

حل سوالات

آزمون محاسبات نظام مهندسی

S A B Z S A Z E . C O M



سبزسازه



اسفندماه ۱۴۰۲



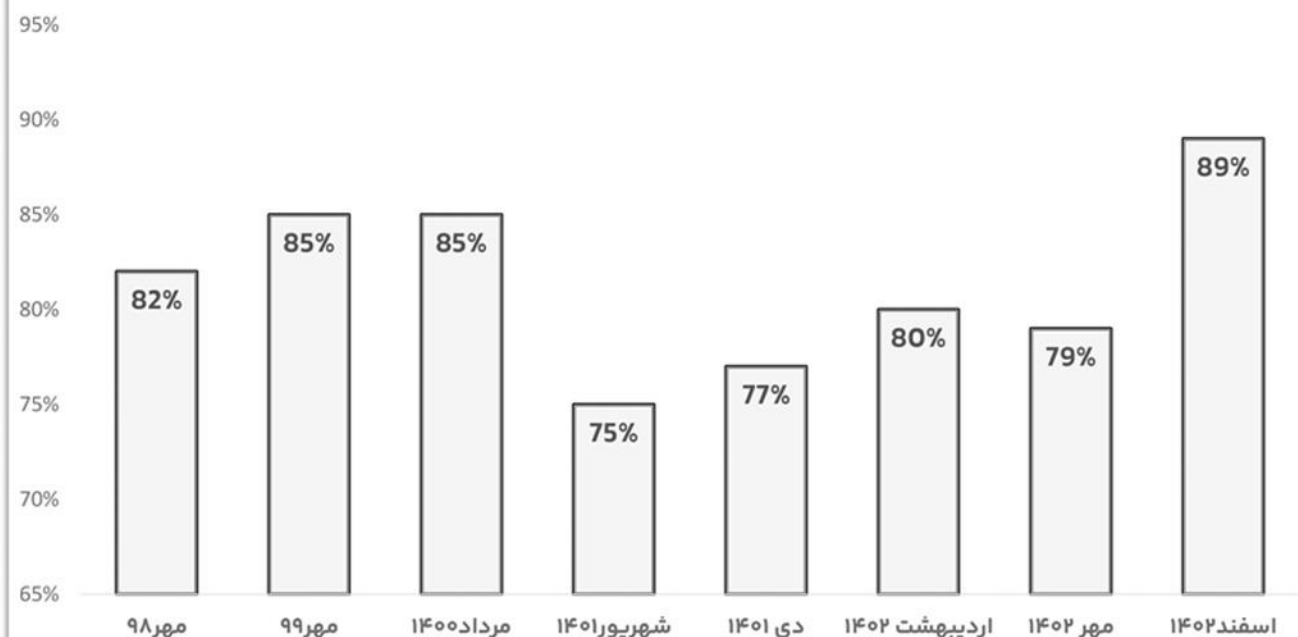
۸۹٪ تشابه

تور جامع آزمون محاسبات سبز سازه



سوالات آزمون محاسبات اسفند ۱۴۰۲

درصد تشابه ۸ آزمون اخیر محاسبات



تیم پاسخگویی آزمون



دکتر میثم مظلوم

نظارت مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان



دکتر سجاد شایان

پاسخگویی مبحث ۹ مقررات ملی ساختمان

نظارت مبحث ۶، استاندارد ۲۸۰۰



دکتر رامین منصوری

پاسخگویی تحلیل سازه، مبحث ۶ و استاندارد ۲۸۰۰

نظارت مباحث ۷ و ۸ مقررات ملی ساختمان



دکتر سیاوش سعیدی

نظارت مبحث ۹ و تحلیل سازه



مهندس حسین شیرزادی

پاسخگویی مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان



مهندس سید جواد هاشمی

پاسخگویی مبحث ۷ و ۸ مقررات ملی ساختمان



آزمون محاسبات نظام مهندسی	
تعداد سوالات	۶۰

۱- در یک طبقه از ساختمان اداری دو قسمت A و B را در نظر بگیرید که هر کدام دارای مساحت 200 متر مربع می باشند. قسمت A دفتر کار معمولی و قسمت B سالن انتظار مجموعه را تشکیل می دهد. وزن کل تیغه های جداکننده بخش A برابر 80KN و برای B برابر 120KN می باشد. حداقل بار زنده گسترده متوسط کل برای دو قسمت A و B چه مقدار است؟ جداکننده ها از نوع سبک با وزن هر متر مربع 0.5 کیلونیوتن بر متر مربع دیوار می باشد، کاهش بار زنده لحاظ نمی شود.

$$(1) \quad B: 5.00 \frac{KN}{m^2}, \quad A: 1.00 \frac{KN}{m^2}$$

$$(2) \quad B: 4.50 \frac{KN}{m^2}, \quad A: 3.50 \frac{KN}{m^2}$$

$$(3) \quad B: 4.50 \frac{KN}{m^2}, \quad A: 3.00 \frac{KN}{m^2}$$

$$(4) \quad B: 5.00 \frac{KN}{m^2}, \quad A: 3.00 \frac{KN}{m^2}$$

سطح سوال: آسان و تکراری

حل: طبق جدول ۶-۵-۱ صفحه ۳۲ و استثناء صفحه ۲۳ مبحث ۶ ویرایش ۱۳۹۸ داریم:

ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلونیوتن بر مترمربع	بار متمرکز کیلونیوتن
۷	ساختمان های اداری		
۱-۷	دفتر کار معمولی	۲/۵	۹
۲-۷	سالن انتظار و ملاقات - راهرو طبقه همکف (ورودی)	۴/۵	۹
۳-۷	راهرو سایر طبقات	۳/۵	۹

در ساختمان هایی که جداکننده های سبک، نظیر دیوارهای ساندویچی و ورق گچی با وزن هر مترمربع سطح کمتر از ۰/۴ کیلونیوتن بر مترمربع دیوار به کار برده می شوند، بار گسترده معادل وارد برکف را باید حداقل ۰/۵ کیلونیوتن بر مترمربع در نظر گرفت. در سایر موارد، بار گسترده معادل وزن جداکننده ها و تیغه ها برکف را نباید کمتر از ۱ کیلونیوتن بر مترمربع منظور نمود. بار گسترده معادل جداکننده ها در محاسبات جزو بار زنده محسوب می گردند اما در تعیین نیروی زلزله این بارها باید در محاسبه وزن مؤثر لرزه ای به بارمرده اضافه شوند.

استثناء: اگر حداقل بار زنده، L_0 ، از ۴ کیلونیوتن بر مترمربع بیشتر باشد، نیازی به در نظر گرفتن بار زنده جدا کننده ها نیست.

تحلیل قسمت A مربوط به دفتر کار معمولی در ساختمان اداری:

$$L_0 = 2.5 \frac{KN}{m^2}$$

$$0.4 \frac{KN}{m^2} \leq w = 0.5 \frac{KN}{m^2} \leq 1 \frac{KN}{m^2} \quad ok \checkmark$$

$$\rightarrow (q_L)_{A_{تیغه}} = \max \left(1 \frac{KN}{m^2}, \frac{80}{200} = 0.4 \frac{KN}{m^2} \right) = 1 \frac{KN}{m^2}$$

در نهایت کل بار زنده گسترده متوسط وارد بر قسمت A به صورت زیر محاسبه می شود:

$$(q_L)_A = 2.5 + 1 = 3.5 \frac{KN}{m^2}$$

تحلیل قسمت B مربوط به سالن انتظار در ساختمان اداری:

$$L_o = 4.5 \frac{KN}{m^2}$$

مطابق استثنای صفحه 23 مبحث ششم ویرایش 1398 با توجه به حداقل بار گسترده کاهش نیافته کف کاربری سالن انتظار ساختمان اداری که برابر 4.5 کیلو نیوتن بر مترمربع بوده و بیشتر از 4 کیلو نیوتن بر مترمربع می باشد، از بار زنده معادل تیغه ها در قسمت B صرف نظر می شود. بنابراین:

$$(q_L)_{B_{تیغه}} = 0$$

در نهایت کل بار زنده گسترده متوسط وارد بر قسمت B به صورت زیر محاسبه می شود:

$$(q_L)_B = 4.5 + 0 = 4.5 \frac{KN}{m^2}$$

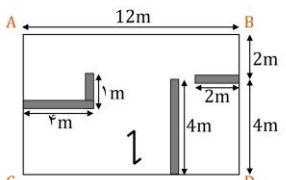
پاسخ سوال گزینه (۲)

تشابه بسیار بالای این سوال با سوالات تالیفی و تمرین تور سبز سازه

تشابه

تمرین

در ساختمان اداری (دفتر کار معمولی)، وزن تیغه در چشمه ABCD، برابر با $90 \frac{kg}{m^2}$ و ارتفاع تیغه ها 3m می باشد. شدت بار زنده وارد بر تیر AB کدام است؟



ماز به در نظر گرفته بار زنده دیوارهای تیغه هستیم $L_o = 2.5 < 4 \frac{kg}{m^2}$

ارتفاع تیغه $\times$ طول تیغه $\times w$ $\rightarrow 40 < 90 < 100 \frac{kg}{m^2}$

$\Rightarrow q = \max \left\{ 1 \frac{kg}{m^2}, \frac{90 \times 11m \times 3m}{12m \times 6m} \right\} = 100 \frac{kg}{m^2}$

بار زنده تیر AB ناشی از دیوارهای تیغه: $100 \times 3 = 300 \frac{kg}{m}$

بار زنده تیر AB ناشی از (لبه ای): $(2.5 \times 100) \times 3 = 750 \frac{kg}{m}$

$\Rightarrow$ کل بار زنده وارد بر تیر AB: $L_1 + L_2 = 1050 \frac{kg}{m}$

$1050 \frac{kg}{m} = 10.5 \frac{KN}{m}$

گروه صنعتی سبزسازه - تور محاسبات نظام مهندسی - مبحث ششم

تالیفی

در یک ساختمان خرده فروشی برای جداسازی فضاها از تیغه هایی استفاده شده است که وزن یک متر مربع سطح آن ها 39 دکا نیوتون است. چنانچه سطح پلان ساختمان در هر طبقه $180m^2$ و طول تیغه ها در هر طبقه 90m و ارتفاع آن ها 3m باشد، بار ضریب دار وارد بر کف را بر حسب $\frac{KN}{m^2}$ بدست آورید. بار مرد وارد بر کف برابر $3\frac{KN}{m^2}$ می باشد.

13.2 (۱)

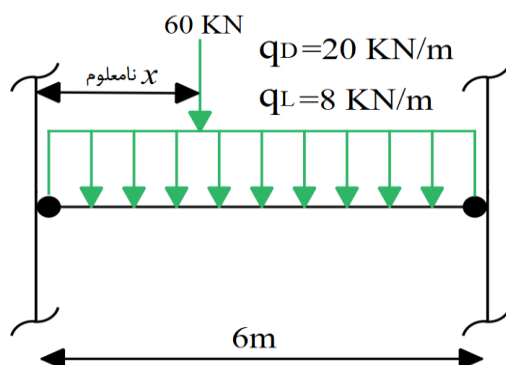
12.56 (۲)

11.6 (۳) ✓

8 (۴)



۲- یک تیر دو سر مفصل فولادی در معرض خطر احتمالی سقوط اشیاء بر روی آن به عنوان حادثه غیرعادی قرار دارد (مطابق شکل). در صورتی که نیروی حاصل از سقوط اشیاء به صورت بار متمرکز و با مقدار ثابت 60KN تعیین شده باشد، حداکثر مقاومت خمشی مورد نیاز تیر به روش ضریب بار و مقاومت به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ بار مرده و زنده وارد بر تیر به صورت گسترده به ترتیب برابر $20\frac{KN}{m}$ و $8\frac{KN}{m}$ هستند.



$$M_u = 216 \text{ KN.m} \quad (۱)$$

$$M_u = 255.6 \text{ KN.m} \quad (۲)$$

$$M_u = 273.6 \text{ KN.m} \quad (۳)$$

$$M_u = 309.6 \text{ KN.m} \quad (۴)$$

سطح سوال: سخت و جدید

حل: طبق بند ۶-۲-۴-۲ صفحه ۱۴ مبحث ۶ ویرایش ۱۳۹۸ داریم:

۴-۲-۶ ترکیب بارها برای حوادث غیرعادی

۲-۴-۲-۶ ظرفیت

به منظور کنترل ظرفیت یک سازه یا عضو سازه‌ای به روش ضرائب بار و مقاومت در تحمل اثر یک حادثه غیرعادی، ترکیب بار زیر باید منظور شود:

$$(0.9 \text{ یا } 1.2)D + A_k + 0.5L + 0.2S$$

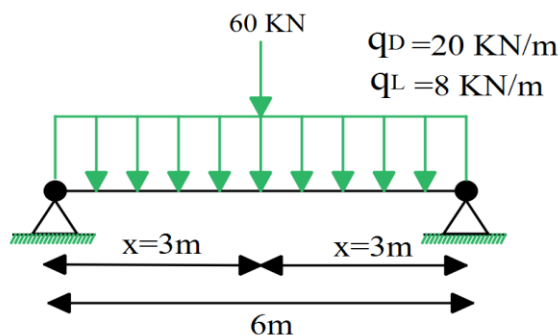
A_k اثر ناشی از حادثه غیرعادی می باشد.

طبق ترکیب بار بند ۲-۴-۲-۶ صفحه ۱۴ مبحث ششم ویرایش ۱۳۹۸ داریم:

$$\rightarrow q_u = 1.2 * q_D + 0.5 * q_L = 1.2 * 20 + 0.5 * 8 = 28 \frac{KN}{m}$$

$$\rightarrow P_u = A_K = 60 KN$$

نکته: همان طور که می دانیم طبق تحلیل سازه ها لنگر خمشی در وسط تیر دو سر مفصل تحت بارگذاری گسترده و بارگذاری متمرکز ماکزیمم می باشد. بنابراین:



$$\rightarrow M_u = \frac{q_u * L^2}{8} + \frac{P_u * L}{4} = \frac{28 * 6^2}{8} + \frac{60 * 6}{4} = 216 KN.m$$

نکته مهم: با توجه به حادثه غیر عادی نمی توان از ترکیب بارهای صفحه ۱۰ مبحث ۶ ویرایش ۱۳۹۸ که برای بارهای ثقیل و محیطی است، استفاده نمود

پاسخ سوال گزینه (۱)

تشابه بسیار بالای این سوال با سوال آبان ۹۳ و توضیحات کامل این سوال در تور سبز سازه

تشابه

ترکیب بار برای حوادث غیرعادی

۴-۲-۶ ترکیب بارها برای حوادث غیرعادی

۱-۴-۲ کاربرد

در صورت درخواست کارفرما یا لزوم آن در دیگر مباحث مقررات ملی ساختمان، باید مقاومت و پایداری سازه برای اطمینان از توانایی سازه در تحمل اثرات بارهای غیرعادی (با احتمال وقوع کم)، مانند آتش، انفجار، سقوط اجسام و شریه وسایل نقلیه بدون ایجاد خرابی بیش از انتظار بررسی شود. رعایت مفاد میحت ۲۱ مقررات ملی ساختمان در مورد ساختمان‌های مشمول آن میحت نیز ضروری است.

۲-۴-۲ ظرفیت

به منظور کنترل ظرفیت یک سازه یا عضو سازه‌ای به روش ضراب بار و مقاومت در تحمل اثر یک حادثه غیرعادی، ترکیب بار زیر باید منظور شود:

$$(0.9 \text{ یا } 1/2)D + A_k + 0.5L + 0.2S$$

A_k اثر ناشی از حادثه غیرعادی می‌باشد.

۳-۴-۲ ظرفیت باقیمانده

جهت کنترل ظرفیت باقیمانده باربری سازه یا عضو سازه‌ای به روش ضراب بار و مقاومت بعد از وقوع حادثه خسارت‌زا، اعضاء باربر باید به صورت فرضی حذف شوند، و ظرفیت سازه صدمه دیده تحت اثر ترکیب بار نقلی زیر ارزیابی گردد:

$$(0.9 \text{ یا } 1/2)D + 0.5L + 0.2(L \text{ یا } S \text{ یا } R)$$

اعضاء منتخب باربری که حذف می‌شوند، باید با روشی منطقی توسط مهندس طراح با تجربه مشخص گردد.



گروه صنعتی سبزسازه تور محاسبات نظام مهندسی - میحت ششم

آبان ۹۳

دیوار خارجی ساختمان یک مرکز مخابرات دارای مساحت 150 متر مربع می‌باشد. با در نظر گرفتن سطح انفجار ۲ از میحت ۲۱ مقررات ملی ساختمان، مقدار کل بار انفجار بدون ضریب بار که باید برای این دیوار در نظر گرفته شود بر حسب کیلونیوتن بر متر مربع چقدر می‌باشد؟

- ۱) 1.2
- ۲) 275
- ۳) 43
- ۴) 120



گروه صنعتی سبزسازه تور محاسبات نظام مهندسی - میحت ششم

۳- برای نگهداری خاکی به ارتفاع 2.7 متر باید از دیوار حائل کنسولی با مصالح بنایی استفاده شود. در صورتی که وزن مخصوص خاک برابر $16.5 \frac{KN}{m^3}$ و مقدار ضریب فشار خاک استاتیکی در حالت محرک برابر 0.25 باشد، کل نیروی فشاری بدون ضریب ناشی از این بارگذاری که باید در طراحی در نظر گرفته شود به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ شرایط خاک خشک و بدون سربار است.

۱) $H = 11.1 \text{ KN}$ (برای یک متر طول دیوار)

۲) $H = 15 \text{ KN}$ (برای یک متر طول دیوار)

۳) $H = 18.2 \text{ KN}$ (برای یک متر طول دیوار)

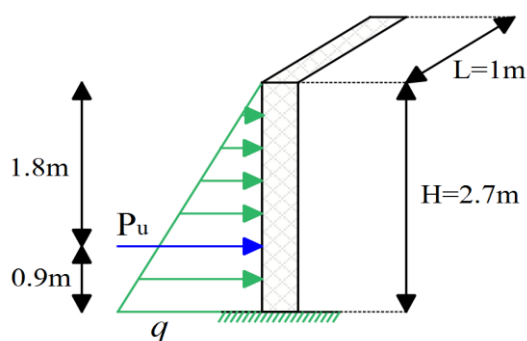
۴) $H = 22 \text{ KN}$ (برای یک متر طول دیوار)

سطح سوال: متوسط و جدید

حل: طبق بند ۶-۴-۱ صفحه ۱۹ مبحث ۶ ویرایش ۱۳۹۸ و روابط مربوط به فشار جانبی خاک وارد بر سازه های نگهدارنده در مبحث هفتم ویرایش ۱۴۰۱ داریم:

۶-۴-۲ فشار جانبی

۶-۴-۲-۱ نیروی ناشی از فشار خاک یا فشار هیدرواستاتیکی باید بر روی دیوارهای زیرزمین ها و سایر سازه های مشابه که در پشت اجزاء آنها خاک قرار دارد، منظور گردد. فشار خاک باید با توجه به مشخصات مکانیکی آن و ضوابط مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان تعیین گردد. این فشار در هر حالت نباید کمتر از فشار مایع معادل با وزن مخصوص ۵ کیلونیوتن بر مترمکعب در نظر گرفته شود.



فشار سطحی جانبی ناشی از خاک:

$$q_1 = K_a \gamma_s H = 0.25 * 16.5 * 2.7 \approx 11.138 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

فشار سطحی جانبی ناشی از مایع معادل:

$$q_{\text{فشار مایع معادل}} = 5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$$

$$q_2 = q_{\text{فشار مایع معادل}} * H = 5 * 2.7 = 13.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

در نهایت کل نیروی فشاری بدون ضریب به صورت زیر محاسبه می شود:

$$P_u = \max[q_1, q_2] * \frac{H}{2} * L = \max[11.138, 13.5] * \frac{2.7}{2} * 1 = 18.22 \text{ KN}$$

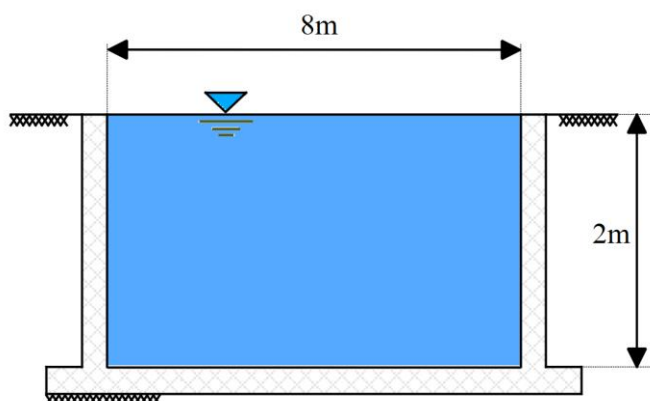
پاسخ سوال گزینه (۳)

توضیحات کامل این سوال در تور محاسبات سبز سازه

تشابه



۴- در شکل مقطع یک استخر آب با طول زیاد نشان داده شده است و فرض می شود دیوارها به صورت طره عمل می کنند. چنانچه فشار خاک از نوع فعال ($K_a = \frac{1}{3}$) و جرم مخصوص خاک $2000 \frac{Kg}{m^3}$ فرض شود. نسبت مقاومت خمشی مورد نیاز پای دیوار در حالت پُر به حالت خالی استخر به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ (روش حالت حدی مقاومت) از وجود سربار و سایر بارگذاری ها صرف نظر شود. فشار خاک همیشگی فرض می شود. (قدر مطلق مقاومت های خمشی مورد نیاز در نظر گرفته شود).



- ۱) 1.30
- ۲) 0.83
- ۳) 0.67
- ۴) 0.75

سطح سوال: سخت و جدید

حل: طبق بند ۴-۶-۱ صفحه ۱۹ و ترکیب بار در روش ضریب بار و مقاومت بند ۶-۲-۲-۲ موارد پ و ت صفحه ۱۱ میحث ۶ ویرایش

۱۳۹۸ داریم:

۲-۳-۲-۶ ترکیب بارها در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت

در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت، سازه‌ها، اعضاء و شالوده‌های آنها باید به گونه‌ای طراحی شوند که مقاومت طراحی آن‌ها، بزرگتر یا برابر با اثرات ناشی از ترکیب بارهای ضریب‌دار زیر باشد:

۱) $1/4D$

۲) $1/2D + 1/6L + 0.5(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$

۳) $1/2D + 1/6(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) + [L \text{ یا } 0.5(1/6W)]$

۴) $1/2D + 1/6W + L + 0.5(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$

۵) $1/2D + E + L + 0.2S$

۶) $0.9D + 1/6W$

۷) $0.9D + E$

پ) در مواردی که بار سیال، F ، بر سازه وارد می‌شود، اثر این بار باید با ضرایب باری همانند ضریب بار مرده، D ، در ترکیب بارهای ۱ تا ۵ و ۷ منظور شوند.

ت) در صورت وجود فشار جانبی خاک و فشار آب زیرزمینی یا مواد انباشته، H ، اثر آن‌ها را باید به صورت زیر منظور نمود:

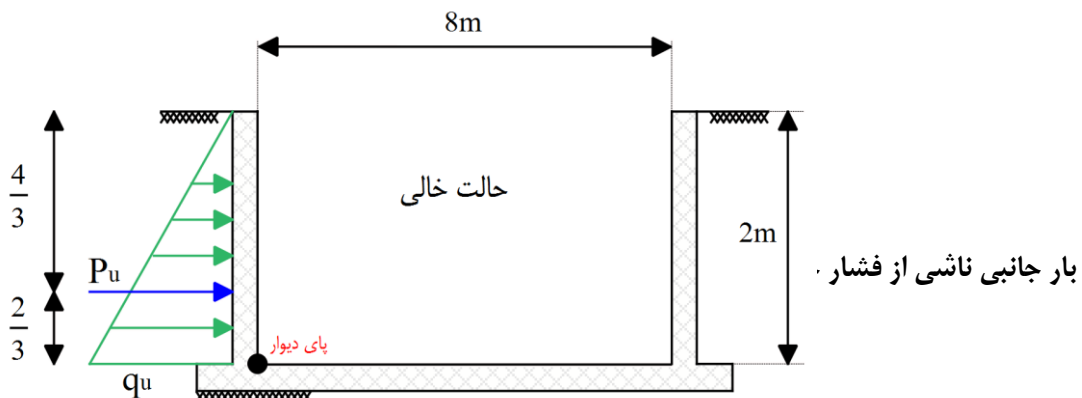
ت-۱) اگر اثر این بار در جهت افزودن به اثرات دیگر بارها باشد، اثر بار H باید با ضریب $1/6$ در ترکیب بارها منظور شود،

ت-۲) اگر اثر این بار در جهت کاهش اثرات دیگر بارها باشد، در صورت وجود دائمی بار H ، اثر آن باید با ضریب 0.9 در ترکیب بارها منظور شود و در بقیه موارد باید از اثر بار H صرف‌نظر گردد.

۲-۴-۶ فشار جانبی

۱-۲-۴-۶ نیروی ناشی از فشار خاک یا فشار هیدرواستاتیکی باید بر روی دیوارهای زیرزمین‌ها و سایر سازه‌های مشابه که در پشت اجزاء آن‌ها خاک قرار دارد، منظور گردد. فشار خاک باید با توجه به مشخصات مکانیکی آن و ضوابط مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان تعیین گردد. این فشار در هرحالت نباید کمتر از فشار مایع معادل با وزن مخصوص ۵ کیلونیوتن بر مترمکعب در نظر گرفته شود.

محاسبه مقاومت خمشی مورد نیاز پای دیوار استخر در حالت خالی:



$$(M_u)_{\text{خالی}} = P_u * \frac{2}{3}$$

$$P_u = q_u * \frac{2}{2} = q_u$$

ابتدا باید مقدار فشار جانبی خاک از حداقل مقدار فشار مایع معادل 5 کیلونیوتن بر متر مکعب بیشتر باشد. بنابراین:

$$\gamma_s = \frac{2000}{100} = 20 \frac{KN}{m^3}$$

$$K_a \gamma_s \geq 5 \frac{KN}{m^3} \rightarrow \frac{1}{3} * 20 = 6.67 \geq 5 \quad \checkmark \text{ ok}$$

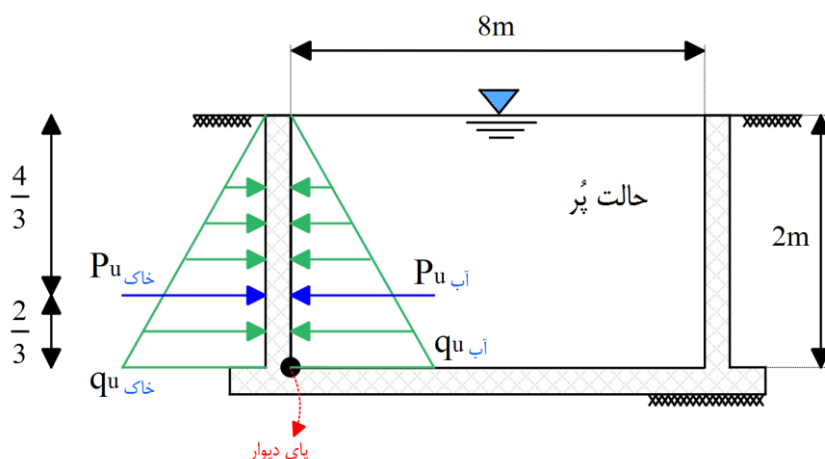
با توجه به اینکه فشار خاک در جهت افزایش اثر مقاومت خمشی پای دیوار می باشد. لذا از ضریب 1.6H استفاده می شود:

$$q_u = P_u = 1.6 * \frac{1}{3} * 20 * 2 * 1 = \frac{64}{3} = 21.33 \text{ KN}$$

در ادامه مقاومت خمشی مورد نیاز پای دیوار استخر در حالت خالی به صورت زیر محاسبه می شود:

$$(M_u)_{\text{خالی}} = P_u * \frac{2}{3} = 21.33 * \frac{2}{3} = \frac{128}{9} = 14.22 \text{ KN.m}$$

محاسبه مقاومت خمشی مورد نیاز پای دیوار استخر در حالت پُر:



بار جانبی ناشی از فشار خاک:

$$(M_u)_{\text{خاک}} = (P_u)_{\text{خاک}} * \frac{2}{3}$$

$$(P_u)_{\text{خاک}} = (q_u)_{\text{خاک}} * \frac{2}{2} = (q_u)_{\text{خاک}}$$

ابتدا باید مقدار فشار جانبی خاک از حداقل مقدار فشار مایع معادل 5 کیلونیوتن بر متر مکعب بیشتر باشد. بنابراین:

$$\gamma_s = \frac{2000}{100} = 20 \frac{KN}{m^3}$$

$$K_a \gamma_s \geq 5 \frac{KN}{m^3} \rightarrow \frac{1}{3} * 20 = 6.67 \geq 5 \quad \checkmark ok$$

با توجه به اینکه فشار خاک در جهت کاهش اثر مقاومت خمشی پای دیوار می باشد. لذا با توجه به دائمی و همیشگی بودن فشار خاک از ضریب 0.9H استفاده می شود:

$$(P_u)_{\text{خاک}} = 0.9 * \frac{1}{3} * 20 * 2 * 1 = 12 \text{ KN}$$

$$(M_u)_{\text{خاک}} = (P_u)_{\text{خاک}} * \frac{2}{3} = 12 * \frac{2}{3} = 8 \text{ KN.m}$$

بار جانبی ناشی از فشار سیال:

$$(M_u)_{\text{آب}} = (P_u)_{\text{آب}} * \frac{2}{3}$$

$$(P_u)_{\text{آب}} = (q_u)_{\text{آب}} * \frac{2}{2} = (q_u)_{\text{آب}}$$

با توجه به اینکه فشار سیال (آب) در جهت افزایش اثر مقاومت خمشی پای دیوار می باشد. لذا از بیشترین ضریب بار مرده ناشی از ترکیب بار ردیف (۱) که برابر 1.4D است، استفاده می شود:

$$(P_u)_{\text{آب}} = 1.4F = 1.4 * \gamma_w * H * L = 1.4 * 10 * 2 * 1 = 28 \text{ KN}$$

$$(M_u)_{\text{سیال}} = (P_u)_{\text{آب}} * \frac{2}{3} = 28 * \frac{2}{3} = 18.67 \text{ KN.m}$$

در نهایت مقاومت خمشی مورد نیاز پای دیوار استخر در حالت پُر به صورت زیر محاسبه می شود:

$$(M_u)_{\text{پُر}} = \left[(M_u)_{\text{سیال}} - (M_u)_{\text{خاک}} \right] = [18.67 - 8] = 10.67 \text{ KN.m}$$

در نهایت نسبت مقاومت خمشی مورد نیاز پای دیوار استخر در حالت پُر به حالت خالی به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\frac{(M_u)_{\text{پُر}}}{(M_u)_{\text{خالی}}} = \frac{10.67}{14.22} = 0.75$$

پاسخ سوال گزینه (۴)

تشابه این سوال با سوال ۱۸ آزمون آنلاین شماره ۱ سبز سازه و توضیحات کامل این سوال در تور سبز سازه

تشابه

۱۸. یکی از دهانه‌های قاب مربوط به یک سازه بتنی مطابق شکل زیر نشان داده شده است. در صورتی که ارتفاع استاتیکی ناشی از سیل $2.43m$ باشد با لحاظ نیروهای ناشی از سیل با در نظر گرفتن سرعت حداکثر سیل و نیز اثر فشار خاک، حداقل مقدار لنگر مقاوم در ستون A برحسب $KN.m$ چقدر است؟ (از اثر $uplift$ در محاسبات صرف نظر شود). طراحی به روش ضریب بار و مقاومت می‌باشد و برای محاسبه لنگر تکیه‌گاه گیردار A ستون سمت چپ را تکی و با عملکرد طره‌ای و فشار خاک را در کل ارتفاع سازه در نظر بگیرید.



440 (۱)

384 (۲)

567 (۳)

495 (۴)

ترکیب بارها به روش ضرایب بار و مقاومت

(پ) در مواردی که بار سیال F بر سازه وارد می‌شود، اثر این بار باید با ضرایب باری همانند ضریب بار مرده، D ، در ترکیب بارهای ۱ تا ۵ و ۷ منظور شوند.

- ۱) $\frac{1}{4}D + 1.4F$
- ۲) $\frac{1}{2}D + \frac{1}{6}L + \frac{1}{5}(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) + 1.2F$
- ۳) $\frac{1}{3}D + \frac{1}{6}(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) + [L \text{ یا } \frac{1}{5}(\frac{1}{6}W)] + 1.2F$
- ۴) $\frac{1}{3}D + \frac{1}{6}W + L + \frac{1}{5}(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) + 1.2F$
- ۵) $\frac{1}{3}D + E + L + \frac{1}{5}S + 1.2F$
- ۶) $\frac{1}{9}D + \frac{1}{6}W$
- ۷) $\frac{1}{9}D + E + 0.9F$



سبزسازه



ترکیب بارها به روش ضرایب بار و مقاومت

ت) در صورت وجود فشار جانبی خاک و فشار آب زیرزمینی یا مواد انباشته، H ، اثر آن‌ها را باید به صورت زیر منظور نمود:

ت-۱) اگر اثر این بار در جهت افزودن به اثرات دیگر بارها باشد، اثر بار H باید با ضریب ۱/۶ در ترکیب بارها منظور شود،

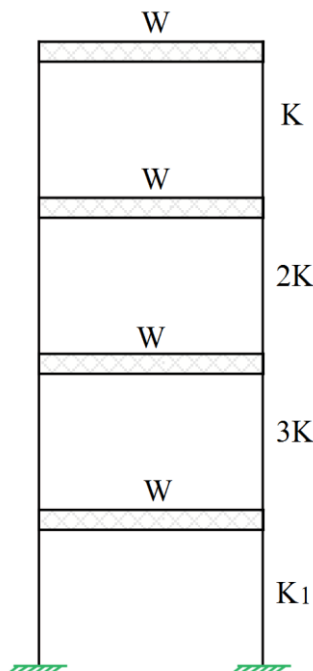
ت-۲) اگر اثر این بار در جهت کاهش اثرات دیگر بارها باشد، در صورت وجود دائمی بار H ، اثر آن باید با ضریب ۰/۹ در ترکیب بارها منظور شود و در بقیه موارد باید اثر بار H صرف نظر گردد.

$1.6H$: اثر زلزله
 $0.9H$: دائمی
 0 : زلزله



گروه صنعتی سبز سازه - تور محاسبات نظام مهندسی - مبحث ششم

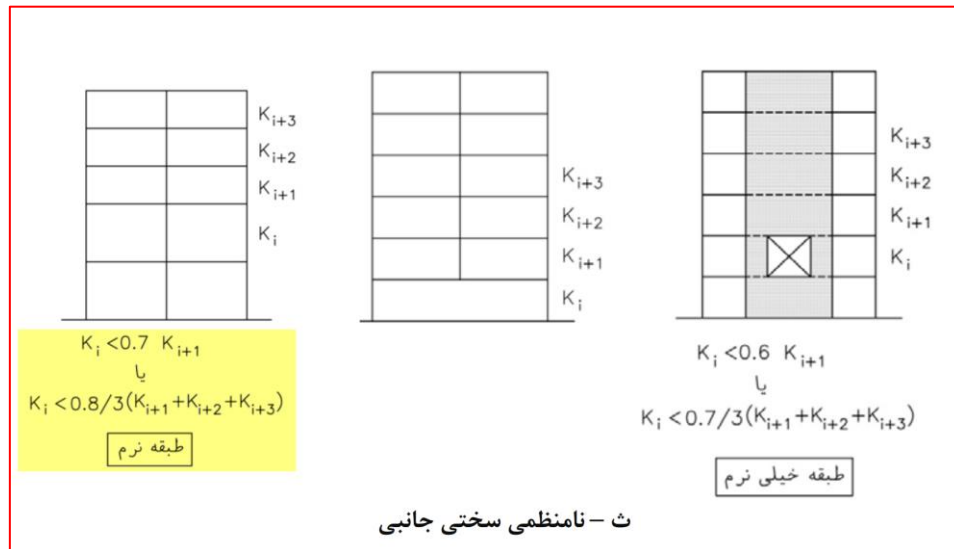
۵- در شکل زیر سختی جانبی و وزن موثر لرزه ای طبقات نشان داده شده است. حداقل مقدار K_1 بر حسب K برای آنکه برای محاسبه این ساختمان در برابر زلزله بتوان از روش تحلیل استاتیکی معادل استفاده کرد، به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ پلان طبقات در ارتفاع یکنواخت و بدون نامنظمی می باشد.



- (۱) $1.6K$
- (۲) $2.1K$
- (۳) $1.8K$
- (۴) $3K$

سطح سوال: آسان و تکراری

حل: طبق بند ۲-۲-۳ مورد ب صفحه ۲۷ و مورد ث صفحه ۱۰ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش



۲-۲-۳ روش‌های تحلیل خطی

روش‌های تحلیل خطی را می‌توان در کلیه ساختمان‌ها با هر تعداد طبقه به‌کاربرد. تنها، روش استاتیکی معادل را می‌توان در ساختمان‌های سه طبقه و کوتاه‌تر، از تراز پایه و یا ساختمان‌های زیر به‌کار گرفت:

- الف- ساختمان‌های منظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه
- ب- ساختمان‌های نامنظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه که دارای:
 - نامنظمی زیاد و شدید پیچشی در پلان نباشد
 - نامنظمی جرمی، نرم و خیلی نرم در ارتفاع نباشد

برای اینکه در این ساختمان بتوان از روش استاتیکی معادل استفاده کرد باید نامنظمی از نوع طبقه نرم نداشته باشیم:

کنترل طبقه نرم:

$$K_1 \geq 0.7 * 3K \rightarrow K_1 \geq 2.1K$$

$$K_1 \geq 0.8 * \frac{3K + 2K + K}{3} \rightarrow K_1 \geq 1.6K$$

در نهایت حداقل مقدار K_1 برابر است با:

$$\rightarrow K_1 \geq \max(2.1K, 1.6K) = 2.1K$$

پاسخ سوال گزینه (۲)

تشابه بسیار بالای این سوال با سوال ۴۴ آزمون جامع ۶ سبز سازه

تشابه

۴۴- در یک سازه مسکونی با ارتفاع کل ۴۵ متر از تراز پایه، قرار است از روش تحلیل استاتیکی معادل استفاده شود. اگر وزن لرزه‌ای طبقات اول و سوم به ترتیب $2500kN$ و $3000kN$ و سختی جانبی طبقه سوم، چهارم و پنجم به ترتیب $200 KN/m$ ، $220 KN/m$ و $180 kN/m$ باشد، آنگاه وزن موثر لرزه‌ای و سختی جانبی طبقه دوم به ترتیب در کدام گزینه می‌تواند درست باشد؟ (ساختمان از نظر پیچشی منظم فرض شود.)

$160 KN/m - 1300kN$	(۲)	$160 KN/m - 2600kN$	(۱)
$154 KN/m - 1300kN$	(۴)	$154 KN/m - 1600kN$	(۳)

۶- برای بررسی آثار تغییرات دمایی بر مهاربندهای یک سازه صنعتی، در طراحی به روش LRFD، تحلیل سازه نشان می‌دهد که نیروی محوری مهاربند تحت بار مرده $20kN$ و تحت بار زنده (غیر قابل کاهش) $10kN$ (هر دو فشاری) و تحت بارگذاری حرارتی $\pm T$ است. اگر مقاومت فشاری مورد نیاز مهاربند با در نظر گرفتن اثر تغییرات دمایی $240kN$ باشد، مقاومت کششی مورد نیاز آن به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک تر خواهد بود؟

- (۱) 197 KN
- (۲) 136 KN
- (۳) 182 KN
- (۴) 211 KN

سطح سوال: متوسط و جدید

حل: طبق ترکیب بار به روش ضریب بار و مقاومت در بند ۶-۲-۳-۲ مورد چ صفحه ۱۱ مبحث ۶ ویرایش ۱۳۹۸ داریم:

۶-۲-۳-۲ ترکیب بارها در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت

در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت، سازه‌ها، اعضاء و شالوده‌های آنها باید به گونه‌ای طراحی شوند که مقاومت طراحی آن‌ها، بزرگتر یا برابر با اثرات ناشی از ترکیب بارهای ضریب‌دار زیر باشد: (چ) در مواردی که اثر بارهای خودکرنشی وجود داشته باشد، علاوه بر ترکیب بارهای ارائه شده، دو ترکیب بار زیر نیز باید در نظر گرفته شود:

$$۱) \frac{1}{2}D + 0.5L + 0.5(L_T \text{ یا } S) + \frac{1}{2}T$$

$$۲) \frac{1}{2}D + \frac{1}{6}L + \frac{1}{6}(L_T \text{ یا } S) + T$$

محاسبه بار حرارتی P_T از طریق مقاومت فشاری F_C مهاربند با توجه به اثر مثبت آن در ترکیب بار $(+T)$:

$$F_C = 240kN = \begin{cases} 1.2P_D + 0.5P_L + 1.2P_T \\ 1.2P_D + 1.6P_L + P_T \end{cases}$$

از ترکیب بار ردیف اول داریم:

$$(P_T)_1 = \frac{240 - (1.2 * 20 + 0.5 * 10)}{1.2} = \frac{211}{1.2} = 175.84 kN$$



از ترکیب بار ردیف دوم داریم:

$$(P_T)_2 = 240 - (1.2 * 20 + 1.6 * 10) = 200 \text{ KN}$$

در نهایت بار حرارتی P_T برابر کمترین دو مقدار محاسبه شده در بالا که برابر ۱۷۵.۸۴ کیلونیوتن می باشد. لذا اگر ماکزیمم مقدار بار حرارتی یعنی ۲۰۰ کیلونیوتن انتخاب شود ترکیب بار ردیف اول برای مقاومت فشاری نقص می شود و مقدار بدست آمده برابر ۲۶۹ کیلونیوتن می باشد که از ۲۴۰ کیلونیوتن فراتر می رود، لذا این مقدار با داده صورت سوال متفاوت بوده و قابل قبول نیست. بنابراین:

$$P_T = \min(175.84, 200) = 175.84 \text{ KN}$$

در نهایت محاسبه مقاومت کششی مهاربند F_T با توجه به اثر منفی آن در ترکیب بار $(-T)$:

$$F_T = \begin{cases} 1.2P_D + 0.5P_L - 1.2(P_T)_1 \\ 1.2P_D + 1.6P_L - (P_T)_1 \end{cases}$$

از ترکیب بار ردیف اول داریم:

$$(F_T)_1 = 1.2P_D + 0.5P_L - 1.2P_T$$

$$(F_T)_1 = 1.2 * 20 + 0.5 * 10 - 1.2 * 175.84 = -182 \text{ KN}$$

از ترکیب بار ردیف دوم داریم:

$$(F_T)_2 = 1.2P_D + 1.6P_L - P_T = 1.2 * 20 + 1.6 * 10 - 175.84$$

$$(F_T)_2 \approx -136 \text{ KN}$$

در نهایت مقاومت کششی مورد نیاز مهاربند ها که برابر حداکثر مقدار آن ناشی از ترکیب بارهای اول و دوم می باشد، به صورت زیر محاسبه می شود:

$$F_T = \max[(F_T)_1, (F_T)_2] = -182 \text{ KN}$$

پاسخ سوال گزینه (۳)

تشابه این سوال با سوال آزمون مهر ماه ۱۳۹۸ و توضیحات کامل این سوال در تور سبز سازه

تشابه

ترکیب بارها به روش ضرایب بار و مقاومت

ج) در مواردی که اثر بارهای خودگرانشی وجود داشته باشد، علاوه بر ترکیب بارهای ارائه شده، دو ترکیب بار زیر نیز باید در نظر گرفته شود:

$$۱) \frac{1}{2}D + 0.5L + 0.5(L_r \text{ یا } S) + \frac{1}{2}T$$

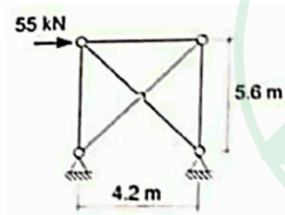
$$۲) \frac{1}{2}D + \frac{1}{6}L + \frac{1}{6}(L_r \text{ یا } S) + T$$



گروه صنعتی سبزسازه - تور محاسبات نظام مهندسی - میحث ششم

مهر ۹۸

تحلیل یک سالن صنعتی نشان می‌دهد که بر قاب‌های انتهایی مهار بندی شده مطابق شکل، نیروی ۵۵ kN ناشی از تغییرات حرارتی (بدون ضریب بار) اعمال می‌شود. چنانچه مهاربندها فقط قادر به تحمل کشش باشند. در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت، مقاومت مورد نیاز (R_a) آن‌ها برای این بارگذاری به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟



۳۳ kN (۱)

۵۵ kN (۲)

۹۲ kN (۳)

۱۱۰ kN (۴)



گروه صنعتی سبزسازه - تور محاسبات نظام مهندسی - میحث ششم

۷- برای آنکه احتمال ارتعاش یک ساختمان در راستای عمود بر جهت باد از احتمال ارتعاش آن در جهت باد بیشتر نباشد، حداقل عرض موثر عمود بر جهت جریان باد به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ ساختمان بلند و نرم با ارتفاع طبقات یکسان، طول موثر ۱۸ متر در جهت باد و ارتفاع کل از تراز زمین ۵۰ متر است.

(۱) ۱۴ متر

(۲) ۱۶ متر

(۳) ۱۲ متر

(۴) ۱۰ متر

سطح سوال: آسان و جدید



حل: طبق پیوست ۴-۶ بند پ-۴-۴-۴ صفحه ۱۳۸ مبحث ۶ ویرایش ۱۳۹۸ داریم:

پ-۴-۴-۴ کنترل ارتعاش ساختمان

در ساختمان‌های بلند و نرم، تحت اثر تغییرات سرعت باد، ارتعاش ساختمان توسط ساکنان آن حس می‌شود. آستانه این احساس در ساختمان‌های مسکونی با ساختمان‌های اداری تفاوت دارد. ارتعاش ساختمان الزاماً در همان جهت تأثیر باد اتفاق نمی‌افتد و ممکن است ساختمان در راستای عمود بر راستای تأثیر باد ارتعاش کند.

برای ساختمان‌های با کاربری مسکونی مقدار شتاب قابل حس توسط افراد 0.005 شتاب ثقل و در ساختمان‌های با کاربری اداری 0.015 شتاب ثقل می‌باشد.

باد مورد نظردر این مطالعات، بارباد سطح بهره‌برداری (W_{ser}) است که بر مبنای دوره بازگشت ده‌ساله باد در منطقه محاسبه می‌شود. برای تعیین این سرعت می‌توان از 0.80 سرعت مبنای باد (بند ۶-۱۰-۲) استفاده نمود.

چنانچه بین طول و عرض مفید ساختمان رابطه $\frac{\sqrt{wd}}{H} < 0.333$ برقرار باشد، احتمال ارتعاش جانبی از ارتعاش در جهت باد بیشتر است.

در این رابطه، H ارتفاع ساختمان (از تراز زمین)، d طول مؤثر ساختمان (در جهت باد) و w عرض مؤثر ساختمان (عمود بر جهت جریان باد) است. طول و عرض مؤثر متناسباً از رابطه ۶-۱۰-۱-۲ محاسبه می‌شود.

در صورتی که $\frac{\sqrt{wd}}{H} \geq 0.333$ باشد، احتمال ارتعاش ساختمان در جهت عمود بر جهت باد از احتمال ارتعاش در جهت باد بیشتر نیست، یعنی دقیقاً برعکس بند مبحث ۶ عمل می‌کنیم و علامت نامساوی رابطه به جای کوچکتر باید بزرگتر مساوی قرار داده شود:

$$w = ?$$

$$d = 18m$$

$$H = 50m$$

$$\rightarrow \frac{\sqrt{wd}}{H} \geq 0.333 \rightarrow \frac{\sqrt{w * 18}}{50} \geq 0.333 \rightarrow w \geq 15.4m$$

$$use \rightarrow w = 16m$$

پاسخ سوال گزینه (۲)



توضیحات کامل این سوال در تور سبز سازه

کنترل ارتعاش ساختمان

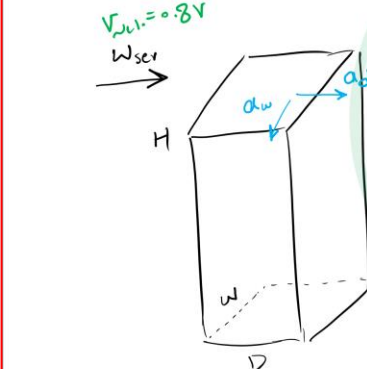
پ-۴-۶-۴ کنترل ارتعاش ساختمان

در ساختمان‌های بلند و نرم، تحت اثر تغییرات سرعت باد، ارتعاش ساختمان توسط ساکنان آن حس می‌شود. آستانه این احساس در ساختمان‌های مسکونی با ساختمان‌های اداری تفاوت دارد. ارتعاش ساختمان الزاماً در همان جهت تأثیر باد اتفاق نمی‌افتد و ممکن است ساختمان در راستای عمود بر راستای تأثیر باد ارتعاش کند. برای ساختمان‌های با کاربری مسکونی مقدار شتاب قابل حس توسط افراد ۰/۰۰۵ شتاب ثقل و در ساختمان‌های با کاربری اداری ۰/۰۱۵ شتاب ثقل می‌باشد. یاد مورد نظر در این مطالعات، پارامتر سطح بهره‌برداری (W_{eq}) است که بر مبنای دوره بازگشت دهساله باد در منطقه محاسبه می‌شود. برای تعیین این سرعت می‌توان از ۰/۸۰ سرعت مبنای باد (بند ۶-۱-۲) استفاده نمود.

