

www.icivil.ir

پرتال جامع دانشجویان و مهندسين عمران

ارائه كتابها و جزوات رايجان مهندسي عمران

بهترين و برترين مقالات روز عمران

انجمن هاي تفصلي مهندسي عمران

خبرنگاه تفصلي مهندسي عمران



@icivilir



icivil.ir





فیلم های آموزشی دروس بتن و فولاد

پیش از 4 ساعت فیلم آموزشی
به زبان فارسی

vertical bars
horizontal bars

ICIVIL

0.0025 + 0.5 [2.5 - 0.0025] = 0.00332

$A_s = \phi 12 @ 300mm \Rightarrow a = 3000/300 = 10$

$\rho_{min} = 0.0036 + 0.0025$

0.0025 + 0.5 [2.5 - 0.0025] = 0.00332

6 ساعت فیلم آموزشی
به زبان فارسی

بتن

icivil.ir

زمان پانگویی بتن فرا رسیده است!

فیلم آموزشی طراحی سازه های فولادی ۱

9 ساعت فیلم آموزشی

آموزش گام به گام و کاربردی

بیان مفاهیم پیچیده با زبانی ساده

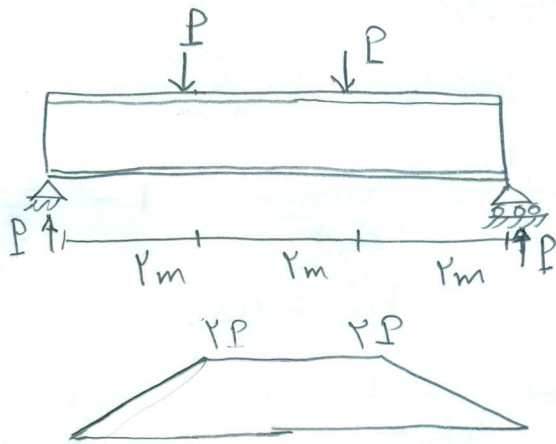
مطابق با آخرین تغییرات آیین نامه ها

طراحی بر اساس روش حدی یا LRFD

دانلود نمونه و مشاهده سرفصل ها

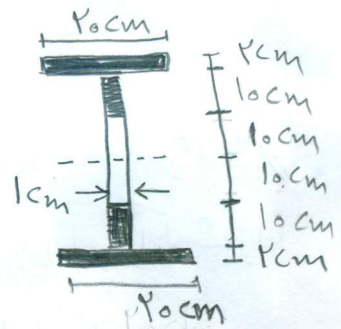
حل سؤالات طراحی سازه‌های فولادی کنکور ارشد عمران ۹۷ - نادر فائز

۱۰۶) نمودار گشتی تیر به صورت زیری باشد و دیده می‌شود که در فاصله بین دو نیروی



متمرکز، گشتی ثابت می‌باشد (برابر ۲P) بر حسب کیلوگرم متر) طراحی تیر در روش پلاستیک براساس مدول مقطع پلاستیک Z و در روش الاستیک براساس مدول مقطع الاستیک S انجام می‌شود و بنابراین باید ما کاهش مقادیر Z و S را محاسبه کنیم:

$$Z_1 = Z_{\text{without hole}} = \sum A_i d_i = 2 \left[20 \times 20 \times \left(10 + 10 + \frac{2}{2} \right) + 20 \times 1 \times \frac{20}{2} \right] = 2 \left[40 \times 21 + 20 \times 10 \right] = 2 \times 1040 = 2080 \text{ cm}^3$$



$$Z_2 = Z_{\text{with hole}} = \sum A'_i d'_i = 2 \left[20 \times 20 \times \left(10 + 10 + \frac{2}{2} \right) + 10 \times 1 \times \left(10 + \frac{10}{2} \right) \right] = 2 \left[40 \times 21 + 10 \times 15 \right] = 2 \times 990 = 1980 \text{ cm}^3$$

$$I_{\text{without hole}} = I = \frac{1}{12} \left[20 \times 40^3 - (20-1) \times 30^3 \right] = 40640 \text{ cm}^4$$

$$S_1 = S_{\text{without hole}} = \frac{I}{c} = \frac{40640}{10+10+2} = \frac{40640}{22} = 1847,27 \text{ cm}^3$$

$$I_{\text{with hole}} = I' = I_{\text{without hole}} - \frac{t_w h^3}{12} = 40640 - \frac{1 \times 20^3}{12} = 39973,33 \text{ cm}^4$$

$$S_2 = S_{\text{with hole}} = \frac{I'}{c} = \frac{39973,33}{22} \approx 1817 \text{ cm}^3$$

