

طراحی تیر ورق ها

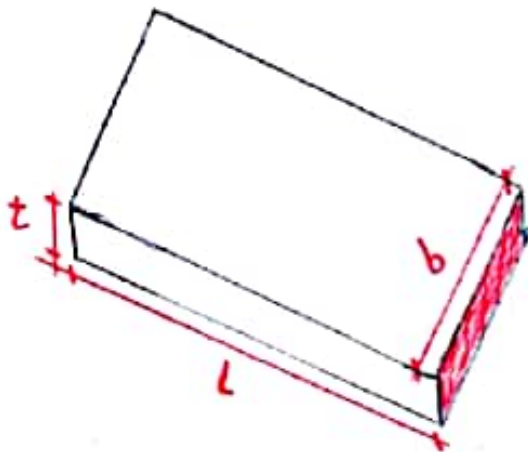
تیرها عناصر سازه ای عمدتاً خمشی هستند. معمولاً تحت بارهای عادی یک ساختمان مسکونی تیرهای بلندتر از ۴ متر تحت خمش می کشند. تیرهای کوتاه تر از ۴ متر عمدتاً خمش ناچیزی را تحمل می نمایند. بنابراین جیس تیرهایی تحت برش آسیب می بینند.

نکته: بصورت کلی تیرهای کوتاه تر برش کشن و تیرهای بلندتر خمش کشن می باشند.

هر چه طول یک تیر بلند تر باشد گستر خمشی بزرگتری را تحمل می کند تا آنجا که اگر طول تیر از حدی بزرگتر شود دیگر استفاده از مقاطع نورده شده کارخانه ای با اصلاً معنی نیست و یا اقتصادی نمی باشد.

تیر ورق چیست؟

ورقهای فولادی را به هم جوش می دهند و از آنرا مقطع دلخواهی می سازند که به آن تیر ورق می گویند.

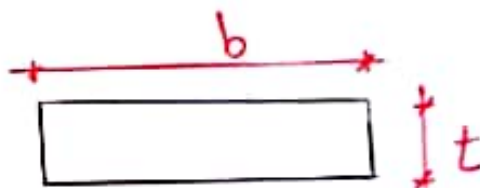


شکل ۱ - ورق فولادی

L: طول ورق
b: عرض ورق

t: ضخامت ورق

معمولاً چون در استنادی از ورق آنرا به اندازه ی طول مورد نظر برش می دهند طول ورق در محاسبات وارد نمی شود لذا ورق را در حالت دوبعدی و تنها با عرض و ضخامت آن می شناسند.



مقطع ورق در حالت ۲ بعدی

plate
ابتدای کلمه ی

← ورقی با عرض b و ضخامت t میلی متر
PL b x t
عرض ورق
ضخامت ورق

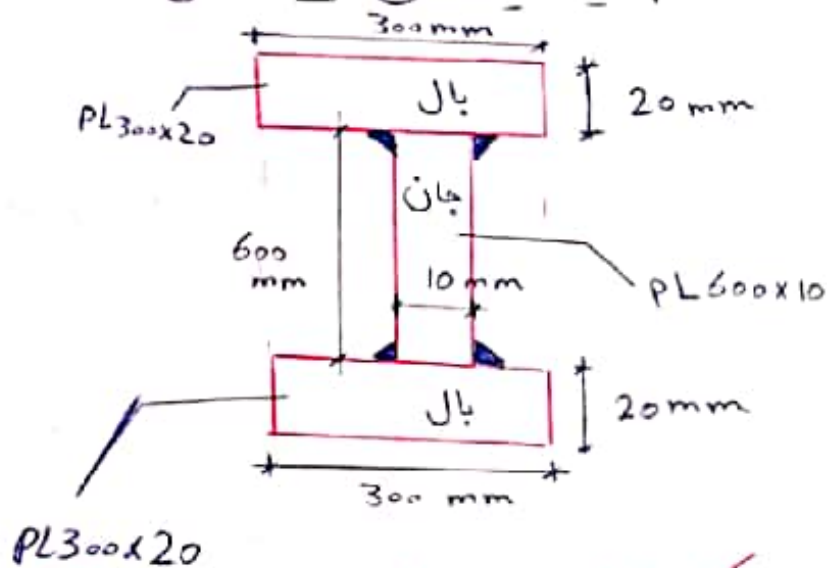
شکل ۲

ورق فولادی در حالت دوبعدی

سازه های فولادی ۲

در ساخت ورق ها توانایی آنها در تحمل نیرو به عرض و ضخامت آنها وابسته است.

مثلاً می توان با جوش دادن ۲ ورق $PL\ 300 \times 20$ به عنوان بال و یک ورق $PL\ 600 \times 10$ یک تیر ورق I شکل ساخت.



شکل ششم: ساخت یک تیر ورق I شکل از ۳ ورق با جوش دادن آنها به هم

چون ورقها در ابعاد دلخواه قابل خریداری هستند چند مزیت در تیر ورق استفاده از آن نسبت به استفاده از مقاطع کارخانه ای مورد توجه وجود دارد:

- ۱- چون جان و بال تیر ورق از ورق های جداگانه ساخته می شود بسادگی می توان جان را تقویت نمود در حالی که بال ثابت بماند و یا بال را بدون اتلاف جان تقویت نمود.

۲- گاهی در بازار یک سازه خاص مقاطع کارخانه ای نورد شده گنبد می شود. اما ورق در برابر د و اندازه های مختلف معمولاً یافت می شوند.

۳- وقتی طول دهانه ی تیر خیلی بلند باشد گنبد گشتی زیادی بر تیر وارد می شود و این باعث می شود تا برای تحمل این گنبد زیاد مقطع کارخانه ی تیر را لازم باشد که شاید ساخته نشود و یا بصورت سفارشی دیگران قیمت باشد. اما می توان ورق های قوی تر را به سادگی به هم حوش داد و مقطع تیر را لازم بصورت تیر ورق ساخت.

۴- در مقاطع کارخانه ای گاهی تفاوت بین در سازه های زیاد است مثلاً اختلاف بین IPE 180 و IPE 200. اگر IPE 180 برای تحمل تیرها ضعیف باشد IPE 200 نیز گزیده خواهد بود. اما در ساخت تیر ورق چون تنوع ورق ها بسیار زیاد است دست سازنده بازی باشد.

تذکره: اگر طول دهانه ی یک تیر از ۱۵ متر بلندتر باشد معمولاً طراحان بجای استفاده از مقاطع کارخانه ای از تیر ورق استفاده می کنند. ثابت شده است که برای تیرها بین ۲۰ متر دهانه تا ۱۵ متر استفاده از تیر ورق اقتصادی ترین گزینه می باشد. تیر ورق تا ۲۶ متر دهانه هم ساخته شده است.

سازه های فولادی ۲

ساخت تیرورق از ۱۹۵۰ میلادی با اوج گرفتن صنعت جوش رایج شده است.

نمودی طراحی تیرورق:

تیرورقها، تیرهایی هستند که طول دهانه‌ی بلندی دارند پس تحت گزر خمشی بزرگی قرار می‌گیرند. از این رو محتمل‌ترین نیروی وارد بر آن‌ها گزر خمشی است و بایستی ابتدا طراحی خمشی کردند. پس از طرح برای خمش بایستی تیرورق را در برابر نیروهای برشی کنترل نمود. کنترل خیز تیرورق از موارد دیگر طراحی آنراست. لذا طراحی تیرورق را می‌توان به سه مرحله تقسیم بندی نمود.

۱- ابتدا طراحی تیرورق برای تحمل گزر خمشی که در فولاد ۱ با آن آشنا هستیم و در اینجا یادآوری کوتاهی از آن به میان می‌آید.

۲- طراحی تیرورق برای خمش انجام شده و در نهایت درم به کنترل تیرورق تحت برش می‌پردازیم. (چون تیرورق بایستی برش را تحمل کند).

۳- کنترل خیز تیرورق

در ادامه این ۳ مرحله را آموزش می‌بینیم تا بتوانیم یک تیرورق را طراحی نماییم.

مرحله اول طراحی تیر - ورق : طراحی برای خشی

همانطور که بیان شد چون تیر ورق ، تیری با طول بلند می باشد و در تیرها بلند گذر خشی در اندام تیر شدت نقصی بازی می کند پس مهمترین قسمت طراحی یک تیر ورق طراحی خشی آن یا طراحی آن برای تحمل گذرهای خشی وارده می باشد. این طراحی در درس فولاد ۱ هم بیان شده که در اینجا یادآوری کوتاهی انجام می گیرد.

اگر بخواهیم تیر ورق در برابر گذر خشی مقاوم باشد بایستی در رابطه زیر

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

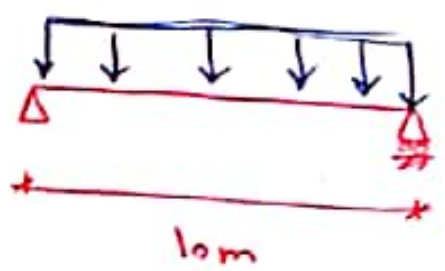
ضریب تکیلی مقاومت خشی ϕ_b
 گذر ضریب دار وارد بر سازه که از تکیلی سازه بدست می آید M_u

رابطه (۱) گذرهای قابل تحمل

در رابطه شماره (۱) M_u گذر ضریب دار است که بدلیل وزن بارهای مرده و زنده و ضریب دار به تیر ورق وارد می شود و با کشیدن دیاگرام

گذر و نیروی برشی قابل محاسب است.

مثال: برای تیر شکل زیر گذر حداکثر ضریب دار (M_u) وارد بر آنرا محاسبه نمایید. (بار مرده ۵۵ و بار زنده ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع فرض گردد). عرض بارگیر تیر را واحد فرض کنید.



نمونه های فولادی ۲

مثال ۱: ابتدا بارهای مرده و زنده را ضریب دار می کنیم. نمونه های فولادی

$$W_u = M_u = \text{نگارنده اثر وارد بر سازه طبق بارهای وارد شده ضریب دار}$$

$$q_D = 500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \text{ بار مرده}$$

$$q_L = 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \text{ بار زنده}$$

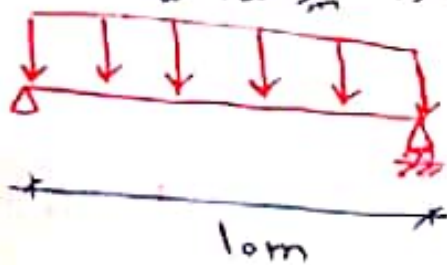
$$q_u = 1.2 q_D + 1.6 q_L = (1.2 \times 500) + (1.6 \times 200) = 600 + 320 = 920 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

نمونه های فولادی

بار ضریب دار را در عرض بار برتر که در صورت سوال داده یعنی یک متر بین شده است ضرب می کنیم

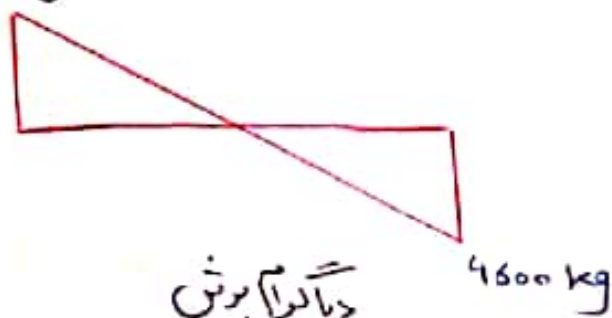
$$q_u^* = q_u \times \text{عرض بار برتر} = 920 \times 1 \text{ m} = 920 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

پس بار ضریب دار 920 کیلوگرم بر متر سوال 1 وارد می شود. $q_u^* = 920 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$



4600 kg

حال دیاگرام برش را ترسیم می کنیم.



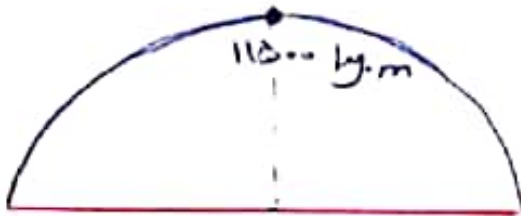
دیاگرام برش

پس حداکثر برش ضریب دار وارد بر سازه $V_u = 4600 \text{ kg}$ می باشد.

صفحه هفتم
سازه های فولادی ۲

ادامه ی حل مثال ۱:

نهایتاً برای محاسبه ی حداکثر گشتاور ضریبدار وارد بر تیر M_u دیاگرام گشتاور
ترسیم می کنیم.



دیاگرام گشتاور

پس حداکثر گشتاور وارد بر تیر از طرف بارهای مرده و وزنده

$M_u = 11500 \text{ kg.m}$

می باشد.