چنانچه بین طول و عرض مفید ساختمان رابطه $\frac{vw_d}{H} < 0.333$ برقرار باشد، احتمال ارتعاش جانبی از ارتعاش در جهت باد بیشتر است. در این رابطه، H ارتفاع ساختمان (از تراز زمین)، d طول مؤثر ساختمان (در جهت باد) و w عرض مؤثر ساختمان (عمود بر جهت جریان باد) است. طول و عرض مؤثر متناسباً از رابطه ۶-۱-۱۰-۳ محاسبه می‌شود.

شتاب حاصل از تغییرات سرعت باد در جهت عرضی ساختمان (عمود بر جهت وزش باد) از رابطه تقریبی (پ-۴-۶-۶) به دست می‌آید.

پ-۴-۶-۶ $a_w = f_{nw} g_p \sqrt{vw_d} \left(\frac{a_g}{p_{sBk} \sqrt{B_{sw}}} \right) < 0.019$ مگر در این محاسبه شتاب حاصل از تغییرات سرعت باد در جهت طولی ساختمان (هم‌جهت با وزش باد) باید از رابطه زیر استفاده نمود.



گروه صنعتی سبز سازه | تور محاسبات نظام مهندسی - مبحث ششم

۸- خصوصیات مکانیکی خاک منطقه به صورت $C = 0.0125 Mpa$, $\phi = 30^\circ$, $\gamma = 20 \frac{KN}{m^3}$ است. در نظر است که جهت اجرای یک واحد مسکونی گود قائمی به ارتفاع ۵ متر حفر شود. اگر ساختمان‌های همسایه ۳ طبقه و تراز فنداسیون آن ۲ متر بالاتر از کف گود باشد، خطر گود چه میزان است؟ کل سربار ساختمان همسایه برابر فرض شود. همچنین سطح آب زیرزمینی بسیار پایین تر از کف گود بوده و محل گود فاقد هرگونه رطوبت در نظر گرفته شود.

- (۱) گودبرداری مجاز نیست.
- (۲) خطر گود معمولی است.
- (۳) خطر گود زیاد است.
- (۴) خطر گود بسیار زیاد است.

سطح سوال: آسان و تکراری

حل: طبق بند ۷-۳-۳-۱-۶ صفحه ۳۳ مبحث هفتم ویرایش ۱۴۰۰ داریم:



۱-۶-۳-۳-۷ جهت ارزیابی خطر گود قائم لازم است هر سه شرط تعیین شده برای هر دسته در جدول ۱-۳-۷ برقرار باشند. در صورتی که هر سه شرط مذکور به طور همزمان برقرار نباشد، خطر گود با توجه به شرطی که بحرانی است تعیین می شود. در صورت وجود اختلاف در ارزیابی خطر گود در وجوه مختلف آن، بحرانی ترین وجه به عنوان شاخص انتخاب می گردد.

عمق h_c از رابطه ۱-۳-۷ محاسبه می شود.

$$h_c = \frac{2c}{\gamma\sqrt{k_a}} - \frac{q}{\gamma} \quad (۱-۳-۷)$$

جدول ۱-۳-۷ ارزیابی خطر گود با دیوار قائم

مقدار $\frac{h}{h_c}$	عمق گود از تراز صفر	عمق گود از زیر پی ساختمان موجود در محدوده ناپایداری دیواره گود	خطر گود
کمتر از ۰/۵	کمتر از ۴ متر	صفر	معمولی
بین ۰/۵ تا ۲	بین ۴ تا ۱۰ متر	بین صفر تا ۶ متر	زیاد
بیشتر از ۲	بیشتر از ۱۰ متر	بیشتر از ۶ متر	بسیار زیاد

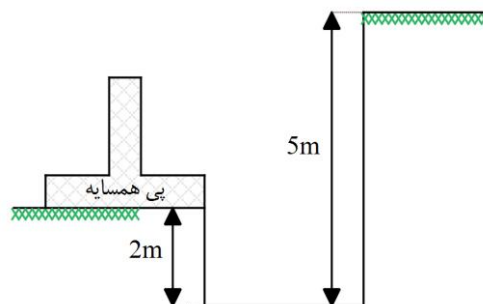
h عمق گود مورد نظر است و h_c عمق بحرانی بر اساس رابطه ۱-۳-۷ به دست می آید.

محاسبه عمق بحرانی گود مربوط به سمتی که ساختمان همسایه می باشد:

$$c = 0.0125 \text{ Mpa} = 12.5 \text{ Kpa} = 12.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$q = 30 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\gamma = 20 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$$

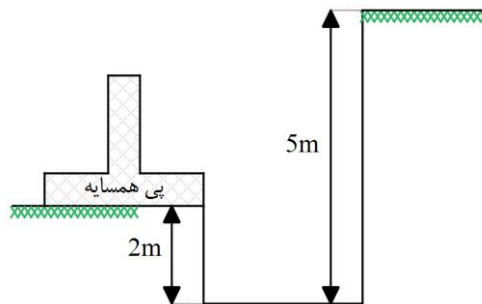


$$k_a = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} = \frac{1 - \sin 30}{1 + \sin 30} = \frac{1}{3}$$

$$h_c = \frac{2c}{\gamma\sqrt{k_a}} - \frac{q}{\gamma} \rightarrow h_c = \frac{2 * 12.5}{20\sqrt{\frac{1}{3}}} - \frac{30}{20} = 0.665 \text{ m}$$

$$\frac{h}{h_c} = \frac{2}{0.665} = 3 > 2 \rightarrow \text{خطر گود بسیار زیاد}$$

محاسبه عمق بحرانی گود مربوط به سمتی که ساختمان همسایه نمی باشد:



$$h_c = \frac{2c}{\gamma \sqrt{k_a}} \rightarrow h_c = \frac{2 * 12.5}{20 \sqrt{\frac{1}{3}}} = 2.165m$$

$$\frac{h}{h_c} = \frac{5}{2.165} = 2.31 > 2 \rightarrow \text{خطر گود بسیار زیاد}$$

در نهایت خطر گود بسیار زیاد بوده و نیاز به کنترل سایر شروط جدول ۷-۳-۱ نیست.

پاسخ سوال گزینه (۴)

تست تالیفی مشابه این تست در ویدیوهای آموزشی مبحث هفتم حل شده و مفاهیمش کاملاً تشریح شده بود

تشابه

تالیفی

یک ساختمان هفت طبقه مسکونی با سیستم قاب خمشی بتن آرمه متوسط در نظر است در شهرستان کرج ساخته شود. سازه دارای سه طبقه زیرزمین بوده و لایه بندی زمین یکنواخت می باشد. در فاصله ۱۰ متری از لبه گود ساختمان دیگری با وزن واحد حجم 28 kN/m^3 واقع شده است. خطر گود کدام یک از گزینه های زیر باید در نظر گرفته شود؟ (چسبندگی خاک و وزن حجمی خاک و زاویه اصطکاک داخلی خاک به ترتیب 25 kN/m^2 و 21 kN/m^3 و 55° می باشد. ارتفاع طبقات ۳ متر است.)

(۱) معمولی

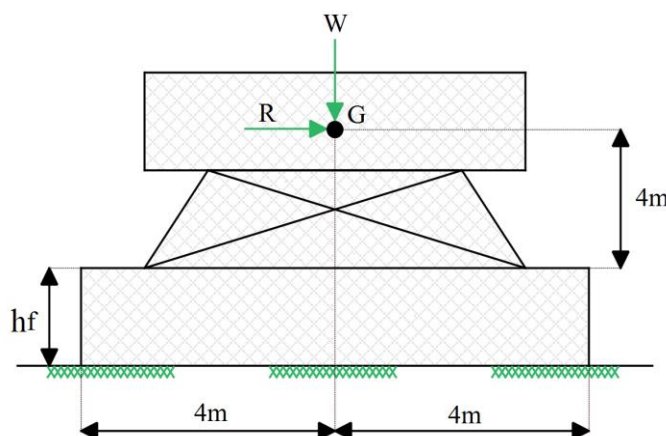
(۲) زیاد

(۳) بسیار زیاد

(۴) همواره باید مهندس ناظر در این باره اظهار نظر نماید.



۹- یک دستگاه صنعتی بر روی یک پی مستطیلی به ابعاد 8×4 متر قرار دارد. نیروهای حاصل از یک ترکیب بار شامل باد به روش تنش مجاز برای بار قائم و جانبی به ترتیب برابر $W = 1000KN$ و $R = 800KN$ در مرکز جرم دستگاه مطابق شکل وارد شده است. حداقل ضخامت پی بتنی با وزن مخصوص $25 \frac{KN}{m^3}$ برای آنکه واژگونی پی کنترل شود به کدام یک از موارد زیر نزدیک تر است؟ پی بر روی خاک قرار داشته و بدون سربار است.



- (۱) $h_f = 900mm$
- (۲) $h_f = 400mm$
- (۳) $h_f = 700mm$
- (۴) $h_f = 1100mm$

سطح سوال: متوسط

حل: طبق جدول ۷-۴-۴ صفحه ۴۵ مبحث هفتم ویرایش ۱۴۰۰ داریم:

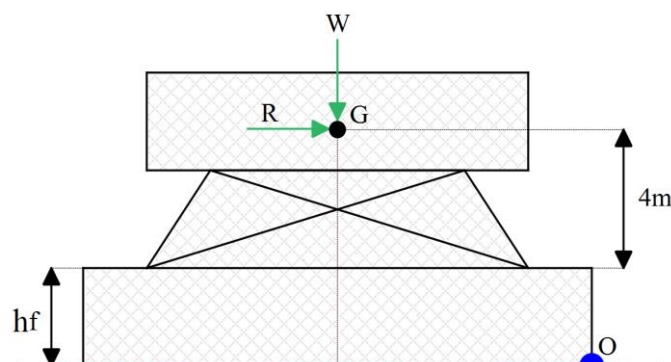
جدول ۷-۴-۴ حداقل ضرایب اطمینان به روش تنش مجاز در شرایط استاتیکی (پی منفرد- نواری)

نوع حالت حدی	برشی			تراوش	
	لغزش	ظرفیت باری	واژگونی ساختمان	پایداری کلی	رگاب
ضریب اطمینان	۱/۵	۳	۱/۷۵	۱/۵	۴
					فشار رو به بالا
					۱/۵

با توجه به اعمال اثر جداگرهای میانقاب در زمان تناوب قاب خمشی فولادی ویژه داریم:

$$\rightarrow F_s = \frac{M_R}{M_a} \geq 1.75 \rightarrow F_s = \frac{M_R}{M_a} = 1.75$$

$$W_c = \gamma_c V_c = 25 * 8 * 4 * h_f = 800h_f$$



در نهایت برای محاسبه لنگر واژگونی با نوشتن معادله تعادل لنگر حول گوشه سمت راست پی در نقطه O داریم:

$$M_R = (800h_f + 1000) * 4 = 3200h_f + 4000$$

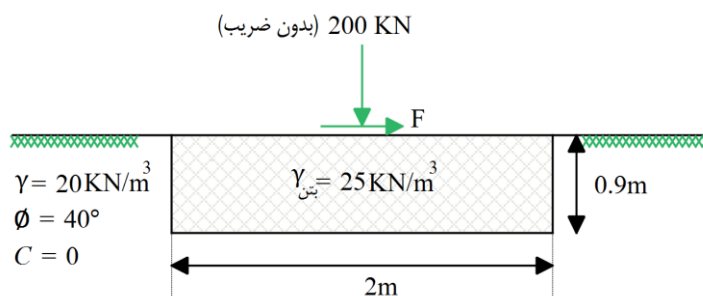
$$M_a = 800 * (4 + h_f) = 3200 + 800h_f$$

$$\rightarrow \frac{3200h_f + 4000}{3200 + 800h_f} = 1.75 \rightarrow h_f = 0.89 \text{ m} \rightarrow h_f = 890 \text{ mm}$$

مقدار بدست آمده برای h_f به گزینه (۱) نزدیکتر می باشد.

پاسخ سوال گزینه (۱)

۱۰- در شکل زیر حداکثر نیروی F برای آنکه پی منفرد معیار لغزش در روش تنش مجاز را رعایت نماید، به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ (پی مربعی است) خاک در حالت زهکشی شده می باشد و شرایط استاتیکی فرض شود. همچنین با توجه به حرکت نسبی پی و زمین رانش جلوی پی بسیج می شود و در طول عمر سازه وجود دارد. پی ساخته شده با بتن درجا می باشد.



202 KN (۱)

133 KN (۲)

183 KN (۳)

128 KN (۴)

سطح سوال: متوسط

حل: طبق مورد الف-۳ از بند ۷-۴-۳ صفحات ۴۰ و ۴۱ و جدول ۷-۴-۴ صفحه ۴۵ مبحث هفتم ویرایش ۱۴۰۰ داریم:



الف-۳: گسیختگی خاک ناشی از لغزش پی

در پی‌هایی که بارهای مورب یا افقی بر آن‌ها وارد می‌شود باید لغزش پی بررسی شود. در این پی‌ها، در مواردی که کف زیرین پی افقی است، برای تأمین ایمنی کافی، باید نامساوی زیر برقرار باشد:

$$H \leq S + P_p$$

H : مؤلفه افقی بارهای طراحی وارد بر پی است که در آن نیروی رانش محرک خاک نیز لحاظ شده است.

S : نیروی برشی مقاوم موجود بین سطح زیرین سازه پی و خاک پی است که طبق ضوابط الف-۳-۱ محاسبه می‌شود.

P_p : نیروی رانشی مقاوم جلوی سازه پی است که در اثر حرکت نسبی پی و زمین می‌تواند بسیج شود. این نیرو با توجه به ملاحظات الف-۳-۲ تعیین می‌شود.

الف-۳-۱: نیروی برشی مقاوم (S) در شرایط زهکشی‌شده و زهکشی‌نشده (بلندمدت و کوتاه‌مدت) به شرح زیر محاسبه می‌شوند:

$$S = P' \tan(\delta)$$

الف-۳-۱-۱: خاک در شرایط زهکشی‌شده

که در این رابطه P' : مؤلفه قائم بارهای طراحی مؤثر وارد به پی است.

δ : زاویه اصطکاک بین سطح زیرین سازه پی با خاک است. در پی‌های ساخته‌شده با بتن درجه δ برابر با زاویه اصطکاک داخلی (ϕ) و در پی‌های با بتن پیش‌ساخته معادل $\frac{2}{3}\phi$ است.

الف ۳-۲: نیروی رانشی مقاوم P_p با استفاده از ضریب مقاوم خاک K_p محاسبه می‌شود و مقدار آن بستگی به میزان حرکت نسبی بین سازه پی و زمین دارد. در محاسبه P_p در هیچ حالت مقدار K_p نباید بیشتر از پنجاه درصد مقدار محاسباتی آن در نظر گرفته شود.

در کاربرد P_p به دلیل نقش مقاوم آن باید اطمینان حاصل کرد که این نیرو در طول عمر سازه (زمان ساخت و زمان بهره‌برداری) وجود دارد و در اثر عواملی مثل فرسایش یا دخالت‌های انسانی حذف نمی‌گردد. در غیراینصورت از آن صرف‌نظر شود.

جدول ۷-۴ حداقل ضرایب اطمینان به روش تنش مجاز در شرایط استاتیکی (پی منفرد- نواری)

نوع حالت حدی	برشی				تراوش	
	لغزش	ظرفیت باربری	واژگونی ساختمان	پایداری کلی	رگاب	فشار رو به بالا
ضریب اطمینان	۱/۵	۳	۱/۷۵	۱/۵	۴	۱/۵

$$\rightarrow F_s \leq \frac{P_p + S}{P_a + F} \rightarrow F_s = \frac{P_p + S}{P_a + F} = 1.5$$

در خاک زهکشی شده و برای بتن درجا داریم:

$$\gamma_c = 25 \frac{KN}{m^3}$$

$$C = 0$$

$$\gamma = 20 \frac{KN}{m^3}$$

$$\phi = 40^\circ$$

$$\delta = \phi = 40^\circ \leftarrow \text{بتن درجا}$$

$$P' = \sum F_y = P + W_c = 200 + 25 * (2 * 2 * 0.9) = 290 \text{ KN}$$

$$S = P' \tan \delta = 290 * \tan 40^\circ = 243.34 \text{ KN}$$

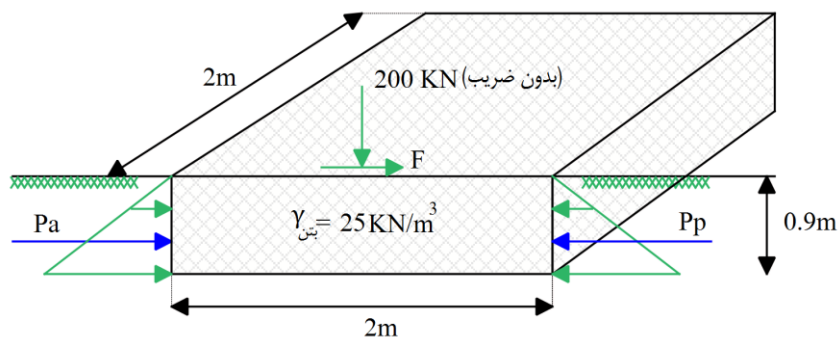
محاسبه ضریب فشار جانبی محرک و مقاوم خاک:

$$k_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 40}{1 + \sin 40} = 0.2174$$

$$k_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \frac{1 + \sin 40}{1 - \sin 40} = 4.6$$

$$k_p' = 0.5 * k_p = 0.5 * 4.6 = 2.3$$

محاسبه نیروی جانبی ناشی از فشار جانبی خاک در حالت مقاوم و محرک:



$$P_a = \frac{1}{2} k_a \gamma H^2 B = \frac{1}{2} * 0.2174 * 20 * (0.9)^2 * 2 = 3.522 \text{ KN}$$

$$P_p = \frac{1}{2} k_p' \gamma H^2 B = \frac{1}{2} * 2.3 * 20 * (0.9)^2 * 2 = 37.26 \text{ KN}$$

در نهایت می توان حداکثر مقدار نیروی F را به صورت زیر محاسبه نمود:

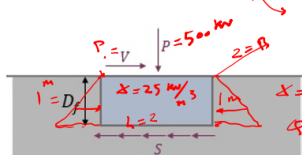
$$\rightarrow \frac{P_p + S}{P_a + F} = 1.5 \rightarrow \frac{37.26 + 243.34}{3.522 + F} = 1.5 \rightarrow F = 183.54 \text{ KN}$$

پاسخ سوال گزینه (۳)

حل و تشریح کامل تست آزمون خرداد ۹۳ در ویدیوهای آموزشی مبحث هفتم

تشابه

خرداد ۹۳ شالوده ساختمانی دارای سطح 2×2 متر و ضخامت یک متر بوده و کف آن در عمق یک متری از سطح زمین قرار دارد. خاک محل شن و ماسه‌ای بوده و زاویه اصطکاک داخلی آن 40° درجه و وزن حجمی آن 20 کیلو نیوتن بر متر مکعب است. در صورتی که بار عمودی طراحی (بدون ضریب بار) وارد بر پی 500 کیلو نیوتن باشد، حداکثر بار افقی قابل اعمال بر این پی اگر بخواهیم ضریب اطمینان در برابر لغزش برابر 2 باشد چقدر خواهد بود؟ فرض می‌شود که بتن شالوده دارای وزن حجمی 25 کیلو نیوتن بر متر مکعب بوده و به صورت درجا بتن‌ریزی شده است و خاک در شرایط زهکشی شده قرار دارد. (با اصلاح)



$$F.S = 2 \rightarrow \mu = \tan \phi$$

$$F.S = \frac{P_p + S}{V + P_a} = 2$$

- (1) 270 کیلو نیوتن
- (2) 249 کیلو نیوتن
- (3) 255 کیلو نیوتن
- (4) 253 کیلو نیوتن

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_p \times D^2 \times B = \frac{1}{2} \left(\frac{1 + \sin 40^\circ}{1 - \sin 40^\circ} \right) \times 20 \times 1^2 \times 2 = 46 \text{ kN}$$

$$S = \mu \cdot N = \tan 40^\circ \times (500 + 25 \times 2 \times 2 \times 1) = 503.46 \text{ kN}$$

$$P_a = \frac{1}{2} \left(\frac{1 - \sin 40^\circ}{1 + \sin 40^\circ} \right) \times 20 \times 1^2 \times 2 = 41.34$$

$$F.S = 2 = \frac{46 + 503.46}{V + 41.34} \rightarrow V = 270 \text{ kN}$$



گروه صنعتی سبزسازه | تور محاسبات نظام مهندسی - مبحث هفتم

۱۱- در آزمایش بارگذاری شمع ها کدام یک از گزینه های زیر صحیح نمی باشد؟

- (۱) وجود شواهد و مستندات قبلی برای رفتار شمع های مشابه در ساختگاه های مشابه در تعیین تعداد شمع های آزمایشی تاثیر دارد.
- (۲) در صورتی که شمع آزمایشی تحت بارگذاری قرار می گیرد. باید حداکثر تا مقدار بار طراحی یا حد گسیختگی بارگذاری شود.
- (۳) مدت زمان بین نصب شمع های آزمایشی و انجام آزمایش باید به اندازه ای باشد که شمع مقاومت سازه ای خود را به دست آورده باشد.
- (۴) ۲ در صورتی که شمع های آزمایشی هم تحت آزمایش بارگذاری استاتیکی و هم دینامیکی قرار گیرند باید فاصله زمانی دو آزمایش به حدی باشد که تغییرات فشار آب حفره ای حتی الامکان از بین رفته و شرایط خاک به حالت اولیه خود برگردد.

سطح سوال: آسان

حل: طبق بند ۷-۶-۸-۳-۱ صفحه ۸۶ و بندهای ۷-۶-۸-۳-۵ و ۷-۶-۸-۳-۶ و ۷-۶-۸-۳-۷ صفحه ۸۷ مبحث هفتم ویرایش ۱۴۰۰

داریم:

۷-۸-۳ شمع‌های آزمایشی

۷-۸-۳-۱ در انتخاب نوع و تعداد "شمع‌های آزمایشی" مورد نیاز برای کنترل و تدقیق طراحی باید موارد مختلفی از جمله شرایط زمین و تغییرات آن در محدوده ساختگاه، تعداد و اهمیت سازه‌های اجرائی، شواهد و مستندات قبلی موجود برای رفتار شمع‌های مشابه در ساختگاه‌های مشابه و تعداد کل و نوع شمع مورد نیاز در طرح در نظر گرفته شود.

۷-۸-۳-۵ مدت زمان در نظر گرفته شده بین نصب شمع‌های آزمایشی و انجام آزمایش‌ها باید به اندازه‌ای در نظر گرفته شود که شمع مقاومت سازه‌ای خود را به دست آورده باشد و فشار آب حفره‌ای اضافی ناشی از اجرای شمع به شرایط پایدار اولیه خود بازگشته باشد.

۷-۸-۳-۶ در صورتی که شمع آزمایشی تحت بارگذاری قرار می‌گیرد باید حداقل تا ۲ برابر بار طراحی یا حد گسیختگی بارگذاری گردد تا نتایج در تدقیق ظرفیت باربری قابل استفاده باشد.

۷-۸-۳-۷ چنانچه بر روی شمع آزمایشی هم آزمایش بارگذاری دینامیکی و هم آزمایش بارگذاری استاتیکی مدنظر باشد، باید فاصله زمانی دو آزمایش به حدی باشد که تغییرات در خاک و زمین ناشی از عملیات آزمایش اول (مانند تغییرات فشار آب حفره‌ای و دست‌خوردگی خاک) حتی‌الامکان از بین رفته باشد و شرایط خاک به حالت اولیه خود بازگشته باشد.

طبق بند ۷-۶-۸-۳-۶ صفحه ۸۷ مبحث هفتم ویرایش ۱۴۰۰ گزینه دوم صحیح نیست و پاسخ سوال است.

پاسخ سوال گزینه (۲)

طرح دو تست تالیفی مشابه مرتبط با مفاهیم آزمایش شمع‌ها در کتابچه تست

تشابه

۴۵. کدامیک از گزینه‌های زیر صحیح است؟

- (۱) در آزمایش بارگذاری استاتیکی شمع‌ها برون‌یابی نیرو-تغییر مکان در آزمایش‌های کشش در موارد بارگذاری کوتاه‌مدت می‌تواند انجام شود.
- (۲) شمع‌های آزمایشی باید تا حداقل ۲ برابر بار طراحی خاک بارگذاری شوند تا نتایج در تدقیق ظرفیت باربری قابل استفاده باشد.
- (۳) در تعیین ظرفیت باربری جانبی شمع‌ها می‌توان به در نظر گرفتن سازوکار بیرون آمدن شمع‌ها از زمین به صورت منفرد بسنده کرد.
- (۴) در تعیین ظرفیت باربری جانبی شمع‌ها می‌توان سازوکار چرخش یا انتقال شمع به عنوان یک جسم صلب (*rigid body*) را در شمع‌های کوتاه مورد استفاده قرار داد.

۴۶. کدامیک از گزینه‌های زیر صحیح است؟

- (۱) به شرط انجام آزمایش‌های بارگذاری علاوه بر شمع‌های آزمایشی بر روی درصدی از شمع‌های اصلی، می‌توان ضریب اطمینان را تا ۱.۵ کاهش داد.
- (۲) روش‌هایی که از فرض خطی بودن رفتار خاک استفاده می‌کنند فقط در صورتی که حداکثر تغییر شکل جانبی شمع کمتر از ۱% باشد، مصالح شمع رفتار خطی داشته باشند و بارگذاری سیکی باشد قابل استفاده اند.
- (۳) مقاومت اصطکاک جدار فشاری شمع‌های منفرد ۰.۷ تا ۰.۸۵ اصطکاک جدار شمع در حالت کششی لحاظ می‌شود مگر آن که آزمایش بارگذاری استاتیکی کششی انجام شده باشد.
- (۴) در روش شمع‌های کاهنده نشست نیازی به اعمال ضریب اطمینان بر ظرفیت باربری شمع (تنش مجاز) و یا اعمال ضرایب بار و مقاومت (حالات حدی) نمی‌باشد.



۱۲- در یک ساختمان با مصالح بنایی مسلح، از ستون به ارتفاع موثر ۳ متر و ابعاد 500×500 میلی متر با مصالح آجر فشاری رسی به مقاومت مشخصه 12 MPa و ملات M15 استفاده شده است. در صورتی که مقدار آرماتور ستون حداقل مجاز باشد، مقاومت طراحی فشاری این ستون به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (آرماتورها S400)

$$P_u = 840 \text{ KN} \quad (۱)$$

$$P_u = 935 \text{ KN} \quad (۲)$$

$$P_u = 1324 \text{ KN} \quad (۳)$$

$$P_u = 1192 \text{ KN} \quad (۴)$$

سطح سوال: سخت

حل: طبق جدول ۴-۲-۸ صفحه ۴۴ و بند ۳-۷-۶-۴-۸ صفحه ۸۸ و جدول ۲-۴-۸ صفحه ۸۲ و همچنین طبق بند ۲-۲-۶-۴-۸ صفحات ۷۹ و ۸۰ مبحث ۸ ویرایش ۱۳۹۸ داریم:

جدول ۴-۲-۸ مقاومت فشاری مشخصه واحد بنایی، f_m ، بر حسب مقاومت فشاری آجر رسی

مقاومت فشاری مشخصه واحد بنایی، f_m (MPa)		مقاومت فشاری مشخصه آجر (MPa)
ملات ماسه سیمان نوع متوسط	ملات ماسه سیمان نوع خیلی قوی یا قوی	
۳/۰	۳/۵	≥ 10

۳-۶-۲-۲-۸ مقاومت فشاری ملات

به لحاظ مقاومتی، مطابق استاندارد ملی ایران، شماره ۷۰۶-۲، ملات‌ها به چهار گروه ملات خیلی قوی ($M20$)، ملات قوی ($M15$)، ملات متوسط ($M10$) و ملات ضعیف ($M5$ - $M1$) و به شرح زیر تقسیم می‌شوند.

جدول ۲-۴-۸ ضرایب کاهش مقاومت

عضو	شرایط	ضریب کاهش مقاومت
پیچ مهاری	جاری شدن فولاد پیچ مهاری	۰/۹
	سایر شکست‌ها	۰/۵
اعضای بنایی مسلح	لهیدگی	۰/۶
اعضای بنایی مسلح	خمش، نیروی محوری یا ترکیب خمش و نیروی محوری	۰/۹
اعضای بنایی مسلح	برش	۰/۸

۸-۴-۶-۳ میلگردهای طولی

۱- حداقل تعداد میلگردهای طولی ستون برابر با چهار می‌باشد. حداقل یک میلگرد باید در هر گوشه ستون قرار گیرد.

۲- مساحت میلگرد طولی نباید از $0.4A_n$ بیشتر باشد.

۳- مساحت میلگرد طولی نباید از $0.05A_n$ کمتر باشد.

۸-۴-۶-۲ مقاومت محوری اسمی

مقاومت محوری اسمی (P_n) یک مقطع باید بر اساس فرضیات طراحی بند ۸-۴-۱ و ضوابط این بخش تعیین شود.

مقاومت محوری اسمی نباید از مقدار محاسبه شده توسط رابطه ۸-۴-۵ یا رابطه ۸-۴-۶ فراتر رود.
الف- برای اعضای که مقدار h/r در آنها از ۱۰۰ کمتر است:

$$P_n = 0.8[0.8f'_m(A_n - A_{st}) + f_y A_{st}] \left[1 - \left(\frac{h}{140r}\right)^2\right] \quad (۸-۴-۵)$$

طبق جدول ۸-۴-۲ مقدار مقاومت فشاری مشخصه واحد بنایی را محاسبه می‌کنیم:

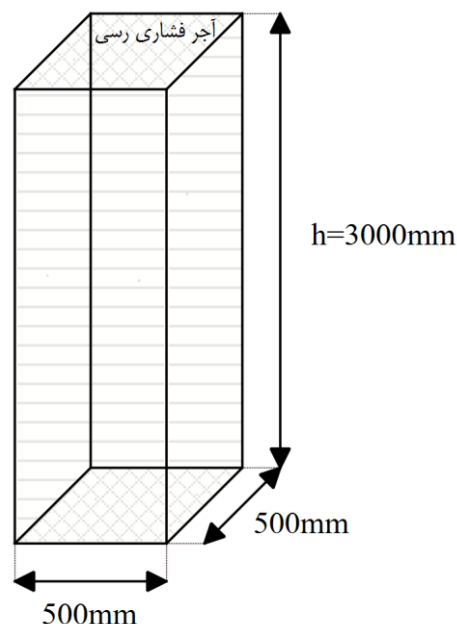
$$f'_m = 3.5 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

با توجه به صورت سوال حداقل آرماتور طولی مجاز در مقطع قرار دارد. بنابراین:

$$A_{st_{min}} = 0.005A_n = 0.005 * 250000 = 1250 \text{ mm}^2$$

$$A_n = 500 * 500 = 250000 \text{ mm}^2$$





محاسبه شعاع ژیراسیون ۲:

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{500^4}{12}} = 144.34 \text{ mm}$$

در ادامه مقدار نسبت $\frac{h}{r}$ را محاسبه می کنیم:

$$\frac{h}{r} = \frac{3000}{144.34} = 20.78 < 100$$

طبق رابطه ۸-۴-۵ صفحه ۸۰ مقدار مقاومت فشاری اسمی را محاسبه می کنیم:

$$P_n = 0.8[0.8 * 3.5(500^2 - 1250) + 400 * 1250] * \left[1 - \left(\frac{3000}{140 * 144.34}\right)^2\right]$$

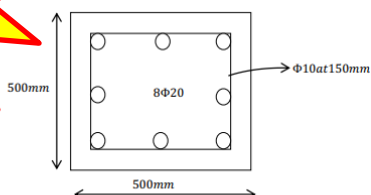
$$P_n = 936103 \text{ N} = 936.103 \text{ KN}$$

در نهایت با اعمال ضریب کاهش مقاومت ۰.۹ در مقاومت محوری فشاری اسمی به مقدار مقاومت محوری فشاری طراحی خواهیم رسید:

$$P_u = \phi P_n = 0.9 * 936.103 = 842.5 \text{ KN}$$

پاسخ سوال گزینه (۱)

حل و تشریح کامل تست تالیفی در خصوص مقاومت فشاری ستون های بنایی مسلح در ویدیوهای آموزشی مبحث هشتم



$$P_n = ?$$

تالیفی

ظرفیت فشاری اسمی ستون مقابل واقع در یک ساختمان بنایی مسلح در کدام گزینه بر حسب کیلونیوتن به درستی بیان شده است؟

(ارتفاع موثر ستون را 3m در نظر بگیرید. $f_m = 25\text{mpa}$, $f_y = 400\text{mpa}$)

4700 (۱)

5840 (۲)

7400 (۳)

6200 (۴)



گروه صنعتی سیزسازه | تور محاسبات نظام مهندسی - مبحث هشتم

۱۳- در یک ساختمان بنایی دو طبقه با دیوار بلوکی سیمانی با کلاف به ابعاد پلان 12×12 متر حداقل دیوار نسبی سازه ای در هر امتداد برای مناطق با خطر نسبی زیاد در طبقه اول چند درصد است؟ فرض کنید فاصله بین مرکز سطح طبقه اول به مرکز سطح دیوار نسبی همان طبقه 1.80 متر باشد.

(۱) 12 درصد

(۲) 10 درصد

(۳) 11.5 درصد

(۴) 11 درصد

سطح سوال: متوسط

حل: طبق جدول ۸-۵-۳ و توضیحات زیر جدول در صفحه ۱۱۳ مبحث ۸ ویرایش ۱۳۹۸ داریم:

جدول ۳-۵-۸ حداقل دیوار نسبی سازه‌ای در هر امتداد ساختمان بنایی با کلاف (%)

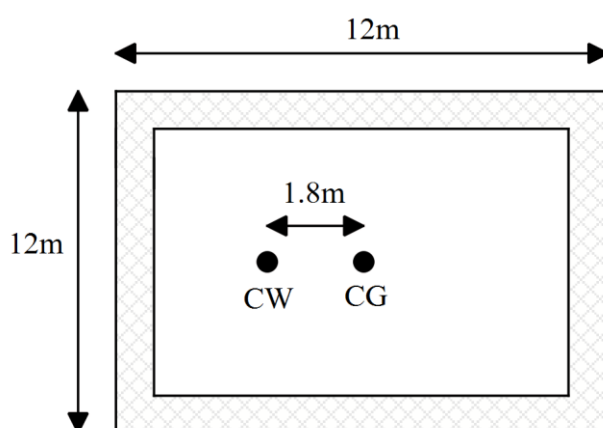
خطر نسبی زلزله						نوع دیوار و تعداد طبقات	
خطر نسبی بسیار زیاد و زیاد			خطر نسبی متوسط و کم				
زیرزمین	طبقه اول	طبقه دوم	زیرزمین	طبقه اول	طبقه دوم		
۶	۴	—	۵	۳	—	یک طبقه	دیوار آجری
۸	۶	۴	۶	۵	۳	دو طبقه	
۱۰	۶	—	۸	۵	—	یک طبقه	دیوار بلوک سیمانی
۱۲	۱۰	۶	۹	۸	۵	دو طبقه	
۶	۵	—	۵	۴	—	یک طبقه	دیوار سنگی
۸	۸	۵	۶	۶	۴	دو طبقه	

۲- دیوارهای سازه‌ای قابل استفاده در محاسبه دیوار نسبی در هر طبقه و در هر امتداد باید به‌طور یک‌نواخت و قرینه در سطح طبقه پخش شوند، به‌گونه‌ای که فاصله بین مرکز سطح یک طبقه و مرکز سطح دیوارهای نسبی آن طبقه (خروج از مرکزیت) در هر امتداد از ۵٪ بعد ساختمان در آن امتداد بیشتر نباشد. چنان‌چه این فاصله در هر کدام از دو امتداد از ۵٪ بیشتر شود، لازم است به ازای هر یک درصد خروج از مرکزیت مازاد، مقادیر حداقل دیوار نسبی مندرج در جدول ۳-۵-۸ به اندازه یک درصد افزایش یابند (در ۱/۰۱ ضرب شوند). در هر صورت، در هر طبقه و در هر امتداد، خروج از مرکزیت بیش از ۲۰٪ مجاز نمی‌باشد.

حداقل دیوار نسبی سازه‌ای در هر امتداد برای طبقه اول یک سازه دو طبقه با بلوک سیمانی مطابق جدول ۳-۵-۸ برابر است با:

$$10\% = \text{حداقل دیوار نسبی در هر امتداد}$$

محاسبه میزان خروج از مرکزیت سطح دیوارهای نسبی در طبقه اول:



$$\frac{1.8}{12} = 0.15 \rightarrow 15\% \text{ خروج از مرکزیت}$$

با توجه به اینکه خروج از مرکزیت مرکز سطح دیوارهای نسبی طبقه اول و مرکز سطح طبقه بیش از 5 درصد بعد پلان می باشد لذا به ازای هر درصد مازاد، 1 درصد به حداقل درصد دیوار نسبی اضافه می شود. بنابراین با توجه به اینکه خروج از مرکزیت بدست آمده برابر 15 درصد بدست آمده است و به میزان 10 درصد بیشتر از 5 درصد بعد پلان است می باشد، لذا مقدار کل خروج از مرکزیت در طبقه اول را به صورت زیر محاسبه می کنیم:

$$e = 1 + (10 * 0.01) = 1.1$$

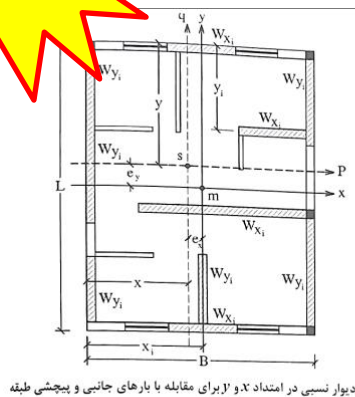
در نهایت حداقل دیوار نسبی سازه ای در هر امتداد برای طبقه اول را به صورت زیر محاسبه می کنیم:

$$e * 10 = 1.1 * 10 = 11\% = \text{حداقل دیوار نسبی در هر امتداد} * e$$

پاسخ سوال گزینه (۳)

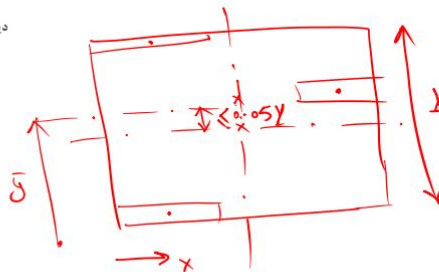
تشریح کامل مفاهیم درصد دیوار نسبی در ویدیوهای آموزشی مبحث هشتم

تشابه



۲- دیوارهای سازه ای قابل استفاده در محاسبه دیوار نسبی در هر طبقه و در هر امتداد باید به طور یک نواخت و قریب در سطح طبقه پخش شوند، به گونه ای که فاصله بین مرکز سطح یک طبقه و مرکز سطح دیوارهای نسبی آن طبقه (خروج از مرکزیت) در هر امتداد از ۵٪ بعد ساختمان در آن امتداد بیشتر نباشد. چنانچه این فاصله در هر کدام از دو امتداد از ۵٪ بیشتر شود، لازم است به ازای هر یک درصد خروج از مرکزیت مازاد، مقادیر حداقل دیوار نسبی مندرج در جدول ۸-۳ به اندازه یک درصد افزایش یابند (در ۱/۰۱ ضرب شوند). در هر صورت، در هر طبقه و در هر امتداد، خروج از مرکزیت بیش از ۲۰٪ مجاز نمی باشد.

$$e = \frac{\sum W_i A_i}{\sum A_i}$$



گروه صنعتی سبز سازه | تور محاسبات نظام مهندسی - مبحث هشتم

۱۴- عضو خمشی بنایی مسلح به عرض 300 میلی متر و ارتفاع 350 میلی متر ساخته شده از آجر رسی در یک دهانه مفروض است. در صورتی که از حداکثر مقاومت اسمی مقطع بخواهیم بهره مند شویم، مقدار سطح آرماتورهای کششی مورد نیاز به کدام گزینه نزدیک تر است؟ طرح به روش مقاومت نهایی می باشد. عمق موثر 300mm و مقاومت فشاری مشخصه واحد بنایی 3.5 مگاپاسکال است. در قسمت کششی مقطع از آرماتورهای S400 استفاده می شود و میلگرد در ناحیه فشاری استفاده نشده است.

(۱) 220 mm^2

۲) 300 mm^2 ۳) 270 mm^2 ۴) 180 mm^2

سطح سوال: متوسط

حل: طبق بند ۱-۴-۴-۸-۸ صفحه ۸۲ و بند ۱-۶-۴-۸ صفحات ۷۸ و ۷۹ مبحث ۸ ویرایش ۱۳۹۸ داریم:**۱-۶-۴-۸ حداکثر میلگردهای کششی خمشی**

۱-۶-۴-۸ برای عضو خمشی بنایی، حداکثر سطح مقطع میلگردهای کششی خمشی با در نظر گرفتن تعادل نیروهای محوری مقطع و رعایت شرایط زیر محاسبه می‌شود:

۱- توزیع کرنش در مقطع باید به صورت خطی، متناظر با کرنش در دورترین میلگرد کششی، معادل $1/5$ برابر کرنش تسلیم و کرنش فشاری حداکثر در بنایی، مطابق مورد ۴ بند ۱-۶-۴-۸، در نظر گرفته شود.

۱-۶-۴-۸ فرضیات طراحی

روش طراحی مقاومت نهایی بر فرضیات زیر استوار است:

۳- توزیع کرنش در عمق مقطع، خطی در نظر گرفته می‌شود.

۴- حداکثر کرنش قابل استفاده در دورترین تار فشاری بنایی برابر با $0/0035$ برای بنایی آجر رسی و $0/0025$ برای بنایی بلوک سیمانی فرض می‌شود.

۵- مقدار تنش میلگرد در محدوده ارتجاعی از حاصل ضرب مدول ارتجاعی در کرنش میلگرد به دست می‌آید ولی نباید از تنش تسلیم (f_y) بیشتر در نظر گرفته شود. برای کرنش‌های بزرگتر از کرنش تسلیم، تنش در میلگرد باید مستقل از کرنش و برابر با مقاومت تسلیم در نظر گرفته شود.

۶- در محاسبات خمش و نیروهای محوری باید از مقاومت کششی بنایی صرف نظر کرد، ولی برای محاسبه خیز، مقاومت کششی بنایی باید در نظر گرفته شود.

۷- تنش بنایی در دورترین تار فشاری برابر با $0/80$ مقاومت مشخصه بنایی (f'_m) است که در ناحیه فشاری و تا عمق $0/8$ فاصله بین تار فشاری حداکثر و محور خنثی به صورت یک‌نواخت توزیع می‌شود.

ابتدا مقدار کرنش تسلیم را محاسبه می‌کنیم:

$$\varepsilon_y = \frac{F_y}{E} = \frac{400}{2 * 10^5} = 0.002$$

برای محاسبه As_{max} ابتدا دیاگرام تنش و کرنش مقطع در لحظه نهایی را ترسیم می‌کنیم:

نکته مهم: طبق مورد یک بند ۸-۴-۶-۴-۱ در صفحه ۸۲ مبحث ۸، مقدار کرنش در آرماتورهای کششی ۱.۵ برابر کرنش تسلیم می باشد. و همچنین مقدار حداکثر کرنش قابل استفاده در دورترین تار فشاری بنایی برای آجر رسی برابر ۰.۰۰۳۵ می باشد.

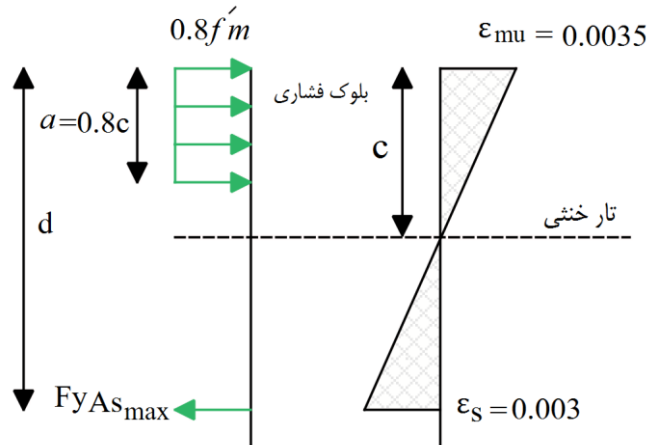
$$\varepsilon_s = 1.5 * \varepsilon_y = 1.5 * 0.002 = 0.003$$

$$\varepsilon_{mu} \text{ آجر رسی} = 0.0035$$

$$d = 300mm$$

$$b = 300mm$$

$$f_m' = 3.5Mpa$$



از طریق تشابه مثلثات در دیاگرام کرنش داریم:

$$\frac{c}{d} = \frac{\varepsilon_{mu}}{\varepsilon_{mu} + \varepsilon_s} \rightarrow c = \frac{\varepsilon_{mu} * d}{\varepsilon_{mu} + \varepsilon_s} = \frac{0.0035 * 300}{0.0035 + 0.003} = 161.54mm$$

در ادامه مقدار عمق بلوک فشاری a را محاسبه می کنیم:

$$a = 0.8 * c = 0.8 * 161.54 = 129.23mm$$

در نهایت با نوشتن رابطه تعادل در دیاگرام تنش مقدار As_{max} را محاسبه می کنیم:

$$\rightarrow T = C$$

$$\rightarrow As_{max} * F_y = 0.8f_m' * a * b \rightarrow As_{max} = \frac{0.8 * 3.5 * 129.23 * 300}{400}$$

$$\rightarrow As_{max} = 271.4 mm^2$$

پاسخ سوال گزینه (۳)

حل تست تالیفی در خصوص محاسبه حداکثر آرماتور خمشی در اعضای بنایی مسلح در ویدیوهای آموزشی مبحث هشتم



تشابه

تالیفی

عضو نشان داده شده در شکل به عنوان یک عضو خمشی در یک سازه با مصالح بنایی مسلح واقع شده است. حداکثر مقدار میلگردهای کششی بر حسب میلی متر مربع در کدامیک از گزینه های زیر نشان داده شده است؟ (بنایی از نوع بلوک سیمانی فرض شود.

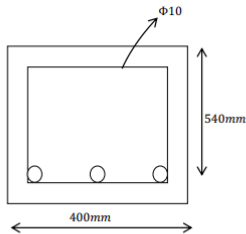
$$(f_m = 30 \text{ mpa}, f_y = 400 \text{ mpa})$$

5070 (۱)

6340 (۲)

5760 (۳)

4800 (۴)



۱۵- در یک ساختمان با مصالح بنایی مسلح و در طراحی به روش تنش مجاز در صورتی که از میلگرد با قطر 14 میلی متر و فولاد S340 استفاده شده باشد. تنش مجاز کششی میلگرد به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟

290 Mpa (۱)

170 Mpa (۲)

210 Mpa (۳)

250 Mpa (۴)

سطح سوال: آسان

حل: طبق بند ۸-پ-۲-۶-۳-۱ در صفحه ۱۴۱ مبحث ۸ ویرایش ۱۳۹۸ داریم:

۸-پ-۲-۶-۳-۱ تنش های مجاز میلگرد فولادی

۱- تنش کششی در میلگرد نباید از نصف تنش تسلیم مشخصه فولاد ($0.5 f_y$) بیشتر شود.

۲- چنانچه میلگردهای عرضی مطابق الزامات بند ۸-۴-۴-۵ تامین شده باشند، تنش فشاری در میلگرد نباید از نصف تنش تسلیم مشخصه فولاد ($0.5 f_y$) بیشتر شود. در غیر این صورت، از ظرفیت فشاری میلگرد باید صرف نظر شود.

$$F_y = 340 \text{ Mpa}$$



$$F_T \leq 0.5F_y \rightarrow F_T \leq 0.5 * 340 = 170 \text{ Mpa}$$

پاسخ سوال گزینه (۲)

تشریح کامل تنش ها در روش تنش مجاز اعضای بنایی مسلح در ویدیوهای آموزشی مبحث هشتم



۱۵-۶. مقاومت طراحی

۸-پ-۲-۶-۲ مقاومت طراحی



- ۱- نقشه‌های اجرایی باید حاوی مقاومت فشاری مشخصه بنایی (f_m) برای هر عضو از سازه باشند.
- ۲- هر عضو سازه‌ای باید بر اساس مقاومت فشاری مشخصه بنایی (f_m) مربوط به آن عضو طراحی شود.
- ۳- تنش‌های محاسباتی نباید از مقادیر مجاز این پیوست فراتر رود.

