۱۲- در بالکن یک سالن سینما از یک جان‌پناه سراسری به ارتفاع 1.1 متر استفاده شده است. در صورتی که جان‌پناه از میله‌های عمودی به فواصل 2 متری که به کف بالکن با اتصالات پیچی متصل شده باشد، برای طراحی اتصال به روش ضرایب بار و مقاومت، حداکثر لنگر خمشی و حداکثر نیروی کششی وارد بر اتصال به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ جرم و وزن جان‌پناه ناچیز است.

۱) $M_{umax} = 5.5\ kN.m$ و $T_{umax} = 5\ kN.m$

۲) $M_{umax} = 8.8\ kN.m$ و $T_{umax} = 8\ kN.m$

۳) $M_{umax} = 8.8\ kN.m$ و $T_{umax} = 0$

۴) $M_{umax} = 5.5\ kN.m$ و $T_{umax} = 0$

پاسخ :

طبق بند ۶-۵-۷-۱ مبحث ششم ویرایش ۱۳۹۸ :

۶-۵-۷-۱ بار وارد بر سیستم‌های نرده وجان‌پناه

سیستم نرده یا جان‌پناه باید طوری طراحی شود که یک بار متمرکز ۱ کیلونیوتن وارد برهر نقطه و در هر امتداد از آن را به نحوی که سبب ایجاد حداکثر اثر بار بر روی اجزاء سازه‌ای مربوط شود، تحمل کرده و آن را توسط تکیه‌گاه‌های خود به سازه منتقل نماید. همچنین نرده یا جان‌پناه باید طوری طراحی شود که یک بار گسترده ۰/۷۵ کیلونیوتن بر مترطول را در هر امتدادی در راستای نرده یا جان‌پناه تحمل کند. این بار لازم نیست که به صورت همزمان با بار متمرکز فوق در نظر گرفته شود. در سیستم‌های نرده و جان‌پناه که در محل‌های ازدحام و اجتماع قرار می‌گیرند بار گسترده خطی فوق باید به ۲/۵ کیلونیوتون بر مترطول افزایش یابد.

ادامه جدول ۶-۵-۱ حداقل بارهای زنده گسترده یکنواخت L_0 و بار زنده متمرکز کف‌ها

ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلونیوتن بر مترمربع	بار متمرکز کیلونیوتن
۲	**سالن‌ها و محل‌های تجمع و ازدحام در انواع ساختمان‌ها**		
۱-۲	سالن‌های عمومی و محل‌های تجمع دارای صندلی‌های ثابت (چسبیده به کف)	۳[۳]	—
۲-۲	سالن‌های عمومی و محل‌های تجمع فاقد صندلی‌های ثابت	۵[۳]	—
۳-۲	سالن غذاخوری و رستوران	۵[۳]	—
۴-۲	سینما و تئاتر	۵[۳]	—
۵-۲	صحنه سینما و تئاتر	۷٫۵[۳]	—
۶-۲	سالن اجرای مراسم گروهی، اجرای سرود و ...	۷٫۵[۳]	—
۷-۲	شبستان مساجد و تکایا	۶[۳]	—
۸-۲	سالن انتظار و ملاقات	۵[۳]	—
۹-۲	پایانه مسافربری	۶[۳]	

و طبق بند ۶-۲-۳-۲ مبحث ششم ویرایش ۱۳۹۸ :

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

در طراحی به روش ضرائب 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) ۱/۴D

۲) ۱/۲D+۱/۶L+۰/۵(L_r یا S یا R)

۳) ۱/۲ D+۱/۶(L_r یا S یا R)+[L یا ۰/۵(۱/۶W)]

۴) ۱/۲D+۱/۶W+L+۰/۵(L_r یا S یا R)

۵) ۱/۲D+E+L+۰/۲S

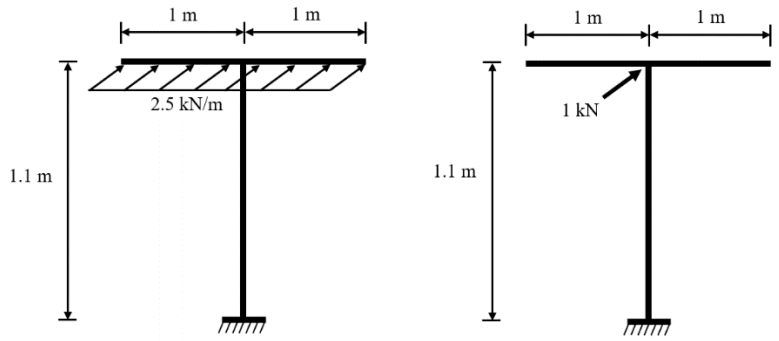
۶) ۰/۹ D+۱/۶W

۷) ۰/۹D+E

محاسبه حداکثر لنگر خمشی ضریب‌دار وارد بر اتصال :

$$P = 1\ kN$$

$$q = 2.5 \frac{kN}{m}$$

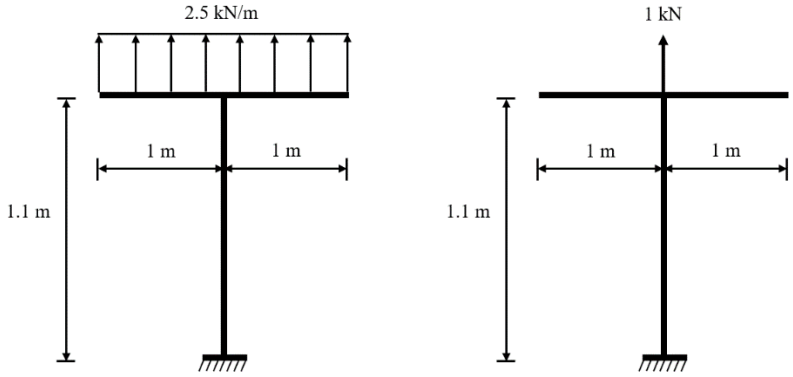


$$M_{\text{گسترده}} = 2.5 \times 2 \times 1.1 = 5.5\ kN.m$$

$$M_{\text{متمرکز}} = 1.1 \times 1 = 1.1\ kN.m$$

$$M_{u,max} = 1.6 \times \max(1.1\ , 5.5) = 8.8\ kN.m$$

محاسبه حداکثر نیروی کششی ضریب‌دار وارد بر اتصال :



$$T_{\text{گسترده}} = 2.5 \times 2 = 5\ kN$$

$$T_{\text{متمرکز}} = 1\ kN$$

$$T_{umax} = 1.6 \times \max(1\ , 5) = 8\ kN$$

واحدهای ارائه شده در گزینه‌ها برای نیروی کششی (T_u) دارای ایراد فنی است (به جای kN؛ $kN.m$ نوشته شده است). لذا پیشنهاد می‌شود این سؤال حذف شود.

۱۳- یک ساختمان مسکونی 20 طبقه از سطح زمین با ارتفاع طبقات 4 متر و پلان مربع شکل و ساده در شهر تهران و در منطقه مسطح و پرتراکم که به میزان سه کیلومتر در بالادست سمت رو به باد ساختمان ادامه دارد. قرار دارد. در صورتی که کل سطح ساختمان از دیوارهای پانلی 4×4 متر پوشیده شده باشد، براساس همین اطلاعات حداکثر نیروی باد وارد بر هر پانل دیوار به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ ساختمان دارای پنجره‌های معمولی قابل بازشو است.

۱) $36.2\ kN$

۲) $23.5\ kN$

۳) $25.9\ kN$

۴) $30.6\ kN$

پاسخ :

طبق بند ۶-۱۰-۱-۴ مبحث ششم ویرایش ۱۳۹۸ :

در ساختمان‌های بلند که ارتفاع آنها بیشتر از ۶۰ متر یا ۴ برابر عرض مؤثر آنها بوده و در سازه ساختمان‌های نرم که زمان تناوب ارتعاشات طبیعی آن بزرگتر از ۱/۵ ثانیه باشد، و درسازه‌های غیرساختمانی نرم نظیر دودکش‌ها، مخازن و دکل‌ها که زمان تناوب ارتعاشات طبیعی آن‌ها بزرگتر از ۱/۰ ثانیه است، محاسبه بار باد به روش استاتیکی کافی نیست. برای محاسبه بار باد در این ساختمان‌ها و سازه‌ها باید یکی از دو روش زیر را به کار گرفت:

الف) روش تأثیرات دینامیکی بار باد، نظیر آنچه در پیوست پ - ۶-۴ ارائه شده است.

