frac{P_u}{P_c} > 0.4$$

$$R_n = 0.6 F_y d_c t_w \left( \frac{1}{4} - \frac{P_u}{P_c} \right) \quad , \quad \phi = 0.9 \quad (۵۹-۱۲)$$

$$\begin{aligned}
b_{cf} &= \text{پهنای بال ستون} \\
t_{cf} &= \text{ضخامت بال ستون} \\
d_c &= \text{ارتفاع کلی مقطع ستون} \\
d_b &= \text{ارتفاع کلی مقطع تیر} \\
t_w &= \text{ضخامت جان مقطع ستون} \\
F_y &= \text{تنش تسلیم فولاد} \\
P_u &= \text{مقاومت محوری مورد نیاز ستون} \\
(P_c = P_y = A_g F_y) &= \text{مقاومت محوری تسلیم} \\
A_g &= \text{سطح مقطع کلی مقطع ستون}
\end{aligned}$$

روابط فوق برای ستون‌های با مقطع H شکل است که در آن‌ها نیروی برشی جانبی لرزه‌ای در راستای صفحه جان وارد می‌گردد.

اگر رابطه زیر برقرار نباشد، می‌بایست جان ستون با ورق مضاعف تقویت گردد.

$$V_{pu} \leq \phi R_n \quad (60-12)$$

جوش اتصال جان (یا جان‌های) ستون در ناحیه چشمه اتصال به بال ستون باید برای نیروی برشی چشمه اتصال طراحی شود. در این مورد طول اتصال جوشی می‌تواند برابر عمق تیر به اضافه عمق ستون در بالا و پایین ورق‌های پیوستگی در نظر گرفته شود. گام ۱۳: کنترل کماتش برشی چشمه اتصال (کنترل پایداری ورق‌های اتصال): ضخامت هر یک از ورق‌های واقع در چشمه اتصال، شامل جان (یا جان‌های) ستون و ورق‌های تقویت چشمه اتصال، باید رابطه زیر را برآورده نماید:

$$t_z \geq \frac{(d_z + w_z)}{90} \quad (61-12)$$

که در آن:

$t_z$ : ضخامت جان (یا هر یک از جان‌های) ستون یا هر یک از ورق‌های تقویت چشمه اتصال (ورق مضاعف)

$d_z$ : عمق چشمه اتصال که فاصله خالص بین ورق‌های پیوستگی می‌باشد.

$w_z$ : عرض چشمه اتصال که فاصله خالص بین بال‌های ستون می‌باشد.

در صورتی که ورق‌های تقویت چشمه اتصال (ورق مضاعف)، با جوش انگشانه کافی به جان ستون متصل شده باشند، مجموع ضخامت جان ستون و ورق‌های تقویت چشمه اتصال به عنوان  $t_z$  منظور می‌گردد.

گام ۱۴: کنترل عدم تشکیل مفصل پلاستیک در ستون (مخصوص قاب خمشی ویژه):

این ضابطه به ضابطه ستون قوی-تیر ضعیف مشهور است و در آن ظرفیت خمشی ستون‌ها و تیرها در اتصالات تیر به ستون

در قاب‌ها باید چنان باشد که رابطه زیر برآورده گردد:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} \geq 1.0 \quad (62-12)$$

در این رابطه:

$\sum M_{pc}^*$  = مجموع لنگرهای خمشی ستون‌های بالا و پایین گره اتصال که در محل تقاطع محورهای ستون‌ها و تیرها وجود دارند. این لنگرها برابر با ظرفیت خمشی پلاستیک ستون‌ها در نظر گرفته شده و مقدار آن‌ها، با توجه به نیروهای محوری موجود در ستون‌ها، از رابطه زیر بدست آورده می‌شوند:

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c (F_{yc} - P_{uc} / A_g) \quad (63-12)$$

$\sum M_{pb}^*$  = مجموع لنگرهای خمشی تیرها در گره اتصال، که در محل تقاطع محورهای ستون‌ها و تیرها وجود دارند. این لنگرها با توجه به لنگرهای مورد انتظار در مفصل‌های پلاستیک و مقادیر نیروی برشی در آن‌ها از روابط زیر بدست آورده می‌شوند:

$$\sum M_{pb}^* = \sum (V_{pr} S_h + \frac{q_u S_h^2}{\gamma} + M_{pr}) \quad (64-12)^*$$

$Z_c$  = اساس مقطع پلاستیک ستون

$A_g$  = سطح مقطع ستون

$F_y$  = تنش تسلیم فولاد ستون

$P_{uc}$  = مقاومت فشاری مورد نیاز ستون حاصل از ترکیبات بار زلزله تشدید یافته

$M_{pb}$  = لنگر خمشی پلاستیک تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک

$R_{pr}$  = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین شده مصالح تیر مطابق مقادیر

جدول ۱-۲-۳-۱۰

$C_{pr}$  = مطابق تعریف بند ۴-۵-۳-۱۰

استثناء

ستون‌هایی که یکی از دو شرط زیر را برآورده نمایند، لازم نیست رابطه (۷۸-۱۴) را ارضا نمایند:

۱- ستون‌هایی که در آن‌ها در کلیه ترکیبات بارگذاری به جز ترکیب بار زلزله تشدید یافته،  $P_{uc} \leq 0.3 P_o$  بوده و شرایط

زیر را

دارا باشند:

الف- ستون‌های ساختمان‌های یک طبقه و ستون‌های طبقه آخر ساختمان‌های چند طبقه

ب- تعدادی از ستون‌های هر طبقه که مجموع مقاومت برشی آن‌ها کمتر از ۲۰٪ کل مقاومت برشی ستون‌های آن طبقه و

مجموع مقاومت برشی آن‌هایی که بر روی یک محور قرار دارند کمتر از ۳۳٪ کل مقاومت برشی ستون‌های آن محور باشد. در

این بند محور ستون به محور یا محورهای موازی اطلاق می‌شود که در فاصله کمتر از ۱۰ درصد بعد پلان طبقه، در جهت عمود

بر محور، از یکدیگر قرار گرفته باشند.

در عبارت فوق:

$P_c$ : برابر با  $F_{yc} A_g$

$P_{uc}$ : نیروی محوری فشاری بدون ضریب در طراحی به روش تنش مجاز.

۲- ستون‌های هر طبقه که در آن نسبت مقاومت برشی ستون‌ها به برش وارده در آن طبقه ۵۰ درصد بیشتر از این نسبت در طبقه فوقانی آن باشد.

با توجه به اینکه ضابطه اخیر مختص قاب‌های خمشی فولادی ویژه است، در طراحی اتصالات این قاب‌ها ضابطه فوق به طور کامل تشریح می‌گردد.

۱۲-۲-۲- طراحی اتصالات صلب در قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری معمولی

حد شکل‌پذیری معمولی برای سازه‌هایی بکار می‌رود که در آن‌ها انتظار به وجود آمدن تغییر شکل زیاد، مطرح نیست و تنها تامین تدابیر خاص برای حفظ ایمنی آن‌ها در برابر بارهای رفت و برگشتی زلزله مورد نظر است.

طراحی تیرها، ستون‌ها، اتصال تیر به ستون، ورق‌های پیوستگی و وصله تیرها و ستون‌ها در قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری معمولی باید به صورتی انجام گیرد که تحت اثر بارهای مفروض، تنش در آن‌ها از مقادیر تنش مجاز تجاوز نکند.

مراحل گام به گام طراحی اتصال صلب در قاب خمشی با شکل‌پذیری معمولی به صورت زیر است:

گام ۱: محاسبه لنگر و برش طراحی:

بر طبق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان اتصالات خمشی تیرها به ستون‌ها مقاومت خمشی مورد نیاز طراحی اتصال برابر

است یا:

$$M_u = 1/18 R_y M_p \quad (65-12)$$

$M_u$ : مقاومت خمشی مورد نیاز طراحی

$M_p$ : لنگر پلاستیک تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک

$R_y$ : نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم مصالح تیر طبق جدول زیر:

جدول - مقادیر  $R_y$  برای انواع تولیدات فولاد

$R_y$	نوع محصول
۱/۲۵	مقاطع لولم‌ای و قوطی شکل نورد شده
۱/۲۰	سایر مقاطع نورد شده شامل مقاطع I شکل، H شکل، ناودانی، نبشی و مسیری
۱/۱۵	مقاطع ساخته شده از ورق، ورق‌ها و تسمه‌ها

همچنین مقاومت برشی مورد نیاز  $V_u$  به شرح زیر محاسبه می‌شود:

$$V_u = \frac{\sum M_u}{L} + \frac{q_u L}{2} \quad (66-12)$$

$L$ : طول کل تیر

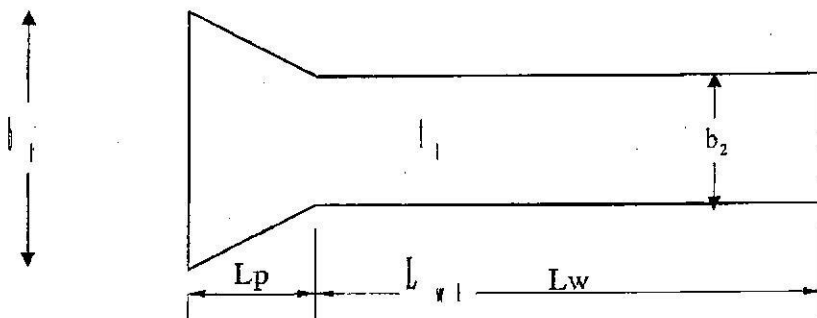
$q_u$ : بار ثقلی ضریب‌دار که با نیروی زلزله ترکیب می‌شود ( $q_u = 1/2 q_D + L + 0/75 S + E$ )

گام ۲: تعیین نیروی  $F$ :

۱-۲-۳-۴-۵-۶-۷-۸-۹-۱۰-۱۱-۱۲-۱۳-۱۴-۱۵-۱۶-۱۷-۱۸-۱۹-۲۰-۲۱-۲۲-۲۳-۲۴-۲۵-۲۶-۲۷-۲۸-۲۹-۳۰-۳۱-۳۲-۳۳-۳۴-۳۵-۳۶-۳۷-۳۸-۳۹-۴۰-۴۱-۴۲-۴۳-۴۴-۴۵-۴۶-۴۷-۴۸-۴۹-۵۰-۵۱-۵۲-۵۳-۵۴-۵۵-۵۶-۵۷-۵۸-۵۹-۶۰-۶۱-۶۲-۶۳-۶۴-۶۵-۶۶-۶۷-۶۸-۶۹-۷۰-۷۱-۷۲-۷۳-۷۴-۷۵-۷۶-۷۷-۷۸-۷۹-۸۰-۸۱-۸۲-۸۳-۸۴-۸۵-۸۶-۸۷-۸۸-۸۹-۹۰-۹۱-۹۲-۹۳-۹۴-۹۵-۹۶-۹۷-۹۸-۹۹-۱۰۰

شکل ۳ - طراحی صفحه کششی:

عبارت شکل ۳۷-۱۲ برای طراحی صفحه کششی نتیجه می شود:



شکل ۳۷-۱۲ - نمایش صفحه فوقانی (کله گاوی)

$$R_u \leq \phi R_n \quad , \quad \phi = 0.9$$

$$R_u = F$$

$$R_n = \beta F_{nw} A_{we}$$

$$A_{we} = b_1 t_1$$

$$F_{nw} = F_y$$

(۶۷-۱۲)

$$L_p = \frac{b_1 - b_2}{\gamma \tan \alpha} \quad , \quad \alpha \leq 30^\circ$$

$$L_w = \gamma / \delta + \frac{b_1 - b_2}{\gamma \tan \alpha} + L_{w1}$$

$b_1$ : عرض ورق کششی در ناحیه اتصال به ستون که  $b_1 \leq b_{rc}$

$b_2$ : عرض ورق کششی در ناحیه اتصال به تیر که برابر است با  $b_{rb} - 3$

$t_1$ : ضخامت ورق کششی

$\beta$ : ضریب کنترل جوش

$F_{nw}$ : بر اساس ظرفیت کششی ورق تعیین می شود.

کنترل ورق در قسمت باریک برای تحمل نیروی  $F$  بر اساس معیار کشش:

$$R_u \leq \phi R_n \quad , \quad \phi = 0.9$$

$$R_u = F$$

(۶۸-۱۲)

$$R_n = F_{nw} (b_1 t_1) \quad , \quad F_{nw} = F_y$$

گام ۴: محاسبه جوش شیاری مورد نیاز جهت اتصال صفحه کششی به ستون:

سطح جوش لب مورد نیاز در صفحه کششی از تقسیم  $F$  بر تنش جوش بدست می آید. عرض این صفحه باید بیشتر از عرض

بال تیر باشد تا تیر به راحتی بر روی آن مستقر شود. لازم بذکر است که جوش لب صفحه فوقانی و تحتانی به ستون، کارخانه ای



و جوش لب صفحه فوقانی و تحتانی به تیر، کارگاهی می باشد. توجه شود با توجه به شکل ۴-۱۳-۳-۱۰ مبحث دهم باید

$$b_1 \geq \frac{b_2}{\beta}$$

گام ۵: طراحی جوش گوشه برای اتصال صفحه کششی به بال تیر:

همانطور که قبلا اشاره شد، جوش گوشه صفحه کششی به بال تیر باید ظرفیتی برابر یا بیشتر از ظرفیت جوش لب صفحه کششی به ستون داشته باشد. بنابراین نتیجه می شود:

$$R_n \leq \phi R_n, \quad \phi = 0.75$$

$$R_n = F$$

$$R_n = \beta F_{nw} A_{wc}$$

(۶۹-۱۲)

$$A_{wc} = L_w (0.707 a_w)$$

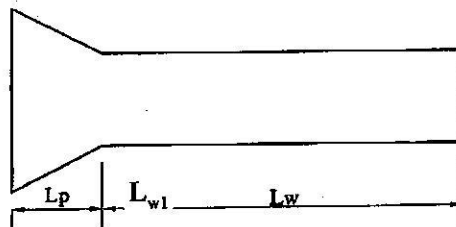
$$F_{nw} = 0.6 F_u$$

$$L_w = 2L_{w1} + b_1$$

با فرض  $L_w$ ، می توان بعد جوش گوشه ورق کششی به تیر را محاسبه نمود.

گام ۶: کنترل صلبیت ورق اتصال کششی

طبق شکل زیر برای کنترل صلبیت ورق پوششی نتیجه می شود:



شکل ۱۲-۳۸- نمایش ورق فوقانی

$$L_{pt} = L_p + L_{w1}$$

$$\frac{L_{pt}}{t_t} < 3.0$$

(۷۰-۱۲)

$$50 \text{ mm} \leq L_p \leq 4t_t$$

توجه: این کنترل می بایست برای هر دو ورق فوقانی و تحتانی جداگانه انجام گیرد.

گام ۷: طراحی ورق تحتانی

طراحی ورق تحتانی همانند ورق فوقانی می باشد با این تفاوت که عرض ورق تحتانی به اندازه ۳ سانتی متر از عرض بال تیر بزرگتر در نظر گرفته می شود.

گام ۸: طراحی ورق اتصال جان (انتقال دهنده نیروی برشی اتصال)

ورق اتصال جان به صورت دوبل در دو سمت جان تیر در نظر گرفته می شود. برای طراحی آن، برای ابعاد ورق یک حدس اولیه زده می شود و ضخامت آن در حدود ضخامت جان تیر در نظر گرفته می شود و سپس طبق روابط زیر به کنترل ورق ها برای تحمل برش پرداخته می شود.

$$V_u \leq \phi_v V_n \quad , \quad \phi = 0.9$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

$$A_w = 2t_{pw} h_{pw} \quad , \quad C_v = 1/0$$

$$h_{pw} \approx (0.5t_{0.75}) (d_b - 2t_{fb}) \quad (71-12)$$

گام ۹: طراحی جوش گوشه ورق جان به تیر

همان گونه که قبلا اشاره شد، جوش ورق جان به تیر تحت برش و پیچش است که از روابط مربوط به اتصال جوشی تحت برش و پیچش در فصل ۱۳ استفاده شده و بعد جوش ورق جان به تیر بدست می آید.

گام ۱۰: طراحی جوش گوشه ورق جان به ستون

جوش تحت اثر خمش و برش است که از روابط مربوط به اتصال جوشی تحت برش و پیچش در فصل ۱۳ استفاده شده و بعد جوش ورق جان به تیر بدست می آید.

گام ۱۱: بررسی لزوم استفاده از ورق های پیوستگی در بال کششی و فشاری تیر

به مرحله یازدهم بخش (۱-۲-۲-۱۲) مراجعه شود.

گام ۱۲: کنترل چشمه اتصال

به مرحله دوازدهم و سیزدهم بخش (۱-۲-۲-۱۲) مراجعه شود.

این صفحه عمدتاً خالی گذاشته شده است

این صفحه عمدتاً خالی گذاشته شده است

### ۱۲-۲-۳ طراحی اتصالات صلب در قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری متوسط

این حد (شکل‌پذیری متوسط) برای سازه‌هایی الزامی است که در آن‌ها پاسخ سازه در برابر نیروهای زلزله وارد ناحیه غیر خطی می‌شود و مقاطع سازه باید آنچنان طراحی شوند که از ایمنی کافی در مقابل گسیختگی ترد و کمانش موضعی برخوردار باشند. سازه‌ای در این رده قرار می‌گیرد که ضوابط خاص این بخش را برآورده سازد. ظرفیت دورانی لازم برای اتصالات صلب در این سازه‌ها ۰/۰۲ رادیان و دوران فرار تجمعی حدود ۰/۰۱ رادیان است.

