

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

طراحی سازه‌های فولادی

جلد ۲

فهرست

فصل ۷: طراحی اتصالات پیچی	۱
فصل ۸: طراحی اتصالات جوشی و ترکیب جوش و پیچ	۲۵
فصل ۹: طراحی کف ستون‌ها	۴۹
فصل ۱۰: الزامات ویژه بال‌ها و جان مقاطع تحت اثر بارهای متمرکز	۶۱
فصل ۱۱: الزامات عمومی ضوابط لرزه‌ای و ضوابط لرزه‌ای قاب‌های خمشی	۷۹
فصل ۱۲: سیستم‌های با مهاربندی واگرا	۱۲۹
فصل ۱۳: الزامات لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده همگرا	۱۴۳
فصل ۱۴: طراحی دیواربرشی‌های فولادی	۱۵۵
فصل ۱۵: انواع اتصالات گیردار از پیش تایید شده	۱۶۹

فصل ۷

طراحی اتصالات پیچی

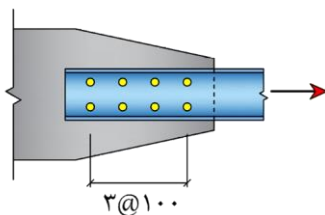
مقاومت اتکایی:

$$R_D = \phi R_n = 0.75 \times 2/4 \times 2 \times t \times 3700 = 13320 \cdot t \text{ kg}$$

$$13320 \cdot t \geq 10367 \Rightarrow t \geq 0.78 \text{ cm}$$

گزینه ۱ صحیح است

مثال ۲: ناودانی شکل زیر تحت کشش قرار دارد. پیچ‌ها از نوع پرمقاومت $A490$ با قطر 20 mm می‌باشند و سطح برش از محل دندان‌ه شده نمی‌گذرد. در صورتی که اتصال از نوع اتکایی باشد، مقاومت برشی طراحی اتصال چقدر خواهد بود؟ (فرض کنید فقط مقاومت برشی طراحی اتصال براساس مقاومت برشی طراحی پیچ حساب می‌شود و سوراخ‌ها از نوع استاندارد است. از ورق پرکننده استفاده نمی‌شود و واحدها در شکل به میلی‌متر است)



۱۰۴ ton (۱)

۹۴ ton (۲)

۱۱۲ ton (۳)

۱۱۸ ton (۴)

حل:

$$\phi R_n = 0.75 \times 8 \times 0.55 \times 10000 \times \pi \times \frac{2^2}{4} = 103672/6 \text{ kgf} \approx 10.4 \text{ ton}$$

گزینه ۲ صحیح است.

۷-۶-۱-۲- پیچ تحت اثر برش خالص با ورق پرکننده

در اتصالات پیچی اتکایی و پیش‌تنیده، در صورتی که ضخامت ورق‌های پرکننده مساوی یا کوچکتر از ۶ میلی‌متر باشد هیچ‌گونه کاهشی بر روی مقاومت برشی موجود پیچ‌ها در نظر گرفته نمی‌شود در غیر این صورت، باید یکی از الزامات زیر به کار گرفته شود:

۱- مقاومت برشی موجود پیچ‌ها با ضریب $0.85 \geq [1 - 0.154(t - 6)]$ کاهش داده شود، که در آن t ضخامت کل ورق‌های پرکننده به میلی‌متر است.

$$f_{uv} = \frac{P_u}{nA_b} \leq \phi \gamma F_{nv} \quad , \quad \gamma = [1 - 0.154(t - 6)] \geq 0.85 \quad , \quad \phi = 0.75 \quad (2-7)$$

۲- لبه‌های ورق‌های پرکننده به اندازه کافی ادامه یافته و به منظور توزیع یکنواخت نیروی کلی در محل وصله، با پیچ‌های اضافی به قطعه‌ای که روی آن قرار می‌گیرند، پیچ شود. در این حالت اندازه محل اتصال باید به منظور سازگاری با تعداد کل پیچ‌ها افزایش یابد.

۳- لبه ورق‌های پرکننده از طریق جوش گوشه به قطعه با ابعاد کوچکتر وصله‌شونده متصل شود. در هر حال برای این جوش‌ها رعایت محدودیت‌های مربوط به بعد حداقل و حداکثر جوش گوشه الزامی است.

مثال ۳: فرض کنید برای اتصال ورق‌های وصله یک عضو فولادی از اتصال پیچی و به صورت برشی و با عملکرد اتکایی استفاده شده است. اگر در این اتصال ضخامت ورق‌های پرکننده برابر ۲۰ میلی‌متر باشد، برای آنکه نیازی به ادامه دادن ورق‌های پرکننده از اطراف ورق اتصال نباشد، مقدار مقاومت برشی طراحی پیچ‌ها حدوداً چقدر باید در نظر گرفته شود؟ (فرض کنید سطح برش از قسمت دندانه شده می‌گذرد و پیچ‌ها از نوع پرمقاومت هستند)

محاسبات شهریور ۹۵ با تغییر

$$(۱) \quad 0.35 F_u A_{nb} \quad (۲) \quad 0.38 F_u A_{nb} \quad (۳) \quad 0.45 F_u A_{nb} \quad (۴) \quad 0.29 F_u A_{nb}$$

حل:

$$R_D = \phi R_n = 0.75 \times 0.45 F_u A_{nb} = 0.3375 F_u A_{nb}$$

طبق مورد ت از بند ۱۰-۹-۵ مقاومت برشی پیچ‌ها برای ورق‌های پرکننده‌ای که $(t > 6 \text{ mm})$ به اندازه کافی ادامه داده نمی‌شود باید با ضریبی کاهش داده شود:

$$\alpha = [1 - 0.154(t - 6)] \geq 0.85 \Rightarrow \alpha = [1 - 0.154 \times (20 - 6)] = 0.78 \neq 0.85$$

$$\Rightarrow 0.3375 F_u A_{nb} \times 0.85 = 0.29 F_u A_{nb}$$

گزینه ۴ صحیح است

۷-۶-۲- طراحی پیچ در اتصال اتکایی و پیش‌تنیده برای نیروی برشی و لنگر پیچشی

در اثر لنگر پیچشی وارده به اتصال، نیروهای برشی در پیچ‌ها وارد می‌شود. این نیروی برشی ناشی از پیچش وابسته به فاصله پیچ از مرکز سطح پیچ‌ها، سطح مقطع پیچ و مقدار لنگر پیچشی است. در حالتی که پیچ تحت برش + لنگر پیچشی است، طراحی پیچ‌ها براساس بیشترین نیروی نیروی ایجاد شده در پیچ بحرانی خواهد بود. برای دانستن اینکه کدام پیچ بیشترین نیرو را دارد باید مراحل زیر را انجام دهیم:

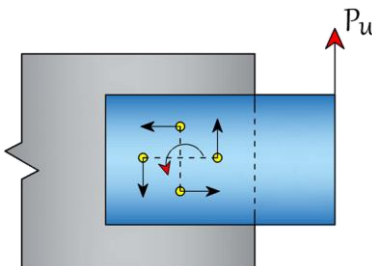
۱- محاسبه مرکز سطح پیچ‌ها

۲- ترسیم جهت نیروی برشی ناشی از نیروی خارجی در پیچ‌ها

۳- ترسیم جهت نیروی برشی ناشی از لنگر پیچشی در پیچ‌ها

برای پیدا کردن جهت برش ناشی از پیچش، ابتدا از مرکز سطح پیچ‌ها خطی به پیچ مورد نظر ترسیم کرده و سپس خط عمود دیگری به آن ترسیم می‌کنیم، در نهایت جهت تنش را، هم جهت با لنگر پیچشی ترسیم می‌کنیم.

۴- پیچی بیشترین نیرو را خواهد داشت که بیشترین فاصله را از مرکز سطح پیچ‌ها داشته و همچنین جهت تنش در آن ناشی از لنگر پیچشی و نیروی خارجی هم جهت باشند.



برای مثال در شکل رو به رو جهت لنگر پیچشی در مرکز سطح پیچ‌ها به صورت پاد ساعتگرد بوده و جهت تنش‌های ناشی از پیچش در پیچ‌ها طبق مراحل گفته شده نشان داده شده است. مشاهده می‌شود که در پیچ سمت راست جهت تنش ناشی از پیچش هم جهت با نیروی خارجی P_u بوده و بنابراین بیشترین تنش را خواهد داشت.

مقدار نیروی برشی ناشی از لنگر پیچشی در پیچ برابر است با:

$$F_{ty} = \frac{T \cdot x}{J} \times A_{nb} \quad , \quad F_{tx} = \frac{T \cdot y}{J} \times A_{nb} \quad (3-7)$$

$$J = \sum A_{nbi} r^2 = \sum A_{nbi} (x_i^2 + y_i^2) \quad (4-7)$$

همچنین مقدار نیروی برشی ناشی از نیروی خارجی وارده به صورت زیر می‌باشد:

$$F_{vy} = \frac{P_y}{n} \quad \& \quad F_{vx} = \frac{P_x}{n} \quad (5-7)$$

در نهایت برآیند نیروها در پیچ مورد نظر (بحرانی) برابر است با:

$$F_r = \sqrt{(F_{vx} \pm F_{tx})^2 + (F_{vy} \pm F_{ty})^2} \quad (6-7)$$

برای به دست آوردن قطر پیچ لازم برای اتصال باید مقدار نیرو از مقاومت طراحی پیچ کمتر باشد پس:

$$F_r \leq \phi A_{nb} F_{nv} \quad \& \quad \phi = 0.75 \quad (7-7)$$

در روابط فوق:

F_{ty} = تنش برشی در پیچ در جهت محور y ناشی از لنگر پیچشی

F_{tx} = تنش برشی در پیچ در جهت محور x ناشی از لنگر پیچشی

J = ممان اینرسی پیچشی

A_{nb} = سطح مقطع یک پیچ

x = فاصله افقی پیچ مورد نظر (بحرانی) از مرکز سطح پیچها

y = فاصله قائم پیچ مورد نظر (بحرانی) از مرکز سطح پیچها

P_x و P_y = نیروی خارجی در جهت x و y

T = مقدار لنگر پیچشی

F_{vx} = تنش برشی در پیچ در جهت محور x ناشی از نیروی برشی

F_{vy} = تنش برشی در پیچ در جهت محور y ناشی از نیروی برشی

n = تعداد پیچها در اتصال

مثال ۴: در اتصال اتکایی شکل زیر در صورتی که سطح برش خارج ناحیه دندانه شده قرار بگیرد در طراحی به روش *LRFD* حداقل قطر مناسب پیچ از نوع *A325* کدام است؟ ابعاد روی شکل به میلی‌متر بوده و سوراخ‌ها استاندارد هستند. فرض کنید اتصال از یک طرف بوده و پیچ‌ها دارای عملکرد یک برشه هستند (فقط از یک ورق اتصال استفاده شده است).

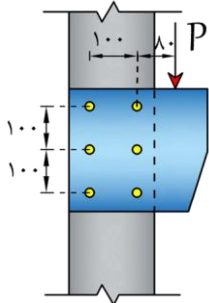
$$P_D = 50 \text{ kN}, P_L = 70 \text{ kN}$$

$$M_{22} \text{ (۱)}$$

$$M_{16} \text{ (۲)}$$

$$M_{20} \text{ (۳)}$$

$$M_{18} \text{ (۴)}$$



محاسبات مهر ۱۴۰۲

حل:

$$P_u = 1/2 \times 50 + 1/6 \times 70 = 17.2 \text{ kN}$$

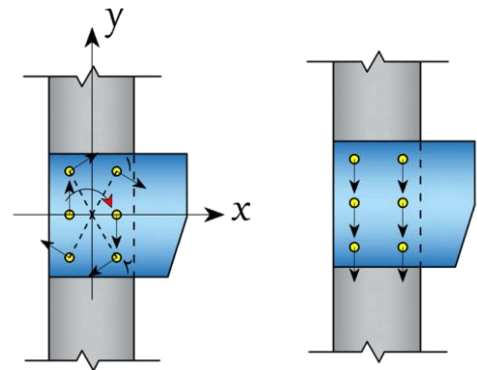
پیچ‌ها تحت اثر برش + پیچش هستند. بنابراین تنش‌های ناشی از برش مطابق شکل نشان داده شده در جهت $-y$ خواهند بود و همچنین جهت تنش‌های ایجاد شده ناشی از پیچش در هر یک از پیچ‌ها به صورت شکل سمت چپ نشان داده شده در زیر خواهد بود. پیچ‌های شماره ۱ و ۲ با توجه به اینکه فاصله بیشتری از مرکز سطح پیچ‌ها دارند و همچنین جهت تنش‌های ناشی از پیچش در آن‌ها، هم جهت با نیروی برشی خارجی است بنابراین بحرانی‌ترین پیچ‌ها خواهند بود و چون فاصله آن‌ها از مرکز سطح پیچ‌ها یکسان است، مقدار نیروی برشی در آن‌ها با یکدیگر برابر خواهد بود.

محاسبه نیروی برشی ناشی از برش وارده به هر یک از پیچ‌ها در جهت $-y$:

$$\downarrow F_{vy} = \frac{P_u}{6}$$

$$M_T = P_u \times (8 + 5) = 13P_u$$

$$I_x + I_y = 4A \times (5^2 + 10^2) + 2A \times 5^2 = 55.0A$$



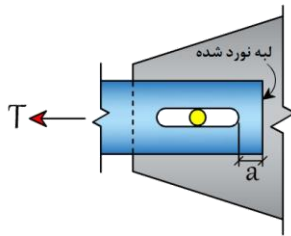
برش وارده در بحرانی‌ترین پیچ (پیچ سمت راست پایینی) ناشی از لنگر پیچشی برابر است با:

$$\downarrow F_{ty} = \frac{13P_u \times 5}{55.0A} \times A = 0.12P_u, \quad \overleftarrow{F_{tx}} = \frac{13P_u \times 10}{55.0A} \times A = 0.24P_u$$

$$F_r = \sqrt{\left(\frac{P_u}{6} + 0.12P_u\right)^2 + (0.24P_u)^2} = 0.37P_u \leq \phi F_{nv} A_b = 0.75 \times 0.55 \times 8000 \times \frac{\pi \times d^2}{4}$$

$$\Rightarrow 0.37 \times 17.2 \times 10^3 \leq 0.75 \times 0.55 \times 8000 \times \frac{\pi \times d^2}{4} \Rightarrow d \geq 15.7 \text{ cm} \quad \text{use } M_{16}$$

گزینه ۲ صحیح است.



محاسبات دی ۱۴۰۱ با تغییر

مثال ۵: برای اتصال یک تسمه فولادی که تحت نیروی کششی T قرار دارد به صفحه زیرین از پیچ $M24$ استفاده شده است و سوراخ لوبیایی بلند (با حداکثر ابعاد مجاز) مطابق شکل ایجاد شده است. حداقل فاصله قابل قبول a روی شکل به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

- (۱) 60 mm (۲) 24 mm (۳) 40 mm (۴) 30 mm

حل:

حداقل فاصله مرکز سوراخ استاندارد تا لبه برابر $1/5 d_b$ می‌باشد.

$$1/5 \times 24 = 36 \text{ mm}$$

چون سوراخ از نوع استاندارد نیست و طول سوراخ لوبیایی بلند عمود بر امتداد لبه است مقدار $0.75 d_b$ با آن باید اضافه شود:

$$36 + 0.75 \times 24 = 54 \text{ mm}$$

این مقدار فاصله باید از مرکز سوراخ رعایت شود و فاصله لبه تا ابتدای سوراخ برابر خواهد بود با:

$$54 - \frac{D}{2} = 54 - \frac{60}{2} = 24 \text{ mm}$$

گزینه ۲ صحیح است.