۸-پ-۲-۴-۳ تنش‌ها و نیروهای مجاز

۸-پ-۲-۶-۱ تنش‌های مجاز میلگرد فولادی

- ۱- تنش کششی در میلگرد نباید از نصف تنش تسلیم مشخصه فولاد ($0.5 f_y$) بیشتر شود.
- ۲- چنانچه میلگردهای عرضی مطابق الزامات بند ۸-۴-۵-۴ تامین شده باشند، تنش فشاری در میلگرد نباید از نصف تنش تسلیم مشخصه فولاد ($0.5 f_y$) بیشتر شود. در غیر این صورت، از ظرفیت فشاری میلگرد باید صرف نظر شود.



گروه صنعتی سبزسازه تور محاسبات نظام مهندسی - مبحث هشتم

۱۶- کرنش جمع شدگی یک دال بتنی به ضخامت ۳۰۰ میلی متر، چهار سال پس از گیرش بتن به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ فرض کنید $f_c' = 30 \text{ Mpa}$ بوده و از کرنش جمع شدگی خشک شدن بتن صرف نظر نمایید.

- (۱) 4×10^{-5}
- (۲) 2.5×10^{-5}
- (۳) 5×10^{-5}
- (۴) 3×10^{-5}

سطح سوال: آسان

حل: طبق بند ۹-۴-۳-۱ صفحه ۵۷۶ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ داریم:



۹-۴-۳ اثرات جمع شدگی بتن

۹-۴-۳-۱ کرنش جمع شدگی بتن، $\epsilon_{cs}(t)$ با استفاده از رابطه‌ی (۹-۴-۴) محاسبه می‌شود.

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cse} + \epsilon_{csd} \quad (۹-۴-۴)$$

در رابطه‌ی فوق، ϵ_{cse} کرنش جمع شدگی شیمیایی درونی بتن، و ϵ_{csd} کرنش جمع شدگی خشک شدن بتن در زمان t است. کرنشهای جمع شدگی بتن که از روابط بندهای ۹-۴-۲ تا ۹-۴-۵ به دست می‌آیند، دارای دقت $\pm 30\%$ درصد می‌باشند.

۹-۴-۳-۲ کرنش جمع شدگی درونی بتن در زمان t از رابطه‌ی (۹-۴-۵) محاسبه می‌گردد.

$$\epsilon_{cse} = 50 \times 10^{-6} (0.06 f_c' - 1.0) (1.0 - e^{-0.1t}) \quad (۹-۴-۵)$$

در رابطه‌ی فوق، t زمان پس از گیرش بتن بر حسب روز می‌باشد.

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cse} + \epsilon_{csd}$$

$$\epsilon_{cse} = 50 \times 10^{-6} (0.06 f_c' - 1.0) * (1.0 - e^{-0.1 * t})$$

$$t = 4 \text{ سال} = 4 * 365 = 1460 \text{ روز}$$

طبق صورت سوال از کرنش جمع شدگی خشک شدن بتن صرف نظر می‌شود. بنابراین:

$$\epsilon_{csd} = 0$$

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cse} = 50 \times 10^{-6} (0.06 * 30 - 1.0) * (1.0 - e^{-0.1 * 1460})$$

$$\epsilon_{cs} = 4 * 10^{-5}$$

پاسخ سوال گزینه (۱)

۱۷- حداقل ضخامت یک دال بتن آرمه توپر کنسولی یک طرفه به طول کنسول برابر ۳ متر و ساخته شده از بتن سبک با وزن مخصوص ۱۵۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب و آرماتور $F_y = 340 \text{ Mpa}$ ، برای آنکه نیازی به محاسبه دقیق خیز نباشد، به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ فرض کنید دال بتن آرمه توپر به جداکننده‌ها یا دیگر اجزای ساختمانی که احتمال دارد در اثر خیز زیاد آسیب ببیند، متصل نیستند. کف پوش بتنی به صورت مرکب یا یکپارچه با دال بتنی اجرا نمی‌شود.

۳۰۰mm (۱)

۳۶۰mm (۲)

۳۲۰mm (۳)

۳۴۰mm (۴)

سطح سوال: آسان

حل: طبق جدول ۱-۹-۹ و بندهای ۱-۱-۳-۹-۹ و ۲-۱-۳-۹-۹ در صفحات ۱۴۵ و ۱۴۶ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ داریم:

۱-۳-۹-۹ حداقل ضخامت دال

۱-۱-۳-۹-۹ برای دال‌های توپر که به جدا کننده‌ها (تیغه‌ها) یا دیگر اجزای ساختمانی که احتمال دارد در اثر خیز زیاد آسیب ببینند، متصل نیستند، ضخامت کل دال، h ، نباید از مقادیر جدول ۱-۹-۹ که برای بتن معمولی و فولاد با تنش تسلیم $f_y=420 \text{ MPa}$ تنظیم شده است، کمتر باشد؛ مگر آن که محاسبه‌ی خیز آن‌ها بر اساس بند ۲-۳-۹-۹ انجام شود. برای $f_y \neq 420 \text{ MPa}$ مقادیر جدول ۱-۹-۹ باید در $(0.4 + f_y/700)$ ضرب شوند.

جدول ۱-۹-۹ حداقل ضخامت دال‌های یک طرفه‌ی توپر

شرایط تکیه گاهی	حداقل ضخامت، h
تکیه‌گاه ساده	$l/20$
یک انتهای ممتد	$l/24$
دو انتهای ممتد	$l/28$
طره (کنسولی)	$l/10$

۲-۱-۳-۹-۹ برای دال‌های بتن آرمه‌ی ساخته شده با بتن سبک (با وزن مخصوص، w_c ، در محدوده‌ی ۱۴۴۰ تا ۱۸۴۰ کیلوگرم بر متر مکعب)، مقادیر جدول ۱-۹-۹ باید در بزرگ‌ترین مقدار

(الف) و (ب) ضرب شوند.

الف - $1.65 - 0.0003w_c$

ب - $1/0.9$

برای دال کنسولی یک طرفه داریم:

$$h_{\text{جدول}} = \frac{l}{10} = \frac{3000}{10} = 300 \text{ mm}$$

مقدار حداقل ضخامت دال کنسولی در جدول که ساخته شده با بتن سبک بوده و تنش تسلیم آن برابر ۳۴۰ مگاپاسکال است، باید در ضرایب زیر ضرب شود:

$$\rightarrow \alpha = \max \left\{ \frac{1.65 - 0.0003 * 1500}{1.09} = 1.2 \right.$$

$$\rightarrow \alpha = 1.2$$

$$\rightarrow \beta = \left(0.4 + \frac{340}{700} \right) = 0.886$$



در نهایت داریم:

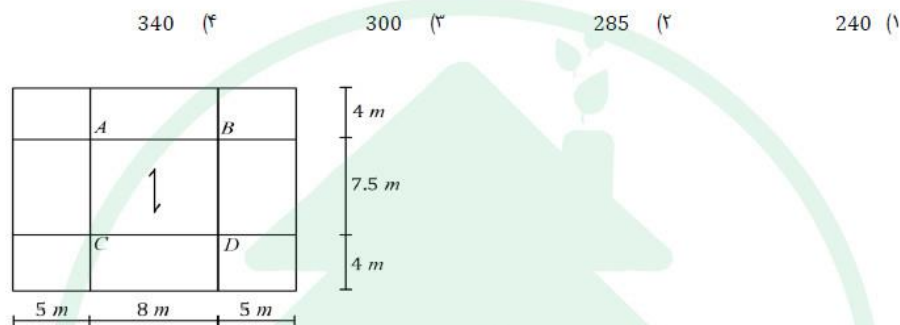
$$h_{min} = \alpha * \beta * h_{جدول} = 1.2 * 0.886 * 300 = 319mm$$

پاسخ سوال گزینه (۳)

این تست، با تست تالیفی شماره ۳۷ آزمون جامع اول سبزسازه، تشابه بسیار نزدیک دارد.

تشابه

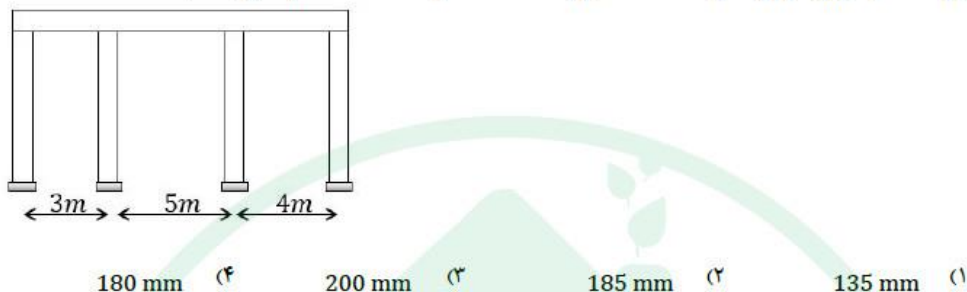
۳۷- پلان نشان داده شده در شکل زیر مربوط به یک سازه بتنی با سیستم سقف دال یک طرفه توپر بوده که در ساخت آن از ترکیب بتن معمولی و بتن سبک استفاده شده و بتن سبک در فشار قرار می‌گیرد. در صورتیکه اعداد نشان داده شده در شکل طول دهانه موثر باشند حداقل ارتفاع دال در پانل ABCD بر حسب میلی‌متر چه مقداری خواهد بود؟ (در ساخت سقف از داربست تکیه‌گاهی استفاده شده است. $f_y = 340 \text{ mpa}$ (وزن مخصوص بتن سبک 1500 کیلوگرم بر مترمکعب می‌باشد).



همچنین این تست، با تست تالیفی شماره ۱ آزمون جامع هفتم سبزسازه، تشابه بسیار نزدیک دارد.

آزمون ورود به حرفه مهندسان - آزمون جامع ۷ سبزسازه 303C رشته عمران (محاسبات)

۱- در پلان مقابل از سیستم دال توپر با بتن معمولی برای سقف سازه استفاده شده است. ارتفاع سقف از چه عددی نباید کمتر در نظر گرفته شود؟ (فرض کنید سقف سازه 2 سال پس از اجرای دیوارها، اجرا شده است و اصطکاک بین سقف و دیوارها وجود دارد. ضخامت دیوارها 300mm و $F_y = 500MPa$ می‌باشد).

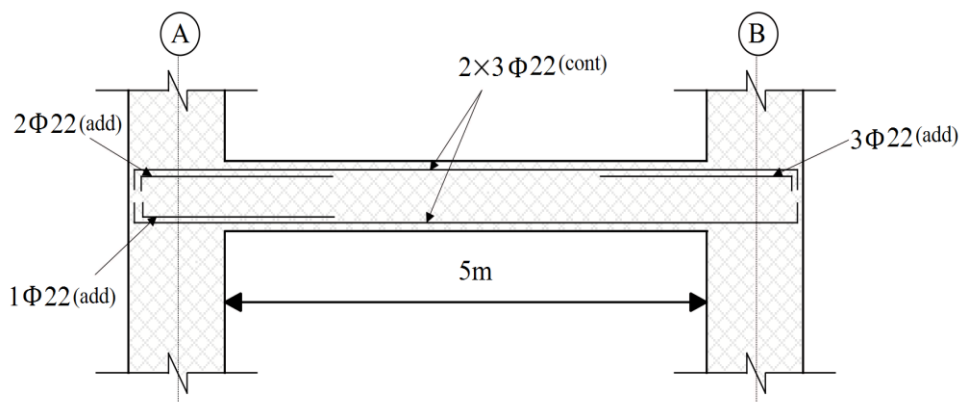




۱۸- هرگاه بار گسترده یکنواخت زنده و مرده روی تیر شکل زیر به ترتیب برابر $20 \frac{KN}{m}$ و $40 \frac{KN}{m}$ باشد. و از وزن تیر صرف نظر شود. حداکثر نیروی برشی طراحی در بر ستون محور A هرگاه این تیر در قاب خمشی ویژه قرار داشته باشد چقدر است؟

$$f_c' = 30 Mpa, f_y = 400 Mpa$$

عمق موثر = $540 mm$, عرض تیر = $500 mm$



- (۱) $360 KN$
- (۲) $324 KN$
- (۳) $264 KN$
- (۴) $295 KN$

سطح سوال: سخت

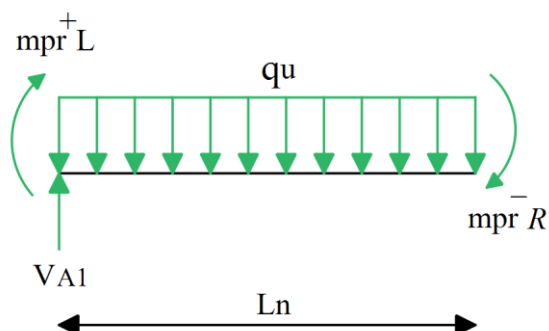
حل: طبق بند ۹-۲۰-۶-۲

۹-۲۰-۶-۲-۴ برش در تیرهای با شکل پذیری زیاد

۹-۲۰-۶-۲-۴-۱ نیروی برشی طراحی تیرها، V_e ، باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای قائم ضریب‌دار وارد بر تیر و لنگرهای خمشی موجود در مقاطع انتهایی تیر با فرض آن که در این مقاطع مفصل‌های پلاستیک تشکیل شده‌اند، تعیین شود. ظرفیت خمشی مفصل‌های پلاستیک، مثبت یا منفی باید برابر با لنگر خمشی مقاوم محتمل مقطع، M_{pr} ، در نظر گرفته شود. جهت‌های این لنگرهای خمشی باید چنان در نظر گرفته شوند که نیروی برشی ایجاد شده در تیر، بیش‌ترین مقدار باشد.

جهت محاسبه مقاومت برشی طراحی در بر ستون A باید دو حالت زیر را در نظر بگیریم:

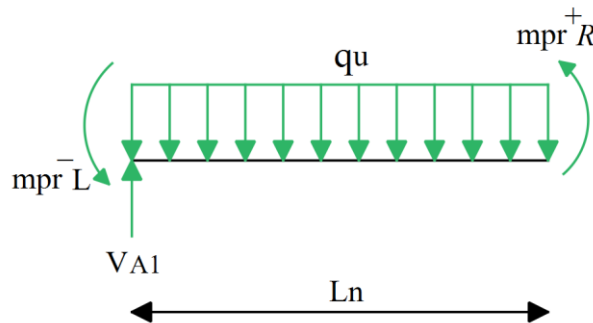
حالت اول:





$$\rightarrow V_{A1} = \frac{m_{pr,L}^{+} + m_{pr,R}^{-}}{L_n} - \frac{q_u * L_n}{2}$$

حالت دوم:



$$\rightarrow V_{A2} = \frac{m_{pr,L}^{-} + m_{pr,R}^{+}}{L_n} + \frac{q_u * L_n}{2}$$

در ادامه پارامترهای زیر را محاسبه می کنیم:

$$q_u = 1.2 * q_D + q_L = 1.2 * 40 + 20 = 68 \frac{KN}{m}$$

$$m_{pr} = 1.25 \rho * F_y * b d^2 * \left(1 - \frac{0.625 \rho F_y}{\alpha f_c'} \right)$$

$$\rho = \frac{A_s}{b d}$$

محاسبه $m_{pr,L}^{+}$:

$$m_{pr,L}^{+} = 1.25 * 0.00563 * 400 * 500 * 540^2 * \left(1 - \frac{0.625 * 0.00563 * 400}{0.85 * 30} \right)$$

$$m_{pr,L}^{+} = 387.77 * 10^6 \text{ N.mm} = 387.77 \text{ KN.m}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b d} = \frac{4 * \pi * 22^2}{4 * 500 * 540} = 0.00563$$

محاسبه $m_{pr,R}^{-}$:

$$m_{pr,R}^{-} = 1.25 * 0.0085 * 400 * 500 * 540^2 * \left(1 - \frac{0.625 * 0.0085 * 400}{0.85 * 30}\right)$$

$$m_{pr,R}^{-} = 568 * 10^6 \text{ N.mm} = 568 \text{ KN.m}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{6 * \pi * 22^2}{4 * 500 * 540} = 0.0085$$

محاسبه $m_{pr,L}^{-}$:

$$m_{pr,L}^{-} = 1.25 * 0.007 * 400 * 500 * 540^2 * \left(1 - \frac{0.625 * 0.007 * 400}{0.85 * 30}\right)$$

$$m_{pr,L}^{-} = 475.28 * 10^6 \text{ N.mm} = 475.28 \text{ KN.m}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{5 * \pi * 22^2}{4 * 500 * 540} = 0.007$$

محاسبه $m_{pr,R}^{+}$:

$$m_{pr,R}^{+} = 1.25 * 0.0042 * 400 * 500 * 540^2 * \left(1 - \frac{0.625 * 0.0042 * 400}{0.85 * 30}\right)$$

$$m_{pr,R}^{+} = 293.57 * 10^6 \text{ N.mm} = 293.57 \text{ KN.m}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{3 * \pi * 22^2}{4 * 500 * 540} = 0.0042$$

در نهایت می توان مقاومت برشی طراحی در بر ستون A را به صورت زیر محاسبه نمود:

$$\rightarrow V_{A1} = \frac{m_{pr,L}^{+} + m_{pr,R}^{-}}{L_n} - \frac{q_u * L_n}{2}$$

$$\rightarrow V_{A1} = \frac{387.77 + 568}{5} - \frac{68 * 5}{2} = 21.154 \text{ KN}$$

$$\rightarrow V_{A2} = \frac{m_{pr,L}^{-} + m_{pr,R}^{+}}{L_n} + \frac{q_u * L_n}{2}$$

$$\rightarrow V_{A2} = \frac{475.28 + 293.57}{5} + \frac{68 * 5}{2} = 323.8 \text{ KN}$$

$$\rightarrow V_A = \max(V_{A1}, V_{A2}) = 323.8 \text{ KN} \approx 324 \text{ KN}$$

پاسخ سوال گزینه (۲)

این تست، با تست تالیفی شماره ۱۲ آزمون جامع سوم سبزسازه، تشابه بسیار نزدیک دارد.

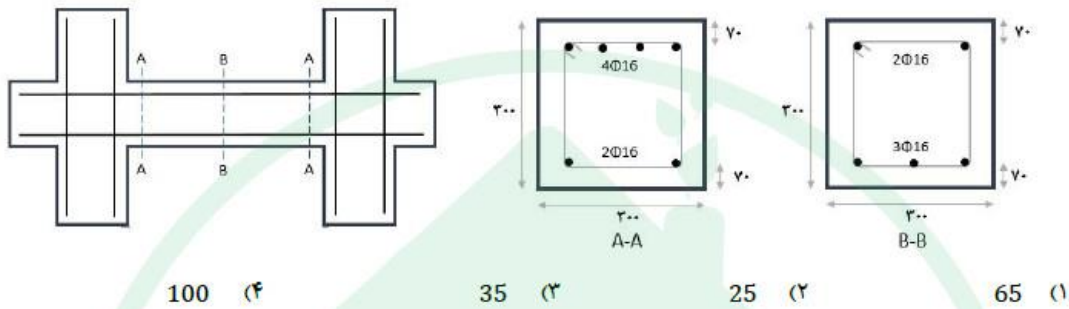
تشابه

رشته عمران (محاسبات)

303C

آزمون ورود به حرفه مهندسان - آزمون جامع ۳ سبزه سازه

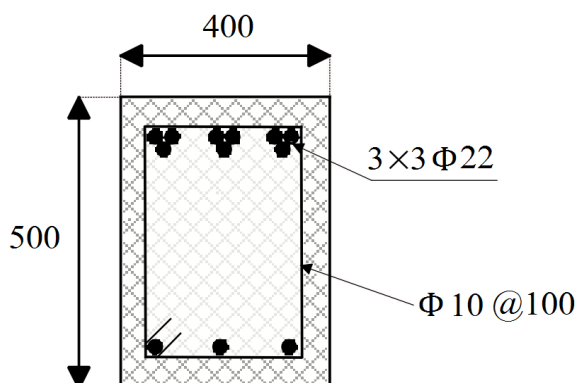
۱۲- تیر شکل زیر به طول دهانه ۴ متر عضوی از یک سازه بتنی درجا با شکل پذیری متوسط است. مقدار برش طراحی این تیر بر حسب کیلونیوتن بر اساس تشکیل مفصل پلاستیک در دو انتهای تیر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (فولاد S400 و بتن از نوع C25 می باشد. از بارهای قائم وارد بر تیر صرف نظر کنید. همچنین در محاسبات از اثر آرماتورهای فشاری صرف نظر شود.)



۱۹- مقطع تیر کنسولی که به یک دیوار بتن آرمه به عرض ۴۰۰ میلی متر گیردار شده است طبق شکل زیر در نظر بگیرید حداقل طول لازم برای مهار میلگردهای گروهی بالایی تیر (در کشش) در دیوار حدوداً چقدر است (بدون قلاب انتهایی)؟ از روابط دقیق بدون به کارگیری از روابط ساده شده استفاده ننمائید. میلگردها بدون اندود می باشند. بتن از نوع معمولی است. از آرماتور عرضی صرف نظر کنید. اندازه ها در شکل به میلی متر است.

$$f_c' = 30 \text{ Mpa}, f_y = 400 \text{ Mpa}$$

۴۰mm = پوشش بتن روی میلگردها



(۱) ۱۳۴۰ میلی متر

(۲) ۱۱۲۰ میلی متر

(۳) ۱۲۸۰ میلی متر

(۴) ۱۹۳۰ میلی متر

سطح سوال: متوسط

حل: طبق بند ۹-۲۱-۳-۲ و بند ۹-۲۱-۵-۷ در صفحه ۳۶۵ بحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ داریم:

۱-۲-۳-۲۱-۹ طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش، l_d نباید کمتر از مقادیر زیر گرفته شود

الف- طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش را می‌توان از رابطه‌ی (۱-۲۱-۹)، یا بر اساس ضوابط ساده شده‌ی بند ۳-۲-۳-۲۱-۹ محاسبه نمود. طول گیرایی از رابطه‌ی زیر با ضرایب اصلاحی ψ_e ، ψ_s و ψ_g مطابق بند ۲-۲-۳-۲۱-۹ محاسبه می‌شود.

$$l_d = \frac{\psi_e \psi_s \psi_g}{\lambda \left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \frac{0.9 f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b \quad (۱-۲۱-۹)$$

در این رابطه c_b کوچک‌ترین فاصله‌ی مرکز میلگرد یا سیمی که مهار می‌شود تا نزدیک‌ترین رویه‌ی بتن، و یا نصف فاصله‌ی مرکز تا مرکز میلگردها و یا سیم‌هایی که مهار می‌شوند، است. K_{tr} شاخص

آرماتور عرضی است که از رابطه‌ی زیر تعیین می‌شود.

$$K_{tr} = \frac{40 A_{tr}}{sn} \quad (۲-۲۱-۹)$$

در این رابطه A_{tr} سطح مقطع کل آرماتورهای عرضی در فاصله‌ی s و n تعداد میلگردها یا سیم‌هایی است که دارای مهار یا وصله‌ی پوششی در طول صفحه‌ی شکاف خوردگی می‌باشند. استفاده از مقدار صفر برای K_{tr} حتی در صورت وجود یا نیاز به آرماتور عرضی محصور کننده مجاز است. نسبت $(c_b + K_{tr})/d_b$ که نشان‌گر اثرات محصور شدگی است، نباید بیش از ۲/۵ در نظر گرفته شود.

ب- ۳۰۰ میلی متر.

۷-۵-۲۱-۹ طول گیرایی میلگردها در گروه میلگرد، در کشش یا فشار، برای گروه میلگردهای ۲ تایی برابر با طول گیرایی میلگردهای منفرد، و برای گروه‌های ۳ تایی و ۴ تایی، به ترتیب ۲۰ و ۳۳ درصد بیش‌تر از طول گیرایی میلگردهای منفرد در نظر گرفته می‌شود.



جدول ۹-۲۱-۳ ضرایب اصلاح طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش

ضریب اصلاح	شرایط	مقدار ضریب
ψ_g ضریب رده‌ی فولاد	فولاد S420 و S400 S350 S340	۱/۰
	فولاد S520 و S500	۱/۱۵
ψ_e ضریب پوشش	برای میلگردهای با اندود اپوکسی یا با اندود دو گانه‌ی اپوکسی و روی، با پوشش بتن کمتر از سه برابر قطر میلگرد، و یا فاصله‌ی آزاد بین میلگردها کمتر از شش برابر قطر میلگرد	۱/۵
	برای میلگردهای با اندود اپوکسی یا با اندود دو گانه‌ی اپوکسی و روی در سایر حالات	۱/۲
	برای میلگردهای بدون اندود و میلگردهای با اندود روی (گالوانیزه)	۱/۰
ψ_s ضریب اندازه	برای میلگردها و سیم‌های با قطر ۲۰ میلی متر و بیشتر	۱/۰
	برای میلگردها و سیم‌های با قطر کمتر از ۲۰ میلی متر	۰/۸
ψ_t ضریب موقعیت	برای میلگردهای افقی که حداقل ۳۰۰ میلی متر بتن تازه در زیر آن‌ها ریخته می‌شود	۱/۳
	برای سایر میلگردها	۱/۰

میلگردهای فوقانی تحت کشش می‌باشند، بنابراین:

$$L_d = \frac{\psi_t * \psi_s * \psi_e * \psi_g}{\lambda \left(\frac{C_b + K_{tr}}{d_b} \right)} * \frac{0.9 f_y}{\sqrt{f_c}} d_b \geq 300 \text{ mm}$$

$$\psi_t = 1.3$$

$$\psi_s = 1$$

$$\psi_e = 1$$

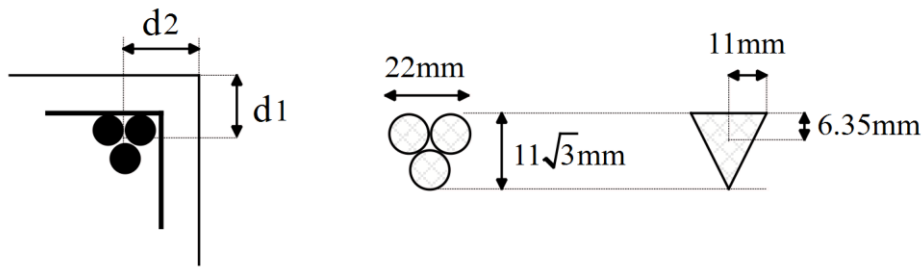
$$\psi_g = 1$$

$$\psi_t * \psi_e = 1.3 * 1 = 1.3 \leq 1.7 \quad \text{ok} \quad \checkmark$$

برای بتن معمولی داریم:

$$\lambda = 1$$

در ادامه مقدار C_b را محاسبه می کنیم:



$$d_1 = cover + d_v + 0.5d_b + 6.35 = 40 + 10 + 0.5 * 22 + 0.29 * 22$$

$$d_1 = 67.35mm$$

$$d_2 = cover + d_v + 0.5d_b + 11 = 40 + 10 + 11 + 11 = 72mm$$

$$d_3 = \frac{b - 2 * cover - 2d_v + 2d_b}{4} = \frac{400 - 2 * 40 - 2 * 10 - 2 * 22}{4}$$

$$d_3 = 64mm$$

$$C_b = \min(d_1, d_2, d_3) = 64mm$$

محاسبه قطر میلگرد معادل:

$$d_{b \text{ معادل}} = d_{b \text{ تک}} * \sqrt{n} = 22 * \sqrt{3} = 38.1mm$$

$$\frac{C_b + K_{tr}}{d_b} = \frac{64 + 0}{38.1} = 1.68 \leq 2.5 \text{ ok } \checkmark$$

$$K_{tr} = 0$$

در نهایت داریم:

$$L_{d \text{ تک میلگرد}} = \frac{1.3 * 1 * 1 * 1}{1 * 1.68} * \frac{0.9 * 400}{\sqrt{30}} * 22 = 1119mm \geq 300mm \text{ ok } \checkmark$$

$$L_{d \text{ گروه میلگرد}} = 1.2 * 1119 = 1342.8mm$$

پاسخ سوال گزینه (۱)

این تست، با تست تالیفی شماره ۳۹ آزمون جامع دوم سبزسازه، تشابه بسیار نزدیک دارد.



تشابه

۳۹- در یک تیر بتن آرمه طراح سازه از گروه میلگردهای سه تایی مطابق شکل استفاده نموده است. در صورتیکه در مقطعی از این تیر تمامی میلگردها قطع شوند طول مهارت گروه میلگردها به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (پوشش بتن 40 میلی‌متر بوده و بتن معمولی است و $f_c = 30 \text{ mpa}$ ، $f_y = 400 \text{ mpa}$ از خاموت‌ها در ناحیه قطع استفاده نشده است. میلگردها بدون اندود هستند.)



۲۰- یک دیوار برشی ویژه به طول 6 متر تحت نیروی برش طرح $V_e = 5300 \text{ KN}$ قرار دارد، حداقل ضخامت قابل قبول این دیوار برشی به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ در این دیوار بتن معمولی رده C25 و $\frac{h_{wcs}}{l_w}$ و شرایط لازم برای توسعه خمش در آن برقرار نیست.

(۱) 390 میلی‌متر

(۲) 560 میلی‌متر

(۳) 750 میلی‌متر

(۴) 450 میلی‌متر

سطح سوال: سخت

حل: طبق بند ۹-۱۳-۵-۳ در صفحه ۲۲۹ و بند ۹-۷-۴-۵ مورد الف در صفحه ۱۰۹ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ داریم:

۹-۱۳-۵-۳ طراحی برای برش داخل صفحه

۹-۱۳-۵-۱ مقاومت برشی اسمی داخل صفحه‌ی دیوارها، V_n ، باید بر اساس ضوابط بندهای ۹-۱۳-۵-۳ تا ۹-۱۳-۵-۲ محاسبه شود. برای دیوارهای با $h_w / l_w < 2$ ، طراحی برای برش داخل صفحه را می‌توان بر اساس روش خرابایی موضوع پیوست ۹-۳ نیز انجام داد. در تمام موارد، آرماتور گذاری دیوارها باید محدودیت‌های بند ۹-۱۳-۶، و فاصله‌ی میلگردها محدودیت‌های بندهای ۹-۱۳-۲ و ۹-۱۳-۴ را تامین نماید.

۹-۱۳-۵-۲ در هیچ مقطع افقی از دیوار، مقدار V_n نباید بیش‌تر از $0.66 \sqrt{f'_c} A_{cv}$ منظور شود.

۵-۴-۷-۹ در تعیین ضریب کاهش مقاومت برای طراحی در مقابل برش، برای سازه‌هایی که با عملکرد قاب خمشی ویژه، دیوار سازه‌ای ویژه، و یا دیوار سازه‌ای متوسط پیش ساخته در مناطق لرزه‌ای با خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد، در مقابل تأثیرات زلزله، E ، مقاومت می‌کنند، باید موارد زیر را رعایت نمود:

الف- در هر عضو طراحی شده جهت مقاومت در مقابل E ، اگر مقاومت برشی اسمی عضو کم‌تر از برش متناظر با توسعه‌ی مقاومت خمشی اسمی عضو باشد، ضریب کاهش مقاومت در برش $\phi = 0.60$ در نظر گرفته می‌شود. مقاومت خمشی اسمی مورد اشاره باید مقدار حداکثر محاسبه

طبق بند ۹-۱۳-۵-۳-۲ داریم:

$$V_e \leq \phi V_n$$

$$\phi = 0.6$$

$$V_n = 0.66 * \sqrt{f'_c} A_{cv}$$

$$l_w = 6000$$

$$5300 * 10^3 \leq 0.6 * 0.66 * \sqrt{25} * h_w * 6000$$

$$h_w \geq 446.13 \text{ mm}$$

$$h_w \approx 450 \text{ mm}$$

پاسخ سوال گزینه (۴)

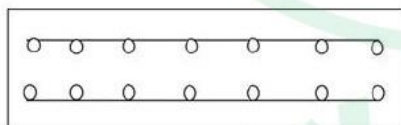
این تست، با تست تالیفی شماره ۹ آزمون جامع ششم سبزسازه، تشابه بسیار نزدیک دارد.

تشابه

۹- یک دیوار برشی بتن مسلح تحت تأثیر نیروهای زیر واقع شده است:

$$V_u = 3000 \text{ kN} \cdot N_u = 800 \text{ kN} \text{ (کششی)}$$

اگر طول دیوار ۶م، ارتفاع آن ۴م و ضخامت آن ۰.۴م باشد، کدام یک از گزینه‌های زیر می‌تواند در طراحی برای برش داخل صفحه به عنوان آرماتور افقی مورد استفاده قرار بگیرد؟ (بتن از نوع معمولی و درجاریز بوده و رده آن C25 است و فولاد از رده S340 می‌باشد).



۲) 2Φ12@300 ۳) 2Φ12@350 ۴) 2Φ12@250 ۱) 2Φ12@200



حل سوال ۹.

مطابق بند ۹-۱۲-۵-۲ و بند ۹-۱۲-۵-۴:

$$V_u \leq \phi * \min \left\{ \begin{array}{l} (\alpha_c * \lambda \sqrt{f_c} + \rho_t f_{yt}) A_{cv} \\ 0.66 * \sqrt{f_c} * A_{cv} \end{array} \right.$$

$$A_g = A_{cv} = L_w * t_w = 6000 * 400 = 24 * 10^5 \text{ mm}^2$$

۲۱- در یک تیر بتنی در قاب خمشی متوسط به ابعاد 500×600 میلی متر (ارتفاع 600 میلی متر) حداقل فاصله آرماتور عرضی (S) برای نیروی برشی مشخص چه مقدار باشد تا آرماتور عرضی در عرض مقطع دو ساق خاموت $\Phi 12$ کافی باشد و نیازی به سنجاقی نداشته باشیم؟ بتن از نوع معمولی می باشد.

$$f'_c = 25 \text{ Mpa}, f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$60 \text{ mm} = \text{پوشش بتن روی میلگردها}$$

(۱) 140 میلی متر

(۲) 110 میلی متر

(۳) 120 میلی متر

(۴) 150 میلی متر

سطح سوال: متوسط

حل: طبق بند ۹-۱۱-۶-۳ در صفحه ۲۰۷ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ داریم:

۹-۱۱-۶-۳ در صورتی که مقاومت برشی مورد نیاز فولادهای برشی $V_s \leq 0.33 \sqrt{f'_c} b_w d$ باشد، حداکثر فاصله ی افقی بین آرماتورهای برشی عمود بر محور عضو نباید از کمترین مقدار $d/2$ و ۶۰۰ میلی متر بیشتر بوده، و حداکثر فاصله ی ساقها در عرض مقطع نباید از کمترین مقدار d و ۶۰۰ میلی متر بیشتر باشد. اگر $V_s > 0.33 \sqrt{f'_c} b_w d$ باشد، حداکثر فاصله بین آرماتورهای برشی در طول عضو نباید از کمترین مقدار $d/4$ و ۳۰۰ میلی متر بیشتر بوده، و حداکثر فاصله ی ساقها در عرض مقطع نباید از کمترین مقدار $d/2$ و ۳۰۰ میلی متر بیشتر باشد.

ارتفاع موثر مقطع با صرف نظر از آرماتورهای طولی برابر است با:

$$d = 600 - 60 - 12 = 528 \text{ mm}$$

حداکثر فاصله ساقها در عرض مقطع برابر است با:



$$500 - 2 * 60 - 12 = 368mm$$

$$368mm \leq \min \begin{cases} 600mm \\ d = 528mm \end{cases} \quad ok \checkmark$$

در نتیجه نامعادله زیر باید برقرار باشد:

$$\rightarrow V_s \leq 0.33 \sqrt{f'_c} b_w d \rightarrow \frac{A_v f_y d}{S} \leq 0.33 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$\rightarrow \frac{2 * \pi * \frac{12^2}{4} * 400 * 528}{S} \leq 0.33 \sqrt{25} * 500 * 528$$

$$\rightarrow S \geq 109.67mm$$

پاسخ سوال گزینه (۲)

این تست، با تست تالیفی شماره ۱ آزمون جامع چهارم سبزسازه، تشابه بسیار نزدیک دارد.

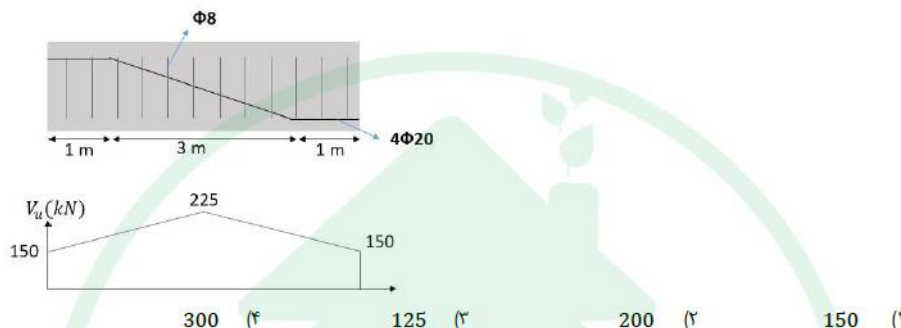
تشابه

آزمون ورود به حرفه مهندسان - آزمون جامع ۴ سبزسازه

303C

رشته عمران (محاسبات)

۱- شکل زیر قسمتی از یک تیر بتنی درجا (b=300 mm و d=430 mm) به همراه دیاگرام برش آن را نشان می‌دهد. در این تیر برای افزایش مقاومت برشی از خاموت‌های قائم و آرماتورهای طولی خم شده با فاصله یکسان از تکیه‌گاه استفاده شده است. با در نظر گرفتن ضوابط آیین‌نامه فاصله خاموت‌های قائم در خارج از محدوده آرماتورهای طولی خم شده را حداکثر می‌توانیم چند میلیمتر اختیار کنیم؟ (بتن C25 و فولاد S400 می‌باشد.)



۲۲- در یک تیر طره ای بتنی فاصله بر تکیه گاه تا انتهای طره 2 متر است. به منظور ارزیابی مقاومت سازه موجود از روش آزمایش بارگذاری تدریجی استفاده شده است. حداکثر تغییر مکان اندازه گیری شده در آزمایش بارگذاری اول که 24 ساعت پس از اعمال کل بار آزمایشی اندازه گیری شده 2.4 میلی متر است. پس از 24 ساعت از برداشتن بار نیز تغییر مکان پس ماند مربوط به همین نقطه از تیر نسبت به وضعیت تیر قبل از انجام آزمایش اندازه گیری شده است. مقدار این تغییر پس ماند حداکثر چقدر باید باشد تا این تیر معیارهای پذیرش تغییر مکان را دارا باشد؟

(۱) 0.6 میلی متر

(۲) 1.3 میلی متر



(۳) 2 میلی متر

(۴) 1 میلی متر

سطح سوال: آسان

حل: طبق بند ۵-۳-۵-۲۳-۹ و ۶-۳-۵-۲۳-۹ در صفحه ۴۹۷ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ داریم:

۵-۳-۵-۲۳-۹ تغییر مکان‌های اندازه گیری شده باید شرط زیر را برآورده نمایند:

$$\Delta_r \leq \Delta_1/4$$

(۲-۲۳-۹)

در این رابطه Δ_r تغییر مکان پس‌ماند بر حسب میلی متر است که ۲۴ ساعت پس از برداشتن بار آزمایش اندازه گیری می‌شود. برای آزمایش بارگذاری اول، تغییر مکان پس‌ماند نسبت به وضعیت سازه، قبل از انجام آزمایش اندازه گیری می‌شود. همچنین Δ_1 حداکثر تغییر مکان در آزمایش بارگذاری اول بر حسب میلی متر است که ۲۴ ساعت پس از اعمال کل بار آزمایشی اندازه گیری می‌شود.

۶-۳-۵-۲۳-۹ در صورتی که حداکثر تغییر مکان اندازه گیری شده، Δ_1 ، از بزرگ‌ترین مقادیر ۱/۳ میلی متر و $l_t/2000$ بیش‌تر نباشد، می‌توان ضابطه‌ی تغییر مکان پس‌ماند مطابق بند ۵-۳-۵-۲۳-۹ را نادیده گرفت.

ابتدا کنترل می‌کنیم که آیا ضابطه پذیرش را می‌توان نادیده گرفت یا خیر:

$$\Delta_1 = 2.4mm \leq \max \left\{ \frac{l_t}{2000} = \frac{2000}{2000} = 1, 1.3 \right\} \quad \text{not ok} \times$$

در نتیجه باید ضابطه پذیرش در رابطه ۲-۲۳-۹ برقرار باشد. بنابراین:

$$\Delta_r \leq \frac{\Delta_1}{4} = \frac{2.4}{4} = 0.6mm$$

پاسخ سوال گزینه (۱)

۲۳- یک مقطع بتنی مستطیل شکل به ابعاد ۲۵۰*۵۰۰ میلی متر تحت اثر لنگر پیچشی خالص قرار دارد. حداکثر لنگر پیچشی قابل تحمل توسط این مقطع (T_u) با توجه به ابعاد سطح مقطع به کدام یک از موارد زیر نزدیک تر است؟ مقطع دارای میلگرد پیچشی طولی کافی است و خاموت‌های عرضی از میلگرد $\Phi 10$ بوده و حداقل فولاد عرضی لازم را تامین می‌نمایند. پوشش بتن از روی خاموت‌ها ۴۰ میلی متر در نظر گرفته شود. بتن معمولی و C20 است. میلگردها از رده S340 هستند. اطلاعات مربوط به میزان میلگردهای خمشی موجود نیست و از روابط

ساده آیین نامه استفاده نمائید. مقاومت پیچشی طراحی مقطع با توجه به میلگردهای پیچشی طولی و نیز خاموت های بسته پیچشی جوابگوی لنگر پیچشی وارده می باشد.

(۱) 13.24 KN.m

(۲) 15.24 KN.m

(۳) 20.15 KN.m

(۴) 17.87 KN.m

سطح سوال: متوسط

حل: طبق بند ۴-۱-۶-۸-۹ در صفحه ۱۳۳ و بند ۲-۳-۶-۸-۹ صفحه ۱۳۵ بحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ داریم:

۴-۱-۶-۸-۹ اگر $T_u \geq \phi T_{cr}$ بوده و مقدار T_u برای تامین تعادل لازم باشد (پیچش تعادلی)، عضو باید برای مقاومت در مقابل پیچش T_u طراحی شود؛ به طوری که T_{cr} پیچش ترک خوردگی است که بر اساس رابطه های (۲۹-۸-۹) تعیین می شود. در مقابل در سازه های نامعین استاتیکی که $T_u \geq \phi T_{cr}$ است و کاهش مقدار T_u می تواند به باز توزیع نیروهای داخلی پس از وقوع ترک خوردگی های پیچشی منجر شود (پیچش همسازی)، اجازه داده می شود مقدار T_u تا حد ϕT_{cr} کاهش یابد.

۲-۳-۶-۸-۹ ابعاد سطح مقطع باید طوری تعیین شوند که رابطه های زیر تامین گردند:

الف- برای مقاطع توپر:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left[\frac{V_c}{b_w d} + 0.66 \sqrt{f'_c} \right] \quad (۲۹-۳۱-۸-۹ \text{ الف})$$

با توجه به پیچش خالص و کنترل ابعاد مقطع توپر داریم:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u * P_h}{1.7 * A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left[\frac{V_c}{b_w d} + 0.66 \sqrt{f'_c} \right]$$

$$V_u = 0$$

$$\phi = 0.75$$

بتن معمولی می باشد:



$$\lambda = 1$$

با توجه به روابط ساده شده داریم:

$$\frac{V_c}{b_w d} = 0.17\lambda \sqrt{f'_c}$$

$$F_y = 340 \text{ Mpa}$$

$$f'_c = 20 \text{ Mpa}$$

$$T_u \leq \phi \left[0.17\lambda \sqrt{f'_c} + 0.66 \sqrt{f'_c} \right] * \frac{1.7 * A_{Oh}^2}{P_h}$$

$$A_{Oh} = x * y$$

$$x = 250 - 2 * 40 - 2 * \frac{10}{2} = 160 \text{ mm}$$

$$y = 500 - 2 * 40 - 2 * \frac{10}{2} = 410 \text{ mm}$$

$$A_{Oh} = 160 * 410 = 65600 \text{ mm}^2$$

$$P_h = 2 * (x + y) = 2 * (160 + 410) = 1140 \text{ mm}$$

$$T_u \leq 0.75 \left[0.17 * 1 * \sqrt{20} + 0.66 \sqrt{20} \right] * \frac{1.7 * 65600^2}{1140} * 10^{-6}$$

$$T_u \leq 17.87 \text{ KN.m}$$

پاسخ سوال گزینه (۴)

این تست، با تست تالیفی شماره ۱۸ آزمون جامع چهارم سبزسازه، تشابه بسیار نزدیک دارد.



آزمون ورود به حرفه مهندسان - آزمون جامع ۴ سبzsازه	303C	رشته عمران (محاسبات)
۱۸- یک عضو بتن آرمه با مقطع مربع به ابعاد 350*350 میلیمتر دارای 4Φ16 به عنوان آرماتورهای خمشی در چهار گوشه، و خاموت بسته Φ10@80 mm می باشد. ماکزیمم لنگر پیچشی قابل اعمال ضریبدار به این مقطع برحسب کیلونیوتن متر به کدام گزینه نزدیکتر است؟ (پوشش بتن را 5 سانتیمتر در نظر بگیرید. بتن C25 و فولادها S400 می باشند.)		
(۱) 24	(۲) 28	(۳) 33
(۴) 18		

$$\frac{T_u * 960}{1.7 * 57600^2} \leq 0.75 * (0.17 * 1 * \sqrt{25} + 0.66\sqrt{25})$$

$$T_u \leq 18.28 kN.m$$

معیار کفایت آرماتورهای پیچشی:

$$T_u \leq \phi * \min \left\{ \frac{2 * A_0 * A_t * f_{yt}}{S}, \frac{2 * A_0 * A_l * f_y}{P_h} \right\}$$

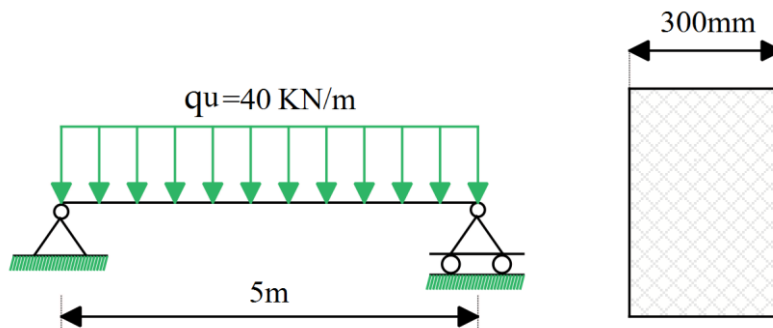
$$T_u \leq 0.75 * \min \left\{ \frac{2 * 0.85 * 57600 * 78.5 * 400 * 10^{-6}}{80}, \frac{2 * 0.85 * 57600 * 4 * 3.14 * \frac{16^2}{4} * 400 * 10^{-6}}{960} \right\} = 24.6 kN.m$$

$$T_u \leq \min\{18.28, 24.6\} = 18.28 kN.m$$

بنابراین گزینه ۴ صحیح است.

۲۴- یک تیر بتنی دو سر ساده مطابق شکل زیر تحت بار گسترده با ضریب $q_u = 40 \frac{KN}{m}$

قرار دارد. در صورتی که نیاز باشد کمترین آرماتور خمشی در تیر استفاده شود، حداقل عمق موثر تیر با فرض عرض 300 میلی متر به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ بتن معمولی و از نوع C25 و آرماتور S400 هستند.