ب)روش تجربی و استفاده از تونل باد، مطابق روش‌های معتبر بین‌المللی.

در مورد سازه‌هائی با زمان تناوب بیش از۴ ثانیه و ارتفاع بیش از ۶ برابر عرض مؤثر ساختمان، استفاده از روش تجربی مثل تونل باد الزامی است.

بزرگترین زمان تناوب اصلی ساختمان یا سازه را در امتداد مورد نظر می‌توان از هریک از روش‌های تحلیلی یا برای ساختمان‌های با ارتفاع کمتر از ۱۲۰ متر از روابط تجربی زیر محاسبه کرد.

(۶-۱۰-۱-الف) قاب خمشی فولادی $Ta= ۰/۱۲\overline{H}^{۰/۸}$

(۶-۱۰-۱-ب) قاب خمشی بتنی $Ta= ۰/۰۷\overline{H}^{۰/۹}$

(۶-۱۰-۱-ج) ساختمان‌های با سایر سیستم‌های باربر جانبی $Ta= ۰/۰۴۴\overline{H}$

در روابط فوق $\overline{H}$ تراز متوسط سقف برحسب متر است.

کنترل ارتفاع سازه :

$$H = 20 \times 4 = 80\ m > 60\ m$$

در نتیجه محاسبه بار باد به روش استاتیکی کافی نیست و باید بار باد به روش دینامیکی و طبق پیوست پ-۶-۴ محاسبه شود.

بررسی لزوم استفاده از روش تجربی مثل تونل باد :

$$H = 80\ m < 120\ m$$

با توجه به اینکه نوع سیستم سازه‌ای در صورت سؤال مشخص نشده است، زمان تناوب بر اساس هر سه رابطه ارائه شده محاسبه می‌شود :

$$T_{a1} = 0.12 \times 80^{0.8} = 3.99\ s < 4\ s$$

$$T_{a2} = 0.17 \times 80^{0.9} = 8.77\ s < 4\ s$$

$$T_{a3} = 0.044 \times 80 = 3.52\ s < 4\ s$$

در نتیجه استفاده از روش تجربی مثل تونل باد الزامی نبوده و بار دینامیکی باد طبق طبق پیوست پ-۶-۴ محاسبه می‌شود.

با توجه به اطلاعات ارائه شده در صورت سؤال، برخی پارامترهای مورد نیاز برای محاسبه بار باد به روش دینامیکی مطابق پیوست پ-۶-۴ قابل محاسبه نمی‌باشند و برای محاسبهٔ آن‌ها از روابط بار استاتیکی باد استفاده می‌کنیم.

همچنین برای در نظر گرفتن اثر لبه‌ها به بعد پلان نیاز داریم که در صورت سؤال ارائه نشده است. با این وجود محاسبات را برای هر دو حالت در نظر گرفتن و نگرفتن اثر لبه‌ها انجام می‌دهیم.

طبق بند ۶-۱۰-۵ مبحث ششم ویرایش ۱۳۹۸:

بار خالص باد، F_t ، برای کل ساختمان یا اجزاء پوششی ساختمان (اجزاء نما – پوشش بام) از جمع جبری حاصل‌ضرب فشارها یا مکش‌های داخلی وخارجی وارد بر سطوح ساختمان (یا اجزاء) در مساحت سطوح ساختمان (یا اجزاء) به دست می‌آید.

$$F_t = \Sigma P_j A_j + \Sigma P_{ij} A_j \qquad (۶-۱۰-۴)$$

طبق بند ۶-۱۰-۴ مبحث ششم ویرایش ۱۳۹۸ :

۶-۱۰-۴-۱ فشار یا مکش خارجی

فشار یا مکش خارجی تحت اثرباد روی سیستم اصلی باربر یا روی جزئی از سطح خارجی ساختمان از رابطهٔ (۶-۱۰-۳-الف) به دست می‌آید.

$$P = I_w q C_e C_t C_g C_p C_d \qquad \text{(۶-۱۰-۳-الف)}$$

در این رابطه :

P : فشار یا مکش خارجی استاتیکی در جهت عمود بر سطح است که در حالت فشار به سمت رو به سطح و در حالت مکش به سمت خارج از سطح عمل می‌کند.

I_w : ضریب اهمیت بار باد، طبق جدول (۶-۱-۲)

q : فشار مبنای باد بر اساس بند ۶-۱۰-۳ و رابطه ۶-۱۰-۲

C_e : ضریب اثر تغییر سرعت طبق بند ۶-۱۰-۶

C_t : ضریب پستی و بلندی زمین طبق بند ۶-۱۰- ۷

C_g : ضریب اثر تند باد طبق بند ۶-۱۰-۸ یا ۶-۱۰-۹

C_p : ضریب فشار طبق بند ۶-۱۰-۸ یا ۶-۱۰-۹

C_d : ضریب هم‌راستایی باد طبق بند ۶-۱۰-۱۲

۶-۱۰-۴-۲ فشار یا مکش داخلی

فشار یا مکش داخلی ساختمان تحت اثر باد از رابطهٔ (۶-۱۰-۳-ب) به دست می‌آید.

$$P_i = I_w q C_e C_t C_{gi} C_{pi} C_d \qquad \text{(۶-۱۰-۳-ب)}$$

در این رابطه :

P_i : فشار یا مکش داخلی استاتیکی در جهت عمود بر سطح است که در حالت فشار به سمت رو به سطح و در حالت مکش به سمت خارج از سطح عمل می‌کند.

C_{gi}: ضریب اثر تند باد طبق بند ۶-۱۰-۸

C_{pi} : ضریب اثر بازشو طبق بند ۶-۱۰-۱۱

ساختمان مسکونی ← $I_w = 1$

شهر تهران← $q = 0.47 \frac{kN}{m^2}$

حالت بحرانی ← $Z = H$

منطقه مسطح ← $C_t = 1$

ساختمان ← $C_d = 0.85$

محاسبه نیروی وارد بر اجزا (دیوار) ← $C_g = 2.5$

به صورت محافظه‌کارانه $C_{gi} = 2$

ساختمان دارای پنجره های معمولی قابل بازشو ← $C_{pi} = -0.45$ (مکش داخلی) و $C_{pi} = 0.3$ (فشار داخلی)

پارامتر C_e برای حالت دینامیکی مطابق پیوست پ-۶-۴ برای ناحیه پرتراکم به صورت زیر محاسبه می‌شود :

$$C_{e_{\text{دینامیکی}}} = 0.5 \times \left(\frac{20 \times 4}{12.7}\right)^{0.5} = 1.25$$

و C_e برای حالت استاتیکی به صورت زیر محاسبه می‌شود :

$$C_{e_{\text{استاتیکی}}} = 0.7 \times \left(\frac{20 \times 4}{12}\right)^{0.3} = 1.237 \geq 0.7 \quad O.K.$$