۷-۶-۳- طراحی پیچ در اتصال اتکایی، پیش‌تنیده و لغزش بحرانی برای نیروی کششی خالص

مقاومت کششی در اتصال اتکایی، پیش‌تنیده و لغزش بحرانی مشابه هم بوده و از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$R_D = n \phi F_{nt} A_{nb} \quad , \quad \phi = 0.75 \quad (۸-۷)$$

در روابط فوق:

n = تعداد کل پیچ‌ها

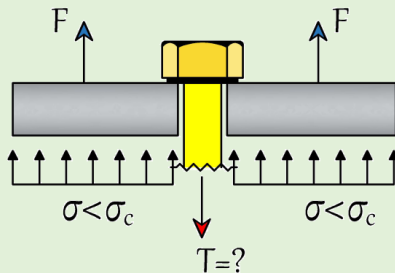
A_{nb} = سطح مقطع یک پیچ بوده و F_{nt} تنش کششی اسمی پیچ که از جدول زیر به دست می‌آید:

جدول (۸-۷): تنش کششی اسمی پیچ‌ها و میله‌های دندانه شده

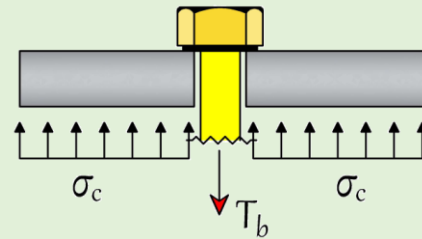
تنش کششی اسمی (F_{nt})	نوع وسیله اتصال
$0.75 F_u^{[۱]}$	پیچ‌های معمولی
$0.75 F_u$	پیچ‌های پرمقاومت
$0.75 F_u$	میله دندانه شده

[۱]: در پیچ‌های معمولی که طول گیره آن‌ها از پنج برابر قطرشان بیشتر است، مقادیر فوق باید به ازای هر ۲ میلی‌متر طول اضافی گیره، یک درصد کاهش داده شود. (طول گیره مجموعه ضخامت قطعات متصل شده می‌باشد)

یک گام فراتر: همانطور که در بخش‌های قبلی گفته شد در اتصالات پیش‌تنیده و لغزش بحرانی، پیچ‌ها دارای نیروی کششی تقریباً برابر $0.55F_u A_{nb}$ می‌باشند و حداکثر مقاومت کششی طراحی که یک پیچ می‌تواند تحمل کند برابر $0.75F_u A_{nb}$ می‌باشد. شاید به نظر برسد که یک پیچ پیش‌تنیده در یک اتصال نهایتاً بتواند نیروی کششی $0.7F_u A_{nb}$ را تحمل نماید ولی در واقعیت به این صورت نیست. برای درک بهتر این مسئله، به شکل‌های زیر که مربوط به یک اتصال پیش‌تنیده هست توجه نمایید.



(ب) پیکره آزاد اتصال بعد از اعمال بار کششی خارجی



(الف) پیکره آزاد اتصال قبل از اعمال بار کششی خارجی

در شکل الف که مربوط به پیکره آزاد قبل از اعمال بار خارجی است، پیچ تحت اثر نیروی کششی با مقدار پیش‌تنیدگی T_b قرار دارد. با تعادل استاتیکی می‌توان مقدار تنش یا نیرو در کل سطح را به صورت زیر به دست آورد:

$$T_b = \sigma_c A = F_c$$

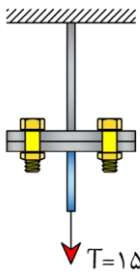
در شکل ب که مربوط به پیکره آزاد بعد از اعمال بار کششی خارجی است، مشاهده می‌شود که مقدار تنش در بین سطوح در تماس (بین دو ورق) کاهش پیدا کرده است و از تعادل استاتیکی می‌توان نوشت:

$$T = \sigma A + F$$

با افزایش نیروی کششی خارجی (F)، تنش در بین دو سطح کاهش می‌یابد و در نتیجه مقدار نیروی کششی در پیچ تقریباً ثابت خواهد ماند. به همین علت است که در اتصالات پیش‌تنیده و اصطکاکی مقاومت کششی مانند رابطه ارائه شده برای اتصال اتکایی است.

$$F \uparrow \Rightarrow \sigma \downarrow \Rightarrow T \approx \text{constant} \Rightarrow T \approx T_b$$

بنابراین می‌توان گفت تا زمانی که مقدار نیروی کششی خارجی (F)، از مقدار نیروی پیش‌تنیدگی پیچ‌ها بیشتر نباشد، نیروی کششی پیچ‌ها افزایش قابل توجهی نخواهند داشت.



مثال ۶: در اتصال پیچی اصطکاکی شکل مقابل، چنانچه تعداد پیچ‌ها ۲ عدد و قطر آن‌ها برابر ۲۰ میلی‌متر باشد، تنش کششی در پیچ‌ها به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (فرض کنید پیچ‌ها از نوع $A325$ و تنش کششی اولیه در آن‌ها برابر $0.55F_u$ می‌باشد).

محاسبات خرداد ۱۳۸۹

$$0.55F_u \quad (۴)$$

$$0.30F_u \quad (۳)$$

$$0.85F_u \quad (۲)$$

$$0.25F_u \quad (۱)$$

حل:

محاسبه نیروی پیش‌تنیدگی در پیچ‌ها و مقایسه با نیروی کششی وارده:

$$2 \times 0.55 \times 8000 \times \frac{\pi \times 20^2}{4} \approx 27646 \text{ kg} \leq 150.80 \text{ kg}$$

فصل ۸

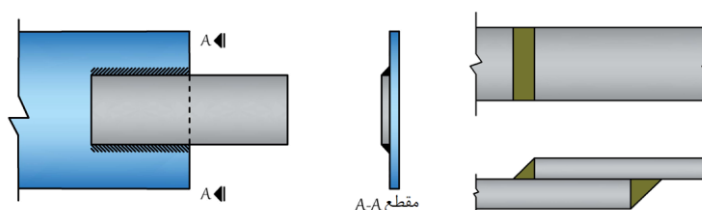
طراحی اتصالات جوشی و ترکیب جوش و پیچ

مقدمه

در این فصل به اصول و مبانی طراحی اتصالات جوشی و ترکیب اتصالات جوشی و پیچی پرداخته می‌شود. این فصل یکی از مهمترین فصل‌ها برای آزمون محاسبات بوده و معمولاً از فصل طراحی اتصالات پیچی و جوشی حداقل ۱ تست طرح می‌شود که با یادگیری کامل این فصل ۲ به راحتی می‌توان تست‌های این دو فصل را به درستی جواب داد.

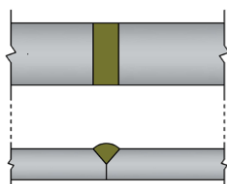
۸-۱- انواع جوش‌ها

الف) جوش گوشه: جوش گوشه متداول‌ترین جوش در ساختمان‌های فولادی است. از این جوش می‌توان در اتصال روی هم، اتصال سپری و اتصال گونیا استفاده کرد. در شکل زیر نمونه‌ای از جوش‌های گوشه نشان داده شده است.

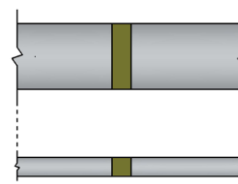


شکل (۸-۱) نمونه‌ای از جوش‌های گوشه

ب) جوش شیار: جوش‌های شیار می‌توانند با نفوذ کامل و یا نفوذ نسبی (ناقص) باشند. از جوش شیار با نفوذ کامل برای یک‌سر کردن تمام قدرت ورق‌ها و برقراری درز جوش‌های تمام قدرت استفاده می‌شود. اگر فلز جوش تمام فاصله قطعه را پر کند به آن جوش شیار با نفوذ کامل می‌گویند، ولی در صورتی که جوش شیار در عمق قطعات نفوذ نکند به آن جوش شیار با نفوذ نسبی می‌گویند. در شکل زیر نمونه‌ای از جوش شیار با نفوذ کامل و نسبی نشان داده شده است.



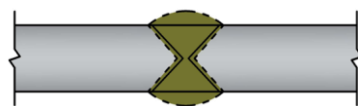
الف) جوش شیار با نفوذ نسبی (ناقص)



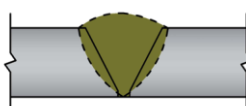
الف) جوش شیار با نفوذ کامل

شکل (۸-۲) نمونه‌ای از جوش‌های شیار با نفوذ کامل و نسبی

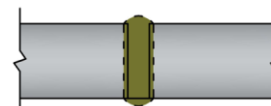
برای انجام جوش شیار با نفوذ کامل در دو لبه مجاور هم، لازم است لبه‌های کار به منظور نفوذ کامل جوش آماده گردند. در شکل زیر انواع آماده‌سازی لبه‌ها ارائه شده است.



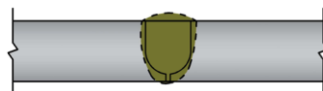
(پ) جناغی دوطرفه



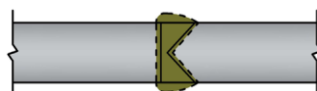
(ب) جناغی یک‌طرفه



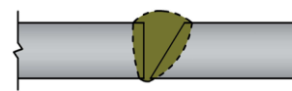
(الف) ساده



(ج) لاله‌ای



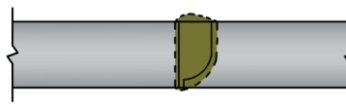
(ث) نیم جناغی دوطرفه



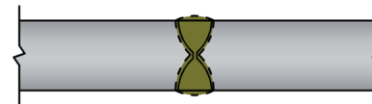
(ت) نیم جناغی



(خ) نیم لاله‌ای دوطرفه



(ج) نیم لاله‌ای



(چ) لاله‌ای دوطرفه

شکل (۸-۳) انواع جوش شیار

پ) جوش کام: به جوش به کار رفته در داخل سوراخ لوبیایی شکل داخل یک ورق گفته می‌شود که آن را به سطح قطعه فلزی دیگری متصل می‌نماید.

ت) جوش انگشتانه: به جوش به کار رفته در داخل سوراخ دایره‌ای شکل داخل یک ورق گفته می‌شود که آن را به سطح قطعه فلزی دیگری متصل می‌نماید.

در شکل زیر جوش کام و انگشتانه برای یک اتصال نشان داده شده است.



شکل (۴-۸) جوش کام و انگشتانه

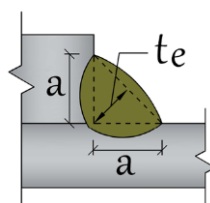
۸-۱-۲- مساحت موثر در جوش‌های کام و انگشتانه

سطح مقطع موثر در برابر برش برای جوش‌های انگشتانه و کام به ترتیب مساوی مساحت اسمی سوراخ و شکاف در صفحه برش در نظر گرفته می‌شود.

۸-۱-۳- ضخامت موثر در جوش‌های گوشه و شیار

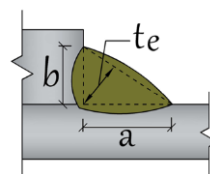
الف) ضخامت موثر در جوش‌های گوشه با ساق‌های مساوی:

$$t_e = \frac{\sqrt{2}}{2} a = 0.707a$$



ب) در جوش‌های گوشه با ساق‌های نامساوی:

$$t_e = \frac{ab}{\sqrt{a^2 + b^2}}$$

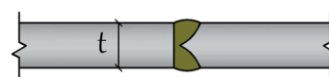


مساحت موثر در جوش‌های شیار و گوشه برابر است با ضخامت موثر در طول کل طول جوش

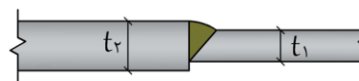
ج) ضخامت موثر در جوش‌های شیار با نفوذ کامل به صورت زیر در نظر گرفته می‌شود:

اتصال لب‌به‌لب:

$$t_e = t$$

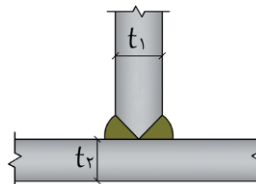


$$t_e = \min \{t_1, t_2\}$$



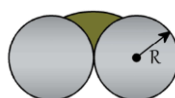
اتصال کنج و سپری:

$$t_e = t_1$$



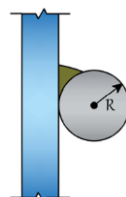
اتصال دو لبه گرد:

$$t_e = 0.5R$$



اتصال لبه گرد و لبه تخت:

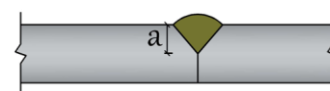
$$t_e = 0.3R$$



(د) ضخامت موثر در جوش‌های شیاری با نفوذ نسبی:

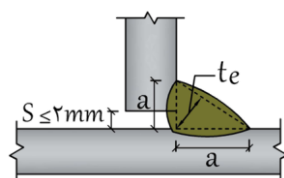
در این نوع جوش‌ها ضخامت موثر برابر با عمق شیار جوش منهای 3 mm در نظر گرفته می‌شود.

$$t_e = a - 3 \text{ mm}$$

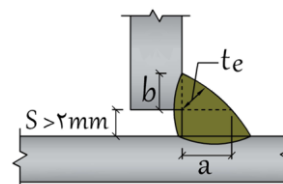


۸-۳-۱-۱- رواداری جوش‌ها

قطعاتی که باید به وسیله جوش گوشه به یکدیگر جوش شوند، باید تا حد امکان در تماس نزدیک با یکدیگر باشند. فاصله ریشه (بازشدگی درز) نباید از ۵ میلی‌متر بزرگ‌تر شود. اگر فاصله ریشه جوش گوشه از ۲ میلی‌متر بزرگ‌تر شود، اندازه ساق‌های جوش مندرج در نقشه باید به اندازه آن افزایش یابد، یا مهندس طراح باید تایید نماید که ضخامت موثر گلولی مورد نظر طراحی حاصل شده است. بنابراین:



$$t_e = 0.707a$$



$$t_e = \frac{ab}{\sqrt{a^2 + b^2}}$$

بازشدگی بین سطوح در تماس جوش‌های انگشتانه و کام و همچنین فاصله بین تسمه پشت‌بند با ورق در درزهای لب‌به‌لب نباید از ۲ میلی‌متر بزرگ‌تر شود. استفاده از مصالح پرکننده مجاز نیست مگر اینکه استفاده از آن در نقشه‌ها تصریح شده باشد یا به تأیید مهندس طراح برسد.