این مثال منطبق با M_u یا همان گشتاور خمشی ضریبدار وارد بر تیر را به ما
معاشی داد. همانطور که گفتیم اگر نیروی جاذبه در برابر بارهای وارده
توان خمشی داشته باشد بایستی در رابطی ① صدق کند.

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

رابطی ۱
یادآوری

پس از مقایسه ی M_u به سواغ تصرف ϕ_b می رویم:

ϕ_b همان ضریب تقلیل مقاومت خمشی در تیرهاست که شماره عدد ۰.۷۵
فرض می گردد. همواره اگر معطی را در کارگاه بسازیم اندکی ضعیفتر از آنچه
روی کاغذ محاسبه می کردیم توانایی تحمل بار دارد چرا که هم نقص کارگران

در اجرای مقطع فولادی و هم عدم کیفیت مصالح باعث می شود تا مقطع ساخته شده افتد که روی کاغذ تصور می شود توانایی نداشته باشد. آئین نامه مهندسان را موظف می کند تا همواره ۵٪ از توان مقطع فولادی در تحمل گسترده خشی را بجا نیاورد. مشکلات اجرایی در محاسبات وارد نکند. به ضرب ۰.۹ که نود درصد توانایی خشی عنصر را در نظر می گیرد ضرب تامل معارفت خشی گفته آنرا با ϕ_b نمایش می دهند.

از رابطه شماره ۱

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

رابطه شماره ۱

دو ضرب ϕ_b و M_u را ساخته نحوه محاسبه آنرا آموزش دیدیم به عنوان آخرین بار مقریه سناسابی M_n می پردازیم.

M_n به عنوان گتراسی قابل تحمل نیز می باشد که در واقع مقدار گتر خشی است که صرف نظر از مشکلات اجرایی، روی کاغذ و بدون هیچ نقصی توقع می رود مقطع بتواند آنرا تحمل کند. محاسبه گتراسی M_n در اینجا برای هر مقطعی به مهندسان آموزش داده می شود.

گروه محاسبه ی M_n :

برای محاسبه ی گترخشی این قابل تحمل یک مقطع باستی ابتدا توجه کنید که این مقطع آیا دچار کمایش می گردد یا خیر.
وقتی مقطعی تحت گترخشی قرار گیرد بطور کلی ۲ نوع کمایش در آن امکان دارد
رغ دهد

۱- کمایش موضعی (local Buckling) یا کمایش LB

۲- کمایش پیمشی جانبی (lateral torsional Buckling) یا کمایش LTB

۱- کمایش موضعی یا LB:

در این نوع کمایش بال فشاری در طول نیرو در یک منطقه خاص مانند موج دریا به یاس کشیده می شود.



شکل ۴- کمایش موضعی

این نوع کمایش در ۲ حالت رخ می دهد یا زمانی که بال فشاری آنقدر ضعیف باشد که خود بال فشاری در اثر گترخشی وارد شده کمایش کند (یعنی ضعیف تر بال باشد) یا زمانی که جان نیرو در یک به عنوان تکیه فشاری نیست به عرض آن کم باشد (یا زمانی که جان نیرو در یک به عنوان تکیه گاه بال فشاری ضعیف باشد و ضعیف تر آن در مقایسه با عرض آن آنقدر کم باشد

که جان در تیر ورق کمانش کند و چون جان تکیه گاه بال فشاری است اگر کمانش کند آن را نیز با خود به یاس می کشد . به بال فشاری یا جانی نه ضمانت کافی برای جلوگیری از کمانش موضعی را ارائه باشد بال و جان فشرده می گویند. کمانش LTB کمانش خطرناکی است و هرگز در تیر ورق نباشی رخ دهد برای جلوگیری از کمانش موضعی در شرط زیر همزمان باید اتفاق بیافتد پس هم بال فشاری دهم جان فشرده باشد .

شرط فشرده بال

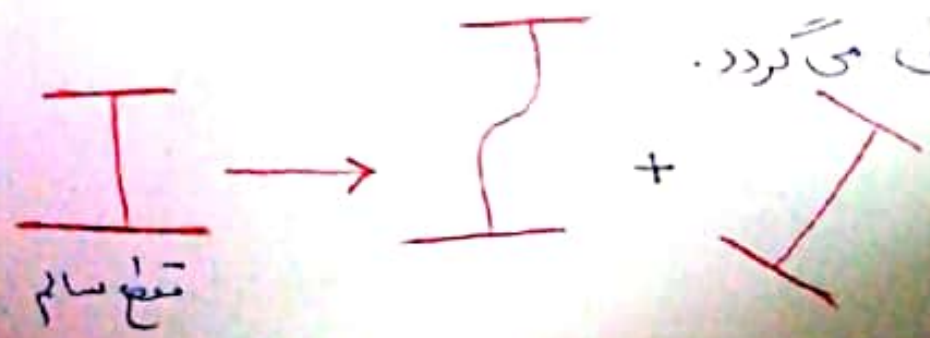
$$\frac{b_f}{t_f} \leq 1.48 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

شرط فشرده جان

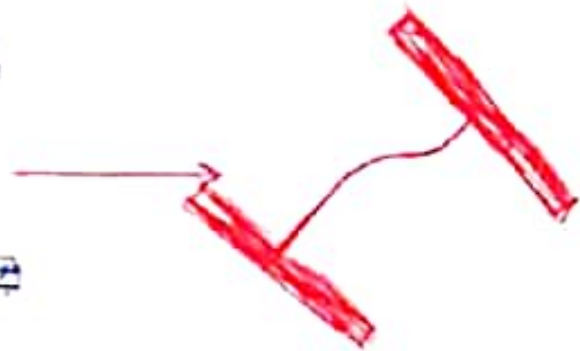
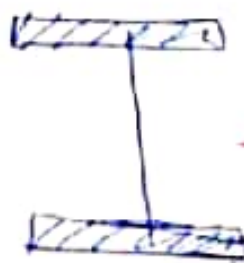
$$\frac{h}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

۲- کمانش پسمانی جانی یا LTB:

تا آنگاه که این کمانش کمانش بال فشاری است . در این کمانش هم زمان مقطع هم حول محور مرکزی خود می پیچد و هم در جان خود دچار کمانش جانی می گردد .

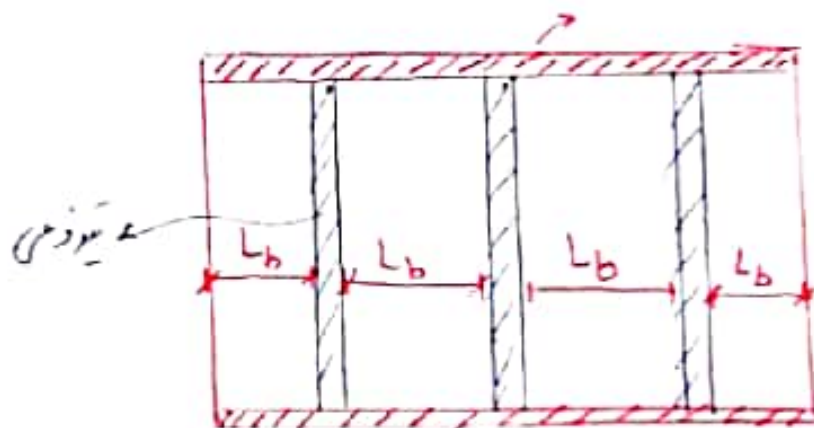


بین در کل



برای اینکه تیر بتواند برخورد و گشایش بیشتری - جانبی در آن رخ ندهد بایستی در صحنه ای افقی توسط تیرهای فرعی در فواصل هر چه کوتاهتر که به آن (L_b) می گویند مهار شود.

تیر اصلی



پلان یک سقف

یعنی گشایش بیشتری نباید دید

فاصله تیرهای فرعی که تیر اصلی را در راستای جانبی مهار می کنند

$$L_b \leq 1.77 r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

آرد

شعاع ژیراسیون

دائره ای ضعیف تیر اصلی

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

معان افزینی
دائره ای ضعیف
تیر اصلی
مساحت تیر اصلی
دائره ای ضعیف
شعاع ژیراسیون

البته اگر مقدار $\sqrt{\frac{E}{\rho}}$ را L_p باشد تا زمانی که

$$L_p \leq L_b$$

باشد هیچ کمایش پیش جایی رخ ندهد اما اگر 

$$L_p < L_b$$

باشد نیز کمایش پیش جایی در تیر رخ می دهد. مقدار L_p نیز عدد در در که اگر

$$L_b > L_r$$

باشد بیش بدترین و عموماً در تیر کمایش پیش جایی که به این کمایش پیش جایی
یاد کنند می گویند رخ داده است. اگر

$$L_p < L_b \leq L_r$$

در این حالت کمایش پیش جایی اتفاق می دهد که چندان مشکل جدی ای
نداده و نیز در این حالت اگر بار برداری شود به حالت اولیه خود برمی گردد.

اما اگر $L_b > L_r$ باشد کمایش پیش جایی پلانگی رخ

می دهد که در این حالت آنقدر تیر به تیر تبدیل می شود که اگر بار برداری
شود به حالت اولیه باز نمی گردد.

سازه های فولادی ۲

$$L_p = 1.95 r_{ts} \frac{E}{17 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o}} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_o}\right)^2 + K}$$

$$K = 9.7 \left(\frac{17 F_y}{E} \right)^2$$

$$J = \sum (b t^3) = \text{ثابت چرخشی}$$

$$C = 1 \quad h_o = \text{فاصله مرکز تا مرکز ۲ بال}$$

r_{ts} شعاع تیر الاستیک موثر

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y h_o}{r_{sx}}} \approx 1.3 b_{fc} \quad \text{I شکل، دو محور تقارن}$$

I شکل، یک محور تقارن

$$r_{ts} = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{a_w}{\alpha} \right)}}$$

h_c : دو برابر فاصله
محور خنثی الاستیک
تا وجه داخلی بال فشرده

$$a_w = \frac{h_c t_w}{b_{fc} t_{fc}}$$

برای محاسبه M_n در صورت قطع باسی توجه کرد که چه نوع کمایش پیشتر

جانبی در آن مقطع وجود دارد.

الف - اگر کمایش پیشتر جانبی کاملاً نداشته باشیم: یعنی $L_b \ll L_p$ بود

$$M_n = M_p = Z \cdot f_y$$

این مقطع پلاستیک

$$Z = Q_{top} + Q_{bot}$$

که اگر استیک به ۵۵ موردی پلاستیک

که اگر استیک به ۵۵ موردی

۱. اگر کانتینر به ۵۵ موردی استیک داشته باشد یعنی $L_p < L_b < L_r$ باشد

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 1.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

C_b : ضریب اصلاح کانتینر به ۵۵ موردی

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

$$2.5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C$$

۱. ضریب اصلاح کانتینر به ۵۵ موردی

C_b همواره برابر واحد است

M_{max} : قدر مطلق گزینشی حداکثر

M_A : قدر مطلق گزینشی در $\frac{1}{4}$ اول دهانه

M_B : قدر مطلق گزینشی وسط دهانه

M_C : قدر مطلق گزینشی در $\frac{3}{4}$ دهانه

۲. اگر کانتینر به ۵۵ موردی استیک داشته باشد یعنی $L_p > L_b > L_r$

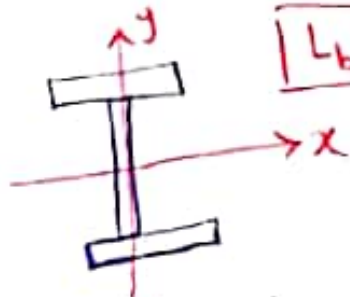
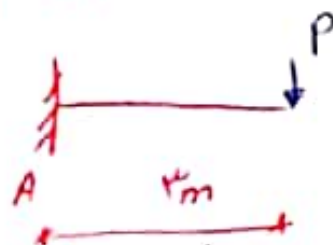
$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p, \quad F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{cs}} \right)^2}$$

مثال: در یک تیر طره ای مطابق شکل تیر نقطه در نقطه A دارای انکسار جانبی

است. اگر مقطع تیر IPE 200 باشد؛ $b_p = 14.1 \text{ cm}$ و $Z_x = 221 \text{ cm}^3$ و $J = 7.11 \text{ cm}^4$ و $I_y = 12.2 \text{ cm}^4$

$$t_p = 1.85 \text{ cm} \quad t_w = 1 \text{ cm}$$

و $S_x = 192 \text{ cm}^3$ و $Y_y = 2.22 \text{ cm}$ و $F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$ باشد. مقادیر ضریب انکسار جانبی و انحراف را بدین



$$L_b = 3 \text{ متر}$$

یک از مقادیر در زیر است

$$M_n = 5081 \text{ kg.m} \quad (1)$$

$$M_n = 8202 \text{ kg.m} \quad (2)$$

$$M_n = 3420 \text{ kg.m} \quad (3)$$

$$M_n = 1920 \text{ kg.m} \quad (4)$$

حل: مقاطع کارخانه‌ای گسی دارای بال درجا فشرده

مستند.