باتوجه به اینکه در محل طول تیر تکیه‌گاه جانبی کافی وجود دارد، پدیده کمانش بیضی جانبی تیر

موضوعیت ندارد. در روش طراحی پلاستیک تیر به طرفیت پلاستیک طراحی خود (۰,۹Z_p) می‌رسد و در روش طراحی الاستیک، اگر کمانش معیار گشتی تیر F_T باشد (باتوجه به

حل سؤالات طراحی سازه های فولادی کنگر ارشد عمران ۹۷ - نادر فنائی

ابعاد داده شده برای تیروورق، تیروورق فشرده است و در صورت جوش سرباسری اتصال بال به جان تیر، تنش مجاز منشی برابر $0.66F_y$ می باشد. بنابراین درصد کاهش ظرفیت باربری تیر در هر یک از روشها عبارت است از:

الف) Plastic Design:
$$\frac{\Delta R}{R} = \frac{0.9Z_1F_y - 0.9Z_2F_y}{0.9Z_1F_y} = 1 - \frac{Z_2}{Z_1} =$$

$$1 - \frac{1980}{2080} = 0.048 \rightarrow \text{درصد کاهش} = 4.8\% \approx 5\%$$

ب) Elastic Design:
$$\frac{\Delta R}{R} = \frac{S_1F_b - S_2F_b}{S_1F_b} = 1 - \frac{S_2}{S_1} = 1 - \frac{1817}{1847.3}$$

$$= 0.016 \rightarrow \text{درصد کاهش} = 1.6\% \approx 2\%$$

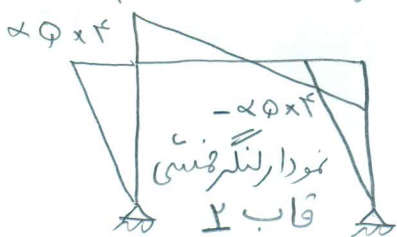
با توجه به مقادیر مناسبه فوق دیده می شود که گزینه اول صحیح است

توجه: در این پاسخنامه سعی شده است حل کامل آنها ارائه شود ولی دانشجویان سر جلسه کنگر بدون نیاز به مناسبه می توانند گزینه صحیح را انتخاب کنند. چون مشارکت جان

در تیرهای کنگر منشی مقطع کم است و سوراخ ایجاد شده هم در تیر دکی وسط ارتفاع مقطع (محور خنثای مقطع) قرار دارد بنابراین چه در روش طراحی الاستیک و چه در روش طراحی پلاستیک، درصد تغییر در باربری منشی تیر ناچیز است و طراحی مقترم این نکته را فقط در گزینه اول رعایت کرده است و بنابراین بدون مناسبه باید گزینه اول انتخاب شود.

اگر گزینه دیگری با اعداد کوچک و موجود داشت، حل دقیق لازم بود.

۱۰) ادر هر دو قاب، به علت تعادل سازه و پایداری بارگذاری می توان به راحتی ثابت کرد که نیروی محوری تیر برابر صفر است (در قاب ۱ علاوه بر نیروی محوری، کنگر منشی و بیش تیر نیز برابر صفر است و تیر هیچ نقشی ندارد ولی در قاب ۲ تیر تحت اثر کنگر منشی



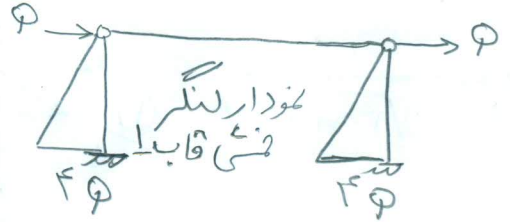
خطی به صورت مقابل قرار دارد:

حل سؤالات طراحی سازه های فولادی کنگور ارشد عمران ۹۷ - نادر فتائی

هر ستون در قاب ۱ نیروی جانبی φ را تحمل می کند و در ستونها نیروی محوری هم ایجاد می شود و داریم:

$$M_{max} = \varphi \times 4 = 4\varphi \leq (M_c)_c = 150 \text{ t.m} \rightarrow$$

$$\varphi \leq \frac{150}{4} = 37.5 \text{ ton}$$



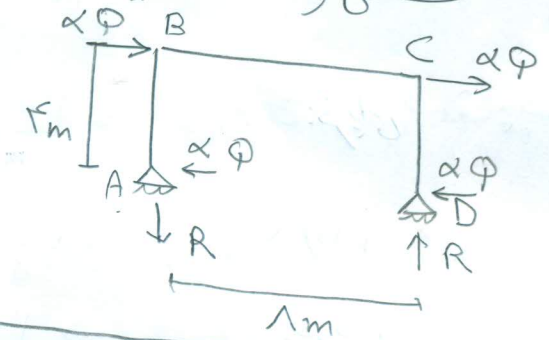
در ستونهای قاب ۱ با استفاده از استاتیک می توان نیروی محوری ستونها را به دست آورد و سپس برای ستونها که عملاً تیر ستون هستند از رابطه اندرکنش تیر ستون کششی یا فشاری استفاده کرد. توجه داریم که در این نامه جدید فولاد پیر فلان آیین نامه قدیم فولاد، روابط اندرکنش تیر ستونها