طراحی قاب‌های خمشی متوسط، باید چنان انجام شود که مفصل پلاستیک خمشی در داخل تیر و خارج از محدوده اتصال تیر به ستون واقع شود. حداقل فاصله محل تشکیل مفصل پلاستیک از برستون، باید  $0.5d_b$  در نظر گرفته شود، لیکن لزومی ندارد این فاصله بیش از  $1/5d_b$  باشد. ( $d_b$  ارتفاع مقطع تیر است). این امر یا از طریق تقویت تیر در محل اتصال به برستون انجام می‌شود، و یا با تضعیف مقطع تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک و همچنین استفاده از اتصالات از پیش نایب شده عملی می‌گردد.

لازم به ذکر است که مهندسین در کارهای معمول خود از قاب خمشی با شکل‌پذیری متوسط در طراحی قابهای صلب استفاده می‌نمایند. مراحل گام به گام طراحی اتصال صلب در قاب خمشی با شکل‌پذیری متوسط به صورت زیر است:

#### گام ۱: محاسبه لنگر و برش طراحی

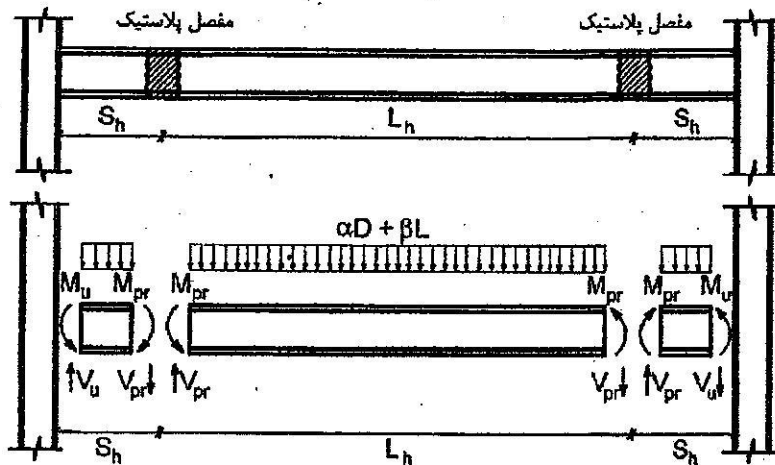
برطبق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان اتصال تیر به ستون باید برای برش مورد انتظار که در برستون ایجاد می‌شود، طراحی گردد.

$$V_{pr} = \frac{\sum M_{pr}}{L_h} + \frac{q_u L_h}{2} \quad (۱۲-۷۳)$$

$$M_{pr} = C_{pr} R_y M_p \quad (۱۲-۷۴)$$

$$M_u = V_{pr} S_h + \frac{q_u S_h^2}{2} + M_{pr} \quad (۱۲-۷۵)$$

$$V_u = V_{pr} + q_u S_h \quad (۱۲-۷۶)$$



شکل ۱۲-۴۱- نمودار پیکره آزاد تیرهای باربر جانبی

در روابط بالا:

$$S_h = (0.5d \text{ or } 1/5d)$$

$M_p$ : لنگر پلاستیک تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک که برابر با  $ZF_y$

$R_y$ : نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم مصالح تیر

$C_{pr}$ : ضریبی است که در بر گیرنده آثار عواملی از قبیل سخت شدگی، قیدهای موضعی و ملحقات موجود در اتصال تیر به

ستون می باشد. از رابطه زیر بدست می آید:

$$1/1 \leq C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1/2 \quad (12-77)$$

$q_u$ : بار ثقلی ضریب دار که با نیروی زلزله ترکیب می شود.

برای طراحی اتصال صلب با شکل پذیری متوسط باید از مقادیر  $M_u$  و  $V_u$  استفاده نمود.

گام دوم تا نهم طراحی اتصال صلب در قاب های خمشی با شکل پذیری متوسط مشابه مراحل ارائه شده برای اتصال صلب در قاب خمشی معمولی است. بنابراین از ذکر مجدد این مراحل خودداری می شود. از طرفی در اتصالات قاب های خمشی متوسط نیازی به اعمال مرحله ۱۴ از بخش (۱۴-۲-۱) نمی باشد. به عبارتی کنترل ضابطه ستون قوی- تیر ضعیف مختص قاب خمشی ویژه است.

**گام ۱۱:** بررسی لزوم سخت کننده

علاوه بر رعایت ضوابط شکل پذیری معمولی ضابطه زیر باید رعایت شود.

برای حد شکل پذیری متوسط در مورد ستون های H شکل اگر ضخامت بال ستون از دو مقدار زیر بیشتر شود، نیازی به ورق

پیوستگی نیست (علاوه بر ضابطه بالا باید رعایت شود)

$$t_{cf} > 0.7 \sqrt{\lambda b_{bf} t_{bf} \frac{R_{yb}}{R_{yc}}}$$

$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{6}$$

(۷۸-۱۲)

$b_{bf}$ : پهنای بال تیر

$t_{bf}$ : ضخامت بال تیر

$t_{cf}$ : ضخامت بال ستون

$R_{yc}$ : برای  $R_y$  ستون

$R_{yb}$ : برای  $R_y$  تیر

در انتخاب ابعاد سخت کننده باید محدودیت های زیر رعایت شود:

$$r b_s + t_{wc} \geq \frac{1}{2} b_1$$

$$t_s \geq \frac{t}{2}$$

$$t_s \geq \frac{b_s}{16}$$

(۷۹-۱۲)

$b_1$ : عرض ورق اتصال بال تیر

$t$ : ضخامت ورق اتصال تیر

$h_s$ : ارتفاع سخت کننده که برابر با ارتفاع آزاد جان ستون  $h_c$

برای حد شکل پذیری متوسط علاوه بر ضوابط فوق، ضوابط زیر نیز باید کنترل شود:

$$r b_s + t_{wc} \geq b_1$$

(۸۰-۱۲)

اگر از هر دو سمت بال ستون، دو تیر با اتصال گیردار به ستون متصل شده باشد:

$$t_s \geq t$$

(۸۱-۱۲)

در ستون H شکل برای رعایت کمانش موضعی:

$$\frac{b_s}{t_s} \leq 0.55 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

(۸۲-۱۲)

گام ۱۲: کنترل برش در چشمه اتصال

به مرحله یازدهم در بخش (۱۴-۲-۱) مراجعه شود.

این صفحه عمدتاً خالی گذاشته شده است



این صفحه عمدتاً خالی گذاشته شده است

۱۲-۲-۴- طراحی اتصالات صلب در قاب‌های خمشی ویژه (قاب خمشی با شکل‌پذیری زیاد)

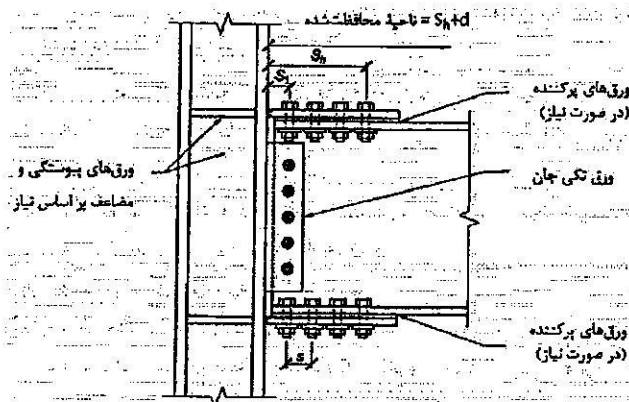
شکل‌پذیری زیاد برای سازه‌هایی الزامی است که اعضای آن‌ها در مقاطع خاصی باید از ظرفیت جذب و استهلاک زیاد برخوردار باشند، بطوریکه در صورت تشکیل مکانیزم خرابی در آن‌ها، پایداری و انسجام کلی سازه محفوظ مانده و از این نظر اطمینان کافی موجود باشد. سازه‌ای در این رده قرار می‌گیرد که ضوابط خاص سازه‌ها با شکل‌پذیری زیاد را بر آورده سازد. ظرفیت دورانی لازم برای اتصالات صلب در این سازه‌ها  $0.04$  رادیان می‌باشد که حدود  $0.03$  رادیان آن فرار تجامی باشد. مبحث دهم مقررات ملی انواع اتصالات گیردار از پیش تاییده شده را قاب‌های خمشی متوسط و ویژه طبق جدول زیر ارائه نموده است.

جدول ۱۲-۶- انواع اتصالات گیردار از پیش تایید شده

ردیف	نوع اتصال	مخفف	نوع سیستم سازه‌ای قابل کاربرد
۱	اتصال مستقیم تیر با مقطع کامپوزیت یافته	RBS	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه
۲	اتصال فلنجی چهار پیچی بدون استفاده از ورق لچکی	BUEEP	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه
۳	اتصال فلنجی چهار یا هشت پیچی با استفاده از ورق لچکی	BSEEP	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه
۴	اتصال پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری	BFP	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه
۵	اتصال جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری	WFP	قاب‌های خمشی متوسط
۶	اتصال مستقیم تقویت نشده جوشی	WUF-W	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه

با توجه به فوق جدول، اتصال پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری برای قاب خمشی با شکل‌پذیری ویژه قابل استفاده می‌باشد. در ادامه به معرفی این اتصال پرداخته می‌شود.

اتصال با ورق بال پیچی در ضمیمه سال ۲۰۰۹ آیین‌نامه AISC به عنوان نوعی اتصال دارای صلاحیت (Prequalified Connection) معرفی گردیده است. در این نوع اتصال مطابق شکل ۱۲-۴۰، ورق اتصال بال‌ها به ستون با جوش نفوذی کامل متصل شده و با پیچ به بال‌های تیر متصل می‌گردد. برای اتصال جان از یک ورق جان پیچ‌شده به جان تیر و جوش شده به ستون استفاده می‌گردد. سوراخ‌های بال، گرد استاندارد و سوراخ‌های جان لوبیایی کوتاه خواهد بود.



شکل ۱۲-۴۰- اتصال گیردار پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری (BFP)

دوران پلاستیک در محدوده انتهای داخلی ورق اتصال صورت گرفته و موقعیت لولای پلاستیک در محل قرارگیری دورترین ردیف پیچ از وجه ستون فرض می‌گردد. به دلیل مقاومت بالاتر پیچ‌های نوع A۴۹۰ که سبب کاهش طول ورق اتصال و کاهش لنگر انتقالی به وجه ستون می‌شود، استفاده از این نوع پیچ در آیین‌نامه توصیه گردیده است.

مبانی رفتار لرزه‌ای این گونه اتصال به قرار زیر است:

- ۱- جاری شدن تیر در محل دورترین ردیف پیچ از وجه ستون.
- ۲- لغزش پیچ‌های اتصال بال که تقریباً همزمان با جاری شدن تیر رخ می‌دهد.
- ۳- جاری شدن ثانویه در ناحیه چشمه اتصال ستون که زیر اثر لنگر مورد انتظار و اثرات سخت‌شوندگی در لولای پلاستیک رخ می‌دهد.
- ۴- جاری شدن محدود ورق اتصال که هنگام بیشترین تغییر شکل‌های ممکن اتفاق می‌افتد.

سام ۱: محاسبه لنگر و برش طراحی

لنگر و برش طراحی اتصال در قاب خمشی ویژه از رابطه‌های (۱۴-۷۳) تا (۱۴-۷۶) بدست می‌آید.

مرحله دوم تا سیزدهم طراحی اتصال صلب در قاب‌های خمشی ویژه مشابه مراحل ارائه شده برای اتصال صلب در قاب خمشی با شکل‌پذیری متوسط است، بنابراین از ذکر مجدد این مراحل خودداری می‌شود. تنها می‌بایست مرحله چهاردهم که ضابطه ستون قوی-تیر ضعیف (کنترل عدم تشکیل مفصل پلاستیک در ستون) کنترل گردد. در انتها لازم است به نکات مهم طراحی قاب‌های خمشی ویژه دقت شود. این موارد عبارتند از:

الف) ورق‌های پیوستگی:

- ورق‌های پیوستگی باید در مقابل بال‌های تیر یا ورق‌های پوششی اتصال بال بالایی و پایینی تیرهای متصل شونده به ستون و به صورت متقارن نسبت به محور ستون، قرار داده شوند. این ورق‌ها برای انتقال نیروهای درون صفحه‌ای حاصل از لنگر تیر به چشمه اتصال در ستون به کار برده می‌شوند و باید شرایط زیر را برآورده نمایند.
- طول ورق‌ها باید برابر یا فاصله خالص دو بال ستون باشد.
- ضخامت ورق‌ها باید از ضخامت بال یا ورق پوششی اتصال بال تیرهای دو طرف کمتر نباشد.

- پهنای ورق‌ها باید در ستون‌های با مقطع قوطی شکل، باید برابر فاصله خالص دو جان ستون بوده، و در ستون‌های با مقطع H شکل از مجموع پهنای عرض تیر یا عرض ورق پوششی اتصال در دو طرف جان کمتر نباشد.

- نسبت عرض به ضخامت در ورق‌های با یک لبه منکی، نظیر ورق‌های پیوستگی ستون‌های H شکل، نباید از

$$0.55 \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}$$

و ورق‌های با دو لبه منکی، نظیر ورق‌های پیوستگی ستون‌های با مقطع قوطی شکل، نباید از

$$1/4 \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}$$

کوچک‌تر باشد. در این روابط  $F_{ys}$  مقاومت تسلیم ورق‌های پیوستگی است.

ب) مهاربندی جانبی اتصال تیر به ستون:

به منظور جلوگیری از کمانش پیچشی ستون، لازم است اتصال در صفحه افقی در مقابل پیچش ستون مهار گردد. وقتی که

جان تیرها و ستون‌ها هم صفحه باشد و نسبت بدست آمده از رابطه (۱۴-۷۸) بیش از ۲ باشد، وجود مهار در تراز بال فوقانی تیر

کافی است. دال بتن آرمه می‌تواند جایگزین عضو مهاری گردد. در صورت نبود شرایط فوق، وجود مهار در تراز هر دو بال

تحتانی و فوقانی لازم است. نیروی لازم برای مهار مساوی ۲ درصد ظرفیت مجاز یا نهایی بال تیر می‌باشد.

---

## فصل ۱۳

### طراحی مهاربندها

#### ۱۴-۱- پیشگفتار:

وظیفه اصلی سازه تحمل بارهای وارده می باشد. بارهای وارده به دو دسته اصلی، بارهای ثقلی و بارهای جانبی دسته بندی می شوند. بر این اساس انواع سیستم های مقاوم در برابر بار جانبی در ساختمان ها عبارتند از:

الف) سیستم قاب خمشی یا قاب پیوسته: در این سیستم تمام بارهای قائم و همچنین نیروی جانبی زلزله تنها به وسیله قاب های خمشی (بدون دیوارهای برشی یا مهاربندها) تحمل می شود. این سیستم به وسیله صلبیت گره ها و مقاومت خمشی تک تک المان ها، بار جانبی را متحمل می شود.

ب) سیستم قاب های مهاربندی شده: در این سیستم تمام بارهای قائم توسط دیوارهای باربر یا قاب با اتصالات ساده تحمل می شود و مقابله با نیروی جانبی زلزله به وسیله مهاربندی ها تامین می گردد. اتصال تیر به ستون قاب هایی که مهاربندی شده اند معمولاً اتصال ساده است و بنابراین هیچ گونه لنگری از تیر به ستون منتقل نمی شود.

ج) سیستم دیوار برشی: دیوار برشی به صورت یک تیر طره و با ایجاد تغییر شکل های خمشی، تحمل برش می نماید.

د) سیستم دو گانه یا ترکیبی (سیستم مختلط قاب خمشی و دیوارهای برشی یا مهاربندی ها):

در این سیستم بارهای قائم توسط قاب خمشی و نیروی جانبی زلزله تماماً توسط قاب خمشی و دیوارهای برشی یا مهاربندی ها تحمل می شود، در این حالت نیروی جانبی زلزله بین قاب و دیوارها و یا قاب و مهاربندها به نسبت صلبیت آن ها توزیع می گردد ولی در هر حال قاب به تنهایی باید ظرفیت تحمل حداقل ۲۵ درصد نیروی جانبی زلزله را داشته باشد.

انواع دیگری از سیستم های مقاوم در برابر بار جانبی نیز وجود دارد که خارج از بحث این فصل است.

به طوری که در تمامی سیستم های فوق باید دو موضوع اساسی زیر مورد نظر قرار گیرد:

الف) ایجاد سختی و مقاومت کافی در سازه جهت کنترل تغییر مکان جانبی تا از تخریب اعضای سازه ای و غیر سازه ای تحت زلزله متوسط یا کوچک جلوگیری به عمل آید.

ب) ایجاد شکل پذیری و قدرت استهلاک انرژی در سازه به خاطر ممانعت از فروریختگی سازه در یک زلزله شدید.

قاب های مهاربندی شده برحسب اینکه مهارها در آن ها مثلث بندی کاملی به وجود آورند یا نه به دو گروه زیر تقسیم بندی می شوند:

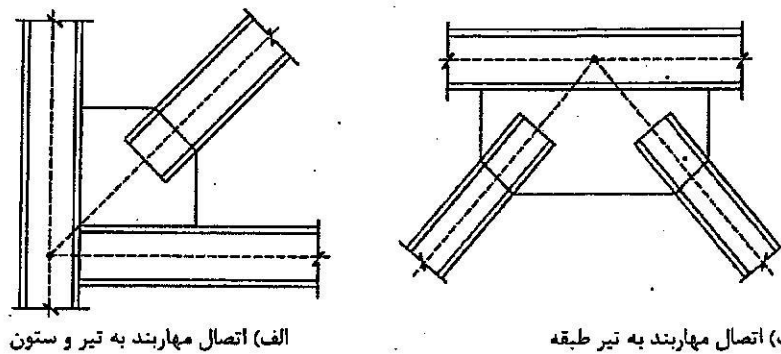
الف) قاب با مهاربندی های هم مرکز یا همگرا (CBF): این سیستم مقاومت و سختی قابل ملاحظه ای از خود نشان می دهد ولی به علت کماتش مهارها قدرت جذب انرژی و رفتار غیر ارتجاعی آن ضعیف است.