شرط فشردگی بال

$$\frac{b_f}{t_f} \leq 0.148 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\frac{10}{21.85} \leq 0.148 \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2400}}$$

$$0.458 \leq 10.97 \rightarrow \text{بالها فشرده است}$$

شرط فشردگی جان:

$$\frac{h}{t_w} \leq 0.176 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\frac{20}{1} \leq 0.176 \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2400}}$$

$$20 < 108.56$$

جان فشرده است

LB بال فشرده جان فشرده ندارد

درستی کاهش بخشی - جانبی

ص ۱۷

ساده های فولی ۲
 $\lambda_m \leq 1,1 \lambda_m$

$\lambda \cdot L_b \leq L_p$
 کاهش حتی بیشتر دارد

$$L_{pb} = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$L_{pb} = 1,76 \times 2,24 \sqrt{\frac{200000}{2400}}$$

$$L_{pb} = 114,8 \text{ cm}$$

$$M_n = M_p = f_y Z_x = 2400 \times 221 = 530400 = 530,4 \text{ kg.cm}$$

$$L_r = 1,95 r_{ts} \frac{E}{17 f_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} + \left(\frac{J_c}{S_x h_o}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{17 f_y}{E}\right)^2}$$

کاهش بخشی جانبی می کند

$$L_r = 1,95 \times 3 \frac{200000}{17 \times 2400} \sqrt{\frac{1,1 \times 1}{192 \times 19,10} + \left(\frac{1,1 \times 1}{192 \times 19,10}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{17 \times 2400}{200000}\right)^2}$$

$$r_{ts} = 1,0 b_f = 1,0 \times 3 = 3 \text{ cm}$$

$$L_r = 895 \text{ cm}$$

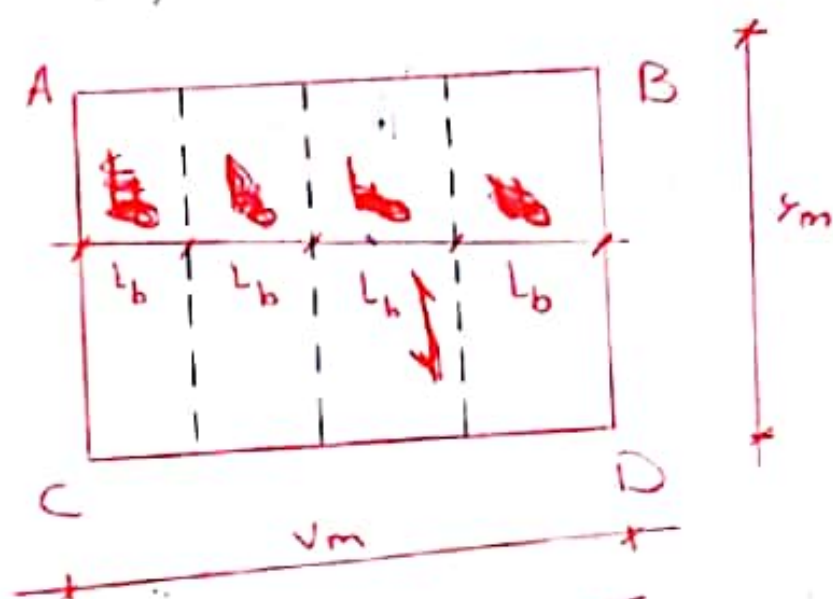
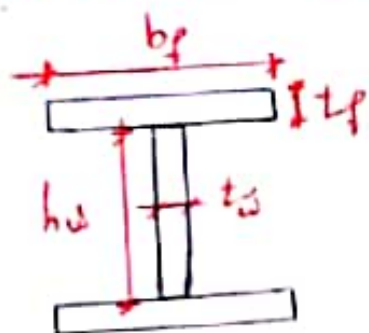
$$L_p \leq L_b \leq L_r \Rightarrow M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 17 f_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right]$$

است

$$M_n = 1 \left[530400 - (530400 - 17 \times 2400 \times 192) \left(\frac{114,8 - 114}{895 - 114} \right) \right]$$

$$M_n = 5081 \text{ kg.m} < M_p$$

مثال: تیر AB را برای گزینشی از نیروی طراحی کنید. سازه های فولادی ۱



سکری ST-37

حل: بهترین مقطع گزینی آن است که هیچ گواشی ندهد و

$$M_n = M_p \text{ باشد}$$

برای این اتفاق باید بال و جان فشرده باشند. فرض کنید تعادل شرایط برقرار است و در انتها بال و جان و ماصله تیرهای افقی را چنان طراحی کنید که مقطع

LB ر LTB نداشت باشد.

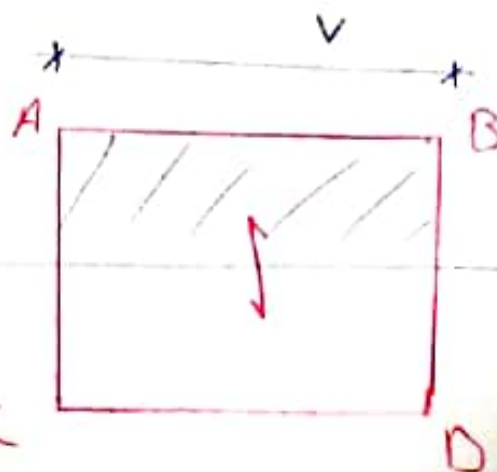
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ساختار} \\ \text{سکری} \end{array} \right\} \begin{array}{l} DL = 5 \frac{kg}{m^2} \\ LL = 20 \frac{kg}{m^2} \end{array}$$

$$A_{AB} = V \times 4 = 21 m^2$$

$$w_{DL} = 1.2 DL + 1.6 LL$$

$$w_{LL} = 1.2 \times 5 + 1.6 \times 20$$

$$w_{LL} = 37 \frac{kg}{m^2}$$

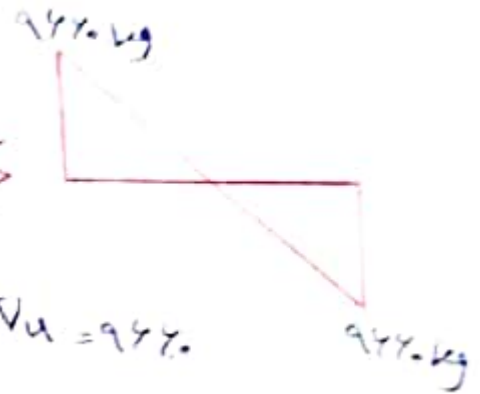
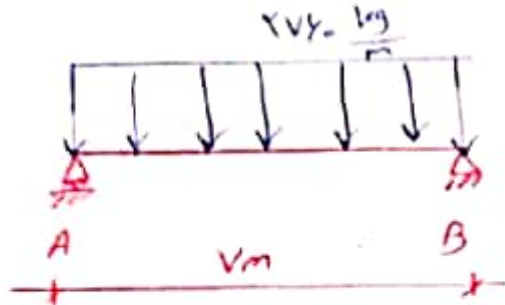


۱۹

سازه های فولادی ۲

$$W_u \times A_{AB} = 92.221 = 1942.0 \text{ kg}$$

$$\text{وزن بار سازه} = \frac{1942.0}{7} = 277.4 \text{ kg}$$



دیالگرام برش

$$V_u = 922.0 \text{ kg}$$



$$M_{u \max} = 1690.5 \text{ kg.m}$$

دیالگرام لنگر

جان ۱۲ / کل لنگر
بال ۱۸ / کل لنگر

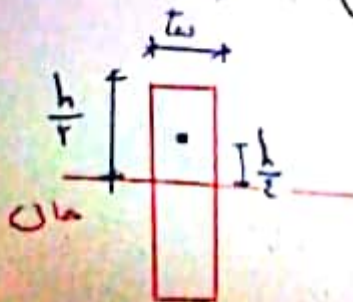
$$\frac{M_u}{\phi} \leq M_n$$

$$\frac{1690.5}{0.9} \leq M_n$$

$$1878.3 \leq M_n$$

لنگر سازه

$$M_{nw} = 0.75 M_n = 0.75 (1878.3) = 1408.7 \text{ kg.m}$$



$$M_p = f_y \cdot Z_{\text{جان}}$$

$$Z_{\text{جان}} = Q_u + Q_{\text{پای}} = 2 \left(\frac{t_w h}{4} \times \frac{h}{2} \right)$$

$$Z_{\text{جان}} = \frac{t_w h^2}{4}$$

ص ۲۰
سازه های فولادی ۲

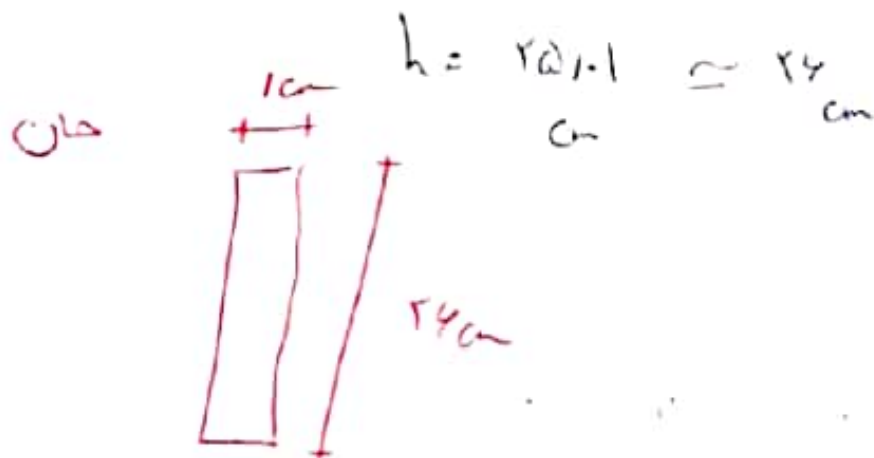
فرض $\rightarrow M_n = M_p = f_y \cdot Z_{جان}$

$$M_{n جان} = M_{p جان}$$

$$\frac{۳۷۵۲}{۱۹.۰۰} = \frac{۲۴.۰۰}{\frac{۱۹}{۰.۰۰}} \left(\frac{t_w h^2}{4} \right)$$

$$\frac{۳۷۵۲.۰۰}{۱۹.۰۰} = ۶.۰۰ t_w h^2$$

$$t_w h^2 = ۶۲۶ \text{ cm}^2 \Rightarrow t_w = ۱ \text{ cm} \text{ و } ۱ \times h^2 = ۶۲۶$$



$$\frac{h}{t_w} \leq C_{1v2} \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\frac{۲۴}{۱} \leq ۶۷۲ \sqrt{\frac{۲ \times ۱۰^۶}{۲۴.۰۰}}$$

ok جان دات است

ص ۲۱
سازه های فولادی ۲

$$\bar{M}_n = 1/\lambda M_{n_{max}} = 1/\lambda 1878 k = 150.24 \text{ kg.m}$$

$$M_f = \frac{M_{f_{max}}}{2} = 751 k \text{ kg.m}$$

$$M_u \leq M_p$$

$$751 k \leq Z_{jt} \times f_y \quad 751 k \leq Z_{jt} \times 2500$$

$$751 k \leq Z_{jt} \times 2500 \quad \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3}$$

$$\frac{751 k}{2500} \leq Z_{jt} \rightarrow Z_{jt} \leq 300$$

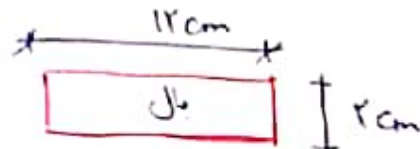
$$Z_{jt} = t_f b_f \left(1 + \frac{t_f}{2} \right)$$

$$300 \leq t_f b_f \left(1 + \frac{t_f}{2} \right)$$

$$t_f = 2 \text{ cm}$$

محاسبه طول را بر حسب درجه آزادی

$$300 \leq 12 b_f \left(1 + \frac{2}{2} \right) \rightarrow 11.17 \leq b_f$$



$$b_f = 12 \text{ cm}$$

$$\frac{b_f}{t_f} \leq 1/\lambda \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow \frac{12}{2} \leq 1/\lambda \sqrt{\frac{206000}{250}}$$

باز فشرده است

$$L_b \leq 1.77 r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$L_b \leq 1.77 (2.79) \sqrt{\frac{206000}{250}}$$

$$L_b \leq 181.70 \text{ cm}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{578.15}{25}} = 15.29 \text{ cm}$$

$$I_y = \left[2 \left(\frac{12 \times 2^3}{12} \right) + \left(\frac{2 \times 12^3}{12} \right) \right] = 578.15 \text{ cm}^4$$