بدون در نظر گرفتن اثر لبه :

$$C_p = 0.9$$

$$P_{\text{دینامیکی}} = I_w q C_e C_t C_g C_p C_d = 1 \times 0.47 \times 1.25 \times 1 \times 2.5 \times 0.9 \times 0.85 = 1.124 \frac{kN}{m^2}$$

$$F_{\text{دینامیکی}} = 1.124 \times 4 \times 4 = 17.98\ kN$$

$$P_{\text{استاتیکی}} = I_w q C_e C_t C_g C_p C_d = 1 \times 0.47 \times 1.237 \times 1 \times 2.5 \times 0.9 \times 0.85$$

$$= 1.111 \frac{kN}{m^2}$$

$$F_{\text{استاتیکی}} = 1.111 \times 4 \times 4 = 17.78\ kN$$

محاسبهٔ نیروی داخلی باد وارد بر هر پانل دیوار :

$$P_{i_{\text{دینامیکی}}} = I_w q C_e C_t C_{gi} C_{pi} C_d = 1 \times 0.47 \times 1.25 \times 1 \times 2 \times 0.45 \times 0.85$$

$$= 0.449 \frac{kN}{m^2}$$

$$F_{i_{\text{دینامیکی}}} = 0.449 \times 4 \times 4 = 7.18\ kN$$

$$P_{i_{\text{استاتیکی}}} = I_w q C_e C_t C_{gi} C_{pi} C_d = 1 \times 0.47 \times 1.237 \times 1 \times 2 \times 0.45 \times 0.85$$
$$= 0.445 \frac{kN}{m^2}$$
$$F_{i_{\text{استاتیکی}}} = 0.445 \times 4 \times 4 = 7.12kN$$

با در نظر گرفتن اثر لبه و فرض اینکه هر پانل دیوار به طور کامل در ناحیه لبه ($0.1D$) قرار گرفته باشد :

محاسبهٔ نیروی خارجی باد وارد بر هر پانل دیوار :

$$C_p = 1.2$$

$$P_{\text{دینامیکی}} = I_w q C_e C_t C_g C_p C_d = 1 \times 0.47 \times 1.25 \times 1 \times 2.5 \times 1.2 \times 0.85 = 1.498 \frac{kN}{m^2}$$

$$F_{\text{دینامیکی}} = 1.498 \times 4 \times 4 = 24\ kN$$

$$P_{\text{استاتیکی}} = I_w q C_e C_t C_g C_p C_d = 1 \times 0.47 \times 1.237 \times 1 \times 2.5 \times 1.2 \times 0.85$$
$$= 1.483 \frac{kN}{m^2}$$

$$F_{\text{استاتیکی}} = 1.483 \times 4 \times 4 = 23.73\ kN$$

محاسبهٔ نیروی داخلی باد وارد بر هر پانل دیوار :

$$P_{i_{\text{دینامیکی}}} = I_w q C_e C_t C_{gi} C_{pi} C_d = 1 \times 0.47 \times 1.25 \times 1 \times 2 \times 0.3 \times 0.85 = 0.3 \frac{kN}{m^2}$$

$$F_{i_{\text{دینامیکی}}} = 0.3 \times 4 \times 4 = 4.8\ kN$$

$$P_{i_{\text{استاتیکی}}} = I_w q C_e C_t C_{gi} C_{pi} C_d = 1 \times 0.47 \times 1.237 \times 1 \times 2 \times 0.3 \times 0.85$$
$$= 0.297 \frac{kN}{m^2}$$

$$F_{i_{\text{استاتیکی}}} = 0.297 \times 4 \times 4 = 4.75\ kN$$

جمع‌بندی :

برای حالت در نظر نگرفتن اثر لبه :

$$F_{t_{\text{دینامیکی}}} = 17.98 + 7.18 = 25.16\ kN$$

$$F_{t_{\text{استاتیکی}}} = 17.78 + 7.12 = 24.9\ kN$$

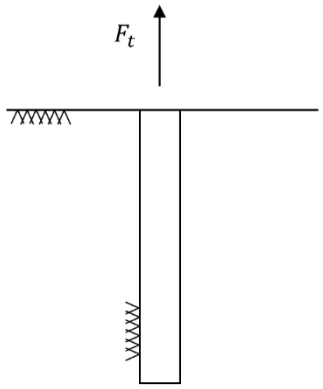
برای حالت در نظر گرفتن اثر لبه :

$$F_{t_{\text{دینامیکی}}} = 24 + 4.8 = 28.8\ kN$$

$$F_{t_{\text{استاتیکی}}} = 23.73 + 4.75 = 28.48\ kN$$

گزینه‌های ۳ و ۴ به اعداد به دست آمده نزدیک‌تر می‌باشند اما با در نظر گرفتن اینکه بسیاری از پارامترهای مورد نیاز برای حل این سؤال (همانطور که پیش‌تر ذکر شد) در صورت سؤال ارائه نشده است، این سؤال می‌بایست دوگزینه‌ای شده یا حذف شود.

۲۱- با استفاده از روابط تحلیلی معتبر، ظرفیت باربری فشاری (مقاومت فشاری اسمی) یک شمع درجاریز به وزن 150 کیلونیوتن، ناشی از ظرفیت نوک (مقاومت اسمی نوک) $1500\ kN$ و ناشی از ظرفیت باربری جدارهٔ شمع (مقاومت اسمی جداره) $1300\ kN$ و مجموعاً $2800\ kN$ به دست آمده است. صرفاً با این اطلاعات حداقل مقاومت باربری نهایی کششی این شمع در شرایط استاتیکی (R_t) به کدام‌یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟



۱) $995\ kN$

۲) $395\ kN$

۳) $340\ kN$

۴) $480\ kN$

پاسخ :

طبق بند ۷-۶-۴-۳-۳ مبحث هفتم ویرایش ۱۴۰۰ :

۷-۶-٤-۳-۳ نیروی مقاوم کششی، چه در حالت منفرد و چه در حالت گروهی، با استفاده از رابطه (۷-۶-۱۰) محاسبه می‌شود:

$$R_t = W_t + F_s - U_{uplift} \qquad (۷-۶-۱۰)$$

در این رابطه:

W_t = وزن شمع‌ها و وزن بلوک خاک (در گروه‌شمع)

F_s= مقاومت جانبی جدار شمع و خاک یا مقاومت برشی خاک در مرز بلوک خاک (در گروه‌شمع)

U_{uplift} = برآیند نیروهای رو به بالای طراحی ناشی از فشار آب بالابرنده در زیر بلوک خاک.

طبق بند ۷-۶-۴-۳-۶ مبحث هفتم ویرایش ۱۴۰۰ :

۷-۶-٤-۳-۶ مقاومت اصطکاک جدار کششی شمع‌های منفرد ۰/۷ تا ۰/۸۵ اصطکاک جدار شمع در حالت فشاری لحاظ شود، مگر آنکه آزمایش بارگذاری استاتیکی کششی انجام شده باشد.

چونکه حداقل مد نظر است → $F_s = 0.7 \times 1300 = 910\ kN$

$R_t = 150 + 910 - 0 = 1060\ kN$

طبق بند ۷-۶-۷-۲-۳ مبحث هفتم ویرایش ۱۴۰۰ :

ضریب کاهش مقاومت برای شمع درجاریز $= 0.375$

مقاومت باربری نهایی کششی شمع $= 0.375 \times 1060 = 397.5\ kN$

گزینه (۲)

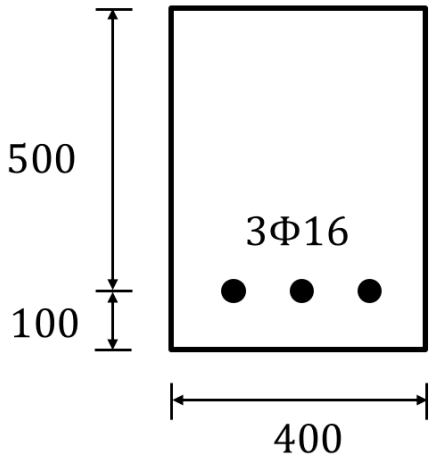
در صورت این سؤال ظرفیت باربری فشاری اسمی که در ادبیات مکانیک خاک همان ظرفیت باربری نهایی کششی می‌باشد که با توجه به آن خواننده سؤال تصور می‌کند که نیازی به اعمال ضرایب اطمینان و یا ضرایب کاهش مقاومت نمی‌باشد. همچنین در خط پنجم سؤال عبارت R_t به صورت تأکیدی نوشته شده است که طبق رابطه صفحه ۷۸ مبحث هفتم بدون هیچ ضریب اطمینان و یا ضریب کاهش مقاومت محاسبه می‌گردد. همچنین در صورت سؤال هیچ اشاره‌ای به روش مقاومت مجاز و یا روش ضرایب بار و مقاومت نشده است. شایان ذکر است عبارت بار نهایی هم در صفحه ۸۳ مربوط به روش مقاومت مجاز و هم در صفحه ۸۴ مبحث هفتم مربوط به روش ضرایب بار و مقاومت به کار رفته است.