(۱) $d = 425 \text{ mm}$

(۲) $d = 585 \text{ mm}$

(۳) $d = 625 \text{ mm}$

(۴) $d = 385 \text{ mm}$

سطح سوال: آسان

حل: طبق بند ۹-۱۱-۵-۲ در صفحه ۲۰۰ و جدول ۹-۷-۲ صفحه ۱۰۸ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ داریم:



۹-۱۱-۵-۲ حداقل مقدار آرماتورهای خمشی نباید از بزرگ‌ترین مقادیر زیر کمتر باشد؛ به جز موردی که در ضابطه‌ی بند ۹-۱۱-۵-۳ اشاره شده است. در اعضای معین استاتیکی با مقطع بال‌دار که بال مقطع در کشش قرار دارد، مقدار b_w بر اساس جایگزینی با کمترین مقدار b_f (عرض بال) و $2b_w$ محاسبه می‌شود. مقدار f_y باید به حداکثر ۵۵۰ مگاپاسکال محدود شود.

$$0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$$

(۹-۱۱-۱ الف)

$$\frac{1.4}{f_y} b_w d$$

(۹-۱۱-۱ ب)

جدول ۹-۷-۲ ضریب‌های کاهش مقاومت ϕ بر اساس وضعیت مورد نظر در طراحی مقطع

ϕ	وضعیت مورد نظر در طراحی مقطع
۰/۹۰	(۱) لنگر، نیروی محوری، و یا ترکیب لنگر و نیروی محوری الف) مقاطع کشش- کنترل (بند ۹-۷-۴-۲) ب) مقاطع فشار- کنترل (بند ۹-۷-۴-۳)

طبق تحلیل سازه ها مقدار لنگر خمشی حداکثر در وسط تیر دو سر ساده تحت بار گسترده یکنواخت ایجاد می شود:

$$M_u = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{40 * 5^2}{8} = 125 \text{ KN.m}$$

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$\phi = 0.9$$

$$\alpha_1 = 0.85$$

$$M_n \geq \frac{M_u}{\phi} = \frac{125}{0.9} = 138.9 \text{ KN.m}$$

طبق صورت سوال با توجه به اینکه کمترین آرماتور خمشی در تیر استفاده می شود. داریم:

$$M_n = \rho_{min} F_y b d^2 \left(1 - 0.5 * \frac{\rho F_y}{\alpha_1 f'_c} \right)$$

$$\rho_{min} = \max \left\{ 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{F_y}, \frac{1.4}{F_y} \right\} = \max \left\{ 0.25 \frac{\sqrt{25}}{400}, \frac{1.4}{400} \right\} = 0.0035$$

$$138.9 \times 10^6 = 0.0035 \times 400 \times 300 \times d^2 \left(1 - 0.5 \times \frac{0.0035 \times 400}{0.85 \times 25} \right)$$

$$d = 584.79 \text{ mm}$$

پاسخ سوال گزینه (۲)

تشابه

این تست، با تست تالیفی شماره ۱۰ آزمون جامع چهارم سبزه سازه، تشابه بسیار نزدیک دارد.

۱۰- در یک ساختمان بتن آرمه قسمتی از عمق تیر از زیر سقف بیرون می‌زند که به آن اصطلاحاً آویز تیر می‌گوییم. این موضوع باعث کاهش ارتفاع مفید طبقات و همچنین اعتراض مهندس معمار شده است. به این منظور لازم است عمق موثر مقطع را ۲۰ درصد کاهش دهیم. برای اینکه لنگر مقاوم مقطع از حالت قبلی کمتر نشود، عرض مقطع را باید حدوداً چند درصد افزایش دهیم؟ (فرض کنید درصد آرماتور و ضریب کاهش مقاومت خمشی ثابت بماند. در هر دو حالت بتن C25 و فولاد S400 می‌باشد.)

(۱) 64 (۲) 36 (۳) 44 (۴) 56

۲۵- در یک مهار همزمان نیروی کششی 15KN و نیروی برشی 5KN وارد شده است. اگر مهار کاشتنی از نوع حساسیت کم به نصب و مقاومت کششی اسمی آن 30KN باشد، مقاومت برشی اسمی آن حداقل چند KN باشد تا مهار جوابگوی بار وارده باشد؟ (فرض بر آن است که مقاومت مهار با گسیختگی بتن کنترل می‌شود و آرماتور اضافی از سطح گسیختگی عبور نمی‌کند).

(۱) 20.6

(۲) 12.6

(۳) 16.6

(۴) 26.6

سطح سوال: متوسط

حل: طبق بند ۹-۱۸-۳-۶ در صفحه ۳۲۴ و جدول ۹-۱۸-۲ صفحه ۳۰۲ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ داریم:

۹-۱۸-۳-۶ اگر $V_{ua} > 0.2\phi V_n$ و $N_{ua} > 0.2\phi N_n$ باشند، رابطه‌ی زیر باید برای اندرکنش کشش و برش برقرار شود:

$$\frac{N_{ua}}{\phi N_n} + \frac{V_{ua}}{\phi V_n} \leq 1.2$$

(۹-۱۸-۳۵)

جدول ۹-۱۸-۲ ضریب کاهش مقاومت مهارها			
مقاومت مهار با مقاومت عضو فولادی کنترل می شود			
ϕ		نوع مهار	بار
بدون آرماتورهای اضافی گذرنده از سطح گسیختگی و شامل گسیختگی بیرون کشیدگی یا قلوه کن شدگی بتن	با آرماتورهای اضافی گذرنده از سطح گسیختگی ^[۲] به جز برای گسیختگی بیرون کشیدگی و قلوه کن شدگی بتن		
۰/۷۰	۰/۷۵	تمامی انواع مهارها	برشی
۰/۷۰	۰/۷۵	مهارهای تعبیه شده	گل میخ های سر دار، پیچ های سر دار، یا پیچ های قلاب دار
۰/۶۵	۰/۷۵	گروه ۱ حساسیت کم به نصب و قابلیت اعتماد زیاد	کشش

با فرض برقرار بودن روابط زیر داریم:

$$N_{ua} > 0.2\phi_T N_n \rightarrow N_{ua} = 15 > 0.2 * 0.65 * 30 = 3.9 \text{ KN } \text{ok } \checkmark$$

$$\phi_T = 0.65$$

$$V_{ua} > 0.2\phi_V V_n \rightarrow V_{ua} = 5 > 0.2 * 0.7 * V_n = 0.14V_n$$

$$\phi_V = 0.7$$

در نهایت باید رابطه اندرکنش زیر برقرار باشد، بنابراین داریم:

$$\frac{N_{ua}}{\phi_T N_n} + \frac{V_{ua}}{\phi_V V_n} \leq 1.2 \rightarrow \frac{15}{0.65 * 30} + \frac{5}{0.7 * V_n} \leq 1.2$$

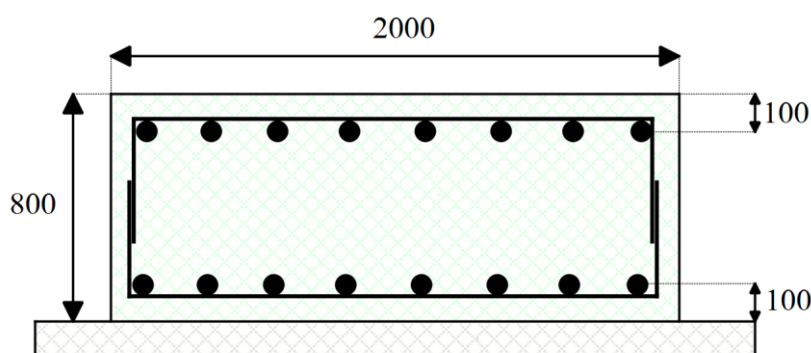
$$\rightarrow V_n \geq 16.58 \text{ KN} \approx 16.6 \text{ KN}$$

فرض اولیه را کنترل می کنیم:

$$V_{ua} > 0.2\phi_V V_n \rightarrow V_{ua} = 5 > 0.2 * 0.7 * 16.6 = 2.324 \text{ KN } \text{OK } \checkmark$$

پاسخ سوال گزینه (۳)

۲۶- یک پی نواری بتنی مطابق شکل به عرض ۲ متر و ضخامت ۰.۸ متر دارای آرماتورهای خمشی (بالا و پایین) به مقدار حداقل مجاز است. مقاومت برشی طراحی مقطع پی به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ بتن معمولی C25 و مقطع فاقد آرماتور برشی است ($\alpha_s = 1.0$) ابعاد در شکل به میلی متر است.



(۱) $V_u = 440 \text{ KN}$

(۲) $V_u = 588 \text{ KN}$

(۳) $V_u = 319 \text{ KN}$

(۴) $V_u = 490 \text{ KN}$

سطح سوال: متوسط

حل: طبق بند ۷-۱-۳-۱۵-۹ در صفحه ۲۵۵ و بند ۱-۶-۹-۹ صفحه ۱۴۸ و بند ۱-۴-۴-۸-۹ صفحه ۱۱۹ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ داریم:

۷-۱-۳-۱۵-۹ در تعیین میلگردهای حداقل خمشی در شالودههای سطحی، ضوابط دال‌های یک طرفه برای شالودههای سطحی با عمل کرد یک طرفه، و ضوابط دال‌های دو طرفه برای شالودههای سطحی با عمل کرد دو طرفه ملاک محاسبه می‌باشند. تیرهای روی زمین و تیرهای باسکولی از ضوابط تیرها پیروی میکنند.

۶-۹-۹ آرماتور گذاری

۱-۶-۹-۹ حداقل آرماتور خمشی، $A_{s,min}$ در وجه کششی، باید برابر با $0.0018A_g$ در نظر گرفته شود.

۲-۱-۴-۸-۹ مقاومت برشی یک طرفه‌ی اسمی مقطع، V_n ، به صورت زیر تعیین می‌شود.

$$V_n = V_c + V_s \quad (۸-۸-۹)$$

در این رابطه V_s و V_c به ترتیب مقاومت‌های تامین شده توسط بتن و فولادهای برشی در مقطع هستند که بر اساس بخش‌های ۴-۴-۸-۹ و ۵-۴-۸-۹ تعیین می‌شوند.

۴-۴-۸-۹ محاسبه‌ی مقاومت برشی تامین شده توسط بتن، V_c

۱-۴-۴-۸-۹ برای اعضای بتنی که در آن‌ها از حداقل فولاد عرضی استفاده شده باشد، $V_c, A_v \geq A_{v,min}$ را می‌توان از رابطه‌ی ساده‌تر (۱۲-۸-۹ الف)، و یا از رابطه‌ی (۱۲-۸-۹ ب) محاسبه نمود. در این رابطه‌ها بار محوری، N_u ، در فشار مثبت، و در کشش منفی منظور می‌شود. همچنین V_c نباید منفی در نظر گرفته شود.

$$V_c = \left(0.17\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right) b_w d \quad (۱۲-۸-۹ الف)$$

$$V_c = \left(0.66\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right) b_w d \quad (۱۲-۸-۹ ب)$$

ابتدا طبق بند ۱-۶-۹-۹ مساحت حداقل آرماتورهای خمشی را از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌کنیم:

$$A_{smin} = 0.0018A_g \rightarrow A_{smin} = 0.0018 * 2000 * 800 = 2880 \text{ mm}^2$$

در ادامه طبق بند ۱-۴-۴-۸-۹ مقدار مقاومت برشی تامین شده توسط بتن در مقطع فاقد آرماتور برشی را محاسبه می‌کنیم:

$$V_n = V_c + V_s = V_c + 0 = V_c$$

$$V_c = \left[0.66\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6 * A_g} \right] b_w d$$

$$d = 800 - 100 = 700 \text{ mm}$$

$$b_w = 2000 \text{ mm}$$

$$\rho_w = \frac{A_{smin}}{b_w d} = \frac{2880}{2000 * 700} = 0.00206$$

$$N_u = 0$$



$$\rightarrow V_c = \left[0.66 * 1 * (0.00206)^{\frac{1}{3}} * \sqrt{25} + 0 \right] * 2000 * 700 * 10^{-3}$$

$$\rightarrow V_c = V_n = 587.85 \text{ KN}$$

در نهایت داریم:

$$V_u \leq \phi_v V_n = 0.75 * 587.85 = 440.9 \text{ KN}$$

پاسخ سوال گزینه (۱)

توضیحات لازم برای حل این تست در فیلم آموزشی شالوده به طور کامل بیان شده است.

تشابه

ب) در صورتیکه از حداقل فولاد عرضی استفاده شده باشد ($A_v \geq A_{v \min}$) (یا استفاده از رابطه دقیق):

ب-۱: نیروی محوری فشاری به سازه وارد شود:

$$V_c = \min \left\{ (0.66 \lambda (\rho_w)^{0.33} \sqrt{f'_c} + \left(\frac{N_u}{6Ag} \right)), 0.42 \lambda \sqrt{f'_c} \right\} b_w \cdot d$$

ب-۲: در صورتیکه نیروی کششی به سازه وارد شود:

$$V_c = \min \left\{ \left((0.66 \lambda (\rho_w)^{0.33} \sqrt{f'_c} - \left(\frac{N_u}{6Ag} \right)) \right), 0.42 \lambda \sqrt{f'_c} \right\} b_w \cdot d \geq 0$$

ب-۳: نیروی محوری کششی یا فشاری به سازه وارد نشود:

$$V_c = \min \left\{ (0.66 \lambda (\rho_w)^{0.33} \sqrt{f'_c}), 0.42 \lambda \sqrt{f'_c} \right\} b_w \cdot d$$

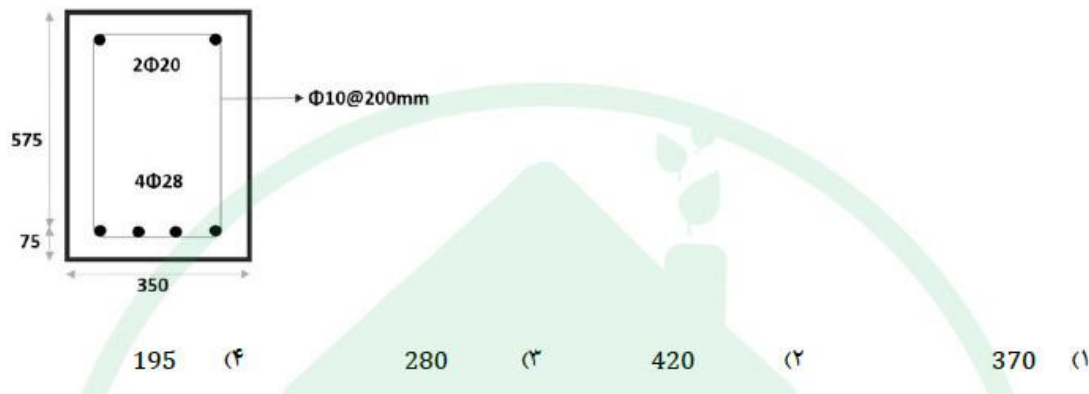
حداقل آرماتور خمشی و حداقل آرماتور افت و حرارت در شالوده سطحی با عملکرد یک طرفه:

$$A_{s \min} \geq 0.0018 A_g$$

این تست، با تست تالیفی شماره ۹ آزمون جامع سوم سبزسازه، تشابه بسیار نزدیک دارد.

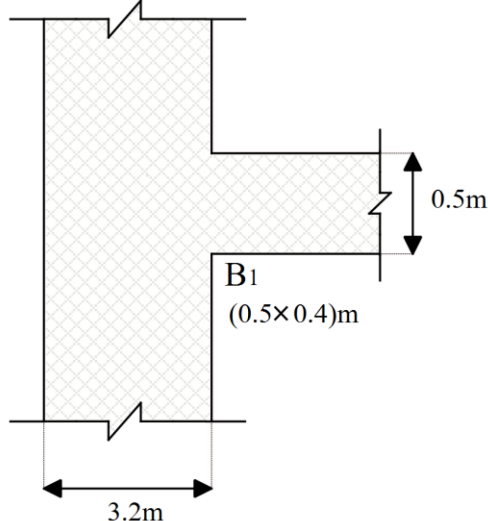
آزمون ورود به حرفه مهندسان - آزمون جامع ۳ سبزشازه 303C رشته عمران (محاسبات)

۹- یک مقطع بتنی درجا با شکل مقابل تحت نیروی برشی ضریبدار 150kN، نیروی فشاری ضریبدار 250kN و لنگر خمشی مثبت ضریبدار 60 kN.m قرار دارد. مقاومت برشی تامین شده توسط بتن برحسب کیلونیوتن به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (در محاسبات از فرمول با جزئیات دقیقتر استفاده کنید. بتن معمولی است و رده بتن C25، فولاد میلگردها S400 هستند. ابعاد روی شکل به میلیمتر است.)



$$V_c = \min \left\{ \left[0.66\lambda(\rho_w)^{0.33} \sqrt{f_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right] b_w * d \right. \\ \left. (0.42\lambda \sqrt{f_c}) b_w * d \right.$$

۲۷- در یک ساختمان منظم در پلان با سیستم دوگانه قاب خمشی بتن آرمه متوسط و دیوارهای برشی ویژه، یکی از دیوارهای برشی در طبقه سوم مستقیماً به دیافراگم وصل نبوده و صرفاً از طریق تیر B_1 به سایر اعضای این طبقه متصل است. در یک ترکسب بارگذاری شامل نیروی زلزله وارد بر دیافراگم این طبقه (تشدید نیافته)، نیروی برشی (V_u) این دیوار در بالای طبقه 2400kN و در پایین طبقه 2730kN است. صرفاً برای تامین مقاومت محوری مورد نیاز در محل اتصال B_1 به دیوار، کل مساحت میلگرد لازم به کدام یک از گزینه‌ها نزدیکتر است؟ همچنین مشخصات مصالح C30 و S400 ضریب نامعینی ۱.۵



۹۲۰ mm^۲ (۱)

۲۳۰۰ mm^۲ (۲)

۳۴۰۰ mm^۲ (۳)

۴۰۰۰ mm^۲ (۴)

سطح سوال: متوسط

حل: طبق بند ۳-۳-۸-۹ در صفحه ۱۱۵ و بند ۴-۳-۸-۹ و بند ۱۱۶ و بند ۹-۲۰-۶-۳-۱-۲ صفحه ۳۶۶ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ داریم:

جدول ۴-۳ مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R_u ، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان H_m

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)
ت-سیستم دوگانه یا ترکیبی	۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی) + دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه	۷/۵	۲/۵	۵/۵	۲۰۰
	۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط + دیوار برشی بتن آرمه ویژه	۶/۵	۲/۵	۵	۷۰
	۳- قاب خمشی بتن آرمه متوسط + دیوار برشی بتن آرمه متوسط	۶	۲/۵	۴/۵	۵۰
	۴- قاب خمشی فولادی متوسط + دیوار برشی بتن آرمه متوسط	۶	۲/۵	۴/۵	۵۰

۳-۳-۸-۹ حداکثر مقاومت فشاری محوری

۳-۳-۸-۹-۱ به منظور در نظر گرفتن خروج از محوری اتفاقی، مقاومت فشاری اسمی، P_n ، نباید از $P_{n,max}$ ، مطابق رابطه‌های زیر تجاوز کند.

= برای ستون با تنگ بسته:

$$P_{n,max} = 0.8P_0 \quad (الف-۵-۸-۹)$$

در این رابطه‌ها، P_0 مقاومت فشاری اسمی تحت اثر بار محوری بدون خروج از مرکزیت بوده و به صورت زیر تعیین می‌شود.

$$P_0 = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \quad (۶-۸-۹)$$

که در آن A_g مساحت سطح مقطع کل و A_{st} سطح مقطع فولادهای طولی است. در این رابطه مقدار f_y به ۵۵۰ مگاپاسکال محدود می‌شود.

۲-۳-۶-۲۰-۹ آرماتورهای طولی

۲-۳-۶-۲۰-۹-۱ در ستون‌ها نسبت سطح مقطع آرماتور طولی به سطح مقطع کل ستون نباید کم‌تر از یک درصد و بیش‌تر از شش درصد در نظر گرفته شود. محدودیت حداکثر مقدار آرماتور باید در محل وصله‌ها نیز رعایت شود.

۴-۳-۸-۹ حداکثر مقاومت کششی محوری

۴-۳-۸-۹-۱ مقاومت کششی محوری اسمی، P_{nt} ، نباید از حداکثر مقاومت کششی محوری $P_{nt,max}$ که بر اساس رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود، بیش‌تر شود.

$$P_{nt,max} = A_{st} f_y \quad (۷-۸-۹)$$

جدول ۲-۷-۹ ضریب‌های کاهش مقاومت ϕ بر اساس وضعیت مورد نظر در طراحی مقطع

ϕ	وضعیت مورد نظر در طراحی مقطع
	(۱) لنگر، نیروی محوری، و یا ترکیب لنگر و نیروی محوری
۰/۹۰	الف) مقاطع کشش- کنترل (بند ۲-۴-۷-۹)
	ب) مقاطع فشار- کنترل (بند ۳-۴-۷-۹)
۰/۷۵	- اعضای با دورپیچ
۰/۶۵	- سایر اعضا

ابتدا با لحاظ اثر اضافه مقاومت مقدار نیروی محوری را از رابطه زیر محاسبه می کنیم:

$$P_u = T_u = \Omega_o (V_{bot} - V_{top})$$

$$\Omega_o = 2.5$$

$$\rightarrow P_u = T_u = 2.5 * (2730 - 2400) = 825 \text{ KN}$$

حالت اول: ابتدا برای نیروی محوری فشاری مقدار مساحت میلگردها را محاسبه می کنیم:

$$\rightarrow P_u \leq \phi_c P_{n,max}$$

$$P_{n,max} = 0.8P_o$$

$$\phi_c = 0.65$$

$$P_o = 0.85f'_c (A_g - A_{st}) + F_y A_{st}$$

$$A_g = 400 * 500 = 200000 \text{ mm}^2$$

$$P_{n,max} = 0.8 * [0.85 * 30 * (200000 - A_{st}) + 400 * A_{st}]$$

$$\rightarrow P_u = 825 * 10^3 \leq 0.65 * (4080000 + 299.6A_{st})$$

$$\rightarrow A_{st} \geq -9382 \text{ mm}^2$$

با توجه به منفی شدن A_{st} از نظر نیروی فشاری، مقطع نیاز به آرماتور ندارد.

حالت دوم: در ادامه نیز برای نیروی محوری کششی مقدار مساحت میلگردها را محاسبه می کنیم:

$$\rightarrow T_u \leq \phi_t P_{nt,max}$$

$$P_{nt,max} = A_{st} F_y = 400 A_{st}$$

$$\phi_t = 0.9$$

$$\rightarrow T_u = 825 * 10^3 \leq 0.9 * (400 A_{st})$$

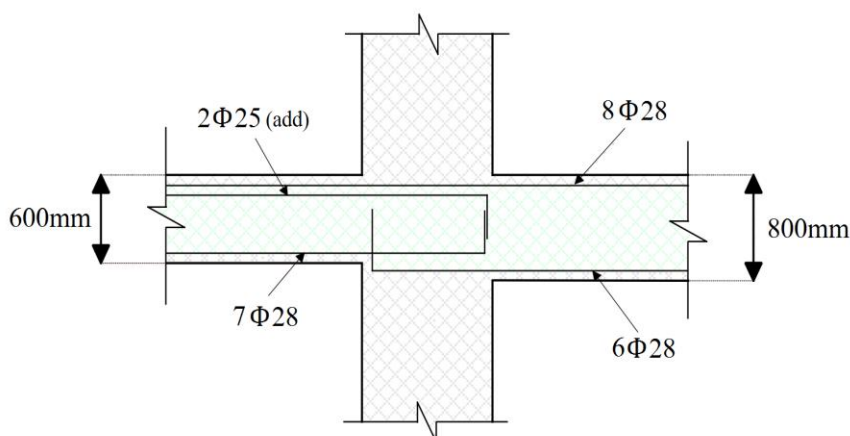
$$\rightarrow A_{st} \geq 2291.67 \text{ mm}^2$$

در نهایت با توجه به مشخص شدن مقدار A_{st} از کنترل نیروی کششی، باید آن را با حداقل و حداکثر نسبت درصد آرماتور ستون به سطح مقطع کل ستون در قاب ویژه کنترل کنیم:

$$0.01 \leq \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{2291.67}{200000} = 0.01146 \leq 0.06 \text{ OK } \checkmark$$

پاسخ سوال گزینه (۲)

۲۸- در شکل ناحیه اتصال تیر به ستون در یک قاب خمشی ویژه بتنی نشان داده شده است (فقط میلگردهای طولی تیرها). مقاومت برشی مورد نیاز ناحیه اتصال تیر به ستون در این شکل، بدون در نظر گرفتن برش ستون، به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ نوع میلگردها S400 و رده بتن C35 فرض شود (ابعاد روی شکل به میلی متر است).



4315 KN (۱)

4625 KN (۲)

4805 KN (۳)

5110 KN (۴)

سطح سوال: سخت

حل: طبق بند ۹-۲۰-۶-۵-۴-۱ در صفحه ۳۷۶ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ داریم:

۹-۲۰-۶-۵-۴ مقاومت برشی ناحیه اتصال تیر به ستون

۹-۲۰-۶-۵-۴ نیروی برشی در اتصال تیر به ستون باید در صفحه افقی وسط ارتفاع این اتصال و بر اساس نیروهای محاسبه شده در بر گره، با توجه به نیروهای فشاری و کششی در تیرها که مطابق بند ۹-۲۰-۶-۵-۱ به دست آمده، و نیروی برشی در ستون ها در تطابق با مقاومت خمشی محتمل تیرها، M_{pr} محاسبه گردد.

۹-۲۰-۶-۵-۱ نیروهای آرماتورهای طولی تیرها در بر ناحیه اتصال باید با فرض تنش کششی $1.25 f_y$ محاسبه شوند.



رابطه مقاومت برشی مورد نیاز V_u را به صورت زیر می نویسیم:

$$V_u = 1.25 F_y * \max(As_1, As_2) - V_c$$

$$V_c = 0$$

$$F_y = 400 \text{ Mpa}$$

در ادامه مقدار مساحت میلگردها در محل اتصال را محاسبه می کنیم:

$$\rightarrow As_1 = As_{\text{راست}}^+ + As_{\text{چپ}}^- = 6 * \frac{\pi}{4} * 28^2 + \left[8 * \frac{\pi}{4} * 28^2 + 2 * \frac{\pi}{4} * 25^2 \right]$$

$$\rightarrow As_1 = 9602.3 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow As_2 = As_{\text{راست}}^- + As_{\text{چپ}}^+ = 8 * \frac{\pi}{4} * 28^2 + 7 * \frac{\pi}{4} * 28^2 = 9236.3 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow As = \max(As_1, As_2) = 9602.3 \text{ mm}^2$$

در نهایت مقاومت برشی مورد نیاز V_u را به صورت زیر محاسبه می کنیم:

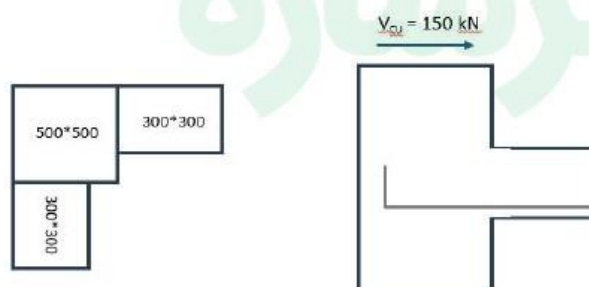
$$V_u = [1.25 * 400 * (9602.3) - 0] * 10^{-3} = 4801.2 \text{ KN}$$

پاسخ سوال گزینه (۳)

تشابه

این تست، با تست تالیفی شماره ۶ آزمون جامع پنجم سبزسازه، تشابه بسیار نزدیک دارد.

۶- برای اتصال گوشه نشان داده شده که عضوی از یک قاب خمشی بتنی با شکل پذیری زیاد می باشد، حداکثر سطح مقطع آرماتورهای کششی را طوری تعیین کنید که این اتصال از نظر برش در ناحیه اتصال تیر به ستون مشکلی نداشته باشد؟ رده بتن C25 و فولاد S400 می باشد. (ستون ها و تیرها شرایط پیوستگی را دارا نیستند. بتن با دانه های سبک ساخته شده است. طول تیرها بیش از 3 متر بوده و ضوابط حداقل آرماتور خمشی و برشی در مقطع رعایت شده است.)



1700 mm² (۴)

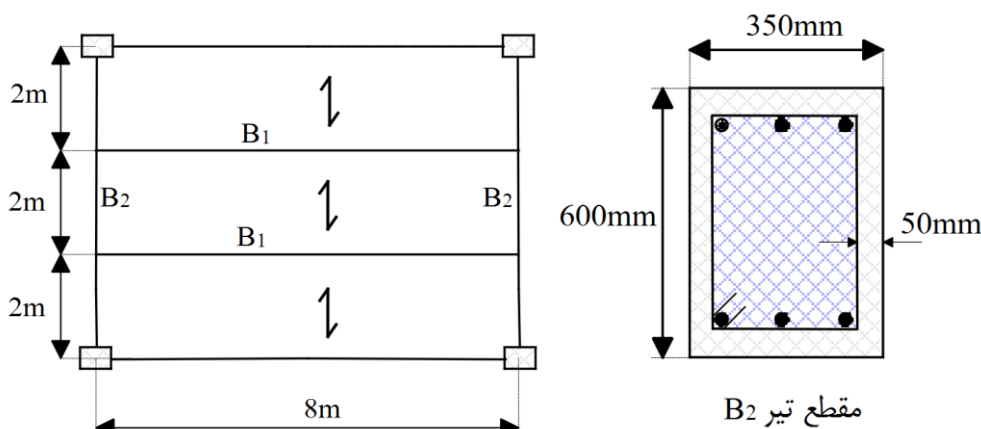
960 mm² (۳)

1140 mm² (۲)

850 mm² (۱)



۲۹- در شکل پلان یک ساختمان بتنی کاملاً متقارن با سیستم قاب خمشی متوسط نشان داده شده است. بار گسترده یکنواخت وارد بر کف در یک ترکیب بارگذاری ثقلی برای طراحی برابر با $15 \frac{KN}{m^2}$ بوده و تحت این ترکیب بار، مقاومت خمشی مورد نیاز در وسط تیر B_1 ، $180 KN.m$ است. اگر طراح بخواهد تیر B_2 را برای حداقل مقاومت پیچشی مورد نیاز و قابل قبول طراحی نماید، لنگر خمشی مورد نیاز در وسط تیر B_1 حدوداً چقدر افزایش خواهد یافت؟ از نقش سازه ای سیستم کف، تاثیر ابعاد مقاطع بر تحلیل و نیروی محوری در تیرها صرف نظر کنید. مشخصات مصالح بتن و میلگرد به ترتیب C30 و S400 است. (بتن معمولی فرض شود و نزدیک ترین گزینه به پاسخ را انتخاب نمایید)



۱) $12 KN.m$

۲) $15 KN.m$

۳) $36.5 KN.m$

۴) $28.5 KN.m$

سطح سوال: سخت

حل: طبق بند ۹-۱۱-۳-۶ در صفحه ۱۹۷ و بند ۹-۸-۶-۲-۲ در صفحه ۱۳۴ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ داریم:

۹-۱۱-۳-۶ در مواردی که امکان کاهش لنگر پیچشی در اثر باز توزیع نیروهای داخلی در عضوی از یک سازه ی نامعین وجود داشته باشد (پیچش همسازی)، اجازه داده می شود حداکثر لنگر پیچشی نهایی بر اساس بند ۹-۸-۶-۴ به ϕT_{cr} کاهش داده شود. در این حالت لازم است اثرات لنگرها و برش های تعدیل یافته ی عضو در سایر اعضای مجاور، با استفاده از رابطه ی تعادل، محاسبه شده و در طراحی به کار گرفته شوند. لنگر پیچشی ترک خوردگی، T_{cr} ، بر اساس بند ۹-۸-۶-۲ محاسبه می شود.

۹-۸-۶-۲-۲ پیچش ترک خوردگی، T_{cr} ، برای مقاطع توپر و تو خالی بر اساس رابطه‌های (۹-۸-۲۹) محاسبه می‌شود. در این رابطه‌ها، مقدار N_u معرف نیروی محوری است که برای فشار، مثبت فرض شده، و برای کشش، منفی در نظر گرفته می‌شود.

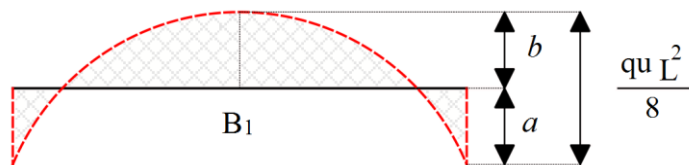
= بدون حضور نیروی محوری:

$$T_{cr} = 0.33\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right) \quad (۹-۸-۲۹-الف)$$

مطابق صورت سوال مقدار M_{u1} در وسط تیر B_1 به صورت زیر می باشد:

$$M_{u1} = 180 \text{ KN.m}$$

طبق تحلیل سازه ها داریم:



$$a + b = \frac{q_u L^2}{8}$$

در ادامه مقدار لنگر M_{uB} در انتهای تیر B_1 را محاسبه می کنیم:

$$\rightarrow M_{uB} = \frac{q_u L^2}{8} - M_{u1} = \frac{(15 * 2) * 8^2}{8} - 180 = 60 \text{ KN.m}$$

در ادامه مقدار لنگر پیچشی طراحی در تیر B را محاسبه می کنیم:

$$\rightarrow T_{uB} = \min \left\{ \begin{array}{l} 60 \text{ KN.m} \\ \phi T_{cr} \end{array} \right.$$

در ادامه مقدار لنگر پیچشی ترک خوردگی در تیر B بدون حضور نیروی محوری را محاسبه می کنیم:

$$\rightarrow T_{cr} = 0.33\lambda\sqrt{f'_c}\left[\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right]$$

$$\lambda = 1$$

$$f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$A_{cp} = 600 * 350 = 210000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2 * (600 + 350) = 1900 \text{ mm}$$

$$\phi = 0.75$$

$$\rightarrow T_{cr} = 0.33 * 1\sqrt{30} * \left[\frac{210000^2}{1900} \right] * 10^{-6} = 41.95 \text{ KN.m}$$

در ادامه مقدار لنگر پیچشی طراحی در تیر B را محاسبه می کنیم:

$$\rightarrow T_{uB} = \min \begin{cases} 60 \text{ KN.m} \\ \phi T_{cr} = 0.75 * 41.95 = 31.46 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\rightarrow T_{uB} = 31.46 \text{ KN.m}$$

مقدار لنگر خمشی M_{u2} در وسط تیر B_1 بعد از رخ دادن بازتوزیع لنگر را به صورت زیر محاسبه می کنیم:

$$\rightarrow \phi T_{cr} + M_{u2} = \frac{q_u L^2}{8} \rightarrow M_{u2} = \frac{q_u L^2}{8} - \phi T_{cr}$$

$$\rightarrow M_{u2} = \frac{(15 * 2) * 8^2}{8} - 31.46 = 208.54 \text{ KN.m}$$

در نهایت مقدار افزایش لنگر خمشی مورد نیاز M_u در وسط تیر B_1 را به صورت زیر محاسبه می کنیم:

$$M_{u2} - M_{u1} = 208.54 - 180 = 28.54 \text{ KN.m}$$

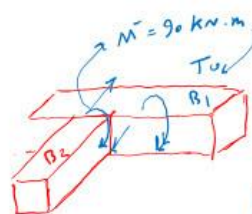
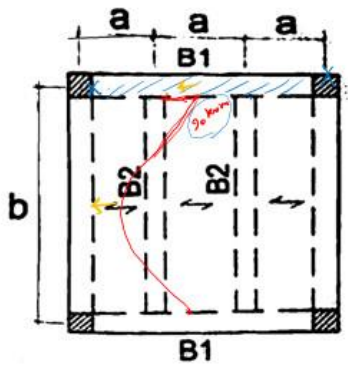
پاسخ سوال گزینه (۴)

این تست، مشابه تست آزمون مهر ۹۸ می باشد که در فیلم های آموزشی سبزسازه تشریح شده است.

تشابه

مهر ۹۸

در شکل زیر پلان یک سازه بتن آرمه کاملاً متقارن که به صورت در جا اجرا می شود نشان داده شده است عرض و ارتفاع تیرهای تیپ B1 به ترتیب ۵۰۰ و ۶۰۰ میلی متر و رده بتن مصرفی C25 فرض می شود. تحلیل سازه نشان می دهد که به ازای یکی از ترکیبات بارگذاری ثقلی (با بارهای مرده و زنده یکنواخت روی کل سطح پلان)، لنگر خمشی نهایی منفی در تکیه گاههای تیرهای تیپ B2 برابر 90 kN.m و لنگر خمشی نهایی مثبت در وسط دهانه آن ها برابر 175 kN.m است. چنانچه در نظر باشد تیرهای B1 برای کمترین پیچش طراحی شوند. لنگر خمشی نهایی مثبت تیرهای تیپ B2 به کدام یک از گزینه ها نزدیک خواهد بود؟ (از اثر ابعاد مقاطع در تحلیل مسئله صرف نظر نموده و نوع بتن معمولی فرض شود) (ویرایش شده)



$$? \varphi T_{cr}$$

$$\text{if } 90 > \varphi T_{cr}$$

$$T_{up} = \varphi T_{cr}$$

- 265 kN.m (1)
- 225 kN.m (2)
- 215 kN.m (3) ✓
- 175 kN.m (4)



۳۰- برای دال تخت به ضخامت 200 میلی متر با ستون میانی مربع به ابعاد 400 میلی متر با فرض برش منگنه ای $V_u = 500 \text{ kN}$ مقدار $\frac{A_v}{s}$ بدون لحاظ بارهای جانبی و لنگر نامتعادل کننده به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟

$$d = 160 \text{ mm}, f'_c = 25 \text{ Mpa}, f_{yt} = 300 \text{ Mpa}$$

$$10 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (۱)}$$

$$8 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (۲)}$$

$$6 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (۳)}$$

$$11 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (۴)}$$

سطح سوال: آسان

حل: طبق بند ۲-۳-۵-۸-۹ در صفحه ۱۲۷ و بند ۱-۲-۵-۸-۹ در صفحه ۱۳۴ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ داریم:

۹-۸-۵-۳-۲ برای اعضای دو طرفه با فولاد گذاری برشی، مقدار V_c که در مقاطع بحرانی محاسبه می‌شود نباید از حدود زیر بیش‌تر باشد:

الف- اگر از خاموت استفاده شده باشد:

$$v_c \leq 0.17 \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c} \quad (۹-۸-۲۱)$$

۹-۸-۵-۳-۱ مقطع بحرانی برای برش دو طرفه، سطح جانبی منشوری است که وجوه آن موازی با نیروی برشی بوده و محل آن‌ها باید طوری در نظر گرفته شود که محیط قاعده‌ی آن، b_0 حداقل باشد؛ ولی لازم نیست فاصله‌ی وجوه منشور از هر یک از موارد زیر کم‌تر از $0.5d$ در نظر گرفته شود.

الف- لبه‌ها و یا گوشه‌های ستون‌ها، بارهای متمرکز یا نواحی تکیه گاهی؛

ب- محل تغییر در ضخامت دال یا پی نظیر لبه‌های سر ستون، کنیبه یا کلاهک‌های برشی. عمق منشور در مقطع بحرانی برابر d است که برابر با متوسط عمق مؤثر دو جهت متعامد در نظر گرفته می‌شود.

۹-۸-۴-۴-۵ ضریب اصلاح تاثیر اندازه، λ_s ، به صورت زیر تعیین می‌شود.

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+d/250}} \leq 1.0 \quad (۹-۸-۱۴)$$

در این حالت V_s از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (۹-۸-۱۶)$$

رابطه V_u به صورت زیر می باشد:

$$V_u \leq \phi(V_c + V_s)$$

$$\phi = 0.75$$

$$v_c = 0.17 \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c} = 0.17 * 1 * 1 * \sqrt{25} = 0.85 \text{ KN}$$

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + \frac{160}{250}}} = 1.1 \not\leq 1 \text{ not ok } \times \rightarrow \lambda_s = 1$$

$$\lambda = 1$$



در ادامه مقدار b_o را برای ستون میانی محاسبه می کنیم:

$$a = 400 \text{ mm}$$

$$b_o = 4 * (a + d) = 4 * (400 + 160) = 2240 \text{ mm}$$

$$V_c = v_c * b_o * d = 0.85 * 2240 * 160 * 10^{-3} = 304640 \text{ KN}$$

$$V_s = F_{yt} d \frac{A_v}{s} = 300 * 160 * \frac{A_v}{s} = 48000 \frac{A_v}{s}$$

در نهایت مقدار $\frac{A_v}{s}$ را به صورت زیر محاسبه می کنیم:

$$V_u \leq \phi(V_c + V_s)$$

$$\rightarrow 500 * 10^3 \leq 0.75 * \left(304640 + 48000 \frac{A_v}{s} \right)$$

$$\rightarrow \frac{A_v}{s} \geq 7.542 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\rightarrow \frac{A_v}{s} \approx 8 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

پاسخ سوال گزینه (۲)

تشابه

این تست، با تست تالیفی شماره ۳۴ آزمون آنلاین اول سبزسازه، تشابه بسیار نزدیک دارد.

۳۴. سقف یک سازه بتن آرمه با استفاده از دال دوطرفه تخت به ضخامت ۳۵۰ میلی متر اجرا شده است. در اطراف ستون های میانی به ابعاد $600 * 600 \text{ mm}$ جهت تقویت مقاومت برشی در نظر است از خاموت بسته به قطر 10 mm استفاده شود. کدامیک از گزینه های زیر حداقل تعداد کل آرماتور عرضی را به درستی بیان می کند؟

$f_c = 25 \text{ mpa}$, $V_u = 1800 \text{ kN}$, $d = 0.9h$ بتن معمولی است فاصله ساق های خاموت برشی برابر 285 mm در نظر گرفته شود.

۳۲ (۱)

۲۴ (۲)

۲۸ (۳)

۳۶ (۴)

۳۱- مقدار مقاومت برشی دوطرفه تامین شده توسط بتن برای یک دال تخت بدون آرماتور برشی با ستون میانی مربع شکل به ابعاد 500 میلی متر چقدر است؟ با فرض



$f_c' = 25 \text{ Mpa}$ و بتن از نوع معمولی و $d = 160 \text{ mm}$

(۱) ۱.۶۵ مگاپاسکال

(۲) ۲.۵۵ مگاپاسکال

(۳) ۱.۸۵ مگاپاسکال

(۴) ۳.۱۵ مگاپاسکال

سطح سوال: آسان

حل: طبق بند ۹-۸-۳-۱ در صفحه ۱۲۷ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ داریم:

۹-۸-۴-۵ ضریب اصلاح تاثیر اندازه، λ_s ، به صورت زیر تعیین می‌شود.

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + d/250}} \leq 1.0 \quad (۹-۸-۱۴)$$

۹-۸-۳-۱ مقاومت برشی بتن برای اعضای دو طرفه‌ای که در آن‌ها از آرما تور برشی استفاده نشده باشد، کم‌ترین مقداری است که از سه رابطه‌ی زیر تعیین می‌شود.

$$v_c = 0.33 \lambda_s \lambda \sqrt{f_c'} \quad (۹-۸-۲۰-الف)$$

$$v_c = 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda_s \lambda \sqrt{f_c'} \quad (۹-۸-۲۰-ب)$$

$$v_c = 0.083 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_0} \right) \lambda_s \lambda \sqrt{f_c'} \quad (۹-۸-۲۰-پ)$$

در رابطه‌های فوق، β نسبت وجه بزرگ به وجه کوچک مقطع ستون است. همچنین مقدار α_s برای ستون‌های میانی، کناری و گوشه به ترتیب برابر با ۴۰، ۳۰ و ۲۰ منظور می‌شود. به علاوه λ_s ضریب اصلاح تاثیر اندازه بوده و بر اساس رابطه‌ی (۹-۸-۱۴) تعیین می‌شود.

رابطه مقاومت برشی دوطرفه تامین شده توسط بتن (v_c) به صورت زیر می باشد:

$$v_c = \min \begin{cases} 0.33 \lambda_s \lambda \sqrt{f_c'} \\ 0.17 \left[1 + \frac{2}{\beta} \right] \lambda_s \lambda \sqrt{f_c'} \\ 0.083 \left[2 + \frac{\alpha_s d}{b_0} \right] \lambda_s \lambda \sqrt{f_c'} \end{cases}$$



$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + \frac{160}{250}}} = 1.1 \not\leq 1 \text{ not ok } \times \rightarrow \lambda_s = 1$$

$$\lambda = 1$$

در ادامه مقدار b_o و α_s و β را برای ستون میانی محاسبه می کنیم:

$$a = 500 \text{ mm}$$

$$b_o = 4 * (a + d) = 4 * (500 + 160) = 2640 \text{ mm}$$

$$\alpha_s = 40$$

$$\beta = \frac{500}{500} = 1$$

در نهایت مقدار مقاومت برشی دوطرفه تامین شده توسط بتن (v_c) را به صورت زیر محاسبه می کنیم:

$$v_c = \min \begin{cases} 0.33 * 1 * 1 * \sqrt{25} = 1.65 \text{ Mpa} \quad \checkmark \\ 0.17 * \left[1 + \frac{2}{1}\right] * 1 * 1 * \sqrt{25} = 2.55 \text{ Mpa} \\ 0.083 \left[2 + \frac{40 * 160}{2640}\right] * 1 * 1 * \sqrt{25} = 1.84 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$v_c = 1.65 \text{ Mpa}$$

پاسخ سوال گزینه (۱)

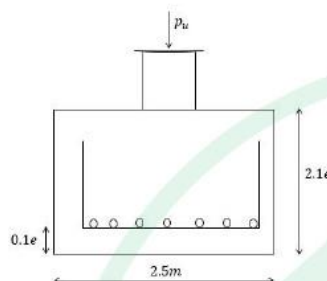
این تست، با تست تالیفی شماره ۱۷ آزمون جامع هفتم سبزسازه، تشابه بسیار نزدیک دارد.



تشابه

آزمون ورود به حرفه مهندسان - آزمون جامع ۷ سبزسازه 303C رشته عمران (محاسبات)

۱۷- به یک پی مربعی ساخته شده از بتن مسلح مطابق شکل، مقادیر نیروهای اعمال شده بدون ضریب مرده، زنده و زلزله به ترتیب $P_D = 300kN$ ، $P_L = 200kN$ و $P_E = 100kN$ بدست آمده است. ستون میانی متصل به این پی دارای ابعاد $500 * 500mm$ می باشد. اگر ابعاد پی $2.5 * 2.5m$ باشد، حداقل مقدار خروج از مرکزیت پی از نظر کنترل برش دوطرفه به کدامیک از گزینه های زیر بر حسب متر نزدیک تر است؟



- (۱) 0.07
- (۲) 0.08
- (۳) 0.09
- (۴) 0.06

۳۲- در طراحی یک عضو فشاری بر اساس الزامات روش تحلیل مستقیم و نیز بر اساس حالت های حدی کماتش خمشی، مقدار F_{cr} بحرانی برابر $0.5F_y$ برآورد شده است. اگر مقطع این عضو فشاری $IPB300$ باشد، طول این عضو فشاری به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟

$$F_y = 240 \text{ Mpa}, E = 2 * 10^5 \text{ Mpa}$$

- (۱) 5.5 متر
- (۲) 7.7 متر
- (۳) 6.6 متر
- (۴) 8.8 متر

سطح سوال: متوسط

حل: طبق بند ۱۰-۲-۳-۴ صفحه ۶۹ و بند ۱۰-۲-۱-۵-۱ صفحه ۴۳ مورد ۴ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ داریم:



۳-۴-۲-۱۰ مقاومت فشاری اسمی براساس کمانش خمشی در اعضای با مقطع بدون

اجزای لاغر

مقاومت فشاری اسمی (P_n)، اعضای فشاری با مقطع دارای یک یا دو محور تقارن بدون اجزای لاغر براساس کمانش خمشی حول محور موردنظر با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (۱-۴-۲-۱۰)$$

که در آن:

A_g = سطح مقطع کلی عضو

F_{cr} = تنش فشاری ناشی از کمانش خمشی که از روابط زیر به دست می‌آید:

الف) اگر $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (یا $\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$) باشد:

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y \quad (۲-۴-۲-۱۰)$$

۱-۵-۱-۲-۱۰ محدودیت‌ها و الزامات روش تحلیل مستقیم

برای تعیین مقاومت‌های موردنیاز اعضا و طراحی آن‌ها و تحلیل و طراحی به روش تحلیل مستقیم، باید محدودیت‌ها و الزامات زیر تأمین شوند:

الف - محدودیت‌ها

در تحلیل و طراحی به روش تحلیل مستقیم هیچ‌گونه محدودیتی وجود ندارد.

ب - الزامات

(۱) تحلیل سازه مطابق بند ۴-۱-۲-۱۰ براساس یکی از روش‌های تحلیلی مرتبه دوم باشد.

(۲) مطابق الزامات بند ۱-۱-۵-۱-۲-۱۰ آثار نواقص هندسی اولیه (شامل کجی و ناشاقولی) در تحلیل مرتبه دوم منظور شود.

(۳) مطابق الزامات بند ۲-۱-۵-۱-۲-۱۰ تحلیل مرتبه دوم براساس سختی کاهش یافته اعضا صورت گیرد.

(۴) مقاومت موجود کلیه اعضای دارای بار محوری فشاری با ضریب طول مؤثر یک ($K=1$) تعیین شود.