ب) قاب با مهاربندی های برون مرکز یا واگرا (EBF): این سیستم مقاومت و سختی مهاربند همگرا را با رفتار غیر ارتجاعی و قدرت جذب انرژی قاب خمشی ترکیب نموده و نهایتاً رفتار مناسبی را از خود ارائه می کند.

#### ۱۴-۲- مهاربندی هم مرکز یا همگرا:

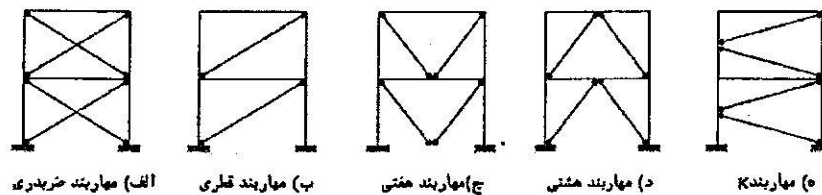
به مهاربندی هم مرکز یا همگرا اطلاق می شود که محورهای خنثی در اعضای مختلف (تیرها، ستون ها و اعضای مهاربندی) مطابق شکل (۱-۱۴) در یک نقطه مشترک در هر اتصال با یکدیگر تلاقی نمایند. به این نقطه مشترک، نقطه عملکرد گفته

می‌شود. در این سیستم مهاربندی، اعضای قطری به همراه تیرها و ستون‌های قاب تشکیل یک سیستم خرابایی می‌دهند و معمولاً اعضای مهاری در معرض نیروی محوری هستند.



الف) اتصال مهاربند به تیر و ستون  
ب) اتصال مهاربند به تیر طبقه  
شکل ۱۴-۱- نمایش اتصال در مهاربندهای همگرا

انواع مهاربندی های همگرا عبارتند از: ضربدری، قطری، شورون- V (هفتی)، شورون- V معکوس (هشتی) و مهاربند K که در شکل (۲-۱۴) نشان داده شده است.



الف) مهاربند ضربدری  
ب) مهاربند قطری  
ج) مهاربند هفتی  
د) مهاربند هشتی  
ه) مهاربند K

شکل ۱۴-۲- انواع مهاربندهای همگرا

از لحاظ اقتصادی برای دهانه‌های نسبتاً کوچک استفاده از این مهاربندها مقرون به صرفه است. لازم به ذکر است استفاده از مهاربند K بطور کلی در ویرایش ۹۲ هم برای همگرای معمولی و هم برای مهاربند همگرای ویژه مجاز نمی‌باشد. از مزایای آنها می‌توان به سختی خوب در برابر بارهای جانبی، ساده بودن اتصالات و سرعت اجرای بالای آنها اشاره کرد، ولی به دلیل عدم شکل پذیری مناسب، از لحاظ جذب انرژی ضعیف عمل می‌کنند. همچنین در مناطق با زلزله خیزی بالا، استفاده از این قاب‌ها به صورت گسترده پیشنهاد نمی‌شود، چون عناصر فشاری آنها در بارهای تناوبی ضعیف عمل کرده و بعد از چند سیکل تا حدود ۵۰٪ اثر مقاومتی خود را از دست می‌دهند.

بر طبق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان در این قاب‌ها تیرهای دهانه مهاربندی شده باید قادر به جذب نیروهای زلزله ایجاد شده در طبقه به اضافه نیروهای منتقل شده از طبقات بالا، و انتقال آنها به مهاربندها باشند. در مواردی که اتصال کافی بین تیر و دیافراگم کف وجود دارد انتقال نیروها توسط عملکرد مشترک آن دو صورت می‌گیرد ولی در مواردی که اتصال کافی بین تیر و دیافراگم وجود ندارد، تیر باید به تنهایی بتواند از عهده انتقال این نیروها برآید.

تعبیه سوراخ‌های متوالی، در جان تیر دهانه مهاربندی شده و تیرهای حدفواصل مهاربندهای جابجا شده طبقات بالا و پایین مجاز نیست. چنانچه لازم باشد سوراخ دسترسی در جان تیر تعبیه شود، اطراف آن باید به نحوی تقویت گردد که مقاومت



خمشی، برشی و محوری تیر در مقطع سوراخ دار، کمتر از مقاومت مقطع کامل تیر نباشد. در این موارد باید سعی شود سوراخ در دورترین فاصله از محل اتصال تیر به ستون و یا از محل اتصال تیر به مهاربندها واقع شود. برای ایجاد رفتار شکل پذیر در مهاربندهای همگرا توجه به نکات زیر اساسی می باشد:

- مهاربندها املن فیوز قاب محسوب می شوند

- مهاربندها ضعیف ترین المان قاب می باشند. سایر المانها مانند ستون، تیر و اتصالات به مراتب قویترند.

- المان مهاربندی به شکلی انتخاب می شود تا بهترین ظرفیت استهلاک انرژی و ماکزیم شکست را داشته باشد (رعایت

$$\text{محدودیت } \frac{KL}{r} \text{ و } \frac{b}{t}$$

در حالت کلی برای طراحی مهاربندها و سایر اعضا مانند ستون و تیر و اتصالات نتیجه می شود:

- مهاربندها بر اساس نیروی زلزله حاصل از آیین نامه لرزه ای طراحی می شود، با رعایت الزامات لرزه ای که در اینجا فصل

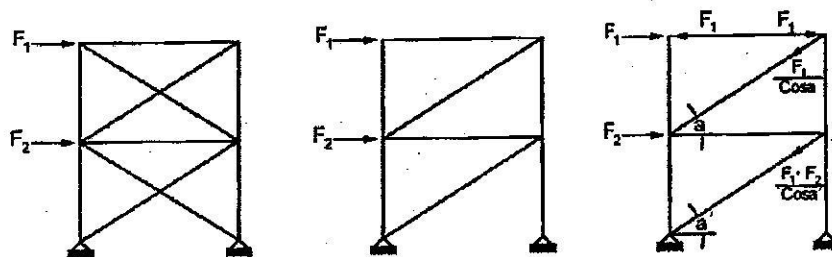
۳ مبحث دهم مقررات ملی ویرایش ۹۲ می باشد.

- سایر اعضا برای حداکثر نیرویی طراحی می شود که بوسیله مهاربندها تولید می گردد.

#### ۱۴-۲-۱- تحلیل دقیق و تقریبی مهاربندهای همگرا

الف) تحلیل مهاربندی ضربدری:

برای تحلیل مهاربندی های ضربدری دو روش وجود دارد: در روش اول فرض بر این است که عضو فشاری کمانه می کند، پس آن را حذف کرده وسازه معین حاصل شده تحلیل می شود و طراحی براساس اعضای کششی انجام می پذیرد و سپس از همین مقاطع برای عضو فشاری نیز استفاده می شود. در واقع عضو طوری طراحی می شود که سطح مقطع لازم در کشش فراهم شود. در این روش لاغری عضو، اهمیتی ندارد. در شکل (۱۴-۳) نتایج تحلیل عضو کششی نشان داده شده است.



الف) مهاربند ضربدری

ب) حذف عضو فشاری

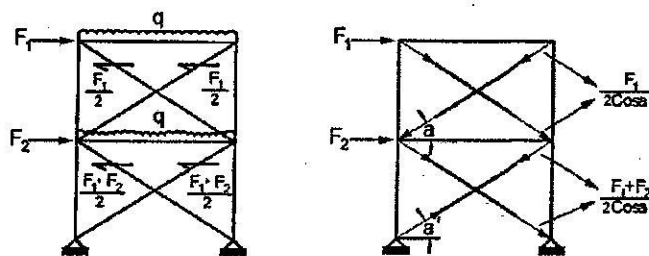
ج) تحلیل عضو کششی

شکل ۱۴-۳- تحلیل مهاربندهای ضربدری

لازم به ذکر است که در ویرایش اول آیین نامه استفاده از این روش قابل قبول بود، ولی در ویرایش دوم و سوم قابل قبول نیست. روش دوم برای تحلیل مهاربندی های ضربدری، منظور نمودن عضو کششی و فشاری در تحلیل و طراحی است که تحلیل آن به دو صورت دقیق و تقریبی صورت می گیرد.

الف) تحلیل دقیق: در این روش سازه نامعین را یا به صورت دستی و یا با استفاده از نرم افزارهای کامپیوتری تحلیل کرده و عضو کششی و فشاری کاملاً مجزا طراحی می شوند. اگر بار جانبی نیروی زلزله باشد، هر عضو مهاربند برای حالت بحرانی کشش یا فشار طرح می شود.

ب) تحلیل تقریبی: در این روش فرض می شود که برش در هر طبقه به طور مساوی بین هر دو عضو مهاربند تقسیم می شود و نیروی کششی و فشاری داخلی اعضای مهاربند بدست می آید. طراحی بر اساس حالت بحرانی صورت می گیرد. معمولاً عضو فشاری بحرانی تراست. در انتها نیز عضو طرح شده برای نیروی کششی کنترل می شود. در شکل (۱۴-۴) نتایج تحلیل تقریبی عضو کششی و فشاری مهاربند نشان داده شده است.



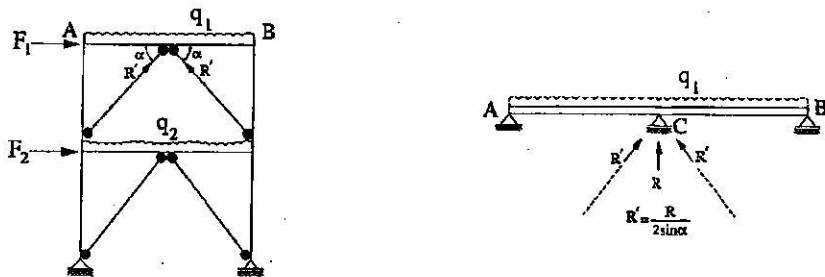
الف) مهاربند ضربدری      ب) تحلیل تقریبی اعضا

شکل ۱۴-۴- تحلیل تقریبی مهاربندی ضربدری

نکته مهم در تحلیل مهاربند ضربدری این است که بار ثقلی بر روی اعضای مهاربندی اثری ندارد.

ب) تحلیل مهاربند هفتی و هشتی:

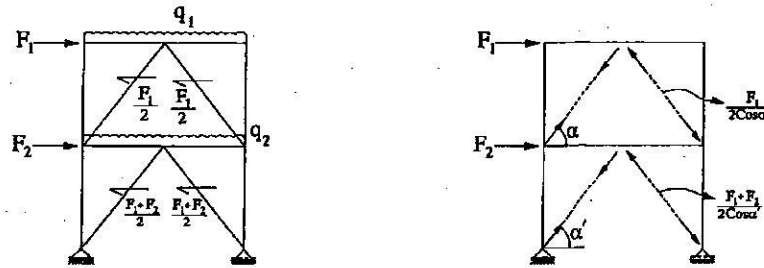
در جایی که به دلیل محدودیت های معماری امکان استفاده از مهاربندهای ضربدری نیست، از مهاربندهای هشتی استفاده می شود که بار ثقلی یک نیروی فشاری در اعضای این نوع مهاربند ایجاد می کند، پس سازه باید برای بارهای ثقلی و جانبی جداگانه تحلیل شود و سپس با استفاده از ترکیب بارهای طراحی، نیروهای طراحی در اعضا تعیین شود. در تحلیل برای بار ثقلی، عکس العمل میانی فرض شده محاسبه می گردد و به کمک آن نیروی فشاری در اعضای مهاربندی مطابق شکل (۱۴-۵) تعیین می شود.



شکل ۱۴-۵- تحلیل مهاربند هشتی تحت بار ثقلی

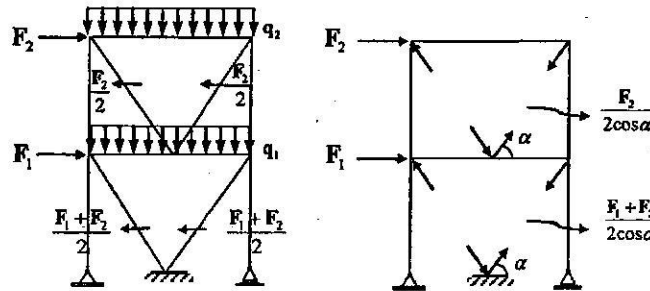
$R'$ : نیروی محوری مهاربند در اثر بارهای ثقلی تیر که می توان آن را با کمک از شکل های (۷-۵) تا (۹-۵) فصل ۵ استخراج نمود.

برای تحلیل مهاربند هشتی تحت بار جانبی از همان روش تقریبی ارائه شده در مهاربند ضربدری استفاده می‌شود که نتایج تحلیل آن در شکل (۶-۱۴) ارائه شده است.

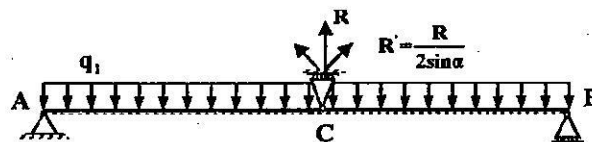


شکل ۶-۱۴- تحلیل مهاربند هشتی تحت اثر بار جانبی

برای تحلیل مهاربند هفتی تحت بار جانبی از همان روش تقریبی ارائه شده در مهاربند ضربدری استفاده می‌شود که نتایج تحلیل آن در شکل (۷-۱۴) ارائه شده است.



شکل ۷-۱۴- تحلیل مهاربند هفتی تحت اثر بار جانبی



شکل ۸-۱۴- تحلیل مهاربند هفتی تحت اثر بار ثقلی

$R'$ : نیروی محوری مهاربند در اثر بارهای ثقلی تیر

بار ثقلی در مهاربندی های هفتی، باعث ایجاد کشش در اعضای مهاربندی می‌شود. در این حالت نیز مشابه مهاربند هشتی باید اثرات ناشی از بار ثقلی و بار جانبی توأمان مورد بررسی قرار گیرد و نیروهای طراحی اعضا تعیین گردد. مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، سیستم مهاربندی هم مرکز یا همگرا را در دو سطح شکل‌پذیری زیاد و معمولی مورد ارزیابی قرار می‌دهد. جدول ضریب رفتار بر اساس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ به شرح زیر می باشد:

جدول ۱-۱۴- ضریب رفتار انواع سیستم های مقاوم جانبی

سیستم بار جانبی	ضریب رفتار	الفاظ	Cd	حداکثر ارتفاع
قاب ساده با مهاربند همگرا ویژه	۵/۵	۵	۵	۵
قاب ساده با مهاربند همگرا معمولی	۲/۵	۲	۲/۵	۲۰
قاب خمشی ویژه با مهاربند همگرا ویژه	۷	۲/۵	۸/۵	۱۵
قاب خمشی متوسط با مهاربند همگرای ویژه	۶	۲/۵	۵	۲۰

#### ۱۴-۲-۲- طراحی قاب‌های ساده مهاربندی شده همگرای ویژه (با شکل پذیری زیاد)

قاب‌های مهاربندی شده همگرای ویژه به قاب‌هایی گفته می‌شود که در آن‌ها از مهاربندها انتظار می‌رود تحت اثر بار جانبی زلزله طرح تغییر شکل‌های فرا ارتجاعی قابل ملاحظه تحمل کنند و در آن‌ها کاهش مقاومت چندانی رخ ندهد. رفتار فرا ارتجاعی مورد نظر ممکن است به مرحله بعد از کمانش مهاربند توسعه یابد. با این ترتیب پیکربندی و طراحی مهاربند و اتصالات آن باید چنان باشد که از عهده این تغییر شکل‌ها برآیند و رفتار تیرها و ستون‌ها در قاب عملاً در مرحله ارتجاعی باقی بماند.

#### ۱۴-۲-۲-۱- توزیع نیروی جانبی

در قاب‌های مهاربندی شده همگرا نیروی جانبی باید بین کلیه مهاربندهای کششی و فشاری توزیع شود و اعضای مهاربندها باید برای حداکثر نیروی ایجاد شده تحت اثر ترکیبات بار متعارف طراحی شوند. در قاب‌های مهاربندی شده ویژه، طراحی مهاربندی‌ها به صورت کششی تنها مجاز نیست.

مهاربندها در امتداد هر محور در هر طبقه باید طوری در نظر گرفته شوند که در هر جهت بارگذاری حداقل ۳۰ درصد و حداکثر ۷۰ درصد نیروی جانبی سهم آن محور در کشش تحمل شود، مگر آنکه اعضای مهاربندهای فشاری دارای مقاومتی بیشتر از آنچه تحلیل سازه برای بار زلزله از جمله ترکیب بارگذاری تشدید یافته نشان می‌دهد، باشند. منظور از محور مهاربندی در این قسمت، یک یا چند محور مهاربندی شده مستقیم موازی است که به فاصله‌ای کمتر از ۱۰ درصد بعد ساختمان در پلان، در جهت عمود بر محور از یکدیگر قرار گرفته باشند.