۷-۶-۷-۱-۲ از تقسیم بار نهائی (Q_{ult}) حاصله از هر یک از روش‌های بند ۷-۶-۱-۱-٤ بر ضریب اطمینان، بار مجاز (Q_{allow}) حاصل می‌گردد (رابطه ۷-۶-۹). درروش مقاومت مجاز ، Q_{allow} در واقع R_c ، R_t و R_{tr} به ترتیب در شمع تحت بارهای فشاری، کششی و جانبی است.

۷-۶-۷-۲-۲ با اعمال ضرایب کاهش مقاومت بار نهائی (Q_{ult}) حاصله از هر یک از روش‌های بند ۷-۶-۱-۱-٤، در واقع R_c ، R_t و R_{tr} به ترتیب در شمع تحت بارهای فشاری، کششی و جانبی حاصل می‌شوند.

با توجه به ابهامات مذکور در صورت این سؤال و جلوگیری از تضییع حق داوطلبانی که در فرصت بسیار اندک آزمون برای ادراک این مسأله دچار سردرگمی شده‌اند خواهشمند است نسبت به بازبینی مجدد و در صورت صلاحدید حذف این سوال اقدام فرمایید.

۲۸- حداکثر لنگر خمشی ضریب‌دار قابل تحمل و تحمل و قابل قبول توسط مقطع تیر بتنی شکل زیر به کدام‌یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ بتن معمولی و از رده $C30$ بوده و آرماتورها از ردهٔ $S340$ هستند. در شکل ابعاد به میلی‌متر است.



۱) $90\ kN.m$

۲) $75\ kN.m$

۳) $68\ kN.m$

۴) $100\ kN.m$

پاسخ :

ابتدا ضابطه ρ_{min} را کنترل می‌کنیم :

طبق بند ۹-۱۱-۵-۱-۲ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ :

$$\rho_{min} = max\left\{\frac{1.4}{f_y}\ ,\ \frac{0.25\sqrt{f_c'}}{fy}\right\} = max\left\{\frac{1.4}{340}\ ,\ \frac{0.25\sqrt{30}}{340}\right\} = 0.0041$$

$$\rho = \frac{3 \times \frac{\pi \times 16^2}{4}}{400 \times 500} = 0.00301 < 0.0041\ N.G.$$

آرماتورهای خمشی حداقل در مقطع تأمین نشده است و به نظر می‌رسد طبق بند ۹-۱۱-۵-۱-۳ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹، مقدار آرماتورهای تأمین شده $\frac{4}{3}$ آرماتورهای محاسباتی بوده است؛ یعنی :

$$A_{s_{\text{تأمین شده}}} \geq \frac{4}{3} A_{s_{\text{محاسباتی}}}$$

توجه شود که ظرفیت خمشی مقطع مورد اشاره در صورت سؤال بایستی با وضعیت آرماتورهای فعلی محاسبه گردد، نه براساس $\frac{3}{4} A_{s_{\text{تأمین شده}}}$ ؛ بنابراین داریم :

رابطهٔ مقاومت خمشی اسمی :

$$M_n = \rho f_y b d^2 (1 - 0.59\rho \frac{f_y}{f_c'})$$

$$M_n = 0.00301 \times 340 \times 400 \times 500^2 \left(1 - 0.59 \times 0.00301 \times \frac{340}{30}\right) \times 10^{-6}$$
$$= 100\ kN.m$$

تعیین Φ :

طبق بند ۹-۸-۲-۲-۶ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ :

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{7}(f_c' - 28) = 0.85 - \frac{0.05}{7}(30 - 28) = 0.836$$

$$\rho_{tcl} = 0.319\beta_1 \frac{d_t}{d}\frac{f_c'}{f_y} = 0.319 \times 0.836 \times \frac{500}{500} \times \frac{30}{340} = 0.024$$

$$\rho = 0.00301 < \rho_{tcl} = 0.024$$

پس رفتار مقطع کشش‌کنترل می‌باشد و طبق جدول ۹-۷-۲ : $\Phi = 0.9$

مقاومت خمشی طراحی :

$$M_u \leq \Phi M_n = 0.9 \times 100 = 90\ kN.m$$

توجه شود اگر براساس $\frac{3}{4}A_{s_{\text{تأمین شده}}}$ ، محاسبات لنگر خمشی انجام شود، خواهیم داشت :

$$\rho_{\text{محاسباتی}} = \frac{3}{4} \times 0.00301 = 0.00225 \rightarrow \Phi M_n = 68\ kN.m$$

چنانچه پاسخ سؤال بر مبنای ظرفیت خمشی براساس آرماتورهای محاسباتی (نه وضعیت موجود) در صورت سؤال مد نظر بود عدد $68\ kN.m$ بایستی انتخاب می‌شد اما با توجه به استدلال مطرح شده گزینه (۱) پاسخ صحیح سؤال می‌باشد و این سؤال می‌بایست دو گزینه‌ای شده یا حذف شود.

۳۰- فرض کنید حداکثر نیروی برشی مقاوم دوطرفهٔ یک دال بتنی تخت در مجاورت یک ستون بتنی با مقطع مربع، در صورتی که از خاموت استفاده نشود برابر $600\ kN$ است. در این دال بتنی برای دستیابی به حداکثر نیروی برشی مقاوم دوطرفهٔ مقطع در حضور خاموت‌ها، حداقل نیروی برشی اسمی تامین‌شده توسط خاموت‌ها باید چقدر باشد؟ فرض کنید نسبت محیط مقطع بحرانی به عمق مؤثر دال برابر 8 بوده و لنگر متعادل‌نشده‌ای از دال به ستون منتقل نمی‌شود.

۱) $700\ kN$

۲) $900\ kN$

۳) $600\ kN$

۴) $800\ kN$

پاسخ :

در صورت عدم استفاده از خاموت :

طبق بند ۹-۸-۵-۳-۱ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ :

۹-۸-۵-۳ مقاومت برشی دو طرفه‌ی تامین شده توسط بتن

۹-۸-۵-۳-۱ مقاومت برشی بتن برای اعضای دو طرفه‌ی که در آن‌ها از آرماتور برشی استفاده نشده باشد، کم‌ترین مقداری است که از سه رابطه‌ی زیر تعیین می‌شود.

$$v_c = 0.33\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c} \qquad \textbf{(۹-۸-۲۰-الف)}$$

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

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

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.

و از طرفی :

> ۹-۸-۵-۱-۳ برش دو طرفه توسط مقطعی با عمق d و یک محیط منگنه‌ای بحرانی b_0 که در بخش ۹-۸-۵-۲ تعریف شده است، مقاومت می‌گردد. اگر بر مقطع لنگر نامتعادل اثر نکند و بتوان توزیع تنش برشی در پیرامون مقطع بحرانی را یک نواخت در نظر گرفت، نیروی برشی دو طرفه‌ی متناظر با بتن، V_c، و یا متناظر با فولاد، V_s، به ترتیب با ضرب v_c و v_s در سطح بحرانی برش دو طرفه، $b_0 d$، تعیین میشوند.