F_e = تنش کمانش الاستیک که مقدار آن عبارت است از:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2} \quad (۴-۴-۲-۱۰)$$

ابتدا فرض می‌شود که F_{cr} بر اساس حالت الف بدست آمده و در نهایت این فرض را کنترل می‌کنیم:

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y$$

$$F_{cr} = 0.5 F_y = 0.5 * 240 = 120 \text{ Mpa}$$

$$120 = \left(0.658 \frac{240}{F_e} \right) * 240 \rightarrow F_e = 144.92 \text{ Mpa}$$

فرض را کنترل می‌کنیم:



$$\frac{F_y}{F_e} = \frac{240}{144.92} = 1.656 \leq 2.25 \text{ ok } \checkmark$$

در روش تحلیل مستقیم داریم:

$$K = 1$$

در ادامه برای مقطع IPB300 طبق جدول اشتال پروفیل های فولادی داریم:

$$r_x = 130 \text{ mm}$$

$$r_y = 75.8 \text{ mm}$$

در نهایت مقدار طول عضو فشاری را به صورت زیر محاسبه می کنیم:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r_{min}}\right)^2}$$

$$\rightarrow 144.92 = \frac{\pi^2 * 2 * 10^5}{\left(\frac{1 * L}{75.8}\right)^2} \rightarrow L = 8846.5 \text{ mm} = 8.847 \text{ m}$$

پاسخ سوال گزینه (۴)

تشابه

این تست از تشابه بسیار زیاد با سوال ۱۵ کتابچه تمرین تست سبزسازه برخوردار است. همچنین مشابه این سوال در آزمون محاسبات بهمن ۱۳۹۴ نیز طرح شده بود که در ویدئو آموزشی مبحث دهم تور محاسبات سبزسازه مورد بررسی قرار گرفته است.

۱۵. ستون دو سر مفصل زیر از یک نیمرخ IPB260 تشکیل شده است. این ستون در وسط ارتفاع در جهت عمود بر جان تکیه‌گاه جانبی دارد. در صورتی که مقدار مقاومت فشاری طراحی این ستون برابر 196.57 ton باشد، طول این ستون به صورت تقریبی کدام است؟ (از وقوع کماتش پیچشی صرف نظر شود) ($F_y = 240 \text{ Mpa}$. LRFD)

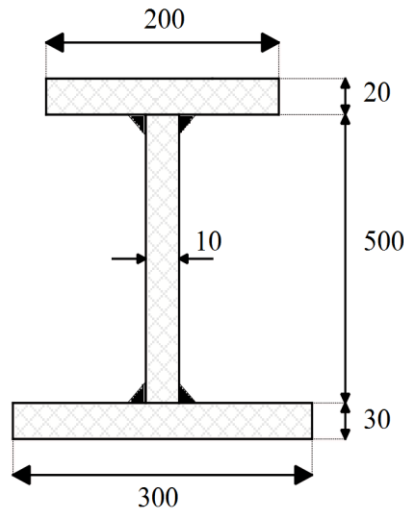
- (۱) 8 متر (۲) 4.7 متر (۳) 9.5 متر (۴) 7 متر

۱۲- ستون قوطی نوردشده با ابعاد $100 \times 100 \times 5$ میلی‌متر به صورت دو سر ساده مفروض است. اگر تنش فشاری اسمی ناشی از کماتش خمشی این ستون برابر 35 درصد تنش تسلیم باشد، طول ستون بر حسب متر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ مشخصات قوطی به صورت زیر است:

$$A_g = 18.7 \times 10^2 \text{ mm}^2, \quad r_x = r_y = 38.6 \text{ mm}, \quad F_y = 240 \text{ MPa}, \quad E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

- (۱) 6.0 (۲) 4.5 (۳) 5.0 (۴) 5.5

۳۳- اساس مقطع پلاستیک شکل زیر مطابق کدام یک از گزینه های زیر است؟ در شکل ابعاد به میلی متر است.



- (۱) $3875 * 10^3 \text{ mm}^3$
- (۲) $3425 * 10^3 \text{ mm}^3$
- (۳) $3120 * 10^3 \text{ mm}^3$
- (۴) $3695 * 10^3 \text{ mm}^3$

سطح سوال: آسان

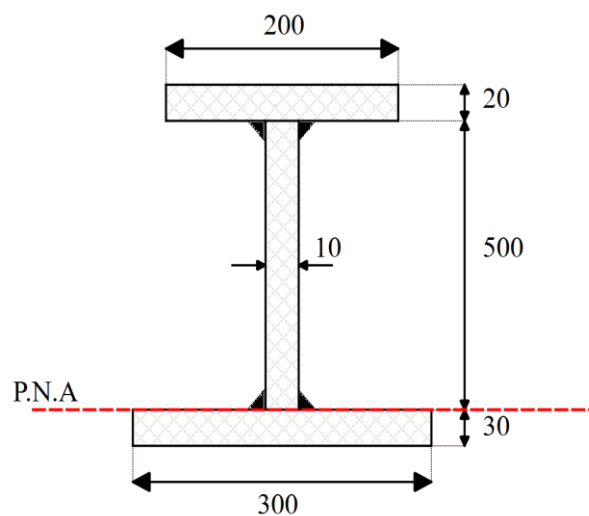
حل: طبق مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ داریم:

محور خنثی پلاستیک دقیقاً در قسمتی از مقطع می باشد که مساحت دو سمت آن کاملاً با هم برابر می باشند.

$$A_{\text{کل}} = 20 * 200 + 500 * 10 + 300 * 30 = 18000 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{\text{کل}}}{2} = \frac{18000}{2} = 9000 \text{ mm}^2$$

با کمی دقت می توان فهمید که تار خنثی پلاستیک دقیقاً روی بال پایینی مقطع ایجاد می شود:





$$Z = \sum A_i y_i$$

$$Z = (200 * 20 * 510) + (500 * 10 * 250) + (300 * 30 * 15)$$

$$Z = 3425 * 10^3 \text{ mm}^3$$

نکته: در صورت سوال بیان نشده است که اساس مقطع حول کدام محور مد نظر است، اما گزینه ها بیانگر این است که محور قوی مد نظر می باشد.

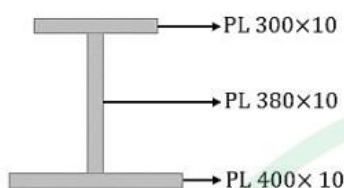
پاسخ سوال گزینه (۲)

نسخه پیچیده تر این تست در کتابچه تمرین تست سبز با مقطعی مشابه مقطع سوال کنونی وجود دارد.

همچنین مشابه این سوال در آزمون مهر ۱۴۰۲ نیز طرح شده بود، با این تفاوت که تفاوت خواسته دو سال، تنها یک ضرب در تنش تسلیم فولاد بوده است.

تشابه

۲۶. چنانچه فولاد بال پایینی و جان تیر I شکل زیر با $F_y = 240 \text{ Mpa}$ و فولاد بال بالایی آن با $F_y = 360 \text{ Mpa}$ باشد. مقدار لنگر پلاستیک این مقطع را نسبت به محور قوی آن بر حسب کیلونیوتن متر بدست آورید.



(۱) 483

(۲) 496

(۳) 422

(۴) 408

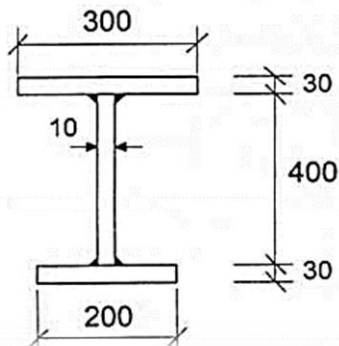
همانگونه که مقطع شکل سوال نیز گویاست، تشابه سوال مطرح شده در آزمون مهر ۱۴۰۲ با سوال مطرح شده در آزمون اسفند ۱۴۰۲ بسیار بالاست.

مثالهای متعددی در خصوص محاسبه اساس مقطع پلاستیک و نیز لنگر پلاستیک مقاطع مختلف، در آموزش ویدئویی مبحث دهم تور محاسبات سبزسازه وجود دارد.



۲۳- لنگر پلاستیک مقطع نشان داده شده در شکل زیر مطابق کدام یک از گزینه‌های زیر است؟

در شکل ابعاد به میلی‌متر است. $F_y = 360 \text{ MPa}$



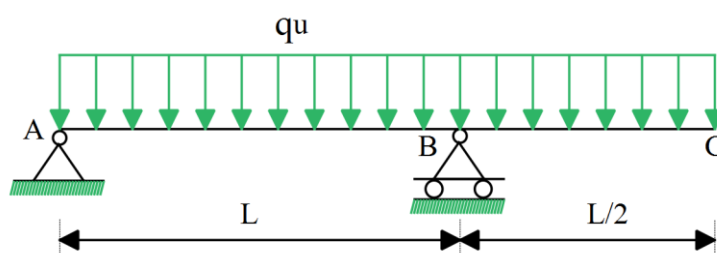
۱) 1224 kN.m

۲) 816 kN.m

۳) 1537 kN.m

۴) 1122 kN.m

۳۴- در تیر شکل زیر فرض کنید در نقاط A, B و C تکیه گاه‌های جانبی وجود دارد. مقدار ضریب اصلاح کماتش جانبی - پیچشی تیر در ناحیه AB به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ مقطع تیر I شکل و دارای دو محور تقارن فرض شود.



۱) 1.59

۲) 2.08

۳) 1.14

۴) 1.95

سطح سوال: متوسط

حل: طبق بند ۱۰-۲-۵-۱-۳ صفحه ۸۶ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ داریم:

۱۰-۲-۵-۳ برای اعضا با مقطع دارای یک محور تقارن و با انحنای ساده و خمش حول محور قوی و برای کلیه اعضا با مقطع دارای دو محور تقارن، ضریب اصلاح کمانش جانبی-پیچشی (C_b) در نمودار لنگر خمشی غیریکنواخت در حدفاصل دو مقطع مهارشده از رابطه زیر تعیین می‌گردد و مقدار آن نباید بزرگتر از ۳.۰ در نظر گرفته شود:

$$C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \leq 3.0 \quad (۱۰-۲-۵)$$

که در آن:

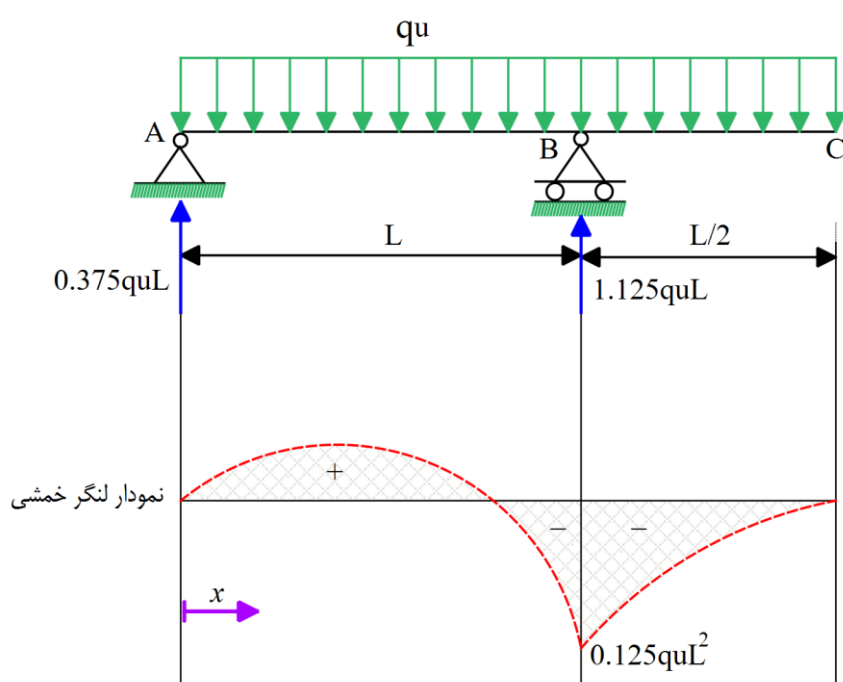
M_{max} = قدرمطلق لنگر خمشی حداکثر در حدفاصل دو مقطع مهارشده

M_A = قدرمطلق لنگر خمشی در نقطه $\frac{1}{4}$ طول مهارنشده

M_B = قدرمطلق لنگر خمشی در نقطه $\frac{1}{2}$ طول مهارنشده

M_C = قدرمطلق لنگر خمشی در نقطه $\frac{3}{4}$ طول مهارنشده

ابتدا لنگر خمشی در طول تیر را طبق تحلیل سازه‌ها ترسیم می‌کنیم:



محاسبه لنگر خمشی از سمت چپ در طول $x = \frac{L}{4}$:

$$\rightarrow M_A = 0.375quL * \frac{L}{4} - \frac{qu * \left(\frac{L}{4}\right)^2}{2} = 0.0625quL^2$$

محاسبه لنگر خمشی از سمت چپ در طول $x = \frac{L}{2}$:



$$\rightarrow M_B = 0.375q_u L * \frac{L}{2} - \frac{q_u * \left(\frac{L}{2}\right)^2}{2} = 0.0625q_u L^2$$

محاسبه لنگر خمشی از سمت چپ در طول $x = \frac{3L}{4}$:

$$\rightarrow M_C = 0.375q_u L * \frac{3L}{4} - \frac{q_u * \left(\frac{3L}{4}\right)^2}{2} = 0$$

محاسبه لنگر خمشی ماکزیمم در طول AB:

$$\rightarrow M_{max} = 0.125q_u L^2$$

در نهایت مقدار ضریب اصلاح کمانش جانبی پیچشی را به صورت زیر محاسبه می کنیم:

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

$$\rightarrow C_b = \frac{12.5 * 0.125q_u L^2}{2.5 * 0.125q_u L^2 + 3 * 0.0625q_u L^2 + 4 * 0.0625q_u L^2 + 3 * 0}$$

$$\rightarrow C_b = 2.0833 \leq 3 \quad \text{ok } \checkmark$$

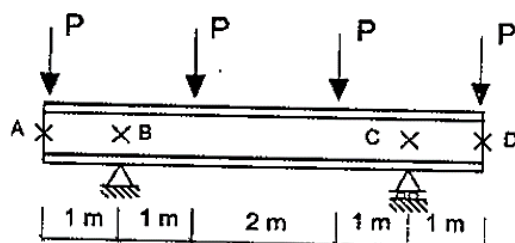
پاسخ سوال گزینه (۲)

محاسبه ضریب اصلاح کمانش پیچشی-جانبی C_b از جمله سوالات پرتکرار در آزمون های ادوار نظام مهندسی است که نمونه های مشابه زیادی دارد. از جمله سوال آزمون محاسبات مهر ۹۶ که در آموزش ویدئویی مبحث دهم مورد بررسی قرار گرفته است.

همچنین مشابه این سوال در آزمون جامع ۱ سبزشازه نیز قبلا طرح شده بود.

تشابه

۹- در تیر با مقطع IPE180 شکل زیر، فرض کنید در نقاطی که با علامت X مشخص شده است مهارهای جانبی وجود دارد. مقدار ضریب اصلاح کمانش پیچشی - جانبی (C_b) در ناحیه BC به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (از وزن واحد طول تیر صرف نظر شود).



۱.۰ (۱)

۱.۶۷ (۲)

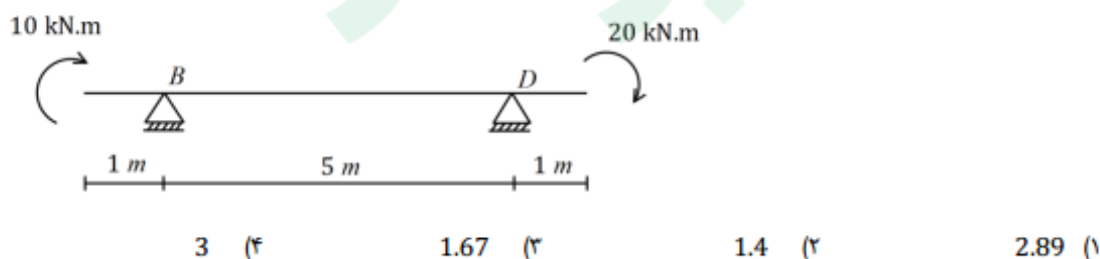
۳ (۳)

۵ (۴)



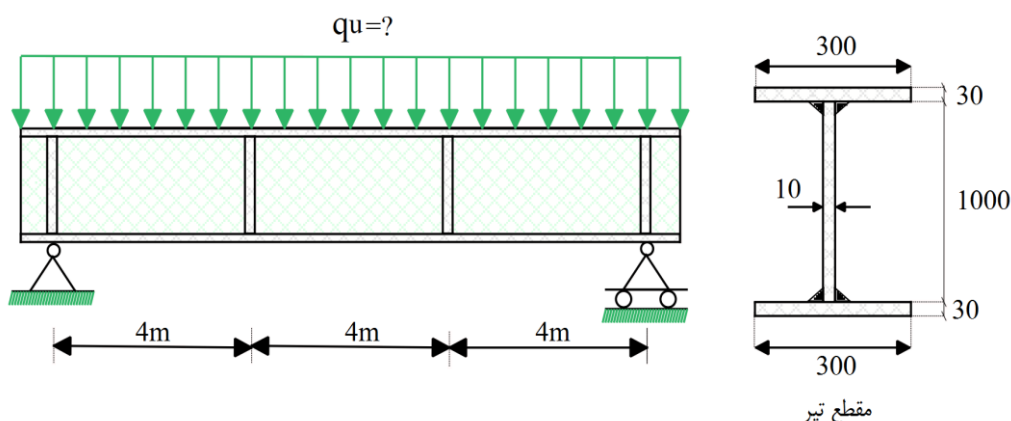
همانگونه که جزئیات سوالات مشابه نیز نشان داده، داوطلب در صورت مرور این نمونه سوالات قادر بوده تا به سوال کنونی آزمون اسفند ۱۴۰۲ پاسخ مناسبی بدهد.

۵۲- در شکل زیر ضریب کماتش پیچشی جانبی (C_b) در محدوده BD برای بخش دارای لنگر خمشی مثبت ثابت چقدر است؟ (تیر فقط در محل تکیه‌گاه دارای مهار جانبی کافی است. مقطع تیر از نوع تیر ورق بوده و ابعاد ورق فوقانی تیر 150×10 میلی‌متر بوده و ابعاد ورق تحتانی 210×10 میلی‌متر و ابعاد ورق جان 250×15 میلی‌متر می‌باشد.)



۳۵- در تیر دو سر ساده شکل زیر، سخت کننده های عرضی در فواصل 4 متری قرار دارند. فقط برای کنترل مقاومت برشی، در طراحی به روش LRFD حداکثر مقاومت مجاز q_u به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ در مقطع تیر ابعاد به میلی متر است.

$$f_y = 360 \text{ Mpa}, E = 2 \times 10^5 \text{ Mpa}$$



- (۱) 343 KN/m
- (۲) 154 KN/m
- (۳) 206 KN/m
- (۴) 229 KN/m

سطح سوال: متوسط

حل: طبق بند ۱۰-۲-۶-۱ صفحه ۱۲۵ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ داریم:



۱-۶-۲-۱۰ الزامات عمومی

در روش LRFD مقاومت برشی طراحی مساوی $\phi_v V_n$ و در روش ASD مقاومت برشی مجاز مساوی V_n/Ω_v است که در آن:

ϕ_v = ضریب کاهش مقاومت برشی بوده و برای کلیه الزامات این بخش برابر 0.9 است، به جز در مورد بند ۱-۶-۲-۱۰-الف که مقدار آن باید برابر 1.0 در نظر گرفته شود.

Ω_v = ضریب اطمینان مقاومت برشی بوده و برای کلیه الزامات این بخش برابر 1.67 است، به جز در مورد بند ۱-۶-۲-۱۰-الف که مقدار آن باید برابر 1.5 در نظر گرفته شود.

V_n = مقاومت برشی اسمی اعضا بوده که مطابق الزامات بندهای ۱-۶-۲-۱۰ تا ۱-۶-۲-۱۰ باید برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده براساس حالت‌های تسلیم برشی و کمانش برشی در نظر گرفته شود.

۱-۶-۲-۱۰ مقاومت برشی اسمی بدون در نظر گرفتن عمل میدان کششی

مقاومت برشی اسمی (V_n)، براساس حالت‌های حدی تسلیم برشی و کمانش برشی از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_{v1} \quad (۱-۶-۲-۱۰)$$

که در آن:

F_y = تنش تسلیم مشخصه فولاد جان

$A_w = d t_w$ = مساحت جان که برابر است با حاصل ضرب عمق کلی مقطع در ضخامت جان

C_{v1} = ضریب مقاومت برشی جان به شرح زیر:

الف) برای جان مقاطع I شکل نورد شده که $\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ باشد:

$$C_{v1} = 1 \quad (۲-۶-۲-۱۰)$$

ب) برای جان سایر مقاطع I شکل و ناودانی:

ب-۱) برای $\frac{h}{t_w} \leq 1.1 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$:

$$C_{v1} = 1 \quad (۳-۶-۲-۱۰)$$

ب-۲) برای $\frac{h}{t_w} > 1.1 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$:

$$C_{v1} = \frac{1.1}{\left(\frac{h}{t_w}\right)} \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \quad (۴-۶-۲-۱۰)$$

در روابط فوق، k_v ضریب کماتش برشی ورق جان بوده و به شرح زیر تعیین می‌شود:

- برای جان مقاطع بدون سخت‌کننده:

$$k_v = 5.34 \quad (۵-۶-۲-۱۰)$$

- برای جان مقاطع دارای سخت‌کننده و $a/h \leq 3$:

$$k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \quad (۶-۶-۲-۱۰)$$

- برای جان مقاطع دارای سخت‌کننده و $a/h > 3$:

$$k_v = 5.34 \quad (۷-۶-۲-۱۰)$$

در روابط فوق:

t_w = ضخامت جان مقطع

a = فاصله آزاد بین سخت‌کننده‌های عرضی جان

h = فاصله آزاد بین دو بال منهای گردی محل اتصال جان به بال، برای تیرهای نورد شده

= فاصله آزاد بین دو بال، برای مقاطع ساخته شده از ورق با اتصال جان به بال‌ها به وسیله جوش

= فاصله بین خطوط پیچ، برای مقاطع ساخته شده از ورق با اتصال جان به بال‌ها به وسیله پیچ

ابتدا نسبت $\frac{a}{h}$ را محاسبه می‌کنیم:

$$\frac{a}{h_{\text{ک}}} = \frac{4000}{1060} = 3.77 > 3 \rightarrow K_v = 5.34$$

$$a = 4000 \text{ mm}$$

$$h_{\text{ک}} = 1060 \text{ mm}$$

در ادامه نسبت $\frac{h}{t_w}$ را محاسبه می‌کنیم:

$$\frac{h}{t_w} > 1.1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}$$

$$\rightarrow \frac{h}{t_w} = \frac{1000}{10} = 100 > 1.1 \sqrt{\frac{5.34 * 2 * 10^5}{360}} = 59.91 \text{ ok } \checkmark$$

$$C_{v1} = \frac{1.1}{\frac{h}{t_w}} \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} = \frac{1.1}{100} * \sqrt{\frac{5.34 * 2 * 10^5}{360}} = 0.599$$

$$\rightarrow A_w = h_{\text{ک}} * t_w = 1060 * 10 = 10600 \text{ mm}^2$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$\phi_v = 0.9$$

$$V_n = 0.6F_y A_w C_{v1} = 0.6 * 360 * 10600 * 0.599 * 10^{-3} = 1371.47 \text{ KN}$$

$$L = 12m$$

$$\frac{q_u * 12}{2} \leq 0.9 * 1371.47 \rightarrow q_u \leq 205.72 \frac{\text{KN}}{m}$$

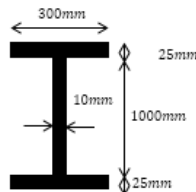
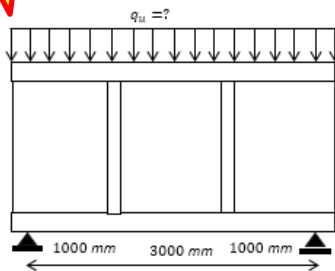
پاسخ سوال گزینه (۳)

تشابه این سوال با سوال تالیفی بررسی شده در ویدئو آموزشی مبحث دهم تور محاسبات سبزسازه بسیار قابل توجه است.

تالیفی

فقط بر اساس کنترل برش در چشمه های ابتدایی و انتهایی، حداکثر مقدار q_u قابل تحمل توسط تیر شکل زیر به کدام یک از گزینه ها نزدیک تر است؟
($f_y = 240 \text{ MPa}$)

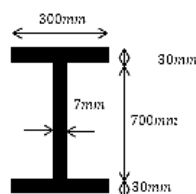
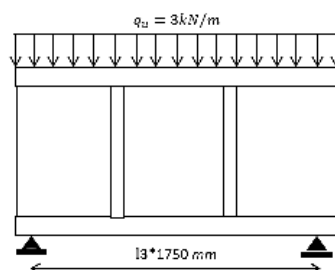
- 350 kN/m (1)
- 605 kN/m (2)
- 540 kN/m (3)
- 1360 kN/m (4)



همچنین در سوال تالیفی مشابه دیگری در ویدئو مبحث دهم، موضوع مقاومت برشی در تیر مورد بررسی قرار گرفته است:

تالیفی

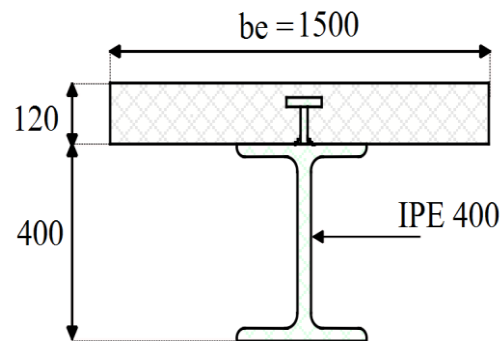
مقاومت برشی اسمی نشان داده شده در امتداد محور ضعیف مقطع بدون توجه به عمل میدان کششی بر حسب کیلونیوتن چقدر است؟ ($f_y = 240 \text{ mpa}$)



سوال فوق نیز مانند سوال قبل از تشابه خوبی با سوال مطرح شده در آزمون اسفند ۱۴۰۲ برخوردار است.

۳۶- در شکل زیر مقطع یک تیر دو سر ساده مختلط با عملکرد مختلط ناقص نشان داده شده است. اگر میزان عملکرد مختلط ناقص برابر 50 درصد باشد. در خصوص موقعیت محور خنثی پلاستیک مقطع تیر کدام یک از گزینه های زیر صحیح است؟ ابعاد روی شکل به میلی متر است.

$$F_y = 240 \text{ Mpa}, f_c' = 25 \text{ Mpa}$$



- (۱) موقعیت محور خنثی پلاستیک در داخل دال بتنی قرار دارد.
- (۲) موقعیت محور خنثی پلاستیک در داخل جان تیر فولادی قرار دارد.
- (۳) موقعیت محور خنثی پلاستیک درست در محل اتصال دال بتنی به تیر فولادی قرار دارد.
- (۴) موقعیت محور خنثی پلاستیک در داخل بال فوقانی تیر فولادی قرار دارد.

سطح سوال: سخت

حل: طبق بند ۱۰-۲-۸-۳-۳ موارد (الف-۱) و (ت-۱) صفحه ۱۵۵ و ۱۶۲ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ داریم:

۳-۳-۸-۲-۱۰ مقاومت خمشی موجود اعضای مختلط با مقطع فولادی و دال بتنی متکی بر آن

الف) در نواحی لنگر خمشی مثبت

در نواحی لنگر خمشی مثبت، مقاومت خمشی موجود اعضای مختلط با مقطع فولادی و دال بتنی متکی بر آن با عملکرد مختلط کامل در روش LRFD برابر $\phi_b M_n^+$ و در روش ASD برابر $\frac{M_n^+}{\Omega_b}$ است که باید براساس حالت حدی تسلیم به شرح زیر تعیین شود:

$$\phi_b = 0.9 \quad (\text{LRFD}) \quad \text{و} \quad \Omega_b = 1.67 \quad (\text{ASD})$$

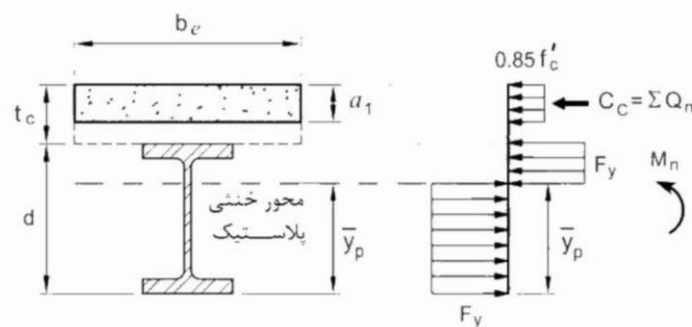
الف-۱) در صورتی که $\frac{h}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{E/F_y}$ باشد، M_n^+ مطابق شکل ۳-۸-۲-۱۰ باید براساس توزیع تنش پلاستیک بر روی مقطع مختلط تعیین شود.

که در آن:

t_w = ضخامت جان تیر فولادی

h = فاصله بین شروع گردی ریشه جان به بال برای نیمرخ‌های نوردشده و فاصله آزاد بین دو بال برای مقاطع ساخته شده از ورق

در صورتی که مقاومت برشگیرهای به صورت گل‌میخ یا ناودانی به کاررفته در حدفاصل حداکثر لنگر خمشی مثبت و لنگر خمشی صفر ($\sum Q_n$)، از کوچک‌ترین دو مقدار $A_s F_y$ و $0.85 f'_c A_c$ کمتر باشد، در این صورت تیر دارای عملکرد مختلط ناقص خواهد بود. در این حالت برای محاسبه مقاومت خمشی اسمی موجود، ابتدا باید یک بلوک فشاری فرضی به ارتفاع a از بالاترین تار مقطع جایگزین بتن شود، سپس مقدار a از رابطه $\sum Q_n / 0.85 f'_c b_{eff}$ محاسبه شده و پس از آن از طریق تعادل استاتیکی، مقدار لنگر خمشی اسمی تیر تعیین شود (شکل ۳-۸-۲-۱۰).



شکل ۳-۸-۲-۱۰: توزیع تنش پلاستیک در مقطع مختلط در حالت عملکرد مختلط ناقص

ت) مقاومت برشی موردنیاز بین تیر فولادی و دال بتنی

ت-۱) در نواحی لنگر خمشی مثبت

برش افقی موردنیاز کل (V_h) بین تیر فولادی و دال بتنی در فاصله نقطه حداکثر لنگر خمشی مثبت و نقطه لنگر خمشی صفر در حالت عملکرد مختلط کامل باید برابر کوچک‌ترین دو مقدار به‌دست‌آمده از حالت‌های حدی زیر در نظر گرفته شود:

۱- خردشدگی بتن مطابق رابطه زیر:

$$V_h = 0.85f'_c A_c \quad (20-8-2-10)$$

۲- تسلیم کششی مقطع فولادی مطابق رابطه زیر:

$$V_h = F_y A_s \quad (21-8-2-10)$$

تبصره: در ناحیه لنگر خمشی مثبت (فاصله بین نقطه حداکثر لنگر خمشی مثبت و نقطه لنگر خمشی صفر) چنانچه مقدار ΣQ_n مساوی یا بیش از V_h باشد تیر دارای عملکرد مختلط کامل، کمتر از V_h و مساوی یا بیشتر از $0.25V_h$ باشد تیر دارای عملکرد مختلط ناقص و کمتر از $0.25V_h$ باشد تیر بدون عملکرد مختلط در نظر گرفته می‌شود.

در روابط فوق:

A_c = سطح مقطع دال بتنی در محدوده پهنای مؤثر

A_s = مساحت مقطع فولادی

ΣQ_n = مقاومت اسمی برشگیرهای تعبیه‌شده در فاصله بین نقطه لنگر خمشی صفر و نقطه با حداکثر لنگر خمشی مثبت

چون در صورت سوال به تیر دو سر ساده اشاره نموده است، یعنی لنگر مثبت می باشد.

مطابق تبصره در بن (ت-۱) در صورتی که ΣQ_n کوچکتر از $0.25V_h$ باشد تیر بدون عملکرد مختلط است.

$$0.25V_h \leq \Sigma Q_n \leq V_h$$

تیر در بازه بالا بالا دارای عملکرد مختلط است. اما زمانی عملکرد مختلط به صورت ناقص است که ΣQ_n کوچکتر از V_h باشد، ولی نباید کوچکتر از $0.25V_h$ شود که در این حالت با احتساب ۵۰٪ عملکرد مختلط داریم:

$$0.25V_h < \Sigma Q_n \leq \frac{0.75 + 0.5}{2} V_h = 0.625V_h$$

در ادامه طبق توزیع پلاستیک داریم:

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

چون عملکرد ناقص است مطابق شکل ۳-۸-۲-۱۰ داریم:



$$\sum Q_n \leq \min\{A_s F_y, 0.85 F_c A_c\} * 0.625$$

$$A_s = 8450 \text{ mm}^2$$

$$A_c = 120 * 1500 = 180000 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow A_s F_y = 8450 * 240 = 2028000 \text{ N}$$

$$\rightarrow 0.85 F_c A_c = 0.85 * 25 * 180000 = 3825000 \text{ N}$$

$$\sum Q_n \leq \min\{2028000, 3825000\} * 0.625 = 1267500 \text{ N} = 1267.5 \text{ KN}$$

$$a_1 = \frac{\sum Q_n}{0.85 F_c b_{eff}} = \frac{1267500}{0.85 * 25 * 1500} = 39.76 \text{ mm}$$

$$C_s = \frac{A_s F_y - 0.85 F_c a_1 b_{eff}}{2} = \frac{2028000 - 0.85 * 25 * 39.76 * 1500}{2}$$

$$C_s = 380325 \text{ N}$$

$$C_s < b_f t_f F_y$$

برای IPE400 داریم:

$$b_f = 180 \text{ mm}$$

$$t_f = 13.5 \text{ mm}$$

$$380325 < 180 * 13.5 * 240 = 583200 \text{ N} \text{ OK } \checkmark$$

لذا محور خنثی پلاستیک در بال فوقانی مقطع قرار می گیرد.

پاسخ سوال گزینه (۴)

ضوابط بررسی مقاطع مختلط با عملکرد ناقص در ویدئو آموزشی بحث دهم به همراه جزئیات و روابط لازم بیان شده و داوطلب با بررسی روابط، قادر به پاسخگویی سوال مورد نظر بوده است.



تشابه

تعیین مقاومت خمشی تیرهای با عملکرد مختلط ناقص:

الف) در صورتی که $\frac{h}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ باشد، مقاومت خمشی اسمی می‌تواند بر اساس توزیع پلاستیک تنش در مقطع تعیین شود:

ارتفاع بلوک فشاری دال بتی (a_1) از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$0.85f_c * a_1 * b_e = \Sigma Q_n$$

$$\rightarrow a_1 = \frac{\Sigma Q_n}{0.85f_c * b_e}$$

در ادامه موقعیت محور خنثی پلاستیک محاسبه می‌شود:

$$\Sigma F_x = 0 \rightarrow C_s = \frac{A_s * f_y - 0.85f_c * a_1 * b_e}{2}$$

$$\text{if } C_s \leq b_f * t_f * f_y \rightarrow \bar{y}_p = d - \frac{C_s}{b_f * f_y}$$

در این حالت محور خنثی در داخل بال واقع شده است.

$$\text{if } C_s > b_f * t_f * f_y \rightarrow \bar{y}_p = d - t_f + \frac{b_f * t_f}{t_w} - \frac{C_s}{t_w * f_y}$$

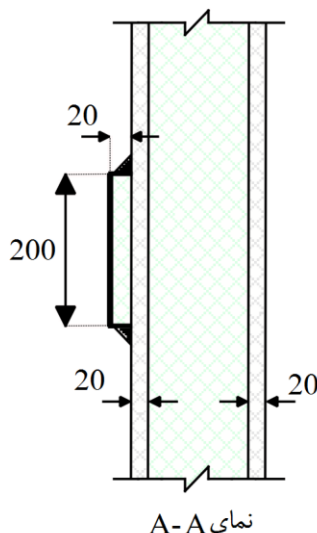
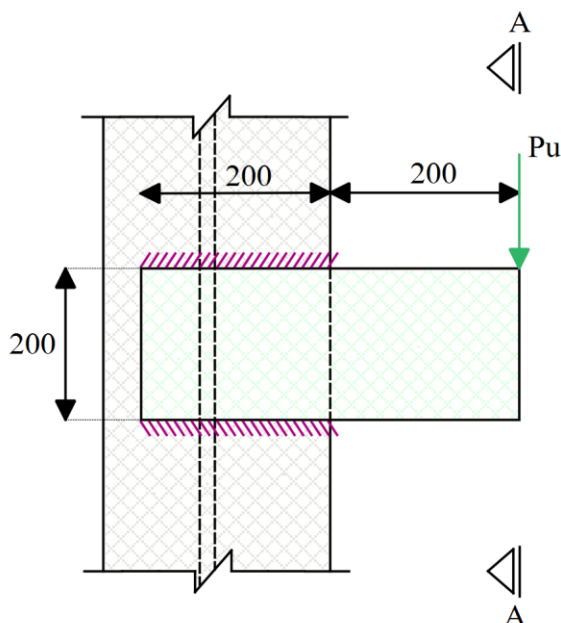
در این حالت محور خنثی در جان واقع شده است.

پس از تعیین محل محور خنثی پلاستیک نسبت به آن محور لنگرگیری می‌شود و مقاومت خمشی محاسبه می‌گردد.

۳۷- اتصال نشان داده شده در شکل زیر تحت اثر نیروی $P_u = 162 \text{ KN}$ قرار دارد. بر اساس روش LRFD و

فقط کنترل مقاومت فلز جوش، حداقل بعد محاسباتی جوش گوشه به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟

الکتروود مصرفی از نوع E60 و $f_y = 240 \text{ Mpa}$ و $E = 2 * 10^5 \text{ Mpa}$ فرض شود. در شکل ابعاد به میلی متر است.



12 mm (۱)

8 mm (۲)

15 mm (۳)

10 mm (۴)

سطح سوال: متوسط



حل: طبق بند ۱۰-۲-۹-۲-۴ صفحه ۲۰۰ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ داریم:

۱۰-۲-۹-۲-۴ مقاومت موجود جوش‌ها

مقاومت موجود جوش در طراحی به روش LRFD مساوی ϕR_n و در طراحی به روش ASD مساوی R_n/Ω بوده که در آن مقادیر ϕ و Ω مطابق جدول ۱۰-۲-۹-۳ تعیین می‌شوند و R_n مقاومت اسمی جوش است و باید به شرح زیر برابر کوچک‌ترین مقدار محاسبه شده براساس حالت‌های حدی مربوط به مصالح فلز پایه و حالت‌های حدی مربوط به فلز جوش در نظر گرفته شود:

الف) براساس مصالح فلز پایه

$$R_n = F_{nBM} A_{BM} \quad (۱۰-۲-۹-۲)$$

ب) براساس مصالح فلز جوش

$$R_n = F_{nW} A_{we} \quad (۱۰-۲-۹-۳)$$

که در آن:

$$F_{nBM} = \text{تنش اسمی فلز پایه مطابق جدول ۱۰-۲-۹-۳}$$

$$F_{nW} = \text{تنش اسمی فلز جوش مطابق جدول ۱۰-۲-۹-۳}$$

$$A_{BM} = \text{سطح مقطع فلز پایه}$$

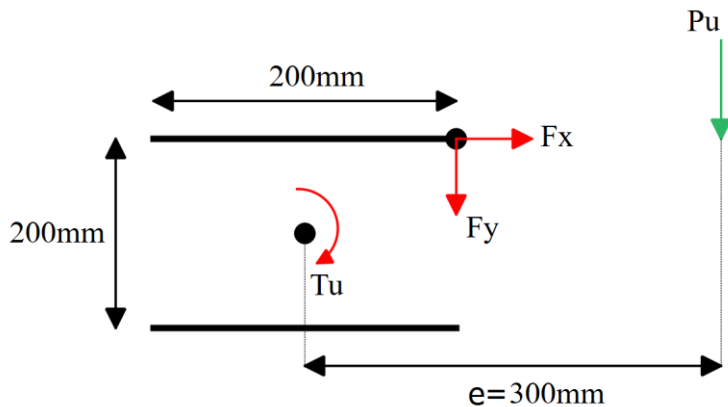
$$A_{we} = \text{سطح مقطع مؤثر جوش}$$

مطابق بند ۱۰-۲-۹-۴	مطابق بند ۱۰-۲-۹-۴	براساس فلز پایه	برشی	جوش گوشه
$F_{nw} = 0.6 F_{ue}$	$\phi = 0.75$ $\Omega = 2.0$	براساس فلز جوش (الکتروود مصرفی)		
طراحی ندارد			کششی یا فشاری، موازی یا محور جوش	

جدول ۱۰-۱-۶: مشخصات مکانیکی فولاد مغزده‌های اصلی الکتروود جوشکاری براساس استانداردهای مورد قبول این مبحث

کرنش نهایی (ϵ_u) (%)	تنش کششی نهایی (F_{ue}) (MPa)	AWS A5.1M	AWS A5.1	EN-ISO 2560	ISIRI 871
25	430	—	—	—	E-1
22	430	E43	E60	E43	E-2
18	490	E49	E70	E49	E-3
18	510	—	—	—	E-4
22	550	E55	E80	E55	E-5

جوش تحت لنگر پیچشی و نیروی برشی قرار دارد. بنابراین داریم:



$$T_u = P_u * e = 162000 * 300 = 48600000 \text{ N.mm}$$

در ادامه مقدار J برابر است با:

$$J = I_x + I_y = \frac{b * (3d^2 + b^2)}{6} = \frac{200 * (3 * 200^2 + 200^2)}{6}$$

$$J = 5333.34 * 10^3 \text{ mm}^4$$

تنش ناشی از لنگر پیچشی:

$$F_{tx} = \frac{T_u * y_i}{J} = \frac{48600000 * 100}{5333.34 * 10^3} = 911.25 \text{ Mpa}$$

$$F_{ty} = \frac{T_u * x_i}{J} = \frac{48600000 * 100}{5333.34 * 10^3} = 911.25 \text{ Mpa}$$

تنش برشی ناشی از نیروی محوری:

$$F_{vy} = \frac{P_y}{A_w} = \frac{162000}{2 * 200 * 1} = 405 \text{ Mpa}$$

در نهایت داریم:

$$\rightarrow F_{uv} = \sqrt{F_{tx}^2 + (F_{ty} + F_{vy})^2}$$

$$\rightarrow F_{uv} = \sqrt{911.25^2 + (911.25 + 405)^2} = 1600.9 \text{ Mpa}$$

$$\rightarrow F_{uv} \leq \phi F_{nw} t_e$$

$$\phi = 0.75$$

$$F_{nw} = 0.6 f_{ue} = 0.6 * 430 = 258 \text{ Mpa}$$

$$f_{ue} = 430 \text{ Mpa}$$

$$t_e = 0.707a$$

$$\rightarrow 1600.9 \leq 0.75 * 258 * 0.707a$$

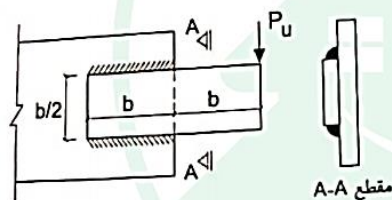
$$\rightarrow a \geq 11.7mm \rightarrow a = 12mm$$

پاسخ سوال گزینه (۱)

تشابه شکل این سوال با سوال آزمون محاسبات مهر ۹۸ که هم از نظر هندسه جوش و هم از نظر نوع بارگذاری کاملاً مشابه است.

تشابه

در اتصال جوشی شکل زیر اگر بعد جوش گوشه برابر a باشد، تنش برشی مورد نیاز در سول مقطع مؤثر جوش گوشه به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (فرض کنید جوش تحت اثر آزمایش التراسونیک قرار گرفته و مورد تأیید است. همچنین تعیین تنش جوش به روش تحلیل الاستیک مدنظر است).



$$\frac{4.7 p_u}{ab} \quad (۱)$$

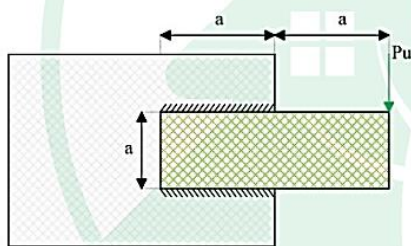
$$\frac{3.3 p_u}{ab} \quad (۲)$$

$$\frac{2.6 p_u}{ab} \quad (۳)$$

$$\frac{2.0 p_u}{ab} \quad (۴)$$

همچنین در سوال تالیفی کتابچه تمرین تست سازه، این فرم از جوش با بارگذاری مشابه تحت بررسی قرار گرفته است:

۷۳. در اتصال جوشی نشان داده شده در شکل روبرو، با حذف جوش ردیف پائین، تنش برشی حداکثر چند برابر می شود؟



$$4.5 \quad (۱)$$

$$4 \quad (۲)$$

$$5 \quad (۳)$$

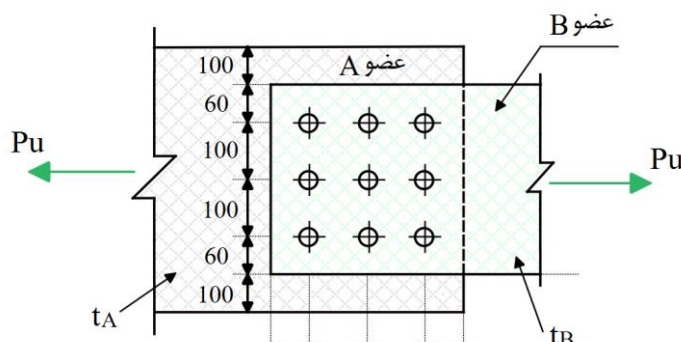
$$3.5 \quad (۴)$$

در سوال فوق، مسیر حل مشابه با حل سوال آزمون اسفند ۱۴۰۲ دنبال خواهد شد.

۳۸- در شکل زیر اتصال پیچی عضو کششی B به عضو کششی A نشان داده شده است. پهنای ویتور در عضو کششی A به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ در شکل ابعاد به میلی متر است.

$$500 \text{ mm} \quad (۱)$$

$$520 \text{ mm} \quad (۲)$$



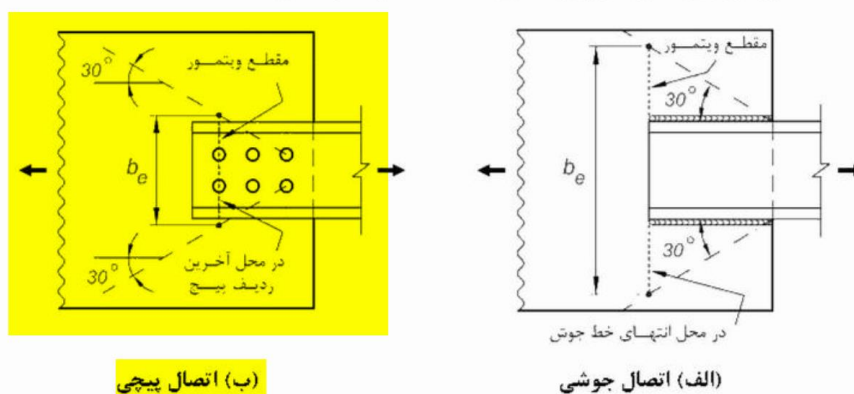
۴۳۰ mm (۳)

۳۲۰ mm (۴)

سطح سوال: آسان

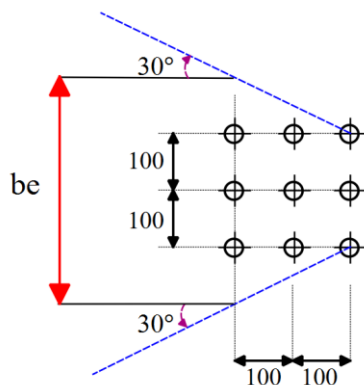
حل: طبق بند ۱۰-۲-۹-۴-۱ صفحه ۲۱۸ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ داریم:

تبصره: در تعیین سطح مقطع‌های فوق، پهنای مقطع جزء اتصال نباید از پهنای ویتمور مطابق شکل ۱۰-۲-۹-۱۶ بزرگ‌تر در نظر گرفته شود. اگر پهنای ویتمور خارج از پهنای ورق اتصال قرار گیرد، پهنای ورق اتصال ملاک محاسبه خواهد بود.



شکل ۱۰-۲-۹-۱۶: پهنای ویتمور در محل اتصال اعضا به ورق اتصال (ورق گاست)

پهنای ویتمور به صورت زیر می باشد:



$$b_e = (100 + 100) + 2 * 200 * \tan 30^\circ = 430.94 \text{ mm}$$

پاسخ سوال گزینه (۳)

طریقه محاسبه پهنای ویتمور در اتصالات در ویدئو آموزشی مبحث دهم تور محاسبات همراه با مثال تالیفی بررسی شده بود.

تشابه

تالیفی

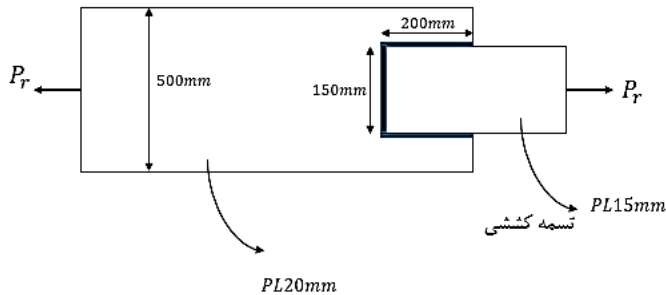
در تست قبلی مقاومت طراحی بر اساس حالت حدی تسلیم در مقطع ویتور بر حسب کیلونیوتن در کدام گزینه به درستی بیان شده است؟ (روش LRFD مد نظر است).