ماده های فولادی:

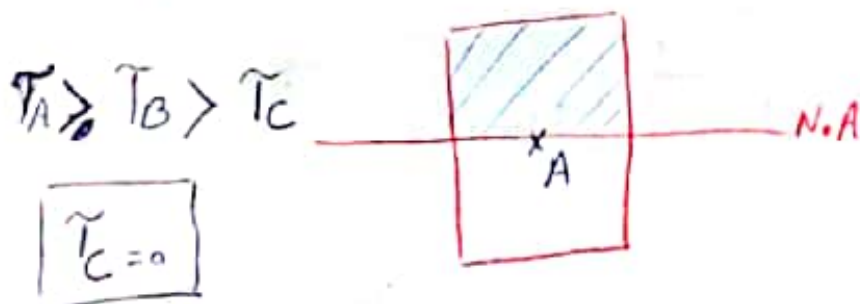
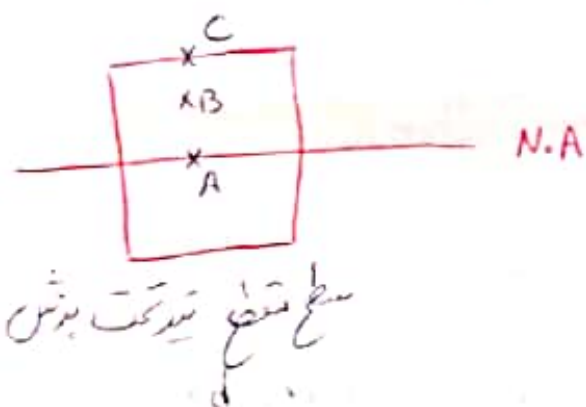
بطور کلی تیرها با دانه های معدنی و یاخته های درشت در تیرهای فولادی برشی
 ساخته و مسلح اصلی آنها در تیرهای فولادی می باشد به همین دلیل در طراحی تیر در
 ابتدا به طراحی برای خمش پرداخته ایم اما به هر حال ما برای مقطع را برای برش نیز کنترل
 نماییم.

تنش برشی صورت فدریک در رابطه ی مقاومت مصالحی زیر محاسبه می شود:

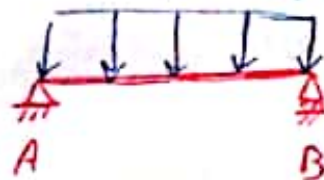
دوران سطح برشی

$$\tau = \frac{VQ}{It}$$

 قیمت $It \rightarrow$ معان اینرسی



هرچه به دور منحنی نزدیک شویم تنش برشی مقطع افزایش می یابد

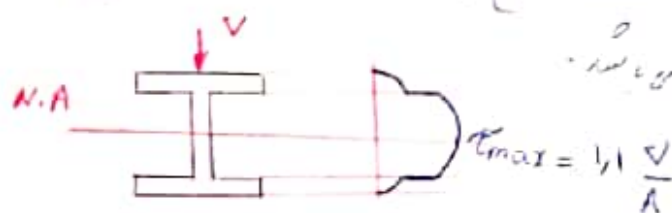


دیوارک برش

در تک غیر مستطیلی، حداکثر تنش برشی در محل محور جثی رخ می دهد و مقدار آن $\frac{V}{A} 1.5$ است.



در پیرامون I شکل وجود مال باعث توزیع یکدست تنش در جان مقطع می شود. حداکثر تنش در مقطع I شکل $\frac{V}{A} 1.1$ می باشد.



مقاومت برشی تیرها :

مقاومت برشی تیرها از رابطی زیر قابل محاسب است

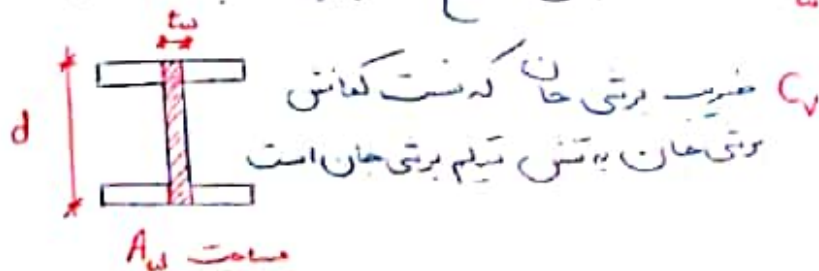
$$V_n = \phi F_y A_w C_v$$

و اگر تیری تحت برش نباشد و خواسته باشد بامشی در رابطی ذیل صادق باشد :

$$V_u \leq \phi V_n$$

ϕ ضریب تقلیل مقاومت برشی است که یا ۰.۷۵ یا ۱ فرض می گردد.

A_w مساحت جان مقطع که برابرست با حاصلضرب عمق گتلی مقطع در ضخامت جان



در ادامه عناصر روابط فوق از جمله C_v و ϕ را توضیح می دهیم.

ص ۲۴
ساره های فولادی ۲

حالت الف) برای جان متقاطع I شکل مورد شده و بانست

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \leftarrow \text{ارتفاع جان}$$

$$t_w \quad \leftarrow \text{ضخامت جان}$$

$$C_v = \phi_v = 1$$

حالت ب) برای جان سایر متقاطع

ب-۱- اگر $\frac{h}{t_w} \leq 1.1 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}}$ آنگاه $C_v = 1, \phi_v = 79$

ب-۲- اگر $1.1 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1.47 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}}$

$$C_v = \frac{1.1 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}}}{\left(\frac{h}{t_w}\right)} \quad 79 \leq \phi_v < 118$$

ب-۳- اگر $\frac{h}{t_w} > 1.47 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}}$

$$C_v = \frac{1.51 K_v E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 f_y} \rightarrow \phi_v < 79$$

$$\phi_v = 79$$

ارتفاع جان
خالص h

در روابط بالا K_v ضریب کاهش برش درون جان است و می‌توان آن را به شرح زیر دانست:
① اگر جان تحت کشش قرار گرفته باشد (جان تحت کشش) و $\frac{h}{t_w} < 260$ باشد

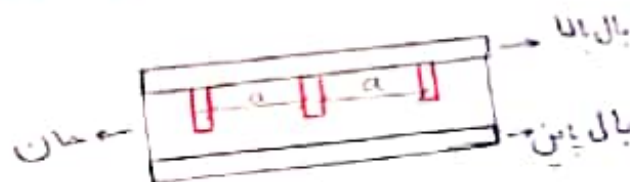
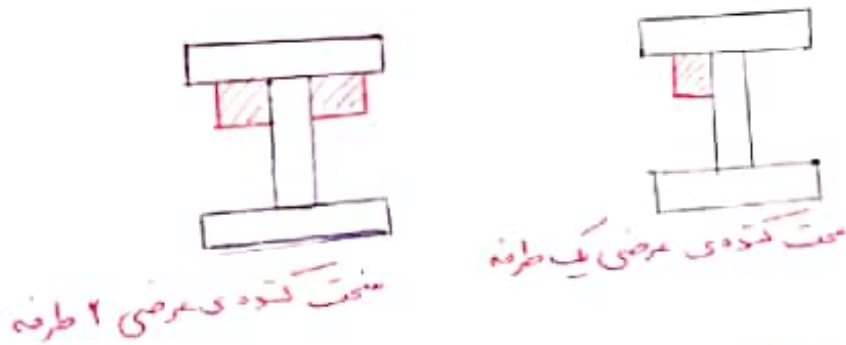
$$K_v = 5$$

ص ۲۵
سازه های فولادی ۲

۲- اگر جان سخت شده باشد یعنی سخت کننده ی جانبی داشته باشد:

$$\left\{ \begin{array}{l} K_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \rightarrow \frac{a}{h} \leq \left\{ 4, \left[\frac{2.2}{\left(\frac{h}{t_w}\right)} \right]^2 \right\} \\ K_v = 5 \rightarrow \frac{a}{h} > \left\{ 4, \left[\frac{2.2}{\left(\frac{h}{t_w}\right)} \right]^2 \right\} \end{array} \right.$$

a: فاصله ی آرایش ۲ سخت کننده ی عرضی متوالی جان



مثال: یک فیوردق I شکل با بالهای ۲۰۰x۱۵ میلی متر و جان ۶۰۰x۱۰ میلی متر عرضی است. چنانچه فیوردق مذکور فاقد سخت کننده عرضی باشد مقاومت برشی اسمی به کدام مقدار نزدیکتر است.

الف) ۹۱۰ kN ✓ ب) ۸۶۰ kN ج) ۷۷۰ kN د) ۱۲۴۰ kN

حل: $K_v = 5$ چون جان سخت کننده ی عرضی ندارد

$$\frac{h}{t_w} = \frac{600}{10} = 60 < 1.1 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} = 71 \Rightarrow C_u = 1$$

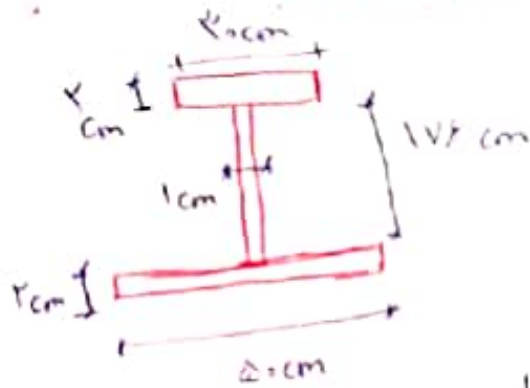
$$V_n = 0.6 F_y A_w C_u = 0.6 \times 240 \times (600 \times 10) \times 1 = 907 \text{ kN} \approx 910 \text{ kN}$$

مثال: نیروی متعامل در یک دهانه باربری استاندارد شود.

سازه های فولادی ۲

در صورتی که هیچ سخت کننده ای در میان نیروی متعامل محل کلافها قرار داده نشده باشد

در طراحی به روش همزمان بار و مقاومت ضوابط طراحی باید رعایت شود.



$$\frac{h}{t_w} = \frac{17.8}{1} = 17.8 \frac{\text{cm}}{\text{cm}}$$

حل:

$$K_v = 1.0 \leq \frac{h}{t_w} < 2.4 \quad \text{مستند}$$

$$\frac{h}{t_w} = 17.8 > 1.49 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} = 1.49 \sqrt{\frac{1.0 \times 20000}{250}}$$

$$17.8 > 11.1 \quad \text{OK}$$

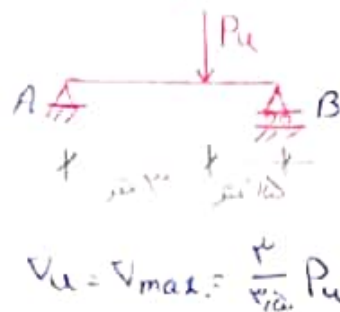
$$C_v = \frac{1.49 K_v E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y} = \frac{1.49 \times 1.0 \times (20000)}{(17.8)^2 \times 250} = 12.04$$

$$\phi_v V_n = 19 V_n \Rightarrow \text{مقاومت طرح}$$

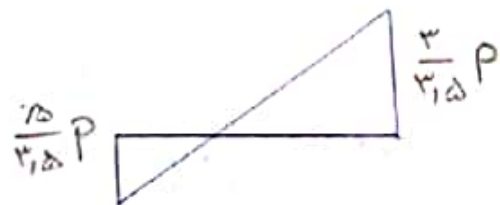
$$V_n = 14 F_y A_w C_v$$

$$\phi_v V_n = 19 [14 \times 250 \times (18.0 \times 1.0) \times 12.04] \approx 872 \text{ kW}$$

مثال: برای اجرای یک تیر دوسر مدار که تحت بارگذاری مثل زیر قرار دارد حاصل ۲۷
 مساحت مقطع فولادی ۲
 مقطع IPE ۱۸۰ پین شده است. محاسبه مقدار نیروی P_u تیر
 براساس معیار مقاومت برشی تیر چقرم است $(F_y = 240 \text{ مپا}$ و سخت کشنده ندارد)



حل: ابتدا با توجه به نمودار بارگذاری تیر
 محاسبه مقدار برش V_u را بدست آورد
 که همان نیروی تکیه گاه هر تیر است.



$$\frac{h}{t_w} = \frac{142}{5.4} = 26.29 < 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