#### ۱۴-۲-۲-۲- طراحی اعضای قطری مهاربند

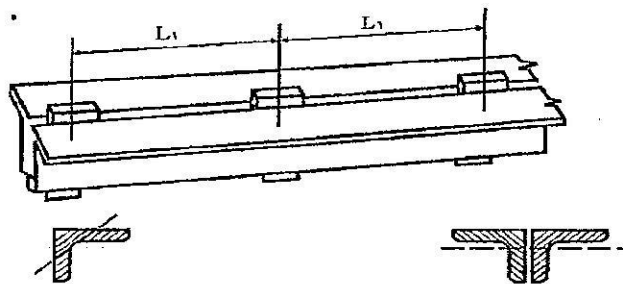
- پیکربندی مهاربندی‌های مجاز شامل مهاربندی‌های قطری، ضربدری و مهاربندی‌های به شکل ۷ و ۸ می‌باشند. استفاده از مهاربندی‌های به شکل  $K$  مجاز نیست.
- قطری‌ها باید دارای مقطع فشرده لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر با  $\lambda_{pd}$  طبق جدول (۱۴-۲) باشند. این موضوع برای حصول اطمینان از جاری شدن مقطع است.
- از به کار بردن وصله در طول عضو قطری باید حتی‌الامکان خودداری شود. در صورت لزوم، وصله باید بتواند تمام ظرفیت عضو را به صورت اتصال پوششی و یا به صورت مستقیم و با جوش نفوذی کامل انتقال دهد. وصله اجزای قطری نباید در یک مقطع قرار گیرند. همچنین محل وصله عضو مهاربند نباید در ناحیه یک چهارم طول در وسط آن قرار گیرد.
- ناحیه یک چهارم طول قطری در وسط آن، و دو ناحیه انتهایی قطری (به طول حداقل ارتفاع مقطع آن)، نواحی بحرانی تلقی می‌گردد.
- تمیبه سوراخ‌های متوالی در جان تیرهای دهانه‌های مهاربندی شده با هر نوع مهاربندی (قطری، ضربدری و ۷ و ۸) مجاز نیست.

- ناخري عضو قطري فشاري،  $\frac{KL}{r}$  در مهارنده‌هاي ويژه ضربه‌ري، قطري و ۷ و ۸ نبايد از ۲۰۰ تجاوز نمايد.
- ضريب طول مؤثر عضو قطري، در مهارنده‌هاي قطري و مهارنده‌هاي ۷ و ۸ برابر با يك و در مهارنده‌هاي ضربه‌ري، چنانچه در محل تقاطع دو عضو مهاربندي اتصال كافي وجود داشته باشد، در صفحه مهاربندي برابر ۰/۵ و در جهت عمود بر صفحه مهاربندي، برابر با ۰/۷ در نظر گرفته مي شود.
- محدوديت فاصله بين لقمه ها:

$$\frac{L_1}{r_1} \leq 0.4 \lambda_{max} \quad (1-14)$$

براي  $r_1 = r_{min}$  تك پروفيل مي باشد.

توزيع لقمه ها بايد بصورت يکنواخت باشد و حداقل ۲ لقمه موجود باشد. همچنين اگر كمانش مهاربندي حول محور كمانشي ايجاد برش در اتصال دهنده نمي كند رعايت محدوديت لاغري ارايه شده الزامي نمي باشد.



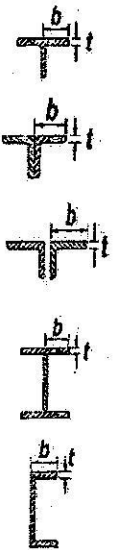
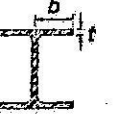

محور شعاع ژيراسيون حداقل تک عضو

محور شعاع ژيراسيون حداقل مقطع مركب  
(استفاده از مقطع نبشي فقط براي نمايش است و  
ساير تيپرخواها نيز قابل استفاده هستند)

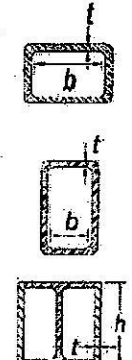

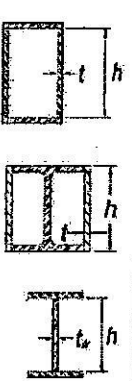
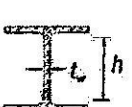
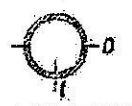

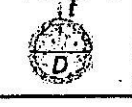
شكل ۱۴-۸- نمايش لقمه

جدول ۱۴-۲- محدوديت نسبت پهنا به ضخامت در مقاطع فشرده لرزه‌اي

جدول ۱-۴-۱- محدودیت نسبت پهنای به ضخامت در اجزای فشاری اعضای با شکل پذیری متوسط و زیاد

مثال‌های نمونه	حداکثر نسبت پهنای به ضخامت		نسبت پهنای به ضخامت	شرح اجزا	شماره
	$\lambda_{pd}$ اعضای با شکل پذیری زیاد	$\lambda_{pd}$ اعضای با شکل پذیری متوسط			
	$0.13 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.138 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$b/t$	بال‌های مقاطع آ‌شکل نوردشده و ساخته‌شده از ورق، ناودانی‌ها، سبزی‌ها، ساق نبشی‌های تک و نبشی‌های دابل یا فاصله و ساق برجسته نبشی‌های دابل به هم چسبیده.	۱
	$0.148 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	کاربرد ندارد	$b/t$	بال‌های مقاطع شمع‌های H شکل	۲
	$0.13 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ <sup>(۱)</sup>	$0.138 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$b/t$	تیمه (جان) مقاطع سبزی	۳

اجزای با یک لبه منکفی

	$\leq 155 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3)$	$\leq 174 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (4)$	$b/t$ بال‌های مستطیلی شکل (HSS)	۴	اجرای با درجه شکن
			$d/t$ بال‌های مقاطع قوطی شکل ساخته شده از ورق ورق‌های کناری مقاطع I شکل قوطی شده وقتی به عنوان مهارند به کار می‌روند		
	$\leq 174 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\leq 174 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$h/t_w$ جان مقاطع I شکل نورد شده و ساخته شده از ورق وقتی به عنوان مهارند به کار می‌روند	۵	اجرای با درجه شکن
	برای $C_2 \leq 0.125$ $\leq 174 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 0.125 C_2)$ برای $C_2 > 0.125$ $\geq 174 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2/3 - C_2)$ $\geq 174 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ که در آن $C_2 = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$	برای $C_2 \leq 0.125$ $\leq 174 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 0.125 C_2)$ برای $C_2 > 0.125$ $\leq 174 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2/3 - C_2)$ $\geq 174 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ که در آن $C_2 = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$	$h/t_w$ جان مقطع آ شکل نورد شده و ساخته شده از ورق وقتی به عنوان تیر یا ستون به کار می‌روند $h/t$ ورق‌های کناری مقاطع I شکل قوطی شده وقتی به عنوان تیر یا ستون مورد استفاده قرار می‌گیرند $h/t$ جان مقاطع آ شکل قوطی شکل ساخته شده از ورق هرگاه به عنوان تیر یا ستون مورد استفاده قرار می‌گیرند	۶	
	$\leq 174 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	کاربرد ندارد	$h/t_w$ جان مقاطع شمع‌های H شکل	۷	اجرای با درجه شکن
	$\leq 174 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\leq 174 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (5)$	$D/t$ جان مقاطع لوله‌ای	۸	
	$\leq 174 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\leq 174 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$b/t$ بال‌ها و جان‌های مقاطع قوطی شکل برشده با بتن	۹	
	$\leq 174 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\leq 174 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$D/t$ جدارهای مقاطع توخالی دایره‌ای شکل برشده با بتن	۱۰	

۱۴-۲-۳- طراحی تیرهای قاب‌های مهاربندی شده ۷ و ۸

تیرهای دهانه مهاربندی شده باید قادر به تحمل نیروهای قائم حاصل از ترکیب بارهای ثقلی بدون حضور مهاربندها باشد. این ضابطه به دو دلیل عمده تعریف شده است. اولین دلیل آن اطمینان از پایداری تیر در صورت خرابی مهاربند در خلال رفتار فراالترجاعی قاب است. همچنین پایداری تیر در شرایط اجرایی و بهره برداری نیز مد نظر است. به طور مثال اگر بنا بر هر دلیلی ابتدا تیر مستقر در دهانه مهاربند ۷ و ۸ اجرا شده و پس از گذشت مدتی مهاربند ۷ و ۸ در محل خود نصب گردد. در این حالت حد فاصل زمان اجرای تیر تا اجرای مهاربند می‌بایست پایداری تیر حفظ شود.

تیرها در این قاب باید در حد فاصل دو ستون پیوسته باشند و مهار جانبی کافی برای جلوگیری از کمانش جانبی-پیچشی، در هر دو بال بالا و پایین، داشته باشند. وجود حداقل یک جفت مهار جانبی در محل اتصال مهاربندها به تیر الزامی است. تیردهانه مهاربندی شده باید قادر به تحمل نیروی ناشی از اثر زلزله در ترکیب بارهای ثقلی ضربه‌دار باشد. هر دو بال تیر مستقر در دهانه مهاربند ۷ و ۸ می‌بایست در برابر کمانش جانبی و پیچشی مهار شده باشد. اگر مقدار خروج از محوریت مهاربند ۷ و ۸ در ناحیه اتصال به تیر کمتر از عمق تیر باشد، این مهاربند همگرا محسوب می‌شود.

نیروهای نامتعادل در ناحیه اتصال مهاربند به تیر در نظر گرفته شود.

برای منظور کردن اثر توزیع نامتعادل نیروهای قطری کششی و فشاری ناشی از زلزله، تیر دهانه مهاربندی شده باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی ضربه‌دار که با نیروی زلزله ترکیب می‌شوند و اثرات لرزه ای ناشی از نیروهای زیر در مهاربندی‌ها محاسبه شوند.

نیروی لرزه ای قطری کششی حداقل  $R_y F_y A_g$  و نیروی کششی ناشی از ترکیبات بار زلزله تشدید یافته

نیروی لرزه ای قطری فشاری  $0.3 P_n$

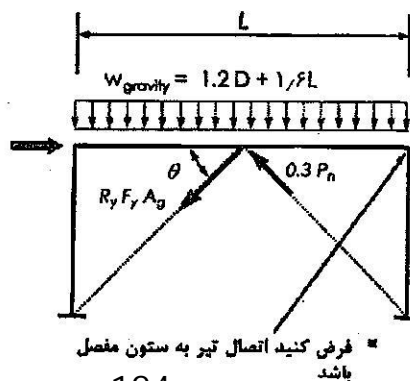
در این روابط:

$A_g$ : سطح مقطع کلی عضو قطری

$F_y$ : تنش تسلیم فولاد مهاربندی

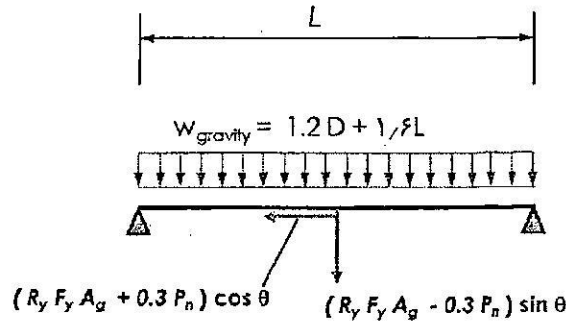
$R_y$ : نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم فولاد مهاربندی

$P_n$ : مقاومت فشاری اسمی مهاربند فشاری





شکل ۱۴-۹- نیروی غیرمتعادل مهاربندهای کششی و فشاری در طراحی تیر



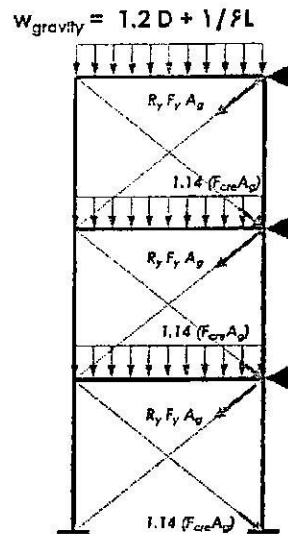
شکل ۱۴-۱۰- نیروی محوری با در نظر گرفتن نیروهای نامتعادل

#### ۱۴-۲-۲-۴- طراحی ستون و اتصالات آنها

ستونهای نظیر دهانه های مهاربندی شده باید از نوع فشرده لرزه ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر  $\lambda_{md}$  مطابق جدول ۱۴-۲ باشد. همچنین مقاطع ستونهای دهانه مهاربندی شده باید از نوع فشرده لرزه ای با محدودیت حداکثر پهنا به ضخامت برابر  $\lambda_{md}$  مطابق جدول ۱۴-۲ و مقاطع بقیه ستونها باید فشرده باشند.

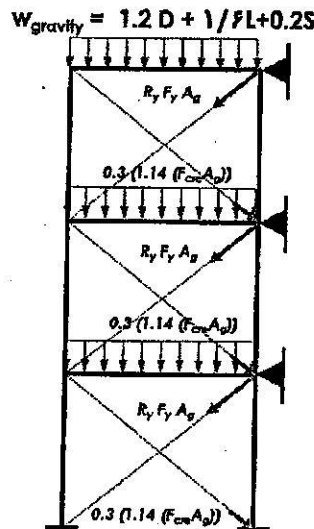
مقاومت طراحی تیرها، ستونها و اتصالات آنها در قابهای مهاربندی شده ویژه نباید از نیروهای ناشی از تحلیل های زیر کوچکتر باشند:

الف) تحلیلی که در آن فرض می شود نیروی مهاربند های کششی برابر  $R_y F_y A_g$  و نیروی مهاربند های فشاری برابر  $1/14 F_c A_g$  باشند.



شکل ۱۴-۱۲- نمایش نیروهای مهاربندهای کششی و فشاری برای محاسبه مقاومت طراحی تیرها و ستونها و اتصالات آنها  
ب) تحلیلی که در آن فرض می شود نیروی مهاربندهای کششی برابر با  $R_y F_y A_g$  و نیروی مهاربندهای فشاری برابر با

$0.3 \times 1/14 F_c A_g$  باشند.



شکل ۱۴-۱۲- نمایش نیروهای مهاربندهای کششی و فشاری برای محاسبه مقاومت طراحی تیرها و ستونها و اتصالات آنها  
 $F_{cb}$ : تنش فشاری مورد انتظار ناشی از کماتش مطابق فصل اعضای فشاری که در آن  $R_y F_y A_g$  به جای  $F_y$  استفاده می شود.

#### ۱۴-۲-۳- قاب‌های مهاربندی شده همگرای معمولی

قاب‌های مهاربندی شده همگرای معمولی به قاب‌هایی گفته می‌شود که از آن‌ها انتظار تحمل تغییر شکل‌های فرا ارتجاعی محدودی، بدون کاهش قابل ملاحظه در مقاومت اعضا و اتصالات آنها، زیر اثر زلزله طرح می‌رود.

#### ۱۴-۲-۳-۱- اعضای قطری مهاربند

- پیکربندی مهاربندی‌های مجاز شامل مهاربندهای قطری، ضربدری و مهاربندهای به شکل ۷ و ۸ می‌باشند. استفاده از مهاربندی‌های  $K$  در این نوع قابها مجاز نمی‌باشد.
- در این قاب‌ها مهاربندهای قطری و ضربدری را می‌توان به صورت کششی تنها طراحی نمود.
- قطری‌ها باید دارای مقطع فشرده لرزه‌ای باشند. می‌بایست در مقطع فشرده لرزه‌ای محدودیت پهنا به ضخامت براساس محدودیت ارائه شده برای  $\lambda_{mh}$  طبق جدول ۱۴-۲ رعایت شود.
- لاغری عضو قطری مهاربند فشاری،  $\frac{KL}{r}$ ، در مهاربندهای ۷ و ۸ نباید از  $4\sqrt{\frac{E}{F_y}}$  تجاوز نماید و برای مهاربندهای قطری و ضربدری نباید از ۲۰۰ تجاوز نماید.
- برای تعیین ضریب طول موثر عضو قطری می‌توان همان ضوابط قاب همگرای ویژه را بکار برد.
- در صورت لزوم به تعبیه سوراخ دسترسی در جان تیر، اطراف آن باید به نحوی تقویت گردد که مقاومت‌های طراحی در مقطع سوراخ دار از مقاومت‌های طراحی مقطع کامل تیر کمتر نباشد.
- اگر مقدار خروج از محوریت مهاربند ۷ و ۸ در ناحیه اتصال به تیر کمتر از عمق تیر باشد، این مهاربند همگرا محسوب می‌شود.

تیرهای این قاب‌ها باید کلاً ضوابط متعلق به قاب‌های مهاربندی شده ویژه را برآورده نمایند.  
بنابراین به طور خلاصه کنترل ضوابط زیر که در سیستم ویژه الزامی می‌باشد برای شکل پذیری معمولی الزامی ندارد:

- عدم نیاز به کنترل ضوابط وصله در مهاربند.

- عدم نیاز به کنترل مقطع فشرده لرزه ای در مقطع ستون.

در انتهای این بخش لازم است مهمترین گامهای مورد نیاز در طراحی مهاربندهای همگرا به صورت مرحله بندی شده ارائه گردد. در این قسمت تلاش شده است تا ضوابط به شکلی ارائه شوند تا برای دو سطح شکل پذیری معمولی و ویژه به تفکیک قابل استفاده باشند.

بر این اساس برای مهاربند همگرای ضربدری و ۷ یا ۸ گامهای مشترک در طراحی عبارتند از:

**گام ۱-** کنترل مقطع قطری‌های مهاربند

در حالت شکل پذیری ویژه و معمولی حتماً مقطع می‌بایست فشرده لرزه ای باشد.

**گام ۲-** کنترل لاغری اعضای قطری

حداکثر لاغری مهاربند همگرا اعم از ضربدری، ۷ یا ۸ برای حالت شکل پذیری ویژه به عدد ۲۰۰ محدود می‌شود.

برای حالت شکل پذیری معمولی، حداکثر لاغری مهاربند همگرا ۷ یا ۸ به  $\sqrt{\frac{E}{F_y}}$  محدود می‌شود. برای فرم مهاربند

ضربدری با شکل پذیری معمولی محدودیت ۲۰۰ (مطابق ضوابط ستون‌ها) تعریف شده است.

لازم به ذکر است که ضریب طول موثر برای مهاربند همگرای ضربدری جدول محور درون و برون صفحه به ترتیب ۰/۵ و

۰/۷ می‌باشد. این ضرایب برای مهاربند ۷ یا ۸ در هر دو حالت برابر یک تعریف شده است.