(۱) 1372

(۲) 1620

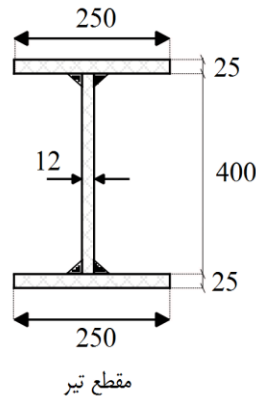
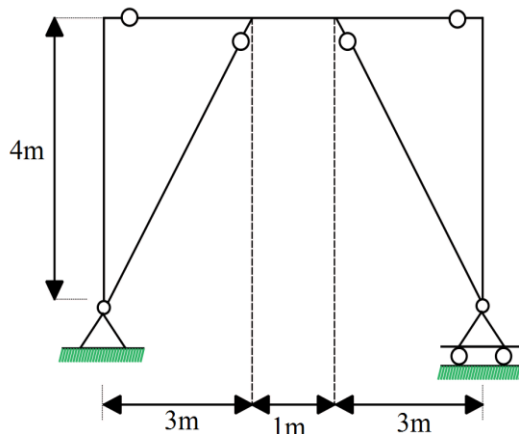
(۳) 1460

(۴) 1234



۳۹- در شکل زیر مدل ساده شده یک قاب مهاربندی شده و اگر (EBF) نشان داده شده است. بر اساس الزامات لرزه ای این نوع قاب ها و در طراحی به روش LRFD، حداقل مقاومت فشاری مورد نیاز اعضای مهاربندی به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ از آثار بارهای ثقلی صرف نظر نموده و فرض کنید مقدار نیروی محوری تیر پیوند برابر صفر است. در مقطع تیر ابعاد به میلی متر است.

$$E = 2 \times 10^5 \text{ Mpa} , f_y = 240 \text{ Mpa}$$



(۱) 1304 KN

(۲) 3156 KN

(۳) 1932 KN

(۴) 1449 KN

سطح سوال: سخت

حل: طبق بند ۱۰-۳-۴-۵-۲ صفحه ۳۴۱ و بند ۱۰-۳-۴-۳-۳-۳ صفحه ۳۳۸ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ داریم:

۱۰-۳-۴-۳ الزامات تحلیل

در قاب‌های مهاربندی شده واگرا مقاومت موردنیاز اعضای مهاربندی و اتصالات آن‌ها، ستون‌ها و تیرهای خارج از ناحیه تیر پیوند باید براساس نیروی زلزله محدود به ظرفیت (E_c) که در تیرهای پیوند ایجاد می‌گردد، تعیین شوند. برای این منظور این مقاومت‌های موردنیاز باید براساس تحلیلی که تحت اثر بارهای ثقلی (با ضرایبی که در حضور نیروی زلزله مورد استفاده قرار می‌گیرند) و اثرات لرزه‌ای که موجب ایجاد برشی برابر $1.25R_y V_n / \alpha_s$ در تیرهای پیوند با مقطع I شکل و $1.4R_y V_n / \alpha_s$ در تیرهای پیوند با مقطع قوطی شکل و نیروهای نظیر آن‌ها در دو انتهای تیر پیوند می‌شود، با رعایت استثنای زیر، تعیین شود؛ که در آن V_n مقاومت برشی اسمی تیر پیوند مطابق ضوابط بخش ۱۰-۳-۴-۳-۵-۲-ب، R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصه فولاد تیر پیوند و α_s برابر ۱.۰ در LRFD و برابر ۱.۵ در ASD است.

ب) مقاومت برشی اسمی تیر پیوند

مقاومت برشی موجود تیر پیوند [مقاومت برشی طراحی ($\phi_v V_n$) در LRFD و مقاومت برشی مجاز (V_n / Ω_v) در ASD] باید برابر کوچک‌ترین مقدار محاسبه شده براساس حالت‌های حدی تسلیم برشی در جان مقطع و تسلیم خمشی در دو انتهای تیر پیوند در مقطع کلی در نظر گرفته شود که در آن، ϕ_v ضریب کاهش مقاومت برابر ۰.۹، Ω_v ضریب اطمینان برابر ۱.۶۷ و V_n مقاومت برشی اسمی تیر پیوند است که باید به شرح زیر در نظر گرفته شود:

۱- براساس تسلیم برشی در جان مقطع

$$V_n = V_p \quad (۱۰-۳-۴-۳-۱)$$

۲- براساس تسلیم خمشی در مقطع کلی

$$V_n = \frac{2M_p}{e} \quad (۱۰-۳-۴-۳-۲)$$

در روابط فوق:

$$V_p = \begin{cases} 0.6F_y A_{tw} & \alpha_s P_r / P_y \leq 0.15 \\ 0.6F_y A_{tw} \sqrt{1 - (\alpha_s P_r / P_y)^2} & \alpha_s P_r / P_y > 0.15 \end{cases} \quad (۱۰-۳-۴-۳-۳)$$

$$M_p = \begin{cases} F_y Z & \alpha_s P_r / P_y \leq 0.15 \\ F_y Z \left(\frac{1 - \alpha_s P_r / P_y}{0.85} \right) & \alpha_s P_r / P_y > 0.15 \end{cases} \quad (۱۰-۳-۴-۳-۴)$$

جدول ۱۰-۳-۳-۱: مقادیر R_y و R_t فولاد و R_c بتن

مقادیر R_y و R_t فولاد		
R_t	R_y	نوع مصالح
۱.۱	۱.۲۵	مقاطع لوله‌ای و قوطی شکل نوردشده
۱.۱	۱.۲	سایر مقاطع نوردشده I شکل و H شکل و ناودانی و سپری و نبشی
۱.۱	۱.۱۵	مقاطع ساخته شده از ورق، ورق‌ها و تسمه‌ها
۱.۲	۱.۲	میلگردها

ابتدا مقدار مقاومت برشی اسمی تیر پیوند را به صورت زیر محاسبه می کنیم:

$$V_n = \min \left\{ V_p, \frac{2M_p}{e} \right\}$$

با توجه به صفر بودن نیروی محوری تیر پیوند P_r داریم:

$$P_r = 0$$

$$V_p = 0.6F_y A_{lw} = 0.6 * 240 * 400 * 12 * 10^{-3} = 691.2 \text{ KN}$$

$$\frac{2M_p}{e} = \frac{2 * F_y * Z}{e}$$

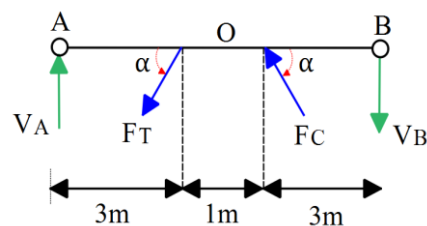
$$e = 1000 \text{ mm}$$

$$Z = 2 * 250 * 25 * 212.5 + 2 * 200 * 12 * \frac{200}{2} = 3136250 \text{ mm}^3$$

$$\frac{2 * F_y * Z}{e} = \frac{2 * 240 * 3136250}{1000} * 10^{-3} = 1505.4 \text{ KN}$$

$$V_n = \min \left\{ V_p, \frac{2M_p}{e} \right\} = \min \{ 691.2, 1505.4 \} = 691.2 \text{ KN}$$

با فرض نیروی کششی و فشاری برابر در مهاربندها داریم:



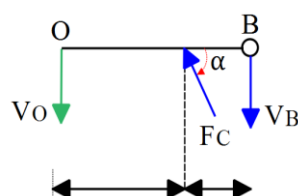
$$F_T = F_C$$

$$\sum M_A = 0 \rightarrow V_B * 7 = F_C \sin \alpha * 4 - F_C \sin \alpha * 3$$

$$\sin \alpha = \frac{4}{5}$$

$$V_B = \frac{F_C \sin \alpha}{7} = \frac{F_C * \frac{4}{5}}{7} = \frac{4F_C}{35}$$

در ادامه با برش در نقطه O در محل تیر پیوند برش این نقطه را محاسبه می کنیم:



$$\sum F_y = 0 \rightarrow V_B - F_C \sin \alpha + V_O = 0$$

$$V_O = F_C \sin \alpha - V_B = \frac{4F_C}{5} - \frac{4F_C}{35} = \frac{24F_C}{35}$$

در ادامه با توجه به بند ۱۰-۳-۳-۳ مقدار مقاومت عضو مهاربندی برای تیر پیوند با مقطع I شکل را می توان محاسبه نمود:

$$R_y = 1.15$$

$$\alpha_s = 1$$

$$V_O = \frac{1.25 R_y V_n}{\alpha_s} = \frac{1.25 * 1.15 * 691.2}{1} = 993.6 \text{ KN}$$

در نهایت داریم:

$$V_O = 993.6 = \frac{24F_C}{35} \rightarrow F_C = \frac{35 * 993.6}{24} = 1449 \text{ KN}$$

پاسخ سوال گزینه (۴)

۴۰- در خصوص قاب خمشی فولادی ویژه توام با دال بتنی سازه ای، کدام یک از عبارات های زیر صحیح است؟

(۱) در تمامی اتصالات گیردار پیش تایید شده در فاصله حداقل برابر ۲۵ میلی متر از طریق مصالح انعطاف پذیر باید از اتصال دال بتنی به وجوه ستون اجتناب شود.

(۲) در تمامی اتصالات گیردار پیش تایید شده مقدار ضریب C_{pr} یکسان است.

(۳) در تمامی اتصالات گیردار پیش تایید شده تعبیه سوراخ دسترسی الزامی است.

(۴) در تمامی اتصالات گیردار پیش تایید شده محدودیت نسبت دهانه آزاد تیر به عمق آن یکسان (مشابه) است.

سطح سوال: آسان

حل: طبق بند ۱۰-۷-۳-۱ بند (پ) مورد ۲ صفحه ۳۹۵ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ داریم:

**۱۰-۳-۷ الزامات عمومی**

در طراحی اتصالات پیش‌تأییدشده، علاوه بر الزامات فصل‌های ۱۰-۱ و ۱۰-۲ و الزامات لرزه‌ای عمومی بخش ۱۰-۳-۲ این مبحث، الزامات بخش‌های ۱۰-۳-۳ یا ۱۰-۳-۳-۳، حسب مورد، نیز باید رعایت شود. در تحلیل سازه، این اتصالات باید به‌صورت گیردار در نظر گرفته شوند. ضمناً کلیه اتصالات پیش‌تأییدشده باید دارای شرایط زیر باشند:

پ) ملاحظات اجرایی تیرها

تیرها باید مطابق الزامات بخش ۱۰-۳-۲-۸ دارای مهار جانبی باشند. علاوه بر الزامات آن بخش، به‌جز در اتصالات فلنجی پیش‌تأییدشده، تعبیه مهار جانبی اضافی در دو انتهای تیر در فاصله‌ای بین انتهای ناحیه حفاظت‌شده تا نصف عمق تیر بعد از آن، الزامی است. طول ناحیه حفاظت‌شده برای انواع مختلف اتصالات پیش‌تأییدشده، در بخش‌های مربوطه ارائه شده است. در قاب‌های خمشی با دال بتنی سازه‌ای، در صورتی که تیرها در فاصله میانی بین دو ناحیه حفاظت‌شده دارای برشگیرهای فولادی مدفون در بتن به فاصله حداکثر برابر ۳۰۰ میلی‌متر باشند، تعبیه مهارهای جانبی اضافی در محل‌های مذکور الزامی نیست. همچنین:

(۲) در قاب‌های خمشی با دال بتنی سازه‌ای، در فاصله حداقل برابر ۲۵ میلی‌متر از طریق مصالح انعطاف‌پذیر (نظیر یونولیت) باید از اتصال دال بتنی به وجوه ستون اجتناب شود.

طبق مورد ۲ بند ۱۰-۳-۷-۱ قسمت پ پاسخ سوال گزینه ۱ می باشد.

پاسخ سوال گزینه (۱)

بررسی ضوابط اتصالات گیردار از پیش تایید شده در قاب های خمشی، در کتابچه تمرین تست سازه در قالب تست‌های تالیفی ارائه شده است.

تشابه

۱۱۸. در مورد اتصال تیر به ستون برای قاب‌های خمشی متوسط و ویژه چند مورد از موارد زیر غلط نمی‌باشد؟

الف) اتصالات قاب خمشی متوسط باید قادر به تغییر شکل‌های دورانی 0.04 رادیان و قاب‌های خمشی ویژه 0.02 رادیان باشند.

ب) برای اتصالات قاب‌های خمشی متوسط و ویژه می‌توان از اتصال BFP استفاده کرد.

ج) استفاده از سایر اتصالات به جز اتصالات از پیش تایید شده در مورد قاب خمشی ویژه و متوسط نیازی به تایید مجدد ندارد.

د) با توجه به این که اتصالات قاب های خمشی ویژه باید دروان بیشتری را تحمل کنند بنابراین Mu طراحی آنها از Mu طراحی اتصالات خمشی متوسط بیشتر باشد.

1 (۱) 2 (۲) 3 (۳) 4 (۴)

۱۱۹. برای اتصالات تیر به ستون در یک سازه با قاب خمشی متوسط، در حالت اول از اتصالات گیردار تقویت‌نشده جوشی

(WUF-W) و در حالت دوم از اتصالات گیردار جوشی به کمک ورق‌های زیرسری و روسری (WFP) استفاده می‌شود.

در این صورت می‌توان گفت:

۱) مقاومت خمشی طراحی اتصال در حالت دوم بیشتر از حالت اول ولی از نظر مقاومت برشی طراحی برعکس می‌باشد.

۲) مقاومت خمشی طراحی اتصال در حالت اول بیشتر از حالت دوم ولی از نظر مقاومت برشی طراحی برعکس می‌باشد.

۳) هم از نظر مقاومت خمشی و هم از نظر نیروی برشی طراحی حالت اول از حالت دوم بیشتر است.

۴) هم از نظر مقاومت خمشی و هم از نظر نیروی برشی طراحی حالت دوم از حالت اول بیشتر است.

۴۱- در قاب خمشی فولادی ویژه با تیرهای فولادی با دال بتنی متکی بر آن و با اتصالات گیردار پیش تایید شده، در خصوص مهار جانبی تیرها کدام یک از عبارات های زیر صحیح نمی باشد؟

۱) مهار مقطع تیر از طریق مهار پیچشی نقطه ای همواره الزامی نیست.

۲) مهار هر دو بال تیر (هم بال فوقانی و هم بال تحتانی) به صورت جانبی همواره الزامی نیست.

۳) در محدوده ای که بین دال بتنی و تیر فولادی برشگیر مورد نیاز تعبیه شود، هر دو بال تیر (بال فوقانی و تحتانی) مهار شده محسوب می شود.

۴) در نواحی مفصل پلاستیک تعبیه مهار جانبی اضافی همواره الزامی نیست.

سطح سوال: آسان

حل: طبق بند ۱۰-۳-۲-۸-۲ بند (ب) صفحه ۲۶۸ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ داریم:

۱۰-۳-۲-۸-۲ مهارهای جانبی در اعضای با شکل پذیری زیاد

الف) تیرهای فولادی تنها

تیرهای فولادی تنها با شکل پذیری زیاد باید الزامات مهارهای جانبی تیرهای فولادی تنها با شکل پذیری متوسط را برآورده نمایند، با این تفاوت که در طول تیر فاصله مهارهای جانبی یا پیچشی نباید از $L_b = \frac{0.086 r_y E}{R_y F_y}$ بیشتر باشد، که در آن I_y شعاع ژیراسیون مقطع تیر نسبت به محور ضعیف است.

ب) تیرهای فولادی با دال بتنی متکی بر آن

در این نوع تیرها، در محدوده‌ای که بین دال بتنی و تیر فولادی برشگیر موردنیاز تعبیه شود، بال فوقانی تیر، مهارشده محسوب می‌شود. بال تحتانی تیر و بال فوقانی آن در سایر نواحی در صورت نیاز باید الزامات مهارهای جانبی حالت (الف) این بند را تأمین نمایند.

طبق بند ۱۰-۳-۲-۸-۲ قسمت ب گزینه سوم صحیح نیست و پاسخ سوال گزینه ۳ می باشد.

پاسخ سوال گزینه (۳)

ضوابط مهارهای جانبی تیرها در سطوح متوسط و ویژه در ویدئو آموزشی مبحث دهم تور محاسبات همراه با مثال تالیفی بررسی شده بود.

تشابه



۱۱-۱-۷. مهار جانبی در اعضای با شکل پذیری زیاد

۱۰-۳-۲-۸-۲ مهارهای جانبی در اعضای با شکل پذیری زیاد

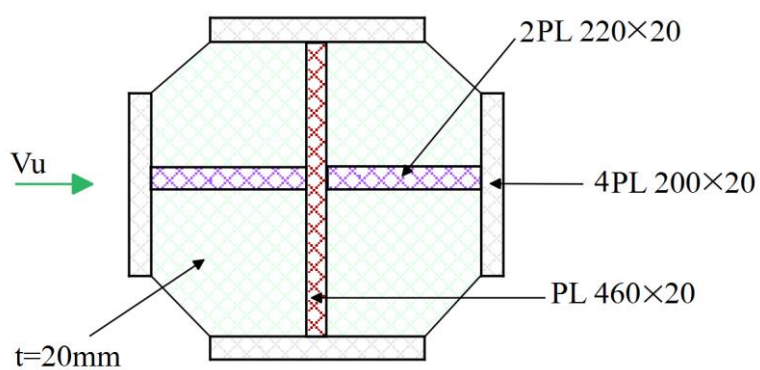
الف) تیرهای فولادی تنها

تیرهای فولادی تنها با شکل پذیری زیاد باید الزامات مهارهای جانبی تیرهای فولادی تنها با شکل پذیری متوسط را برآورده نمایند، با این تفاوت که در طول تیر فاصله مهارهای جانبی یا پیچشی نباید از $L_b = \frac{0.086 r_y E}{R_y F_y}$ بیشتر باشد، که در آن I_y شعاع ژیراسیون مقطع تیر نسبت به محور ضعیف است.

ب) تیرهای فولادی با دال بتنی متکی بر آن

در این نوع تیرها، در محدوده‌ای که بین دال بتنی و تیر فولادی برشگیر موردنیاز تعبیه شود، بال فوقانی تیر، مهارشده محسوب می‌شود. بال تحتانی تیر و بال فوقانی آن در سایر نواحی در صورت نیاز باید الزامات مهارهای جانبی حالت (الف) این بند را تأمین نمایند.

۴۲- هنگام کنترل برش در چشمه اتصال ستون صلیبی با مقطع شکل زیر، مساحت جان مورد استفاده در محاسبه مقاومت برشی موجود چشمه اتصال چه مقدار است؟ اندازه ها در شکل به میلی متر می باشد.



(۱) 16000 mm^2

(۲) 18000 mm^2

(۳) 14000 mm^2

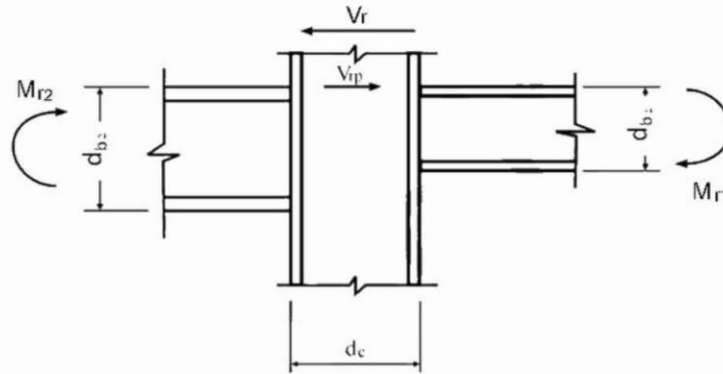
(۴) 10000 mm^2

سطح سوال: متوسط

حل: طبق بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۶ صفحه ۲۳۷ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ داریم:

۶-۱۰-۹-۲-۱۰ برش در چشمه اتصال

الزامات این بند مربوط به حالتی است که مطابق شکل ۲۸-۹-۲-۱۰ یک زوج نیروی متمرکز در یک یا هر دو بال عضو اثر می‌کند.



شکل ۲۸-۹-۲-۱۰: برش در چشمه اتصال

مقاومت برشی موجود چشمه اتصال در روش LRFD مساوی ϕR_n و در روش ASD مساوی R_n/Ω بوده که در آن ϕ (ضریب کاهش مقاومت)، Ω (ضریب اطمینان) و R_n (مقاومت برشی اسمی چشمه اتصال) براساس حالت حدی تسلیم برشی به شرح زیر تعیین می‌شوند:

$$\phi = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \text{و} \quad \Omega = 1.67 \text{ (ASD)}$$

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

۱- برای حالتی که $\alpha P_r \leq 0.4 P_y$ باشد:

$$R_n = 0.6 F_y d_c t_w \quad (۴۰-۹-۲-۱۰)$$

۲- برای حالتی که $\alpha P_r > 0.4 P_y$ باشد:

d_c = ارتفاع کلی مقطع ستون

t_w = ضخامت جان مقطع ستون

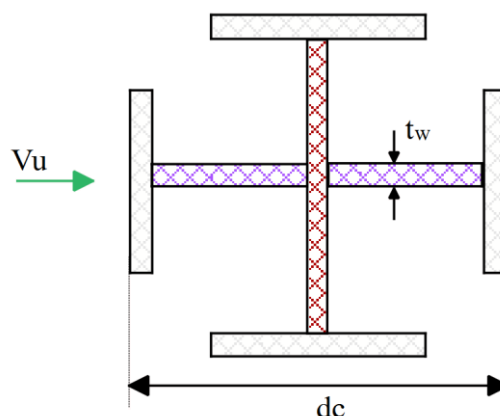
تبصره ۲: در کنترل برش در چشمه اتصال ستون‌های با مقطع صلیبی، مقاومت برشی موجود چشمه اتصال باید براساس جان موازی با نیروی وارده مقطع محاسبه شود. چنانچه ورق‌های بال در طولی حداقل برابر 300 میلی‌متر در بالا و پایین تیر با ورق‌های کمربندی به شکل هشت‌ضلعی درآید، در این صورت می‌توان از مساحت بال‌های موازی با نیروی وارده مقطع نیز استفاده کرد.

مساحت مورد استفاده در محاسبه مقاومت برشی موجود در چشمه اتصال به صورت زیر محاسبه خواهد شد:

$$A_w = d_c * t_w$$

t_w = ضخامت جان در راستای برش

d_c = عمق کلی ستون



$$t_w = 20 \text{ mm}$$

$$d_c = (2 * 20) + (2 * 220) + 20 = 500 \text{ mm}$$

$$\rightarrow A_w = d_c * t_w = 500 * 20 = 10000 \text{ mm}^2$$

تذکره: لازم به ذکر است که مطابق تبصره ۲ بند ۱۰-۹-۲-۱۰-۶ در صورتی که ورق های بال ستون در راستای تحت برش در طولی حداقل برابر ۳۰۰ میلی متر در بالا و پایین تیر با ورق های کمربندی به شکل هشت ضلعی درآید، در این صورت می توان از مساحت بال های موازی با نیروی وارده مقطع نیز استفاده کرد.

$$\rightarrow A_w = (500 * 20) + 2 * 200 * 20 = 18000 \text{ mm}^2$$

دقت شود که ورق با ضخامت ۲۰ میلی متر که در صورت سوال مشخص شده، به عنوان ورق پیوستگی بوده و ورق کمربندی نیست لذا امتیازی که این تبصره پیشنهاد داده است در این خصوص قابل اعمال نخواهد بود و مساحت دو بال موازی در کنترل برش چشمه لحاظ نخواهد شد. بنابراین با توجه به داده های صورت سوال می توان از مساحت بال ها صرف نظر کرد که در این حالت پاسخ سوال ۱۰۰۰۰ میلی متر مربع بوده و گزینه چهارم پاسخ سوال است.

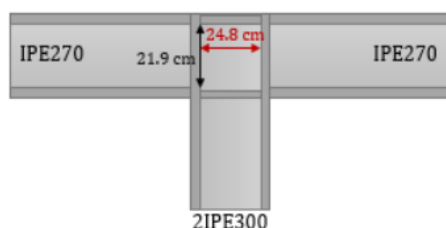
پاسخ سوال گزینه (۴)

ضوابط کنترل چشمه اتصال در قالب مثال های تالیفی در کتابچه تمرین تست سبزشازه بررسی شده است

تشابه

۹۷. در یک سازه با شکل پذیری ویژه، در صورتی که نسبت P_r به P_y برابر ۰.۴۵ و مقدار لنگر ایجاد شده در بر ستون (در انتهای تیرها) ۲۸ ton.m باشد بدون لحاظ تغییر شکل چشمه اتصال در تحلیل سازه، مقدار ضخامت هر ورق مضاعف چشمه اتصال را به دست آورید (شکل مقطع ستون در صورتی که ورق مضاعف در آن به کار رود نشان داده شده است).

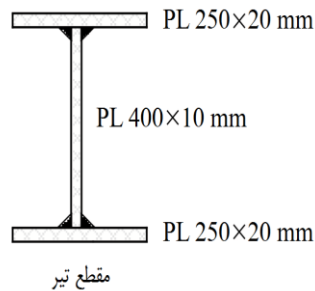
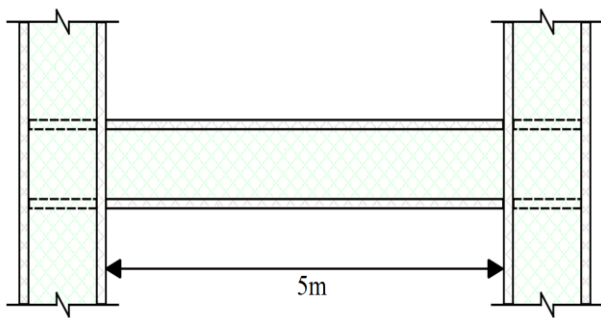
$$(f_y = 240 \text{ mpa}) \text{ (ASD)}$$



- ۱ cm (۱)
- ۲.۲ cm (۲)
- ۲.۵ cm (۳)
- ۴ cm (۴)

۴۳- حداکثر مقاومت خمشی مورد نیاز اتصال مقطع شکل زیر در قاب خمشی متوسط چه مقدار است؟ اتصال از نوع BFP می باشد. از بارهای ثقیل صرف نظر کنید.

$$S_h = 400 \text{ mm} , f_y = 235 \text{ Mpa}$$

(۱) 885 KN.m (۲) 618 KN.m (۳) 500 KN.m (۴) 675 KN.m

سطح سوال: متوسط

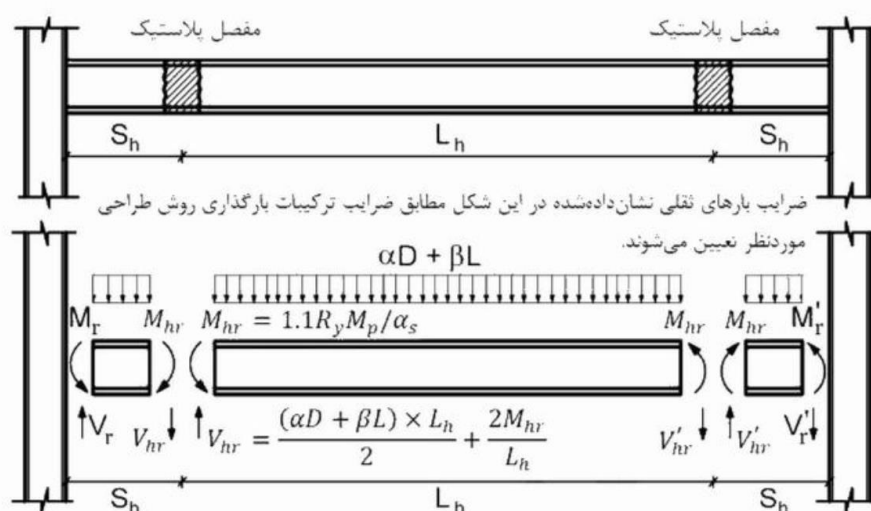
حل: طبق بند ۱۰-۳-۳-۶ صفحه ۲۹۲ و شکل ۱۰-۳-۳-۱ صفحه ۲۹۲ بحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ داریم:

۱۰-۳-۳-۶ اتصال تیر به ستون

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

الف) مقاومت خمشی موردنیاز (M_r) و مقاومت برشی موردنیاز (V_r) اتصال باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) که با آثار نیروی زلزله محدود به ظرفیت مؤلفه خمش در محل تشکیل مفاصل پلاستیک در طول تیر (E_c) ترکیب می‌شوند، تعیین شود. برای این منظور می‌توان از ضوابط بند ۱۰-۳-۳-۵ استفاده نمود. کلیه الزامات مندرج در بند ۱۰-۳-۹-۱۰ 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 موردنیاز اتصال تیر به ستون (در صورت وجود) باید براساس ترکیبات بارگذاری متعارف تعیین شود.



شکل ۱۰-۳-۳-۱: نمودار پیکره آزاد تیرهای باربر لرزه‌ای در قاب‌های خمشی متوسط

جدول ۱۰-۳-۳-۱: مقادیر R_y و R_t فولاد و R_c بتن

مقادیر R_t و R_y فولاد		
R_t	R_y	نوع مصالح
1.1	1.25	مقاطع لوله‌ای و قوطی شکل نورد شده
1.1	1.2	سایر مقاطع نورد شده I شکل و H شکل و ناودانی و سپری و نبشی
1.1	1.15	مقاطع ساخته شده از ورق، ورق‌ها و تسمه‌ها
1.2	1.2	میلگردها

$$M_r = M_{hr} + V_{hr} * S_h$$

با توجه به اینکه طراح در صورت سوال به نوع روش طراحی اشاره نکرده است، لذا با فرض روش $LRFD$ چون M_r بیشتری نسبت به روش ASD حاصل می شود. داریم:

$$M_{hr} = \frac{1.1R_yM_p}{\alpha_s}$$

طبق جدول ۱۰-۳-۳-۱ داریم:

$$R_y = 1.15$$

$$\alpha_s = 1$$

$$S_h = 400 \text{ mm} = 0.4 \text{ m}$$



$$M_p = ZF_y = 25 * 10^5 * 235 * 10^{-6} = 587.5 \text{ KN.m}$$

$$Z = 2 * 250 * 210 + 2 * 200 * 10 * 100 = 25 * 10^5 \text{ mm}^3$$

$$M_{hr} = \frac{1.1R_y M_p}{\alpha_s} = \frac{1.1 * 1.15 * 587.5}{1} = 743.19 \text{ KN.m}$$

$$V_{hr} = \frac{2 * M_{hr}}{L_h} = \frac{2 * 743.19}{5 - 2 * 0.4} = 353.9 \text{ KN}$$

در نهایت داریم:

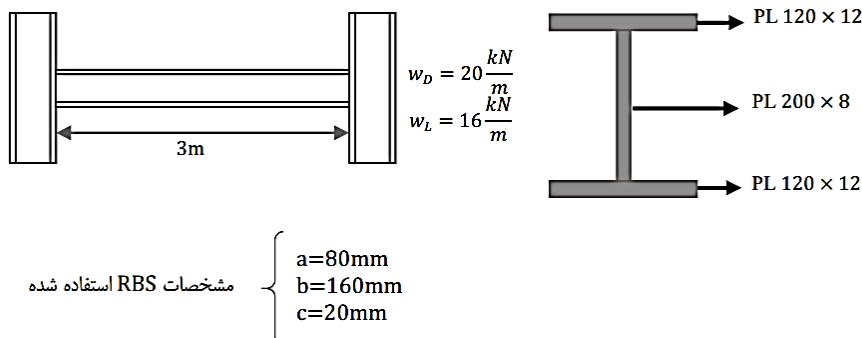
$$\rightarrow M_r = M_{hr} + V_{hr} * S_h = 743.19 + 353.9 * 0.4 = 884.75 \text{ KN.m}$$

پاسخ سوال گزینه (۱)

تشابه بسیار زیاد این سوال با سوال ۱۲۰ کتابچه تمرین تست سبزسازه

تشابه

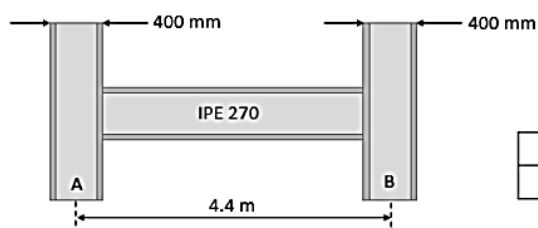
۱۲۰. مقطع تیر داده شده در یک سازه با قاب خمشی متوسط قرار دارد، در صورتی که اتصال تیر به ستون از نوع RBS باشد، لنگر خمشی مورد نیاز تیر در دو انتها چند کیلونیوتن متر می باشد؟ $(LRFD) F_y = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$



و نیز مشابهت بالای این سوال با سوال ۱۱۷ کتابچه تمرین تست سبزسازه



۱۱۷. تیر نشان داده شده عضو قاب خمشی معمولی می باشد. مقاومت خمشی و برشی طراحی اتصال تیر به ستون به ترتیب کدام باید در نظر گرفته شود؟ (LRFD)



W_D	W_L
10 kN/m	5 kN/m

(۱) $V=112.7 \text{ kN} - M=146.9 \text{ kN.m}$

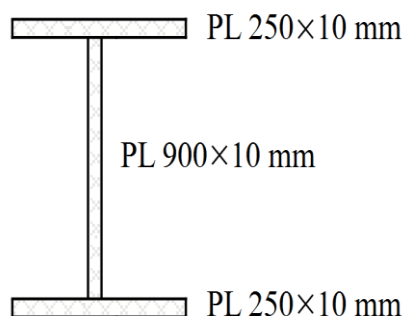
(۲) $V=110.7 \text{ kN} - M=146.9 \text{ kN.m}$

(۳) $V=112.7 \text{ kN} - M=153.3 \text{ kN.m}$

(۴) $V=110.7 \text{ kN} - M=153.3 \text{ kN.m}$

۴۴- در یک تیر فولادی دو سر ساده با مقطع شکل زیر، مقدار C_{v1} لازم جهت تامین مقاومت برشی مورد نیاز 0.9 گزارش شده است. حداکثر فاصله مجاز سخت کننده های عرضی در چشمه های ابتدایی و انتهایی در صورت نیاز به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟

$E = 2 * 10^5 \text{ Mpa} , f_y = 240 \text{ Mpa}$



(۱) 1000 mm

(۲) 2000 mm

(۳) 1600 mm

(۴) 2700 mm

سطح سوال: آسان

حل: طبق بند ۱۰-۲-۶-۱ صفحه ۱۲۵ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ داریم:



۱۰-۲-۶-۱ مقاومت برشی اسمی بدون در نظر گرفتن عمل میدان کششی

مقاومت برشی اسمی (V_n)، براساس حالت‌های حدی تسلیم برشی و کمانش برشی از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_{v1} \quad (۱-۶-۲-۱۰)$$

که در آن:

F_y = تنش تسلیم مشخصه فولاد جان

$d t_w = A_w$ = مساحت جان که برابر است با حاصل ضرب عمق کلی مقطع در ضخامت جان

C_{v1} = ضریب مقاومت برشی جان به شرح زیر:

$$\text{ب-۲) برای } \frac{h}{t_w} > 1.1 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} :$$

$$C_{v1} = \frac{1.1}{\left(\frac{h}{t_w}\right)} \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \quad (۴-۶-۲-۱۰)$$

در روابط فوق، k_v ضریب کمانش برشی ورق جان بوده و به شرح زیر تعیین می‌شود:

- برای جان مقاطع بدون سخت‌کننده:

$$k_v = 5.34 \quad (۵-۶-۲-۱۰)$$

- برای جان مقاطع دارای سخت‌کننده و $a/h \leq 3$:

$$k_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \quad (۶-۶-۲-۱۰)$$

$$C_{v1} = \frac{1.1}{\left(\frac{h}{t_w}\right)} \sqrt{\frac{K_V E}{F_y}}$$

$$0.9 = \frac{1.1}{\left(\frac{900}{10}\right)} \sqrt{\frac{K_V * 2 * 10^5}{240}} \rightarrow K_V = 6.5$$

در نهایت داریم:

$$\rightarrow K_V = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \rightarrow 6.5 = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{900}\right)^2} \rightarrow a = 1643 \text{ mm}$$

پاسخ سوال گزینه (۳)

تشابه

تشابه فوق العاده زیاد این سوال با سوال آزمون محاسبات مرداد ۹۴ که در ویدئوی آموزشی مبحث دهم تور محاسبات سبزه سازه بررسی شده بود.

مرداد ۹۴

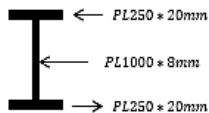
در یک تیر ورق با مقطع نشان داده شده در شکل زیر مقدار C_r لازم برای تامین مقاومت برشی مورد نیاز برابر ۰.۶ به دست آمده است، حداکثر فاصله مجاز سخت کننده های عرضی در چشمه های ابتدایی و انتهایی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ $E = 2 \times 10^5 MPa$, $F_y = 240 MPa$

(۱) ۱۴۰۰ میلی متر

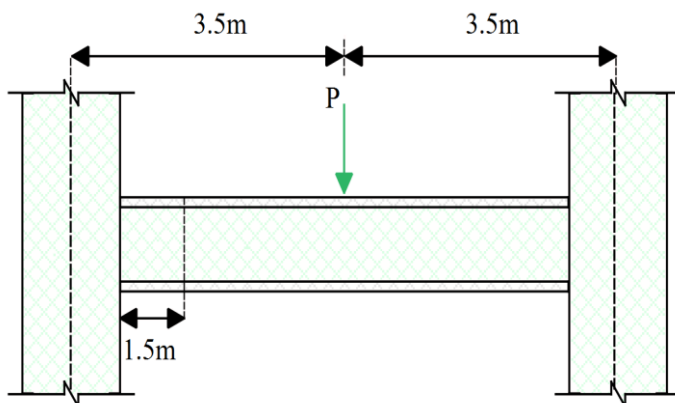
(۲) ۲۹۰۰ میلی متر

(۳) ۷۰۰ میلی متر

(۴) ۲۱۰۰ میلی متر



۴۵- در شکل بخشی از یک قاب خمشی متوسط، با اتصالات از نوع WUF-W نشان داده شده است. بارهای بدون ضریب مرده و زنده (غیر قابل کاهش در مقدار و ضریب) به ترتیب برابر است با $P_L = P_D = 100 KN$ در روش LRFD مقاومت خمشی مورد نیاز وصله تیر در فاصله ۱.۵ متری از هر ستون به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ ستون ها از قوطی با ابعاد مقطع ۴۰۰*۴۰۰ میلی متر و لنگر پلاستیک مقطع در کل طول تیر (ساخته شده از ورق) ۳۶۰ KN.m است. واحدها در شکل به متر است. (از مولفه قائم زلزله صرف نظر کنید)



(۱) ۴۹۵ KN.m

(۲) ۳۹۱ KN.m

(۳) ۳۶۰ KN.m

(۴) ۴۰۷ KN.m

سطح سوال: سخت

حل: طبق بند ۱۰-۳-۳-۲-۱۰ مورد الف صفحه ۲۹۴ و شکل ۱۰-۳-۳-۲-۱۰ صفحه ۲۹۲ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ داریم:

۱۰-۲-۳-۳-۱۰ وصله تیرها

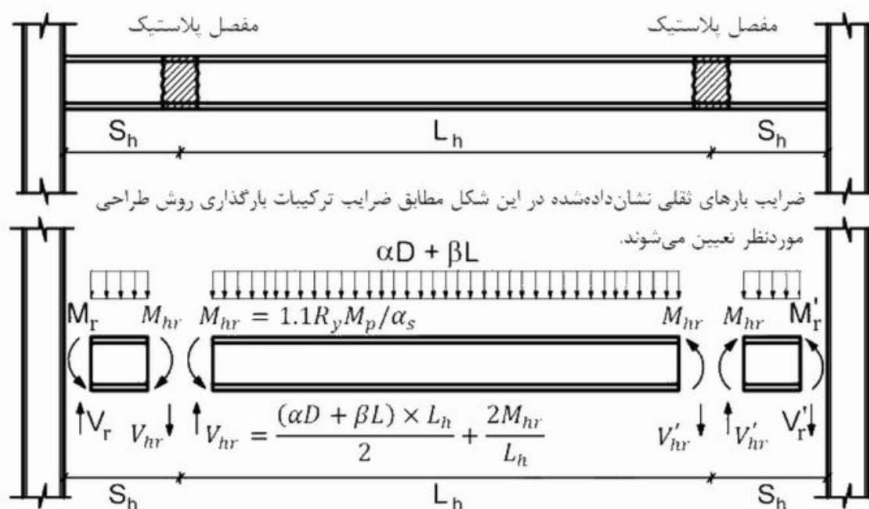
وصله تیرها باید الزامات بند ۱۰-۲-۳-۱۰ را تأمین نمایند. وصله مستقیم تیرها باید با استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل انجام شود. وصله غیرمستقیم تیرها می‌تواند از نوع جوشی یا پیچی باشد.

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

الف) مقاومت خمشی موردنیاز

مقاومت خمشی موردنیاز وصله تیرها باید براساس لنگر خمشی به‌دست‌آمده از پیکره آزاد شکل ۱۰-۲-۳-۳-۱۰ در محل وصله و با رعایت الزام بند ۱۰-۲-۳-۴-۵-ب تعیین شود. در هر حال مقاومت خمشی موردنیاز نباید از M_p / α_s کمتر در نظر گرفته شود، که در آن:

M_p = لنگر پلاستیک کوچک‌ترین مقطع وصله‌شونده تیر
 α_s = برابر ۱.۰ در روش LRFD و برابر ۱.۵ در روش ASD



شکل ۱۰-۲-۳-۳-۱۰: نمودار پیکره آزاد تیرهای باربر لرزه‌ای در قاب‌های خمشی متوسط

جدول ۱۰-۲-۳-۱۰: مقادیر R_y و R_t فولاد و R_c بتن

مقادیر R_y و R_t فولاد		
R_t	R_y	نوع مصالح
۱.۱	۱.۲۵	مقاطع لوله‌ای و قوطی‌شکل نوردشده
۱.۱	۱.۲	سایر مقاطع نوردشده I شکل و H شکل و ناودانی و سپری و نبشی
۱.۱	۱.۱۵	مقاطع ساخته شده از ورق، ورق‌ها و تسمه‌ها
۱.۲	۱.۲	میلگردها



$$P_u = 1.2P_D + P_L = 1.2 * 100 + 70 = 190 \text{ KN}$$

$$M_r = M_{hr} + V_{hr} * S_h$$

با توجه به طراحی به روش *LRFD* داریم:

$$M_{hr} = \frac{1.1R_y M_p}{\alpha_s}$$

طبق جدول ۱۰-۳-۱ داریم:

$$R_y = 1.15$$

$$\alpha_s = 1$$

با توجه به اتصالات از نوع WUF-W داریم:

$$S_h = 0$$

$$M_p = 360 \text{ KN.m}$$

$$M_{hr} = \frac{1.1R_y M_p}{\alpha_s} = \frac{1.1 * 1.15 * 360}{1} = 455.4 \text{ KN.m}$$

$$L_h = 7 - 2 * \frac{0.4}{2} = 6.6 \text{ m}$$

$$V_{hr}^L = \frac{2 * M_{hr}}{L_h} + \frac{P_u}{2} = \frac{2 * 455.4}{6.6} + \frac{190}{2} = 233 \text{ KN}$$

$$V_{hr}^R = \frac{2 * M_{hr}}{L_h} - \frac{P_u}{2} = \frac{2 * 455.4}{6.6} - \frac{190}{2} = 43 \text{ KN}$$

در ادامه داریم:

$$M_r^L = M_{hr} - V_{hr}^L * 1.5 = 455.4 - 233 * 1.5 = 105.9 \text{ KN.m}$$

$$M_r^R = M_{hr} - V_{hr}^R * 1.5 = 455.4 - 43 * 1.5 = 390.9 \text{ KN.m}$$

در نهایت مقدار مقاومت خمشی مورد نیاز وصله را به صورت زیر محاسبه می کنیم:

$$\rightarrow M_{u_{\text{وصله}}} \geq \max\{M_r^L, M_r^R, M_p\}$$

$$\rightarrow M_{u_{\text{وصله}}} \geq \max\{105.9, 390.9, 360\} = 390.9 \text{ KN.m}$$

پاسخ سوال گزینه (۲)

تشابه بسیار زیاد این سوال با سوال ۱۳۱ کتابچه تمرین تست سبزسازه

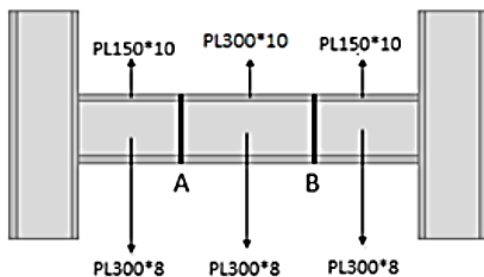
تشابه

سوالات مبحث ۱۰

گروه صنعتی سبزسازه



۱۳۱. مطابق شکل داده شده از یک سازه با شکل پذیری ویژه وصله‌ها در نقاط A و B مفروض است وصله بصورت غیرمستقیم می‌باشد. حداقل طول X و نیز حداقل مقاومت خمشی وصله باید چند کیلونیوتن-متر در نظر گرفته شود؟ (LRFD)



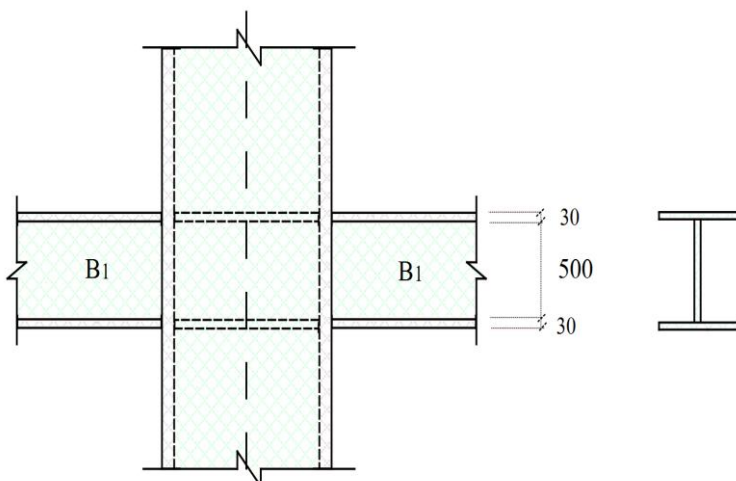
$$Mu=154.8 \text{ kN.m} - x=188 \text{ mm} \quad (۱)$$

$$Mu=239.8 \text{ kN.m} - x=188 \text{ mm} \quad (۲)$$

$$Mu=139.3 \text{ kN.m} - x=450 \text{ mm} \quad (۳)$$

$$Mu=239.8 \text{ kN.m} - x=450 \text{ mm} \quad (۴)$$

۴۶- در اتصال نوع WUF-W نشان داده شده در شکل که مربوط به یک سازه با قاب خمشی ویژه است. مقاومت برشی مورد نیاز در چشمه اتصال بدون احتساب برش در ستون برابر 6500 kN محاسبه شده است. برای طراحی ورق های پیوستگی مقاومت مورد نیاز در وجه ستون به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ ستون از نوع قوطی و روش محاسبه LRFD است. برای سادگی از بارهای ثقلی وارد بر تیرها صرف نظر شده است. در شکل ابعاد به میلی متر است.



$$5433 \text{ KN} \quad (۱)$$

$$4353 \text{ KN} \quad (۲)$$

$$5343 \text{ KN} \quad (۳)$$

$$3435 \text{ KN} \quad (۴)$$

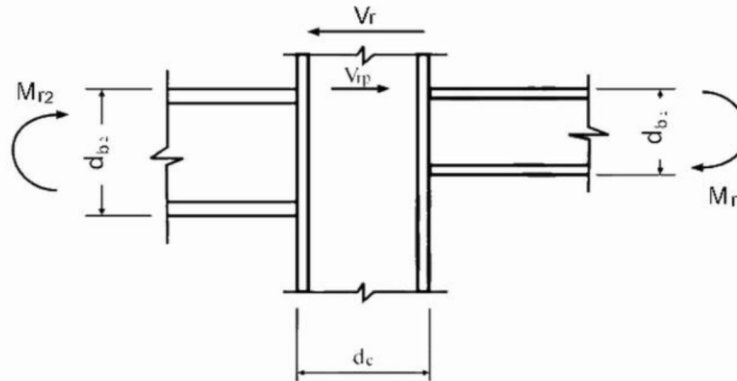
سطح سوال: متوسط

حل: طبق بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۶ صفحه ۲۳۷ و ۲۳۸ و رابطه ۱۰-۲-۹-۴۴ صفحه ۲۳۸ و مطابق بند ۱۰-۳-۳-۱۰ قسمت (ت) در

صفحه ۳۰۶ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ داریم:

۶-۱۰-۹-۲-۱۰ برش در چشمه اتصال

الزامات این بند مربوط به حالتی است که مطابق شکل ۲۸-۹-۲-۱۰ یک زوج نیروی متمرکز در یک یا هر دو بال عضو اثر می کند.