حال مقاومت برشی تیر را حساب کنیم

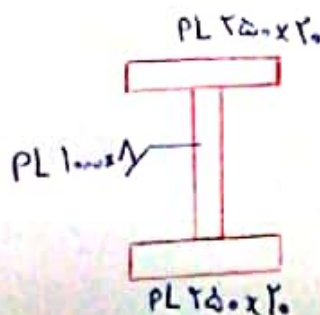
$$\frac{142}{5.4} < 2.24 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{240}} = 64.66 \Rightarrow C_w = 1 \text{ و } \phi_v = 1$$

h در مقطع بالامان $h = 2c$ می باشد

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_w = 0.6 (240) \times (180 \times 5.4) \times 1 = 147456 = 147 \text{ کلو}$$

$$V_d = \phi_v V_n = 1 \times 147 = 147 \text{ کلو}$$

$$V_u \leq V_d \Rightarrow \frac{3}{15} P_u \leq 147 \Rightarrow P_u \leq 12.6 \text{ کلو}$$



مثال: در یک تیر وین با مقطع نشان داده شده
 در شکل زیر C_v لازم برای تأمین مقاومت برشی
 مورد نیاز برابر ۱۶ بدست آمده است. محاسبه فاصله
 مجاز سوراخ کشیده های عرضی در چشمه های ابتدایی
 و انتهایی به کدام یک از اعداد زیر نزدیکتر است؟

۲۸
ساز - فولادی ۲

$$C_v \geq 1.8$$

$$C_v < 1.8 \rightarrow C_v = 1.8$$

$$C_v = \frac{1.51 K_v E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y} = 1.8 \Rightarrow \frac{1.51 K_v (2 \times 10^6)}{\left(\frac{1000}{h}\right)^2 \times 240} = 1.8$$

$$K_v = 7.45$$

برای جان است شده با فرض

$$\frac{a}{h} \leq \left\{ 2, \left[\frac{240}{\frac{h}{t_w}} \right]^2 \right\}$$

$$K_v = 7.45 = 7.45$$

$$\frac{a}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} = 7.45 \Rightarrow \frac{a}{h} = \sqrt{\frac{a}{7.45}} = 1.43$$

$$a = 1.43 h = 1.43 (1000) = 1430 \text{ mm} = 1430 \text{ mm}$$

$$\left(\frac{a}{h} \text{ مقدار}\right) \quad \frac{a}{h} = 1.43 < \left\{ 2, \left[\frac{240}{\frac{h}{t_w}} \right]^2 \right\} = \{ 2, 2.4 \}$$

ok

در نیروی برق با ارتفاع زیاد می توان از توانایی نیروهای کشتی ^{۵۵} سازه فولادی ۱ در تحمل برشی سیستم برق استفاده کرد اگر حال نیرو تحت برش قرار گیرد عملاً تنش های کشتی و فشار با برق حال دارد می شود. تنش کشتی رخ داده در حال می تواند برش تحمل آن در نیروی برق ساده تر می شود. وجود برق های مثبت گفته می شود یکی از شروط اصلی برای استفاده از میدان کشتی در تحمل برش می باشد اگر هیچ یک از شرایط زیر در نیروی برق رخ ندهد استفاده از میدان کشتی در تحمل برش در آن مجاز است.

الف) چسبیده اول و آخر باشد

ب) در اعضای که در آن $\frac{a}{h} > 3$ یا $\left[\frac{2A_w}{\left(\frac{h}{t_w} \right)} \right] > \frac{a}{h}$ باشد

پ) در اعضای که $\left[\frac{2A_w}{A_{fc} + A_{ft}} \right] > 2.5$ باشد

ت) در اعضای که $\frac{h}{b_{ft}} > 2$ یا $\frac{h}{b_{fc}} > 2$ باشد

هیچ نیروی برقی با استفاده از میدان کشتی نمی تواند برشی سیستم

$$V_{max} = 12 F_y A_w$$

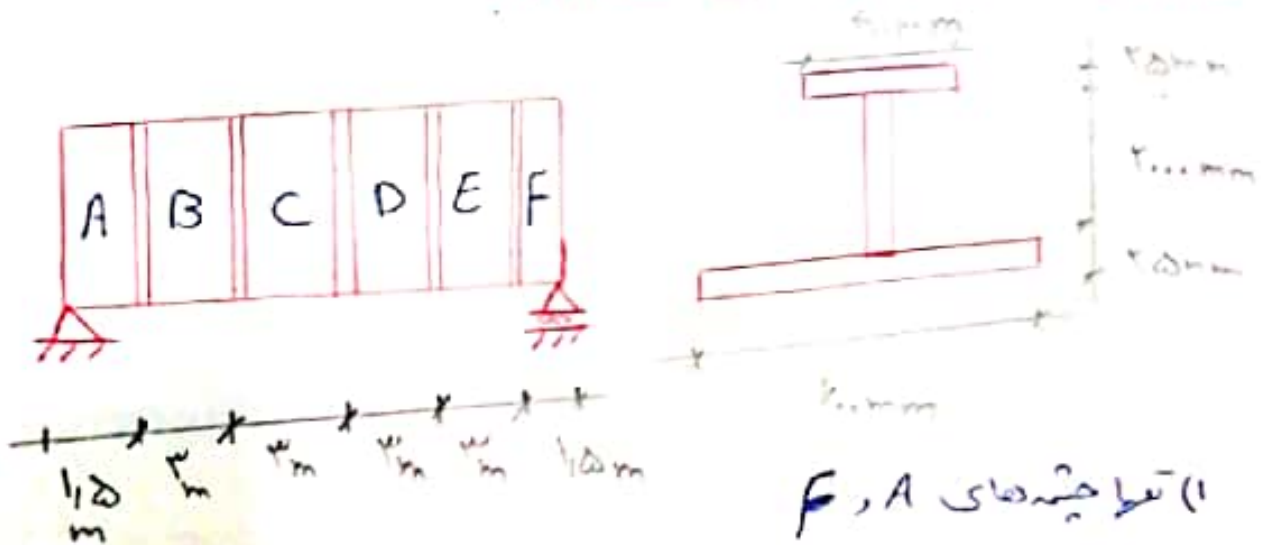
تحمل کند.

ص ۳۰
سازه فولادی ۲

$$\frac{h}{t_w} \leq 1.1 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \Rightarrow V_n = 1.7 F_y A_w$$

و اگر $\frac{h}{t_w} > 1.1 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \Rightarrow V_n = 1.7 F_y A_w \left[C_u + \frac{1 - C_u}{1.1 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}} \right]$

مثال: برای ساخت یک تیر فولادی بادمانده ساده به طول ۱۵ متر از مقطع I به شکل زیر استفاده شده و سمت کتفه های عرضی نیز به فواصل ۳ متر در تیر به کار رفته است برای طراحی این تیر در برابر نیروهای برشی در کتفها می توان از عمل میدان گشتی استفاده کرد.



۱) تیرچه های A و F

۲) تیرچه های B و E

۳) تیرچه های C و D

۴) امتداد مجاز به استفاده از میدان گشتی نیست.

اولین نتیجه: A و F تیرچه اول و آخر نمی تواند از میدان گشتی استفاده کند.

تعریف ۷: در مقطع تیرورق شکل زیر، از سخت کننده هایی به فواصل 2720 mm استفاده کرده ایم. اگر تیرورق مجاز به استفاده از عمل میدان کششی باشیم، مقاومت برشی اسمی با توجه به عمل میدان کششی چقدر است؟ (از مصالح فولادی با $F_y = 360 \text{ MPa}$ استفاده شده است).



۱۷۱۳ (۱)
۲۲۹۲ (۲)
۲۸۲۵ (۳)
۳۹۷۵ (۴)

۳۱
فولاد ۲

در صورت مجاز بودن استفاده از عمل میدان کششی، مقاومت برشی اسمی به صورت زیر محاسبه می شود.

$$\frac{a}{h} = \frac{2720}{1800} = 1.51 < \left\{ 2.0 \left(\frac{260}{\left(\frac{1800}{10} \right)} \right)^2 = 2.09 \right\} \Rightarrow k_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h} \right)^2} = 5 + \frac{5}{\left(\frac{2720}{1800} \right)^2} = 7.19$$

$$\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = \sqrt{\frac{7.19 \times (2 \times 10^5)}{360}} = 63.12$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{1800}{10} = 180 > 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 86.16 \Rightarrow C_v = \frac{1.51 k_v E}{\left(\frac{h}{t_w} \right)^2 F_y} = \frac{1.51 \times 7.19 \times (2 \times 10^5)}{180^2 \times 360} = 0.186$$

$$\frac{h}{t_w} = 180 > 1.1 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 69.15 \Rightarrow V_n = 0.16 F_y A_w \left[C_v + \frac{1 - C_v}{1.15 \sqrt{1 + \left(\frac{a}{h} \right)^2}} \right]$$

$$V_n = 0.16 \times 360 \times (180 \times 10) \times \left[0.186 + \frac{1 - 0.186}{1.15 \sqrt{1 + \left(\frac{2720}{1800} \right)^2}} \right] = 2291742 \text{ N} = 2292 \text{ kN}$$

بنابراین گزینه (۲) صحیح است.

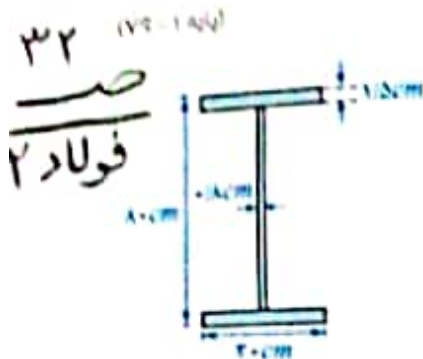
تمرین ۸: در یک تیرورق با مقطع زیر حداکثر نیروی برشی $V_u = 120 \text{ ton}$ می باشد. هرگاه حد تسلیم کششی فولاد به کاررفته در ساخت تیرورق $F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$ باشد، کدام یک از گزینه های زیر برای تحمل نیروی برشی 120 ton در این تیرورق مناسب می باشد؟

(۱) این تیرورق برای تحمل نیروی برشی $V_u = 120 \text{ ton}$ کافی است و نیاز به تقویت ندارد.

(۲) ضعف این تیرورق را می توان با اتصال سخت کننده هایی به جان تیرورق برطرف نمود.

(۳) ضعف این تیرورق را می توان با افزایش ضخامت جان تیر برطرف نمود.

(۴) هر کدام از دو راه حل (۲) و (۳) برای برطرف نمودن ضعف این تیرورق مناسب می باشد.



۵. برای تعیین مقاومت برشی یک تیر باید ابتدا پارامتر C_v برای آن مشخص شود. برای این منظور و براساس درسنامه، با توجه به اینکه مقطع موردنظر تیر ورق می باشد داریم:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{(80 - 2 \times 1.5)}{1.5} = 96/25 \Rightarrow \frac{h}{t_w} < 260 \Rightarrow k_v = 5$$

$$\begin{cases} 1/8 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 71 \\ 1/27 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 88/43 \end{cases} \Rightarrow \frac{h}{t_w} = 96/25 > 1/27 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 88/43$$

در ادامه و براساس حالت دوم برای محاسبه C_v داریم:

$$\frac{h}{t_w} > 1/27 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \Rightarrow C_v = \frac{1/51 k_v E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y} \Rightarrow C_v = \frac{1/51 \times 5 \times (2 \times 10^6)}{(96/25)^2 \times 2400} = 0.168$$

بعد از مشخص شدن C_v می توان مقاومت اسمی و مقاومت طرح را برای این مقطع محاسبه کرد:

$$\text{مقاومت اسمی: } V_n = 0.16 F_y A_w C_v = 0.16 \times 2400 \times (80 \times 0.15) \times 0.168 = 62668/18 \text{ kg} = 63 \text{ ton}$$

$$\text{مقاومت طرح: } \phi_v V_n = 0.9 \times 63 = 56.7 \text{ ton} < V_u = 120 \text{ ton}$$

مشاهده می شود که حداکثر نیروی برشی وارد بر این مقطع بیشتر از مقاومت طرح آن بوده و لذا باید تیر به نوعی تقویت شود.

دقت: رابطه تعیین مقاومت برشی اسمی مقطع $V_n = 0.16 F_y A_w C_v$ می باشد که حداکثر آن به ازای $C_v = 1$ بدست می آید و داریم:

$$(V_n)_{max} = 0.16 F_y A_w \times 1 = 0.16 \times 2400 \times (80 \times 0.15) \times 1 = 92160 \text{ kg} = 92 \text{ ton}$$

حداکثر مقاومت برشی برای این مقطع حتی با اضافه کردن سخت کننده های عرضی به جان نیز نهایتاً $0.9 \times 92 \text{ ton}$ می باشد. بنابراین تنها راه حل برطرف کردن ضعف این تیر در برش، افزایش ضخامت جان می باشد و گزینه (۳) صحیح است.

در این قسمت از فصل، چه خواهیم خواند؟

در این قسمت که بخش ۲ برای بحث نیروی برشی می باشد می خواهیم مطالب تکمیلی در ارتباط با برش را بررسی نماییم. بحث هایی نظیر برش طراحی سخت کننده های عرضی و مقاومت برشی مقاطع در امتداد عمود بر محور ضعیف از آن جمله هستند.