۸-۱-۴- محدودیت‌های انواع جوش‌ها

الف) محدودیت‌های جوش‌های گوشه

۱- طول موثر جوش گوشه نباید از ۴ برابر بعد آن کمتر باشد:

(۱-۸)

$$L_e \geq 4a_w \Rightarrow a_w \leq \frac{1}{4}L$$

۲- حداقل بعد جوش‌های گوشه نباید از بعد مورد نیاز برای انتقال بارهای محاسبه شده و اندازه‌های نشان داده شده در جدول (۱-۸) کوچکتر انتخاب شود. حداقل بعد جوش با یک بار عبور تابع ضخامت قطعه نازک‌تر بوده و در هر حال نباید از ضخامت قطعه نازک‌تر بیشتر باشد.

جدول (۱-۸) حداقل بعد جوش گوشه با یک بار عبور

ضخامت قطعه نازک‌تر	حداقل بعد جوش گوشه
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 صورتی که نتوان ضخامت‌های حداقل فوق را با یک بار عبور تامین نمود، باید از پیش گرمایش یا فرآیندهای کم هیدروژن استفاده کرد
 - در سازه‌های تحت بار دینامیکی با تکرار زیاد حداقل بعد جوش گوشه برابر ۵ میلی‌متر است. بارهای ناشی از باد و زلزله در ردیف بارهای دینامیکی با تکرار زیاد قرار نمی‌گیرند.
- ۳- حداکثر بعد جوش‌های گوشه در لبه قطعات متصل‌شونده برای قطعات با ضخامت کوچک‌تر از ۶ میلی‌متر برابر ضخامت قطعه و برای قطعات با ضخامت بیش از ۶ میلی‌متر برابر ضخامت قطعه منهای ۲ میلی‌متر است.

نکته: هر چند در مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان برای جوش‌های گوشه در اتصال سپری محدودیتی ارائه نشده است لیکن در برخی مراجع پیشنهاد شده است که حداکثر بعد جوش گوشه برابر ضخامت نازک‌ترین قطعه متصل‌شونده در نظر گرفته شود.

۴- در اتصال انتهایی اعضای محوری، طول موثر هر خط جوشی که به صورت طولی بارگذاری شده است نباید از ۱۰۰ برابر بعد جوش تجاوز نماید. در صورت نیاز به طول جوش بیش از ۱۰۰ برابر بعد جوش طول موثر آن باید به شرح زیر با ضریب β کاهش داده شود:

$$L_e = \beta L, \quad 0.6 \leq \beta = 1/2 - 0.002 \left(\frac{L}{a} \right) \leq 1/0 \quad (2-8)$$

۵- استفاده از جوش‌های گوشه منقطع برای انتقال نیروها در اتصال جان به بال تیرهای ساخته شده از ورق (تیر ورق‌ها)، اتصال ورق‌های تقویتی بال، اتصال قطعات سخت‌کننده به جان تیرورق و برای اتصال اجزای اعضای ساخته‌شده از ورق مجاز است. طول موثر قطعات جوش منقطع نباید از مقادیر زیر بیشتر شود:

- ۱- استفاده از جوش انگشتانه و کام برای انتقال برش در اتصال‌های پوششی یا جلوگیری از کمانش در عناصر روی هم آمده در اعضای ساخته شده مجاز است.
 - ۲- قطر سوراخ در جوش انگشتانه نباید از ضخامت قطعه سوراخ شده به اضافه ۸ میلی‌متر کمتر باشد. همچنین قطر مورد اشاره نباید از قطر حداقل به اضافه ۳ میلی‌متر یا ۲/۲۵ برابر ضخامت جوش بزرگ‌تر شود.
 - ۳- حداقل فاصله مرکز تا مرکز سوراخ‌های جوش‌های انگشتانه ۴ برابر قطر سوراخ است.
 - ۴- در جوش کام، طول شکاف نباید از ۱۰ برابر ضخامت جوش بزرگ‌تر باشد.
 - ۵- در جوش کام، پهنای شکاف نباید از ضخامت قطعه بریده شده به اضافه ۸ میلی‌متر کوچک‌تر و از ۲/۲۵ ضخامت جوش بزرگ‌تر باشد.
 - ۶- انتهای شکاف یا باید نیم‌دایره‌ای یا خطی مستقیم باشد که گوشه‌های آن تبدیل به ربعی از دایره (با شعاعی بزرگ‌تر از ضخامت قطعه حاوی شکاف) می‌شود مگر اینکه انتهای شکاف به لبه قطعه منتهی شده باشد.
 - ۷- حداقل فاصله مرکز تا مرکز شکاف‌ها در امتداد عمود بر طول، ۴ برابر پهنای شکاف و حداقل فاصله مرکز تا مرکز شکاف‌ها در امتداد طول، ۲ برابر طول شکاف است.
 - ۸- ضخامت جوش انگشتانه و کام در قطعاتی که ضخامت آن‌ها کوچک‌تر یا مساوی ۱۶ میلی‌متر است باید برابر با ضخامت قطعه و در قطعاتی که ضخامت آن‌ها بیش از ۱۶ میلی‌متر است باید برابر با بزرگ‌ترین دو مقدار نصف ضخامت قطعه و ۱۶ میلی‌متر در نظر گرفته شود.
- در شکل‌های زیر این محدودیت‌ها برای جوش‌های انگشتانه و کام نشان داده شده است:

$$D_{min} = t_p + 8 \text{ mm}$$

$$D_{max} = \max \{ t_p + 11 \text{ mm}, 2/25 a_w \}$$

$$\text{if } t_p \leq 16 \text{ mm} \Rightarrow a_w = t_p$$

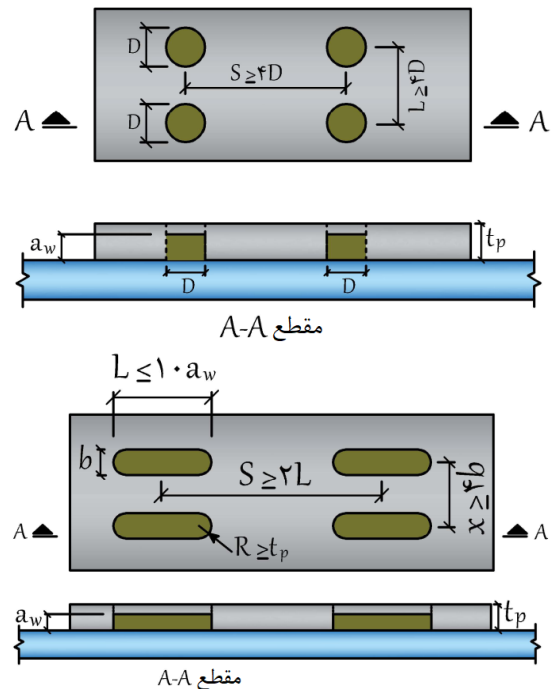
$$\text{if } t_p > 16 \text{ mm} \Rightarrow a_w \geq \max \left\{ \frac{t_p}{2}, 16 \text{ mm} \right\}$$

$$b_{min} = t_p + 8 \text{ mm}$$

$$b_{max} = 2/25 a_w$$

$$\text{if } t_p \leq 16 \text{ mm} \Rightarrow a_w = t_p$$

$$\text{if } t_p > 16 \text{ mm} \Rightarrow a_w \geq \max \left\{ \frac{t_p}{2}, 16 \text{ mm} \right\}$$

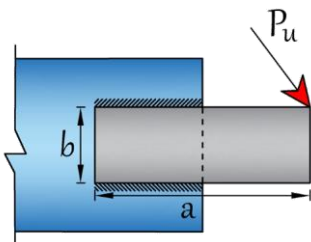


۸-۳-۱-۲- جوش گوشه تحت اثر نیروی برشی و لنگر پیچشی

در این حالت نیروی خارجی با خروج از مرکزیت نسبت به مرکز سطح جوش‌ها وارد می‌شود و همچنین نیرو و خطوط جوش در یک صفحه واقع شده‌اند. برای طراحی جوش و به دست آوردن بعد جوش لازم، ابتدا باید نقطه‌ای را پیدا کنیم که در آن تنش دارای بیشترین مقدار است. طراحی جوش‌ها براساس بیشترین تنش ایجاد شده در بحرانی‌ترین نقطه صورت می‌گیرد.

برای پیدا کردن بحرانی‌ترین نقطه (بیشترین تنش) از جوش باید به صورت زیر عمل کنیم.

در شکل نشان داده شده مشاهده می‌شود که نیرو با خروج از مرکزیت نسبت به مرکز سطح جوش وارد می‌شود و همچنین خطوط جوش و نیروها در یک صفحه می‌باشند، در چنین حالتی جوش‌ها تحت اثر برش و پیچش خواهند بود که باید برآیند این نیروها را در بحرانی‌ترین نقطه به صورت مراحل زیر به دست آوریم:

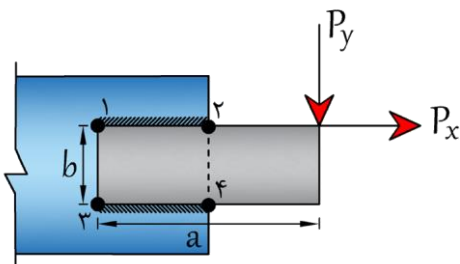


۳۷

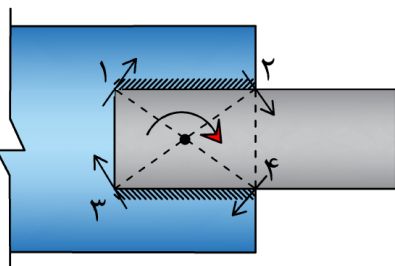
۱- ابتدا نیروی وارده را در جهت‌های x و y تجزیه می‌کنیم و جهت تنش‌های ناشی از نیروی P_x و P_y نشان می‌دهیم که در همه نقاط از جوش، تنش‌های در جهت $+x$ و همچنین در جهت $-y$ وجود دارند.

۲- با لنگر گیری حول مرکز سطح جوش‌ها مقدار لنگر پیچشی را محاسبه می‌کنیم که در این مثال مقدار لنگر پیچشی به صورت ساعتگرد خواهد بود و مقدار آن برابر است با:

$$M_T = P_x \times \frac{b}{2} + P_y \times a$$



۳- بحرانی‌ترین نقطه یا نقاط، نقاطی خواهند بود که هم بیشترین فاصله را از مرکز سطح جوش‌ها داشته باشند و همچنین جهت تنش‌های ناشی از لنگر پیچشی با جهت تنش‌های ناشی از نیروهای P_x و P_y هم‌جهت باشند. برای این مثال، ۴ نقطه از جوش که بیشترین فاصله را از مرکز سطح جوش‌ها دارند نشان داده شده است.



برای نشان دادن جهت تنش ناشی از لنگر پیچشی M_T در این نقاط، ابتدا یک خط از مرکز سطح جوش‌ها را به نقطه مورد نظر ترسیم می‌کنیم. در گام بعدی برای هر یک از خطوط ترسیم شده خطی عمود بر آن ترسیم می‌نماییم. سپس جهت تنش را طوری ترسیم می‌کنیم که هم‌جهت با لنگر پیچشی باشند. در شکل روبه‌رو این گام‌ها برای ۴ نقطه از جوش که بیشترین فاصله را از مرکز سطح جوش‌ها دارند نشان داده شده است.

مشاهده می‌شود که در نقطه ۲ جهت تنش ناشی از لنگر پیچشی به سمت پایین و در جهت $+x$ می‌باشد، که دقیقاً هم جهت با نیروهای P_x و P_y می‌باشد، پس این نقطه از جوش بحرانی‌ترین نقطه (دارای بیشترین تنش) خواهد بود و ملاک طراحی اتصال جوشی می‌باشد.

تنش‌های ناشی از نیروهای وارده به صورت زیر محاسبه می‌شوند:

تنش در واحد طول ناشی از نیروهای P_x و P_y :

$$f_{vy} = \frac{P_y}{\sum L_w} \quad (7-8)$$

$$f_{vx} = \frac{P_x}{\sum L_w} \quad (8-8)$$

تنش در واحد طول ناشی از لنگر پیچشی:

$$f_{Ty} = \frac{M_T \times y}{I_x + I_y} \quad (9-8)$$

$$f_{Tx} = \frac{M_T \times x}{I_x + I_y} \quad (10-8)$$

در نهایت برآیند نیروها (تنش در واحد طول) برابر خواهد بود با:

$$f_r = \sqrt{(f_{Tx} \pm f_{vx})^2 + (f_{Ty} \pm f_{vy})^2} \quad (11-8)$$

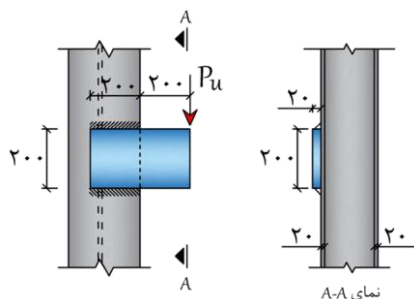
این تنش (در واحد طول) باید از ارزش جوش گوشه کمتر باشد یعنی:

$$f_r = \sqrt{(f_{Tx} \pm f_{vx})^2 + (f_{Ty} \pm f_{vy})^2} \leq \phi F_{nw} t_e \quad (12-8)$$

نکته: محاسبات برای مشخصات جوش با فرض $t_e = 1/0$ انجام می‌شود و در نهایت تنش به دست آمده در واحد طول با ارزش جوش مقایسه می‌شود. بنابراین در هنگام محاسبات براساس واحدهای میلی‌متر یا سانتی‌متر، در هر دو حالت t_e را باید برابر ۱ در نظر بگیریم.

مثال ۳: اتصال نشان داده شده در شکل زیر تحت اثر نیروی $P_u = 162 \text{ kN}$ قرار دارد. براساس روش $LRFD$ و فقط کنترل مقاومت فلز جوش، حداقل بعد محاسباتی جوش گوشه به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ الکتروود مصرفی از نوع $E60$ و $F_y = 240 \text{ MPa}$ و $E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$ فرض شود. در شکل ابعاد به میلی‌متر است.

اسفند ۱۴۰۲



۱۰ mm (۱)

۱۲ mm (۲)

۸ mm (۳)

۱۵ mm (۴)

حل:

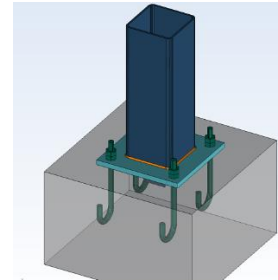
جوش تحت برش + پیچش قرار دارد و نقاط بحرانی بالاترین نقطه در سمت راست و پایین‌ترین نقطه در سمت راست می‌باشد.

$$P_u = 162 \text{ kN} = 162 \times 10^3 \text{ kg} \quad , \quad M_u = 162 \times 10^3 \times 30 = 4860 \times 10^3 \text{ kg.cm}$$

فصل ۹

طراحی کف ستون‌ها

از کفستون‌ها (صفحه ستون) برای انتقال بارهای ستون‌های فولادی به پی استفاده می‌شود. کفستون‌ها بارهای وارده را به سطح بزرگتری در پی منتقل می‌کنند و بنابراین تنش در پی را کمتر می‌کنند. اتصال کفستون‌ها به پی به کمک لچکی‌هایی که به ستون متصل می‌شود انجام می‌گیرد. اتصال کفستون به پی از طریق میل‌مه‌ارها انجام می‌گیرد. نقش میل‌مه‌ارها تامین مقاومت کششی و مقاومت برشی در اتصال کفستون به پی می‌باشد. در شکل زیر نمونه‌ای کفستون‌ها و میل‌مه‌ارها نشان داده شده است.