کششی و فشاری یکسان هستند:

$$\sum M_A = 0 \rightarrow \alpha\varphi \times 4 + \alpha\varphi \times 4 - R \times 8 = 0 \rightarrow$$

$$8R = 8\alpha\varphi \rightarrow R = \alpha\varphi$$

(نیروی کششی ستون چپ و نیروی فشاری ستون راست)



نگر خشی ماکزیم ستون اتفاق می افتد: $M = \alpha\varphi \times 4 = 4\alpha\varphi \text{ (ton.m)}$

رابطه اندرکنش تیر ستون برای ستونهای قاب ۱:

$$\frac{P}{P_c} + \frac{1}{9} \frac{M}{M_c} \leq 1 \rightarrow \frac{\alpha\varphi}{100} + \frac{1}{9} \times \frac{4\alpha\varphi}{150} \leq 1$$

$$\rightarrow (0.01 + 0.0237)\alpha\varphi = 0.0337\alpha\varphi \leq 1, \varphi = 37.5 \text{ ton} \rightarrow$$

$$0.0337\alpha \times 37.5 \leq 1 \rightarrow \alpha \leq \frac{1}{0.0337 \times 37.5} = 0.79$$

بنابراین گزینه اول صحیح است.

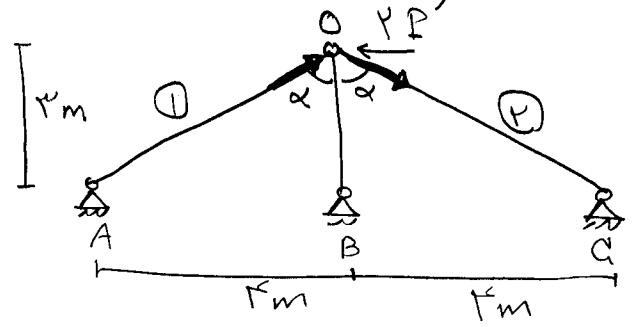
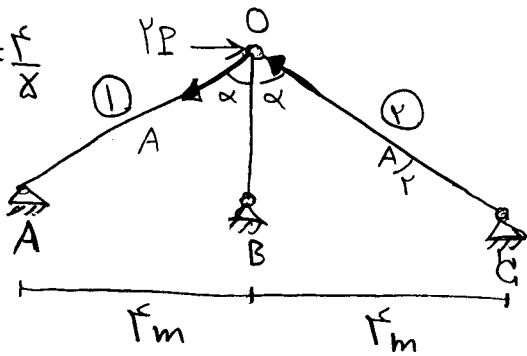
توجه: در قاب ۱ که تیر هیچ نقشی ندارد. در قاب ۱ نیز ستونها از تیر بزرگتری برخوردارند چون نگر خشی ماکزیم تیر و ستونها یکسان بود (نگر عمل اتصال تیر و ستونها در قاب ۲) ولی تیر قاب ۱ فاقد نیروی محوری بود، در حالی که ستونهای این قاب نیروی محوری نیز تحمل می کردند بنابراین ستونهای این قاب از تیر آن بزرگتری برخوردارند و کنترل شدند.

۱۰۸) بسازه های داده شده خرابیها هستند. در این خرابیها با توجه به معادله تعادل نیروها

حل سؤالات طراحی سازه‌های فولادی کنکور ارشد عمران ۹۷ - نادر فتائی

در راستای قائم، اعضای قائم سمت راست و چپ خرپا منفرجه نیروی هستند. با توجه به تأثیر گذار نبودن اعضای صلب افقی، خرپاها به صورت زیر قابل ساده شدن هستند:

$$\sin \alpha = \frac{f}{\sqrt{f^2 + 2^2}} = \frac{f}{\delta}$$



در خرپای سمت چپ، عضو \perp تحت کشش و عضو \perp تحت فشار قرار دارد ولی در خرپای سمت راست، عضو \perp تحت فشار و عضو \perp تحت کشش قرار دارد و توجه داریم که در هر دو خرپا مجموع مؤلفه افقی نیروی اعضای مایل برابر با بار اعمال شده است:

$$\sum F_x = 0 \rightarrow P_{\max} = P_{1t} \sin \alpha + P_{2c} \sin \alpha = (P_{1t} + P_{2c}) \sin \alpha$$

$$= (150 + 40) \times \frac{f}{\delta} = 190 \times \frac{f}{\delta} = 182 \rightarrow P_{\max} = \frac{182}{2} = 74 \text{ ton}$$

$$\sum F_x = 0 \rightarrow P'_{\max} = P_{1c} \sin \alpha + P_{2t} \sin \alpha = (P_{1c} + P_{2t}) \sin \alpha$$

$$= (100 + 78) \times \frac{f}{\delta} = 178 \rightarrow P'_{\max} = \frac{178}{2} = 70 \text{ ton}$$