- B-1- طراحی ورق های سخت کننده عرضی جان
- B-2- مقاومت برشی در امتداد عمود بر محور ضعیف
- B-3- محاسبه مقاومت برشی مقاطع غیر I شکل
- B-4- مقاومت برشی اعضا در مجاورت ناحیه اتصال

قسمت دوم

۱-۱-۱- هم اثر ورق های سخت کننده عرضی جان

در مواردی که $\frac{h}{t_w} \leq 214 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ بوده و نیز در مواردی که مقاومت برش مورد نیاز با کوچکتر یا مساوی مقاومت برشی موجود به ازای $k_v = 5$ باشد نیاز به تعبیه سخت کننده های عرضی در جان مقاطع نمی باشد. در صورت عدم تحقق یکی از شرایط مذکور باید از سخت کننده های عرضی با رابله محصور بندهای ربر استفاده شود.

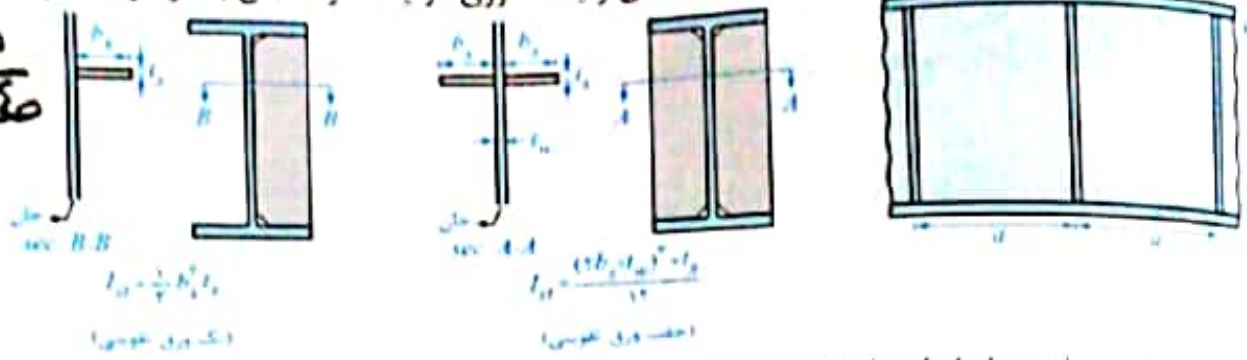
محدودیت های طراحی سخت کننده های عرضی

- ۱- در صورتی که به عمل نمایی مستقیم بین قطعه سخت کننده و بال تیر برای انتقال بارهای متمرکز یا عکس العمل تکیه گاهی، نیاز نباشد می توان سخت کننده عرضی را به بال کششی جوش نداده و با حنی می توان قطعه سخت کننده را نرسیده به بال کششی قطع کرد. در صورت عدم جوشکاری سخت کننده به بال کششی، جوش هایی که قطعه سخت کننده را به جان تیر متصل می کنند باید در فاصله ای کمتر از ۴ برابر و نه بیشتر از ۶ برابر ضخامت جان از هر جوش اتصال سخت کننده به جان و بال کششی حتم شوند.
- ۲- سخت کننده های عرضی باید به بال فشاری متصل گردند تا از بلند شدن بال در اثر بیجش جلوگیری به عمل آید.
- ۳- فاصله مرکز به مرکز سنج هایی که سخت کننده ها را به جان تیر متصل می کنند نباید از ۳۰۰ میلی متر تجاوز نماید. چنانچه برای اتصال سخت کننده ها به جان تیر از جوش های موشه مقطع استفاده شود نباید فاصله آرک بین جوش های مقطع از ۱۶ برابر ضخامت جان با ۲۵۰ میلی متر، هر کدام کوچکتر است، تجاوز نماید.

فولاد ۲۵
ص ۲۲

ورق‌های سخت‌کننده عرضی جان، ورق‌هایی هستند که به صورت تیغه قائم و در فواصل a ، در طول تیر قرار دارند. واضح است که این ورق‌ها به صورت عمود بر جان تیر در حد فاصل دو بال قرار داده می‌شوند. ورق‌های سخت‌کننده می‌توانند به صورت جفت ورق در طرفین جان و یا تک ورق در یک طرف جان به کار گرفته شوند.

فولاد ۲
ص ۳۳



ابعاد ورق‌های تقویتی باید به اندازه‌ای باشد که ممان اینرسی آنها (I_{st} در شکل‌های فوق) در رابطه زیر صدق کند:

$$I_{st} \geq \frac{\min(a, h) \times t_w^3 j}{I_{موردیاری}}$$

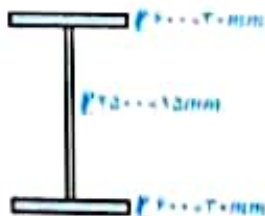
(۹-۵)

پارامتر j به کمک رابطه زیر به دست می‌آید:

$$j = \frac{2/5}{(\frac{a}{h})^2} - 2 \geq 0.15$$

(۱۰-۵)

نکته: در یک تیرورق به شکل زیر، قصد داریم از سخت‌کننده‌های عرضی به فواصل ۵ متری استفاده کنیم. اگر عرض سخت‌کننده‌های مورد استفاده برابر ۸۰ mm بوده و آنها به صورت جفت در دو سمت جان تیرورق استفاده شوند، ضخامت سخت‌کننده‌ها حداقل چقدر باید باشد؟



۸۰ mm (۱)

۱۰ mm (۲)

۱۲ mm (۳)

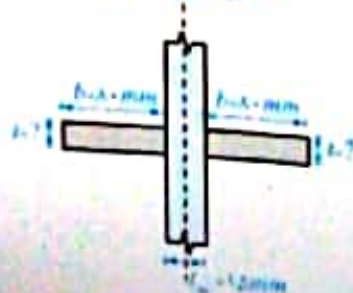
۱۴ mm (۴)

برای طراحی سخت‌کننده‌های جفت، باید ابتدا مقدار پارامتر j و سپس ممان اینرسی مورد نیاز آنها محاسبه شود.

$$j = \frac{2/5}{(\frac{a}{h})^2} - 2 = \frac{2/5}{(\frac{5000}{250})^2} - 2 = 0.1625 - 2 = -1.8375 < 0.15 \Rightarrow j = 0.15$$

$$I_{موردیاری} = \min(a, h) \times t_w^3 j = \min(5000, 250) \times 15^3 \times 0.15 = 2500 \times 15^3 \times 0.15 = 4318750 \text{ mm}^4$$

نویس دیگری ممان اینرسی موجود قطعات سخت‌کننده جفت نسبت به محور مرکزی جان تیر برابر است با:



$$I_{st} = 2 \left[\frac{tb^3}{12} + tb \left(\frac{b}{2} + \frac{t_w}{2} \right)^2 \right]$$

$$\Rightarrow I_{st} = 2 \times \left[\frac{1 \times 80^3}{12} + (1 \times 80) \times \left(\frac{80}{2} + \frac{15}{2} \right)^2 \right]$$

$$\Rightarrow I_{st} = 2 \times [426661 + 180500] = 1214322$$

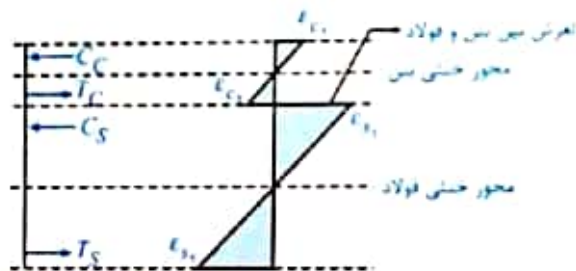
استفاده از مصالح فولاد و بتن به صورت مجزا در طراحی سازه‌ها از دیرباز مورد توجه مهندسان بوده است. خواص منحصر به فردی که هر یک از این مصالح دارا می‌باشد، باعث شده که در یک مقایسه کلی نتوان سازه‌های فولادی را به سازه‌های بتنی یا بالعکس برتری داد. با این وجود از اوایل قرن بیستم میلادی، استفاده همزمان از مصالح بتنی و فولادی در ساخت سازه‌ها مدنظر مهندسان قرار گرفت. به طور کلی هدف اصلی این کار، استفاده از مزایای هر دو مصالح و پوشش معایب آنها می‌باشد. در اعضای با مقطع مرکب (مختلط)، می‌توان از ظرفیت فشاری بتن و ظرفیت کششی فولاد به صورت همزمان استفاده نمود. نکته قابل ذکر در ارتباط با سازه‌های مختلط، لزوم عملکرد همزمان هر دو مصالح در تعیین ظرفیت باربری عضو است. به این معنی که باید اتصال مناسب بین ورق‌های فولادی و قطعه بتنی برقرار باشد تا از لغزش این دو بر روی یکدیگر جلوگیری شود. در توضیح بیشتر این موضوع، به دو حالت زیر توجه کنید:

حالت ۱ (بدون برش گیر): در این حالت دال بتنی و تیر فولادی هر یک به صورت مجزا عمل می‌کنند و با تقریب خوبی می‌توان گفت که صفحات عمود بر محور تیر پس از خمش نیز عمود بر محور تیر و به صورت مسطح باقی می‌مانند. بنابراین تغییرات کرنش در دال بتنی و تیر فولادی به صورت خطی است. با صرف نظر کردن از اصطکاک جزئی در محل تماس دال بتنی و تیر فولادی، شکل صفحه بعد تغییرات کرنش را در ارتفاع مقطع نشان می‌دهد.

۱۳۶ فولاد

در این حالت نکات زیر حائز اهمیت است:

- ۱- در این حالت دو محور خمشی در مقطع وجود داشته که یکی در وسط ضخامت دال بتنی و دیگری در وسط ارتفاع تیر فولادی قرار دارد.
- ۲- در هر قسمت نیروی فشاری و کششی با یکدیگر برابر است ($T_s = C_s$ ، $T_c = C_c$). شایان ذکر است که تحت اثر لنگر مثبت، قسمت‌های فوقانی تیر فولادی و دال بتنی تحت فشار قرار می‌گیرد.
- ۳- لنگر خمشی قابل تحمل توسط مجموعه از جمع لنگر خمشی دال بتنی و تیر فولادی به دست آمده و در محل اتصال بتن و فولاد شاهد لغزش هستیم.



(توزیع کرنش) (توزیع نیروهای فشاری و کششی)



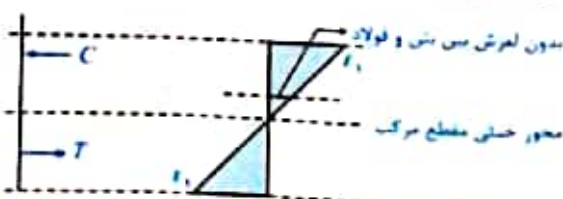
(انحوا غیرمستقیم همراه با لغزش)

حالت ۲ (یا برش گزر کافی): اگر بین مصالح بتنی و فولادی از قطعات واسطی به نام برشگیر استفاده شود، رفتار کل مقطع به صورت مرکب خواهد شد. در حالت رفتار مرکب، هیچ گونه لغزشی در محل اتصال دو ماده رخ نمی‌دهد و مقطع تیر فقط دارای یک محور خمشی است. در این حالت تحت اثر لنگر مثبت، بالای محور خمشی تحت فشار و پایین محور خمشی تحت کشش است و توزیع کرنش در ارتفاع مقطع به صورت پیوسته می‌باشد که در شکل زیر مشاهده می‌کنید.

در این حالت نکات زیر حائز اهمیت است:

- ۱- لنگر خمشی قابل تحمل مقطع در این حالت، بزرگتر از حالت قبل می‌باشد. محاسبات انجام گرفته نشان می‌دهد که ظرفیت باربری یک عضو خمشی با مقطع مرکب حدود ۳۰ درصد بیشتر از مقطعی با مشخصات یکسان ولی بدون برشگیر کافی است.
- ۲- اساس مقطع تیر نسبت به حالت قبل افزایش محسوسی خواهد داشت که موجب کاهش تنش‌های ناشی از خمش می‌شود.

- ۳- با توجه به افزایش قابل توجه معان اینرسی، خیز تیر در مقایسه با حالت بدون برشگیر کمتر است.
- ۴- توجه شود که در صورت کافی نبودن تعداد برشگیرها، عملکرد تیر به صورت مرکب محسوب نشده ولی میزان لغزش بین بتن و فولاد از حالت اول کمتر است. همچنین واضح است که مقاومت خمشی مقطع در این حالت، مقداری بین حالت‌های با برشگیر کافی و بدون برشگیر دارد.