شکل (۱-۹) اجرای کفستون‌ها در پی

۱-۹- مقاومت اتکایی کفستون‌ها

کفستون‌ها باید به گونه‌ای طراحی شوند که بتوانند کلیه نیروها را به پی منتقل نمایند. این نیروها می‌توانند نیروهای محوری، برشی، لنگر خمشی و لنگر پیچشی باشند.

۱-۹-۱- مقاومت اتکایی کفستون‌های با تکیه‌گاه بتنی

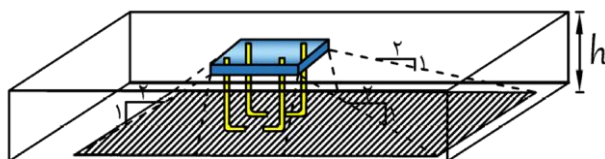
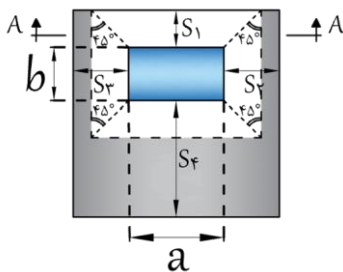
مقاومت اتکایی طراحی کفستون‌هایی که فشار مستقیم بر روی تکیه‌گاه بتنی وارد می‌شود از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$P_p = 0.185 f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1.7 f'_c A_1, \quad \phi_c = 0.65 \quad (1-9)$$

در رابطه فوق:

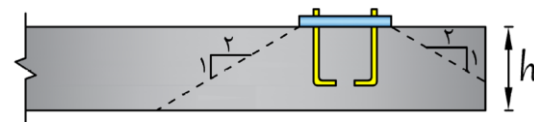
A_1 = سطح ورق کفستون یا ورق نشیمن در تماس با تکیه‌گاه بتنی ($A_1 = ab$)

A_2 = حداکثر سطحی از تکیه‌گاه بتنی هم مرکز با ورق کفستون یا ورق نشیمن که در پلان و عمق تکیه‌گاه بتنی مطابق شکل‌های ارائه شده در زیر محدود می‌شود.



$$S = \min \{S_1 \& S_2 \& S_3 \& S_4\} \geq 2h$$

$$A_2 = (a + 4h)(b + 4h)$$



$$S = \min \{S_1 \& S_2 \& S_3 \& S_4\} < 2h$$

$$A_2 = (a + 2S)(b + 2S)$$

شکل (۱-۱) مقدار سطح A_2 برای انواع حالت‌ها

نکته ۱: در صورتی که $A_2 \geq 4A_1$ باشد مقدار مقاومت اتکایی (P_p) برابر $1.7 f'_c A_1$ خواهد بود.

۹-۱-۲- مقاومت اتکایی کفستون‌های با تکیه‌گاه مصالح بنایی با آجر فشاری و ملات ماسه‌سیمان

مقاومت اتکایی طراحی کفستون‌هایی که فشار مستقیم بر روی تکیه‌گاه مصالح بنایی با آجر فشاری و ملات ماسه‌سیمان وارد می‌شود از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$P_p = F_p A_p, \quad \phi_c = 0.65 \quad (2-9)$$

در رابطه فوق:

A_p = سطح اتکاء در تماس با تکیه‌گاه برحسب میلی‌متر مربع

F_p = تنش اتکایی اسمی و مساوی ۴ مگاپاسکال

۹-۱-۳- مقاومت اتکایی کفستون‌های با تکیه‌گاه مصالح بنایی یا سنگ آهکی یا ماسه سنگ متراکم و ماسه‌سیمان

$$P_p = F_p A_p, \quad \phi_c = 0.65 \quad (3-9)$$

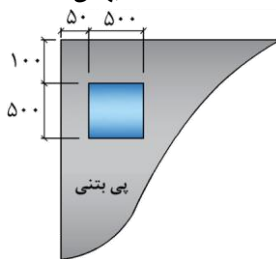
در رابطه فوق:

A_p = سطح اتکاء در تماس با تکیه‌گاه برحسب میلی‌متر مربع

F_p = تنش اتکایی اسمی و مساوی ۶ مگاپاسکال

مثال ۱: برای کف ستون نشان داده شده در شکل زیر، مقاومت اتکایی طراحی در زیر ورق کف ستون حدوداً چقدر است؟ فرض کنید ضخامت پی بتنی یک متر، f_c = مقاومت مشخصه فشاری بتن و A = سطح ورق کف ستون است (ابعاد به میلی‌متر است).

بهمن ۱۳۹۴



$$(1) \quad 0.66 f_c A$$

$$(2) \quad 0.185 f_c A$$

$$(3) \quad 0.172 f_c A$$

$$(4) \quad 0.155 f_c A$$

حل:

$$A = A_1 = 50 \times 50 = 2500 \text{ cm}^2$$

$$P_p = 0.185 f_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 0.172 f_c A_1$$

$$h = 100 \text{ cm}, \quad a = 50 \text{ cm}$$

$$a \leq 2h \Rightarrow A_2 = (2a + b)^2 = (2 \times 50 + 50)^2 = 3600 \text{ cm}^2 \leq 4A_1$$

$$\phi_c P_p = 0.65 \times 0.185 \times f_c A \sqrt{\frac{3600}{2500}} = 0.66 f_c A$$

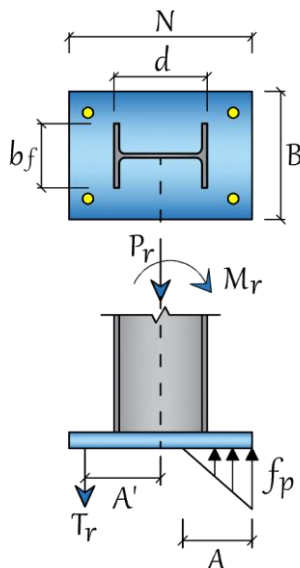
گزینه ۱ صحیح است

۹-۲- تحلیل و طراحی کف‌ستون‌ها

کف ستون‌ها باید به گونه‌ای طراحی شوند که نیروهای ستون را به پی به نحو مناسبی انتقال دهند. در کتاب راهنمای شماره ۱ آیین نامه *AISC* دو روش تحلیل و طراحی برای کف ستون ارائه شده است. این روش‌ها شامل روش توزیع یکنواخت تنش اتکائی و روش توزیع مثلثی تنش اتکائی می‌باشند. روش توزیع یکنواخت تنش به عنوان روش اصلی و روش توزیع مثلثی تنش به عنوان روش جایگزین در راهنمای شماره ۱ آیین نامه *AISC* معرفی شده است. مطالب این بخش براساس ویرایش سوم راهنمای شماره ۱ که در سال ۲۰۲۴ منتشر شده است ارائه شده است.

۹-۲-۱- روش توزیع مثلثی تنش اتکائی

در این روش توزیع تنش در زیر کف ستون به صورت مثلثی مطابق آنچه که در شکل زیر نشان داده شده است می‌باشد.



شکل (۹-۲) توزیع مثلثی تنش در زیر ورق کف ستون

دو حالت زیر در طراحی کف‌ستون‌ها ممکن است رخ دهد:

الف) خروج از مرکزیت کمتر یا مساوی یک ششم بعد کف‌ستون باشد ($e \leq \frac{N}{6}$)

چنانچه کف‌ستونی با ابعاد $N \times B$ تحت اثر نیروی محوری فشاری و لنگر خمشی قرار گرفته باشد یا اینکه نیروی محوری فشاری به تنهایی و با خروج از مرکزیت به کف‌ستون وارد شود در این صورت توزیع تنش در زیر کف‌ستون به صورت مثلثی خواهد بود و مقدار تنش‌های ایجاد شده از طریق روابط مقاومت مصالح به صورت زیر به دست می‌آید:

تنش‌های ناشی از نیروی محوری:

$$f_{pa} = \frac{P_r}{A_1} \quad (۴-۹)$$

تنش‌های ناشی از لنگر خمشی:

$$f_{pb} = \frac{M_r}{S} \quad (۵-۹)$$

در روابط قبلی:

P_r = نیروی محوری وارده به کفستون

M_r = لنگر وارده به کفستون

A_1 = سطح مقطع کفستون و برابر $N \times B$

S = اساس مقطع الاستیک ورق کفستون که به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$S = \frac{I}{C} = \frac{B \times N^3}{12 \times \frac{N}{6}} = \frac{BN^3}{6} \quad (۶-۹)$$

در رابطه فوق N بعد کفستون در جهت لنگر خمشی وارده بود و B بعد کفستون عمود بر جهت لنگر خمشی وارده می‌باشد.

نکته ۲: در صورتی که لنگر خمشی و نیروی محوری به ستون وارد شود مقدار خروج از مرکزیت به صورت زیر قابل محاسبه است:

$$e = \frac{M_r}{P_r}$$

لنگر خمشی باعث ایجاد تنش‌های کششی و فشاری می‌شود و در یک سمت باعث کاهش تنش و در سمت دیگر باعث افزایش تنش خواهد شد. مقدار تنش‌های حداکثر و حداقل با در نظر گرفتن بار محوری و لنگر خمشی در زیر کفستون به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$f_{pmin} = f_{pa} - f_{pb} = \frac{P_r}{N \times B} - \frac{6M_r}{BN^2} \quad (۷-۹)$$

$$f_{pmax} = f_{pa} + f_{pb} = \frac{P_r}{N \times B} + \frac{6M_r}{BN^2} \quad (۸-۹)$$

در صورتی که تنش‌های ناشی از نیروی محوری و لنگر خمشی برابر باشد در این صورت مقدار تنش در یک انتهای کفستون برابر صفر خواهد بود.

$$f_{pa} = f_{pb} \Rightarrow \frac{P_r}{N \times B} = \frac{6M_r}{BN^2}, \quad M_r = P_r e$$

$$\Rightarrow \frac{P_r}{N \times B} = \frac{6P_r e}{BN^2} \Rightarrow e = \frac{N}{6}$$

پس اگر مقدار خروج از مرکزیت برابر $\frac{N}{6}$ باشد در یک انتهای کفستون مقدار تنش برابر صفر خواهد بود که این مقدار $e = \frac{N}{6}$ ، خروج از مرکزیت e_{kern} نامیده می‌شود.

در نهایت مقدار حداکثر تنش ایجاد شده در زیر ورق کفستون باید از حداکثر تنش مقاوم طراحی کمتر باشد:

$$f_{pmax} \leq f_{p \text{ موجود}} = \phi \times 0.85 f'_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq \phi \times 1.7 f'_c \quad (۹-۹)$$

$$V_{hr} = \frac{68 \times 5}{2} + \frac{2 \times 414}{5} = 335.6 \text{ kN}$$

گزینه ۱ صحیح است.

۱۱-۶-۱-۴- برش در چشمه اتصال

برش در برابر چشمه اتصال باید الزامات فصل بارهای متمرکز را اقلان نماید که در آن مقاومت برشی مورد نیاز این چشمه می‌تواند براساس لنگر خمشی انتهایی تیر تحت اثر ترکیبات بارگذاری متعارف تعیین شود.

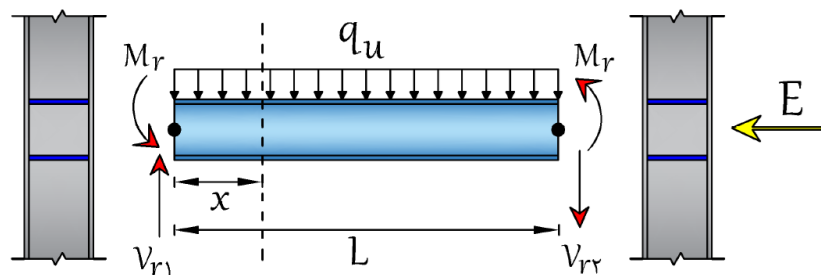
۱۱-۶-۱-۵- مقاومت مورد نیاز وصله تیرها در قاب خمشی معمولی

وصله مستقیم تیرها باید با استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل انجام شود. وصله غیر مستقیم تیرها می‌تواند از نوع جوشی یا پیچی باشد. در این نوع قاب‌های خمشی، مقاومت‌های مورد نیاز وصله تیرها باید به شرح زیر در نظر گرفته شود:

الف) مقاومت خمشی مورد نیاز براساس لنگر خمشی به‌دست آمده از پیکره آزاد شکل (۱۱-۴) در محل وصله بدست می‌آید. در هر حال مقاومت خمشی مورد نیاز نباید از لنگر پلاستیک کوچکترین مقطع وصله شونده تیر کمتر در نظر گرفته شود.

ب) مقاومت برشی مورد نیاز وصله تیرها باید براساس نیروی برشی به‌دست آمده از نمودار پیکره آزاد شکل (۱۱-۴) در محل وصله تعیین می‌شود. در هر حال این مقاومت برشی مورد نیاز نباید از $0.6 F_y A_w \times 0.5$ کمتر در نظر گرفته شود.

پ) مقاومت محوری مورد نیاز وصله تیرها (در صورت وجود) باید براساس تحلیل سازه در برابر ترکیبات بارگذاری متعارف تعیین شود.



شکل (۱۱-۴) نمودار پیکره آزاد تیرهای باربر لرزه‌ای در قاب خمشی معمولی برای تعیین نیرو در محل وصله

در صورتی که جهت زلزله را از راست به چپ در نظر بگیریم آنگاه برای فاصله مشخصی از انتهای تیر، مقدار لنگر خمشی مورد نیاز برای وصله تیر به صورت زیر به دست می‌آید:

$$M_{\text{مورد نیاز وصله}} = \max \left(M_r - V_{r1}x + q_u \frac{x^2}{2}, M_r - V_{r2}(L-x) - q_u \frac{(L-x)^2}{2} \right) \geq M_p$$

کوچکترین مقطع وصله شونده تیر

همچنین مقدار مقاومت برشی مورد نیاز در محل وصله تیر به صورت زیر خواهد بود:

$$V_{\text{مورد نیاز وصله}} = \max \left\{ \begin{array}{l} V_{r1} - q_u x \\ V_{r2} + q_u (L - x) \end{array} \right\} \geq 0.5 \times 0.6 F_y A_w$$

نکته ۱: در تعیین نیروی نیروهای مورد نیاز برای طراحی تیر، طراحی اتصال یا تعیین نیروی مورد نیاز در محل اتصال به دلیل اینکه نیروهای مورد نیاز با استفاده از نیروی زلزله محدود به ظرفیت به دست می‌آیند (وجود نیروی زلزله) ترکیب بار $1/2D + 1/6L$ نمی‌تواند مورد استفاده قرار بگیرد و از ترکیب بار $1/2D + L + E$ استفاده می‌شود.