مقادیر محاسبه شده فوق درگزینیه‌ها وجود ندارد و این تحت غلط است.

تذکره مهم: این خرپاها متعارف نیستند چون سطح مقطع اعضای مورب چپ و راست با یکدیگر متفاوت است. نتیجه این عدم تعادل خرپاها اینست که نیروی عضو قائم میانی صفر نیست و همچنین

محل اتصال میله‌های صلب افقی علاوه بر جابجایی افقی، جابجایی قائم را نیز تجربه می‌کند و از همه مهمتر اینکه عدم تعادل سازه باعث می‌شود دیگر نیروی اعضای مورب چپ و

راست با هم برابر نباشند (فرض غلطی که احتمالاً طراح در ارائه گزینیه‌ها پس از آن استفاده

کرده است)

حل سؤالات طراحی سازه های فولادی گنجرار ششمان ۹۷ - نادر فنائی

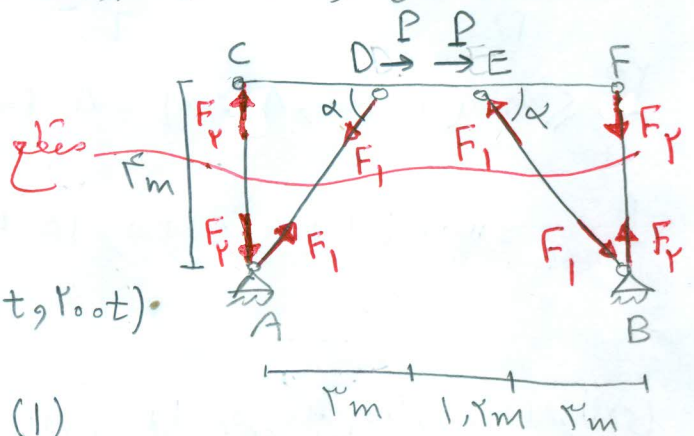
۱.۹) با استفاده از روش حلقه به راحتی دیده می شود که این قاب در حالت کلی \perp درجه نامعین است ولی با توجه به تقارن سازه و پاد تقارنی بارگذاری این \perp درجه نامعینی از بین رفته و قاب معین می شود. با استفاده از تحلیل سازه و اصول حاکم بر تقارن و پاد تقارن نتیجه می شود که در وسط تیر، گنجره کشی و نیروی محوری برابر صفر است و صرفاً یک برش بین دو سمت تیر ردوبدل می شود که آنرا V می نامیم. تحت اثر این بارگذاری پاد تقارن، نیروی کششی مهاربند AD با نیروی فشاری مهاربند BE از نظر مقداری برابر است که آنرا F_1 می نامیم. همچنین نیروی فشاری عضو AC با نیروی کششی عضو BF از نظر مقداری برابر است که آنرا F_2 می نامیم. در قاب زیر اگر یک مقطع افقی زده شود و معادله تعادل نیروها در راستای افقی نوشته شود، نیروی اعنای مایل سازه به دست می آید:

$$\cos \alpha = \frac{3}{\sqrt{3^2 + 4^2}} = \frac{3}{5}$$

$$\sum F_x = 0 \rightarrow 2F_1 \cos \alpha - P - P = 0 \rightarrow \dots$$

$$F_1 = \frac{2P}{2 \cos \alpha} = \frac{P}{\cos \alpha} = \frac{P}{\frac{3}{5}} = \frac{5}{3} P \leq \min(180 \text{ ton}, 200 \text{ ton})$$

$$= 180 \text{ ton} \rightarrow \boxed{P \leq \frac{3}{5} \times 180 = 108 \text{ ton}} \quad (1)$$