شکل ۲۸-۹-۲-۱۰: برش در چشمه اتصال

مقاومت برشی موجود چشمه اتصال در روش LRFD مساوی ϕR_n و در روش ASD مساوی R_n/Ω بوده که در آن ϕ (ضریب کاهش مقاومت)، Ω (ضریب اطمینان) و R_n (مقاومت برشی اسمی چشمه اتصال) براساس حالت حدی تسلیم برشی به شرح زیر تعیین می شوند:

$$\phi = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \text{و} \quad \Omega = 1.67 \text{ (ASD)}$$

مطابق شکل ۲۸-۹-۲-۱۰، در چشمه اتصال مقاومت برشی مورد نیاز (V_{rp}) از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$V_{rp} = \frac{M_{r1}}{d_{b1}} + \frac{M_{r2}}{d_{b2}} - V_r \quad (۴۴-۹-۲-۱۰)$$

که در آن:

- d_{b1} و d_{b2} = به ترتیب ارتفاع های کل مقاطع تیرهای سمت چپ و راست چشمه اتصال
- M_{r1} و M_{r2} = به ترتیب لنگرهای خمشی انتهایی تیرهای سمت چپ و راست چشمه اتصال با رعایت جهت لنگرهای وارده ناشی از ترکیبات مختلف بارگذاری متناظر با روش طراحی که در روش LRFD با M_{u1} و M_{u2} و در روش ASD با M_{a1} و M_{a2} نشان داده می شوند.
- V_r = نیروی برشی ستون در بالای چشمه اتصال ناشی از ترکیبات مختلف بارگذاری متناظر با روش طراحی که در روش LRFD با V_u و در روش ASD با V_a نشان داده می شود.



۱۰-۳-۳-۳-۱۰ ورق‌های پیوستگی

ت) در صورتی که در محل اتصال بال تیر یا ورق‌های روسری یا زیرسری به بال ستون، مقدار مقاومت موردنیاز از مقادیر مقاومت موجود که براساس ضوابط بند ۱۰-۹-۲-۱۰ محاسبه می‌شود، تجاوز نماید. برای محاسبه این مقاومت موردنیاز لازم است مقدار مقاومت خمشی موردنیاز در محل اتصال تیر به ستون که براساس ضوابط بند ۱۰-۳-۳-۳-۱۰-الف محاسبه می‌شود، ملاک عمل قرار گیرد. در این گونه موارد ورق‌های پیوستگی باید الزامات بند (ث) را تأمین نمایند.

یادداشت: در اتصالاتی که تیر از طریق جوش بال یا ورق‌های اتصال به ستون متصل می‌شود، در محل اتصال بال تیر یا ورق‌های روسری یا زیرسری به ستون، مقدار مقاومت موردنیاز (P_f) می‌تواند از رابطه زیر تعیین شود:

$$P_f = \frac{M_f}{\alpha_s d^*} \quad (۱۰-۳-۳-۳-۱۰)$$

در رابطه ۱۰-۳-۳-۳-۱۰، M_f مقدار مقاومت خمشی موردنیاز در محل اتصال تیر به ستون است که براساس ضوابط بند ۱۰-۳-۳-۳-۱۰-الف محاسبه می‌شود. d^* فاصله بین مراکز سطح بال‌های تیر یا ورق‌های روسری و زیرسری بوده و α_s برابر ۱.۰ در روش LRFD و برابر ۱.۵ در روش ASD است.

با توجه به رابطه ۱۰-۲-۹-۲۴ داریم:

$$V_{rp} = \frac{M_{r1}}{d_{b1}} + \frac{M_{r2}}{d_{b2}} - V_r$$

$$M_{r2} = M_{r1} = M_r$$

$$d_{b1} = d_{b2} = d_b = 560 \text{ mm}$$

$$V_r = 0$$

$$V_{rp} = \frac{2M_r}{d_b}$$

$$6500 * 10^3 = \frac{2M_r}{560} \rightarrow M_r = \frac{6500 * 10^3 * 560}{2} * 10^{-6}$$

$$\rightarrow M_r = 1820 \text{ KN.m}$$

در نهایت مقدار مقاومت مورد نیاز در وجه ستون در طراحی به روش LRFD را به صورت زیر محاسبه می‌کنیم:

$$P_f = \frac{M_f}{\alpha_s * d^*}$$

$$M_f = M_r$$

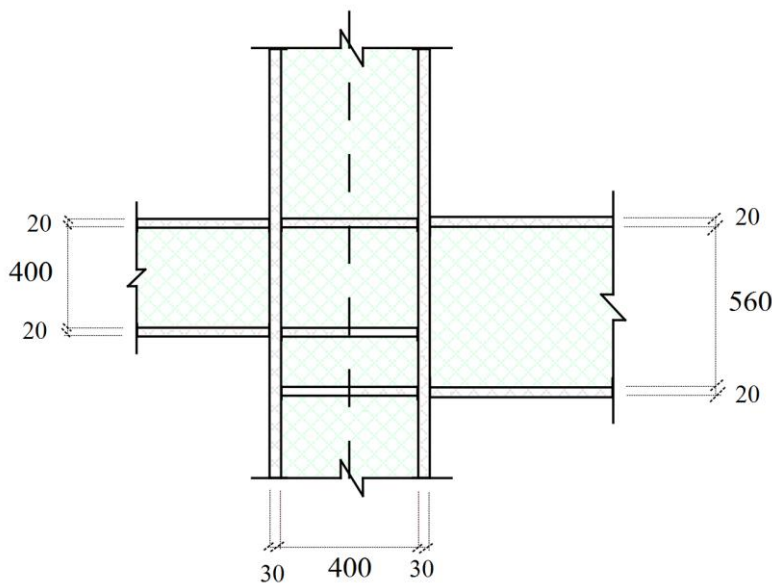
$$\alpha_s = 1$$

$$d^* = 500 + \frac{30}{2} + \frac{30}{2} = 530 \text{ mm} = 0.53 \text{ m}$$

$$P_f = \frac{M_f}{\alpha_s * d^*} = \frac{1820}{1 * 0.53} = 3434 \text{ KN}$$

پاسخ سوال گزینه (۴)

۴۷- در شکل ناحیه اتصال گیردار (از نوع WUF-W) تیر به ستون H شکل در یک ساختمان با قاب خمشی متوسط نشان داده شده است. از نظر محاسباتی برای ورق های پیوستگی به ضخامت 12mm کافی است. در صورتی که ضخامت تمامی ورق های پیوستگی یکسان در نظر گرفته شود. کمترین ضخامت قابل قبول آنها مطابق کدام یک از گزینه های زیر است؟ ابعاد روی شکل به میلی متر است.



12 mm (۱)

15 mm (۲)

10 mm (۳)

20 mm (۴)

سطح سوال: آسان

حل: طبق بند ۱۰-۳-۳-۸ صفحه ۲۹۳ و مطابق بند ۱۰-۳-۳-۱۰ قسمت (ث) مورد (۳) در صفحه ۳۰۷ مبحث دهم ویرایش

۱۴۰۱ داریم:

۱۰-۳-۳-۳-۸ ورق‌های پیوستگی

الزامات لرزه‌ای ورق‌های پیوستگی در قاب‌های خمشی متوسط مشابه الزامات مذکور در قاب‌های خمشی ویژه مطابق بند ۱۰-۳-۳-۳-۱۰ است؛ با این تفاوت که لنگرهای خمشی انتهای تیرهای طرفین اتصال باید براساس ضوابط بند ۱۰-۳-۳-۳-۶-الف در نظر گرفته شود.

۱۰-۳-۳-۳-۱۰ ورق‌های پیوستگی

در حالت‌های زیر لازم است ورق‌های پیوستگی در مقابل بال‌های تیر یا ورق‌های پوششی اتصال بال بالایی و پایینی تیرهای متصل‌شونده به ستون تعبیه شود:

ث) در حالت‌هایی که با توجه به ضوابط فوق تعبیه ورق‌های پیوستگی در مقابل بال‌های تیر یا ورق‌های پوششی اتصال بال بالایی و پایینی تیرهای متصل‌شونده به ستون الزامی باشد، این ورق‌ها علاوه بر تأمین الزامات بخش ۱۰-۹-۲-۱۰، باید دارای شرایط زیر نیز باشند:

۳- ضخامت ورق‌های پیوستگی نباید از ۵۰٪ ضخامت بال تیر یا ضخامت ورق‌های پوششی اتصال (ورق‌های روسری و زیرسری) در اتصالات گیرداری که در امتداد موردنظر فقط به یک وجه ستون متصل هستند و از ۷۵٪ ضخامت بال ضخیم‌تر تیرها یا ضخامت ورق ضخیم‌تر پوششی اتصال (ورق‌های روسری و زیرسری) در اتصالات گیرداری که در امتداد موردنظر به هر دو وجه ستون متصل هستند، کمتر در نظر گرفته شود.

با توجه به مورد (۳) در قسمت (ث) برای اتصالات گیرداری که در امتداد مورد نظر به هر دو وجه ستون متصل هستند، داریم:

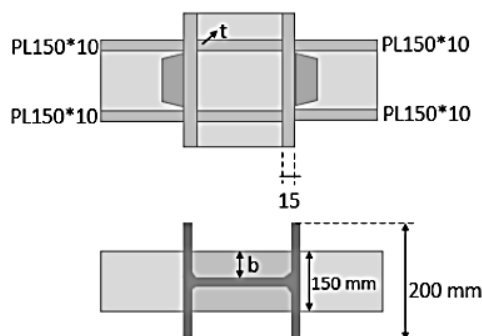
$$t_{\text{ورق پیوستگی}} = 0.75 \times 20 = 15 \text{ mm}$$

پاسخ سوال گزینه (۲)

تشابه بسیار زیاد این سوال با سوال ۱۲۷ کتابچه تمرین تست سبزسازه

تشابه

۱۲۷. با توجه به شکل داده‌شده، عرض و ضخامت ورق پیوستگی حداقل باید کدام باشد، مقطع نوردشده می‌باشد؟ (اعداد روی شکل و گزینه‌ها بر حسب میلی‌متر هستند.)



۱) $t=5, b=75$

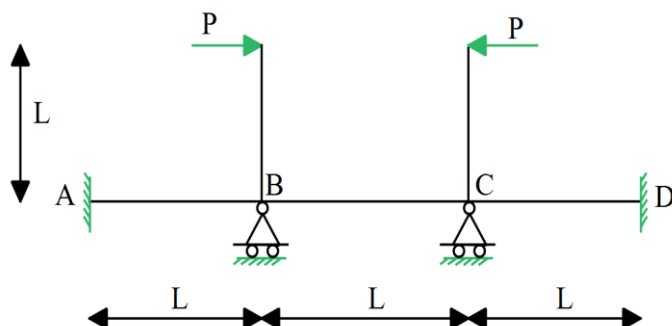
۲) $t=5, b=100$

۳) $t=10, b=75$

۴) $t=10, b=100$



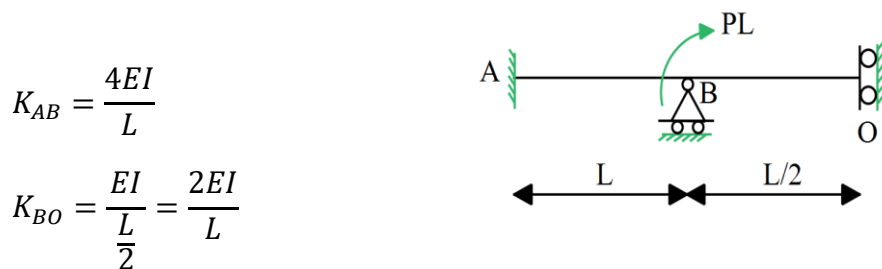
۴۸- در تیر شکل زیر اگر از تغییر طول محوری، تغییر شکل برشی و آثار مرتبه دوم تمامی اعضاء صرف نظر شود و صلبیت خمشی کلیه اعضاء یکسان و برابر EI باشد. مقدار لنگر خمشی در تکیه گاه A چقدر خواهد بود؟



- (۱) $\frac{PL}{3}$
 (۲) $\frac{PL}{6}$
 (۳) $\frac{PL}{4}$
 (۴) $\frac{2PL}{3}$

سطح سوال: متوسط و تکراری

روش حل اول: طبق روش تقارن و روش فنر داریم: با توجه به اینکه سازه متقارن بوده و تحت بارگذاری متقارن مستقیم قرار دارد لذا با حذف طره ها و انتقال لنگر ناشی از آنها به نقاط B و C سازه نیمه آن به صورت زیر است:



$$K_{AB} = \frac{4EI}{L}$$

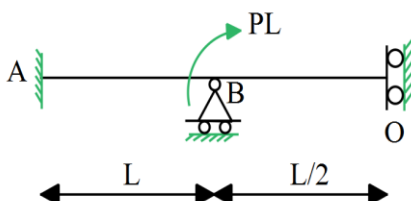
$$K_{BO} = \frac{EI}{\frac{L}{2}} = \frac{2EI}{L}$$

$$\rightarrow M_{BA} = \frac{K_{AB}}{\sum K} * PL = \frac{\frac{4EI}{L}}{\frac{4EI}{L} + \frac{2EI}{L}} * PL = \frac{2PL}{3}$$

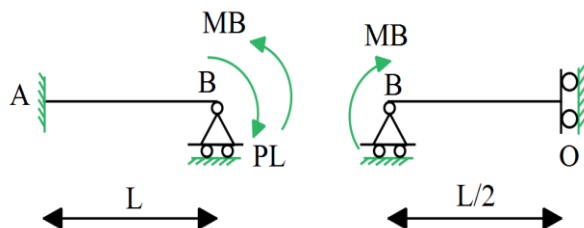
در نهایت طبق توزیع لنگر در تیر AB داریم:

$$\rightarrow M_A = \frac{1}{2} * M_{BA} = \frac{1}{2} * \frac{2PL}{3} = \frac{PL}{3}$$

روش حل دوم: طبق روش تقارن و ترکیب روش سازگاری و روابط حفظی شیب در تیرها داریم: با حذف طره ها و انتقال لنگر ناشی از آنها به نقاط B و C سازه نیمه آن به صورت زیر است:



لنگر متمرکز PL را به هر سمتی انتقال بدهیم به یک پاسخ خواهیم رسید لذا داریم:



$$\sim^+ \theta_B^L = \theta_B^R \rightarrow \frac{PL * L}{4EI} - \frac{M_B * L}{4EI} = \frac{M_B * \frac{L}{2}}{EI} \rightarrow M_B = \frac{PL}{3}$$

مقدار لنگر در تکیه گاه گیردار A را با توجه به توزیع لنگر در عضو AB محاسبه می کنیم:

$$\rightarrow M_A = \frac{1}{2} * (PL - M_B) = \frac{1}{2} * \frac{2PL}{3} = \frac{PL}{3}$$

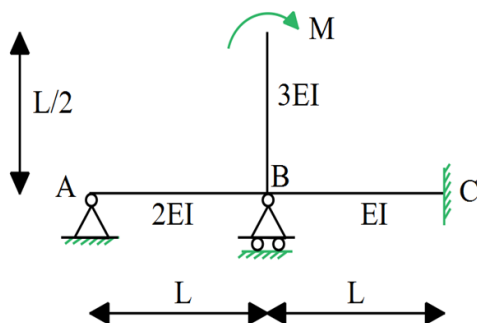
نکته: به عنوان راه حل سوم نیز می توان سازه نیمه را طبق روش شیب افت تحلیل نمود.

پاسخ سوال گزینه (۱)

تشابه بسیار بالای این سوال با تمرین ۱۳ فصل چهارم بخش روش سختی آموزش تحلیل سازه ها

تشابه

۱۳- در سازه زیر مقدار لنگر خمشی در تکیه گاه C چقدر خواهد بود؟

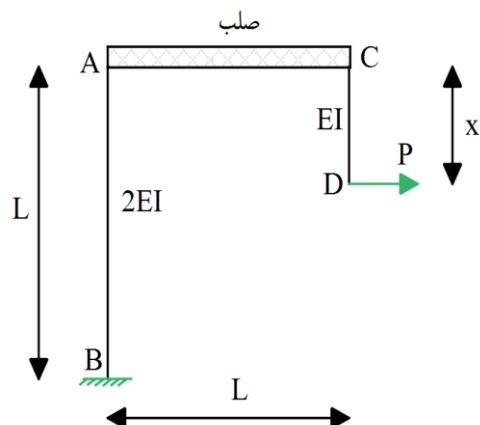


- (۱) $0.1M$
- (۲) $0.2M$
- (۳) $0.3M$
- (۴) $0.4M$



۴۹- در سازه شکل زیر اگر از تغییر طول محوری و تغییر شکل برشی اعضای قائم صرف نظر شود. به ازای چه مقدار x بر حسب L مقدار جابه جایی افقی در گره A برابر صفر خواهد بود؟

- (۱) $\frac{1}{3}L$
- (۲) $\frac{1}{2}L$
- (۳) $\frac{2}{3}L$
- (۴) $\frac{1}{6}L$

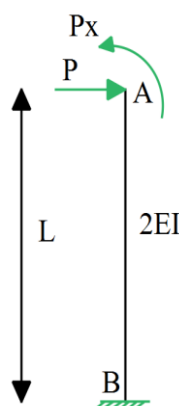


سطح سوال: آسان و تکراری

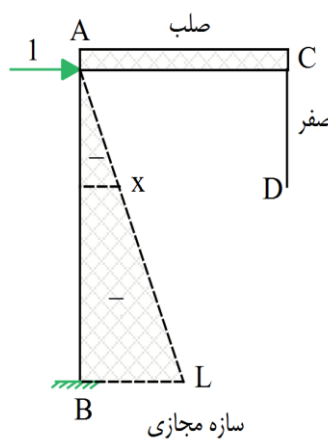
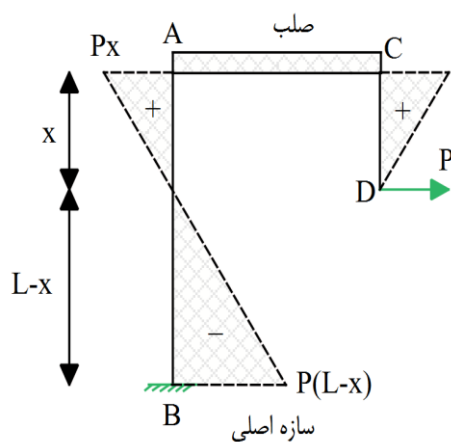
روش حل اول: طبق روابط حفظی خیز در طره ها داریم: با یک مقطع در نقطه A به صورت زیر می توان مقدار خیز افقی نقطه A را بدست می آوریم:

$$\rightarrow \Delta_{Ax} = \frac{PL^3}{3 * 2EI} - \frac{Px * L^2}{2 * 2EI} = 0$$

$$\rightarrow x = \frac{2L}{3}$$



روش حل دوم: طبق روش کار مجازی داریم:



$$\Delta_{Ax} = \frac{-Px * x * x}{6 * 2EI} + \frac{P(L-x)^2 * L}{3 * 2EI} + \frac{P(L-x)^2 * x}{6 * 2EI} = 0$$

$$\rightarrow -\frac{Px^3}{12EI} + \frac{PL^3}{6EI} - \frac{PL^2x}{3EI} + \frac{Px^2L}{6EI} + \frac{PL^2x}{12EI} - \frac{Px^2L}{6EI} + \frac{Px^3}{12EI} = 0$$

$$\rightarrow \frac{L^3}{6} = \frac{L^2x}{4}$$

$$\rightarrow x = \frac{2L}{3}$$

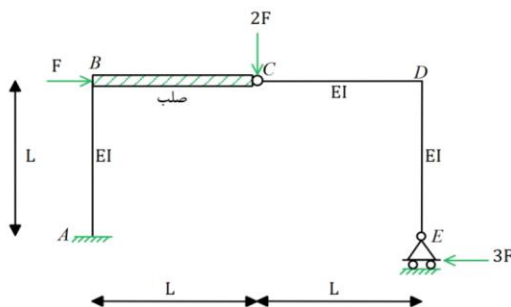
پاسخ سوال گزینه (۳)

تشابه بسیار بالای این سوال با مثال ۸۲-۳ فصل سوم بخش روابط حفظی در تیرهای معین آموزش تحلیل سازه ها

تشابه

مثال ۸۲-۳

در سازه شکل زیر خیز افقی نقطه B چه مقدار می باشد؟ (از تغییر شکل های محوری و برشی صرف نظر شود).

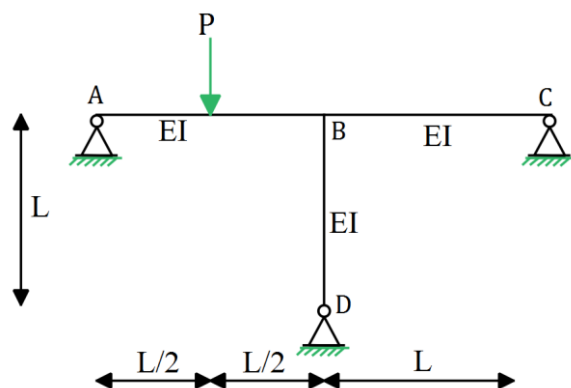


۵۰- در سازه شکل زیر اگر از تغییر طول محوری و تغییر شکل برشی و آثار مرتبه دوم تمامی اعضاء صرف نظر شود. مقدار لنگر خمشی حداکثر در تیر ABC به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟

- (۱) $\frac{5PL}{16}$
- (۲) $\frac{5PL}{24}$
- (۳) $\frac{PL}{8}$



$$\frac{3PL}{16} \quad (۴)$$



سطح سوال: سخت

روش حل اول: طبق روش شیب افت داریم: با توجه به اینکه سازه متقارن می باشد نیمه سمت چپ تحت نیرو قرار گرفته است. لذا می توان فهمید که لنگر حداکثر در تیر AB به وجود خواهد آمد:

با نوشتن تعادل لنگر در نقطه B و استفاده از روابط شیب افت اصلاح شده داریم:

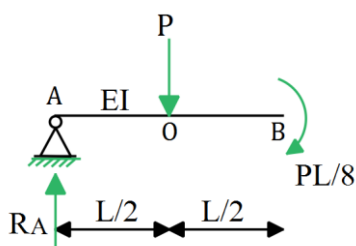
$$\sum M_B = 0 \rightarrow M_{BA} + M_{BC} + M_{BD} = 0$$

$$\rightarrow \frac{3EI}{L}(\theta_B) + \frac{3PL}{16} + \frac{3EI}{L}(\theta_B) + \frac{3EI}{L}(\theta_B) = 0$$

$$\rightarrow \theta_B = -\frac{PL^2}{48EI}$$

$$\rightarrow M_{BA} = \frac{3EI}{L} \left(-\frac{PL^2}{48EI} \right) + \frac{3PL}{16} = \frac{PL}{8}$$

در ادامه در قسمت AB مقدار لنگر در زیر بار متمرکز را نیز محاسبه می کنیم:



$$\sum M_B = 0 \rightarrow R_A = \frac{P * \frac{L}{2} - \frac{PL}{8}}{L} = \frac{3P}{8}$$

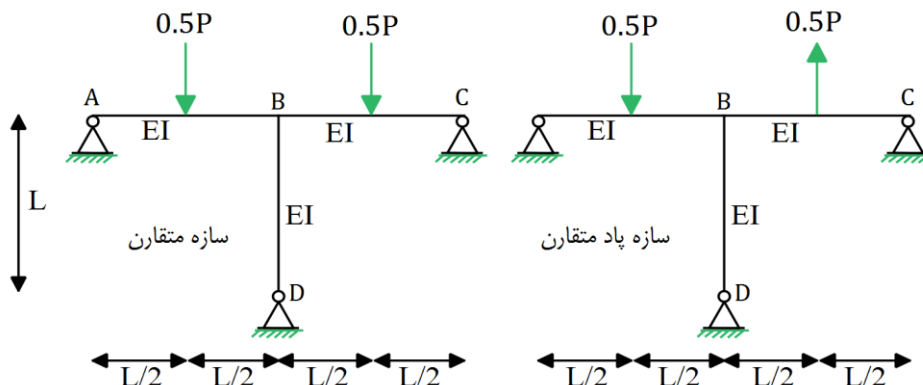
با مقطع زدن در زیر بار متمرکز و در نظر گرفتن عضو AO داریم:

$$\sum M_O = 0 \rightarrow M_O = R_A * \frac{L}{2} = \frac{3P}{8} * \frac{L}{2} = \frac{3PL}{16}$$

در نهایت داریم:

$$\rightarrow (M_{max})_{ABC} = \max(M_{BA}, M_O) = \frac{3PL}{16}$$

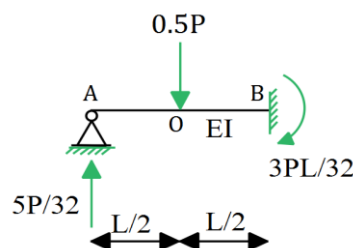
روش حل دوم: طبق روش تقارن با توجه به اینکه سازه متقارن بوده و تحت اثر بارگذاری کلی قرار دارد. لذا سازه را به دو سازه متقارن و پاد متقارن تبدیل کرده و از اصل جمع آثار قوا لنگر در نقاط B و O را محاسبه می کنیم:



تحلیل قسمت AB در سازه متقارن: در محل محور تقارن خیز و شیب نداریم و تکیه گاه گیردار قرار خواهیم داد و از روابط حفظی عکس العمل ها را محاسبه می کنیم:

$$M_{BA} = \frac{3PL}{32}$$

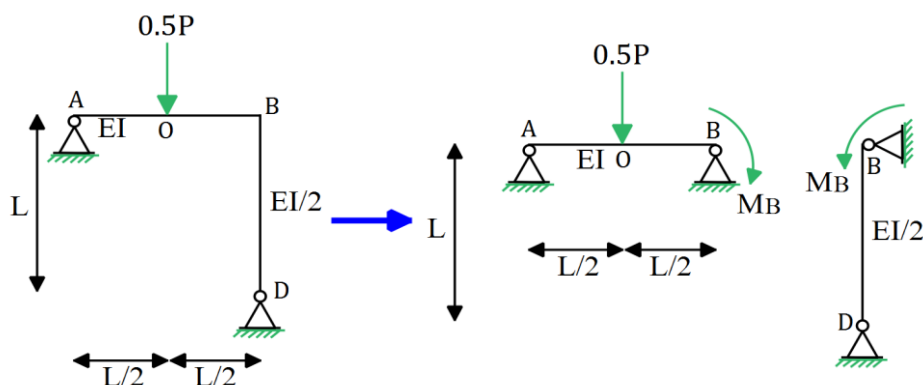
$$R_A = \frac{5P}{32}$$



با مقطع زدن در زیر بار متمرکز و در نظر گرفتن عضو AO داریم:

$$\sum M_O = 0 \rightarrow M_O = R_A * \frac{L}{2} = \frac{5P}{32} * \frac{L}{2} = \frac{5PL}{64}$$

تحلیل قسمت AB در سازه پاد متقارن: در محل محور تقارن خیز نداریم ولی شیب خواهیم داشت، در سازه نیمه صلبیت خمشی ستون BD نصف خواهد شد و از روش سازگاری و روابط حفظی عکس العمل ها را محاسبه می کنیم:





$$\curvearrowright^+ \theta_B^L = \theta_B^R \rightarrow -\frac{0.5P * L^2}{16EI} + \frac{M_B * L}{3EI} = \frac{M_B * L}{3 * \frac{EI}{2}}$$

$$\rightarrow M_{BA} = \frac{PL}{32}$$

در ادامه مقدار R_A را محاسبه می کنیم:

$$\curvearrowright^+ \sum M_B = 0 \rightarrow R_A = \frac{0.5P * \frac{L}{2} - \frac{PL}{32}}{\frac{L}{2}} = \frac{7P}{32}$$

با مقطع زدن در زیر بار متمرکز و در نظر گرفتن عضو AO داریم:

$$\curvearrowright^+ \sum M_O = 0 \rightarrow M_O = R_A * \frac{L}{2} = \frac{7P}{32} * \frac{L}{2} = \frac{7PL}{64}$$

در نهایت طبق جمع آثار قوا داریم:

$$M_{BA} = \frac{3PL}{32} + \frac{PL}{32} = \frac{PL}{8}$$

$$M_O = \frac{5PL}{64} + \frac{7PL}{64} = \frac{3PL}{16}$$

$$\rightarrow (M_{max})_{ABC} = \max(M_{BA}, M_O) = \frac{3PL}{16}$$

پاسخ سوال گزینه (۴)

تشابه این سوال با سوال ۲۴ آزمون جامع دوم سبز سازه

تشابه

۲۴- در قاب شکل مقابل نسبت $\frac{M_{BA}}{M_{BE}}$ چقدر است؟ (EI ثابت است).		
	1	(۱)
	$\frac{7}{4}$	(۲)
	$-\frac{7}{4}$	(۳)
	$\frac{15}{4}$	(۴)

۵۱- در قاب شکل زیر اگر از تغییر طول محوری و تغییر شکل برشی اعضاء صرف نظر شود و صلبیت خمشی کلیه اعضاء یکسان و برابر EI باشد و نیز عکس العمل قائم تکیه گاه B برابر αP باشد، مقدار عکس العمل افقی تکیه گاه C چقدر خواهد؟

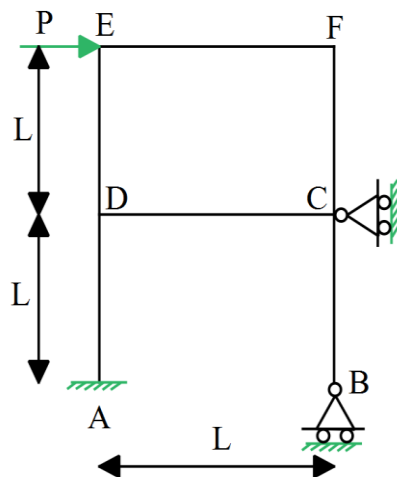
$$(۱) \frac{1}{2}(2 - 3\alpha)P$$

$$(۲) \frac{1}{3}(3 - 4\alpha)P$$

$$(۳) \frac{1}{2}(5 - 3\alpha)P$$

$$(۴) \frac{1}{4}(3 - 2\alpha)P$$

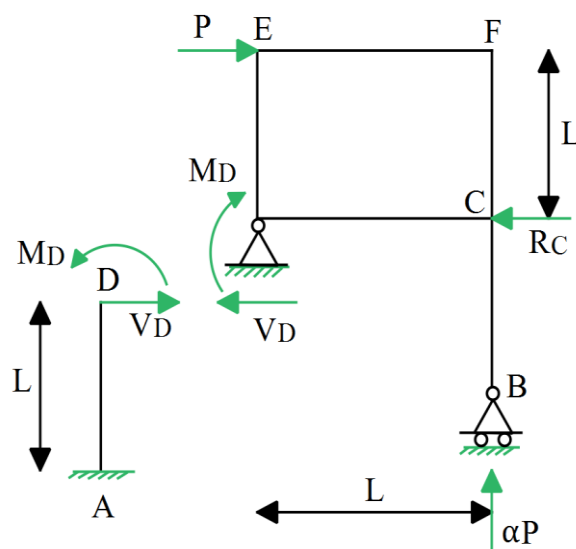
سطح سوال: متوسط



روش حل اول: طبق روش سازگاری و روابط حفظی در تیرهای طره ای با آزاد کردن عکس العمل تکیه گاه نقطه C و برابر صفر قرار دادن تغییر مکان افقی نقطه C می توان عکس العمل افقی این تکیه گاه را محاسبه نمود. بنابراین :

$$\Delta_{Cx} = \Delta_{Dx} = 0$$

با جدا کردن قاب از نقطه D و نوشتن تعادل نیروی افقی در سازه و لنگر در نقطه D برای عضو BCDEF داریم:





$$\curvearrowright^+ \sum M_D = 0 \rightarrow M_D = \alpha P * L - PL = (\alpha P - P)L$$

$$\rightarrow^+ \sum F_x = 0 \rightarrow V_D = P - R_C$$

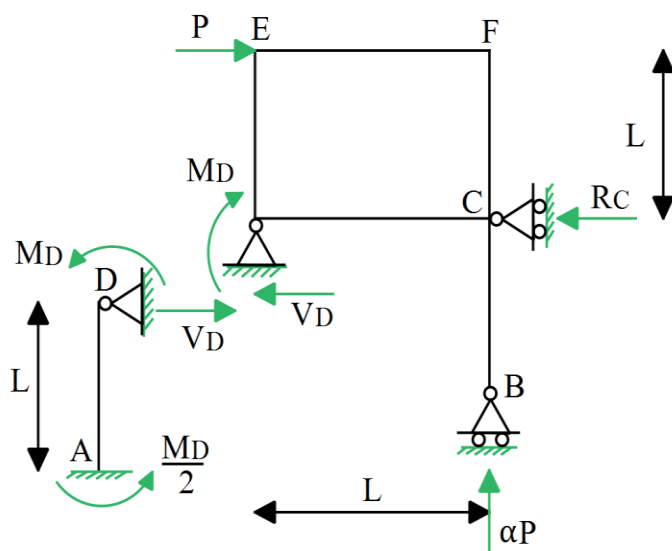
طبق روابط حفظی خیز در طره ها برای عضو AD داریم:

$$\Delta_{Cx} = \Delta_{Dx} = 0 \rightarrow$$

$$\rightarrow \frac{(P - R_C) * L^3}{3EI} - \frac{(\alpha P - P)L * L^2}{2EI} = 0$$

$$\rightarrow \frac{R_C L^3}{3EI} = \frac{5PL^3}{6EI} - \frac{\alpha PL^3}{2EI} \rightarrow R_C = \frac{1}{2}(5 - 3\alpha)P$$

روش حل دوم: با جدا کردن قاب از نقطه D و نوشتن تعادل لنگر در نقطه D برای عضو BCDEF داریم:



$$\curvearrowright^+ \sum M_D = 0 \rightarrow M_D = \alpha P * L - PL = (\alpha P - P)L$$

$$\rightarrow^+ \sum F_x = 0 \rightarrow V_D = P - R_C \quad I$$

با نوشتن تعادل لنگر حول نقطه A برای عضو AD داریم:

$$\rightarrow M_D = (\alpha P - P)L$$

$$\sum M_A = 0 \rightarrow V_D = \frac{M_D + \frac{M_D}{2}}{L} = \frac{3(\alpha P - P)L}{2L} = \frac{3(\alpha P - P)}{2} \quad II$$

با برابر قرار دادن دو رابطه I و II مقدار عکس العمل افقی تکیه گاه C را محاسبه می کنیم:

$$\rightarrow P - R_C = \frac{3 * (\alpha P - P)}{2} \rightarrow 2P - 2R_C = 3\alpha P - 3P$$

$$\rightarrow R_C = \frac{5P - 3\alpha P}{2} = \frac{1}{2}(5 - 3\alpha)P$$

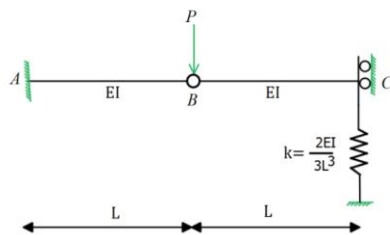
پاسخ سوال گزینه (۳)

تشابه این سوال با مثال ۶ و ۲۵ فصل چهارم کتاب تحلیل سازه سبز سازه که مانند همین سوال از ترکیب روش سازگاری با روابط حفظی و کارمجازی می توان به جواب رسید.

تشابه

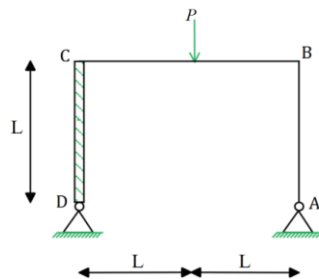
مثال ۶-۴

در سازه شکل زیر نسبت لنگر در تکیه گاه نقطه A به نیرو در فنر انتقالی نقطه C چه مقدار می باشد؟



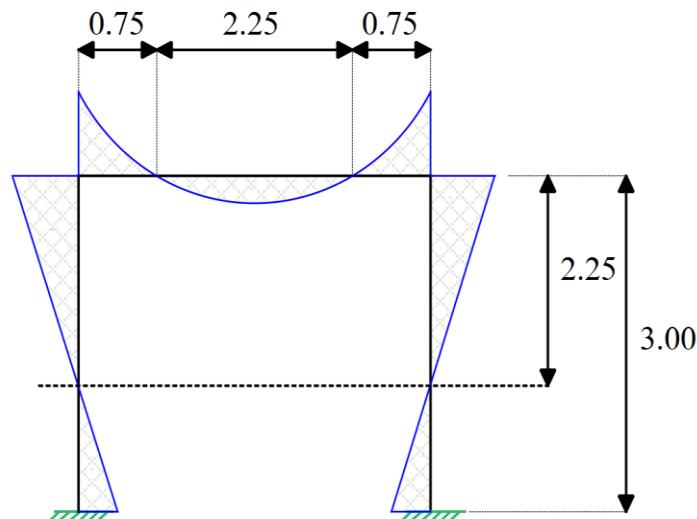
مثال ۲۵-۴

در قاب نشان داده شده در شکل زیر عکس العمل افقی تکیه گاه A کدام است؟ (صلبیت اعضای AB و BC برابر با EI و عضو CD صلب می باشد.)



۵۲- در شکل نمودار تغییرات لنگر یک قاب خمشی کاملاً متقارن (از نظر بارگذاری و هندسه و ...) که فاقد هر گونه مفصل داخلی است نشان داده شده است. تحلیل مرتبه اول الاستیک بوده و از تغییر شکل محوری و برشی

تمامی اعضاء صرف نظر شده است. فقط با این اطلاعات کدام یک از گزینه های زیر قطعاً صحیح است؟ ابعاد روی شکل به متر است.



- (۱) تمام یا برخی از اعضای سازه دارای مقطع متغیر هستند.
- (۲) تیر تحت بارگذاری گسترده یکنواخت قرار دارد.
- (۳) ستون ها در حد فاصل دو انتهای خود تحت بار جانبی قرار دارند.
- (۴) مقدار نیروی محوری در تیر صفر است.

سطح سوال: سخت و مفهومی

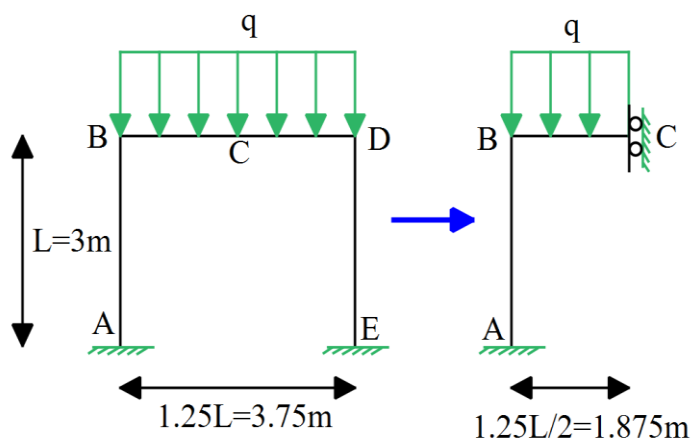
حل: با توجه به کنترل گزینه ها می توان به پاسخ سوال رسید. بنابراین:

کنترل گزینه (۴):

با توجه به اینکه سازه متقارن بوده و تحت بارگذاری متقارن مستقیم قرار دارد، لذا در محل محور تقارن برش صفر بوده اما لنگر خمشی و نیروی محوری مخالف صفر است. بنابراین نیروی محوری در تیر ایجاد می شود و گزینه (۴) صحیح نیست. ✗

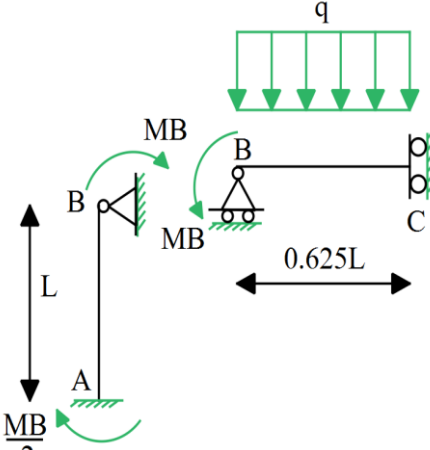
کنترل گزینه (۲):

با اعمال بار گسترده یکنواخت روی تیر سازه نیمه به صورت زیر بوده و بنابراین با استفاده از روش سازگاری داریم.





با جدا کردن سازه از محل اتصال در نقطه B و نوشتن رابطه سازگاری داریم:



$$\curvearrowright^+ \theta_B^L = \theta_B^R \rightarrow \frac{\frac{MB}{2}}{4EI} = \frac{EI}{EI} \cdot \frac{(0.625L)^3}{3EI}$$

$$\rightarrow M_B = 0.093qL^2$$

در نهایت در تیر BC داریم:

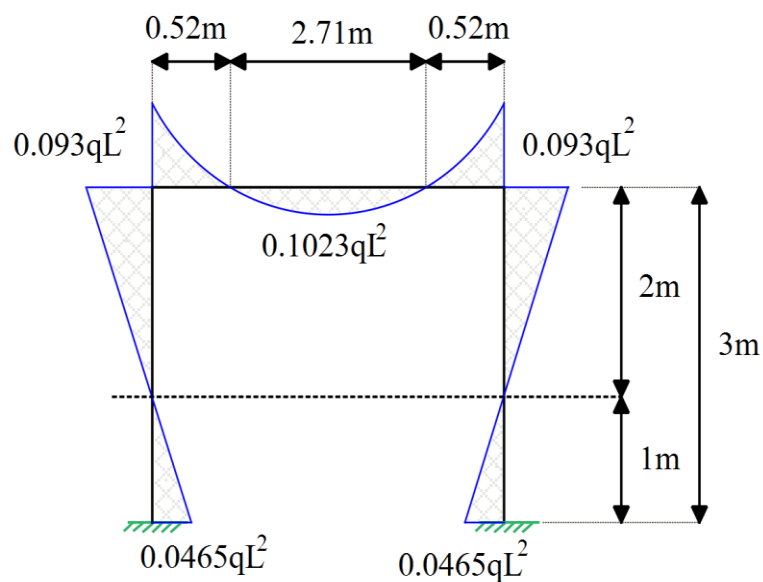
$$\uparrow^+ \sum F_y = 0 \rightarrow V_B = 0.625qL \uparrow$$

$$\curvearrowright^+ \sum M_C = 0 \rightarrow M_C = 0.1qL^2$$

در ادامه محل نقطه عطف لنگر در تیر BC نسبت به نقطه B به صورت زیر می باشد:

$$x = 0.173L = 0.173 * 3 = 0.52m$$

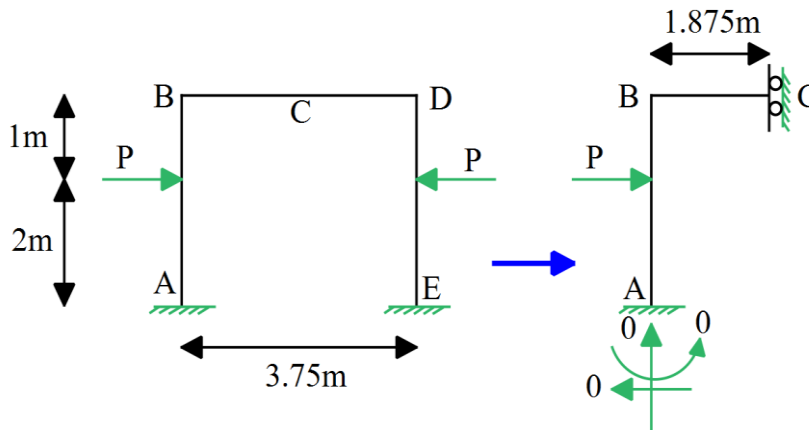
رسم نمودار لنگر در قاب کلی به شکل زیر است:



همانطور که مشاهده می کنید، نمودار لنگر خمشی قاب بالا مخالف با نمودار لنگر خمشی داده شده در صورت سوال بوده و اعمال بار گسترده یکنواخت روی تیر صحیح نیست، بنابراین گزینه (۲) اشتباه می باشد. ✗

کنترل گزینه (۳):

با اعمال بار جانبی به ستون ها در حد فاصل دو انتهای خود در قاب داریم: نیروی جانبی به یک متری حدفاصل بالای ستون اعمال می شود. بنابراین:



با کمی دقت می توان فهمید در سازه متقارن تحت بارگذاری متقارن مستقیم جانبی در تکیه گاه های قاب عکس العملی ایجاد نشده و لنگر در محل تکیه گاه های گیردار صفر می باشد لذا اعمال بار جانبی به حدفاصل دو دو انتهای ستون ها راهکار مناسبی برای تغییر در دیگرام لنگر در قاب نبوده و این گزینه نیز صحیح نمی باشد. ✗

کنترل گزینه (۱):

با رد سه گزینه (۲) و (۳) و (۴) تنها گزینه ای که می تواند با توجه به بارگذاری و هندسه متقارن سازه، نقاط عطف لنگر خمشی در قاب را جا به جا کند که تا نمودار لنگر خمشی در سازه به صورت شکل اصلی داده شده باشد تغییر در مقاطع اعضای سازه نبوده بنابراین گزینه (۱) قطعاً صحیح بوده و پاسخ سوال می باشد. ✓

پاسخ سوال گزینه (۱)

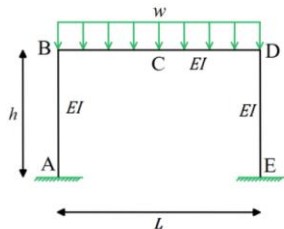
تشابه این سوال با سوال ۲۹ فصل چهار کتاب سبز سازه و توضیحات کامل و مرحله ای محاسبه لنگر در سازه متقارن در جدول فصل چهارم بخش اول کتاب تحلیل سازه سبز سازه و سوال مشابه تالیفی با تغییر مقطع در اعضای سازه در گروه های تلگرامی سبز سازه.



تشابه

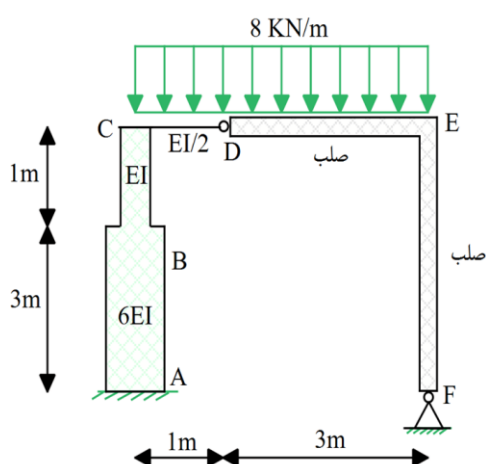
مثال ۴-۲۹

در قاب خمشی مطابق شکل زیر نسبت $\frac{h}{L}$ چه میزانی باشد تا مقدار لنگر خمشی منفی حداکثر تیر برابر مقدار لنگر خمشی مثبت حداکثر در تیر باشد؟ تمامی اعضا دارای صلبیت خمشی یکسان می باشند. از تغییر طول محوری اعضا صرف نظر شود.



(11) Δ_{Cy} , M_B			$\curvearrowright^+ \theta_{BL} = \theta_{BR}$
-------------------------------------	--	--	--

سوال تالیفی: در سازه زیر مقدار لنگر خمشی در تکیه گاه A چقدر خواهد بود؟



۵۳- یک ساختمان فولادی ده طبقه کاملاً منظم در هر دو راستا و نیز در ارتفاع، از نوع قاب خمشی فولادی ویژه با ارتفاع یکسان در تمامی طبقات و برابر 4 متر و وزن موثر لرزه ای یکسان در تمامی طبقات و برابر W مفروض



است. اگر در تحلیل این ساختمان به روش استاتیکی معادل از زمان تناوب تجربی (بدون هرگونه افزایش) استفاده شود و در آن جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت جانبی قاب ایجاد نمایند. مقدار نیروی جانبی در تراز پایین ترین طبقه حدوداً چند درصد برش پایه خواهد بود؟ ساختمان در روی سطح زمین قرار دارد.

(۱) حدوداً ۴ درصد

(۲) حدوداً ۲ درصد

(۳) حدوداً ۳ درصد

(۴) حدوداً ۱ درصد

سطح سوال: متوسط

حل: طبق بند ۳-۳-۶ صفحات ۳۸ و ۳۹ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم مقدار نیروی جانبی زلزله در تراز طبقه اول را بدست می آوریم:

۳-۳-۱ ساختمان‌های متعارف

ساختمان‌های متعارف به ساختمان‌هایی اطلاق می‌شود که توزیع جرم و سختی در ارتفاع آنها عمدتاً به صورت متناسب تغییر کند. در این ساختمان‌ها زمان تناوب اصلی نوسان را می‌توان از روابط تجربی زیر به دست آورد.