(توزیع کرنش) (توزیع نیروهای فشاری و کششی)

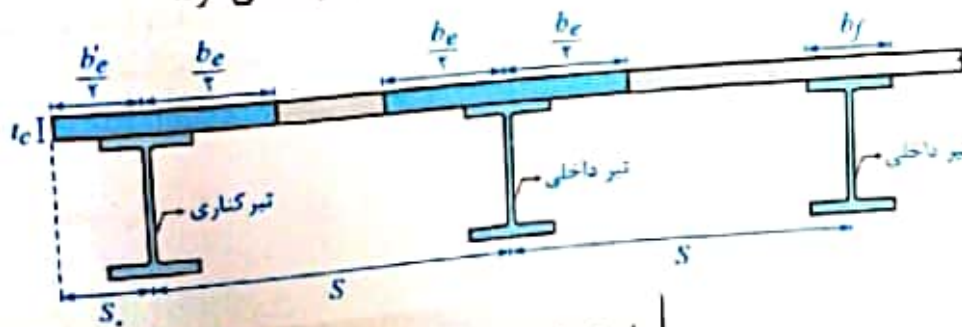


(انحوا غیرمستقیم بدون لغزش)

۳۷ فولاد ۲

۸-۳- عرض مؤثر دال بتنی در تیرهای مختلف

در برخی از سازه‌های فولادی، سقف سازه به صورت یک دال بتنی است که روی تیرهای فولادی قرار می‌گیرد. در صورتی که اتصال مناسب بین دال و تیر برقرار باشد، به مجموعه آنها تیر مرکب می‌گویند. برای محاسبه خصوصیات هندسی مقطع مرکب لازم است عرض مؤثری از دال بتنی که با تیر فولادی در تحمل بار مشارکت می‌کند تعیین شود. عرض مؤثر دال بتنی (b_e) طبق رابطه زیر در نظر گرفته می‌شود:



(۱-۶)

$$\frac{b_e}{2} = \min \left(\frac{L_n}{8}, \frac{S}{2} \right) \quad \text{برای تیرهای میانی یا تیرهای کناری در سمت داخلی}$$

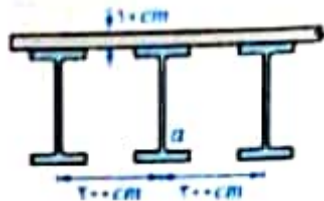
$$\frac{b'_e}{2} = \min \left(\frac{L_n}{8}, S_e \right) \quad \text{برای تیرهای کناری در سمت خارجی}$$

L_n : طول دهانه تیر (مرکز تا مرکز تکیه گاه‌های تیر)

تذکره: در صورتی که S در دو طرف مقطع تیر یکسان نباشد، برای محاسبه $\frac{b_e}{2}$ در هر طرف تیر، از S مربوط به آن طرف استفاده می‌شود.

نکته: حداقل ضخامت دال بتنی، ۸۰ میلی‌متر مقرر می‌گردد.

تمرین ۲: در مقطع مختلف زیر، طول دهانه تیرها ۷/۶ متر است. عرض بال فوقانی ۱۰ سانتی متر و عرض بال تحتانی ۲ سانتی متر می باشد. در مورد عرض مؤثر دال بتنی در تیر a کدام گزینه صحیح است؟ (پایه ۳ - شماره ۹۱)



ص ۳۸ فولاد ۲

- $b_e = 160 \text{ cm}$ (۱)
- $b_e = 170 \text{ cm}$ (۲)
- $b_e = 190 \text{ cm}$ (۳)
- $b_e = 200 \text{ cm}$ (۴)

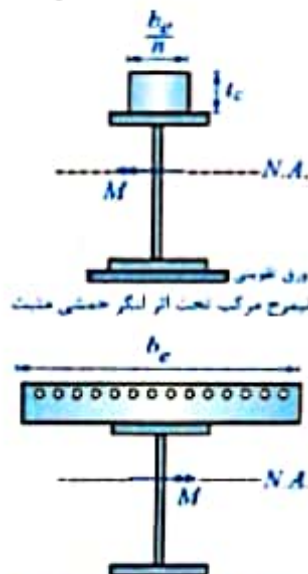
عرض مؤثر دال بتنی که به صورت مختلف با تیر عمل می کند، برای تیر داخلی (a) عبارت است از:

$$\frac{b_e}{2} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_n}{8} = \frac{7.6}{8} = 95 \text{ cm} \\ \frac{S}{2} = \frac{200}{2} = 100 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \frac{b_e}{2} = 95 \text{ cm} \Rightarrow b_e = 2 \times 95 = 190 \text{ cm}$$

بنابراین گزینه (۳) صحیح است.

۴-۱- محاسبه خصوصیات تیرهای مختلف در حالت الاستیک

بعد از محاسبه عرض مؤثر دال بتنی، به منظور محاسبه خصوصیات هندسی تیر مرکب، از روش مقطع تبدیل یافته استفاده می شود. برای این کار باید عرض مؤثر b_e را بر ضریب n ، که نسبت مدول الاستیسیته فولاد به بتن ($\frac{E_s}{E_c}$)



توضیح: تیر مرکب تحت اثر لنگر خمشی مثبت

است، تقسیم نمود و ضخامت دال بتنی را ثابت در نظر گرفت. ($n = \frac{E_s}{E_c} = 8 - 10$).

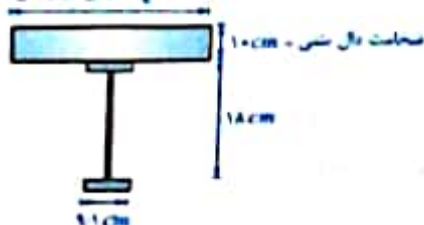
اگر محور خنثی در ناحیه بتن مقطع تبدیل یافته قرار گیرد، از قسمت کشی بتن در محاسبه خصوصیات هندسی مقطع صرف نظر می شود. معمولاً در مقاطع مرکب تحت اثر لنگر مثبت، بال پایینی تیر فولادی را با ورق فولادی تقویت می کنند. در این حالت اغلب محور خنثی در ناحیه بتنی قرار نمی گیرد و از تعامی ظرفیت فشاری بتن می توان استفاده نمود.

اما اگر مقطع مرکب تحت اثر لنگر منفی قرار گیرد، بتن تحت کشش می افتد و در این حالت باید از میلگردهای طولی در قسمت بتنی برای تحمل کشش در ناحیه فوقانی تیر مرکب استفاده نمود.

تمرین ۳: اساس مقطع تیر مختلف زیر (در محاسبات تنش) نسبت به تار پایینی مقطع تقریباً چقدر است؟

(پایه ۳ - شماره ۹۱)

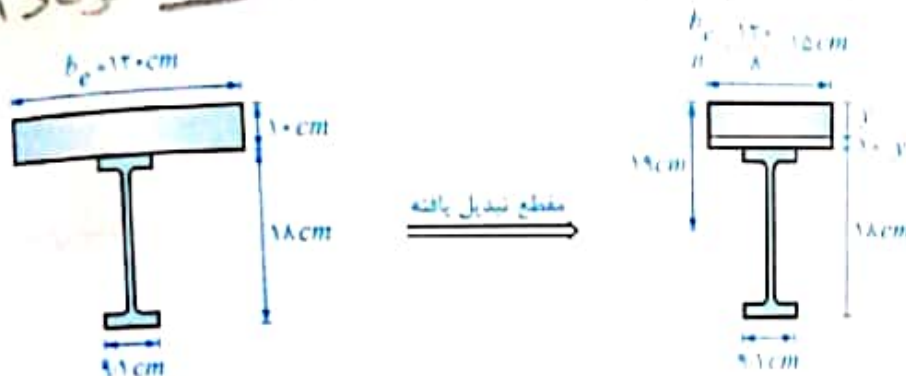
عرض مؤثر دال بتنی $b_e = 120 \text{ cm}$



$$(I_{x_{IPE180}} = 1220 \text{ cm}^4 \text{ و } A_{IPE180} = 2319 \text{ cm}^2, n = \frac{E_s}{E_c} = 8)$$

- 31316 cm^4 (۱)
- 34811 cm^4 (۲)
- 72319 cm^4 (۳)
- 95513 cm^4 (۴)

در مقطع تیر مختلط، ابتدا باید قسمت بتنی به فولاد معادل تبدیل گردد. سپس با تعیین محل محور خنثی، اساس مقطع نسبت به تار پایینی محاسبه می گردد.



از طرفی با توجه به اینکه در اینگونه از مقاطع مختلط عمدتاً محور خنثی در قسمت بتنی قرار می گیرد، لذا باید از بتن زیر محور خنثی صرف نظر شود (به دلیل ترک خوردگی بتن). به همین دلیل اگر فرض کنیم که فاصله محور خنثی از بالای مقطع برابر y است و به اندازه $y - 10$ از ناحیه بتنی ترک خورده است، داریم:

$$15 \times y \times \frac{y}{2} = 23/9 \times \left(\frac{18}{2} + 10 - y \right) \Rightarrow y = 6/35 \text{ cm}$$

$$I = 1220 + 23/9 \times (19 - 6/35)^2 + \frac{15 \times 6/35^3}{3} = 6424/77 \text{ cm}^4$$

• محاسبه انرسی تیر فولادی حول محور خنثی

• محاسبه انرسی بتن حول محور خنثی

$$S = \frac{I}{c} = \frac{6424/77}{28 - 6/35} = 296/75 \text{ cm}^3 \quad (\text{حول تار پایین})$$

نزدیکترین گزینه به جواب فوق، گزینه (۱) می باشد.

۵-۸- محدودیت ها و جزئیات بندی مقاطع مختلط

در این بخش می خواهیم محدودیت هایی که مبحث دهم مقررات ملی ساختمان در مورد جزئیات مقاطع مختلط بیان کرده است را بررسی نماییم.

محدودیت های مصالح در اعضای با مقطع مختلط

بتن، میلگرد و مقاطع فولادی در اعضای مختلط باید دارای شرایط زیر باشند، مگر آنکه استفاده از مصالح با شرایط مغایر با شرایط زیر توسط آزمایش یا تحلیل توجیه شده باشد:

- ۱) مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه ای بتن (f_c) برای بتن های با وزن مخصوص معمولی، نباید از 20 MPa کمتر و از 70 MPa بیشتر و برای بتن های سبک نباید از 20 MPa کمتر و از 40 MPa بیشتر باشد.
- ۲) مصالح بتن بر مقاومت را می توان برای محاسبات مربوط به سختی اعضاء مورد استفاده قرار داد، لیکن برای محاسبات مقاومت اسمی اعضای با مقطع مختلط نمی توان به آن تکیه کرد، مگر اینکه نتایج آزمایش یا تحلیل استفاده از آن را توجیه نماید.
- ۳) تنش تسلیم میلگردها و مقاطع فولادی اعضای با مقطع مختلط نباید از 500 MPa تجاوز نماید.

در این روش، تغییرات کرنش در ارتفاع مقطع به صورت خطی فرض شده و حداکثر کرنش در بتن برابر با 0.003 فرض می‌گردد. سپس به کمک برقراری روابط تعادل نیروها و لنگرها در مقطع، مقاومت اسمی مقطع تعیین خواهد شد. دقت شود که برای استفاده از روش سازگاری کرنش‌ها، باید نمودار تنش - کرنش فولاد و بتن تحت بارهای کششی و فشاری مشخص باشد.

درباره روش سازگاری کرنش‌ها، به دو نکته زیر توجه کنید:

- ۱ استفاده از روش سازگاری کرنش‌ها، به شکل منحنی تنش - کرنش ماده وابسته است و به همین دلیل اساساً روشی زمان‌بر می‌باشد.
- ۲ با توجه به مورد (۱)، از روش سازگاری کرنش‌ها تنها در موارد زیر استفاده می‌شود:

- اعضای با مقطع نامنظم
 - مقاطعی که اجزای فولادی آن رفتار الاستوپلاستیک نداشته باشند.
 - هر نوع مقطع خاصی که امکان استفاده از روش توزیع پلاستیک در آن وجود نداشته باشد.
- با توجه به موارد گفته شده، در این کتاب از توضیح بیشتر روش سازگاری صرف‌نظر می‌کنیم.