**گام ۳-** تعیین فاصله بین لقمه‌ها

برای شکل پذیری ویژه، رابطه کنترلی به شکل زیر است:

$$\frac{L_1}{r_1} \leq 0.4 \lambda_{max} \quad (1-14)$$

برای شکل پذیری معمولی از ضابطه ستونها به شرح زیر استفاده می‌شود:

$$\frac{L_1}{r_1} \leq \frac{2}{4} \lambda_{max} \quad (2-14)$$

**گام ۴-** کنترل نیروی فشاری و کششی در مهاربند

در حالت شکل پذیری ویژه از آنجاییکه می‌بایست مهاربند برای کشش و فشار طراحی گردد، بدین منظور ابتدا نیروی

فشاری و کششی موجود در مهاربند تعیین می‌گردد:

$$T_u = P_u = \frac{V}{\gamma \cos \alpha} \quad (3-14)$$

V: نیروی برش طبقه

$\alpha$ : زاویه مهاربند با محور تیر

سپس برای کنترل عضو قطری برای فشار وارده از رابطه زیر استفاده می شود:

$$P_u \leq \phi A_g F_{\alpha} \quad (4-14)$$

لازم به ذکر است می توان مهاربندی های قطری و ضربدری با شکل پذیری معمولی را به صورت کششی تنها طراحی نمود.

در این صورت نیروی محوری سهم هر مهاربند عبارتست از:

$$T_u = \frac{V}{\cos \alpha} \quad (5-14)$$

برای کنترل عضو قطری برای کشش وارده نتیجه می شود:

$$\left(\frac{L}{r}\right)_{\max} \leq 300 \quad (6-14)$$

$$T_u \leq \phi_t F_y A_g, \quad \phi_t = 0.9 \quad (7-14)$$

توجه: اتصال مهاربند به صورت جوشی در نظر گرفته شده است. اگر اتصال پیچی باشد باید گسیختگی کششی در مقطع خالص نیز کنترل گردد.

گام ۵- طراحی تیر دهانه مهاربند ۷ و ۸ (کنترل این ضابطه برای مهاربند ضربدری نیازی نیست).

ضوابطی که در ادامه می آید می بایست برای هر دو حالت شکل پذیری ویژه و معمولی کنترل گردد. طبق ضوابط لرزه ای تیر دهانه مهاربندی شده باید قادر به تحمل نیروهای قائم حاصل از ترکیب بارهای ثقلی بدون حضور مهاربندها باشد. در این صورت لنگر خمشی طرح تیر عبارتست از:

$$M_u = \frac{q_u L^2}{8} \leq \phi_b M_n \quad (8-14)$$

$M_u$ : مقاومت خمشی مورد نیاز

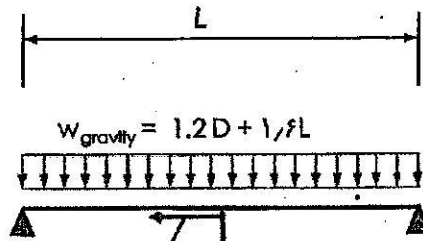
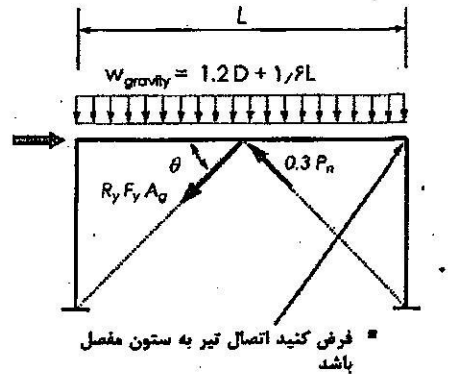
$q_u$ : بار ثقلی ضریب دار (۹)

$\phi_b$ : ضریب کاهش مقاومت برابر با ۰/۹

$M_n$ : مقاومت خمشی اسمی

سپس با مراجعه به جدول اشتال پروفیل مورد نظر انتخاب می گردد.

همچنین تیر دهانه مهاربندی باید قادر به تحمل نیروی ناشی از اثر زلزله در ترکیب با بارهای ثقلی باشد که در نتیجه:



شکل ۱۴-۱۳- بار متمرکز وارد به وسط تیر به علت در نظر گرفتن اثرات لرزه ای در مهاربندی

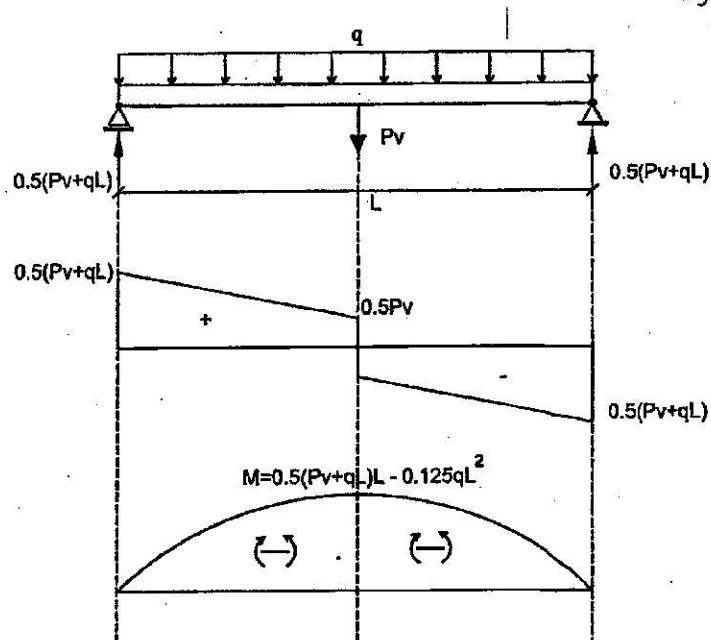
نیروی برشی و لنگر خمشی وارد بر تیر با توجه به شکل ۱۴-۱۳ محاسبه می شود.

برای این منظور نیروهای فوق در راستای قائم تجزیه می شوند. مولفه قائم عبارتست از:

$$P_v = (R_y F_y A_g - 0.3 P_n) \sin \theta \quad (9-14)$$

آنگاه لنگر خمشی و نیروی برشی ناشی از این مولفه قائم به همراه اثرات بارثقلی ترسیم می گردد. بدین منظور می توان از

راهنمای زیر استفاده نمود.



در نهایت برای طرح تیر در برابر خمش و برش نتیجه می شود:

$$M_u \leq \phi_b M_n \quad (10-14)$$

$$V_u \leq \phi_v (0.6 F_y A_w C_v)$$

$$V_u = 0.5 (P_v + q_u L)$$

$$\text{if } \frac{h}{t_w} \leq 2/24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow C_v = 1, \phi_v = 1 \quad (11-14)$$

$$A_w = dt_w$$

d: ارتفاع کلی مقطع

t<sub>w</sub>: ضخامت جان مقطع

h: قسمت صاف جان برابر با d-2c

C<sub>v</sub>: ضریب برشی جان

F<sub>y</sub>: تنش تسلیم فولاد جان

معمولاً استفاده از این ضابطه باعث می شود همانگونه گردد که مقطع تیر بسیار بزرگ محاسبه گردد. برخی از محققین برای رفع این مشکل پیشنهاد نموده اند که شکل مهاربند ۷ و ۸ در طبقات مجاور به صورت یک در میان استفاده گردد به طریقی که در هر دو طبقه، شکل ظاهری مهاربند به صورت مهار X گردد. بدین ترتیب مولفه قائم نیروی متمرکز (متاثر از بار گذاری مذکور) خنثی شده و به دنبال آن مقطع تیر کوچکتر طرح می گردد.

این صفحه عمدتاً خالی گذاشته شده است

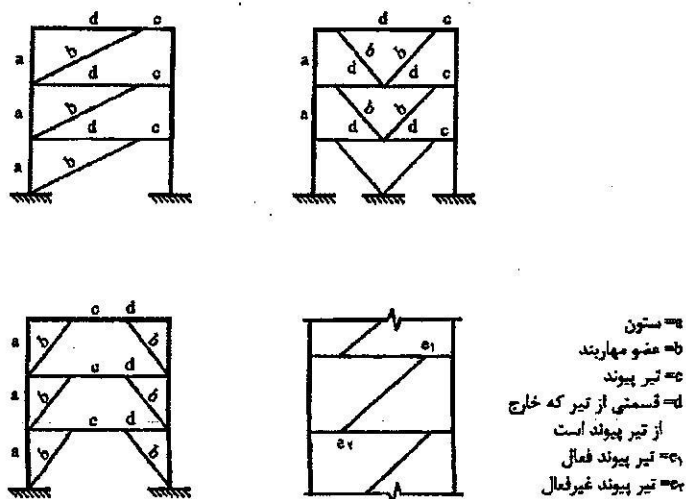
#### ۱۴-۳- مهاربندی برون مرکز یا واگرا:

نتایج تحقیقات مختلف بر رفتار سنجی قابهای خمشی فولادی موید این موضوع است که این دسته از سیستم های مقاوم جانبی از نظر شکل پذیری و قابلیت تحمل تغییر شکل های فراتجاعی، از پتاسیل بسیار خوبی برخوردار است. در دسته دیگر، سیستم مهاربندی همگرا دارای سختی قابل توجهی است که این پارامتر نقطه مقابل شکل پذیری است. بدین جهت ایده استفاده از مهاربند واگرا مطرح گردید. ویژگی اصلی این سیستم مهاربندی این موضوع است که این نوع سیستم سازه ای دارای تلفیقی از خاصیت شکل پذیری و سختی جانبی است. البته این دو پارامتر این سازه وابسته به طول تیر پیوند است. تیر پیوند یک پارامتر



بسیار مهم می باشد که در ادامه تعریف خواهد شد. یکی از دلایل اصلی استفاده از مهاربند واگرا بحث معماری است. در این فرم مهاربندی امکان ایجاد باز شو (درب یا پنجره) وجود دارد. بنابراین در وجوه نمای سازه و در طبقات پارکینگ که امکان مانور خودرو یک نیاز ضروری است، استفاده از این مهاربند می تواند یک گزینه مناسب قلمداد شود.

بر طبق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان قاب‌های مهاربندی شده واگرا قاب‌هایی هستند که در آن‌ها، مهاربندها در هر دهانه، با فاصله کمی از یکدیگر روی محور طولی تیر و یا با فاصله کمی از گره اتصال تیر به ستون، به تیر متصل می‌شوند. در این قاب‌ها رفتار جانبی لرزه‌ای سازه ترکیبی از عملکرد خمشی-برشی تیرها و ستون‌های دهانه مهاربندی شده و عملکرد کششی-فشاری مهاربندها می‌باشد. در شکل‌های (۱۴-۱۰) انواع این قاب‌ها نشان داده شده است.

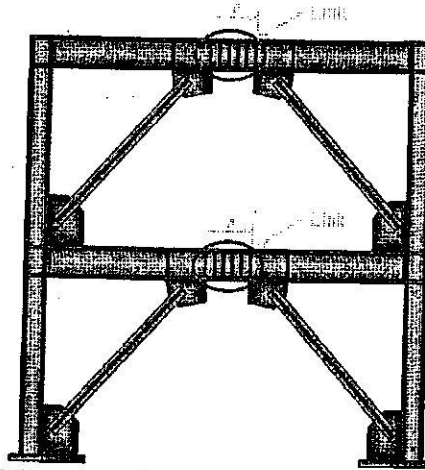


شکل ۱۴-۱۰- اجزای مهاربندهای واگرا

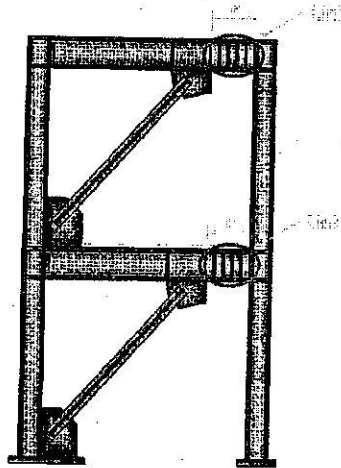
در این قاب‌ها تیرهای متعلق به دهانه مهاربندی شده به دو ناحیه زیر نام گذاری می‌شوند:

**الف) ناحیه تیر پیونده:** به ناحیه‌ای اطلاق می‌شود که بین نقاط تلاقی محورهای دو عضو قطری مهاربند روی تیر و یابین نقطه تلاقی محور عضو مهاربندی تا گره اتصال تیر به ستون قرار دارد. برای طول تیر پیوند اساساً محدودیت خاصی موجود نیست ولی از آنجا که رفتار سازه‌ای این تیر وابسته به طول آن است، توصیه می‌شود این طول بزرگ در نظر گرفته نشود و به حدود یک پنجم طول دهانه تیر محدود گردد.

**ب) ناحیه خارج از تیر پیونده:** به قسمت یا قسمت‌هایی از تیر که جزء تیر پیوند نیست، اطلاق می‌شود.



شکل ۱۴-۲۰- نمایش تیر پیوند وسط در مهاربند واگرا



شکل ۱۴-۲۱- نمایش تیر پیوند کنار در مهاربند واگرا

سیستم مهاربندی برون مرکز یا واگرا دو ویژگی سختی مناسب جانبی و جذب انرژی بالا را با یکدیگر ترکیب می کند. هر پانل این دستگاه سازه ای از تیر، ستون ها و یک یا دو مهار تشکیل می شود. تفاوت این سیستم با مهاربندی هم محور در این است که مهارها به صورت برون محور به تیرها متصل می گردند. برون محوری اتصال مهاربندی سبب پدید آمدن لنگرهای خمشی و نیروهای برشی بزرگ در ناحیه تیر نزدیک به مهار می گردد. به این ترتیب، تنش های ناحیه ای از تیر وارد محدوده غیرارجاعی شده و سبب اتلاف انرژی ناشی از زمین لرزه می شود. این ناحیه از تیر که مانند یک فیوز عمل می کند، تیر پیوند نام دارد و در شکل با B مشخص شده است. در واقع اساسی ترین معیار طراحی این سیستم، جاری شدن فقط تیر پیوند می باشد و دیگر اعضا در حالت الاستیک باقی می مانند.

### ۱۴-۳-۱- قاب‌های مهاربندی شده واگرا

در قاب‌های مهاربندی شده واگرا انتظار آن است که تیر پیوند قادر به تحمل تغییر شکل‌های فرار تجمعی قابل ملاحظه‌ای تحت اثر بار جانبی زلزله باشد، در حالی که اعضای قطری مهاربندها، ستون‌ها و ناحیه خارج از تیر پیوند عمدتاً در محدوده ارتجاعی باقی بمانند. طراحی اعضای این قاب‌ها باید چنان صورت گیرد که این رفتار در آن‌ها تأمین شود. تیرهای دهانه مهاربندی شده در این قاب‌ها، در مواردی که تیر پیوند در ناحیه میانی تیر و دور از ستون‌ها واقع است می‌توانند دارای اتصالات ساده یا گیردار به ستون‌ها باشند، ولی در مواردی که تیر پیوند در مجاورت ستون واقع است باید دارای اتصال صلب به آن ستون باشند. مورد اخیر بدین جهت است که هدف ضوابط محدود نمودن دوران تکیه برای جلوگیری از شکل‌گیری مود خرابی خمشی ناشی از دوران قابل توجه تکیه گاه است تا بنوعی امکان ایجاد مود خرابی برشی فراهم آید. اتصال اعضای قطری به تیرها در این قاب‌ها می‌تواند به صورت ساده و یا صلب باشد. در حالت اخیر مهاربندها خود تحت اثر لنگر خمشی علاوه بر نیروی محوری قرار می‌گیرند و باید این اثر در طراحی آن‌ها و اتصالاتشان منظور شود.

### ۱۴-۳-۱-۱- محدودیت تیرها، ستون‌ها و مهاربندی‌های دهانه دارای تیر پیوند

تیر پیوند باید دارای مقطع فشرده لرزه‌ای یا محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر  $\lambda_{pd}$  براساس محدودیت‌های جدول ۱۴-۲ باشد.

مقطع تیر پیوند باید از نوع I شکل (نورد شده یا ساخته شده با ورق) یا از نوع قوطی شکل ساخته شده از ورق باشد. در تیر پیوند باید از اعمال هرگونه تغییر ناگهانی در بال و جان مقطع خودداری گردد. همچنین انجام هرگونه وصله کاری در اجزای تیر پیوند در طول آن مجاز نمی‌باشد.

جان تیر پیوند باید از یک ورق تک بدون هرگونه ورق مضاعف در نظر گرفته شود و هیچ‌گونه بازشویی نباید در آن ایجاد شود. عملیات جوشکاری در این تیر تنها برای اتصال ورق‌های سخت کننده مجاز می‌باشد.

در تیرهای پیوند ساخته شده از ورق، اتصال جان (یا جان‌ها) به بال تیر باید از نوع جوش گوشه دوطرفه یا جوش شیاری با نفوذ کامل باشد.

مقاطع ستون‌های نظیر دهانه‌های مهاربندی باید از نوع فشرده لرزه‌ای یا محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر با  $\lambda_{pd}$  براساس جدول ۱۴-۲ باشد.

در دو انتهای تیر پیوند در بال‌های فوقانی و تحتانی باید مهارهای جانبی تعبیه شود.

طراحی تیر پیوند برای برش براساس تأمین نامساوی زیر صورت می‌گیرد:

$$V_u \leq \phi_v V_n, \quad \phi_v = .79 \quad (12-14)$$

$V_u$ : مقاومت برشی مورد نیاز تیر پیوند

$V_n$ : مقاومت برشی طراحی تیر پیوند

### ۱۴-۳-۱-۲- مقاومت برشی مورد نیاز تیر پیوند

مقاومت برشی مورد نیاز تیر پیوند باید براساس تحلیل سازه تحت اثر ترکیبات بار متعارف تعیین شود.