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

۱- در مواردی که جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب‌ها ایجاد ننمایند:

- در قاب‌های فولادی

$$T = 0.08H^{0.75} \quad (۳-۳)$$

- در قاب‌های بتن‌آرمه

$$T = 0.05H^{0.9} \quad (۴-۳)$$

۲- در مواردی که جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب‌ها ایجاد نمایند:
مقدار T باید برابر با ۸۰ درصد مقادیر عنوان شده در بالا در نظر گرفته شود.



۳-۳-۶ توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان

نیروی برشی پایه V_u ، که طبق بند (۳-۳-۱) محاسبه شده است، مطابق رابطه زیر در ارتفاع ساختمان توزیع می‌گردد:

$$F_{ui} = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V_u \quad (۳-۶)$$

در این رابطه:

F_{ui} : نیروی جانبی در تراز طبقه i

k : ضریبی است که با توجه به زمان تناوب نوسان اصلی سازه T از رابطه زیر به دست آورده می‌شود:

$$K = 0.5T + 0.75 \quad 0.5 \leq T \leq 2.5 \text{ Sec} \quad (۳-۷)$$

مقدار K برای مقادیر T کوچک‌تر از 0.5 ثانیه و بزرگ‌تر از 2.5 ثانیه باید به ترتیب برابر با 1.0 و 2.0 در نظر گرفته شود.

با توجه به اعمال اثر جداگرهای میانقابی در زمان تناوب قاب خمشی فولادی ویژه داریم:

$$\rightarrow H = 10 * 4 = 40m$$

$$\rightarrow T = 0.8 * (0.08 * 40^{0.75}) = 1.018s$$

$$\rightarrow 0.5s \leq T = 1.018s \leq 2.5s \rightarrow K = 0.5 * 1.018 + 0.75 = 1.26$$

در نهایت داریم:

$$F_{u1} = \frac{W * 4^{1.26}}{W * (4^{1.26} + 8^{1.26} + 12^{1.26} + \dots + 36^{1.26} + 40^{1.26})} V_u = 0.011 V_u$$

$$\rightarrow F_{u1} = 0.011 V_u * 100 = 1.1\% \text{ برش پایه}$$

بنابراین نیروی جانبی در تراز طبقه اول حدوداً یک درصد برش پایه می باشد.

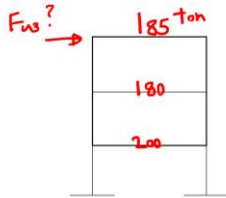
پاسخ سوال گزینه (۴)

تشابه بسیار بالای این سوال با سوال تالیفی تور سبز سازه و سوال ۲۶ آزمون جامع ۴

تشابه

تالیفی یک ساختمان بتن آرمه با زمان تناوب کمتر از 0.5 ثانیه مفروض است. در صورتیکه وزن طبقات اول تا خریشته به ترتیب ۲۰۰، ۱۸۰، ۱۵۰ و ۳۵ تن باشد، در محاسبات مقدار نیروی زلزله وارد بر طبقه بام را چند درصد برش پایه کل در نظر می گیریم؟ ارتفاع طبقات نیز یکسان فرض شود.

$0.25 (150) = 37.5 \text{ ton} > 35 \text{ ton} \rightarrow$ وزن خریشته بام استفاده می شود



$$F_{us} = \frac{w_3 h_3}{\sum w_i h_i}$$

$$F_{us} = \frac{185 (3h)}{200(h) + 180(2h) + 185(3h)} \quad V_u = 0.49 V_u$$

- ۵۳ (۱)
- ۴۱ (۲)
- ۴۹ (۳)
- ۶۰ (۴)

سبزسازه

گروه مهندسی سبزسازه | نور تخصصی نظام مهندسی

۲۶- ساختمان بتنی ۴ طبقه از روی تراز پایه با ارتفاع طبقات یکسان و برابر ۳ متر و طبقات با وزن یکسان، دارای سیستم سازه‌ای قاب خمشی بتن آرمه متوسط در دوطبقه فوقانی و قاب خمشی بتن آرمه متوسط + دیوار برشی بتن آرمه متوسط در دو طبقه تحتانی می‌باشد. با استفاده از حداکثر زمان تناوب ممکن، نیروی زلزله طبقه آخر حدوداً چند درصد برش پایه کل می‌باشد؟ (جداگرهای میانقاب‌ی مانعی در برابر حرکت قاب‌ها ایجاد نمی‌کنند و زمان تناوب تحلیلی سازه را ۰.۵ در نظر بگیرید.)

- | | | | | | | | |
|----|-----|----|-----|----|-----|----|-----|
| ۳۰ | (۴) | ۶۰ | (۳) | ۱۰ | (۲) | ۴۰ | (۱) |
|----|-----|----|-----|----|-----|----|-----|

۵۴- فرض نمائید در یک ساختمان بتنی با قاب خمشی بتن آرمه ویژه واقع در شهر تهران، مقدار زمان تناوب اصلی ساختمان برابر ۱.۱۷ ثانیه و مقدار ضریب اصلاح طیف برابر ۱.۱ مجاسبه شده است. این ساختمان بر روی کدام یک از انواع زمین های زیر قرار دارد؟

- III (۱)
- IV (۲)
- II (۳)
- I (۴)

سطح سوال: آسان

حل: طبق بند ۲-۳-۲ صفحه ۱۷ و جدول ۲-۲ صفحه ۱۷ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:



جدول ۲-۲ پارامترهای مربوط به روابط (۲-۲)

خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد		خطر نسبی کم و متوسط		T_s	T_0	نوع زمین
S_0	S	S_0	S			
۱	۱/۵	۱	۱/۵	۰/۴	۰/۱	I
۱	۱/۵	۱	۱/۵	۰/۵	۰/۱	II
۱/۱	۱/۷۵	۱/۱	۱/۷۵	۰/۷	۰/۱۵	III
۱/۱	۱/۷۵	۱/۳	۲/۲۵	۱/۰	۰/۱۵	IV

۲-۳-۲ ضریب اصلاح طیف، N ، به شرح زیر تعیین می‌شود:

الف- برای پهنه‌های با خطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

$$N = 1$$

$$T < T_s$$

$$N = \frac{0.7}{4 - T_s} (T - T_s) + 1$$

$$T_s < T < 4 \text{ sec}$$

(۳-۲)

$$N = 1.7$$

$$T > 4 \text{ sec}$$

با توجه به مشخص بودن مقدار ضریب اصلاح طیف N و زمان تناوب اصلی ساختمان T و با توجه به اینکه ساختمان در شهر تهران با خطر نسبی بسیار زیاد می‌باشد، داریم:

$$T = 1.17s$$

$$N = 1.1 \rightarrow 1.1 = \frac{0.7}{4 - T_s} (1.17 - T_s) + 1$$

$$\rightarrow T_s = 0.7s \rightarrow \text{زمین نوع III}$$

پاسخ سوال گزینه (۱)

توضیحات کامل درسنامه ای این سوال در تور سبز سازه

تشابه

ضریب بازتاب ساختمان

$$B = B_1 N$$

$$B_1 = \begin{cases} S_0 + (S - S_0 + 1) \left(\frac{T}{T_0} \right) & : 0 < T < T_0 \\ S + 1 & : T_0 < T < T_s \\ (S + 1) \left(\frac{T_s}{T} \right) & : T > T_s \end{cases}$$

$$N = \begin{cases} 1 & : T < T_s \\ \frac{0.7}{4 - T_s} (T - T_s) + 1 & : T_s < T < 4 \text{ sec} \\ \frac{1.4}{1.7} & : T > 4 \text{ sec} \end{cases}$$

گروه مهندسی سبزسازه | تورتخصصی نظام مهندسی

ضریب بازتاب ساختمان

$$B = B_1 \times N$$

جدول ۲-۲: پارامترهای مربوط به روابط (۲-۲)

خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد		خطر نسبی کم و متوسط		T_s	T_0	نوع زمین
S_0	S	S_0	S			
1	1.5	1	1.5	0.4	0.1	I
1	1.5	1	1.5	0.5	0.1	II
1.1	1.75	1.1	1.75	0.7	0.15	III
1.1	1.75	1.3	2.25	1.0	0.15	IV

گروه مهندسی سبزسازه | تورتخصصی نظام مهندسی

۵۵- فرض کنید در یک ساختمان مسکونی دو طبقه از تراز پایه، از نوع قاب ساختمانی با مهاربندی همگرای ویژه فولادی، تمامی شرایط استفاده از روش ساده شده تحلیل و طراحی مهیا بوده و برای تحلیل و طراحی آن از این روش استفاده شده است. اگر برای کنترل اجزایی از این ساختمان استفاده از ضریب Ω ضرورت داشته باشد، مقدار آن چقدر باید در نظر گرفته شود؟

- ۱) 1.5
- ۲) 2.5
- ۳) 3
- ۴) 2

سطح سوال: آسان

حل: طبق بند ۳-۱۳-۵ صفحه ۵۶ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

۳-۱۳ روش ساده شده تحلیل و طراحی

۳-۱۳-۵ در مواردی که استفاده از ضریب اضافه مقاومت برای کنترل اجزایی از سازه بر طبق ضوابط آیین نامه های طراحی ضروری باشد، و یا سازه مشمول بند (۳-۹) این استاندارد باشد، این ضریب در روش ساده شده برابر $\frac{2}{5}$ فرض می شود.

بنابراین ضریب اضافه مقاومت برای کنترل اجزایی از سازه در روش ساده شده برابر است با:

$$\Omega_o = 2.5$$

پاسخ سوال گزینه (۲)

توضیحات کامل درسنامه ای این سوال در تور سبز سازه

تشابه

۳-۱۳-۴ کنترل تغییر مکان جانبی نسبی طبقات ضروری نیست. چنانچه محاسبه این تغییر مکان به منظور کنترل اجزای غیرسازه ای، تعیین درز انقطاع و یا استفاده های محاسباتی دیگر نیاز باشد، مقدار تغییر مکان جانبی غیرخطی طرح را میتوان $\frac{1}{100}$ ارتفاع در نظر گرفت. البته در صورت استفاده از ضوابط بند ۳-۵، میتوان مقدار محاسباتی را برای منظور فوق در نظر گرفت.

$$\Delta M = 0.01h$$

$$\Delta M = C_d \Delta E_{ux}$$

۳-۱۳-۵ در مواردی که استفاده از ضریب اضافه مقاومت ضروری باشد و یا سازه مشمول بند ۳-۹ باشد، این ضریب در روش ساده شده برابر $\frac{2}{5}$ فرض می شود.

$$\Omega_o = 2.5$$



گروه مهندسی سبزسازه | تور تخصصی نظام مهندسی

۵۶- فرض کنید وزن موثر لرزه ای یک سیلوی بتنی درجا با دیواره پیوسته تا روی پی برابر W بوده و سیلو در منطقه با خطر نسبی زیاد قرار دارد. حداقل برش پایه این سیلو به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ فرض کنید سیلو در ردیف ساختمان های با اهمیت خیلی زیاد قرار دارد و بر روی زمین نوع III احداث شده است.

- (۱) 0.224W
- (۲) 0.192W
- (۳) 0.16W
- (۴) 0.09W

سطح سوال: متوسط

حل: طبق بند ۳-۵ صفحات ۶۹ و ۷۰ و جدول ۲-۵ صفحه ۷۳ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

۳-۵ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی غیرمشابه ساختمان‌ها و

متکی بر زمین

۳-۵ ضوابط این نوع سازه‌ها عیناً مشابه سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان‌ها، موضوع بند (۲-۵) است و فقط الزامات زیر جایگزین بندهای نظیر می‌گردند:
الف- پارامترهای نیروی جانبی بر اساس جدول (۲-۵) تعیین می‌گردند.
ب- حداقل نیروی جانبی یا برش پایه از روابط زیر به دست می‌آیند:

۲- در مناطق با خطر نسبی خیلی زیاد و زیاد و زمین‌های نوع III و IV

$$V_{u\min} = 1.6AIW/R_u \quad (۴-۵)$$

جدول ۲-۵ ضرایب مورد استفاده برای سازه‌های غیرساختمانی غیرمشابه ساختمان

سیستم سازه	جزئیات	R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)
بونکر، مخزن، ظرف یا کندوی هوایی	برروی پایه‌های مهاربندی شده متقارن	۳	۲	۲/۵	۵۰
	برروی پایه‌های مهاربندی نشده یا مهاربندی شده نامتقارن	۲	۲	۲/۵	۳۰
ظرف افقی جوش شده	با پایه زین شکل فولادی	۳	۲	۲/۵	
دودکش و سیلوی بتنی درجا با دیواره پیوسته تا روی پی		۳	۲	۳	

سیلو با اهمیت خیلی زیاد و در در منطقه با خطر نسبی زیاد قرار دارد:

$$R_u = 3$$

$$I = 1.4$$

$$A = 0.3$$

با توجه به خطر نسبی زیاد و قرار گرفتن سیلو بر روی زمین نوع III مطابق رابطه زیر داریم:

$$V_{u\min} = 1.6 * \frac{0.3 * 1.4 * W}{3} = 0.224W$$

پاسخ سوال گزینه (۱)

تشابه بسیار بالای این سوال با سوال ۲۷ آزمون جامع ۵ سبز سازه



تشابه

۲۷- یک دودکش بتنی با دیوار پیوسته تا روی پی، در شهر تهران واقع شده است. اگر وزن کل سازه 4000 کیلونیوتن باشد حداقل برش پایه زلزله این دودکش برحسب کیلونیوتن به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (ضریب اهمیت سیلو را برابر 1 فرض کنید.) (خاک نوع III است.)

(۱)	360	(۲)	750	(۳)	500	(۴)	40
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	----

۵۷- زمان تناوب اصلی نوسان با استفاده از تحلیل دینامیکی یک بیمارستان به ارتفاع 20 متر از تراز پایه در شهر تبریز که با قاب خمشی بتنی ویژه طراحی شده است، 1.25 ثانیه می باشد. ضریب زلزله برای کنترل تغییر مکان جانبی نسبی طبقه چه مقدار است؟ طبقه بندی زمین ساختگاه از نوع II بوده و جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب ها ایجاد نمی کنند.

(۱) 0.068

(۲) 0.075

(۳) 0.096

(۴) 0.082

سطح سوال: متوسط

حل: مطابق بند ۳-۱-۱ صفحات ۲۷ و ۲۸ و بند ۳-۵-۳ صفحه ۴۶ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

C: ضریب زلزله که از رابطه (۲-۳) به دست می آید:

$$C = \frac{ABI}{R_u} \quad (2-3)$$

مقدار برش پایه، V_u ، در هیچ حالت نباید کمتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود.

$$V_{u \min} = 0.12AIW \quad (3-3)$$

۳-۵-۳ در محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_{eu} ، برای رعایت محدودیت‌های فوق، مقدار برش پایه در رابطه (۱-۳) را می‌توان بدون منظور کردن محدودیت مربوط به زمان تناوب اصلی ساختمان T در تبصره بند (۱-۳-۳-۳) تعیین کرد. ولی در ساختمان‌های با اهمیت خیلی زیاد محدودیت آن بند در مورد زمان تناوب اصلی باید رعایت شود. در هر حال، رعایت رابطه (۳-۳) از بند (۱-۱-۳-۳) در خصوص حداقل برش پایه در محاسبات تغییر مکان نسبی ضروری است.

۳-۳-۳ زمان تناوب اصلی نوسان، T

۱-۳-۳-۳ ساختمان‌های متعارف

ساختمان‌های متعارف به ساختمان‌هایی اطلاق می‌شود که توزیع جرم و سختی در ارتفاع آنها عمدتاً به صورت متناسب تغییر کند. در این ساختمان‌ها زمان تناوب اصلی نوسان را می‌توان از روابط تجربی زیر به دست آورد.

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

۱- در مواردی که جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب‌ها ایجاد ننمایند:

- در قاب‌های فولادی

$$T = 0.08H^{0.75} \quad (۳-۳)$$

- در قاب‌های بتن‌آرمه

$$T = 0.05H^{0.9} \quad (۴-۳)$$

جدول ۲-۲ پارامترهای مربوط به روابط (۲-۲)

نوع زمین	T_0	T_s	خطر نسبی کم و متوسط		خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد	
			S_0	S	S_0	S
I	۰/۱	۰/۴	۱	۱/۵	۱	۱/۵
II	۰/۱	۰/۵	۱	۱/۵	۱	۱/۵
III	۰/۱۵	۰/۷	۱/۱	۱/۷۵	۱/۱	۱/۷۵
IV	۰/۱۵	۱/۰	۱/۳	۲/۲۵	۱/۱	۱/۷۵

$$\begin{aligned} B_1 &= S_0 + (S - S_0 + 1)(T/T_0) & 0 < T < T_0 \\ B_1 &= S + 1 & T_0 < T < T_s \\ B_1 &= (S + 1)(T_s/T) & T > T_s \end{aligned} \quad (۲-۲)$$

۲-۳-۲ ضریب اصلاح طیف، N ، به شرح زیر تعیین می‌شود:

الف- برای پهنه‌های با خطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

$$\begin{aligned} N &= 1 & T < T_s \\ N &= \frac{0.7}{4 - T_s} (T - T_s) + 1 & T_s < T < 4 \text{ sec} \\ N &= 1.7 & T > 4 \text{ sec} \end{aligned} \quad (۳-۲)$$

بیمارستان با اهمیت خیلی زیاد می باشد:

$$I = 1.4$$



شهر تبریز با خطر نسبی بسیار زیاد می باشد:

$$A = 0.35$$

سازه دارای سیستم قاب خمشی بتنی ویژه می باشد:

$$R_u = 7.5$$

در ادامه با توجه به زمان تناوب تحلیلی داده شده در صورت سوال باید محدودیت زمان تناوب اصلی را برای ساختمان بیمارستان با اهمیت بسیار زیاد اعمال کنیم:

$$T_m = 1.25s$$

$$T_a = 0.05 * 20^{0.9} = 0.741s$$

$$T = \min(1.25T_a, T_m) = \min(1.25 * 0.741 = 0.926s, 1.25s) = 0.926s$$

در ادامه ضریب بازتاب B را با توجه به خطر نسبی خیلی زیاد شهر تبریز و زمین نوع II محاسبه

می کنیم:

$$B = B_1 N$$

$$T = 0.926 > T_s = 0.5 \rightarrow B_1 = (S + 1) \frac{T_s}{T} = (1.5 + 1) * \frac{0.5}{0.926} = 1.35$$

$$T_s = 0.5s < T < 4s \rightarrow N = \frac{0.7}{4 - 0.5} (0.926 - 0.5) + 1 = 1.085$$

$$\rightarrow B = B_1 N = 1.35 * 1.085 = 1.465$$

در نهایت ضریب زلزله را محاسبه می کنیم:

$$C = \frac{ABI}{R_u} = \frac{0.35 * 1.465 * 1.4}{7.5} \approx 0.096$$

$$C_{min} = 0.12AI = 0.12 * 0.35 * 1.4 = 0.059$$

$$C \geq C_{min} \text{ OK} \checkmark$$

پاسخ سوال گزینه (۳)

تشابه این سوال با سوال ۹ آزمون جامع ۳ و سوال ۲۶ آزمون جامع ۵ سبز سازه و توضیحات درسنامه ای تور سبز سازه

تشابه

۹- برای ساخت ساختمان تجاری بر روی خاک نوع I در شهر اصفهان، قرار است از قاب خمشی بتنی ویژه استفاده شود. تعداد طبقات این ساختمان 24 طبقه و ارتفاع هر طبقه 3.5 متر می باشد. زمان تناوب حاصل از تحلیل 1.35 ثانیه به دست آمده است. با در نظر گرفتن اثر میانقاب ها، ضریب زلزله این سازه در کدام گزینه به درستی بیان شده است؟

(۱) 0.0273 (۲) 0.03 (۳) 0.0185 (۴) 0.0292

آزمون ورود به حرفه مهندسان - آزمون جامع ۵ سبزسازه 303C رشته عمران (محاسبات)

۲۶- در یک بیمارستان پنج طبقه به ارتفاع 24 متر از تراز پایه و با سیستم قاب خمشی بتنی ویژه در هر دو راستا مقادیر زمان تناوب اصلی سازه بر اساس دو نوع تحلیل با سختی های کاهش یافته اعضا مطابق جدول زیر به دست آمده است. در محاسبه برش پایه برای زلزله بهره برداری، مقدار ضریب زلزله به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ (تحلیل سازه بدون در نظر گرفتن اثر پی دلتا انجام شده است. خطر لرزه خیزی منطقه متوسط و نوع خاک II بوده و اثر جداگرهای میان قابی نیز ناچیز فرض شود.)

زمان تناوب (ثانیه)	سختی ستون	سختی تیر	تحلیل
1.6	$0.7I_g$	$0.35I_g$	1
1	I_g	$0.525I_g$	2
1.4	I_g	$0.5I_g$	3

(۱) 0.12 (۲) 0.07 (۳) 0.08 (۴) 0.25

بند ۳-۵

در محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_{ei} ، مقدار برش پایه را می توان بدون منظور کردن محدودیت مربوط به زمان تناوب اصلی ساختمان T تعیین کرد. ولی در ساختمان های با اهمیت خیلی زیاد محدودیت آن بند در مورد زمان تناوب اصلی باید رعایت شود.

$$T = \min(1.25 T_{\text{تجربی}}, T_{\text{تحلیلی}})$$

ساختمان با اهمیت خیلی زیاد

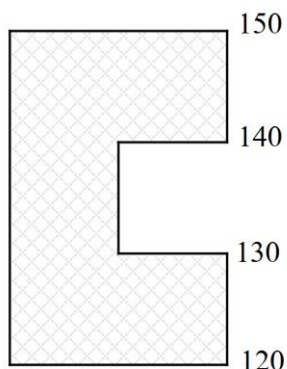
$$T = T_{\text{تحلیلی}}$$

ساختمان با اهمیت زیاد، متوسط، کم

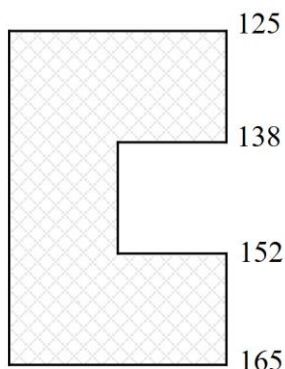
$$T \uparrow \rightsquigarrow B \downarrow \rightsquigarrow C \downarrow$$



۵۸- در یک ساختمان 5 طبقه، برای کنترل نامنظمی پیچشی در پلان، دیافراگم صلب مدل شده است و تغییر مکان های انتهای ساختمان در طبقه چهارم ناشی از زلزله با پیشش تصادفی مثبت و منفی در شکل های زیر نشان داده شده اند. نسبت حداکثر تغییر مکان نسبی به تغییر مکان نسبی متوسط $\left(\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{avg}}\right)$ در طبقه چهارم چقدر است؟ اندازه ها در شکل به میلی متر می باشند.



با پیچش تصادفی مثبت



با پیچش تصادفی منفی

1.11 (۱)

1.14 (۲)

1.21 (۳)

(۴) با این اطلاعات نمی توان این نسبت را محاسبه کرد.

سطح سوال: متوسط و مفهومی

حل: طبق بند ۱-۷-۱ صفحه ۶ و بند ۳-۳-۳-۷-۳ صفحه ۴۰ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

۱-۷-۱ نامنظمی در پلان

ب-نامنظمی پیچشی: در مواردی که حداکثر تغییرمکان نسبی در یک انتهای

ساختمان در هر طبقه، با احتساب پیچش تصادفی و با منظور کردن $A_j = 1/0$

بیشتر از ۲۰ درصد متوسط تغییرمکان نسبی در دو انتهای ساختمان در آن طبقه

باشد. در این موارد نامنظمی "زیاد" و در مواردی که این اختلاف بیشتر از ۴۰

درصد باشد، نامنظمی "شدید" پیچشی توصیف می شود.

۳-۷-۳-۳ برون مرکزی اتفاقی در تراز هر طبقه، e_{aj} ، به منظور به حساب آوردن احتمال تغییرات اتفاقی توزیع جرم و سختی از یک سو و نیروی ناشی از مؤلفه پیچشی زلزله از سوی دیگر، در نظر گرفته می شود. این برون مرکزی باید در هر دو جهت و حداقل برابر با ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه، در امتداد عمود بر نیروی جانبی اختیار شود. در مواردی که ساختمان مشمول نامنظمی پیچشی موضوع بند (۱-۷-۱-ب) می شود، برون مرکزی اتفاقی حداقل باید در ضریب بزرگنمایی A_j طبق رابطه زیر، ضرب شود.

$$A_j = \left(\frac{\Delta_{max}}{1.2 \Delta_{ave}} \right)^2 \quad 1 \leq A_j \leq 3 \quad (9-3)$$

در این رابطه:

Δ_{max} = حداکثر تغییر مکان طبقه $A_j = 1/0$ ز که با فرض محاسبه شده است.
 Δ_{ave} = میانگین تغییر مکان دو انتهای ساختمان در طبقه $A_j = 1/0$ محاسبه شده است.

با توجه به اینکه طراح تغییر مکان مطلق در انتهای ساختمان در طبقه چهارم را به ما در صورت سوال داده است. می توان با محاسبه A_j برای هر دو پلان با پیش تصادفی مثبت و منفی فهمید که اگر مقدار A_j واحد باشد یعنی هر دو پلان منظم پیچشی خواهند بود. لذا داریم:

پلان با پیش تصادفی مثبت:

$$\Delta_{avg} = \frac{\Delta_{max} + \Delta_{min}}{2} = \frac{150 + 120}{2} = 135mm$$

$$1 \leq A_j = \left(\frac{\Delta_{max}}{1.2 \Delta_{avg}} \right)^2 \leq 3 \rightarrow A_j = \left(\frac{150}{1.2 * 135} \right)^2 = 0.86 \neq 1 \times \text{not ok}$$

$$A_j = 1$$

با توجه به واحد شدن ضریب بزرگنمایی A_j می توان فهمید که پلان با پیش تصادفی مثبت منظم پیچشی می باشد، بنابراین:

$$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{avg}} \leq 1.2$$

بنابراین گزینه سوم که برابر 1.21 می باشد صحیح نبوده و رد می شود.

نکته مهم: با توجه به نداشتن تغییر مکان مطلق طبقه سوم نمی توان تغییر مکان نسبی طبقه چهارم را محاسبه نمود، لذا گزینه اول که برابر 1.11 می باشد از نسبت تغییر مکان مطلق ماکزیمم به تغییر مکان مطلق متوسط بدست می آید که اشتباه می باشد.

$$\left(\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{avg}} \right)_{\text{مطلق}} = \frac{150}{\frac{150 + 120}{2}} = 1.11 \times$$



پلان با پیچش تصادفی منفی:

$$\Delta_{avg} = \frac{\Delta_{max} + \Delta_{min}}{2} = \frac{165 + 125}{2} = 145 \text{ mm}$$

$$1 \leq A_j = \left(\frac{\Delta_{max}}{1.2 \Delta_{avg}} \right)^2 \leq 3 \rightarrow A_j = \left(\frac{165}{1.2 * 145} \right)^2 = 0.9 \neq 1 \times \text{not ok}$$

$$A_j = 1$$

با توجه به واحد شدن ضریب بزرگنمایی A_j می توان فهمید که پلان با پیچش تصادفی منفی منظم پیچشی می باشد، بنابراین:

$$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{avg}} \leq 1.2$$

بنابراین گزینه سوم که برابر 1.21 می باشد صحیح نبوده و رد می شود.

نکته مهم: با توجه به نداشتن تغییر مکان مطلق طبقه سوم نمی توان تغییر مکان نسبی طبقه چهارم را محاسبه نمود، لذا گزینه دوم که برابر 1.14 می باشد از نسبت تغییر مکان مطلق ماکزیمم به تغییر مکان مطلق متوسط بدست می آید که اشتباه می باشد.

$$\left(\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{avg}} \right)_{\text{مطلق}} = \frac{165}{\frac{165 + 125}{2}} \approx 1.14 \times$$

در نهایت با توجه به نداشتن تغییر مکان مطلق طبقه سوم نمی توان به تغییر مکان نسبی طبقه چهارم رسید و لذا با این اطلاعات نمی توان نسبت تغییر مکان نسبی ماکزیمم به تغییر مکان نسبی متوسط طبقه چهارم را محاسبه نمود.

پاسخ سوال گزینه (۴)

تشابه این سوال با سوال ۲۱ آزمون جامع ۳ سبز سازه و توضیحات درسنامه ای تور سبز سازه

تشابه

آزمون ورود به حرفه مهندسان - آزمون جامع ۳ سبز سازه

303C رشته عمران (محاسبات)

۲۱- جدول زیر تغییر مکان های گوشه های پلان یک ساختمان یک طبقه با دیافراگم صلب را نسبت به تراز پایه تحت اثر زلزله های جهت X و Y نشان می دهد. این سازه از لحاظ پیچشی...

E_y		E_x		
Δ_y	Δ_x	Δ_y	Δ_x	
5.3 mm	0	-0.2 mm	9.6 mm	A
3.5 mm	0	-0.2 mm	9.6 mm	B
3.5 mm	-0.3 mm	-0.1 mm	8.7 mm	C
5.3 mm	-0.3 mm	-0.1 mm	8.7 mm	D

نامنظم شدید پیچشی محسوب می شود.	(۲)	نامنظم زیاد پیچشی محسوب می شود.	(۱)
از لحاظ پیچشی منظم است.	(۴)	اطلاعات داده شده کافی نیست.	(۳)

بند ۳-۵-۴

در ساختمان های نامنظم پیچشی و یا نامنظم شدید پیچشی، برای محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_{eu} ، به جای تفاوت بین تغییر مکان های جانبی مراکز جرم کف ها، باید تفاوت بین تغییر مکان های جانبی کف های بالا و پایین آن طبقه در امتداد محورهای کناری ساختمان مدنظر قرار گیرد.

$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{avg}} > 1.2$	نامنظمی زیاد پیچشی
$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{avg}} > 1.4$	نامنظمی شدید پیچشی

گروه مهندسی سبزسازه - تورن تخصصی نظام مهندسی

۵۹- بار برف متوازن برای سقف شیب دار یک سالن صنعتی در شهر ایلام در حالت برف ریز که گروه ناهمواری محیط برای آن ناحیه باز در نظر گرفته شده، برابر نصف بار مبنا P_s برآورد شده است. در صورتی که ضریب اهمیت بار برف و ضریب شرایط دمایی برابر با ۱ فرض شود. سطح بام لغزنده باشد و فضای کافی پایین تر از لبه بام برای ریزش برف وجود داشته باشد، مقدار زاویه شیب این سقف به کدام گزینه نزدیک تر است؟

(۱) ۱۵ درجه

(۲) ۴۰ درجه

(۳) ۲۰ درجه

(۴) ۳۰ درجه

سطح سوال: متوسط

حل: طبق بند ۶-۷-۲ صفحه ۴۵ مبحث ۶ ویرایش ۱۳۹۸ داریم:

۶-۷-۲ بار برف بام

بار برف بر روی بام، P_r ، با توجه به بار برف مبنا، شیب و دمای بام، برف گیری و اهمیت سازه برای هر مترمربع تصویر افقی سطح آن، از رابطه ۶-۷-۱ تعیین می شود:

$$P_r = I_s C_n C_h C_s P_s$$

(۶-۷-۱)



جدول ۱-۷-۶ تقسیم‌بندی شهرهای کشور از نظر بار برف

ردیف	شهر	منطقه	ردیف	شهر	منطقه
۱۴	ایلام	۴	۴۴	خاش	۱

۳-۷-۶ بار برف مبنا

بار برف مبنا، P_s ، باری است که بر اساس آمار موجود در منطقه، احتمال فراگذشت از آن در سال دو درصد باشد (دوره بازگشت ۵۰ سال).

بار برف مبنا در مناطق مختلف کشور را باید با توجه به تقسیم‌بندی مشخص شده در جدول ۱-۷-۶ یا در شکل پیوست ۵-۶، حداقل برابر با مقادیر زیر در نظر گرفت:

منطقه ۱- برف بسیار کم (نادر)	۰/۲۵ کیلونیوتن بر مترمربع
منطقه ۲- برف کم	۰/۵ کیلونیوتن بر مترمربع
منطقه ۳- برف متوسط	۱ کیلونیوتن بر مترمربع
منطقه ۴- برف زیاد	۱/۵ کیلونیوتن بر مترمربع

۴-۷-۶ ضریب برف‌گیری

ضریب برف‌گیری، C_n ، با توجه به اثر ناهمواری محیط و ساخت و ساز اطراف و میزان برف‌گیری بام ساختمان بر اساس جدول ۲-۷-۶، در نظر گرفته می‌شود. برای مناطق ۱ الی ۳ بار برف، این ضریب برابر یک در نظر گرفته می‌شود.

جدول ۲-۷-۶ ضریب برف‌گیری، C_n

نوع ناحیه	بام برف‌ریز	بام نیمه برف‌گیر	بام برف‌گیر
پرتراکم	۰/۹	۱/۰	۱/۱
باز	۰/۸	۰/۹	۱/۰

۶-۷-۶ ضریب شیب

برای بام‌های مسطح، ضریب شیب، C_s ، برابر واحد می‌باشد. برای بام‌های شیب‌دار ضریب شیب بر حسب زاویه شیب، α ، به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$C_s = 1 \quad \alpha \leq \alpha_0 \quad (الف-۳-۷-۶)$$

$$C_s = 1 - \frac{\alpha - \alpha_0}{70 - \alpha_0} \quad \alpha_0 < \alpha < 70^\circ \quad (ب-۳-۷-۶)$$

$$C_s = 0 \quad \alpha \geq 70^\circ \quad (پ-۳-۷-۶)$$

زاویه α_0 ، طبق بند ۱-۶-۷-۶، با توجه به شرایط سطح شیب‌دار مشخص می‌شود.

۱-۶-۷-۶ اگر سطح بام لغزنده بوده و لغزش برف بر روی سطح شیب‌دار بدون مانع باشد و

همچنین فضای کافی پایین‌تر از لبه بام برای ریزش برف موجود باشد، مقدار α_0 برای $C_h = 1$ برابر

۵ درجه، برای $C_h = 1/1$ برابر ۱۰ درجه و برای مقادیر بیشتر C_h برابر ۱۵ درجه خواهد بود. بام‌های

لغزنده شامل پوشش‌های فلزی، سنگ‌برگ، شیشه‌ای و پوشش لاستیکی، پلاستیکی و قیراندود با سطوح صاف و هموار می‌باشند. غشاهای دارای سطوح آجدار را نمی‌توان صاف در نظر گرفت.

ورقه‌های پوشش آسفالتی و چوبی لغزنده محسوب نمی‌شوند.

$$P_r = \frac{P_s}{2} = \frac{1.5}{2} = 0.75$$

$$(P_s)_{\text{ایلام}} = 1.5 \frac{KN}{m^2}$$

$$I_s = C_h = 1$$

سالن صنعتی در شهر ایلام در منطقه ۴ بار برف با بام برف ریز و در ناحیه باز داریم:

$$C_n = 0.8$$

$$P_r = I_s * C_n * C_h * C_s * P_s$$

$$P_r = 0.75 = 1 * 0.8 * 1 * C_s * 1.5 \rightarrow C_s = 0.625$$

در ادامه با توجه به لغزنده بودن بام و داشتن فضای کافی پایین‌تر از لبه بام برای پذیرش بار برف و همچنین با توجه به ضریب شرایط دمایی برابر $C_h = 1$ داریم:

$$\alpha_0 = 5^\circ$$

با فرض اینکه مقدار زاویه شیب بام α بین زوایای α_0 و 70° قرار دارد. داریم:



$$\alpha_0 < \alpha < 70^\circ \rightarrow C_s = 0.625 = 1 - \frac{\alpha - \alpha_0}{70^\circ - \alpha_0}$$

$$\rightarrow C_s = 0.625 = 1 - \frac{\alpha - 5^\circ}{70^\circ - 5^\circ} \rightarrow \alpha = 29.375^\circ \approx 30^\circ$$

در انتها باید فرض اولیه در نظر گرفته شده برای محاسبه زاویه α کنترل شود:

$$\alpha_0 = 5^\circ < \alpha \approx 30^\circ < 70^\circ \quad OK \checkmark$$

فرض اولیه کاملاً درست می باشد.

پاسخ سوال گزینه (۴)

تشابه بسیار بالای این سوال با سوال آبان ۹۳ و توضیحات کامل این سوال در تور سبز سازه

تشابه

معرفی پارامترهای بار برف متوازن

$$P_r = I_s * C_n * C_h * C_s * P_s$$

$$\begin{aligned} \downarrow P_r &\leftarrow \downarrow C_s \leftarrow \uparrow \text{نسبت} \\ \uparrow P_r &\leftarrow \uparrow C_s \leftarrow \downarrow \text{نسبت} \end{aligned}$$

P_s

I_s

C_n

C_h

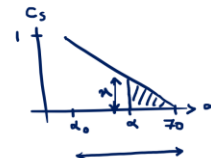


C_s

$$\begin{cases} C_s = 1 & \alpha \leq \alpha_0 \\ C_s = \frac{70 - \alpha}{70 - \alpha_0} & \alpha_0 \leq \alpha \leq 70^\circ \\ C_s = 0 \rightarrow P_r = 0 & \alpha \geq 70^\circ \end{cases}$$

$$\frac{70 - \alpha_0}{1} = \frac{70 - \alpha}{x}$$

$$x = C_s = \frac{70 - \alpha}{70 - \alpha_0}$$





آبان ۹۳

باربرف متوازن برای سقف شیبدار یک سالن صنعتی در حالت برف ریز، که نوع ناحیه برای آن باز ارزیابی شده، کمتر از نصف بار زمین P_s برآورد شده است. در صورتیکه ضریب اهمیت باربرف و ضریب شرایط دمایی برابر ۱ فرض شده، سطح بام لغزنده و بدون مانع برای لغزش برف بوده و برای پذیرش برف، فضای کافی پایین تر از لبه بام وجود داشته باشد، کدامیک از گزینه های زیر به کمترین شیب ممکن برای سقف سالن، نزدیکتر است؟ ($P_s = 1.5 \text{ kN/m}^2$)

$$P_r < \frac{P_s}{2}$$

$$\rightarrow I_s * C_n * C_h * C_s * P_s < \frac{P_s}{2}$$

$$C_h = 1_s = 1$$

$$C_n = 0.8$$

برف ریز و نوع ناحیه باز

$$1 * 0.8 * 1 * C_s * P_s < \frac{P_s}{2} \rightarrow C_s < 0.625$$

$$0 < C_s < 1 \rightarrow C_s = \frac{70 - \alpha}{70 - 0.5^\circ} < 0.625 \rightarrow \alpha^\circ > 29.375^\circ \approx 30^\circ$$

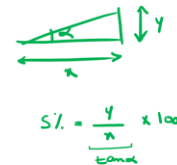
$$\mu(30^\circ) = 58\%$$

30% (1)

58% (2) 30° ✓

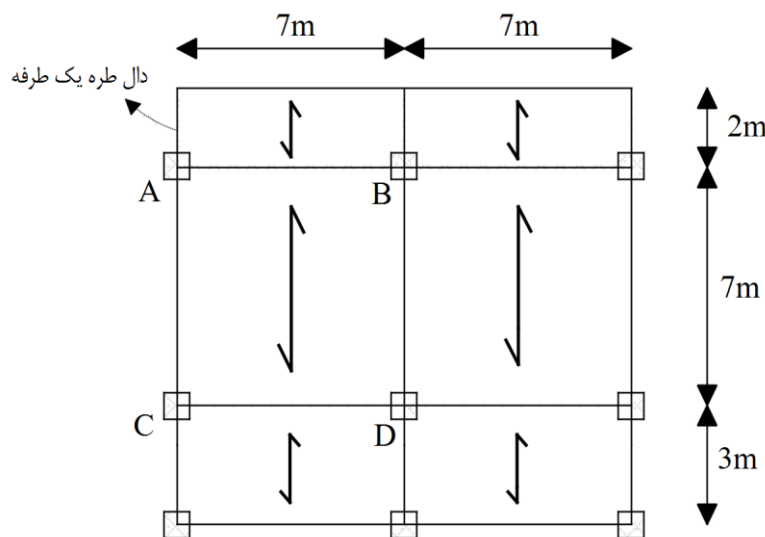
12% (3)

5% (4)



گروه صنعتی سبزسازه تور محاسبات نظام مهندسی - میبخت ششم

۶۰- در پلان یک طبقه از ساختمانی بار زنده گسترده یکنواخت کلیه سطوح $2 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$ می باشد، بارگذاری بار زنده تیرهای AB و CD حداکثر چند درصد مجاز به کاهش هستند؟ این کف محل عبور یا پارک خودروهای سواری و همچنین محل اجتماع و ازدحام نمی باشد. ضمناً این طبقه مربوط به بام ساختمان نیست.



(۱) 8.8 درصد برای تیر AB و 10 درصد برای تیر CD

(۲) 4.4 درصد برای تیر AB و 25 درصد برای تیر CD

(۳) 1.3 درصد برای تیر AB و 20 درصد برای تیر CD



۴) بدون کاهش برای تیر AB و CD

سطح سوال: متوسط و تکراری

حل: طبق بند ۶-۵-۵-۱ صفحه ۲۴ مبحث ۶ ویرایش ۱۳۹۸ داریم:

۶-۵-۱ کاهش در بارهای زنده گسترده یکنواخت

بار زنده گسترده اعضایی را که برای آنها، مقدار $K_{LL} A_T$ برابر با ۳۷ مترمربع یا بیشتر باشد، می‌توان با در نظر گرفتن محدودیت‌های بندهای ۶-۵-۵-۲ تا ۶-۵-۵-۵، طبق رابطه (۶-۵-۱) کاهش داد:

$$L = L_0 \left[0.75 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL} A_T}} \right] \quad (۶-۵-۱)$$

که در آن:

L : بار زنده طراحی کاهش یافته در هر مترمربع، وارد شده بر عضو

L_0 : حداقل بار زنده گسترده یکنواخت در هر مترمربع، وارد شده بر عضو (از جدول ۶-۵-۱)

K_{LL} : ضریب موقعیت عضو (از جدول ۶-۵-۲)

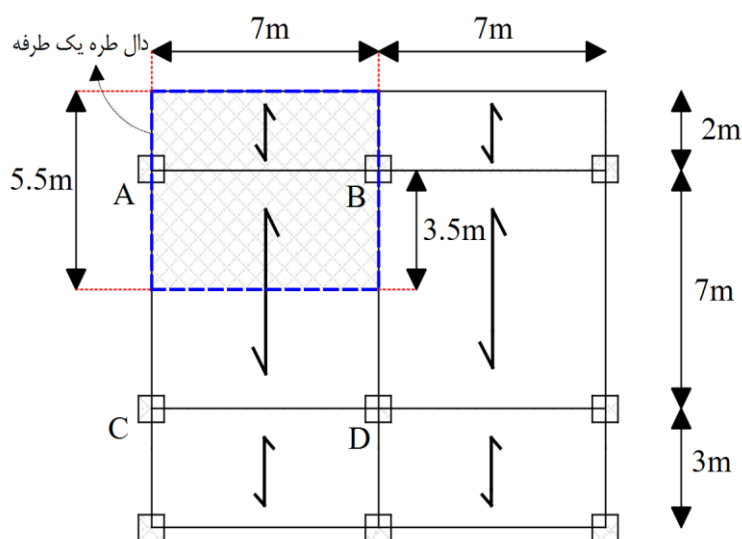
A_T : سطح بارگیر (مترمربع)

جدول ۶-۵-۲ ضریب موقعیت عضو برای بار زنده K_{LL}

ردیف	عضو سازه‌ای	K_{LL}
۱	ستون داخلی	۴
۲	ستون خارجی بدون دال‌های طره‌ای	۴
۳	ستون کناری با دال طره‌ای	۳
۴	ستون گوشه‌ای با دال طره‌ای	۲
۵	تیر کناری بدون دال طره‌ای	۲
۶	تیر داخلی	۲
۷	بقیه اعضاء ذکر نشده شامل:	
۱-۷	تیر کناری با دال طره‌ای	۱
۲-۷	تیر طره‌ای	۱

تحلیل تیر AB (تیر کناری با دال طره‌ای): ابتدا سطح بارگیر A_T و ضریب موقعیت تیر برای بار زنده K_{LL} از جدول ۲-۵-۶ را محاسبه می‌کنیم:

$$K_{LL} = 1$$



$$A_T = 7 * 5.5 = 38.5m^2$$

$$K_{LL} * A_T = 1 * 38.5 = 38.5m^2 \geq 37m^2 \text{ OK } \checkmark$$

با توجه به کنترل شرایط موجود می توان بار زنده تیر AB را کاهش داد.

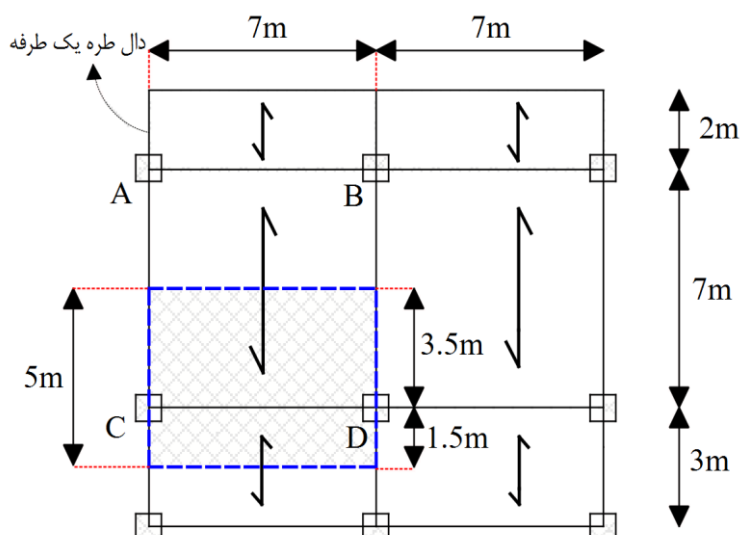
در نهایت حداکثر درصد کاهش بار زنده در تیر AB به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\left(1 - \frac{L}{L_o}\right) * 100 = \left[(1) - \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL} * A_T}} \right) \right] * 100$$

$$\left(1 - \frac{L}{L_o}\right) * 100 = \left[(1) - \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{38.5}} \right) \right] * 100 = 1.35 \% \text{ کاهش بار زنده}$$

تحلیل تیر CD (تیر داخلی): ابتدا سطح بارگیر A_T و ضریب موقعیت تیر برای بار زنده K_{LL} از جدول ۶-۵-۲ را محاسبه می کنیم:

$$K_{LL} = 2$$



$$A_T = 7 \times 5 = 35m^2$$

$$K_{LL} \times A_T = 2 \times 35 = 70m^2 \geq 37m^2 \text{ OK } \checkmark$$

با توجه به کنترل شرایط موجود می توان بار زنده تیر CD را کاهش داد.

در نهایت حداکثر درصد کاهش بار زنده در تیر CD به صورت زیر محاسبه می شود:

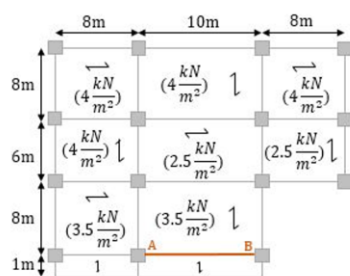
$$\left(1 - \frac{L}{L_o}\right) \times 100 = \left[(1) - \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{70}}\right) \right] \times 100 = 20.38 \% \text{ کاهش بار زنده}$$

پاسخ سوال گزینه (۳)

تشابه بسیار بالای این سوال با سوال ۴۵ آزمون جامع چهارم و سوال تالیفی تور سبز سازه

تشابه

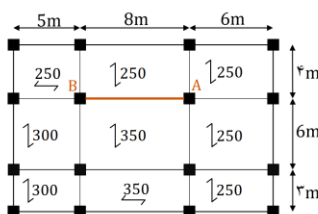
۴۵- درصد کاهش بار زنده تیر AB که در طبقه سوم یک ساختمان ۵ طبقه قرار دارد را تعیین کنید. (بارهای نشان داده شده در شکل بار زنده کف هستند.)



10.32%	(۴)	7.1%	(۳)	6.1%	(۲)	6.8%	(۱)
--------	-----	------	-----	------	-----	------	-----

تالیفی

در پلان تیر ریزی زیر، سربار کاهش یافته تیر AB را مشخص کنید؟



$$K_{LL} = 2 \quad A_T = 8 \times \frac{4+6}{2} = 40 \quad K_{LL} \times A_T = 80 > 37$$

$$L = L_o \left[0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL} \times A_T}} \right] > 0.5 L_o$$

$$L_1 = 250 \left[0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{80}} \right] = 190.24 > 125 \frac{kg}{m}$$

$$L_2 = 350 \left[0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{80}} \right] = 266.33 > 175 \frac{kg}{m}$$

$$190.24 \times 2 = 380.48 \frac{kg}{m} \quad + \quad 266.33 \times 3 = 799 \frac{kg}{m}$$

$$380.48 + 799 = 1180 \frac{kg}{m}$$