- در روش مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع مختلط براساس مفروضات زیر محاسبه می شود:
- تنش در اجزای فولادی (هم در ناحیه فشاری و هم در ناحیه کششی) به تنش یکنواخت F_y می رسد.
- تنش در ناحیه فشاری اجزای بتنی به تنش یکنواخت f_c می رسد.
- تنش در ناحیه کششی اجزای بتنی برابر صفر می باشد.
- مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه ای بتن
- تنش تسلیم اجزای فولادی مقطع مختلط

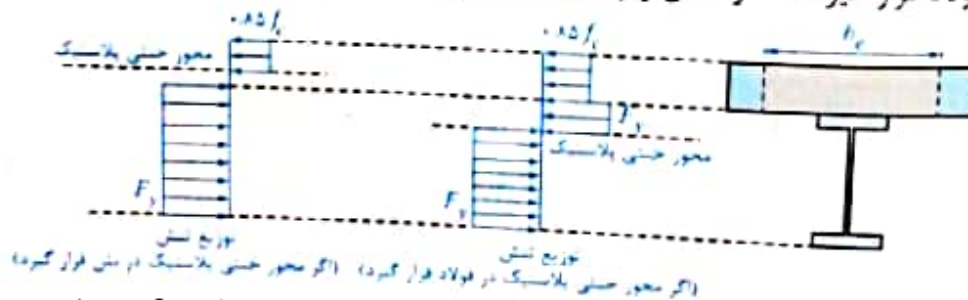
در تعیین مقاومت اسمی اعضای با مقطع مختلط پر شده با بتن، به خاطر محصور بودن بتن در داخل مقطع فولادی، به جای تنش یکنواخت f_c در ناحیه فشاری اجزای بتنی مقطع مختلط، می توان از تنش یکنواخت f_{cr} استفاده نمود.

در ادامه بحث، برای درک بهتر از کاربرد روش توزیع پلاستیک تنش، نحوه تعیین مقاومت خمشی مثبت و مقاومت خمشی منفی تیرهای مختلط را بررسی می کنیم.

۱-۲- محاسبه مقاومت خمشی مثبت در تیرهای مختلط

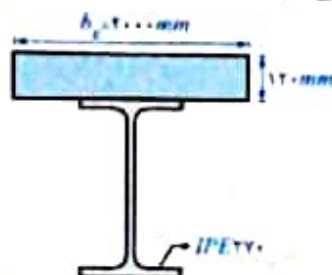
یک تیر مختلط، از یک پروفیل فولادی و دال روی آن تشکیل شده است که در شکل زیر نمونه ای از آن را مشاهده می کنید. اگر برای جان پروفیل فولادی، رابطه $\frac{h}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (کنترل فشردگی) برقرار باشد، مقدار مقاومت خمشی اسمی مقطع (M_n) براساس توزیع تنش پلاستیک در مقطع مختلط تعیین می گردد و $\phi_b = 0.9$ است. برای این منظور باید مراحل زیر انجام شود:

۱- محل محور خنثی پلاستیک در ارتفاع مقطع فرض می شود. بر این اساس، محور خنثی پلاستیک ممکن است در بتن یا در فولاد قرار گیرد که در شکل زیر این دو حالت را مشاهده می کنید.



۲- با نوشتن رابطه تعادل نیروهای محوری در مقطع، محل دقیق محور خنثی پلاستیک مشخص می شود. دقت دارید که این مرحله باید با توجه به یکی از شکل های فوق (توزیع تنش فرض شده در مقطع) انجام شود.

۳- ظرفیت خمشی اسمی مقطع با لنگرگیری حول محور خنثی پلاستیک حاصل می شود.



تمرین ۵: مقاومت خمشی طراحی برای مقطع مختلط مقابل که دارای عرض مؤثر 2000 mm برای دال بتنی می باشد، چقدر است؟ (تیر فولادی دو سر

مفصل بوده و تحت بار ثقلی قرار دارد، $f_c = 21 \text{ MPa}$ ، $F_y = 240 \text{ MPa}$)

۲۵۷ kN.m (۲)

۳۰۸ kN.m (۴)

۲۳۸ kN.m (۱)

۲۸۴ kN.m (۳)

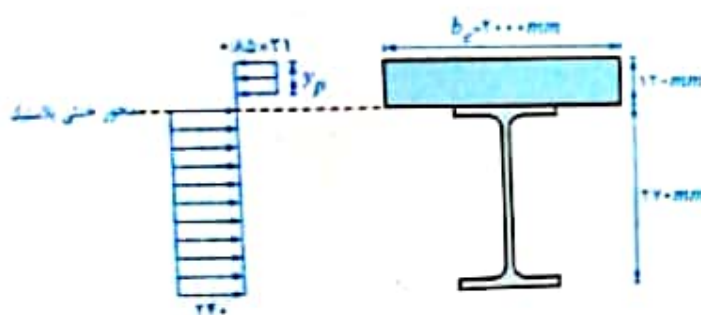
• **نکته:** با توجه به اینکه تیر فولادی دو سر مفصل است و تحت بار نقلی قرار دارد، در تیر فقط لنگر مثبت ایجاد می شود و بنابراین مقاومت خمشی مقطع تحت لنگر خمشی مثبت مدنظر است. حال ابتدا شرط گفته شده برای جان پروفیل را بررسی می کنیم. برای این منظور از جدول (۳-۱) درسامه استفاده کرده ایم.

$$\frac{b}{t_w} = \frac{219}{6.6} = 33.18 < 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{240}} = 108.15 \quad \text{ص ۴۲ فولاد ۲}$$

توجه: پارامتر h برای پروفیل های نورد شده، همان $h - 2c$ است که در جدول (۳-۱) درسامه تیر پیل شده است. در ضمن دقت شود که کنترل فوق، کنترل فشردگی جان پروفیل فولادی است و چون مقطع IPE اشغال فشرده است، بدون انجام محاسبات هم می توانستیم به همین نتیجه برسیم.

پس در این مقطع می توان از روش توزیع پلاستیک تنش استفاده کرد. در ادامه، مراحل زیر را مطابق درس انجام می دهیم:

۱- با فرض قرارگیری محل محور خمشی پلاستیک در دال بتنی داریم:



۲- رابطه تعادل نیروهای محوری را براساس شکل فوق می نویسیم:

$$\sum F_{\text{محوری}} = 0 \Rightarrow \text{مساحت فولاد تحت تنش} \times \text{تنش فولاد} = \text{مساحت بتن تحت تنش} \times \text{تنش در بتن}$$

$$\Rightarrow (0.185 \times 21) \times (2000 \times y_p) = 240 \times 4590 \Rightarrow y_p = 30.186 \text{ mm}$$

مساحت IPE ۲۷۰ mm²

توجه: براساس شکل فوق، مقدار y_p باید بین ۰ تا ۱۲۰ mm باشد که همین طور هم به دست آمده و بنابراین فرض انجام گرفته صحیح است. دقت کنید که اگر مقدار به دست آمده برای y_p بیش از ۱۲۰ mm به دست می آمد، باید محل محور خمشی را در خارج از دال بتنی یعنی در پروفیل فولادی در نظر گرفته و محاسبات را دوباره انجام می دادیم.

۳- حال می توان ظرفیت خمشی اسمی مقطع را با لنگرگیری حول محور خمشی پلاستیک محاسبه کرد.

$$\text{فاصله نیروهای کششی و فشاری} \times \text{کل نیروی ایجاد شده در ناحیه کششی یا فشاری} = \text{ظرفیت خمشی اسمی}$$

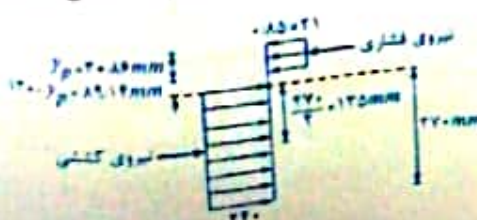
$$M_n = (0.185 \times 21 \times 2000 \times 30.186) \times \left(\frac{30.186}{2} + 89.14 + 135 \right)$$

$$M_n = 262934748 \text{ N.mm}$$

$$M_n = 262934748 \times 10^{-9} \text{ kN.m} = 264 \text{ kN.m}$$

$$\phi_b M_n = 0.9 \times 264 = 238 \text{ kN.m}$$

بنابراین گزینه (۱) صحیح است.



۱۱-۹- مناسبه مقاومت خمشی منفی در تیرهای مستطیل

مقطع مستطیل شکل زیر را تحت لنگر خمشی منفی در نظر بگیرید. در این حالت نواحی فوقانی تحت کشش قرار گرفته و به همین دلیل باید دال تنی از محاسبات حذف شود. در واقع در این حالت مقطع عملکرد مستطیل سارده ولی می توان روی بروی گشی ایجاد شده در آرماتورهای فولادی موجود در دال حساب باز کرد. مشروط بر آنکه

۱- مقطع فولادی فشرده بوده و دارای انکای جاتی کافی باشد.

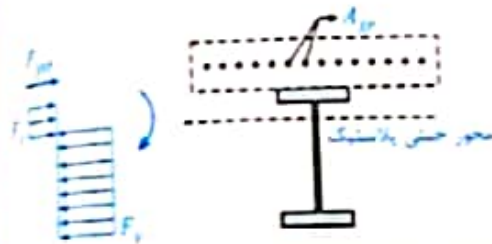
۲- در ناحیه لنگر منفی، دال تنی به همراه برشگیرهای کافی به تیر فولادی وصل شده باشد.

۳- در محدوده عرض مؤثر دال تنی، آرماتورهای موازی

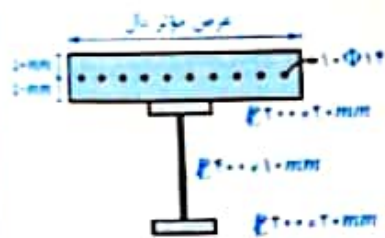
با محور تیر (که در شکل مقابل دیده می شوند)، دارای

جسمه می و طول مهارتی مناسب مطابق مبحث نهم

مقررات ملی ساختمان باشند.



تعمیر ۱۷: مقطع مستطیل شکل زیر تحت اثر لنگر منفی قرار دارد. نسبت مقاومت خمشی اسمی این مقطع در حالتی که بتوان روی ظرفیت آرماتورهای دال حساب کرد به حالتی که نتوان آرماتورهای دال را در محاسبان وارد نمود تقریباً چقدر است؟ (مصالح بروفیل فولادی از نوع ST۳۷ و مصالح آرماتورهای فولادی از نوع S۲۴۰ هستند)



ص ۴۳ فولاد ۲

۱/۳۳ (۱)

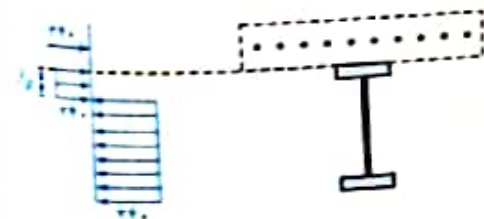
۱/۴۱ (۲)

۰/۸۵ (۳)

۰/۷۷ (۴)

۵- برای پاسخ به این سؤال، باید ظرفیت مقطع در دو حالت زیر بررسی شود:

حالت اول: اگر شروط سه گانه مربوط به آرماتورهای فولادی برقرار بوده و بتوان روی ظرفیت آنها حساب کرد.



$$\sum F_{\text{محوری}} = 0 \Rightarrow (10 \times \frac{\pi}{4} \times 14^2) \times 240 + (200 \times 20) \times 240 + (y_p - 20) \times 10 \times 240 = 0$$

$$= (440 - y_p - 20) \times 10 \times 240 + (200 \times 20) \times 240 \Rightarrow y_p = 111 \text{ mm}$$

$$(M_n^-)_{\text{حالت اول}} = (10 \times \frac{\pi}{4} \times 14^2) \times 240 \times (50 + 111) + (200 \times 20) \times 240 \times (111 - \frac{20}{2}) + (91 \times 10) \times 240 \times (\frac{91}{2})$$

$$+ (309 \times 10) \times 240 \times (\frac{309}{2}) + (200 \times 20) \times 240 \times (\frac{309}{2} + \frac{20}{2})$$

$$= 61198000 \text{ N.mm} = 612 \text{ kN.m}$$

حالت دوم: اگر حداقل یکی از شروط سه گانه مربوط به ارماتورهای فولادی برقرار نباشد، ارماتورها در تعیین مقاومت خمشی منفی مقطع دخیل نبوده و در حقیقت باید لنگر پلاستیک پروفیل فولادی به تنهایی منظور شود که برابر $F_y Z$ است. برای مقطع فولادی I شکل مورد نظر که متقارن است داریم:

$$(M_n^-)_{\text{حالت دوم}} = 2 \times [(200 \times 20) \times 210 + (200 \times 10) \times 100] \times 240 = 49920000 \text{ N.mm} = 499 \text{ kN.m}$$

حال می توان نسبت لنگر خمشی مقاوم مقطع در این دو حالت را تعیین نمود:

$$\frac{(M_n^-)_{\text{حالت اول}}}{(M_n^-)_{\text{حالت دوم}}} = \frac{612}{499} = 1.23$$

بنابراین گزینه (۱) صحیح است.

فولاد ۲ ص ۴۴