طبق صورت سوال : $\frac{b_0}{d} = 8$

برای مقطع مربعی : $\beta = 1$

موقعیت ستون مشخص نیست پس به عنوان بحرانی ترین حالت موقعیت ستون را گوشه فرض می‌کنیم :

$$\alpha_s = 20$$

$$V_c = min \begin{Bmatrix} 0.33 \times \lambda_s \lambda \sqrt{f_c'} \\ 0.17 \times \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times \lambda_s \lambda \sqrt{f_c'} \\ 0.083 \times \left(2 + \frac{20}{8}\right) \lambda_s \lambda \sqrt{f_c'} \end{Bmatrix} b_0 d = 0.33 \lambda_s \lambda \sqrt{f_c'} b_0 d$$

طبق جدول ۹-۷-۲ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ :

با توجه به عدم ارائه اطلاعات لازم در صورت سؤال مقادیر λ و λ_s قابل تعیین نیستند. با فرض مقدار 1 برای هر دو ضریب داریم :

$$\Phi = 0.75$$

$$\Phi V_c = 0.75 \times 0.33 \times 1 \times 1 \times \sqrt{f_c'} b_0 d = 600 \rightarrow \sqrt{f_c'} b_0 d = 2424.24$$

طبق بند ۹-۸-۵-۳-۴ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ :

۹-۸-۵-۳-۴ برای اعضای دو طرفه با فولاد گذاری برشی، لازم است عمق موثر مقطع طوری انتخاب شود که v_u محاسبه شده در مقاطع بحرانی از مقادیر زیر بیش‌تر نشود:

- در صورت استفاده از خاموت:

$$v_u \le 0.5\phi\sqrt{f'_c} \qquad \textbf{(۹-۸-۲۳-الف)}$$

و طبق بند ۹-۸-۵-۳-۲ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ :

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:

$$v_c \le 0.17\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c} \qquad \textbf{(۹-۸-۲۱)}$$

$$V_u \le \min\begin{cases}\Phi(V_c+V_s)\\ 0.5\Phi\sqrt{f'_c}b_0d\end{cases}$$

$$V_{c_{\text{جدید}}} = 0.17\times 2424.24 = 412.12\ kN$$

$$\Phi\left(V_{c_{\text{جدید}}}+V_s\right) \ge 0.5\Phi\sqrt{f'_c}b_0d \rightarrow \Phi\left(V_{c_{\text{جدید}}}+V_s\right) \ge 0.5\Phi\sqrt{f'_c}b_0d$$

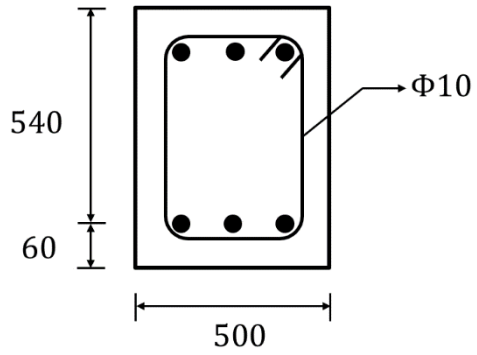
$$\rightarrow (412.12+V_s) \ge 0.5\times 2424.24 \rightarrow V_s \ge 800\ kN$$

گزینه (۴)

با توجه به عدم ارائه اطلاعات لازم در صورت سؤال برای محاسبه مقادیر λ و λ_s این تست می‌بایست حذف شود.

۴۲- لنگر پیچشی (T_u) در یک تیر بتنی مطابق شکل زیر $50\ kN.m$ است. مقدار آرماتور پیچشی طولی (A_l) و عرضی (A_t/s) به ترتیب چه مقدار است؟ مقدار پوشش روی آرماتور عرضی را 40 میلی‌متر در نظر بگیرید و از نیروی محوری صرف‌نظر نموده و $\Phi = 45°$ فرض شود. در شکل ابعاد به میلی‌متر است.

$f_c' = 30\ MPa\ , f_{yt} = 400\ MPa$



۱) $870\ mm^2$ و $0.47\ mm^2/mm$

۲) $780\ mm^2$ و $0.44\ mm^2/mm$

۳) $950\ mm^2$ و $0.52\ mm^2/mm$

۴) $660\ mm^2$ و $0.36\ mm^2/mm$

پاسخ :

طبق بندهای ۹-۱۱-۵-۳-۲ و ۹-۱۱-۵-۲-۳ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ :

۹-۱۱-۵-۳-۲ اگر آرماتور پیچشی لازم باشد، حداقل سطح مقطع آرماتور عرضی به صورت خاموت برشی و پیچشی بسته، $\left(A_v + 2A_t\right)_{\min} / s$، برابر با بیش‌ترین مقدار (الف) و (ب) که در بند ۹-۱۱-۵-۲-۳ برای برش ذکر شد، در نظر گرفته می‌شود.

۹-۱۱-۵-۲-۳ اگر آرماتورهای برشی مورد نیاز باشند و بتوان از اثرات پیچشی صرف نظر نمود، حداقل آرماتور برشی در فاصله‌ی S، یعنی $A_{v,\min} / s$ نباید از بزرگترین مقادیر زیر کمتر باشد:

$$0.062\sqrt{f_c'}\,\frac{b_w}{f_{yt}} \qquad \textbf{(۹-۱۱-۲-الف)}$$

$$0.35\,\frac{b_w}{f_{yt}} \qquad \textbf{(۹-۱۱-۲-ب)}$$

$$\frac{(A_v + 2A_t)_{min}}{s} = max \begin{cases} 0.062 \times \sqrt{30} \times \frac{500}{400} = 0.424 \\ 0.35 \times \frac{500}{400} = 0.437 \end{cases} = 0.437 \frac{mm^2}{mm}$$

$$2 \times \frac{A_t}{s} > 0.437 \quad \rightarrow \frac{A_t}{s} \geq 0.218 \frac{mm^2}{mm}$$

عبارت فوق در همه گزینه‌ها برقرار است.

طبق بند ۹-۱۱-۵-۳-۳ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ :

۹-۱۱-۵-۳-۳ اگر آرماتور پیچشی لازم باشد، حداقل آرماتور طولی پیچشی، $A_{l,\min}$، کم‌ترین مقدار (الف) و (ب) در نظر گرفته می‌شود:

$$0.42\frac{\sqrt{f'_c}A_{cp}}{f_{yt}} - \left(\frac{A_t}{s}\right)p_h\frac{f_{yt}}{f_y} \qquad \textbf{(۹-۱۱-۳-۳-الف)}$$

$$0.42\frac{\sqrt{f'_c}A_{cp}}{f_{yt}} - \left(\frac{0.175b_w}{f_{yt}}\right)p_h\frac{f_{yt}}{f_y} \qquad \textbf{(۹-۱۱-۳-۳-ب)}$$

$$p_h = 2(x_0 + y_0)$$

$$x_0 = 500 - 2\left(40 + \frac{10}{2}\right) = 410\ mm$$

$$y_0 = 600 - 2\left(40 + \frac{10}{2}\right) = 510\ mm$$

$$p_h = 2(410 + 560) = 1840\ mm$$

A_{cp} : مساحت مقطع بتنی

$$A_{cp} = 500 \times 600 = 300000\ mm^2$$

اولین ایراد در حل این سؤال : فقط f_{yt} ارائه شده است؛ با توجه به آنکه مقدار f_y برای آرماتورهای طولی به صورت صریح مشخص نشده است، نمی‌توان سؤال را پاسخ داد. با فرض $f_y = f_{yt} = 400\ MPa$ ، و جایگذاری گزینه‌ها داریم:

برای گزینه اول داریم :

$$\frac{A_t}{s} = 0.47$$

$$A_{l,min} = \min \begin{cases} 0.42 \times \dfrac{\sqrt{30} \times (300000)}{400} - (0.47)(1840) \times \dfrac{400}{400} = 860.53\ mm^2 \\ 0.42 \times \dfrac{\sqrt{30} \times (300000)}{400} - \left(\dfrac{0.175 \times 500}{400}\right)(1840) \times \dfrac{400}{400} = 1322.83\ mm^2 \end{cases}$$

$$A_l = 870\ mm^2 > A_{l,min} = 860.53\ mm^2 \quad O.K.$$

حال به محاسبهٔ ظرفیت پیچشی مقطع براساس رابطه زیر پرداخته می‌شود :

طبق بند ۹-۸-۶-۳-۱ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ :

۹-۸-۶-۳ مقاومت پیچشی تامین شده در عضو و محدودیت ابعاد

۹-۸-۶-۳-۱ مقاومت پیچشی اسمی عضو بتن آرمه، T_n، بر اساس عمل توام خاموت‌های بسته و فولادهای طولی پیچشی، تامین شده و برابر با کم‌ترین از دو مقدار زیر منظور می‌شود.

$$T_n = \frac{2A_0 A_t f_{yt}}{s}\cot\theta \qquad \text{(۹-۸-۳۰-الف)}$$

$$T_n = \frac{2A_0 A_\ell f_y}{p_h}\tan\theta \qquad \text{(۹-۸-۳۰-ب)}$$

در این رابطه‌ها، A_0 سطح مقطع ناخالصی است که با مسیر جریان برش پیچشی احاطه می‌شود؛ و با استفاده از تحلیل و با فرض مقطع جدار نازک تعیین می‌گردد. هم‌چنین می‌توان فرض نمود که $A_0 = 0.85A_{oh}$ باشد؛ که A_{oh} مساحت محصور به بیرونی‌ترین خاموت‌های بسته‌ی پیچشی است. از طرفی زاویه‌ی θ نباید کم‌تر از ۳۰ درجه و بزرگ‌تر از ۶۰ درجه تعیین شود؛ هم‌چنین می‌توان فرض نمود که $\theta = 45^\circ$ باشد. هم‌چنین متغیر A_t مقدار سطح مقطع یک ساق از خاموت بسته‌ای است که در مقابل پیچش مقاومت می‌کند؛ A_ℓ سطح مقطع میلگردهای طولی پیچشی است، و p_h محیط خط میانی بیرونی‌ترین خاموت بسته است.

$$T_u = 50 \le 0.75 \times \min \begin{cases} 2 \times 177735 \times 0.47 \times 400 \times \cot 45 \times 10^{-6} \\ \dfrac{2 \times 177735 \times 870 \times 400}{1840} \times \tan 45 \times 10^{-6} \end{cases} = 50.12\ kN.m \quad O.K.$$

گزینه اول صحیح می‌باشد.

برای گزینه دوم داریم :

$$\frac{A_t}{s} = 0.44$$

$$A_{l,min} = \min\begin{cases} 0.42 \times \dfrac{\sqrt{30} \times (300000)}{400} - (0.44)(1840) \times \dfrac{400}{400} = 915.73\ mm^2 \\ 1322.83\ mm^2 \end{cases}$$

$$A_l = 780\ mm^2 < A_{l,min} = 915.73\ mm^2 \quad N.G.$$

پس گزینه دوم نمی‌تواند صحیح باشد.

برای گزینه سوم داریم :

$$\frac{\mathrm{A_t}}{\mathrm{s}} = 0.52$$

$$A_{l,min} = \min\begin{cases} 0.42 \times \dfrac{\sqrt{30} \times (300000)}{400} - (0.52)(1840) \times \dfrac{400}{400} = 768.53\ mm^2 \\ 1322.83\ mm^2 \end{cases}$$

$$A_l = 950\ mm^2 > A_{l,min} = 768.53\ mm^2 \quad O.K.$$

$$T_u = 50 \le 0.75 \times \min\begin{cases} 2 \times 177735 \times 0.52 \times 400 \times \cot 45 \times 10^{-6} \\ \dfrac{2 \times 177735 \times 950 \times 400}{1840} \times \tan 45 \times 10^{-6} \end{cases} = 55\ kN.m \quad O.K.$$

گزینه سوم هم صحیح می‌باشد.

برای گزینه چهارم داریم :

$$\frac{\mathrm{A_t}}{\mathrm{s}} = 0.36$$

$$A_{l,min} = \min\begin{cases} 0.42 \times \dfrac{\sqrt{30} \times (300000)}{400} - (0.36)(1840) \times \dfrac{400}{400} = 1062.93\ mm^2 \\ 1322.83\ mm^2 \end{cases}$$

$$A_l = 660\ mm^2 < A_{l,min} = 1062.93\ mm^2 \quad N.G.$$

گزینه چهارم نمی‌تواند صحیح باشد.

نتیجه گیری؛ علاوه بر آنکه مقدار f_y برای آرماتورهای طولی ارائه نشده است، با فرض $f_y = f_{yt} = 400\ MPa$ به حل سؤال پرداختیم؛ از طرفی در صورت سؤال قید نشده که حداقل میزان A_l و $\frac{A_t}{s}$ را بدست بیاورید، لذا هم گزینه اول و هم گزینه سوم می‌تواند صحیح باشد. البته احتمالاً مدنظر طراح محترم گزینه اول بوده است.

۴۳- در یک ساختمان فولادی مقطع یکی از ستون ها از نوع $IPB\ 300$ بوده و طراحی به روش $LRFD$ و روش تحلیل مستقیم مدنظر است. حداکثر نیروی محوری قابل تحمل توسط این ستون برای آنکه مقدار ضریب τ_b از 0.8 کمتر نباشد، به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

$E = 2 \times 10^5\ MPa\ \ ,\ \ F_y = 360\ MPa$

۱) $2580\ kN$

۲) $3880\ kN$

۳) $1480\ kN$

۴) $980\ kN$

پاسخ :

طبق بند ۱۰-۲-۱-۵-۱-۲ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ :

۱۰-۲-۱-۵-۱-۲ کاهش سختی اعضا

در تحلیل و طراحی به روش تحلیل مستقیم برای تعیین مقاومت‌های موردنیاز در تحلیل مرتبه دوم، باید به شرح زیر از ضرایب کاهش سختی استفاده شود:

(۱) ضریب کاهش 0.8 برای کلیهٔ سختی‌هایی که در پایداری سازه مؤثرند. اعمال این ضریب کاهش برای کلیهٔ سختی‌های تمامی اعضا، حتی اگر در پایداری سازه نقشی نداشته باشند، نیز مجاز است.

(۲) علاوه بر ضریب کاهش 0.8 یک ضریب کاهش اضافی τ_b نیز به شرح زیر در سختی خمشی اعضایی که در پایداری سازه مؤثر هستند:

$$(EI)^* = 0.8\,\tau_b EI \qquad (۱۰-۲-۱-۲)$$

که در آن:

$(EI)^*$ = صلبیت خمشی کاهش‌یافتهٔ عضو

E = مدول الاستیسیتهٔ فولاد

I = ممان اینرسی مقطع عضو حول محور خمش

τ_b = ضریب کاهش اضافی سختی خمشی مطابق رابطهٔ زیر:

$$\tau_b = \begin{cases} 1.0 & \alpha \frac{P_r}{P_y} \le 0.5 \\ 4\alpha \frac{P_r}{P_y}\left(1 - \frac{\alpha P_r}{P_y}\right) & \alpha \frac{P_r}{P_y} > 0.5 \end{cases} \qquad (۳\text{-}۱\text{-}۲\text{-}۱۰)$$

$\alpha = 1.0$ (LRFD) و $\alpha = 1.6$ (ASD)

در رابطهٔ ۳-۱-۲-۱۰، P_r مقاومت محوری فشاری موردنیاز و P_y مقاومت تسلیم محوری عضو ($P_y=A_gF_y$) است. درصورتی‌که عضو فشاری لاغر باشد، در تعیین مقاومت تسلیم محوری باید از مساحت مؤثر مقطع (A_e) استفاده شود.