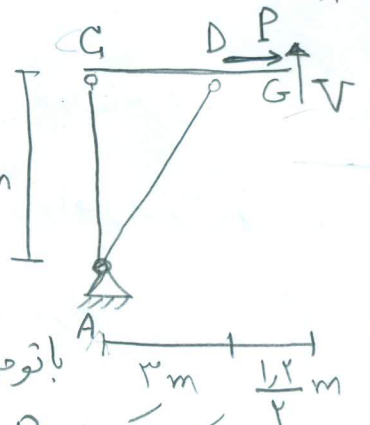


با مدل کردن سقف سازه به صورت زیر و نوشتن معادله تعادل گنجره مول تکیه A ، برش وسط تیر می یونند (که عملاً برش کل لوله تیر می یونند ناشی از زلزله است) به دست می آید:

$$\sum M_A = 0 \rightarrow V \times (3 + \frac{1.2}{2}) - P \times 3 = 0 \rightarrow$$

$$3.6V = 3P \rightarrow V = \frac{3P}{3.6} = \frac{5}{6} P \leq 70 \text{ ton} \quad \text{(ظرفیت برشی تیر افقی)}$$

$$\rightarrow \boxed{P \leq \frac{70 \times 6}{5} = 84 \text{ ton}} \quad (2)$$



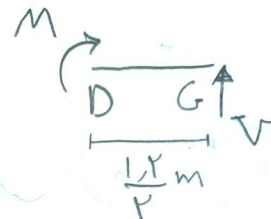
با توجه به اینکه نیروی کوچکتر از ۸۴ تن در گزینه ها وجود ندارد، مشخص می شود که حداکثر بار P همین ۸۴ تن است و گزینه چهارم صحیح است. با این حال برای کامل بودن

حل سؤالات طراحی سازه های فولادی کنکور ارشد عمران ۹۷ - نادر فنائی

حل سؤال ۶، ظرفیت خمشی تیر پیوند و همچنین ظرفیت باربری اعضای قائم را نیز کنترل می کنیم:

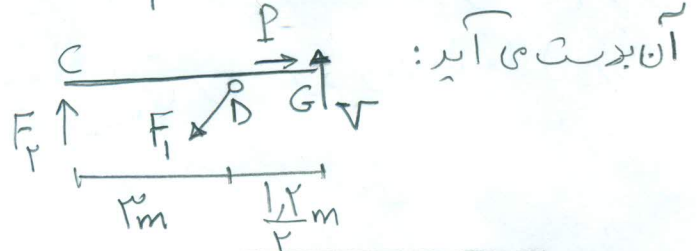
$$(M_{max})_{link\ beam} = M_D = V_{link\ beam} \times \frac{DE}{2} = V \times DG = \frac{10P}{9} \times \frac{1.2}{2}$$

$$= \frac{6P}{9} = \frac{2P}{3} \text{ (ton.m)} \leq 100 \text{ ton.m} \quad (\text{ظرفیت خمشی تیر پیوند}) \rightarrow \boxed{P \leq \frac{3}{2} \times 100 = 150 \text{ ton}} \quad (3)$$



بنابراین نیروی محوری اعضای قائم قاب از معادله تعادل لنگر نصف تیر حول محل اتصال عضو مورب به

$$\sum M_D = 0 \rightarrow F_2 \times 3 - V \times \frac{1.2}{2} = 0 \rightarrow$$



$$F_2 = \frac{0.6V}{3} = 0.2V = 0.2 \times \frac{10P}{9} =$$

$$\frac{2P}{9} \leq \min(100 \text{ ton}, 1 \text{ ton}) = 1 \text{ ton} \rightarrow \boxed{P \leq \frac{9}{2} \times 1 \text{ ton} = 4.5 \text{ ton}} \quad (4)$$

$$P_{max} = \min(90 \text{ ton}, 4.5 \text{ ton}, 150 \text{ ton}, 4.5 \text{ ton}) = 4.5 \text{ ton}$$

بنابراین گزینه چهارم صحیح است

توجه: مفاهیم و مبانی محاسبات انجام شده مربوط به درس طراحی لرزه ای سازه های فولادی است که سالهاست توسط محققان در مقطع کارشناسی ارشد تدریس می شود. به نظر می آید که این سؤال بنیادی برای کنکور ارشد عمران طرح می شده است.

۱۱۰) این نت غلط است و به احتمال زیاد توسط سازمان سنجش حذف فواید شده چون نوع

اتصال (انگلی و یا اصطلاحی بودن اتصال) مشخص شده است و واضح است که در مورد گاهش ظرفیت لنگر خمشی اتصال در این دو حالت متفاوت است. در ادامه توضیحات تکمیلی ارائه خواهد شد.