۱۱-۶-۲- الزامات لرزه‌ای قاب‌های خمشی متوسط (IMF)

قاب‌های خمشی متوسط (IMF) به قاب‌هایی اطلاق می‌شوند که در برابر نیروی جانبی زلزله بتوانند تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی محدودی را تحمل کنند.

۱۱-۶-۲-۱- محدودیت تیرها و ستون‌ها

در قاب‌های خمشی متوسط، تیرها و ستون‌ها باید دارای شرایط زیر باشند:

الف) اجزای مقاطع تیرها و ستون‌ها باید از نوع فشرده لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} باشند.

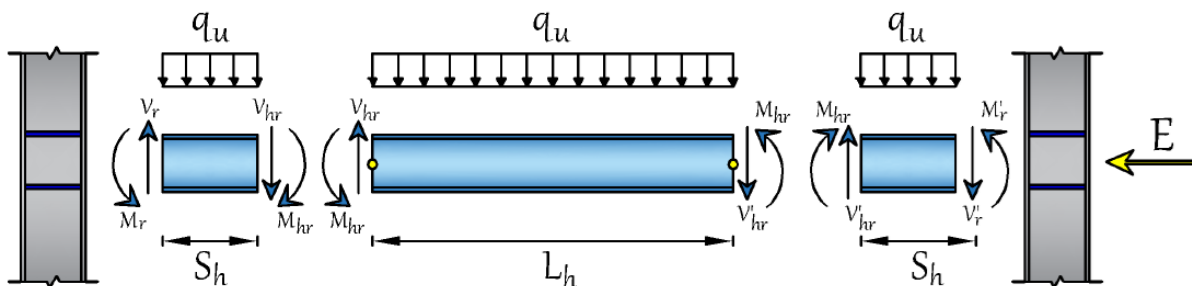
ب) استفاده از ستون‌های با مقطع متشکل از چند نیم‌رخ بست‌دار مجاز نیست.

پ) استفاده از تیرهای با جان سوراخ‌دار و با سوراخ‌های متوالی (لانه زنبوری) به عنوان اعضای باربر جانبی مجاز نیست. در صورت لزوم به ایجاد سوراخ در جان تیر، این سوراخ باید خارج از ناحیه حفاظت شده دو انتهای تیر و در یک سوم میانی طول دهانه تیر قرار گیرد. اطراف سوراخ باید به نحوی تقویت شود که مقاومت برشی و خمشی تیر با احتساب آثار ناشی از خمش ثانویه به طور کامل فراهم گردد.

ت) در نواحی غیر از ناحیه حفاظت شده دو انتهای تیر، تغییر تدریجی در پهنا یا ضخامت از ورق بزرگتر به ورق کوچک‌تر، باید با شیب حداکثر $1/10$ به $2/5$ صورت گیرد. در ناحیه حفاظت شده هرگونه تغییر در پهنا یا ضخامت بال و سوراخ‌کاری باید براساس آزمایش‌های تایید شده و در خصوص اتصالات پیش‌تایید شده مندرج در بخش ۱۰-۳-۷، براساس ضوابط آن بخش باشد.

۱۱-۶-۲-۲- مقاومت‌های مورد نیاز و موجود تیر در قاب‌های خمشی متوسط

الف) مقاومت برشی مورد نیاز تیر (V_r) باید با استفاده از تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) که با اثر برش ناشی از زلزله محدود به ظرفیت خمش در محل تشکیل مفاصل پلاستیک در طول تیر (V_{Ecl}) ترکیب می‌شوند، تعیین شود. در قاب‌های با شکل‌پذیری متوسط و ویژه محل تشکیل مفصل پلاستیک (به غیر از اتصال $WUF - W$) در فاصله‌ای از بر ستون قرار دارد که مقدار آن براساس نوع اتصال متفاوت است. نمودار پیکره آزاد تیرهای باربر لرزه‌ای در قاب‌های خمشی متوسط در شکل زیر نشان داده شده است.



شکل (۵-۱۱) نمودار پیکره آزاد تیرهای باربر لرزه‌ای در قاب خمشی متوسط در حالتی که جهت زلزله از راست به چپ است
مقدار لنگر خمشی (M_{hr}) در محل مفصل پلاستیک برابر است با:

$$M_{hr} = 1/1 R_y M_p \quad (۱۶-۱۱)$$

با لنگر گیری حول هر یک از نقاط مفصل پلاستیک، می‌توان مقدار برش در محل تشکیل مفاصل پلاستیک را با فرض اینکه جهت زلزله از راست به چپ است به دست آورد.

لنگر گیری حول مفصل پلاستیک سمت راست تیر:

$$2M_{hr} + q_u \times L_h \times \frac{L_h}{2} - V_{hr} \times L_h = 0 \Rightarrow V_{hr} = \frac{2M_{hr}}{L_h} + \frac{q_u L_h}{2} \quad (۱۷-۱۱)$$

لنگر گیری حول مفصل پلاستیک سمت چپ تیر:

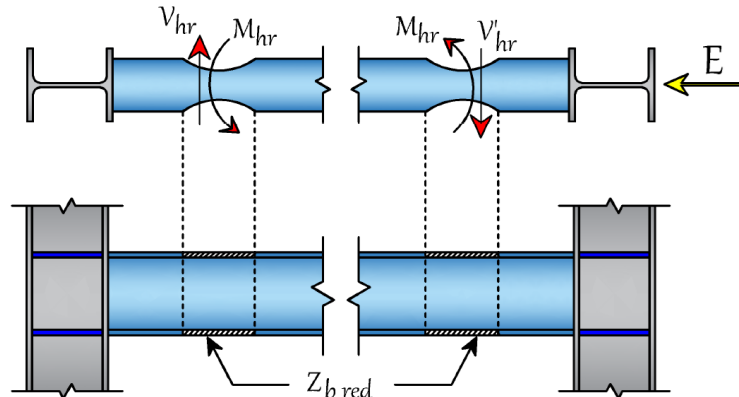
$$2M_{hr} - q_u \times L_h \times \frac{L_h}{2} - V'_{hr} \times L_h = 0 \Rightarrow V'_{hr} = \frac{2M_{hr}}{L_h} - \frac{q_u L_h}{2} \quad (۱۸-۱۱)$$

نکته ۱: در کنترل کفایت مقطع تیرهای نورد شده برای تامین مقاومت برشی مورد نیاز، مقاومت برشی موجود آن را می‌توان در R_y ضرب کرد. همچنین لازم به ذکر است که ضریب کاهش مقاومت را برای حالت تسلیم می‌توان برابر ۱/۰ در نظر گرفت.

ب) در صورتی که مقطع تیر در فاصله بین دو ستون ثابت باشد، مقاومت خمشی مورد نیاز تیر صرفاً براساس ترکیبات بارگذاری متعارف تعیین می‌شود و نیازی به کنترل اضافی نیست. در غیر این صورت، علاوه بر آن محاسبات، مقاومت خمشی مورد نیاز تیر در فاصله بین دو مفصل پلاستیک با استفاده از تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) که با اثر برش ناشی از نیروی زلزله محدود به ظرفیت مولفه خمشی در محل مفصل پلاستیک در طول تیر (V_{Ecl})، ترکیب می‌شوند، تعیین می‌گردد. در این حالت در کنترل کفایت مقطع تیر برای تامین مقاومت خمشی مورد نیاز، مقاومت خمشی موجود تیر را می‌توان در R_y ضرب کرد.

پ) مقاومت محوری مورد نیاز تیر (در صورت وجود) باید براساس ترکیبات بارگذاری متعارف تعیین شود.

در تیرهای با اتصالات تیر با مقطع کاهش یافته، در دوانتهای تیر نیز مقاومت خمشی مورد نیاز، باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) که با آثار نیروی زلزله محدود به ظرفیت مولفه خمشی در محل تشکیل مفاصل پلاستیک در طول تیر (E_{cl}) ترکیب می‌شوند، تعیین شود. در این حالت در دو انتهای تیر، مقاومت خمشی موجود تیر را می‌توان برابر $R_y M_{po}$ در نظر گرفت که در آن M_{po} لنگر پلاستیک مقطع در انتهای تیر است.



شکل (۶-۱۱) نمودار پیکره آزاد تیرهای باربر لرزه‌ای در قاب خمشی در حالتی که جهت زلزله از راست به چپ است

برای قاب خمشی با شکل‌پذیری متوسط می‌توان نوشت:

$$M_{hr} = \frac{1}{\phi} R_y M_p = \frac{1}{\phi} R_y Z_{b-red} F_y \quad (۱۹-۱۱)$$

$$V_{hr} = \frac{\gamma M_{hr}}{L_h} + \frac{q_u L_h}{2} \quad (۲۰-۱۱)$$

$$V'_{hr} = \frac{\gamma M_{hr}}{L_h} - \frac{q_u L_h}{2} \quad (۲۱-۱۱)$$

$$M_{po} = Z_b F_y \quad (۲۲-۱۱)$$

در روابط فوق:

Z_{b-red} = اساس مقطع پلاستیک تیر در ناحیه کاهش یافته

Z_b = اساس مقطع پلاستیک تیر در محل اتصال تیر به ستون (ناحیه غیر کاهش یافته)

(پ) مقاومت محوری مورد نیاز تیر (در صورت وجود) باید براساس ترکیبات بارگذاری متعارف تعیین شود.

۱۱-۶-۲-۳- مقاومت مورد نیاز اتصال تیر به ستون در قاب خمشی متوسط

اتصال خمشی تیر به ستون باید توانایی تحمل تغییرشکل‌های دورانی حداقل به میزان ۰/۰۲ رادیان را بدون کاهش قابل توجه در مقاومت موجود خود دارا باشند. برای احراز این شرط لازم است اتصالات خمشی به کار رفته در قابهای خمشی متوسط از طریق آزمایش‌های تعیین‌شده مورد تایید قرار گیرند. در صورت عدم انجام آزمایش، استفاده از اتصالات پیش تاییدشده ارائه شده در مبحث ۱۰ بلامانع است.

در قاب‌های خمشی متوسط مقاومت‌های مورد نیاز اتصال تیر به ستون به شرح زیر تعیین می‌شود:

الف) مقاومت خمشی مورد نیاز (M_r) و مقاومت برشی مورد نیاز (V_r) اتصال باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) که با آثار نیروی زلزله محدود به ظرفیت مولفه خمشی در محل تشکیل مفصل پلاستیک در طول تیر (E_{cl}) ترکیب می‌شوند، تعیین شود. همچنین کلیه الزامات مربوط به بارهای متمرکز در خصوص بال و جان ستون در محل اتصال باید بر مبنای مقاومتی که از محاسبات مذکور به دست می‌آید، رعایت شود.

ب) مقاومت محوری مورد نیاز اتصال تیر به ستون (در صورت وجود) باید براساس ترکیبات بارگذاری متعارف تعیین شود. بنابراین نیروهای مورد نیاز در محل اتصال تیر به ستون در قاب‌های خمشی متوسط با نوشتن رابطه تعادل به صورت زیر به دست می‌آید. (با فرض اینکه جهت زلزله از راست به چپ است)

برای سمت چپ تیر:

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow V_r - q_u \times S_h - V_{hr} = 0 \Rightarrow V_r = V_{hr} + q_u S_h \quad (23-11)$$

$$\sum M_o = 0 \Rightarrow M_{hr} + q_u \times S_h \times \frac{S_h}{2} + V_{hr} \times S_h - M_r = 0 \quad (24-11)$$

$$\Rightarrow M_r = M_{hr} + V_{hr} S_h + q_u \frac{S_h^2}{2}$$

برای سمت راست تیر:

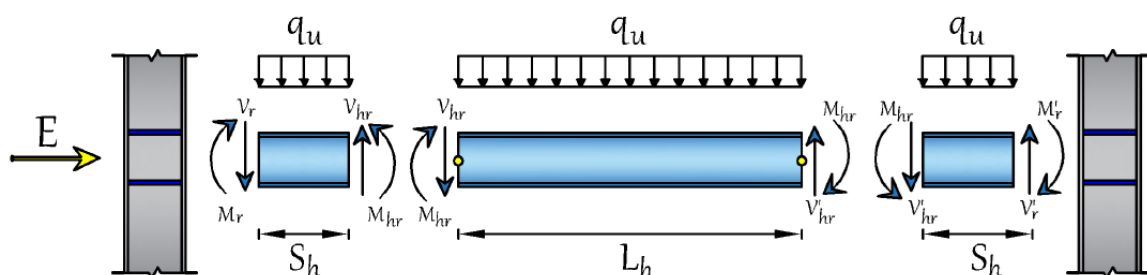
$$\sum F_y = 0 \Rightarrow V'_r + q_u \times S_h - V'_{hr} = 0 \Rightarrow V'_r = V'_{hr} - q_u S_h \quad (25-11)$$

$$\sum M_o = 0 \Rightarrow M_{hr} - q_u \times S_h \times \frac{S_h}{2} + V'_{hr} \times S_h - M'_r = 0 \quad (26-11)$$

$$\Rightarrow M'_r = M_{hr} + V'_{hr} S_h - q_u \frac{S_h^2}{2}$$

۱۰۴

از دو رابطه فوق مشاهده می‌شود که مقدار برش در سمت چپ تیر بیشتر از سمت راست آن می‌باشد، در صورتی که جهت زلزله عوض شود مقدار برش در سمت راست تیر بیشینه خواهد بود. همین روابط را برای حالتی که جهت زلزله از چپ به راست باشد به صورت زیر می‌توان نوشت:



شکل (۷-۱۱) نمودار پیکره آزاد تیرهای باربر لرزه‌ای در قاب خمشی متوسط در حالتی که جهت زلزله از چپ به راست است

لنگر گیری حول مفصل پلاستیک سمت راست تیر:

$$2M_{hr} - q_u \times L_h \times \frac{L_h}{2} - V_{hr} \times L_h = 0 \Rightarrow V_{hr} = \frac{2M_{hr}}{L_h} - \frac{q_u L_h}{2} \quad (27-11)$$

لنگر گیری حول مفصل پلاستیک سمت چپ تیر:

$$2M_{hr} + q_u \times L_h \times \frac{L_h}{2} - V'_{hr} \times L_h = 0 \Rightarrow V'_{hr} = \frac{2M_{hr}}{L_h} + \frac{q_u L_h}{2} \quad (28-11)$$

در نهایت با نوشتن رابطه تعادل می‌توان مقادیر لنگر خمشی و نیروی برشی موجود در محل اتصال تیر به ستون را به دست آورد:

برای سمت چپ تیر:

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow V_r + q_u \times S_h - V_{hr} = 0 \Rightarrow V_r = V_{hr} - q_u S_h \quad (29-11)$$

(۳۰-۱۱)

$$\sum M_o = 0 \Rightarrow M_{hr} - q_u \times S_h \times \frac{S_h}{\gamma} + V_{hr} \times S_h - M_r = 0$$

$$\Rightarrow M_r = M_{hr} + V_{hr} S_h - q_u \frac{S_h^2}{\gamma}$$

برای سمت راست تیر:

(۳۱-۱۱)

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow V_r' - q_u \times S_h - V_{hr}' = 0 \Rightarrow V_r' = V_{hr}' + q_u S_h$$

(۳۲-۱۱)

$$\sum M_o = 0 \Rightarrow M_{hr} + q_u \times S_h \times \frac{S_h}{\gamma} + V_{hr}' \times S_h - M_r' = 0$$

$$\Rightarrow M_r' = M_{hr} + V_{hr}' S_h - q_u \frac{S_h^2}{\gamma}$$

۱۱-۶-۲-۴- برش در چشمه اتصال در قاب خمشی متوسط

الف) در قاب‌های خمشی متوسط، چشمه اتصال در برابر برش باید الزامات بارهای متمرکز را اقلان نمایند که در آن مقاومت برشی مورد نیاز چشمه اتصال باید با توجه به لنگرهای خمشی انتهای تیرهای طرفین گره اتصال که براساس نیروی زلزله محدود به ظرفیت مولفه خمشی تیر در محل مفاصل پلاستیک تیر به دست آمده می‌آید تعیین شود. در صورتی که مقاومت برشی مورد نیاز چشمه اتصال بیش از مقاومت برشی موجود آن باشد، در چشمه اتصال تعبیه ورق یا ورق‌های مضاعف الزامی بوده و ضخامت آن یا آن‌ها براساس اختلاف مقاومت برشی مورد نیاز و مقاومت برشی موجود به دست می‌آید.