طراحی $LRFD \leftarrow \alpha = 1$

طبق جدول اشتال :

$$A_g = 149 \times 100\ mm^2$$

$$P_y = A_g f_y = 14900 \times 360 \times 10^{-3} = 5364\ kN$$

بر اساس خواسته سوال :

$$\tau_b = 4 \times 1 \times \frac{P_r}{5364} \times \left(1 - 1 \times \frac{P_r}{5364}\right) \ge 0.8$$

$$\rightarrow P_r \le 3881\ kN$$

گزینه (۲)

$P_u \le \Phi P_n$

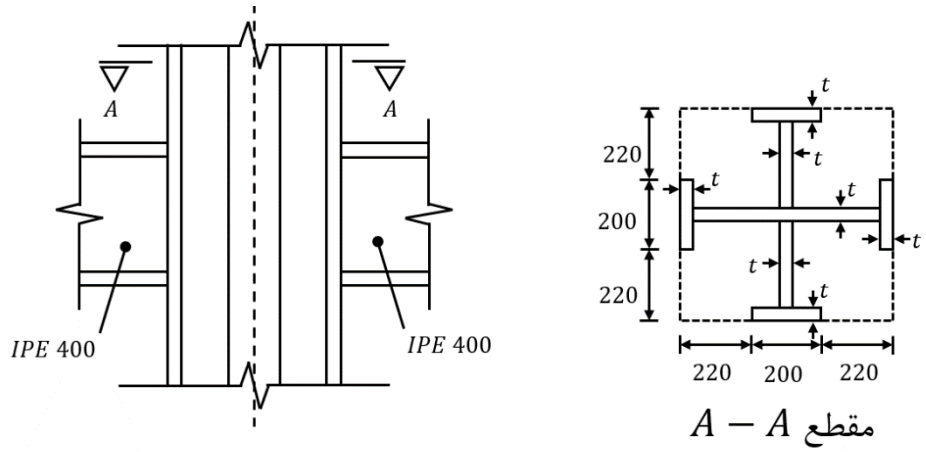
P_u : مقاومت محوری مورد نیاز بر طبق روش $LRFD$ که از تحلیل سازه و ترکیبات بارگذاری به‌دست می‌آید.

ΦP_n : حداکثر نیروی محوری قابل تحمل در ستون (مقاومت طراحی) که بر اساس حالات حدی کمانش خمشی و کمانش پیچشی جانبی محاسبه می‌شود و نیازمند داشتن اطلاعاتی از قبیل طول ستون، شرایط تکیه‌گاهی و ... می‌باشد که در صورت سؤال اشاره نشده است.

در این سؤال احتمالاً مدنظر طراح محترم، محاسبه P_u (P_r) یا مقاومت محوری مورد نیاز (نه نیروی محوری قابل تحمل طبق خواسته سؤال) بوده است. بدین ترتیب امکان حذف این سؤال وجود دارد. با این وجود با فرض محاسبه P_u (مقاومت محوری مورد نیاز) به حل این سؤال پرداخته شد.

۵۱- فرض کنید اتصال شکل زیر مربوط به یک قاب خمشی ویژه است. اگر از اثر بارهای ثقلی صرف‌نظر شود و نیز به‌طور محافظه‌کارانه از اثر نیروی برشی ستون صرف‌نظر شود، براساس کنترل برش در چشمهٔ اتصال، حداقل ضخامت ورقهای تشکیل‌دهنده مقطع ستون به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ فرض کنید اتصال از نوع $WUF-W$ بوده و طراحی به روش $LRFD$ مدنظر است. همچنین فرض کنید در تحلیل از آثار تغییر شکل غیرالاستیک چشمهٔ اتصال استفاده نشده، اتصال تیرهای عمود بر صفحه کاغذ مفصلی و $\frac{P_{uc}}{P_{yc}} < 0.4$ است. در شکل ابعاد به میلی‌متر است.

$F_y = 240\ MPa \quad , \quad E = 2 \times 10^5\ MPa$



مقطع $A-A$

۱) $35\ mm$

۲) $20\ mm$

۳) $30\ mm$

۴) $25\ mm$

پاسخ :

طبق بند ۱۰-۳-۳-۳-۹ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ :

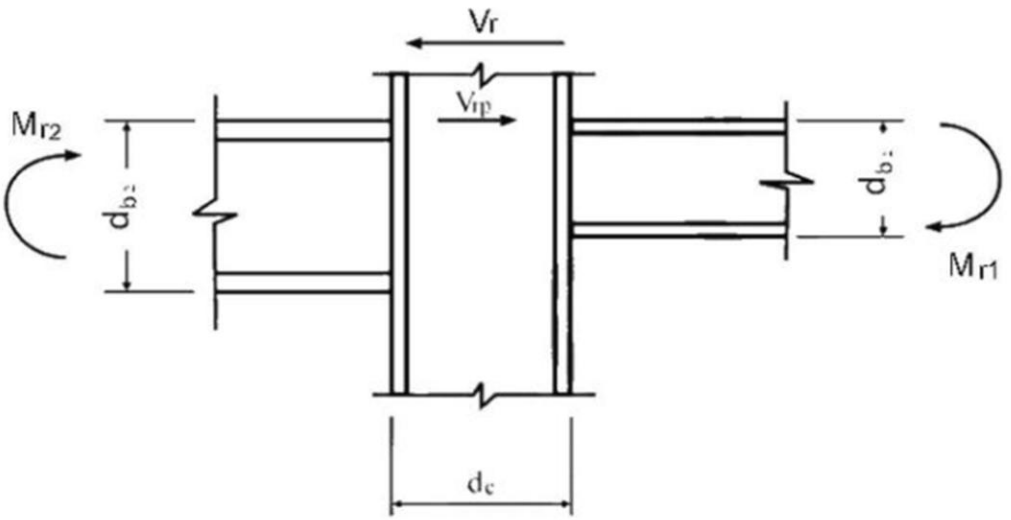
۱۰-۳-۳-۳-۹ برش در چشمهٔ اتصال

الف) چشمهٔ اتصال در برابر برش باید الزامات بخش ۱۰-۲-۹-۱۰ را اقناع نماید که در آن مقاومت برشی موردنیاز این چشمه باید با توجه به لنگرهای خمشی انتهای تیرهای طرفین اتصال که براساس ضوابط بند ۱۰-۳-۳-۳-۸-الف به دست می‌آید، تعیین شود. درصورتی‌که مقاومت برشی موردنیاز چشمهٔ اتصال بیش از مقاومت برشی موجود آن باشد، در چشمهٔ اتصال تعبیهٔ ورق یا ورق‌های مضاعف الزامی بوده و ضخامت آن یا آن‌ها براساس اختلاف مقاومت برشی موردنیاز و مقاومت برشی موجود به دست می‌آید.

طبق بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۶ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ :

۱۰-۲-۹-۱۰-۶ برش در چشمهٔ اتصال

الزامات این بند مربوط به حالتی است که مطابق شکل ۱۰-۲-۹-۲۸ یک زوج نیروی متمرکز در یک یا هر دو بال عضو اثر می‌کند.



شکل ۱۰-۲-۹-۲۸: برش در چشمهٔ اتصال

مقاومت برشی موجود چشمهٔ 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 چشمهٔ 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 چشمهٔ اتصال در تحلیل سازه منظور نشود:

۱- برای حالتی که $\alpha P_r \le 0.4 P_y$ باشد:

$$R_n = 0.6 F_y d_c t_w \qquad (۱۰-۲-۹-۴۰)$$

۲- برای حالتی که $\alpha P_r > 0.4 P_y$ باشد:

$$R_n = 0.6F_y d_c t_w \left(1.4 - \frac{\alpha P_r}{P_y}\right) \qquad (۴۱-۹-۲-۱۰)$$

ب) در حالتی که آثار تغییرشکل غیر الاستیک چشمهٔ اتصال در تحلیل سازه منظور شود:

۱- برای حالتی که $\alpha P_r \leq 0.75 P_y$ باشد:

$$R_n = 0.6F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3b_{cf}t_{cf}^2}{d_b d_c t_w}\right) \qquad (۴۲-۹-۲-۱۰)$$

۲- برای حالتی که $\alpha P_r > 0.75 P_y$ باشد:

$$R_n = 0.6\, F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3b_{cf}t_{cf}^2}{d_b d_c t_w}\right) \left(1.9 - \frac{1.2\alpha P_r}{P_y}\right) \qquad (۴۳-۹-۲-۱۰)$$

در روابط فوق:

b_{cf} = پهنای بال مقطع ستون

t_{cf} = ضخامت بال مقطع ستون

d_c = ارتفاع کلی مقطع ستون

d_b = ارتفاع کلی مقطع تیر

t_w = ضخامت جان مقطع ستون

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

P_r = مقاومت محوری موردنیاز ستون ناشی از ترکیبات مختلف بارگذاری متناظر با روش طراحی که در روش LRFD با P_u و در روش ASD با P_a نشان داده می‌شود.