حل سؤالات طراحی سازه های فولادی لنگور ارشد عمران ۹۷ - نادر فتائی

الف) اگر اتصال انگلی باشد، با توجه به مثبت بودن لنگر خمشی، پیمهای تئمانی به کشش افتاده و نیروی کششی لازم برای ایجاد لنگر را تأمین می‌کند و در بخش فوقانی اتصال، دو ورق روی یکدیگر فشرده شده و لهیدگی بین دو ورق در سمت فوقانی اتصال، نیروی فشاری لازم برای ایجاد لنگر را تأمین می‌کند. در این حالت موقعیت محور خنثی که ارتفاع سمت فشاری اتصال را مشخص می‌کند از صفر قرار دادن همان استاتیگ مجموع سمت فشاری و پیمهای تئمانی تحت کشش به دست می‌آید که در این سؤال قابل محاسب نیست چون اینجا ارتفاع ورق مشخص نیستند (اگر معادله $\sum \bar{y} = 0$ نوشته شود دیده می‌شود که قابل حل نیست) ولی

با توجه به اینکه ارتفاع ورق انتهایی زیاد است ($d > b$) به احتمال زیاد ارتفاع سمت فشاری که دو ورق به یکدیگر لهیده می‌شوند بزرگتر از $d/2$ است و بنابراین چپا ریبج فوقانی اتصال در ناحیه فشاری واقع می‌شوند و می‌دانیم که ریبج صرفاً در برش و کشش کاری کند و در فشار کار نمی‌کند. در این صورت تغییر مزره پیمهای فوقانی که نقش در تحمل لنگر ندارند، باعث تغییر در ظرفیت خمشی اتصال (M_n) نمی‌شود و گزینه چهارم صحیح است.

ب) اگر اتصال اصطکاکانی باشد، در حالت اول که نره همه پیمهای یکسان است، محور خنثی در وسط ارتفاع اتصال قرار دارد. ما مساحت هر ریبج با قطر $A_1, 20\text{mm}$ فرض

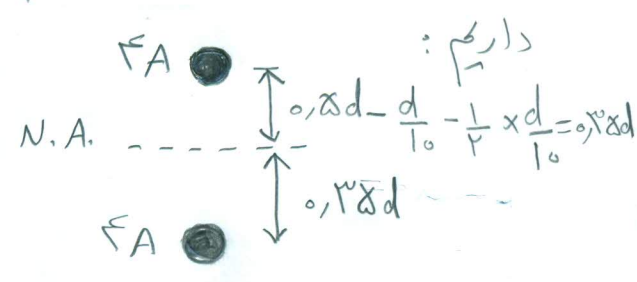
می‌کنیم و برای حل سریع حتی فرض می‌کنیم که پیمهای فوقانی در مرکز سطح آن پیمهای واقع شده اند و پیمهای تئمانی هم در مرکز سطحشان واقع شده اند. در این صورت با فرض

اینکه مقاومت کششی اسی پیمها F_{nt} باشد و میزان تغییرات لنگر خمشی اسی مد نظر باشد،

$$I = \sum A_i d_i^2 = 4A (0,35d)^2 + 4A (0,35d)^2$$

$$\rightarrow I = 0,98 A d^2, \quad S = \frac{I}{c} = \frac{0,98 A d^2}{0,35d}$$

$$\rightarrow S = 2,8 A d, \quad M_n = S \times F_{nt}$$



حل سؤالات طراحی سازه های فولادی کنکور ارشد عمران ۹۷ - نادر قاضی

$$\rightarrow (M_n)_1 = 2,18 Ad F_{nt}$$

با تغییر قطر پیمپای فوقانی اتصال از ۲۰ mm به ۱۶ mm، گویا نسبت قطر پیمپای جدید به قطر اولیه برابر $\frac{16}{20} = 0,8$ می باشد و بنابراین اگر مساحت پیمپای با قطر ۲۰ mm و A فرض شود در این صورت مساحت پیمپای با قطر ۱۶ mm برابر $(0,8)^2 A = 0,64A$ می باشد و می توان برای مجموع پیمپای فوقانی اتصال،

مساحتی برابر $4 \times 0,64A = 2,56A$ در نظر گرفت و در این صورت داریم:

$$\bar{y} = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{4A \times 0 + 2,56A \times 0,7d}{4A + 2,56A} = 0,27d$$

$$I = \sum A_i d_i^2 = 4A \times (0,27d)^2 + 2,56A (0,7d - 0,27d)^2$$

$$\rightarrow I = 0,768 Ad^2 \quad S_{min} = \frac{I}{c_{max}} = \frac{0,768 Ad^2}{0,7d - 0,27d}$$

$$= \frac{0,768 Ad^2}{0,43d} = 1,78 Ad \quad M_n = S_{min} \times F_{nt}$$

$$\rightarrow (M_n)_2 = 1,78 Ad \times F_{nt} = 1,78 Ad F_{nt}$$

$$\frac{\Delta M}{M} = \frac{(M_n)_1 - (M_n)_2}{(M_n)_1} = \frac{2,18 Ad F_{nt} - 1,78 Ad F_{nt}}{2,18 Ad F_{nt}} = \frac{1,02}{2,18} = 0,468$$