۱۴-۳-۱-۳- مقاومت برشی طراحی تیر پیوند

مقاومت برشی طراحی تیر پیوند مساوی  $\phi_v V_n$  میباشد که در آن، ضریب کاهش مقاومت برابر با  $0.9$  و  $V_n$  مقاومت برشی اسمی می باشد.

مقاومت برشی اسمی  $V_n$  برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالت حدی تسلیم برشی و تسلیم خمشی طبق روابط زیر در نظر گرفته می شود.

الف) حالت تسلیم برشی

$$V_n = V_p \quad (13-14)$$

ب) تسلیم خمشی

$$V_n = \frac{2M_p}{e} \quad (14-14)$$

در روابط فوق:

$$V_p = \begin{cases} 0.6F_y A_w & P_u/P_c \leq 0.15 \\ 0.6F_y A_w \sqrt{1 - (P_u/P_c)^2} & P_u/P_c > 0.15 \end{cases} \quad (15-14)$$

$$M_p = \begin{cases} F_y Z & P_u/P_c \leq 0.15 \\ F_y Z \left( \frac{1 - (P_u/P_c)}{0.15} \right) & P_u/P_c > 0.15 \end{cases} \quad (16-14)$$

$P_u$  = مقاومت محوری مورد نیاز تیر پیوند بر اساس ترکیبات بار متعارف

$P_c$  = مقاومت تسلیم محوری تیر پیوند برابر  $F_y A_g$

$A_w$  = مساحت جان مقطع تیر پیوند برابر  $(d - 2t_f)t_w$  برای مقاطع I شکل و برابر  $2(d - 2t_f)t_w$  برای

مقاطع قوطی شکل

$F_y$  = تنش تسلیم فولاد تیر پیوند

$Z$  = اساس مقطع پلاستیک تیر پیوند

$e$  = طول تیر پیوند که برابر است با فاصله بین اتصال دو انتهای مهاربند در روی بال تیر یا فاصله

بین اتصال انتهای مهاربندی در روی بال تیر تا بر ستون

۱۴-۳-۱-۴- طول تیر پیوند

رفتار فرا ارتجاعی تیر پیوند بستگی به طول آن و مشخصات مقطع آن به لحاظ مقاومت های برشی و خمشی دارد. تیرهای

پیوندی که دارای شرایط  $P_u/P_c > 0.15$  (نیروی محوری تیر پیوند قابل چشم پوشی نیست) هستند، باید محدودیت زیر را

بر آورده نمایند.

الف) در صورتی که  $\rho' \leq 0.5$  باشد:

$$e \leq \frac{1/6 M_p}{V_p} \quad (17-14)$$

ب) در صورتی که  $\rho' > 0.5$  باشد:

$$e \leq \frac{1/6 M_p}{V_p} (1/15 - 0.7 \rho') \quad (18-14)$$

$$\rho' = \frac{P_u/P_c}{V_u/V_c} \quad (19-14)$$

$V_u$  = مقاومت برشی مورد نیاز تیر پیوند بر اساس ترکیبات بار متعارف

$V_c$  = مقاومت تسلیم برشی تیر پیوند برابر  $1/6 F_y A_{tw}$

$P_u$  = مقاومت محوری مورد نیاز تیر پیوند بر اساس ترکیبات بار متعارف

$P_c$  = مقاومت تسلیم محوری تیر پیوند برابر  $F_y A_g$

$A_{tw}$  = مساحت جان (یا جان‌ها) مقطع تیر پیوند برابر  $(d-2t_w)t_w$  برای مقاطع I شکل و برابر

$2(d-2t_w)t_w$  برای مقاطع قوطی شکل

$A_g$  = سطح مقطع کلی مقطع تیر پیوند

$F_y$  = تنش تسلیم فولاد تیر پیوند

$V_p$  = برش پلاستیک مقطع تیر پیوند مطابق رابطه ۱۳-۱۴

$M_p$  = لنگر پلاستیک مقطع تیر پیوند مطابق رابطه ۱۴-۱۴

از طرفی نظر به اینکه از تیر پیوند در رفتار برشی انتظار شکل پذیری بیشتری می رود، توصیه می شود طول تیر پیوند طوری انتخاب گردد که این رفتار حاکم شود.

#### ۱۴-۳-۱-۴- دوران تیر پیوند

حداکثر دوران غیرالاستیک تیر پیوند نسبت به ناحیه خارج از آن، وقتی که تغییر مکان جانبی نسبی طبقه  $\delta_j$  مساوی تغییر مکان جانبی نسبی طرح  $\Delta$  فرض شود، نباید از مقادیر زیر تجاوز نماید. تغییر مکان جانبی نسبی طبقه بر اساس ضوابط مبحث ششم مقررات ملی تعیین می شود.

در مواردی که طول پیوند  $e \leq \frac{1/6 M_p}{V_p}$  باشد:

$$\gamma_p = 0.08 \text{ rad} \quad (20-14)$$

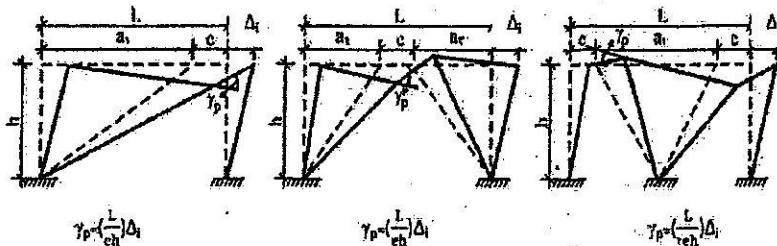
در مواردی که طول تیر پیوند  $e \geq \frac{2/6 M_p}{V_p}$  باشد:

$$\gamma_p = 0.02 \text{ rad} \quad (21-14)$$

$\gamma_p$ : دوران غیرالاستیک تیر پیوند نسبت به ناحیه خارج از آن

برای حالات مختلف در شکل زیر نشان داده شده است. نکته مهم اینکه دوران موجود در تیر پیوند می بایست از ظرفیت

دوران تیر پیوند ( $\gamma_p'$ ) کمتر باشد.



شکل ۱۱-۱۴- نمایش نحوه تعیین  $\gamma_p$  برای حالات مختلف

توجه ۱: برای مقادیر  $e$  بین دو مقدار فوق،  $\gamma_p$  را باید با درون‌یابی خطی تعیین نمود.  
 توجه ۲: دوران غیرالاستیک تیر پیوند نسبت به ناحیه خارج از آن  $\gamma_p$  در حالتی که تغییر مکان جانبی نسبی طبقه برابر تغییر مکان جانبی نسبی طرح فرض شود را می‌توان از روابط مندرج در شکل ۱۱-۱۴ استخراج نمود.

#### ۱۴-۳-۱-۵- اتصالات تیرهای پیوند به ستون

برای اتصال تیر پیوند به ستون نیز رعایت ضوابط زیر پیشنهاد شده است:

الف- اتصال تیر پیوند کناری به ستون، باید به صورت صلب باشد. این اتصال باید توانایی دوران غیرالاستیک تیر پیوند را بدون کاهش مقاومت داشته باشد. برای این منظور، طراحی این اتصال باید مطابق ضوابط اتصال تیر به ستون در قاب‌های خمشی ویژه صورت گیرد. نیروی برشی لازم در چشمه اتصال باید یا استفاده از لنگر خمشی انتهایی تیر پیوند تعیین گردد.  
 مقاومت برشی مورد نیاز اتصال تیر پیوند به ستون باید حداقل برابر  $R_y V_n$  باشد که  $V_n$  طبق قسمت ۱۴-۳-۱ تعیین می‌شود.  $R_y$  نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم فولاد تیر پیوند است.

مقاومت خمشی مورد نیاز اتصال تیر پیوند به ستون باید برابر کوچکترین دو مقدار  $M_p$  و  $\frac{eV_n}{\gamma}$  در نظر گرفته شود

$$M_n = \min \left\{ \begin{array}{l} M_p \\ \frac{eV_n}{\gamma} \end{array} \right. \quad (۱۴-۲۲)$$

$M_p$ : لنگر پلاستیک مقطع تیر پیوند

$V_n$ : مقاومت برشی اسمی تیر پیوند

$e$ : طول تیر پیوند

#### ۱۴-۳-۱-۶- سخت‌کننده‌های تیرهای پیوند

تیرهای پیوند باید با تعدادی سخت‌کننده در دو انتهای محل اتصال هر مهاربند به تیر و نیز تعدادی سخت‌کننده‌های میانی در طول تیر پیوند تقویت شوند. مشخصات این سخت‌کننده‌ها باید بر اساس ضوابط بندهای زیر در نظر گرفته شوند:

#### ۱۴-۳-۱-۶-۱- سخت‌کننده‌های تیرهای پیوند I شکل

الف) سخت‌کننده‌های انتهایی

سخت کننده‌های انتهایی، در دو انتهای محل اتصال هر مهاربند به تیر پیش‌بینی می‌شوند. این سخت کننده‌ها باید به صورت یک جفت در دو طرف جان و در تمام ارتفاع آن تعبیه گردند. پهنای هر یک از این سخت کننده‌ها نباید از  $t_w - \frac{b_f}{2}$  و ضخامت آن‌ها نباید از  $0.75t_w$  یا ۱۰ میلی‌متر، کمتر اختیار شود.  $b_f$  عرض بال تیر پیوند و  $t_w$  ضخامت جان آن است.

$$b_s \geq \frac{b_f}{2} - t_w$$

$$t_s \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0.75t_w \\ 1.0 \text{ mm} \end{array} \right.$$
(۲۳-۱۴)

(ب) سخت کننده‌های میانی

فواصل سخت کننده‌های میانی باید دارای شرایط زیر باشند

الف- (۱) اگر طول تیر پیوند  $e \leq \frac{1/6M_p}{V_p}$  باشد و زاویه دوران  $0.08$  رادیان:

$$3t_w - \frac{d}{5} \leq \text{فاصله سخت کننده‌های میانی}$$
(۲۴-۱۴)

الف- (۲) اگر طول تیر پیوند  $e \leq \frac{1/6M_p}{V_p}$  باشد و زاویه دوران  $0.02$  رادیان:

$$5t_w - \frac{d}{5} \leq \text{فاصله سخت کننده‌های میانی}$$
(۲۴-۱۴)

توجه: برای تیرهای پیوند با زاویه دوران بین دو مقدار  $0.02$  و  $0.08$  رادیان می‌توان از درون‌یابی خطی بین دو مقدار مذکور استفاده نمود.

ب) اگر طول تیر پیوند  $\frac{2/6M_p}{V_p} \leq e \leq \frac{5M_p}{V_p}$  باشد:

بایستی یک سخت کننده به فاصله  $1/5b_f$  در هر یک از دو انتهای تیر پیوند تعبیه نمود.

پ) اگر طول تیر پیوند  $\frac{1/6M_p}{V_p} \leq e \leq \frac{2/6M_p}{V_p}$  باشد:

سخت کننده‌های میانی باید الزامات هر دو شرط الف و ب در فوق را تامین نمایند.

ت) اگر طول تیر پیوند  $e \geq \frac{5M_p}{V_p}$  باشد:

تعبیه سخت کننده‌های میانی در طول تیر پیوند الزامی نیست

سخت کننده‌های مورد نیاز باید در تمام ارتفاع تیر پیوند تعبیه شوند، این سخت کننده‌ها در تیرهای با ارتفاع ۶۰۰ میلی‌متر و بیشتر باید به صورت یک جفت در دو سمت جان تعبیه گردند. در تیرهای با ارتفاع کمتر از ۶۰۰ میلی‌متر می‌توان این سخت کننده‌ها را به صورت تکی در یک سمت جان تعبیه کرد. سایر مشخصات این سخت کننده‌ها مشابه سخت کننده‌های انتهایی است.

در روابط فوق:

ج) اتصال سخت کننده‌های انتهایی و میانی به تیر پیوند

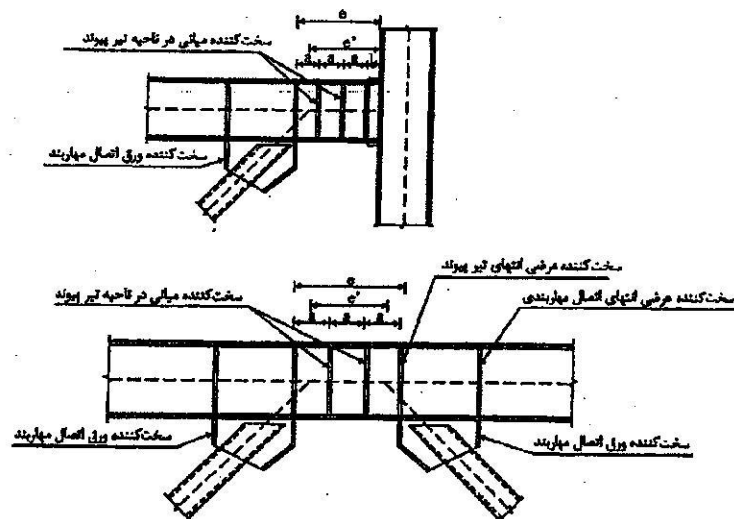
اتصال سخت کننده‌ها به جان و بال‌های تیر پیوند باید توسط جوش گوشه برقرار گردد. مقاومت مورد نیاز اتصال سخت کننده‌ها به جان حداقل باید برابر با  $F_y A_{st}$  باشد، مقاومت مورد نیاز اتصال سخت کننده‌ها به هر یک از بال‌های تیر پیوند باید حداقل

برابر با  $\frac{1}{4} F_y A_{st}$  باشد.  $A_{st}$  سطح مقطع عرضی هر یک از سخت کننده‌ها است.

جزئیات تیرهای پیوند کناری و میانی در شکل (۱۴-۱۲) نشان داده شده است.

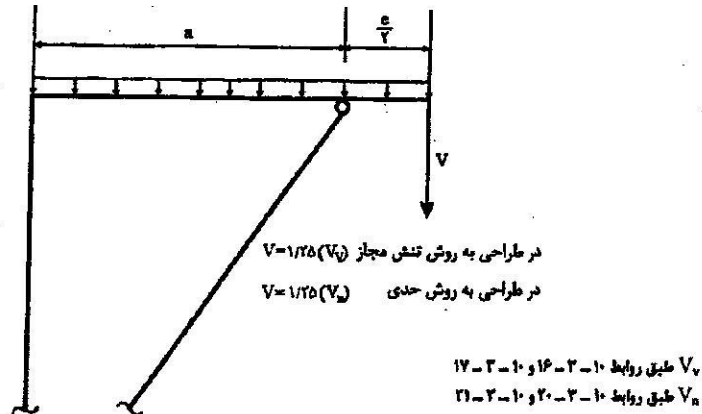
#### ۱۴-۱-۳-۷- تیر خارج از ناحیه پیوند

تیر ناحیه خارج از تیر پیوند باید برای ترکیب بار محوری و لنگر خمشی ناشی از ترکیبات بارگذاری مختلف، طراحی شود، با این تفاوت که به جای اثر زلزله در این ترکیبات باید شرایطی را منظور کرد که در آن تیر پیوند به حداکثر ظرفیت باربری برشی خود زیر اثر بار جانبی زلزله رسیده باشد. برای این منظور می‌توان این تیر را برای تنش‌های ناشی از بار قائم به اضافه تنش‌های ناشی از برشی برابر با  $1/25 R_y V_u$  که در محل نقطه عطف این تیر قرار داده می‌شود، طراحی نمود. دیاگرام جسم آزاد این نیروها در شکل (۱۴-۱۳) نشان داده شده است.



شکل ۱۴-۱۲- جزئیات تیرهای پیوند کناری و میانی





شکل ۱۴-۱۳- مدل تحلیلی، تعیین نیروهای طراحی اعضای خارج از تیر پیوند، مهاربندی و نیروی محوری ستون‌های مهاربند.

۱۴-۱-۳-۸- طراحی اعضای قطری مهاربند

- عضو قطری بصورت عضو فشاری است که نیروی محوری آن از بارگذاری شکل (۱۴-۱۳) حاصل می‌شود.

- لاغری اعضای قطری، نباید از  $(4.23 \sqrt{\frac{E}{F_y}})$  تجاوز نماید.

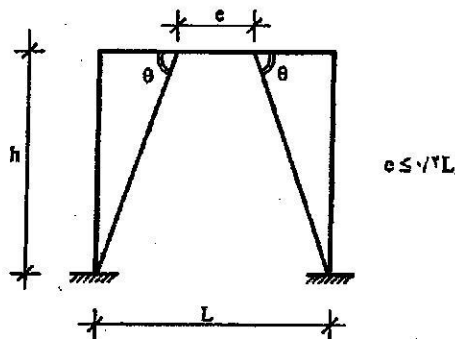
- ضریب طول مؤثر اعضای قطری،  $K$ ، در مهاربندهای واگرا برابر با یک در نظر گرفته می‌شود.

- قطری‌ها باید دارای مقاطع فشرده لرنه‌ای باشند.

- مهاربندهای ساخته شده از دو یا چند نیم‌رخ، باید ضوابط مقاطع ساخته شده که تحت اثر نیروی فشاری قرار می‌گیرند را برآورده نمایند.

- از وصله کاری در طول عضو مهاربندی باید حتی‌الامکان خودداری شود. در صورت لزوم، وصله باید بتواند تمام مقاومت عضو را به صورت اتصال پوششی یا به صورت مستقیم و با جوش نفوذی کامل تأمین نماید. وصله اجزای مهاربندی نباید در یک مقطع پیش‌بینی شوند. همچنین وصله عضو مهاربند نباید در دو انتهای آن صورت گیرد.

- در بعضی از مراجع توصیه می‌شود پیکربندی مهاربندها طوری در نظر گرفته شود که زاویه بین عضو مهاربند و تیر،  $\theta$ ، مطابق شکل (۱۴-۱۴) بین ۳۰ تا ۶۰ درجه باشد.