P_y= مقاومت تسلیم محوری ستون ($P_y = A_g F_y$)

A_g = سطح مقطع کلی ستون

α = ضریبی که مقدار آن در روش LRFD برابر 1.0 و در روش ASD برابر 1.6 است.

مطابق شکل ۱۰-۲-۹-۲۸، در چشمهٔ اتصال مقاومت برشی موردنیاز (V_{rp}) از رابطهٔ زیر محاسبه می‌شود:

$$V_{rp} = \frac{M_{r1}}{d_{b1}} + \frac{M_{r2}}{d_{b2}} - V_r \qquad (۴۴-۹-۲-۱۰)$$

که در آن:

d_{b1} و d_{b2} = به ترتیب ارتفاع‌های کل مقاطع تیرهای سمت چپ و راست چشمهٔ اتصال

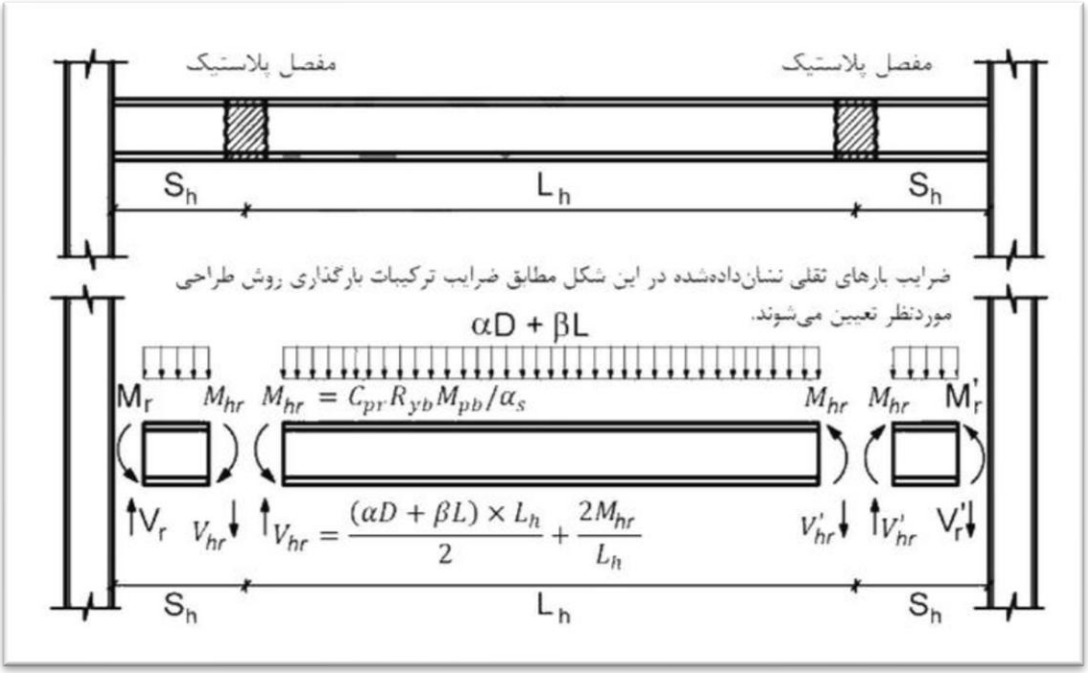
M_{r1} و M_{r2} = به ترتیب لنگرهای خمشی انتهایی تیرهای سمت چپ و راست چشمهٔ اتصال با رعایت جهت لنگرهای وارده ناشی از ترکیبات مختلف بارگذاری متناظر با روش طراحی که در روش LRFD با M_{u1} و M_{u2} و در روش ASD با M_{a1} و M_{a2} نشان داده می‌شوند.

V_r = نیروی برشی ستون در بالای چشمهٔ 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 می‌شود.

تبصره ۲: در کنترل برش در چشمهٔ اتصال ستون‌های با مقطع صلیبی، مقاومت برشی موجود چشمهٔ 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 واردهٔ مقطع نیز استفاده کرد.

طبق تبصره ۲ بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۶ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ به دلیل عدم استفاده از ورق‌های کمربندی مقاومت برشی چشمه اتصال تنها بر اساس جان موازی با نیروی وارده محاسبه می‌شود.

طبق بند ۱۰-۳-۳-۳-۷ مورد (الف) مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ :



طبق بند ۱۰-۳-۷-۶ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ :

۱۰-۳-۷-۶ اتصال گیردار تقویت‌نشدهٔ جوشی (WUF-W)

اتصالات گیردار تقویت‌نشدهٔ جوشی (اتصال شکل ۱۰-۳-۷-۷) علاوه بر تأمین الزامات عمومی بخش ۱۰-۳-۷-۱، باید دارای شرایط مندرج در این بخش باشند.

در این نوع اتصال گیردار، چرخش غیرالاستیک از طریق تسلیم تیر در ناحیه‌ای نزدیک به بر ستون تأمین می‌شود. نحوهٔ تسلیم در این نوع اتصال از طریق اعمال ضوابط خاص این بخش کنترل می‌شود. در این اتصال مقدار ضریب C_{pr} که در طراحی لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه مطابق تعریف بند ۱۰-۳-۳-۶ مورد استفاده قرار می‌گیرد، باید برابر 1.4 در نظر گرفته شود. این ضریب در محاسبهٔ مقاومت برشی موردنیاز جان تیر (بدون توجه به وجود ورق تکی جان)، مقاومت‌های موردنیاز در ناحیهٔ چشمهٔ اتصال تیر به ستون و کنترل ضابطهٔ تیر ضعیف-ستون قوی، مورد استفاده قرار می‌گیرد.

و طبق جدول ۱۰-۳-۲-۱ :

مقادیر R_y و R_t فولاد

نوع مصالح	R_y	R_t
مقاطع لوله‌ای و قوطی‌شکل نوردشده	1.25	1.1
سایر مقاطع نوردشده I شکل و H شکل و ناودانی و سپری و نبشی	1.2	1.1
مقاطع ساخته شده از ورق، ورق‌ها و تسمه‌ها	1.15	1.1
میلگردها	1.2	1.2

همچنین برای $IPE\ 330$ با توجه به جدول اشتال داریم :

$$Z_x = 1307 \times 10^3\ mm^3$$

$$M_{hr1} = M_{hr2} = \frac{1.4 \times 1.2 \times 1307 \times 10^3 \times 240}{1} \times 10^{-6} = 526.98\ kN.m$$

در اتصالات $WUF - W$ مفصل پلاستیک در بر ستون تشکیل می‌شود و $M_r = M_{hr} \leftarrow S_h = 0$

$$V_{rp} = 2 \times \frac{526.98}{0.4} - 0 = 2634.9\ kN$$

$$\alpha \frac{P_r}{P_y} = 1 \times \frac{P_r}{P_y} < 0.4$$

$$\rightarrow R_n = 0.6 \times 240 \times (200 + 2 \times 220)t = 92160t$$

$$V_{rp} \leq \Phi R_n$$

$$\rightarrow 2634.9 \times 10^3 \leq 0.9 \times 92160t \rightarrow t \geq 31.5\ mm$$

$$35\ mm > 31.5\ mm$$

گزینه (۱)

با توجه به پاسخ ارائه شده در کلید سازمان گزینه (۳) یا $30\ mm$ به عنوان پاسخ صحیح ارائه شده است. اما با توجه به محاسبات فوق این عدد از مقدار $31.5\ mm$ کمتر بوده و جوابگو نخواهد بود در نتیجه این تست باید حذف شود.