تبصره ۱: در ستون‌های قوطی شکل (HSS) و جعبه‌ای ساخته شده از ورق، استفاده از ورق‌های مضاعف مجاز نبوده و جان‌های مقطع ستون باید بتوانند مقاومت برشی مورد نیاز چشمه اتصال را تامین نمایند.

تبصره ۲: در ستون‌های قوطی شکل (HSS) و جعبه‌ای ساخته شده از ورق، در صورتی که گره مورد نظر ستون در محل تقاطع دو قاب خمشی قرار گرفته باشد، در محاسبات مقاومت برشی موجود چشمه اتصال باید آثار لنگر خمشی وارد بر ستون از امتداد دیگر نیز در نظر گرفته شود. برای این منظور می‌توان برای محاسبه مقاومت چشمه اتصال برای تیر امتداد X وارد به ستون از روابط زیر استفاده نمود:

(۱) در حالتی که آثار تغییرشکل غیرالاستیک چشمه اتصال در تحلیل سازه منظور نشود:

- برای حالتی که $\frac{P_{rc}}{P_{yc}} + \frac{M_{rby}}{M_{pcx}} \leq 0.4$ باشد:

$$R_n = 0.6 F_y d_c t_w \quad (33-11)$$

- برای حالتی که $\frac{P_{rc}}{P_{yc}} + \frac{M_{rby}}{M_{pcx}} > 0.4$ باشد:

$$R_n = 0.6 F_y d_c t_w \left[1/4 - \left(\frac{P_{rc}}{P_{yc}} + \frac{M_{rby}}{M_{pcx}} \right) \right] \quad (34-11)$$

(۲) در حالتی که آثار تغییرشکل غیرالاستیک چشمه اتصال در تحلیل سازه منظور شود:

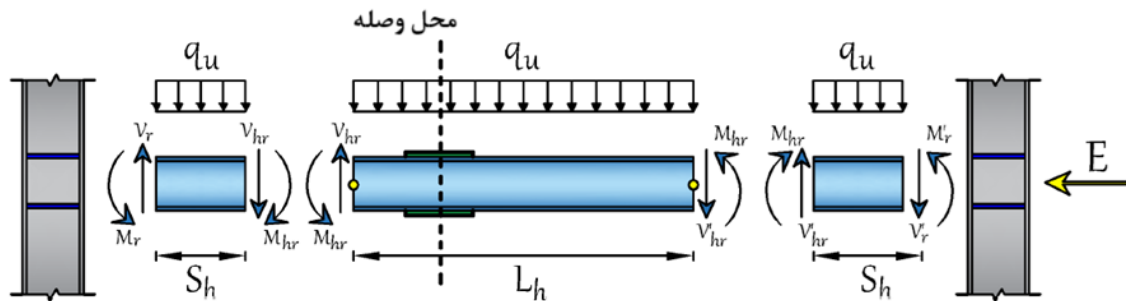
- برای حالتی که $\frac{P_{rc}}{P_{yc}} + \frac{M_{rby}}{M_{pcx}} \leq 0.75$ باشد:

$$R_n = 0.6 F_y d_c t_w \left(1 + \frac{r_{bcf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \quad (35-11)$$

۱۱-۶-۳-۵- مقاومت مورد نیاز وصله تیرها در قاب خمشی ویژه

در این نوع قاب‌های خمشی، مقاومت‌های مورد نیاز وصله تیرها باید به شرح زیر در نظر گرفته شود:

الف) مقاومت خمشی مورد نیاز وصله تیرها باید براساس لنگر خمشی به دست آمده از پیکره آزاد شکل زیر در محل وصله تعیین شود. در هر حال مقاومت خمشی مورد نیاز نباید از لنگر پلاستیک کوچک‌ترین مقطع وصله شونده تیر (M_p) کمتر در نظر گرفته شود.

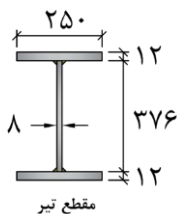


شکل (۱۱-۱۲) نمودار پیکره آزاد تیرهای باربر لرزه‌ای در قاب خمشی ویژه

ب) مقاومت برشی مورد نیاز وصله تیرها باید براساس نیروی برشی به دست آمده از نمودار پیکره آزاد شکل بالا در محل وصله تعیین شود. در هر حال مقاومت برشی مورد نیاز نباید از $0.175 \times 0.6 F_y A_w$ کمتر در نظر گرفته شود.

پ) مقاومت محوری مورد نیاز وصله تیرها (در صورت وجود) باید براساس تحلیل سازه در برابر ترکیبات بارگذاری متعارف تعیین شود.

نکته ۴: مجدداً تأکید می‌شود در مواردی که مقاومت مورد نیاز اعضاء، اجزاء و اتصالات براساس ترکیب بارگذاری شامل زلزله محدود به ظرفیت (E_{cl}) تعیین می‌شود، ضریب کاهش مقاومت (ϕ) برای حالت حدی تسلیم (حالت‌های شکل‌پذیر) به جای 0.9 برابر 1.0 و برای حالت حدی گسیختگی (حالت‌های حدی غیر شکل‌پذیر و ترد) به جای 0.75 برابر 0.9 در نظر گرفته شود. زلزله محدود به ظرفیت معادل نیروی زلزله افقی است که مقدار آن محدود به ظرفیت اعضای شکل‌پذیر سیستم بوده و ملاک طراحی اعضای غیر شکل‌پذیر قرار می‌گیرد.



مثال ۱۸: در صورتی که در محل وصله مقدار لنگر خمشی مورد نیاز برابر 391 kN.m باشد تعداد و قطر پیچ‌های لازم در هر سمت ورق وصله بال از نوع ۱۰.۹ چقدر خواهد بود؟ فرض کنید سطح برش از قسمت دندانه شده عبور خواهد کرد.

$$F_y = 240 \text{ MPa} \text{ و } F_u = 370 \text{ MPa}$$

همچنین ابعاد ورق وصله بال را تعیین کرده و کنترل‌های لازم را انجام دهید.

$$T_u = \frac{M_r}{d_m}$$

در رابطه فوق d_m فاصله مرکز وصله ورق‌های بال می‌باشد.

ابتدا با فرض اینکه ضخامت ورق‌های وصله برابر $1/5 \text{ cm}$ خواهد بود مقدار T_u را به دست می‌آوریم و در انتها اگر ضخامت مورد نیاز بیش از این مقدار بود نیازی به کنترل مجدد و محاسبه نیروی T_u نخواهد بود (در جهت اطمینان)، ولی اگر ضخامت به دست آمده از مقدار فرض اولیه کمتر باشد لازم است مقدار T_u مجدد محاسبه شود و پیچ‌ها براساس این مقدار نیرو طراحی شوند.

$$T_u = \frac{391}{0.415} = 942 \text{ kN}$$

اگر پیچ‌ها را $M20$ در نظر بگیریم آنگاه تعداد آن‌ها در هر سمت ورق وصله بال برابر خواهد بود با:

$$T_u \leq \phi R_{nv} \Rightarrow 942 \leq 0.9 \times 0.45 \times 1000 \times n \times 314 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow n \geq 7/4 \text{ use } 8M20 \text{ (10.9)}$$



۱۲۴

تعیین ضخامت ورق وصله:

ضخامت ورق وصله براساس چندین حالت حدی تعیین و کنترل می‌شود:

(۱) کنترل تسلیم (۲) کنترل گسیختگی (۳) کنترل مقاومت اتکایی (۴) کنترل پارگی (۵) کنترل برش قالبی

براساس تسلیم:

اگر پهنای ورق وصله را برابر بال تیر در نظر بگیریم آنگاه حداقل ضخامت مورد نیاز برابر خواهد بود با:

$$942 \leq 1 \times 250 \times t \times 240 \times 10^{-3} \Rightarrow t \geq 15/7 \text{ mm} \Rightarrow t = 16 \text{ mm}$$

کنترل گسیختگی در ورق وصله بال (چون ضخامت اولیه به دست آمده است، برای سایر حالت‌های حدی، کفایت ضخامت مقطع را کنترل می‌کنیم):

$$A_g = 250 \times 16 = 4000 \text{ mm}^2, A_e = 4000 - (2 \times 24 \times 16) = 3232 \text{ mm}^2$$

$$942 \leq 0.9 \times 3232 \times 370 \times 10^{-3} = 1076 \text{ kN} \quad O.K$$

کنترل مقاومت اتکایی:

آرایش پیچ‌ها منظم در نظر گرفته می‌شود و چون ضخامت بال تیر از ضخامت ورق وصله کمتر است لهیدگی در بال تیر کنترل می‌شود:

نیروی وارد به هر پیچ:

$$\frac{942}{8} = 117/75 \text{ kN}$$

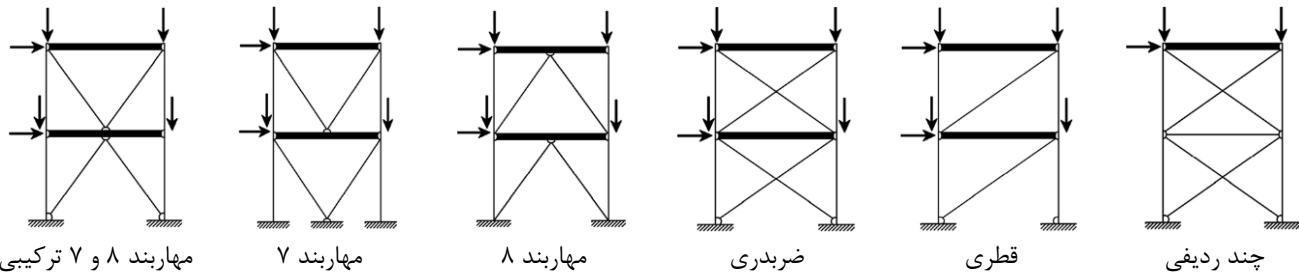
$$117/75 \leq 0.9 \times 2/4 \times 20 \times 15 \times 370 \times 10^{-3} = 239/76 \text{ kN} \quad O.K$$

کنترل پارگی در ورق‌های بال تیر و ورق وصله:

فصل ۱۳

الزامات لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده همگرا

در قاب‌های مهاربندی شده همگرا محورهای اعضای مهاربندی، تیرها یا ستون‌های متصل به گره باید همگرا باشند. پیکربندی مهاربندهای مجاز در این نوع قاب‌ها شامل مهاربندهای قطری، ضربدری، مهاربندهای به شکل ۷ و ۸ و مهاربندهای چند ردیفی در یک طبقه می‌شوند. در این نوع سیستم‌ها تعبیه سوراخ‌های متوالی در جان تیرهای دهانه‌های مهاربندی شده با هر نوع مهاربندی (قطری، ضربدری، ۷ یا ۸ و چند ردیفی) مجاز نیست. صورت لزوم به تعبیه سوراخ در جان تیر اطراف آن باید به نحوی تقویت گردد که مقاومت‌های موجود در مقطع سوراخ‌دار از مقاومت‌های موجود مقطع کامل تیر کوچکتر نباشد. در شکل (۱-۱۳) زیر چند نمونه از پیکربندی این نوع مهاربندها نشان داده شده است.



شکل (۱-۱۳): چند نمونه مجاز از پیکربندی مهاربندهای همگرا

۱-۱۳-۱ قاب‌های مهاربندی شده همگرای معمولی (OCBF)

قاب‌های مهاربندی شده همگرای معمولی به قاب‌هایی گفته می‌شوند که از آن‌ها انتظار تغییر شکل‌های فرا ارتجاعی محدودی، بدون کاهش قابل ملاحظه در مقاومت اعضا و اتصالات آن‌ها تحت اثر زلزله طرح می‌رود.

۱-۱۳-۱-۱ الزامات عمومی

۱- مقاطع اعضای مهاربندی باید از نوع فشرده لرزه‌ای با محدودیت نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} باشند.

تبصره: در قاب‌های مهاربندی شده همگرای معمولی با رفتار کششی تنها و با نسبت لاغری بزرگتر از ۲۰۰ هیچگونه محدودیتی برای نسبت پهنا به ضخامت اجزای مقاطع مهاربندی وجود ندارد.

۲- در قاب‌های مهاربندی شده همگرای معمولی طراحی مهاربندهای قطری و ضربدری به صورت کششی تنها مجاز است.

۳- مقدار نسبت لاغری $\left(\frac{KL}{r}\right)$ مهاربندهای از نوع ۷ و ۸ نباید از $4\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ بزرگتر باشد.

۴- در این نوع قاب‌های مهاربندی شده استفاده از مهاربندهای به شکل K مجاز نیست.

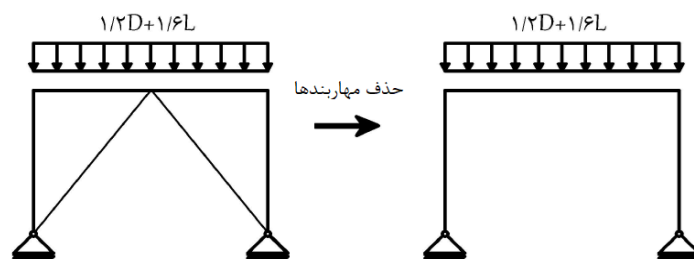
۱-۱۳-۲ تحلیل سیستم برای طراحی اعضا

در تحلیل این نوع قاب‌های مهاربندی شده (به غیر از تیرهای دهانه‌های مهاربندی شده با مهاربندهای به شکل ۷ و ۸ و تیرهای تراز طبقات و ستون‌های دهانه مهاربندی و ستون‌های دهانه‌های مهاربندی در قاب‌های مهاربندی شده چند ردیفی) رعایت ضابطه اضافی لازم نیست.