بنابراین در این حالت تقریباً (به علت فرض متمرکز بودن پیمپای هر طرف اتصال در مرکز سطح

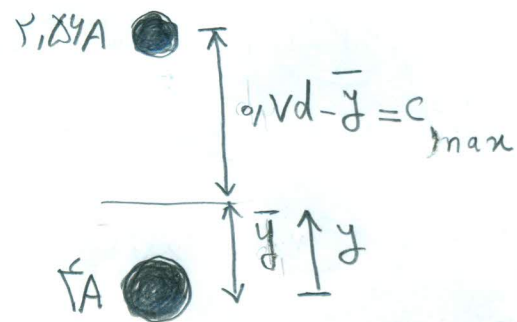
آنها) ظرفیت خمشی اتصال ۳۶,۴٪ کاهش می یابد که اصلاً عددی نزدیک به این عدد در

گزینه ها مشاهده نمی شود و اگر نت با فرض اتصال امپلاکائی مطرح شده باشد، جواب

آن در گزینه ها وجود ندارد. همانطور که گفته شد چون نوع اتصال در صورت نت مشخص

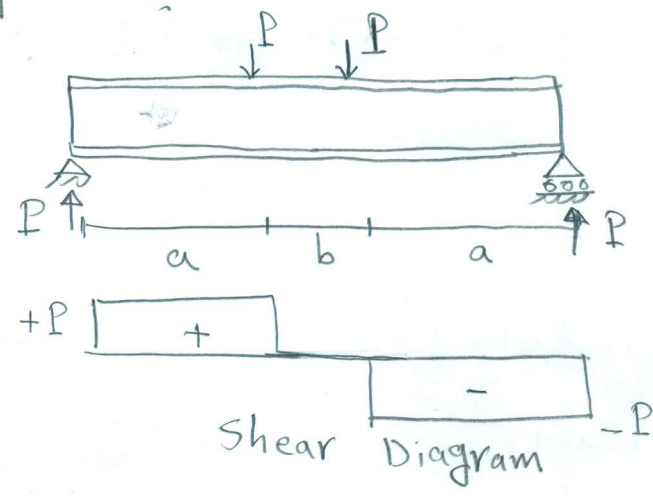
نشده است، نت غلط است و باید توسط سازمان سنجش حذف شود و این توضیحات

مبوط صرفاً جهت فهم بهتر دانشجویان عزیز ارائه شده است.



حل سؤالات طراحی سازه های فولادی کنگور ارشد عمران ۹۷ - نادر فنائی

۱۱۱) ۲ بارسم نمودار برش تیر (شکل زیر) دیده می شود که در فاصله بین دو بار متمرکز P ، برش برابر صفر است و بنابراین جان تیر تحت اثر تنش برشی نبوده و نیازی به سخت کننده عرضی نمی باشد. همچنین مشاهده می شود که در فاصله بین هر تکیه گاه و نیروی متمرکز مجاور آن، برش ثابت و برابر P می باشد. بنابراین فاصله سخت کننده ها در دو سمت تیر (ناحیه a) یکسان می باشد. بنابراین تیر به دو م صصح است



تذکره: در محل تکیه گاه ها و همچنین در زیر بارهای متمرکز P باید از سخت کننده های لهدی (Bearing Stiffener) استفاده کرد که البته این سخت کننده ها در این تیر، مد نظر طراح نبوده است.

۱۱۲) ۳ به علت وجود مهاربند منربداری در طبقه سوم، ستونهای این طبقه از جمله ستون $a b$ مهار شده محسوب می شوند (چون بالا و پایین ستون امکان جابجایی نسبت به یکدیگر را ندارند). تکیه گاه مفصلی واقع در امتداد تیرهای طبقه اول باعث می شود گره $b c$ امکان جابجایی افقی نداشته باشد و با توجه به ثابت بودن تکیه گاه مفصلی d (که امکان جابجایی افقی ندارد) نتیجه می شود ستون $c d$ نیز مهار شده است. با توجه به اینکه منرب طول مؤثر کمانش برای ستونهای مهار شده کوچکتر یا مساوی یک می باشد، نتیجه می شود $k_{ab} و k_{cd} \leq 1$. در طبقه دوم سازه که ستون $b c$ وجود دارد، دیوار برشی و نه مهاربند هیچکدام

حل سؤالات طراحی سازه های فولادی کنگور ارشد عمران ۹۷ - نادر قنایی

مشاهده نمی شود و بنابراین گره ط می تواند نسبت به گره ثابت C جابجایی افقی داشته باشد و بنابراین ستون C مهار شده است و می دانیم برای ستونهای مهار شده، ضریب طول مؤثر کماتش بزرگتر یا مساوی ۱ است (یعنی $K_{\text{ط}} \geq 1$) و بنابراین گزینۀ سوم صحیح است.