شکل ۱۴-۱۴- زاویه بین عضو مهاربند و تیر

م. مهاربندها باید برای ترکیب بار محوری و لنگر خمشی، در صورت وجود، براساس شرایطی که برای تیر خارج از تیرپیوند عنوان شد، طراحی شوند. برای این منظور می‌توان مدل محاسباتی پیشنهاد شده در شکل (۱۴-۱۳) را به کار گرفت.

#### ۱۴-۳-۱-۹- طراحی ستون‌ها در قاب‌های مهاربندی شده واگرا

- ستون مهاربند به عنوان عضو فشاری است که نیروی محوری آن از بارگذاری شکل (۱۴-۱۳) حاصل می‌شود. دقت شود که در صورت استفاده از اتصالات صلب تیر به ستون، ستون مذکور بصورت تیر-ستون طراحی می‌شود. ستون‌ها باید دارای مقطع فشرده لرزه‌ای باشند.

- ستون‌ها بر اساس شرایطی که برای تیر خارج از پیوند گفته شد طراحی می‌شوند. در انتهای این بخش و پیش از آنکه یک مثال از روند طراحی مهاربند واگرا ارائه گردد، لازم است به طور خلاصه مهمترین مراحل مورد نیاز در طراحی این نوع مهاربندها تعریف گردد. روال کلی طراحی مهاربندهای واگرا به شرح زیر است:

- مرحله ۱- انتخاب تیر پیوند
- مرحله ۲- طراحی تیر خارج از پیوند
- مرحله ۳- کنترل مقطع عضو مهاربند از نظر معیار فشردگی
- مرحله ۴- کنترل مقطع عضو مهاربند از نظر معیار لاغری
- مرحله ۵- کنترل عضو قطری برای مقاومت فشاری و کششی
- مرحله ۶- تعیین فواصل بین لقمه‌ها در عضو قطری
- مرحله ۷- کنترل دوران تیر پیوند
- مرحله ۸- تعیین تعداد و فواصل سخت کننده‌های انتهایی و میانی

این صفحه عمدتاً خالی گذاشته شده است

#### ۱۴-۴- طراحی اتصالات در قاب‌های مهاربندی شده

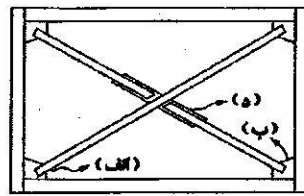
اتصالات مهارها یکی از مهم‌ترین بخش‌های یک سیستم مهار شده است، زیرا اگر این اتصالات در هنگام زلزله نتوانند به خوبی مقاومت کنند و احیاناً در آنها شکست ایجاد شود، باعث ایجاد طبقه نرم می‌شوند. بنابراین لازم است در طراحی و اجرای آنها دقت مناسب صورت گیرد.

#### ۱۴-۴-۱- طراحی اتصالات در مهاربندهای همگرا

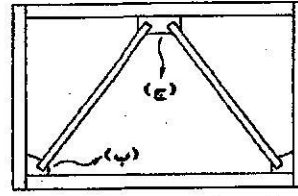
انواع اتصالات در قاب‌های مهاربندی شده عبارتند از:

الف) اتصال عضو مهاربند به صفحه اتصال

- (ب) اتصال صفحه اتصال به تیر و ستون  
 (ج) اتصال صفحه اتصال به تیر در مهاربندهای شورون  
 (د) اتصال عضو مهاربند به صفحه اتصال میانی  
 این اتصالات در شکل ۱۴-۲۱ نشان داده شده است.



(ب) مهاربند ضربدری



(الف) مهاربند شورون

شکل ۱۴-۲۱- انواع اتصالات در مهاربندهای همگرا

طراحی اتصالات در مهاربندهای همگرا شامل مراحل زیر است:

(الف) طراحی اتصال عضو مهاربند به صفحه اتصال

(ب) طراحی اتصال صفحه اتصال به تیر و ستون

(ج) طراحی صفحه اتصال

(د) طراحی اتصال عضو مهاربند به صفحه اتصال میانی

در ادامه هر کدام از موارد فوق به صورت جداگانه مورد بررسی قرار می‌گیرند:

#### ۱۴-۱-۴-۱- طراحی اتصال عضو مهاربند به صفحه اتصال:

مطابق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، ضوابط طراحی اتصالات اعضای قطری در قاب‌های همگرای ویژه و معمولی به

شرح ذیل است:

(الف) اتصالات اعضای قطری در قاب‌های همگرای ویژه

- مقاومت کششی مورد نیاز:

مقاومت کششی مورد نیاز اتصالات مهاربندی‌ها برابر با  $R_y F_y A_g$

- مقاومت فشاری مورد نیاز:

مقاومت فشاری مورد نیاز اتصالات مهاربندی‌ها برابر  $(1/14 F_{cre} A_g)$

$F_{cre}$ : تنش فشاری مورد انتظار ناشی از کمانش، که در آن بجای  $F_y$  از  $R_y F_y$  استفاده شده است.

$$F_{cre} = \left[ \frac{R_y F_y}{0.658^{F_y/F_y}} \right] R_y F_y \quad \text{if} \quad \frac{KL}{r} \leq 4/\sqrt{E/F_y}$$

(۱۴-۲۵)

$$F_{cre} = 0.47 F_y \quad \text{if} \quad \frac{KL}{r} > 4/\sqrt{E/F_y}$$

نکته قابل توجه اینکه در اتصالات مهاربندی در قاب همگرای ویژه می‌بایست سازگاری کافی با دوران پلاستیک حاصل از

تغییر شکلهای پس از کمانش وجود داشته باشد. برای تامین این سازگاری دو راه حل وجود دارد:

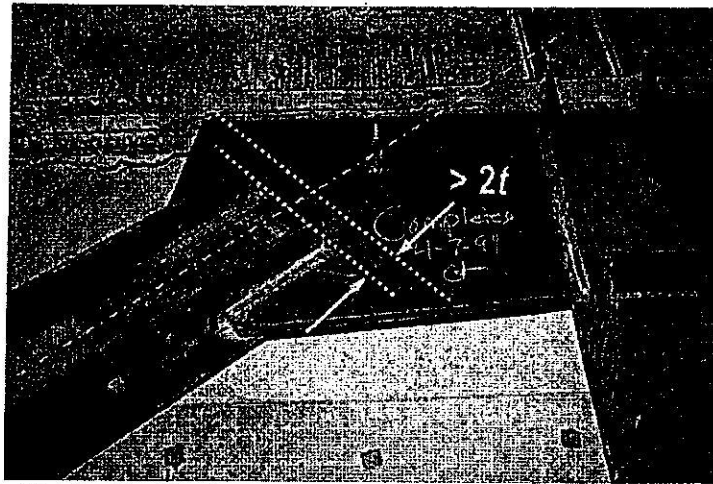
۱- اتصال اعضای مهاربندی دارای مقاومت خمشی مورد نیاز زیر باشند:

$$M_u = 1/18 R_y M_p \quad (14-26)$$

$M_p$ : لنگر خمشی پلاستیک عضو مهاربندی حول محور کمانش بحرانی

۲- شرایط کمانش بحرانی مهاربند در خارج از صفحه مهیا شده و قطع مهاربندی به اندازه دو برابر ضخامت ورق اتصال (۲۲)

قبل از خط تکیه گاهی ورق اتصال (خط آزاد خمش) انجام پذیرد. در این مبحث رعایت ضابطه تکمیلی خاصی برای کنترل کمانش لبه آزاد ورق اتصال الزامی نیست.



شکل ۱۴-۲۲- رعایت ۲۲ از خط آزاد خمش

ب) اتصالات اعضای قطری در قاب‌های همگرای معمولی

مقاومت مورد نیاز اتصالات مهاربندی‌ها در قاب مهاربندی شده همگرای معمولی برابر حداقل دو مقدار زیر می باشد:

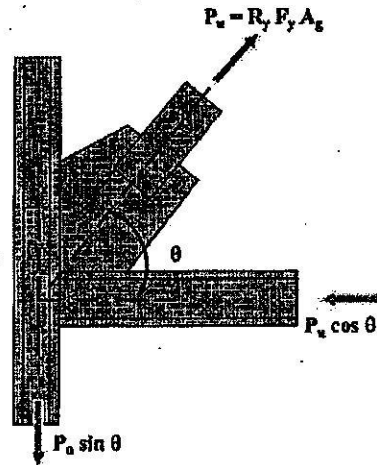
- مقاومت کششی مورد انتظار اعضای مهاربندی  $R_y F_y A_g$

$R_y$ : نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم فولاد مهاربند

$F_y$ : تنش تسلیم فولاد مهاربند

$A_g$ : سطح مقطع کلی عضو مهاربندی

- بیشترین نیروی محوری حاصل از ترکیبات بار زلزله تشدید یافته در مهاربندی‌ها



شکل ۱۴-۲۲- نمایش مقاومت کششی مورد انتظار مهاربند برای طراحی اتصالات

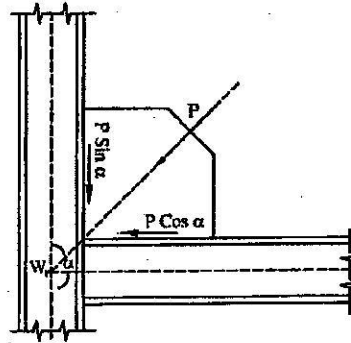
۱۴-۱-۲- طراحی اتصال صفحه اتصال به تیر و ستون:

طراحی این اتصال در دو نوع مجزا مطرح است:

الف) طراحی اتصال صفحه به تیر و ستون

ب) طراحی اتصال صفحه به تیر در مهاربندهای شورون

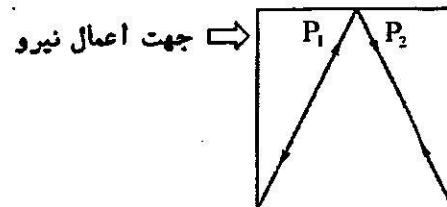
به منظور طراحی اتصال صفحه به تیر و ستون، ابتدا باید چگونگی توزیع نیروی مهاربند بین تیر و ستون مشخص باشد و سپس طول جوش محاسبه می‌شود. بدین منظور از روش تجزیه معمولی استفاده می‌شود. در این روش نیروی عضو مهاربندی به دو مولفه افقی و عمودی تجزیه می‌شود. این روش در شکل ۱۴-۲۴ نشان داده شده است.



شکل ۱۴-۲۴- روش تجزیه معمولی نیروها

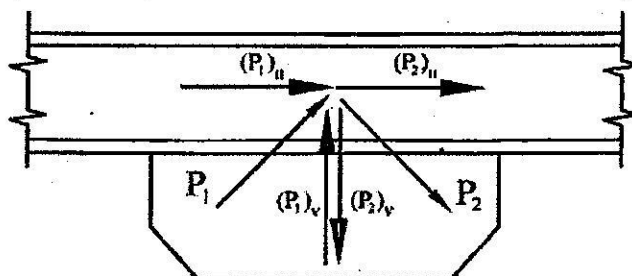
بدین ترتیب ابعاد صفحه با توجه به طول جوش‌های مورد نیاز تعیین می‌گردد. در مهاربندهای شورون مطابق شکل ۱۴-۲۵

یکی از اعضای مهاربندی به کشش و دیگری به فشار کار می‌کند.



شکل ۱۴-۲۳- نمایش نیروها در اعضای مهاربندی شورون

تجزیه نیروهای فوق در شکل ۱۴-۲۴ نمایش داده شده است.



ب) برآیند نیروها در محل اتصال

الف) تجزیه نیروها در محل اتصال

شکل ۱۴-۲۴- نمایش نیروها در اتصال صفحه به تیر در شورون

پس از تعیین طول اتصال مهاربند با صفحه و طول‌های لازم افقی و قائم جهت اتصال صفحه به تیر و ستون نوبت به طراحی صفحه اتصال می‌رسد.

۱۴-۳-۱-۴- طراحی صفحه اتصال:

طراحی صفحه اتصال شامل مراحل زیر است:

الف) کنترل تنش کششی صفحه در عرض موثر ویتمور

ب) کمانش ورق اتصال

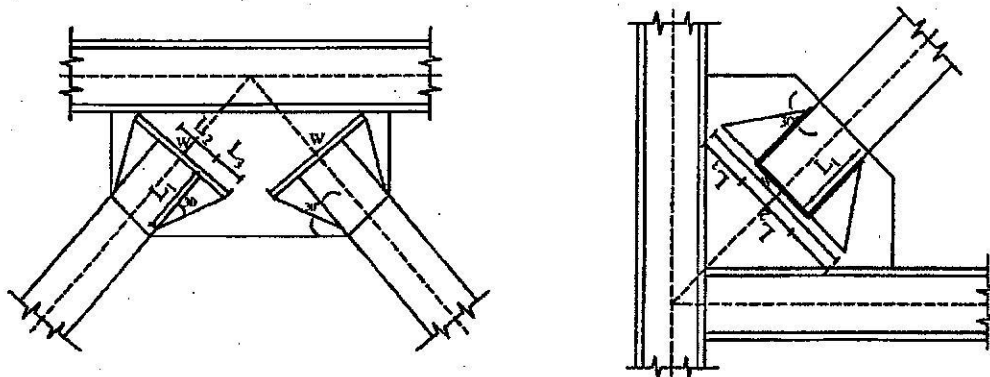
ج) برش قالبی در کشش

د) کنترل کمانش لبه آزاد ورق اتصال

در ادامه به شرح مختصری از هر یک از موارد فوق پرداخته می‌شود.

الف) کنترل تنش کششی صفحه در عرض موثر ویتمور:

عرض موثر ویتمور،  $W$ ، با فرض توزیع نیرو با زاویه  $30^\circ$  درجه نسبت به عضو مهاربندی، مطابق شکل (۱۴-۲۵) بدست می‌آید.



شکل ۱۴-۲۵- نمایش عرض موثر ویتمور در محل اتصال

مطابق شکل فوق نتیجه می‌شود:



$$\tan 30 = \frac{L_3}{L_1} \quad (27-14)$$

بنابراین عرض موثر ویتمور برابر است با:

$$W = 2L_1 \tan 30 + L_2 \quad (28-14)$$

مقاومت کششی، طبق آیین نامه ایران در عرض موثر ویتمور از رابطه زیر بدست می آید:

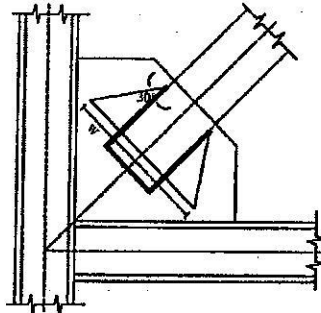
$$P_t = F_y W t \quad (29-14)$$

$P_t$ : مقاومت کششی

$t$ : ضخامت صفحه

مقاومت کششی ( $P_t$ ) باید از نیروی طراحی اتصال بیشتر باشد.

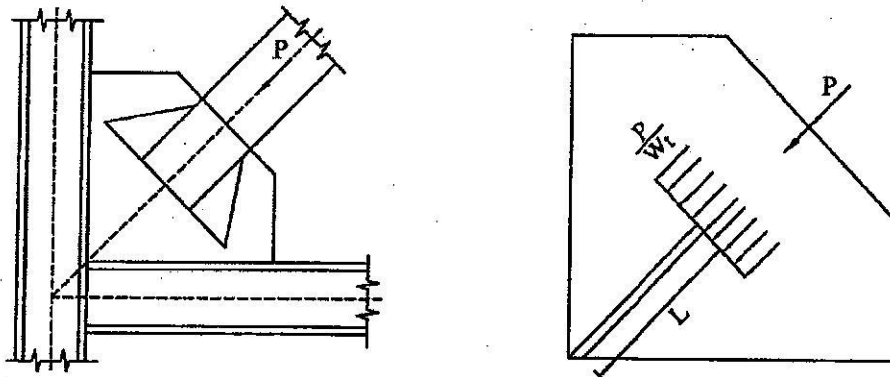
تذکره: عرض موثر ویتمور می تواند طبق شکل ۲۶- قبل از انتهای عضو مهارى تشکیل شود.



شکل ۲۶-۱۴- تشکیل عرض موثر ویتمور قبل از انتهای عضو مهارى

(ب) کمانش ورق اتصال:

در اثر اعمال نیروی فشاری عضو مهارى، احتمال کمانش ورق اتصال بعد از عرض موثر ویتمور طبق شکل ۲۷-۱۴ وجود دارد.



شکل ۲۷-۱۴- احتمال کمانش ورق اتصال بعد از عرض موثر ویتمور

مقاومت فشاری در این ناحیه برابر است با:

$$P_c = F_c W t \quad (30-14)$$

$P_c$ : مقاومت فشاری

این مقاومت فشاری باید از نیروی طراحی اتصال بیشتر باشد.

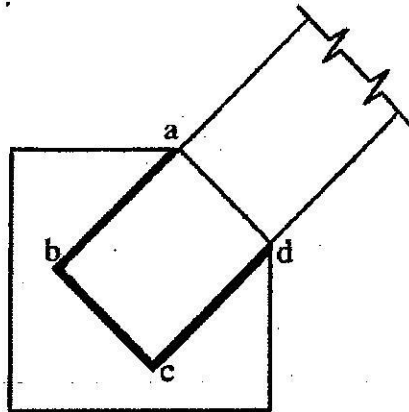
به منظور تعیین تنش مجاز فشاری، نواری به عرض واحد بعد از عرض موثر ویتور در نظر گرفته شده و لاغری این ستون فرضی به طول  $L$  تعیین می‌شود. ضریب طول موثر با توجه به آزمایشات انجام شده ۱٫۲ پیشنهاد شده است.

شعاع ژیراسیون این ستون فرضی نیز از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{1}{12} \times 1 \times t^3}{1 \times t}} = 0.3t \quad (۲۱-۱۴)$$

ج) کنترل برش قالبی در کشش:

در اثر کشش موجود در عضو مهاری، ممکن است ورق اتصال از مسیر  $abcd$  در شکل (۲۹-۱۴) دچار شکست شود.