۱-۱۳-۳ الزامات مهاربندهای به شکل ۷ و ۸

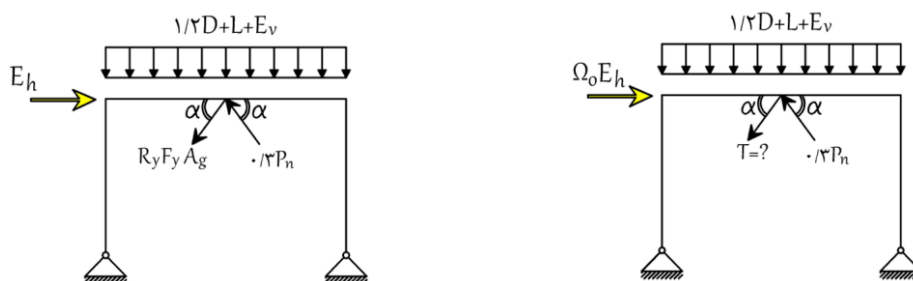
الف) تیرهای دهانه‌های مهاربندی شده باید در حد فاصل بین دو ستون پیوسته باشند.

ب) تیرهای دهانه‌های مهاربندی شده و اتصالات آن‌ها به ستون باید قادر به تحمل نیروهای قائم حاصل از ترکیبات بارگذاری ثقیلی بدون حضور مهاربندها باشند.



شکل (۱۳-۲): تحلیل قاب برای بارهای ثقیلی بدون حضور مهاربندها

پ) تیرهای دهانه‌های مهاربندی شده و اتصالات آن‌ها به ستون باید قادر به تحمل نیروهای نامتعادل ناشی از زلزله در ترکیب بارهای ثقیلی باشند. برای منظور کردن اثر توزیع نامتعادل نیروهای مهاربندهای کششی و فشاری ناشی از زلزله مقاومت‌های مورد نیاز تیرهای دهانه‌های مهاربندی شده باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقیلی (با ضرایب بار در حضور زلزله) که با آثار لرزه‌ای (با ضرایب بار مربوطه) ترکیب می‌شوند تعیین شوند. آثار لرزه‌ای در مهاربند کششی باید برابر کمترین دو مقدار $R_y F_y A_g$ و نیروی کششی ناشی از ترکیبات بارگذاری شامل زلزله تشدید یافته ($\Omega_o E$) و در مهاربند فشاری برابر $0.3 P_n$ در نظر گرفته شود، که در آن P_n مقاومت فشاری اسمی مهاربند فشاری است. برای درک بهتر شما مهندسین عزیز، این دو نوع تحلیل در شکل زیر نشان داده شده است.



ب) تحلیل براساس حداکثر کشش مورد انتظار مهاربند

الف) تحلیل براساس زلزله تشدید یافته

شکل (۱۳-۳): تحلیل سیستم برای طراحی تیرهای با مهاربند همگرای معمولی

نکته: در ترکیب بار مربوط به تحلیل نشان داده شده در شکل (۱۳-۳)، برای کاربری‌هایی که بار زنده آن‌ها کمتر از 5 kN/m^2 باشد، به استثناء کف پارکینگ‌ها یا محل‌های اجتماعی عمومی، می‌توان به جای مقدار L از $0.5 L$ استفاده کرد، مشروط بر اینکه کاهش بار زنده در محاسبه بار L منظور نشده باشد.

در تحلیل مورد (پ) ترکیب بارهایی مورد استفاده قرار می‌گیرد که شامل نیروی زلزله باشند و استفاده از ترکیب باری مثل $1/2 D + 1/6 L$ صحیح نیست.

ت) تیرهای دهانه‌های مهاربندی شده باید دارای مهارجانبی کافی برای جلوگیری از کمانش جانبی-پیچشی باشند. برای این منظور در محل اتصال مهاربندها به تیر تعبیه مهارجانبی اضافی الزامی است مگر آنکه تیر دارای مقاومت خارج از صفحه و سختی کافی برای تامین پایداری در بین دو انتهای مهار شده باشد.

۱۳-۱-۴- تیرها و اتصال آن‌ها به ستون‌ها

مقاومت‌های مورد نیاز تیرهای واقع در دهانه‌های مهاربندی شده و اتصالات آن‌ها به ستون، براساس ترکیبات بارگذاری شامل زلزله تشدید یافته ($\Omega_o E$) تعیین می‌شود.

۱۳-۱-۵- اتصال اعضای مهاربندی

الف) در مهاربندهای چند ردیفی مقاومت مورد نیاز اتصال اعضای مهاربندی باید براساس ترکیبات بارگذاری شامل $1/5$ برابر زلزله تشدید یافته $(\Omega_o E)$ تعیین شود.

ب) در تمامی مهاربندها به جز مهاربندهای چند ردیفی، مقاومت مورد نیاز اتصال اعضای مهاربندی باید براساس ترکیبات بارگذاری شامل زلزله تشدید یافته $(\Omega_o E)$ تعیین شود. در این گونه مهاربندها مقاومت مورد نیاز اتصال اعضای مهاربندی لازم نیست از مقادیر زیر بزرگتر در نظر گرفته شود:

$$1 - R_y F_y A_g \text{ در مهاربند کششی}$$

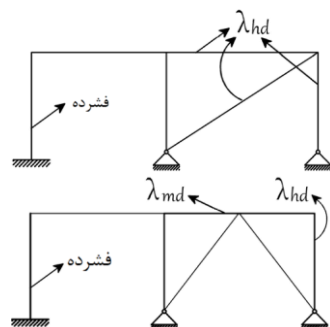
۲- کمترین مقدار از بین $R_y F_y A_g$ و $1/11 F_{cre} A_g$ در مهاربند فشاری، که در آن تنش فشاری مورد انتظار ناشی از کمناش است با این شرط که در آن به جای F_y از $R_y F_y$ استفاده می‌شود.

۳- در صورت استفاده از سوراخ بزرگ شده برابر نیروی محوری حاصل از ترکیبات بارگذاری متعارف

۱۳-۲- قاب‌های مهاربندی شده همگرای ویژه (SCBF)

قاب‌های مهاربندی شده همگرا ویژه به قاب‌هایی گفته می‌شوند که در آن‌ها از مهاربندها انتظار می‌رود تحت اثر بار جانبی زلزله طرح، تغییر شکل‌های غیرارتجاعی قابل ملاحظه‌ای تحمل کنند و در آن‌ها کاهش مقاومت چندانی رخ ندهد.

۱۳-۲-۱- الزامات عمومی قاب‌های مهاربندی شده همگرای ویژه



۱- مقاطع ستون‌ها، تیرها و اعضای مهاربندی در مهاربندهای قطری و ضربدری باید از نوع فشرده لرزه‌ای با محدودیت نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{hd} باشند.

۲- در قاب‌های مهاربندی به شکل ۷ و ۸ مقاطع تیرهای واقع در دهانه‌های مهاربندی شده باید از نوع فشرده لرزه‌ای با محدودیت نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} باشند.

۳- در قاب‌های مهاربندی به شکل ۷ و ۸ مقاطع تیرهای واقع در دهانه‌های مهاربندی شده باید دارای مهارجانبی کافی برای جلوگیری از کمناش جانبی-پیچشی باشند. برای این منظور در محل اتصال مهاربندها به تیر تعبیه مهارجانبی الزامی است مگر آنکه تیر دارای مقاومت خارج از صفحه و سختی کافی برای تامین پایداری در بین دو انتهای مهار شده باشد.

۴- در این نوع قاب‌های مهاربندی شده استفاده از مهاربندهای به شکل K مجاز نیست.

۵- در قاب‌های مهاربندی شده همگرای ویژه طراحی مهاربندها به صورت کششی تنها مجاز نیست.

۶- مقدار لاغری عضو مهاربندی $\left(\frac{KL}{r}\right)$ نباید از ۲۰۰ بزرگتر باشد.

۷- در مهاربندهای ساخته شده از دو یا چند نیمرخ، در طول عضو مهاربندی فاصله اتصال دهنده‌ها (بست‌ها یا لقمه‌ها) باید طوری باشد که نسبت لاغری حداقل $\left(\frac{a}{r_i}\right)$ اجزای تشکیل دهنده مقطع مهاربندی از $0/4$ نسبت لاغری تعیین کننده عضو ساخته شده بیشتر نباشد یعنی:

$$\frac{a}{r_i} \leq 0/4 \left(\frac{KL}{r} \right)_{max}$$

که در آن:

a = فاصله مرکز تا مرکز اتصال دهنده‌ها (بست‌ها یا لقمه‌ها)

r_i = شعاع ژیراسیون حداقل هر یک از نیم‌رخ‌های تشکیل‌دهنده مقطع عضو مهاربندی

۸- در قاب‌های با مهاربندی ۷ و ۸ تیرهای دهانه‌های مهاربندی شده باید در حد فاصل بین دو ستون پیوسته باشند.

۱۳-۲-۲- تحلیل سیستم برای طراحی اعضاء

در قاب‌های مهاربندی شده همگرای ویژه مقاومت‌های مورد نیاز تیرها، ستون‌ها و اتصالات آن‌ها باید براساس نیروی زلزله محدود به ظرفیت (E_{CL}) تعیین شوند. برای این منظور این مقاومت‌های مورد نیاز نباید از نیروهای ناشی از تحلیل‌های زیر کوچکتر در نظر گرفته شوند:

الف) تحلیلی که در آن فرض می‌شود نیروی مهاربندهای کششی برابر $R_y F_y A_g$ و نیروی مهاربندهای فشاری برابر $1/1 F_{cre} A_g$ است.

ب) تحلیلی که در آن فرض می‌شود نیروی مهاربندهای کششی برابر $R_y F_y A_g$ و نیروی مهاربندهای فشاری برابر $0.3 \times 1/1 F_{cre} A_g$ است.

که در آن

A_g = سطح مقطع کلی عضو مهاربندی

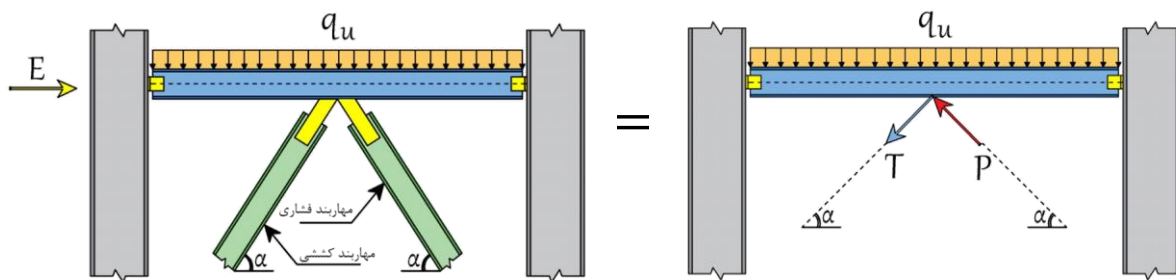
F_{cre} = تنش فشاری مورد انتظار ناشی از کماتش با این شرط که در آن به جای F_y از $R_y F_y$ استفاده شده باشد.

$$\lambda \leq 4/71 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \Rightarrow F_{cre} = \left[0.658 \frac{R_y F_y}{F_e} \right] R_y F_y$$

$$\lambda > 4/71 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \Rightarrow F_{cre} = 0.877 F_e \quad \text{و} \quad F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

تبصره: برای انجام تحلیل‌های فوق می‌توان ابتدا حرکت جانبی قاب را مقید نمود سپس اعضای مهاربندی را از مدل تحلیلی حذف نموده و در اتصال دو انتهای آن‌ها مطابق بندهای (الف) و (ب) فوق، نیروی نظیر آن‌ها به مدل تحلیلی اعمال کرد و پس از آن در حضور بارهای ثقلی با ضرایب بار مربوطه، سازه مورد تحلیل و طراحی قرار گیرد.

برای درک بهتر در شکل زیر تحلیل شماره الف و ب نشان داده شده است.



تحلیل مورد الف)

$$T = R_y F_y A_g \quad \text{و} \quad P = 1/14 F_{cre} A_g \quad \text{و} \quad q_u = \max \left\{ \frac{1}{2} D + L + E + \frac{1}{2} S \right. \\ \left. \frac{1}{9} D + E \right\}$$

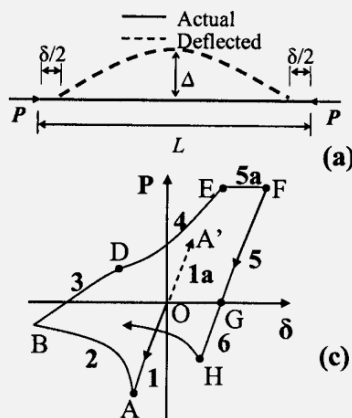
$$M_{u \text{ تیر}} = \frac{(T - P)L \sin \alpha}{4} + \frac{q_u L^2}{8} \quad \text{و} \quad V_{u \text{ تیر}} = \frac{(T - P) \sin \alpha}{2} + \frac{q_u L}{2}, \quad N_{u \text{ تیر}} = (T + P) \cos \alpha$$

تحلیل مورد ب)

$$T = R_y F_y A_g \quad \text{و} \quad P = 0.3 \times 1/14 F_{cre} A_g \quad \text{و} \quad q_u = \max \left\{ \frac{1}{2} D + L + E + \frac{1}{2} S \right. \\ \left. \frac{1}{9} D + E \right\}$$

$$M_{u \text{ تیر}} = \frac{(T - P)L \sin \alpha}{4} + \frac{q_u L^2}{8} \quad \text{و} \quad V_{u \text{ تیر}} = \frac{(T - P) \sin \alpha}{2} + \frac{q_u L}{2}, \quad N_{u \text{ تیر}} = (T + P) \cos \alpha$$

لازم به ذکر است که تحلیل مورد (الف) بیشترین نیروی محوری و تحلیل شماره (ب) بیشترین لنگر خمشی و نیروی برشی را نتیجه می‌دهد.



یک گام فراتر: رفتار چرخه‌ای یک مهاربند در سیکل‌های رفت و برگشتی به صورت شکل مقابل است. (ابتدا عضو تحت فشار قرار داده می‌شود): همانطور که مشاهده می‌شود مهاربند تحت فشار در نقطه A کمانش می‌کند و مقاومت آن تقریباً ۷۰ درصد کاهش می‌یابد و به نقطه B می‌رسد. بعد از بار برداری و ایجاد کشش در آن، در نقطه E مهاربند در کشش تسلیم می‌شود و پس از بار برداری کامل، در نقطه G که هیچ باری به آن اعمال نمی‌شود جابه‌جایی پسماند در آن مشاهده می‌شود.

مجدداً این عضو تحت فشار قرار داده شده و به نقطه H می‌رسد، همانطور که مشاهده می‌شود به دلیل اینکه عضو قبلاً کمانه کرده است مقاومت آن بسیار کمتر از مقاومت اولیه آن قبل از کمانش می‌باشد و مقدار آن تقریباً ۳۰ درصد مقدار بار کمانشی عضو می‌باشد. دلیل اینکه آیین نامه ۲ نوع تحلیل را الزام نموده، در واقع بررسی مقاومت تیر در سیکل اول (قبل از کمانش مهاربند فشاری) و همچنین در سیکل‌های ثانویه (بعد از کمانش مهاربند) که مقاومت آن کمتر است می‌باشد.