۱۱۳) چون نیروی P از مرکز سطح جوش می گذرد در آن تنش برشی کمینواعت ایجاد می کند

و ضمناً کنگر پیچی در اتصال به وجود نمی آید و داریم:

$$f = \frac{P}{\Sigma L} = \frac{P}{20+20+10} = \frac{P}{50} \leq R = 4200 \rightarrow P \leq 50 \times 4200 = 210000 \text{ kg}$$

ارزش جوش

= 210 ton

بنابراین گزینۀ دوم صحیح است.

توجه: در این تست دو غلط وجود دارد یکی اینکه واحد ارزش جوش غلط است و به جای $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ باید به صورت $\frac{\text{kg}}{\text{cm}}$ در صورت تست ارائه می شده است و دیگر اینکه "مرکز ثقل" برای

اجسام است و نه برای جوش. برای جوش از اصطلاح "مرکز سطح" استفاده می شود. به نظر می آید لازم است طراح معشرم مطالعه بیشتری داشته باشند.

۱۱۴) مشاغفانه در این تست طراح معشرم اطلاعات غلط به دانشجویان داده است. فرمول ارائه شده در

این تست، فرمول حالت پ صفحه ۱۷۴ صحت دوم مقررات ملی ساختمان می باشد و در متن این نامه به صراحت گفته است که A_2 حداکثر سطحی از شالوده هم مرکز و متناهی با ورق کف ستون است که در پلان

و عمق شالوده محدود می شود. این در حالی است که در این تست A_2 به عنوان سطح می ارائه شده است

و به این دلیل این تست قابلیت حذف را دارا می باشد. با توجه به شکل الف صفحه ۱۷۵ صحت دوم

و توجه به تعریف A_1 نتیجه می شود که برای این حالت، A_2 (حداکثر سطحی از شالوده که هم مرکز و متناهی با ورق کف ستون است) برابر مساحت ورق کف ستون می باشد ($A_2 = A_1$) و داریم:

$$P_p = 0.185 f_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 0.185 f_c A_1 \sqrt{\frac{A_1}{A_1}} = 0.185 f_c A_1 = 0.185 \times 300 \times (20 \times 20) =$$

۱۵

حل سؤالات طراحی سازه های فولادی کنگور ارشد عمران ۹۷ - نادر قنایی

$$102000 \text{ kg} = 102 \text{ ton}$$

بنابراین گزینه اول صحیح است.

۱۱۸) در اتصال ۱ که ورق توسط جوش عرضی به ورق گاست متصل شده است، پدیده ناخن برشی وجود ندارد و ضریب ناخن برشی U برابر ۱ است و بنابراین سطح مقطع مؤثر A_e برابر سطح مقطع کلی A_g است. در اتصال ۲ که ورق توسط دو پاس جوش طولی به ورق گاست متصل شده است، پدیده ناخن برشی وجود دارد و ضریب ناخن برشی U بستگی به نسبت طول جوش (با) به عرض ورق (w) دارد که در حالت ۱ جدول صفحه ۳۶ محبت دهم مقررات ملی ساختمان ارائه شده است و صرفاً جهت یادآوری دانشجویان به صورت زیر می باشد:

$$\begin{cases} w \leq 1.5a \rightarrow U = 0.75 \\ 1.5a < w \leq 2a \rightarrow U = 0.87 \\ w > 2a \rightarrow U = 1.0 \end{cases}$$

بر اساس معیار گینگی ورقها در کش داریم:

$$P_n = A_e F_u = U A_g F_u \rightarrow \frac{(P_n)_1}{(P_n)_2} = \frac{U_1 A_g F_u}{U_2 A_g F_u} = \frac{U_1}{U_2} = \frac{U_1}{1} = U_1$$

باتوجه به سه مقداری که U_1 می تواند داشته باشد (۰.۷۵، ۰.۸۷ و ۱.۰) نتیجه می شود که $U_1 \leq 1$ است و بنابراین $\frac{(P_n)_1}{(P_n)_2} \leq 1$ می باشد و گزینه دوم صحیح است.

توجه: باتوجه به اینکه ورقها دارای سوراخ نیستند، بنابراین گینگی ورقها در محل اتصال مد نظر لمراج مستقیم نت بوده است.