شکل ۱۴-۲۹- نمایش برش قالبی در ورق اتصال مهاری

در این شکل  $cd, ab$  سطح برش و  $bc$  سطح کششی است.

چنین شکستی، برش قالبی نامیده می‌شود. ظرفیت برش قالبی باید از مقدار نیروی کششی موجود بیشتر باشد.

$$T \leq \phi R_n \quad (۲۲-۱۴)$$

$$T \leq 0.75(U_{bs}F_uA_{nt} + \min(0.6F_uA_{nv}, 0.6F_yA_{gv}))$$

$A_{gv}$  = سطح مقطع کلی تحت برش

$A_{nt}$  = سطح مقطع خالص تحت کشش

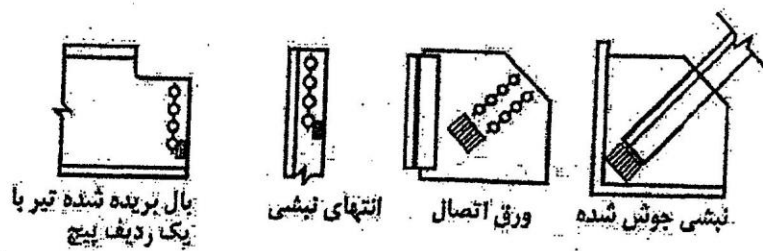
$A_{nv}$  = سطح مقطع خالص تحت برش

$F_y$  = تنش تسلیم فولاد

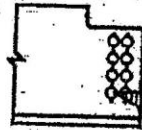
$F_u$  = تنش کششی نهایی فولاد

$U_{bs}$  = ضریب توزیع تنش که برای توزیع یکنواخت تنش کششی در انتهای عضو مقدار آن مساوی

یک و برای توزیع غیریکنواخت تنش کششی در انتهای عضو مقدار آن مساوی ۰/۵ در نظر گرفته



(a) حالت‌هایی که در آنها  $U_{bs} = 1/0$  در نظر گرفته می‌شود.



بال بریده شده تیر یا دو ردیف پیچ

(b) حالت‌هایی که در آنها  $U_{bs} = 0/5$  در نظر گرفته می‌شود.

شکل ۱۴-۳۰- توزیع تنش کششی در برش قالبی

(د) کنترل کمانش لبه آزاد ورق:

برای جلوگیری از کمانش لبه آزاد ورق اتصال، رابطه زیر پیشنهاد شده است:

$$\frac{L}{t} \leq 1/4 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

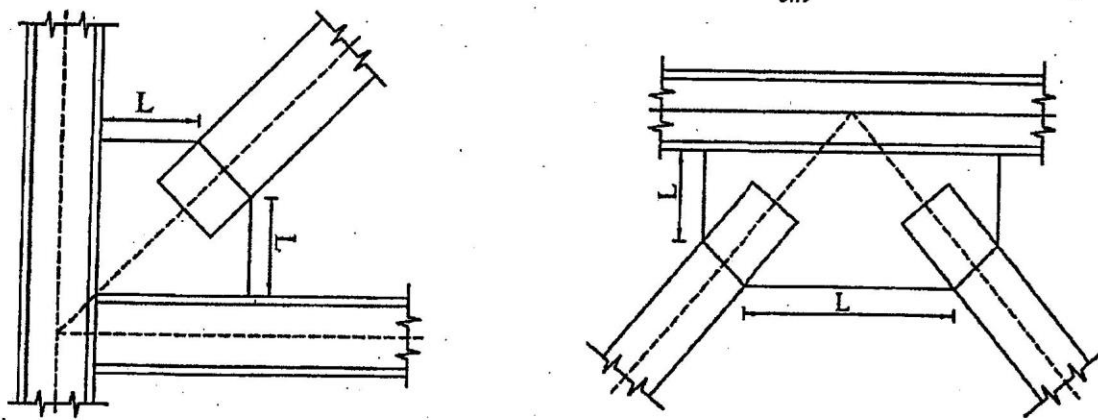
(۲۳-۱۴)

$L$ : طول لبه آزاد صفحه اتصال که در شکل (۳۰-۱۴) نشان داده شده است.

$t$ : ضخامت صفحه اتصال

$E$ : مدول الاستیسیته فولاد  $(\frac{kg}{cm^2})$

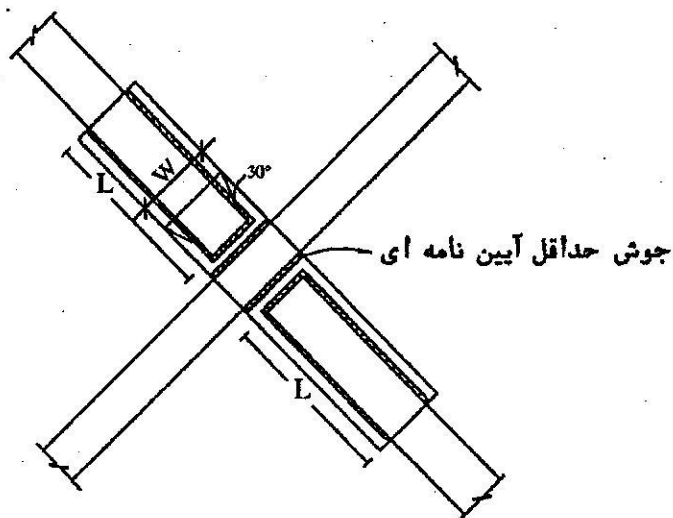
$F_y$ : تنش جاری شدن فولاد  $(\frac{kg}{cm^2})$



شکل ۱۴-۳۰- نمایش لبه آزاد در صفحات اتصال

۴-۱-۴-۱۴- طراحی اتصال عضو مهارب به صفحه اتصال میانی:

طول جوش مورد نیاز برای اتصال عضو مهاري به صفحه مياني همانند طول جوش لازم جهت اتصال عضو مهاري به صفحه كناري تعيين مي شود. معمولاً صفحه اتصال مياني به عضو مهاري كه به صورت ممتد مي باشد، با بعد جوش حداقل آيين نامه اي متصل مي شود. جهت كنترل ابعاد صفحه مياني، مطابق شكل (۱۴-۳۱)، روش ويكتور استفاده مي شود.



شكل ۱۴-۳۱- نمايش طول جوش و عرض موثر در صفحه اتصال مياني

مقاومت كشي ورق اتصال مياني از رابطه (۱۴-۱۹) تعيين مي شود. در اين رابطه  $t$  ضخامت ورق اتصال مياني و  $W$  عرض موثر ويكتور است كه در صفحات اتصال مياني معمولاً برابر عرض ورق اتصال مياني است. بديهي است كه بايد مقاومت كشي موجود از نيروهاي طراحي بيشتري باشد.

این صفحه عمدتاً خالی گذاشته شده است

این صفحه عمدتاً خالی گذاشته شده است

این صفحه عمدتاً خالی گذاشته شده است

طول جوش باید افزایش یابد.

چون  $f_r$  نیرو در واحد طول می باشد باید  $L_w$  یک سانتیمتر در نظر گرفته شود. همچنین چون اثر دو خط جوش در محاسبه  $f_r$  دیده شده است، دیگر در محاسبه  $R_{nw}$  لحاظ نمی شود. مطابق محاسبه فوق، اتصال حدود ۲۰٪ ضعیف است. حدود ۳۵ سانتیمتر به طول جوش اضافه کرده و محاسبات تکرار می شود ( $v = 175 \text{ cm}$ ).

#### ۱۴-۴-۲- طراحی اتصالات در مهاربندهای واگرا

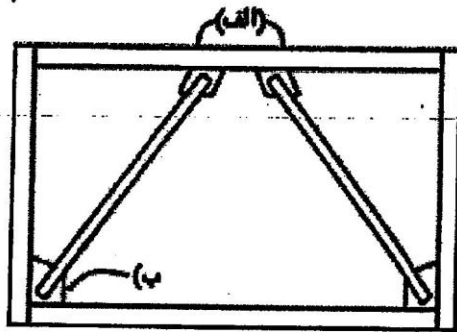
اتصالات دو انتهای مهاربندها به تیرها باید دارای مقاومتی حداقل برابر با مقاومت خود مهاربند، باشد. در طراحی این اتصالات الزامات مربوط به بخش ۱۶-۴-۱ نیز باید رعایت شود.

طراحی اتصالات در مهاربندهای واگرا عبارتند از:

الف) طراحی اتصال عضو مهاربند به تیر طبقه

ب) طراحی اتصال عضو مهاربند به تیر و ستون

این اتصالات در شکل (۱۴-۳۶) نشان داده شده است. طراحی اتصال عضو مهاربند به تیر و ستون عیناً مشابه مهاربندهای همگرا است. در ادامه طراحی اتصال عضو مهاربند به تیر طبقه بررسی می شود.

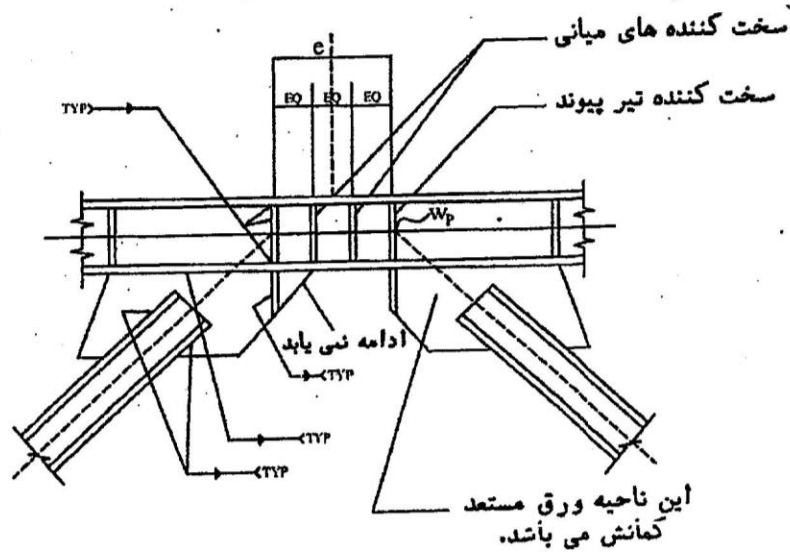


شکل ۱۴-۳۶- انواع اتصالات در مهاربندهای واگرا

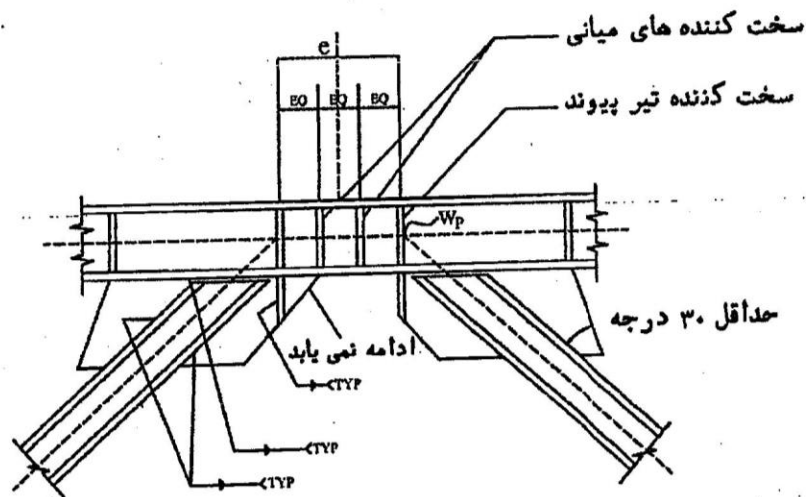
#### ۱۴-۴-۲-۱- طراحی اتصال عضو مهاربند به تیر طبقه

بر طبق آیین نامه ایران، اتصال عضو مهاربند به تیر پیوند باید قادر به حصول مقاومت فشاری مهاربند و انتقال آن به جان تیر پیوند باشد. هیچ یک از قسمت‌های اتصال عضو مهاربند به قطعه رابطه نباید به ناحیه جان آن ادامه یابد. شکل (۱۴-۳۷) جزئیات رایج اتصال عضو مهاربند به تیر پیوند را نشان می دهد. تحقیقات نشان می دهد که جزئیات مطرح شده در این شکل مستعد شکست و یا کمانش شدید ورق اتصال است. اتصال شکل (۱۴-۳۸) با به حداقل رساندن فاصله انتقالی مهاربند تا زیر تیر اصلاح شده است.





شکل ۱۴-۳۷- جزئیات رایج اتصال عضو مهارى به تیر پیوند



شکل ۱۴-۳۸- جزئیات رایج اتصال عضو مهارى به تیر پیوند

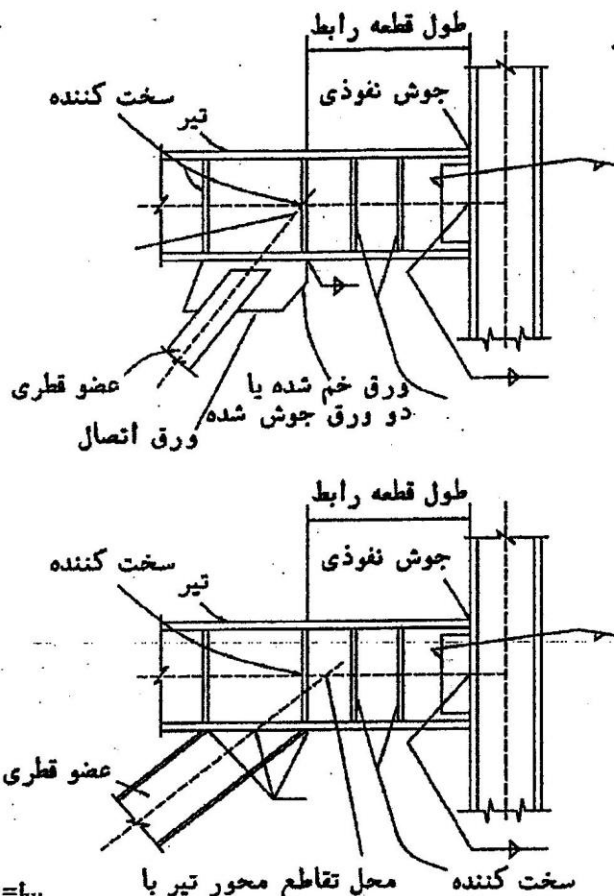
اتصال شکل (۱۴-۳۸)، عملکرد مفصلی داشته و جهت ایجاد اتصال گیردار توصیه می شود عضو مهارى مستقیماً به تیر طبقه جوش شود.

در صورتیکه تیر پیوند به ستون متصل باشد، طول قطعه رابط نباید از  $1.6 \frac{M_p}{V_p}$  تجاوز نماید. زیرا پیوندهای طویل در مجاورت ستون ها سبب ایجاد کرنش های غیر ارتجاعی خمشی غیر یکنواخت در انتهای پیوند می شود که می تواند منجر به شکست در کرنش های کوچک گردد. در محل اتصال قطعه رابط به بال ستون، باید ضوابط زیر برآورده گردد:

الف) بال تیر باید با جوش نفوذی کامل به بال ستون متصل گردد.

ب) وقتی که مقاومت قطعه رابط توسط برش کنترل گردد، اتصال جان باید قادر به تامین مقاومت برشی کامل تیر باشد.

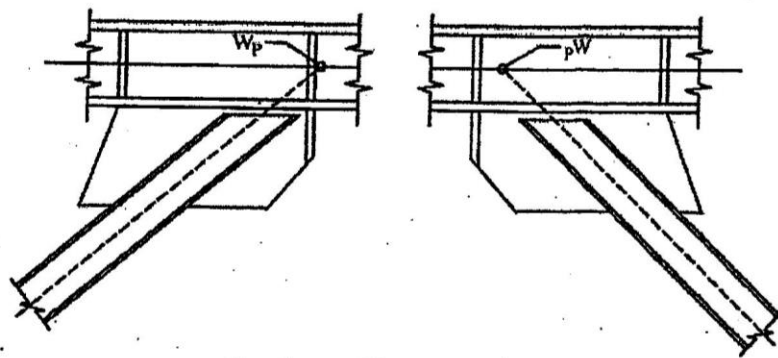
وقتی که قطعه رابط به جان ستون متصل می‌شود، بال‌های تیر باید با جوش نفوذی کامل به ورق‌های اتصالی جوش شوند و اتصال جان باید برای حصول تمام مقاومت پرشی جان جوش گردد. جزئیات اتصال قطعه رابط به ستون در شکل (۱۴-۳۹) ارائه شده است.



$t_{pw}$  = ضخامت جان قطعه رابط  
 $b_p$  = عرض بال قطعه رابط  
 $t$  = ضخامت سخت کننده  
 $d$  = ارتفاع قطعه رابط  
 محل تقاطع محور تیر با مهاربند باید در لبه یا محدوده قطعه رابط قرار گیرد.

شکل ۱۴-۳۹- جزئیات اتصال تیر پیوند به ستون و مهاربند

محور خشی مهاربند و تیر همانگونه که در شکل‌های (۱۴-۳۷) تا (۱۴-۳۹) نشان داده شده باید در لبه و یا محدوده تیر پیوند قرار گیرد. قرارگیری نقطه عملکرد، خارج از پیوند مطابق شکل (۱۴-۴۰) میل به افزایش تنش خمشی درخارج از ناحیه پیوند را موجب شده و ممکن است ماکزیمم ترکیب تنش پرشی و خمشی را به خارج از پیوند انتقال دهد.



شکل ۱۴-۴۰- موقعیت قرارگیری نقطه عملکرد

اگر قطعه رابط در مجاورت ستون نباشد، اتصال تیر به ستون را می توان در صفحه جان تیر به صورت مفصلی طراحی نمود.