مثال ۱: برای طراحی اتصال مهاربند همگرای ویژه در یک ساختمان، مقاومت کششی مورد نیاز 900 kN و تنش فشاری مورد انتظار ناشی از کمانش 90 MPa محاسبه شده است. حداقل مقاومت فشاری مورد نیاز در این اتصال به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (مهاربند از فولاد $ST37$ ($F_u = 370 \text{ MPa}$, $F_y = 240 \text{ MPa}$) و مقاطع از پروفیل ناودانی ساخته شده‌اند).

محاسبات خرداد ۱۳۹۳

۳۵۰ kN (۴)

۲۸۰ kN (۳)

۳۲۰ kN (۲)

۴۲۰ kN (۱)

حل:

مقاومت کششی مورد نیاز اتصال مهاربند همگرای ویژه باید $R_y F_y A_g$ در نظر گرفته شود که این مقدار برابر 900 kN می‌باشد:

$$\Rightarrow 900 \times 10^3 = \frac{1}{2} \times 2400 \times A_g \Rightarrow A_g = 3125 \text{ cm}^2$$

همچنین حداقل مقاومت فشاری مورد نیاز باید کمترین دو مقدار $1/14 F_{cre} A_g$ و $R_y F_y A_g$ در نظر گرفته شود:

فصل ۱۴

طراحی دیواربرشی‌های فولادی

مقدمه

دیوار برشی فولادی یکی از عناصر سازه‌ای است که برای افزایش مقاومت ساختمان در برابر نیروهای جانبی مانند زلزله و باد استفاده می‌شود. این دیوارها با استفاده از ورق‌های فولادی ساخته می‌شوند و به عنوان یک سیستم مقاومتی عمل می‌کنند.

۱۴-۱- مقاومت برشی دیوار برشی

مقاومت برشی طراحی هر چشمه ورق دیوار برابر $\phi_v V_n$ می‌باشد که به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$V_n = 0.42 F_y t_w L_{cf} \sin 2\alpha, \quad \phi_v = 0.9 \quad (1-14)$$

که در آن:

L_{cf} = پهنای ورق دیوار برابر فاصله آزاد بین بال‌های اجزای مرزی قائم

t_w = ضخامت ورق دیوار

α = زاویه تسلیم ورق دیوار نسبت به محور قائم، این زاویه را می‌توان ۴۵ درجه در نظر گرفت یا آن را از رابطه زیر بدست آورد:

$$\tan^* \alpha = \frac{1 + \frac{t_w L}{3 A_c}}{1 + t_w h \left[\frac{1}{A_b} + \frac{h^2}{36 I_c L} \right]} \Rightarrow \alpha = \tan^{-1} \sqrt{\frac{1 + \frac{t_w L}{3 A_c}}{1 + t_w h \left[\frac{1}{A_b} + \frac{h^2}{36 I_c L} \right]}} \quad (2-14)$$

در رابطه فوق:

L = فاصله مرکز تا مرکز اجزای مرزی قائم (آکس تا آکس ستون)

h = فاصله مرکز اجزای مرزی افقی

A_b = سطح مقطع جزء مرزی افقی (تیر)

A_c = سطح مقطع جزء مرزی قائم (ستون)

I_c = ممان اینرسی جزء مرزی قائم حول محور اصلی عمود بر صفحه دیوار

۱۴-۲- الزامات تحلیل

الف) ورق دیوار برشی فولادی ویژه نباید در باربری ثقلی موثر در نظر گرفته شود.

ب) مقاومت برشی مورد نیاز ورق دیوار باید برابر ۱۰۰ درصد برش سهم دیوار و قاب پیرامون آن در نظر گرفته شود. مقاومت مورد نیاز قاب تشکیل شده از اجزای مرزی قائم و افقی به تنهایی، نباید از ۲۵ درصد برش مذکور کمتر باشد.

پ) مقاومت مورد نیاز اجزای مرزی افقی و قائم و اتصالات آن‌ها باید با استفاده از نیروی زلزله محدود به ظرفیت ورق دیوار (E_{cl}) تعیین شود. آثار نیروی زلزله محدود به ظرفیت ورق دیوار (E_{cl}) باید به وسیله تحلیلی که در آن فرض شده تمام ورق‌های دیوار نیرویی نظیر مقاومت

کششی مورد انتظار خود را در واحد طول $(R_y F_y t_w)$ با یک زاویه α و اجزای مرزی افقی لنگرهای خمشی معادل $1/1 R_y M_p$ را در هر انتهای دیوار تحمل می‌کنند تعیین شود که در آن:

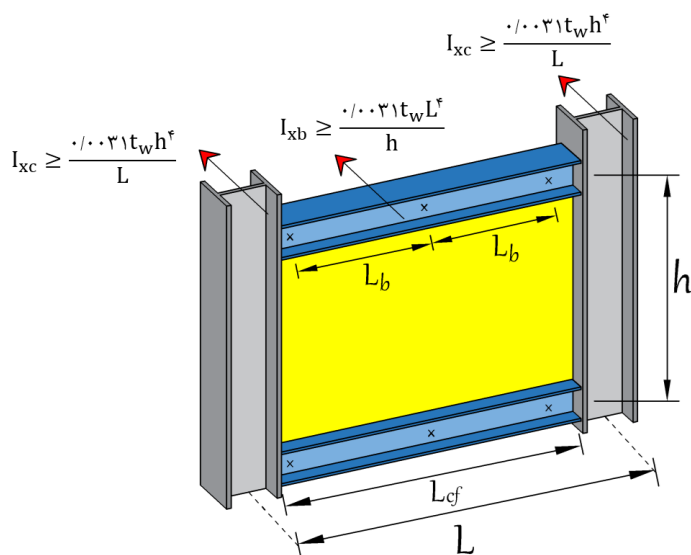
$$M_p = \text{لنگر پلاستیک مقطع جزء مرزی افقی}$$

$$t_w = \text{ضخامت ورق دیوار}$$

در تحلیل (پ)، در تعیین نیروی کششی ورق دیوار تاثیر بارهای ثقلی در نظر گرفته نمی‌شود. در این تحلیل تنش تسلیم مورد انتظار ورق دیوار باید برابر $R_y F_y$ و تنش کششی موثر مورد انتظار برای دیوارهای برشی سوراخ‌دار مطابق با ضوابط مربوطه در نظر گرفته شود. در این تحلیل نیروی برشی به دست آمده از رابطه $V_{Ecl} = \frac{2[1/1 R_y M_p]}{L_{cf}}$ باید مد نظر قرار گیرد. توجه شود در بعضی موارد ممکن است نیروهای به دست آمده از تحلیل براساس ترکیبات متعارف بارگذاری، بر طراحی اجزای مرزی افقی حاکم شوند. هم‌چنین توجه شود، مقادیر نیروهای برشی در تیرها و ستون‌ها احتمالا زیاد خواهند بود و جاری شدن در برش باید مورد ارزیابی قرار گیرد.

۱۴-۳- مهار جانبی اجزای مرزی افقی

اجزای مرزی افقی باید ضوابط مهارهای جانبی تیرها در قاب‌های خمشی متوسط را برآورده نمایند.



$$L_b \leq \min \left\{ \frac{0.11 r_y E}{R_y F_y} \& \frac{M_p (L_r - L_p)}{M_p - 0.17 M_y} \times \left(1 - \frac{1}{C_b} \right) + L_p \right\} \quad (3-14)$$

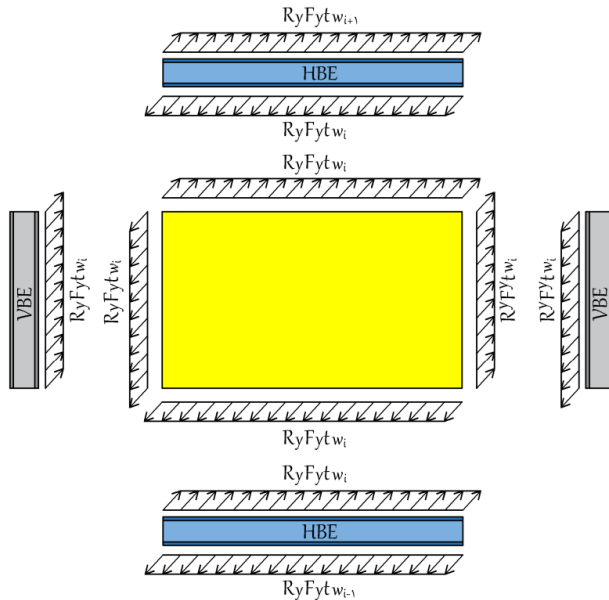
۱۴-۴- طراحی اجزای مرزی افقی (HBE)

طراحی این اعضا بعد از طراحی و تعیین ضخامت ورق‌های دیواربرشی فولادی است. طراحی این اعضا وابسته به ضخامت ورق فولادی است.

محاسبه مقدار خمش مورد نیاز برای تیر

فرض می‌کنیم یک سیستم دوگانه با دیوار برشی فولادی تحت بار جانبی قرار می‌گیرد. در ورق، نیروهای کششی مانند آنچه که در شکل نشان داده شده است ایجاد می‌شود، اگر ضخامت ورق‌های بالا و پایین تیر متفاوت باشد این نیروی کششی مانند بار ثقیلی گسترده بر روی تیر تاثیر می‌گذارد و باعث ایجاد خمش در تیر می‌شود. در آخرین طبقه و پایین‌ترین طبقه از سازه مقدار این خمش عدد بسیار بزرگی خواهد بود.

حال این نیروها را برای یکی از عضوهای افقی تجزیه می‌کنیم تا مقدار بار گسترده در راستای Y وارد بر عضو افقی ناشی از تسلیم در ورق دیوار برشی را به دست آوریم:



شدت بار گسترده در طول S در واحد طول برابر $R_y F_y t_i$ می‌باشد و مقدار کل آن برابر است با:

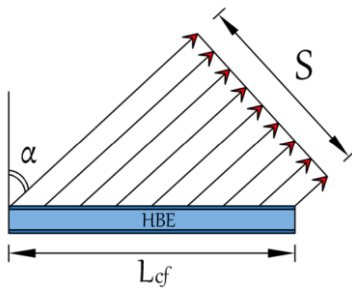
$$P = R_y F_y t_i S$$

اگر این نیرو را در راستای Y تجزیه کنیم مقدار آن برابر $P_y = P \cos \alpha$ خواهد بود.

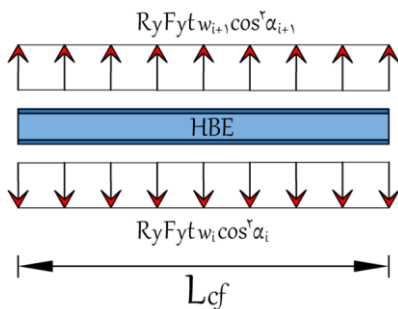
همچنین شدت بار گسترده نیروی P_y بر روی طول L_{cf} برابر $\frac{P_y}{L_{cf}}$ می‌باشد. بنابراین:

$$P_y = P \cos \alpha = R_y F_y t_i S \cos \alpha$$

$$\Rightarrow W_{cl} = \frac{P_y}{L_{cf}} = \frac{R_y F_y t_i S \cos \alpha}{L_{cf}}$$



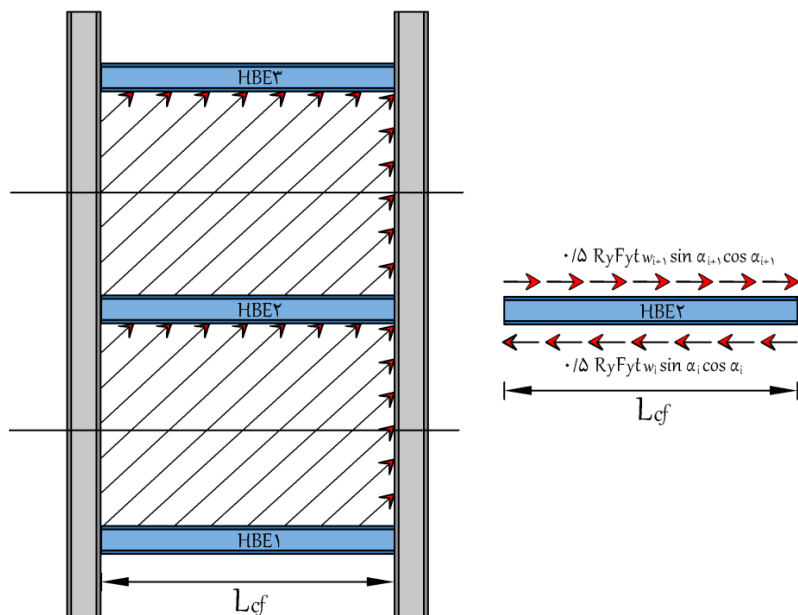
نسبت $\frac{S}{L_{cf}}$ برابر $\cos \alpha$ می‌باشد و در نهایت شدت بار گسترده ناشی از تسلیم ورق دیوار برشی در روی تیر به طول L_{cf} برابر $R_y F_y t_i \cos \alpha$ خواهد شد. اگر در بالای المان افقی (HBE)، دیوار برشی فولادی وجود داشته باشد (طبقات میانی) نیروهای وارده بر آن به صورت شکل مقابل خواهند بود.



محاسبه نیروی محوری در عضو افقی (HBE):

نیروی محوری در عضو افقی از دو منبع حاصل می‌شود که یکی به دلیل اختلاف مولفه افقی تنش‌های کششی موجود در ورق جان ناشی از تفاوت ضخامت در بالا و پایین عضو افقی است و دیگری عکس‌العمل افقی عضو قائم (VBE) بر اثر نیروهای کششی ورق جان می‌باشد.

الف) نیروی محوری ناشی از تفاوت ضخامت ورق در بالا و پایین عضو افقی:

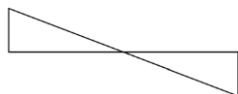


$$P_x = P \sin \alpha = \cdot / \Delta R_y F_y t_i S \sin \alpha \Rightarrow W_H = \frac{P_x}{L_{cf}} = \frac{\cdot / \Delta R_y F_y t_i S \sin \alpha}{L_{cf}} = \cdot / \Delta R_y F_y t_i \sin \alpha \cos \alpha$$

$$\Rightarrow W_H = \cdot / \Delta R_y F_y t_i \sin \alpha$$

مقدار نیروی محوری در دوانتهای عضو افقی برابر خواهد بود با:

$$P_{HEB(web)} = \frac{1}{\gamma} R_y F_y [(t_w \sin \alpha)_i - (t_w \sin \alpha)_{i+1}] \frac{L_{cf}}{\gamma} = \frac{1}{\gamma} R_y F_y [(t_w \sin \alpha)_i - (t_w \sin \alpha)_{i+1}] L_{cf}$$



دیگرام نیروی محوری در عضو افقی ناشی از نیروی $P_{HEB(web)}$ به صورت شکل مقابل می‌باشد:

ب) نیروی محوری ناشی از عکس‌العمل افقی عضو قائم:

بار گسترده ناشی از تسلیم در ورق دیواربرشی که به عضو قائم وارد می‌شود در شکل زیر نشان داده شده است. این بار گسترده باعث ایجاد نیروی محوری در تیر می‌شود که به صورت زیر می‌باشد: