



قدم به قدم، همراه دانشجو...

WWW.GhadamYar.Com

جامع ترین و به روزترین پرتال دانشجویی کشور (پرتال دانش)
با ارائه خدمات رایگان، تحصیلی، آموزشی، رفاهی، شغلی و...
برای دانشجویان

- (۱) راهنمای ارتقاء تحصیلی. (کاردانی به کارشناسی، کارشناسی به ارشد و ارشد به دکتری)
- (۲) ارائه سوالات کنکور مقاطع مختلف سالهای گذشته، همراه پاسخ، به صورت رایگان
- (۳) معرفی روش‌های مقاله و پایان‌نامه نویسی و ارائه پکیج‌های آموزشی مربوطه
- (۴) معرفی منابع و کتب مرتبط با کنکورهای تحصیلی (کاردانی تا دکتری)
- (۵) معرفی آموزشگاه‌ها و مراکز مشاوره تحصیلی معتبر
- (۶) ارائه جزوات و منابع رایگان مرتبط با رشته‌های تحصیلی
- (۷) راهنمای آزمون‌های حقوقی به همراه دفترچه سوالات سالهای گذشته (رایگان)
- (۸) راهنمای آزمون‌های نظام مهندسی به همراه دفترچه سوالات سالهای گذشته (رایگان)
- (۹) آخرین اخبار دانشجویی، در همه مقاطع، از خبرگزاری‌های پربازدید
- (۱۰) معرفی مراکز ورزشی، تفریحی و فروشگاه‌های دارای تخفیف دانشجویی
- (۱۱) معرفی همایش‌ها، کنفرانس‌ها و نمایشگاه‌های ویژه دانشجویی
- (۱۲) ارائه اطلاعات مربوط به بورسیه و تحصیل در خارج و معرفی شرکت‌های معتبر مربوطه
- (۱۳) معرفی مسائل و قوانین مربوط به سرگذری، معافیت تحصیلی و امریه
- (۱۴) ارائه خدمات خاص ویژه دانشجویان خارجی
- (۱۵) معرفی انواع بیمه‌های دانشجویی دارای تخفیف
- (۱۶) صفحه ویژه نقل و انتقالات دانشجویی
- (۱۷) صفحه ویژه ارائه شغل‌های پاره وقت، اخبار استخدامی
- (۱۸) معرفی خوابگاه‌های دانشجویی معتبر
- (۱۹) دانلود رایگان نرم افزار و اپلیکیشن‌های تخصصی و...
- (۲۰) ارائه راهکارهای کارآفرینی، استارت آپ و...
- (۲۱) معرفی مراکز تایپ، ترجمه، پرینت، صحافی و ... به صورت آنلاین
- (۲۲) راهنمای خرید آنلاین ارزی و معرفی شرکت‌های مطرح (۲۳)



WWW.GhadamYar.Ir

WWW.PortaleDanesh.com

WWW.GhadamYar.Org

۰۹۱۲ ۳۰ ۹۰ ۱۰۸

باما همراه باشید...

۰۹۱۲ ۰۹ ۰۳ ۸۰۱

www.GhadamYar.com

۱- حداقل مقدار خاک رس نسبت به مصالح سنگی در بتن آهکی مورد استفاده در ساختمان‌های با مصالح بنایی برآور است با:
۵ درصد (۱)
۱۰ درصد (۲)
۶ درصد (۳)

گزینه ۲

۹-۲-۲-۸ شفته و بتن آهکی

الف) شفته آهکی مخلوطی از آب و آهک و خاک رس می‌باشد. شفته آهکی را با دوغاب آهک هوایی و خاک رس یا خاک دارای خاک رس بدون ریشه گیاهی و سایر مواد آلی می‌سازند. بهترین روش ساختن شفته آهکی استفاده از دوغاب آهک می‌باشد. معمولاً مقاومت فشاری شفته آهکی با مرور زمان افزایش می‌یابد و برای لایه‌های زیر پی و برای بارگذاری‌های کم (مقاومت فشاری ۱ مگاپاسکال) مورد استفاده قرار می‌گیرد. در ساخت شفته آهکی موارد زیر باید منظور شود:

۱- مقدار آب لازم برای شفته آهکی بستگی به مقدار خاک رس در خاک شفته، دانه‌بندی خاک و گرما و خشکی محل کار دارد. هر اندازه آب کمتر مصرف شود بهتر است زیرا شفته پوک نمی‌شود.

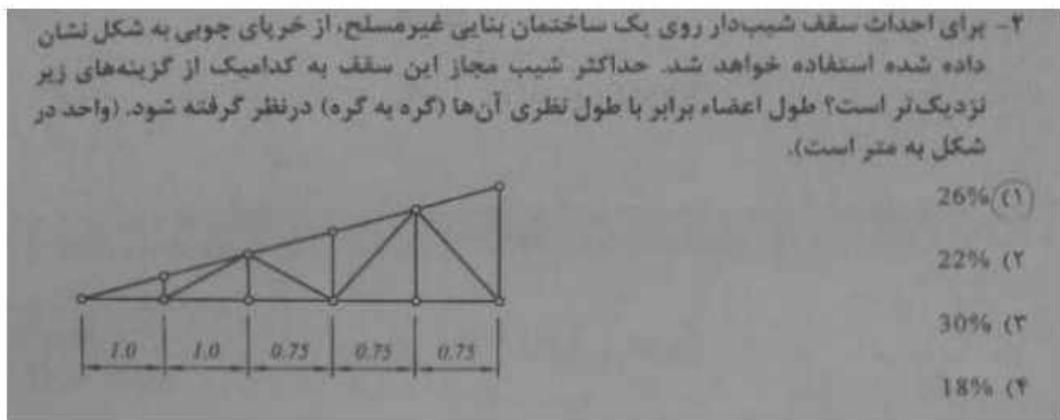
۲- مقدار آهکی که در ساختن شفته آهکی باید مصرف شود بستگی به مقاومت مورد نیاز و مقدار خاک رس درون خاک دارد.

۳- وجود دانه‌های سنگی درشت برای مصرف خاک در شفته مشروط بر اینکه دانه‌بندی مناسبی داشته باشد، بلامانع است.

۴- بهترین خاک برای ساختن شفته آهکی، خاک با دانه‌بندی پیوسته است که ریزدانه آن از ۲۵ درصد و خاک رس آن از ۱۵ درصد خاک کمتر نباشد.

۵- کاهش حجم ناشی از خشک شدن در شفته آهکی که به سبب وجود خاک رس و آب زیاد اتفاق می‌افتد باید مورد توجه قرار گیرد.

ب) بتن آهکی مانند بتن سیمانی است با این تفاوت که چسبنده آن خمیر آهک است و مقدار خاک رس آن می‌تواند تا ۵ درصد مصالح سنگی باشد.



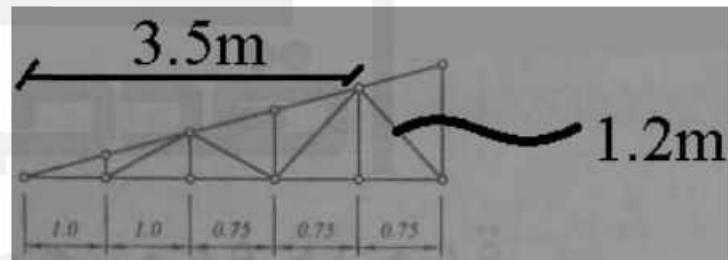
گزینه ۱

حداکثر طول اعضای قائم و مورب برابر $1.2m$ می‌باشد و بنابراین حداکثر ارتفاع سقف برابر است با:

$$\sqrt{1.2^2 - 0.75^2} = 0.936m$$

حداکثر شیب سقف:

$$\frac{0.936}{3.5} \times 100 = 26.8\%$$



ب) سقف شیبدار

سقف شیبدار مشکل از خرپاهای چوبی، تیرچه‌های فرعی و پوشش مناسب روی تیرچه‌های فرعی می‌باشد و رعایت ضوابط زیر در مورد آن الزامی است:

۱- حداکثر فاصله خرپاهای بکدیگر $4/5$ متر می‌باشد.

۲- خرپاهای چوبی شامل اعضا فوکانی، تحتانی و اعضا مورب و یا قائم متصل کننده اعضای فوکانی و تحتانی می‌باشند.

۳- اعضای فوکانی و تحتانی خرپاهای باید از چوب‌هایی با قطر حداقل 80 میلی‌متر باشد.

۴- اعضای مورب و یا قائم باید از چوب‌هایی با قطر حداقل 50 میلی‌متر و طول حداکثر $1/2$ متر باشد.

۵- فاصله مرکز به مرکز تقاطع‌های موجود روی اعضای فوکانی و تحتانی حداکثر $1/2$ متر باشد.

۶- اعضای مورب باید به طور مناسبی به اعضای فوکانی و تحتانی متصل شوند. همواره باید امتداد تمام اعضا در یک محل اتصال از یک نقطه به نام مفصل بگذرد.

۷- تیرچه‌ها باید به نحو مناسبی به اعضای فوکانی متصل شوند.

۸- فاصله محور به محور تیرچه‌ها باید بیشتر از 600 میلی‌متر باشد.

۹- حداقل قطر تیرچه‌ها براساس جدول ۲-۶-۸ به دست می‌آید.

۳) در ساختمان بنایی محصور شده با کلاف، اگر ابعاد مقطع کلاف قائم 300×300 میلیمتر بوده و از چهار میلگرد آجدار طولی به قطر ۱۰ میلیمتر استفاده شود، حداکثر فاصله مرکز به مرکز دو میلگرد در امتداد موازی با اضلاع مقطع کلاف قائم چند میلیمتر می‌تواند باشد؟
۲۶۰ (۴) ۲۴۰ (۳) ۲۲۰ (۲) ۲۰۰ (۱)

گزینه ۳

با توجه به اینکه حداقل پوشش ۲۵ میلیمتر است، پوشش تا مرکز میلگرد طولی برابر 30 mm خواهد بود.
حداکثر فاصله بین میلگردها برابر است با:

$$300 - 2 \times 30 = 240 \text{ mm}$$

ب) مشخصات و محل تعییه میلگردها در کلافهای قائم بتئی

۱- میلگردهای طولی باید از نوع آجدار با حداقل قطر 10 میلیمتر باشد.

۲- میلگردهای طولی باید در چهار گوش کلاف با پوشش بتئی مناسب قرار گیرند و به نحو مناسبی با میلگردهای طولی کلاف افقی مهار شوند.

۳- میلگردهای طولی باید با تنگهایی به قطر حداقل 6 میلیمتر به یکدیگر بسته شوند. فاصله تنگها از یکدیگر نباید از 250 میلیمتر یا عرض کلاف هر کدام که کمتر است، بیشتر باشد. حداکثر فاصله تنگها در ناحیه بحرانی باید به 150 میلیمتر کاهش باید. طول ناحیه بحرانی

در کلاف قائم از بر داخلي کلاف افقی محاسبه شده و برابر با بزرگترین مقادير زير است:

- يك پنجم فاصله محور تا محور کلافهای افقی بالا و پایین دیوار بنایی

- دو برابر ضخامت کلاف قائم در راستای عمود بر دیوار

۴- در اطراف میلگردهای طولی باید حداقل 25 میلیمتر پوشش بتئ وجود داشته باشد.

قدم به قدم، همراه دانشجو...

WWW.GhadamYar.Ir

۴- گدامیک از گزینه‌های زیر صحیح نمی‌باشد؟

- (۱) برای تحلیل ظرفیت باربری جانبی شمع می‌توان از روش "بروژ" استفاده نمود.
- (۲) ضریب بازدهی گروه شمع به فاصله و قطر شمعها بستگی دارد.
- (۳) ضریب بازدهی گروه شمع در هر پروژه باید با توجه به شرایط آن پروژه تعیین شود.
- (۴) ظرفیت باربری هر شمع در گروه شمع همواره برابر با ظرفیت باربری شمع تکی است.

گزینه ۴

۵-۶-۷ شمع‌های تحت بار جانبی

۱-۵-۶-۷ ظرفیت باربری جانبی

جهت طراحی شمع‌ها تحت بار جانبی باید نامساوی زیر در همه حالات حدی نهایی و برای کلیه ترکیبات بارگذاری برقرار باشد.

$$R_{tr} \geq F_{tr} \quad (۸-۶-۷)$$

در این نامساوی:

F_{tr} = بار جانبی طراحی

R_{tr} = مقاومت جانبی شمع

۱-۵-۶-۷ در ارزیابی ظرفیت باربری جانبی شمع‌ها یکی از ساز و کارهای گسیختگی زیر باید در نظر گرفته شود:

الف- در شمع‌های کوتاه چرخش و پا انتقال شمع به عنوان یک جسم صلب

ب- در شمع‌های بلند و لاغر گسیختگی خمشی شمع همراه با تسلیم موضعی و تغییرمکان خاک جلوی شمع در ناحیه بالای آن

۲-۱-۵-۷ در هر یک از حالت‌های الف و ب برای تحلیل ظرفیت شمع می‌توان از روش‌های تحلیل تعادل حدی معتبر مانند "بروژ" استفاده نمود.

۱-۶-۶-۷ ظرفیت باربری گروه شمع

۱-۶-۶-۷ از آنجا که ظرفیت باربری هر شمع در گروه با ظرفیت باربری شمع تکی فرق دارد، باید ضریب موسوم به اثر گروهی یا بازدهی گروه در محاسبه ظرفیت باربری گروه شمع در نظر گرفته شود.

۲-۱-۶-۷ ضریب بازدهی گروه شمع بستگی به فاصله و قطر شمع‌ها، نوع خاک و روش اجرای شمع دارد. ضریب بازدهی گروه شمع در هر پروژه باید با توجه به شرایط آن پروژه و براساس استفاده از داده‌ها و روابط تجربی مشابه تعیین گردد.

۷۵ (۴)	۶۵ (۳)	۵۰ (۲)	۳۵ (۱)
گزینه ۲			

مقاومت جداره برابر است با:

$$\pi D L \times 15 = 3.14 \times 0.3 \times 10 \times 15 = 141.3 kN$$

تنش مجاز:

$$P_a = \frac{141.3}{3} = 47.1 kN$$

۱-۴-۶-۷ ظرفیت باربری

برای آنکه یک شمع، بارهای فشاری طراحی را با اینمی مناسبی تحمل نماید، باید نامساوی زیر در ۳-۱-۴-۶-۷ استفاده از روابط تحلیلی باربری فشاری R_c را می‌توان از رابطه زیر به دست آورد:

$$R_c = R_b + R_s$$

$$(۳-۶-۷) \quad R_c \geq F_c$$

$$(۱-۶-۷)$$

در این رابطه:

R_b مقاومت نوک شمع و R_s مقاومت جداره شمع است که مقادیر آنها را می‌توان با استفاده از روابط زیر به دست آورد:

$$R_b = q_b A_b$$

$$(۳-۶-۷)$$

در این نامساوی:

$$F_c = \text{بارهای فشاری طراحی}$$

$$R_c = \text{باربری فشاری شمع}$$

۱-۴-۶-۷ تعیین ظرفیت باربری شمع‌ها می‌تواند بر اساس روش‌های زیر صورت گیرد:

الف - استفاده از روابط تحلیلی

ب - روش‌های مبتنی بر استفاده مستقیم از نتایج آزمایش‌های درجا (تفوّد استاندارد، نفوذ مخروط، ...)
پ - نتایج آزمایش‌های بارگذاری استاتیکی
ت - نتایج آزمایش‌های بارگذاری دینامیکی

۱-۴-۶-۷ برای تعیین ظرفیت باربری چنانچه فقط از روش‌های الف و ب استفاده گردد، نتایج به دست آمده ممکن است دقت لازم را نداشته باشد. لذا به منظور اطمینان از ظرفیت باربری شمع استفاده از نتایج آزمایش‌های بارگذاری (پ و ت) توصیه می‌شود.

جدول ۱-۶-۷ حداقل ضریب اطمینان شمع در شرایط استاتیکی (روشن تنش مجاز)

نوع بار اعمالی	روش تعیین ظرفیت باربری	ضریب اطمینان (F.S.)
فشاری/اکشنسی	کوبشی	۳
	در جاریز	۴
	آزمایش نفوذ مخروط	۲/۸
	آزمایش بارگذاری استاتیکی (فشاری/اکشنسی)	۲/۲
	آزمایش بارگذاری دینامیکی	۲/۵
	فقط روش تحلیلی	۲/۵
جانبی	آزمایش استاتیک (جانبی)	۲

<p>۶- در صورتی که بار متمرکز وارد بر مرکز یک بار منفرد ناشی از بارهای مرده (شامل گلید بارهای مرده و وزن بار و خاک روی آن) برابر 500 kN و ناشی از بارهای زنده برابر 400 kN و خاک زیر بی از نوع چسبنده باشد، برای کنترل نشست دراز مدت این بی به روش تنش مجاز حداقل عقدار بار محوری بر حسب کیلونیوون چقدر باید در نظر گرفته شود؟</p>	
650 (۲)	500 (۱)
900 (۴)	700 (۳)

گزینه ۳

$$500 + \frac{1}{2} 400 = 700 \text{ kN}$$

۱-۵-۴-۷ روش تنش مجاز

۱-۱-۵-۴-۷ ترکیب بار مورد استفاده در این روش ترکیبات مطرح شده در بخش تنش مجاز

مبحث ششم مقررات ملی ساختمان می‌باشد. ضرایب بار در این روش عمدتاً یک می‌باشد.

۲-۱-۵-۴-۷ در خاکهای چسبنده فقط 50% بار زنده در محاسبات نشست دراز مدت اعمال می‌شود.

قدم به قدم، همراه دانشجو...

WWW.GhadamYar.Ir

۷- کدامیک از موارد زیر در مورد گودبرداری صحیح است؟

- (۱) اگر گود با عمق ۱۲ متر با شیب پایدار اجرا شود، مستولیت طراحی گودبرداری باید به عهده یک شرکت مهندسی ژئوتکنیک ذیصلاح واگذار شود.
- (۲) اگر گود با عمق ۱۰ متر با شیب پایدار اجرا شود، مستولیت طراحی گودبرداری می‌تواند بر عهده مهندس طراح ساختمان باشد.
- (۳) اگر گود با عمق ۱۸ متر با شیب پایدار اجرا شود، مستولیت طراحی گودبرداری باید به عهده مهندس طراح ساختمان باشد مشروط بر آنکه عملیات پایدارسازی گود توسط پیمانکار ذیصلاح انجام شود.
- (۴) گودبرداری با شیب پایدار فقط تا عمق ۹ متر مجاز است.

گزینه ۱

۸-۴-۳-۳-۷ در صورتی که گود با شیب پایدار اجرا شود جهت تعیین خطر پذیری گود از جدول

۲-۳-۷ استفاده شود:

جدول ۲-۳-۷ ارزیابی خطر گود با شیب پایدار

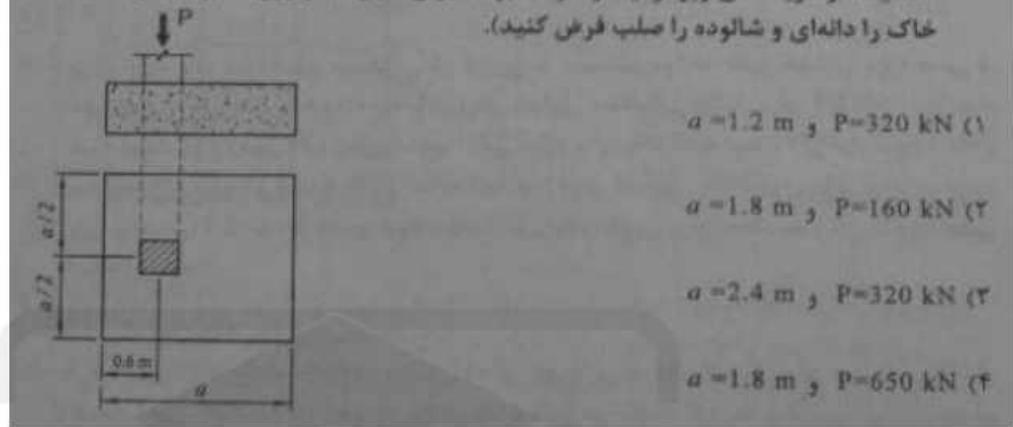
خطر گود	عمق گود
معمولی	کمتر از ۹ متر
زیاد	بین ۹ تا ۲۰ متر
بسیار زیاد	بیش از ۲۰ متر

۹-۴-۳-۳-۷ در صورتی که خطر گود مطابق با جداول ۱-۳-۷ و ۲-۳-۷ معمولی باشد، مسئولیت طراحی گودبرداری بر عهده مهندس طراح ساختمان است. البته توصیه می‌شود مهندس طراح در پایدارسازی گود از یک متخصص ذیصلاح استفاده نماید.

۱۰-۴-۳-۳-۷ در صورتی که خطر گود مطابق با جداول ۱-۳-۷ و ۲-۳-۷ زیاد باشد، مسئولیت طراحی گودبرداری باید به عهده یک شرکت مهندسی ژئوتکنیک ذیصلاح واگذار شود.

۱۱-۴-۳-۳-۷ در صورتی که خطر گود مطابق با جداول ۱-۳-۷ و ۲-۳-۷ بسیار زیاد باشد و یا ساختمان مجاور گود به صورت بسیار حساس ارزیابی گردد، مسئولیت طراحی گودبرداری باید توسط یک شرکت مهندسی ژئوتکنیک ذیصلاح، عملیات پایدارسازی گود توسط پیمانکار ذیصلاح و نظارت بر اجرای پیمانکار توسط ناظر ذیصلاح انجام گردد. ضمناً تغییرشکل‌های افقی و قائم سازه مجاور و دیواره گود تا قبل از پایدارسازی دائم گود باید اندازه گیری و پایش شود.

- محور ستون یک ساختمان در فاصله ۰.۶ m از زمین همسایه قرار داشته و فقط تبروی فشاری P (دانه) از ترکیبات پارگذاری به روش تنش‌های مجاز را به شالوده وارد می‌کند. جتازه شالوده زیر این ستون مربوط به قلعه # و تنش محاز خاک زیر شالوده ۲۰۰ kN/m² باشد. برای آنکه تنش همچنین نقطه‌ای از پی و خاک زیر آن قطع نشود، حداقل مقدار P و a نظری آن، به کدام‌کس از گزینه‌های زیر نزدیکتر خواهد بود؟ (برای سهولت از وزن شالوده صرف‌نظر نمایید). خاک را دانه‌ای و شالوده را صلب فرض کنید).



گزینه ۴

برای اینکه در خاک کشش نداشته باشیم، حداقل مقدار خروج از مرکزیت بار $\frac{a}{6}$ می‌باشد. با توجه به اینکه فاصله مرکز ستون از بر پی ۰.۶m می‌باشد، مقدار a حداقل ۱.۸m می‌تواند باشد (در این صورت مقدار خروج از مرکزیت بار برابر $0.3m = 0.5 \times 0.6$ می‌باشد). حداقل مقدار مجاز P نیز بر اساس تنش مجاز پی بدست می‌آید:

$$\sigma_{ave} = \frac{P}{A} = \frac{P}{1.8^2} = \frac{P}{3.24} < 200 \quad \rightarrow \quad P < 648 \text{ kN}$$

جدول ۵-۴-۷ وضعیت تنش محاسبه شده زیر پی در مقایسه با ظرفیت باربری

نوع خاک نوع پی	دانه‌ای	صرف‌آجسبنده
صلب	ظرفیت باربری مجاز > تنش حداقل	ظرفیت باربری مجاز < تنش متوسط
انعطاف‌پذیر	ظرفیت باربری مجاز > تنش متوسط	ظرفیت باربری مجاز < تنش متوسط

۹- چنانچه مقدار برش پایه یک ساختمان قولادی منظم ۱۰ طبقه با وزن مؤثر لرزه‌ای و ارتفاع بیکسان در کلیه طبقات و زمان تنابوب اصلی برابر یک تانیه، برابر ۷ بود، نیروی جانبی وارد به تراز بام این ساختمان به گدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟	۰.۱۰V (۴) ۰.۱۲V (۳) ۰.۲۰V (۲) ۰.۲۵V (۱)		
	گزینه ۲		

$$K = 0.75T + 0.5 = 1.25$$

$$F_{10} = \frac{W \times (10h)^{1.25}}{Wh^{1.25} \times (1^{1.25} + 2^{1.25} + 3^{1.25} + 4^{1.25} + 5^{1.25} + 6^{1.25} + 7^{1.25} + 8^{1.25} + 9^{1.25} + 10^{1.25})} V \\ = 0.2V$$

۶-۳-۳ توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان

نیروی برشی پایه V_u ، که طبق بند (۱-۳-۳) محاسبه شده است، مطابق رابطه زیر در ارتفاع ساختمان توزیع می‌گردد:

$$F_{u_i} = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V_u \quad (6-3)$$

در این رابطه:

F_{u_i} : نیروی جانبی در تراز طبقه i

W_i : وزن طبقه i شامل وزن سقف و قسمتی از سربار آن مطابق جدول (۱-۳) و نصف وزن دیوارها و ستون‌هایی که در بالا و پایین سقف قرار گرفته‌اند.

h_i : ارتفاع تراز سقف طبقه i از تراز پایه

n : تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

از تمام جوانب یا بین تر از موانع متصل به آن و یا موانع اطراف است. مقدار بار برف متوالن بام مسجد مسجد بر حسب کیلوانیو تن بر متر مربع به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟
1.85 (۱) 2.31 (۳) 2.02 (۲) 1.68 (۱)

گزینه ۴

بار برف بر روی بام، P_r ، با توجه به شیب و دمای بام، برف‌گیری، و اهمیت سازه، برای هر متر مربع تصویر افقی سطح آن، به کمک رابطه ۱-۷-۶ تعیین می‌شود:

$$P_r = 0.7 C_s C_t C_e I_s P_g \quad (1-7-6)$$

- بام تخت است و ضریب C_s برابر یک است
- کاربری سازه مسجد است و ضریب C_t برابر یک خواهد بود
- بام برف گیر بوده و داخل شهر است (ناهمواری زیاد) و ضریب C_e با توجه به جدول زیر $1/2$ خواهد بود.

جدول ۱-۷-۶ ضریب برف‌گیری، C_e

گروه ناهمواری محیط	بام برف‌گیر	بام نیمه برف‌گیر	بام برف‌فریز
زیاد	۱.۲	۱.۰	۰.۹
متوسط	۱.۱	۱.۰	۰.۹
کم	۱.۰	۰.۹	۰.۸

- کاربری مسجد بوده و ضریب اهمیت با توجه به جدول زیر برابر $I_s = 1.1$ خواهد بود.

جدول ۱-۶-۲ ضریب اهمیت مربوط به گروه‌بندی خطريپذيری ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها برای

بارهای باد، برف، بیخ و وزله

مطابق جدول ۱-۶-۲	گروه خطريپذيری	ضریب اهمیت بار	ضریب اهمیت بار باد، I_b	ضریب اهمیت بار بیخ، I_{bx}	ضریب اهمیت بار لرزه‌ای، I_a
۱	۱.۲	۱.۲۵	۱.۲۵	۱.۴	
۲	۱.۱	۱.۲۵	۱.۱۵	۱.۲	
۳	۱	۱	۱	۱	
۴	۰.۸	۰.۸	۰.۸	۰.۸	

$$P_r = 0.7 \times 1 \times 1 \times 1.2 \times 1.1 \times 2 = 1.848 \frac{kN}{m^2}$$

۱۱- در مطالعات مکانیک خاک یک پروره ساختمانی، سرعت موج برشی برای ضخامت لایه‌های مختلف به شرح زیر گزارش شده است:
- لایه اول به ضخامت ۱۵ متر از تراژ پایه با سرعت موج برشی ۳۴۰ متربرثانیه
- لایه دوم به ضخامت ۳۰ متر از زیر لایه اول با سرعت موج برشی ۴۰۰ متربرثانیه در طراحی این ساختمان در برابر زلزله، نوع زمین ساختگاه به کدامیک از انواع زیر تردیدیک‌تر است؟
۱) نوع I ۲) نوع II ۳) نوع III ۴) نوع IV

گزینه ۳

با توجه به جدول زیر باید متوسط سرعت موج برشی محاسبه شود:

$$v_s = \frac{15 + 15}{\frac{15}{340} + \frac{15}{400}} = 367$$

بنابراین خاک نوع III می‌باشد.

جدول ۲-۲ طبقه‌بندی نوع زمین

نوع زمین	پارامترها			توصیف لایه‌بندی زمین
	$\bar{C}_u (kPa)$	$\bar{N}_{I(60)}$	$\bar{v}_s (m/s)$	
I	-	-	>۷۵۰	سنگ و شبیه سنگ شامل سنگ‌های آذرین، دگرگونی و رسوبی و خاک‌های سیمانه سیار محکم با حداقل ۵ متر مصالح ضعیفتر تا سطح زمین
II	>۲۵۰	>۵۰	۳۷۵-۷۵۰	خاک خیلی متراکم یا سنگ سست، شامل شن و ماسه خیلی متراکم، رس سیار سخت با ضخامت بیشتر از ۳۰ متر که مشخصات مکانیکی آن با افزایش عمق بدتریج بهبود یابد. سنگ‌های آذرین و رسوبی سست، مانند توف و یا سنگ متورق و یا کاملاً هوازده
III	۷۰-۲۵۰	۱۵-۵۰	۱۷۵-۳۷۵	خاک متراکم تا متوسط، شامل شن و ماسه متراکم تا متوسط یا رس‌های سخت با ضخامت بیشتر از ۳۰ متر
IV	<۷۰	<۱۵	<۱۷۵	خاک متوسط تا نرم، لایه‌های خاک غیر چسبنده یا با کمی خاک چسبنده با تراکم متوسط تا کم، لایه‌های خاک کاملاً چسبنده نرم تا محکم.

۴-۲ برای تعیین متوسط سرعت موج برشی، \bar{v}_s می‌توان از رابطه (۵-۲) یا از رابطه معتبر دیگری استفاده کرد:

$$\bar{v}_s = \frac{\sum d_i}{\sum (d_i / v_{si})} \quad (5-2)$$

در این رابطه، d_i و v_{si} به ترتیب ضخامت لایه و سرعت موج برشی تا عمق ۳۰ متری از تراژ پایه است.

۱۲- در یک ساختمان شش طبقه (شامل شش سالف) از سطح زمین با کاربری اداری و با محوریندی منظم در هر دو امتداد، فاصله محورها در یک امتداد ۶ متر و در امتداد عمود بر آن ۷.۲ متر است. تیغه‌بندی‌های داخلی ساختمان از نوع سبک بوده و وزن متوسط آن‌ها بر روی گف 0.6 kN/m^2 برآورد شده است. بار زنده طبقات اداری (به جزء یام) پس از کاهش برای یک ستون داخلی در پایین ترین طبقه (طبقه همکف) بر حسب kN به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک است؟ (ستون مورد نظر بار دفاتر کار معمولی را حمل می‌کند).

240 (۴)

350 (۳)

420 (۲)

670 (۱)

گزینه ۳

در طبقات دو نوع بار زنده داریم:

- ۱- بار زنده گف (L₀) که بر اساس جدول بارها برابر $2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ می‌باشد و برای ستون داخلی همکف برابر است با:

$$A_T = 5 \times (6 \times 7.2) = 216 \text{ m}^2 \\ K_{LL} = 4 \quad \left\{ L = L_0 \left[0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{4 \times 216}} \right] = 0.4L_0 = 0.4(216 \times 2.5) = 216 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right.$$

- ۲- بار زنده مربوط به تیغه‌بندی که غیر قابل کاهش است و با توجه به اینکه از نوع سبک است، حداقل آن برابر $0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ می‌باشد و بنابراین مقدار $0.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ منظور خواهد شد و برای ستون داخلی همکف برابر است با:

$$L_{Partition} = 0.6 \times 216 = 129.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Total Live = 0.4L_0 + Partition = 216 + 129.6 = 345.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

۲-۷-۵-۶ کاهش در بارهای زنده یکنواخت

با در نظر گرفتن محدودیت‌های ارائه شده در پندتای ۳-۷-۵-۶ الی ۳-۷-۵-۶، اعضایی که برای

آن‌ها مقدار K_{LLA_T} برابر با 37 مترمربع یا بیشتر باشد، را می‌توان با استفاده از بارهای زنده کاهش

یافته بر طبق رابطه (۱-۵-۶) کاهش داد:

$$L = L_0 \left[0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL}A_T}} \right] \quad (1-5-6)$$

که در آن:

L=بار زنده طراحی کاهش یافته در هر مترمربع، تحمل شده توسط عضو

M=بار زنده طراحی کاهش نیافته در هر مترمربع، تحمل شده توسط عضو (از جدول ۱-۵-۶)

K_{LL}= ضریب عضو برای بار زنده (از جدول ۲-۵-۶)

A_T= سطح بارگیر (مترمربع)

L برای اعضایی که بار یک طبقه را تحمل می‌کنند باید از 5m^2 ، برای اعضایی که بار دو طبقه و یا بیشتر را تحمل می‌کنند، باید از 4m^2 کمتر باشد.

۲-۲-۵-۶ ضوابط مربوط به دیوارهای تقسیم کننده

در ساختمان‌های اداری و یا سایر ساختمان‌هایی که در آن‌ها احتمال استفاده از دیوارهای تقسیم کننده و یا جایگایی آن‌ها وجود دارد، باید ضوابطی برای وزن دیوارهای تقسیم کننده بدون توجه به اینکه آن‌ها در پلان نشان داده شده باشند و یا خیر، اقدام گردد. وزن دیوارهای تقسیم کننده باید کمتر از $1 \text{ کیلونیوتن بر متر مربع در نظر گرفته شود. در ساختمان‌هایی که از تیغه‌های سبک نظیر دیوارهای ساندویچی استفاده می‌شود، این بار را می‌توان حداقل به } 5 \text{ کیلونیوتن بر مترمربع کاهش داد، مشروط بر آن که وزن یک مترمربع از این نوع دیوارهای جداکننده و محلقات آنها از } 4 \text{ کیلونیوتن تجاوز نکند.}$

۱۳- برش پایه یک ساختمان مسکونی در قزوین با سیستم دوگانه قاب خمشی ویژه بتنی و دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه براساس روش تحلیل استاتیکی معادل برابر 1800 kN محاسبه شده است. نوع زمین II و زمان تناوب اصلی سازه برابر یک ثانیه است. اگر قرار شود ارتفاع ساختمان با سیستم مشابه ۲۰٪ اضافه شود و با فرض افزایش ۲۰٪ وزن مؤثر لرزه‌ای، برش پایه بر حسب kN حدوداً چقدر خواهد شد؟ (از رابطه تجربی برای محاسبه زمان تناوب اصلی استفاده شود).

2290 (۴) 2160 (۳) 1940 (۲) 1610 (۱)

گزینه ۲

مقایسه دوره تناوب دو سازه:

$$\left. \begin{array}{l} T_I = 0.05 \times H^{0.75} \\ T_{II} = 0.05 \times (1.2H)^{0.75} \end{array} \right\} \rightarrow \frac{T_{II}}{T_I} = 1.146$$

۱-۳-۳-۳ ساختمان‌های متعارف

ساختمان‌های متعارف به ساختمان‌هایی اطلاق می‌شود که توزیع جرم و سختی در ارتفاع آنها عمدتاً به صورت مناسب تغییر کند. در این ساختمان‌ها زمان تناوب اصلی نوسان را می‌توان از روابط تجربی زیر بدست آورد.

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

۱- در مواردی که جداول‌های میانگینی مانع برای حرکت قاب‌ها ایجاد ننمایند:

- در قاب‌های فولادی

$$T = 0.08H^{0.75} \quad (۳-۳)$$

- در قاب‌های بتن آرمه

$$T = 0.05H^{0.9} \quad (۴-۳)$$

مقایسه ضرایب B و N

$$\left. \begin{array}{l} T_s = 0.5 \\ T_0 = 0.1 \\ S = 1.5 \\ S_0 = 1 \end{array} \right\} \quad \left. \begin{array}{l} (B_1)_{II} = (S+1) \frac{T_s}{T_{II}} \\ (B_1)_I = (S+1) \frac{T_s}{T_I} \end{array} \right\} \quad \frac{(B_1)_{II}}{(B_1)_I} = \frac{T_I}{T_{II}} = 0.872 \quad \left. \begin{array}{l} N_{II} = \frac{0.7}{4-T_s} (T_{II} - T_s) + 1 \\ N_I = \frac{0.7}{4-T_s} (T_I - T_s) + 1 \end{array} \right\} = \frac{0.2(1.146 - 0.5) + 1}{0.2(1 - 0.5) + 1} = 1.0265 \quad \left. \begin{array}{l} \frac{(B_1N)_{II}}{(B_1N)_I} = 0.895 \end{array} \right\}$$

$$\frac{\left(\frac{ABI}{R}W\right)_{II}}{\left(\frac{ABI}{R}W\right)_I} = 0.895 \frac{W_{II}}{W_I} = 1.074 \quad \rightarrow \quad V_{II} = 1.074 \times 1800 = 1933 \text{ kN}$$

۱-۳-۲ ضریب شکل طیف، B_1 ، با درنظر گرفتن بزرگنمایی خاک در پریودهای مختلف

و میزان لرزه‌خیزی منطقه مشخص می‌شود. این ضریب با استفاده از روابط زیر و یا از

شکل‌های (۱-۱-الف) و (۱-۱-ب) تعیین می‌گردد.

۲-۳-۲ ضریب اصلاح طیف، N ، به شرح زیر تعیین می‌شود:

الف- برای پهنه‌های با خطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

$$\begin{aligned} B_1 &= S_0 + (S - S_0 + 1)(T/T_0) & 0 < T < T_0 \\ B_1 &= S + 1 & T_0 < T < T_s \\ B_1 &= (S+1)(T_s/T) & T > T_s \end{aligned} \quad (۲-۲)$$

جدول ۲-۲ پارامترهای مربوط به روابط (۲-۲)

S_0	S	S_0	S	T_s	T_0	نوع زمین
۱	$1/5$	۱	$1/5$	$0/4$	$0/1$	I
۱	$1/5$	۱	$1/5$	$0/5$	$0/1$	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

$$N = \frac{0.7}{4 - T_s} (T - T_s) + 1 \quad T_s < T < 4 \text{ sec} \quad (۳-۲)$$

$$N = 1.7 \quad T > 4 \text{ sec}$$

ب- برای پهنه‌های با خطر نسبی متوسط و کم

$$N = \frac{0.4}{4 - T_s} (T - T_s) + 1 \quad T_s < T < 4 \text{ sec} \quad (۴-۲)$$

$$N = 1.4 \quad T > 4 \text{ sec}$$

۱۶- در طراحی سقف یک استادیوم در شهر بانه از کابل هایی به قطر ۴۰ میلی متر در ارتفاع ۱۵ متر از سطح زمین، استفاده می شود. باریخ در واحد طول هر یک از کابل ها بر حسب نیوتون برمتر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟
۴۲ (۴)
۲۰ (۳)
۸۸ (۳)

گزینه ۱

$$t_d = 2 \times 12.5 \times 1.25 \times \left(\frac{15}{10}\right)^{0.1} = 32.54 \text{ mm}$$

حجم بخ در هر یک متر برابر است با:

$$V_{1-meter} = 1000 \times A_i = 1000 \times \pi t_d (D_c + t_d)$$

$$= 1000 \times \pi (32.54) (40 + 32.54) = 7411818 \text{ mm}^3 = 0.0074 \text{ m}^3$$

وزن واحد طول بخ برابر است با:

$$W_i = 0.9 \gamma_w V_i = 0.9 \times 10 \times 0.074 = 0.0666 \frac{kN}{m} = 66.6 \frac{N}{m}$$

۹-۶ باریخ - بخ زدگی جوی

۹-۶-۱ کلیات

بار ناشی از بخ زدگی باران و برف باید در طراحی سازه ها و اجزای حساس به بخ در نظر گرفته شود. سازه ها و اجزای حساس به بخ شامل سازه های مشبک، لوله، کلیل و پایه های آنها، سازه های شهر بازی، نرده، پله، نرده بان، پل های عابر پیاده، تابلو و علام و سایر سازه ها و اجزاء سبک نمایان و در معرض بخ زدگی برف و باران وارد بر آن ها می باشد. باریخ بر اساس دوره بازگشت متوسط پنجاه سال تعیین می شود. این مبحث شامل خطوط انتقال برق و مخاریات و خطوط آبرسانی و سوخت نمی شود. اثرات دینامیکی باریخ بر روی سازه ها و اجزای انعطاف پذیر در این مبحث در نظر گرفته نشده است و در صورت لزوم باید بطور موردی بررسی شود.

۹-۶-۲ باریخ

در محاسبه وزن بخ جوی می توان وزن مخصوص متوسط بخ را نه دهم وزن مخصوص آب در نظر گرفت. حجم بخ، برای ورق ها و اجزای سه بعدی بزرگ ماند گنید و کره از رابطه ۹-۶-۱ حاصل می شود.

$$V_i = \pi t_d A_i \quad (9-6)$$

حجم بخ برای مقاطع سازه های و اجزای منشوری بر اساس سطح مقطع بخ احاطه کننده آنها بدست می آید. سطح مقطع بخ احاطه کننده عضو از رابطه ۹-۶-۲ حاصل می شود:

$$A_i = \pi t_d (D_c + t_d) \quad (9-6)$$

حجم بخ برای مقاطع سازه های و اجزای منشوری بر اساس سطح مقطع بخ احاطه کننده آنها بدست می آید. سطح مقطع بخ احاطه کننده عضو از رابطه ۹-۶-۲ حاصل می شود:

$$A_i = \pi t_d (D_c + t_d) \quad (9-6)$$

در روابط ۹-۶ و ۹-۶-۲:

۹-۶: ضخامت طراحی بخ بر اثر بخ زدگی باران طبق بخش ۹-۶-۳.

۹-۶-۲: مساحت یک طرف ورق برای ورق های مستوی و مساحت بزرگترین مقطع جزء سه بعدی نظیر گنبد و کره D_c : قطر استوانه محیط بر مقطع سازه ای و یا جزء منشوری

برای ورق های قائم مقدار حجم بخ را بیست درصد و برای ورق های افقی مقدار حجم بخ را چهل درصد می توان کاهش داد.

$t = 0$	- منطقه ۱ و ۲ - برف کم و نادر
$t = 5 \text{ mm}$	- منطقه ۳ - برف متوسط
$t = 7.5 \text{ mm}$	- منطقه ۴ - برف زیاد
$t = 12.5 \text{ mm}$	- منطقه ۵ - برف سنگین
$t = 15 \text{ mm}$	- منطقه ۶ - برف فوق سنگین

۹-۶-۳ اثر باد بر سازه ها و اجزای پوشیده از بخ

ترکیب بارهای شامل وزن بخ، D_i و اثر باد بر روی بخ، W_i ، بر اساس فصل دوم انجام خواهد شد. در محاسبه نیروی باد در حالت وجود بخ، اثر افزایش ابعاد به اندازه ضخامت طراحی بخ باید در نظر گرفته شود. ضریب اهمیت پاد وارد بر عضو پوشیده شده با بخ، برای تمام گروه ها اهمیت پرا بایر واحد خواهد بود و فقط ضریب اهمیت مربوط به ضخامت بخ، طبق رابطه ۹-۶-۳، برای محاسبه ضخامت طرح وزن بخ، بکار خواهد رفت.

۱۵- یک ساختمان مسکونی با سیستم قاب خمشی فولادی ویژه به ارتفاع ۴۶ متر از تراز پایه بر روی خاک نوع III در شهر تهران واقع شده است. در صورتی که پریود تحلیلی سازه ۱.۶ ثالیه و وزن مؤثر لرزه‌ای آن 100000 kN باشد، نیروی برش پایه استاتیکی (V_s) سازه بر حسب kN ، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (میان قابها مانع برای حرکت چالبی قاب ایجاد نمی‌کنند و $\rho = 1$ می‌باشد).

6237 (۴)

6492 (۳)

6686 (۲)

7306 (۱)

گزینه ۲

گام ۱- محاسبه دوره تناوب طراحی:

$$T_{\text{طراحی}} = \min \left(1.25 T_{\text{تحلیلی}} \text{ و } T_{\text{تجربی}} \right) = \min \left(1.25 \times 0.08 \times 46^{0.75} \text{ و } 1.6 \right) = \min \left(1.766 \text{ و } 1.6 \right) = 1.6$$

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 عمداً به صورت متناسب تغییر کند. در این ساختمان‌ها زمان تناوب اصلی نوسان را می‌توان از روابط تجربی زیر بدست آورد.

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

۱- در مواردی که جدأگرهای میانقابی مانع برای حرکت قابها ایجاد ننمایند:

- در قاب‌های فولادی

(۳-۳)

$$T = 0.08 H^{0.75}$$

گام ۲- محاسبه ضرایب B_1 و N و B

$$\begin{cases} T_s = 0.7 \\ T_0 = 0.15 \\ S = 1.75 \\ S_0 = 1.1 \end{cases} \quad \begin{cases} B_1 = (S+1) \frac{T_s}{T} = 2.75 \times \frac{0.7}{1.6} = 1.2 \\ N = \frac{0.7}{4 - T_s} (T - T_s) + 1 = 1.191 \end{cases} \quad B = B_1 N = 1.2 \times 1.191 = 1.429$$

۱-۳-۲ ضریب شکل طیف، B_1 ، با درنظر گرفتن بزرگنمایی خاک در پریودهای مختلف و میزان لرزه‌خیزی منطقه مشخص می‌شود. این ضریب با استفاده از روابط زیر و یا از شکل‌های (۱-۱-الف) و (۱-۱-ب) تعیین می‌گردد.

۲-۳-۲ ضریب اصلاح طیف، N ، به شرح زیر تعیین می‌شود:

الف- برای پهنه‌های با خطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

$$\begin{aligned} B_1 &= S_0 + (S - S_0 + 1)(T/T_0) & 0 < T < T_0 \\ B_1 &= S + 1 & T_0 < T < T_s \\ B_1 &= (S+1)(T_s/T) & T > T_s \end{aligned} \quad (۲-۲)$$

جدول ۲- پارامترهای مربوط به روابط (۲-۲)

		خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد		خطر نسبی کم و متوسط		نوع زمین
S_0	S	S_0	S	T_s	T_0	
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

$$\begin{aligned} N &= 1 & T < T_s \\ N &= \frac{0.7}{4 - T_s} (T - T_s) + 1 & T_s < T < 4 \text{ sec} \\ N &= 1.7 & T > 4 \text{ sec} \end{aligned} \quad (۳-۲)$$

ب- برای پهنه‌های با خطر نسبی متوسط و کم

$$\begin{aligned} N &= 1 & T < T_s \\ N &= \frac{0.4}{4 - T_s} (T - T_s) + 1 & T_s < T < 4 \text{ sec} \\ N &= 1.4 & T > 4 \text{ sec} \end{aligned} \quad (۴-۲)$$

گام ۳- محاسبه V_u :

$$V_u = \frac{ABI}{R_u} W_e = \frac{0.35 \times 1.429 \times 1}{7.5} 100000 = 6670$$

۱۶- در یک ساختمان مسکونی ۱۰ طبقه به ارتفاع متوسط بام ۳۴ متر از تراز پایه، نیروی افقی زلزله استاتیکی معادل بر حسب kN/m وارد بر یک دیوار طولی جان‌بناء بام به ارتفاع یک متر در صورتی که جان‌بناء به صورت کتسولی در پای دیوار به بام متصل شده باشد، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (جان‌بناء بتقی، خاک محل نوع II، ساختمان در تهران و وزن واحد طول دیوار $W_p = 3 kN/m$ می‌باشند).

2.5 (۱)	0.85 (۲)	4.2 (۳)	3.15 (۴)
---------	----------	---------	----------

گزینه ۱

$$V_{pu} = \frac{0.4 \times 2.5 \times 0.35 \times (1 + 1.5) \times 3 \times 1}{2.5} (1 + 2 \times 1) = 3.15 \frac{kN}{m}$$

جدول ۱-۴ فرمایه اجزای معماری

R_{pu}	a_p	جزء معماری
۱/۵	۱	۱- دیوار غیرسازه‌ای داخلی و تیغه
۲/۵	۱	- دیوار غیرمسلح مصالح بنایی
		- انواع دیگر دیوار و تیغه
۲/۵	۲/۵	۲- اجزای طر一面ی نظیر جان‌بناء، دیوار غیرسازه‌ای و دودکش که مهار نشده یا در محلی پایین‌تر از مرکز ثقل جزء مهار شده باشد.
۲/۵	۱	۳- اجزای طر一面ی نظیر جان‌بناء، دودکش و دیوار غیرسازه‌ای که در محلی بالاتر از مرکز ثقل جزء مهار شده باشند.
۲/۵	۱	۴- دیوار خارجی غیرسازه‌ای و اتصالات آن
۱	۱/۲۵	- دیوار و اتصال آن
		- بسته‌های سیستم اتصال
۲/۵	۱	۵- پوشش نما
۱/۵	۱	- اجزای با شکل پذیری متوسط و اتصالات آنها
		- اجزای با شکل پذیری کم و اتصالات آنها
۲/۵	۲/۵	۶- خریشه (به استثنای حالتی که این بخش به صورت یکپارچه با سازه ساختمان ساخته شده باشد که در آن صورت باید همراه با سازه تحلیل و طراحی شود)
۲/۵	۱	۷- پله فراری که جزوی از سازه اصلی ساختمان نباشد
۲/۵	۱	۸- سقف کاذب
۲/۵	۱	۹- قفسه و کابینت

۱-۲-۴ روش تحلیل استاتیکی معادل

در این روش نیروی جانبی زلزله طبق رابطه (۱-۴) محاسبه شده و بر مرکز جرم جزء اثر داده می‌شود. توزیع این نیرو بین بخش‌های مختلف جزء به نسبت جرم آنهاست.

$$V_{pu} = \frac{0.4 a_p A (1 + S) W_p l_p}{R_{pu}} \left(1 + 2 \frac{Z}{H} \right) \quad (1-4)$$

در این رابطه:

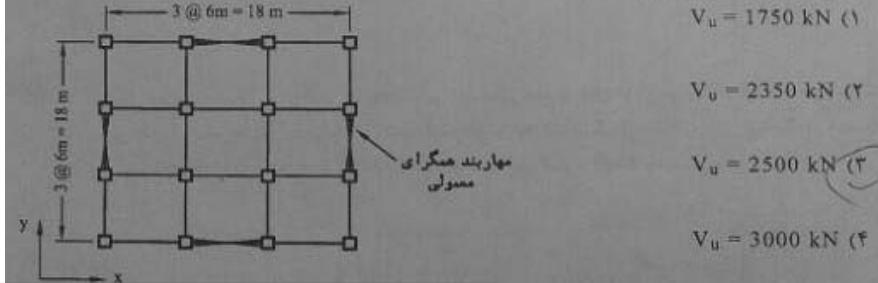
V_{pu} =نیروی جانبی زلزله در حد مقاومت. برای تعیین این نیرو در حد تنش‌های مجاز باید این مقداریه $1/4$ تقسیم شود.

 A =شتاب پایه، طبق بند ۲-۲ $z=$ ضریب شتاب طیفی طبق بند (۱-۳-۲) a =ضریب بزرگنمایی جزء طبق جدول (۱-۴) یا (۲-۴) m =ضریب اهمیت جزء طبق بند (۱-۴-۳) W_p =وزن جزء سازه‌ای همراه با محتویات آن در زمان بهره‌برداری R_{pu} =ضریب رفتار جزء طبق جدول (۱-۴) یا (۲-۴) Z =ارتفاع مرکز جرم جزء از تراز پایه، مقدار Z لازم نیست بیشتر از H در نظر گرفته شود. H =ارتفاع متوسط بام ساختمان از تراز پایه

قدم به قدم، همراه داشجو...

WWW.GhadamYar.Ir

۱۷- مهاربندهای یک ساختمان ۴ طبقه مسکونی به ارتفاع ۱۴ متر از تراز پایه به صورت شکل زیر است. محل ساختمان در شهر تهران بوده و بر روی زمین نوع II واقع شده است. مقدار کل نیروی جانبی زلزله وارد بر ساختمان در هر یک از دو امتداد x و y برای طراحی مهاربندها به کامپیک از اعداد زیر نزدیکتر است؟ (وزن مؤثر لرزه‌ای ساختمان ۱۰۰۰۰ کیلونیوتن می‌باشد و سیستم مقاوم جانبی در هر دو جهت x و y به صورت قاب ساختمانی ساده با مهاربندی همگرای معمولی فولادی می‌باشد).



گزینه ۳

گام ۱- محاسبه دوره تناوب طراحی:

دوره تناوب تحلیلی ارائه نشده بنابراین دوره تناوب بر اساس روابط تجربی محاسبه خواهد شد:

$$T_{\text{تجربی}} = T = 0.05 \times 14^{0.75} = 0.36$$

گام ۲- محاسبه ضرایب B1 و N و B:

$$\begin{aligned} T_s &= 0.5 \\ T_0 &= 0.1 \\ S &= 1.5 \\ S_0 &= 1 \end{aligned} \quad \left. \begin{aligned} B_1 &= (S+1) = 2.5 = 2.5 \\ N &= 1 \end{aligned} \right\} \quad B = B_1 N = 2.5$$

۲-۳-۲ ضریب اصلاح طیف، N، به شرح زیر تعیین می‌شود:

۱-۳-۲ ضریب شکل طیف، B_1 ، با درنظر گرفتن بزرگنمایی خاک در پریووهای مختلف و میزان لرزه‌خیزی منطقه مشخص می‌شود. این ضریب با استفاده از روابط زیر و با از شکل‌های (۱-۲-الف) و (۱-۲-ب) تعیین می‌گردد.

الف- برای پهنه‌های با خطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

$B_1 = S_0 + (S - S_0 + 1)(T/T_0)$ $B_1 = S + 1$ $B_1 = (S+1)(T_s/T)$	$0 < T < T_0$ $T_0 < T < T_s$ $T > T_s$	$(۱-۲)$	$N = 1$ $N = \frac{0.7}{4 - T_s}(T - T_s) + 1$ $N = 1.7$	$T < T_s$ $T_s < T < 4 \text{ sec}$ $T > 4 \text{ sec}$	$(۱-۲)$
---	---	---------	--	---	---------

جدول ۲- پارامترهای مربوط به روابط (۱-۲)

				خطر نسبی کم و متوسط	خطر نسبی کم و زیاد	
S ₀	S	S ₀	S	T _s	T ₀	نوع زمین
1	۱/۵	1	۱/۵	۰/۴	۰/۱	I
1	۱/۵	1	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

ب- برای پهنه‌های با خطر نسبی متوسط و کم

$N = 1$ $N = \frac{0.4}{4 - T_s}(T - T_s) + 1$ $N = 1.4$	$T < T_s$ $T_s < T < 4 \text{ sec}$ $T > 4 \text{ sec}$	$(۱-۲)$
--	---	---------

گام ۳- محاسبه Vu:

$$V_u = \frac{ABI}{R_u} W_e = \frac{0.35 \times 2.5 \times 1}{3.5} 10\,000 = 2500 \text{ kN}$$

- نکته: ضریب نامعینی سازه فوق ممکن است برابر ۱/۲ حاصل شود. اگر سازه در پلان منظم باشد و ضریب نامعینی بر اساس روش الف محاسبه شود، ضریب برابر ۱/۲ خواهد بود و نیروی زلزله محاسبه شده در ترکیب بارها باید به اندازه ۲۰ درصد افزایش یابد. از طرفی همین سازه اگر با روش بکنترل شود، ممکن پس از محاسبات دقیق مقدار ضریب نامعینی آن برابر بدست آید. بدین منظور باید یکی از بادبندهای ضربدری (یکی از قطربندهای حذف شده و افت مقاومت سازه بررسی شود. با توجه به اینکه در هر راستا چهار بادبند قطری (معادل دو ضربدری) داریم، افت مقاومت بزرگتر از ۲۵٪ خواهد بود (که ممکن است از ۰/۳۳ کمتر یا بیشتر شود). همچنین ممکن است سازه دچار پیشچشم شدید شود (و یا نشود). کنترل این موارد مستلزم اطلاعات بیشتر از جمله هندسه بادبندها، مقاومت فشاری و کششی آنها می‌باشد).
- ممکن است طراحی سوال به اشتباه ضریب نامعینی را ۱/۲ فرض کرده باشد که منظورش گزینه ۱ باشد که از نظر اینجانب این فرض غیر قابل قبول است.

۱۸- مقدار ضریب بازتاب (B) برای یک سازه با سیستم قاب ساختمانی ساده با مهاربندی و اگرای ویژه فولادی به ارتفاع ۲۴ متر از تراز پایه و بر روی خاک نوع III در شهر اصفهان به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (میان قاب‌ها مانع برای حرکت جانبی قاب ایجاد نمی‌کنند).		
2.53 (۲)	2.75 (۱)	
2.10 (۴)		2.26 (۳)
گزینه ۳		

گام ۱- محاسبه دوره تناوب طراحی:

دوره تناوب تحلیلی ارائه نشده بنابراین دوره تناوب بر اساس روابط تجربی محاسبه خواهد شد:

$$T_{\text{تجربی}} = T_{\text{طراحی}} = 0.08 \times 24^{0.75} = 0.87$$

گام ۲- محاسبه ضرایب B1 و N و B:

$$\left. \begin{array}{l} T_s = 0.7 \\ T_0 = 0.15 \\ S = 1.75 \\ S_0 = 1.1 \end{array} \right\} \quad \left. \begin{array}{l} B_1 = (S+1) \frac{T_s}{T} = 2.75 \times \frac{0.7}{0.87} = 2.219 \\ N = \frac{0.7}{4-T_s} (T - T_s) + 1 = 1.02 \end{array} \right\}$$

$$B = B_1 N = 2.264$$

۱-۳-۲ ضریب شکل طیف، B_1 ، با درنظر گرفتن بزرگنمایی خاک در پریودهای مختلف و میزان لرزه‌خیزی منطقه مشخص می‌شود. این ضریب با استفاده از روابط زیر و یا از شکل‌های (۱-۱-الف) و (۱-۱-ب) تعیین می‌گردد.

۲-۳-۲ ضریب اصلاح طیف، N، به شرح زیر تعیین می‌شود:

الف- برای پهنه‌های با خطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

$$T < T_s$$

$$T_s < T < 4 \text{ sec}$$

$$(۳-۲)$$

$$T > 4 \text{ sec}$$

ب- برای پهنه‌های با خطر نسبی متوسط و کم

$$T < T_s$$

$$T_s < T < 4 \text{ sec}$$

$$(۴-۲)$$

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	0.14	0.11	I
1	1/5	1	1/5	0.15	0.11	II
1/1	1/75	1/1	1/75	0.17	0.15	III
1/1	1/75	1/3	2/25	0.20	0.15	IV

۱۹- یک سیلوی بتنی درجا با دیوار پیوسته تاروی بی، در شهر سنتدج بر روی خاک نوع II موجود است. وزن سازه و تجهیزات صنعتی سیلو ۵۰۰۰ kN و سیلو حاوی مواد دالهای با وزن ۵۰۰۰ kN می‌باشد. حداقل برش پایه زلزله این سیلو برحسب kN به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (فرض کنید ۸۰ درصد وزن مواد دالهای به عنوان وزن مؤثر لرزه‌ای مواد دالهای سیلو درنظر گرفته می‌شود. همچنین ضریب اهمیت سیلو را برابر ۱.۰ و زمان تناوب نوسان اصلی آن را ۰.۴ ثانیه فرض نمایید).

۱۳۰۰۰ (۲)	۱۳۷۵۰ (۱)
۱۱۲۵۰ (۴)	۱۲۵۰۰ (۳)

گزینه ۴

$$\begin{aligned} T_s &= 0.5 \\ T_0 &= 0.1 \\ S &= 1.5 \\ S_0 &= 1 \end{aligned} \quad \left\{ \begin{array}{l} T = 0.4 \rightarrow B_1 = (S + 1) = 2.5 = 2.5 \\ N = 1 \end{array} \right\} \quad B = B_1 N = 2.5$$

$$T = 0.4 \text{ Sec} \rightarrow V_u = \frac{ABI}{R_u} W = \frac{0.3 \times 2.5 \times 1}{3} (5000 + 0.8 \times 50000) = 11250 \text{ kN}$$

$$V_{u-min} = 0.09 W = 0.09 \times (5000 + 0.8 \times 50000) = 1620 \text{ kN}$$

۲-۵ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان‌ها

۱-۲-۵ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان‌ها مطابق فصل سوم می‌باشد. الزامات اضافی این نوع از سازه‌ها در بندهای (۲-۵) تا (۱۰-۲-۵) آورده شده است.

۲-۲-۵ روش تحلیل: در سازه‌هایی که زمان تناوب اصلی آنها از ۰/۵ ثانیه بیشتر است، استفاده از یکی از روش‌های تحلیل دینامیکی الزامی است. در سایر سازه‌ها می‌توان از روش‌های دیگر تحلیل استفاده نمود.

۱- در موارد کلی

۳-۵ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی غیرمشابه ساختمان‌ها و متنگی بزمین

۱-۳-۵ ضوابط این نوع سازه‌ها عیناً مشابه سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان‌ها، موضوع بند (۲-۵) است و فقط الزامات زیر جایگزین بندهای نظری می‌گردند:

الف- پارامترهای نیروی جانبی بر اساس جدول (۲-۵) تعیین می‌گردد.

ب- حداقل نیروی جانبی یا برش پایه از روابط زیر بدست می‌آید:

$$V_{u-min} = 0.09 W \quad (۳-۵)$$

۲- در مناطق با خطر نسبی خیلی زیاد و زیاد و زمین‌های نوع III و IV

$$V_{u-min} = 1.6 A I W / R_u \quad (۴-۵)$$

۷-۲-۵ نیروی جانبی در سازه‌های صلب سازه‌های صلب به سازه‌هایی اطلاق می‌شود که زمان تناوب نوسان اصلی آنها کمتر از

۰/۰۶ ثانیه باشد. نیروی جانبی این سازه‌ها از رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$V_u = 0.3 A(S+1)W \quad (۲-۵)$$

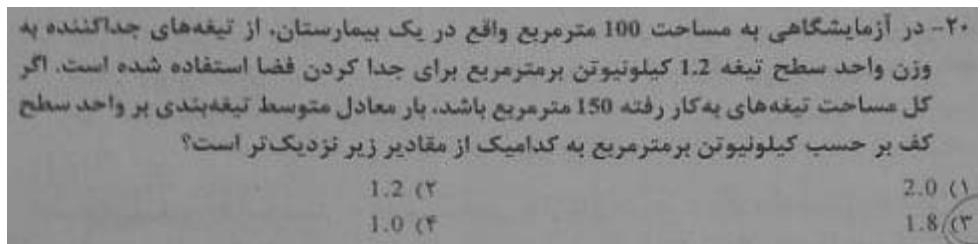
توزيع این نیرو در ارتفاع سازه طبق ضوابط بند (۳-۳-۳) صورت می‌گیرد.

جدول ۲-۵ ضرایب مورد استفاده برای سازه‌های غیرساختمانی غیر مشابه ساختمان

سیستم سازه	جزئیات	H_m (متر)	C_d	Ω_0	R_u
پونکر، مخزن، برروی پایه‌های مهاربندی شده متقاضی	برروی پایه‌هایی مهاربندی نشده یا ظرف یا گندوی	۵۰	۲/۵	۲	۲
مهاربندی شده نامتقاضی هوایی	با پایه زین‌شکل فولادی جوش شده	۳۰	۲/۵	۲	۲
تمام سازه‌هایی دیگر بتنی یا فولادی طراهی با جرم گستردۀ غیر از آنها که در این جدول ذکر شده‌اند، شامل دودکش‌ها، سیلوها و ظروف قائم بر روی پدستال منفرد یا متکی بر جداره تا روی زمین-جوش شده فولادی، بتن آرمه یا بتون پیش تیبله	دو دکش و سیلوی بتنی درجا با دیواره پیوسته تاروی بی	۲/۵	۲	۳	
برج‌های خربایی طراهی یا مهارشده توسط کابل- دودکش‌های مهارشده توسط کابل	تام سازه‌هایی دیگر بتنی یا فولادی طراهی با جرم گستردۀ غیر از آنها که در این جدول ذکر شده‌اند، شامل دودکش‌ها، سیلوها و ظروف قائم بر روی پدستال منفرد یا متکی بر جداره تا روی زمین-جوش شده فولادی، بتن آرمه یا بتون پیش تیبله	۲/۵	۲	۳	
برج‌های خنک کن	پتن آرمه یا فولادی	۳	۲	۲/۵	
برج‌های مخابر اتی	قابی یا خربایی فولادی یا بتنی	۳	۱/۵	۳	
سازه‌های خاص تفریحی و بنای‌های یادبود	دیرک- فولادی یا بتنی	۱/۵	۱/۵	۱/۵	
سازه‌هایی که رفتارشان مشابه پاندول وارونه است		۲/۵	۲/۵	۲/۵	
تابلوها و علامت		۲	۲	۲	
سایر سازه‌ها غیر از موارد فوق		۳	۲	۲/۵	
		۲/۵	۲/۵	۲/۵	

جدول ۲-۲ پارامترهای مربوط به روابط (۲-۲)

S_0	S	خطر نسبی کم و متوسط		T_s	T_0	نوع زمین
		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	۱/۲	۲/۲۵	۱/۰	۰/۱۵	IV



گزینه ۳

$$\frac{1.2 \times 150}{100} = 1.8 \frac{kN}{m^2}$$

حداقل بار زنده طبق مبحث ۶ برابر $\frac{kN}{m^2} 1$ می باشد. مقدار واقعی وزن تیغه ها نیز برابر $\frac{kN}{m^2} 1.8$ می باشد. بنابراین گزینه ۴ صحیح است.

۶-۵ بار زنده گستره یکنواخت

۶-۲-۵ ضوابط مربوط به دیوارهای تقسیم کننده

در ساختمان‌های اداری و یا سایر ساختمان‌هایی که در آن‌ها احتمال استفاده از دیوارهای تقسیم‌کننده و یا جابجایی آن‌ها وجود دارد، باید ضوابطی برای وزن دیوارهای تقسیم‌کننده بدون توجه به اینکه آن‌ها در پلان نشان داده شده باشند و یا خیر، اقدام گردد. وزن دیوارهای تقسیم‌کننده نباید کمتر از ۱ کیلونیوتن بر متر مربع در نظر گرفته شود. در ساختمان‌هایی که از تیغه‌های سبک نظیر دیوارهای ساندویچی استفاده می‌شود، این بار را می‌توان حداقل به 0.5 کیلونیوتن بر مترمربع کاهش داد، مشروط بر آن که وزن یک مترمربع از این نوع دیوارهای جداکننده و ملحقات آنها از 0.4 کیلونیوتن تجاوز نکند.

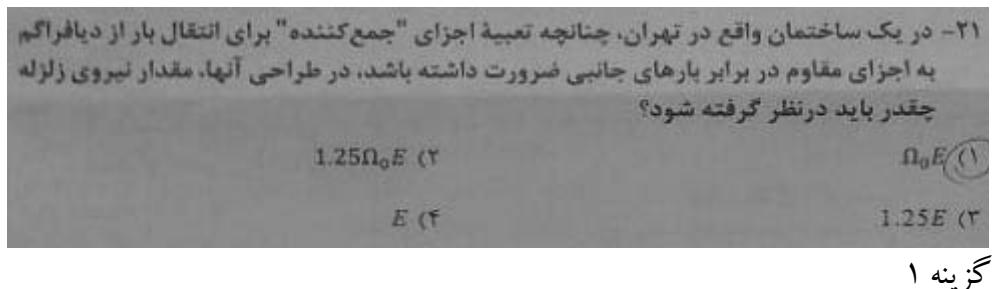
در صورتی که وزن هر مترمربع سطح دیوارهای جداکننده از ۲ کیلونیوتن بیشتر باشد، وزن آن به عنوان بار مرده در نظر گرفته شده و در محل واقعی خود اعمال می‌گردد.

استثناء: اگر حداقل بار زنده از 4 کیلونیوتن بر متر مربع بیشتر باشد، نیازی به در نظر گرفتن بار زنده دیوار تقسیم‌کننده نیست.

$$0.4 \frac{kN}{m^2} = \text{حداقل بار زنده کف} \rightarrow 0.5 \frac{kN}{m^2} > \text{وزن متر مربع دیوار کننده تقسیم}$$

$$0.4 \frac{kN}{m^2} = \text{حداقل بار زنده کف} \rightarrow 2 \frac{kN}{m^2} > \text{وزن متر مربع دیوار کننده تقسیم} < 1 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{وزن دیوار بار مرده خواهد بود} \rightarrow \text{وزن متر مربع دیوار کننده تقسیم} < 2 \frac{kN}{m^2}$$

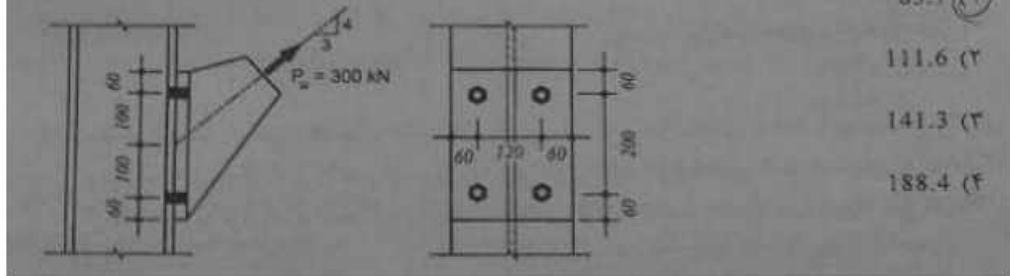


۶-۸-۳ در مواردی که تعییه اجزای "جمع‌کننده" برای انتقال بار از دیافراگم به اجزای مقاوم در برابر بارهای جانبی ضرورت داشته باشد، در طراحی آنها، متدار نیروی زلزله تشديديافت (۰ Ω) انجام شود.

۷-۸-۳ در کلیه سازه‌های نامنظم در پلان به لحاظ هندسی، دیافراگم و خارج از صفحه بند (۱-۷-۱) و یا نامنظم در ارتفاع به لحاظ قطع سیستم پاره‌جانبی بند (۲-۷-۱) در پهنه‌های با خطر نسبی متوسط و بالاتر، نیروی طراحی اتصالات دیافراگم به اجزای قائم اجزای جمع‌کننده باید به میزان ۲۵٪ افزایش یابد.

قدم به قدم، همراه دانشجو...
WWW.GhadamYar.Ir

۲۲- در اتصال انکاری شکل زیر قطر پیچ‌ها برابر ۲۰ میلی‌متر و پیچ‌ها از نوع ۸.۸ هستند. مقاومت کششی طراحی هریک از پیچ‌ها بر حسب کیلونیوتن به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ فرض کنید سطح برش پیچ‌ها از قسمت دندانه‌شده می‌گذرد (ابعاد به میلی‌متر است).



83.7 (۱)

111.6 (۲)

141.3 (۳)

188.4 (۴)

گزینه ۱

مقاومت طراحی هر یک از پیچ‌ها برابر است با:

$$\varphi F'_{nt} = \varphi F_{nt} \left[1.3 - \frac{f_{uv}}{\varphi F_{nv}} \right] = 0.75 \times (0.75 F_u \times 314) \left[1.3 - \frac{\left(\frac{300\,000 \times \frac{4}{5}}{4} \right)}{0.75 \times 0.45 F_u \times 314} \right] = 83690 N = 83.7 kN$$

• ۳۱۴ مساحت هر از بولت‌ها می‌باشد.

• مقدار F_u نیز برابر 800 MPa می‌باشد.

۴-۳-۹-۲-۱۰ آن مشترک کشش و برش در اتصالات انکاری

مقاآمت کششی طراحی و برشی طراحی پیچ‌های تحت اثر توازن کشش و برش باید بر اساس

حالات‌های حدی گیختگی کششی و برشی مطابق روابط زیر تعیین شود.

 $\phi R_{nt} = \phi F'_{nt} A_{nt}$ - مقاومت کششی طراحی

(۶-۹-۲-۱۰)

 $\phi R_{nv} = \phi F'_{nv} A_{nv}$ - مقاومت برشی طراحی

(۷-۹-۲-۱۰)

که در آن:

$$F'_{nt} = F_{nt} \left[\frac{1}{3} - \frac{f_{uv}}{\varphi F_{nv}} \right] \leq F_{nt} \quad (۶-۹-۲-۱۰)$$

$$F'_{nv} = F_{nv} \left[\frac{1}{3} - \frac{f_{ut}}{\varphi F'_{nt}} \right] \leq F_{nv} \quad (۷-۹-۲-۱۰)$$

φ = ضریب کاهشی مقاومت و مساوی ۰/۷۵ می‌باشد.

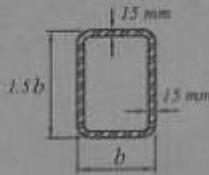
F_{nt} = مقاومت کششی لسی مطابق جدول ۱۰-۹-۲-۱۰ و قوتی که نیروی کششی به تنهایی عمل نماید.F_{nv} = مقاومت برشی اسما مطابق جدول ۱۰-۹-۲-۱۰ و قوتی که نیروی برشی به تنهایی عمل نماید.f_{nt} = تنش برشی مورد نیازf_{nv} = تنش کششی مورد نیازA_{nt} = سطح مقطع اسما پیچ

جدول ۱۰-۹-۲-۱۰ تنش اسما (پیچ و قطعات دندانه شده)

تصویر اتصالات انکاری	تنش کششی اسما (F _{nt})	نوع وسیله اتصال
-۰/۴۵F _u [۶]	-۰/۷۵F _u [۱۱]	پیچ‌های معمولی
-۰/۴۵F _u [۶]	-۰/۷۵F _u [۱۱]	پیچ‌های بر مقاومت در حالتی که سطح برش از قسمت دندانه شده می‌گذرد
-۰/۵۵F _u [۶]	-۰/۷۵F _u [۱۱]	پیچ‌های بر مقاومت در حالتی که سطح برش از قسمت دندانه شده نمی‌گذرد
-۰/۴۵F _u	-۰/۷۵F _u [۱۱]	قطمه دندانه شده طبق مشخصات تعیین شده، در حالتی که سطح برش از قسمت دندانه شده می‌گذرد
-۰/۵۵F _u	-۰/۷۵F _u [۱۱]	قطمه دندانه شده طبق مشخصات تعیین شده، در حالتی که سطح برش از قسمت دندانه شده نمی‌گذرد

۲۳- مقطع نشان داده شده در شکل زیر تحت اثر تبروی محوری فشاری و لنگر خصیتی دو محوره نسبت به محورهای اصلی مقطع قرار دارد. حداقلر مقدار λ حدوداً جقدر می‌تواند باشد تا اجزاء مقطع از منظور کمالش موضعی در برابر تبروی محوری فشاری غیرلاغر و در برابر لنگرهای خصیتی فشرده باشد؟

$$F_y = 240 \text{ MPa}, E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$



- ۱) ۶۵۰ میلی متر
- ۲) ۵۳۰ میلی متر
- ۳) ۴۳۰ میلی متر
- ۴) ۳۵۰ میلی متر

گزینه ۴

با توجه به اینکه خمس دو محوره است، هر چهار وجه مقطع ممکن است به عنوان بال استفاده شوند و بنابراین وجه بلندتر باید کنترل شود (1.5b):

$$\frac{(1.5b - 45)}{t} < \begin{cases} 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 32.33 \\ 1.4 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 40.4 \end{cases} \rightarrow b < 353 \text{ mm}$$

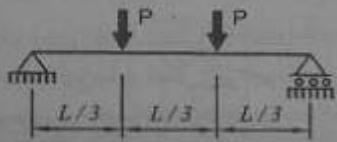
ث) برای بالهای مقطاع توخالی مستطیلی شکل (HSS)، پهنای b عبارت است از فاصله آزاد بین جانها منتهای شعاع گوشه داخلی در هر طرف. برای جانها مقطاع توخالی مستطیل شکل (HSS)، b عبارت است از فاصله آزاد بین بالهای منتهای شعاع گوشه داخلی در هر طرف. چنانچه شعاع گوشهها معلوم نباشد، مقادیر b و h را می‌توان معادل بعد منظور خارجی منتهای سه برابر ضخامت در نظر گرفت.

جدول ۱-۲-۲-۴ نسبت‌های پهنا به ضخامت اجزای فشاری تقویت نشده در اعضای تحت اثر خمش

جدول ۱-۲-۱-۱ نسبت‌های پهنا به ضخامت اجزای فشاری تقویت نشده در اعضای تحت اثر فشار محوری

مثال‌های نمونه	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت	نسبت پهنا به ضخامت	شرح اجزا	حالات	مثال‌های نمونه	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت، λ_p	نسبت پهنا به ضخامت	شرح اجزا	حالات
	$5/\gamma_0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3/\gamma_0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	h/t_w	جان مقطاع I شکل با دو محور تقارن و جان مقاطع ناوادانی	15		$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	b/t	بالهای مقطاع I شکل نورد شده، ورق‌های بیرون‌زده از مقاطع I شکل نورد شده، ساقه‌های پرسه‌سته جنت نیشی با اتصال پیوسته، بالهای مقاطع ناوادانی و بالهای مقطاع سپری
	$5/\gamma_0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\frac{h_c}{h_p} \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ $(\gamma_0 \frac{M_p}{M_y} + \gamma_0)^2 \leq \lambda_r$	h_o/t_w	جان مقطاع I شکل با یک محور تقارن	16		$0.64 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	b/t	بالهای مقطاع I شکل ساخته شده از ورق و ورق‌ها یا ساقه‌های نیشی بیرون زده از مقاطع I شکل ساخته شده از ورق
	$1/40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1/12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	b/t	بالهای مقطاع توخالی (HSS) مستطیلی شکل و جمعیاتی با خلاست پکنواخت	17		$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	b/t	ساقه‌های نیشی‌های تک ساقه‌های نیشی‌های دوی دارای جدکننده (قمه) و سایر اجزای تقویت نشده
	$1/40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1/12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	b/t	ورق‌های پوششی و ورق‌های دیافراگم در حد فاصل خطوط جوش با بچ	18		$0.78 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	d/t	نیفعه (جان) مقاطع سپری
	$5/\gamma_0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$2/42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	h/t	جان‌های مقطاع توخالی مستطیل شکل (HSS) و جمعیاتی	19		$1/49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	h/t_w	جان مقطاع I شکل با دو محور تقارن و جان مقطاع ناوادانی
	$0.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	D/t	مقاطع توخالی دایره‌ای شکل	20		$1/40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	b/t	بالهای مقطاع توخالی مستطیلی شکل (HSS) و جمعیاتی با ضخامت پکنواخت

۲۴- چنانچه مقطع تیر فولادی نشان داده شده در شکل زیر دارای دو محور تقارن بوده و تیر در تکیه گاهها و در وسط دهانه مهار چانه باشد، ضریب ضربی C_b به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟



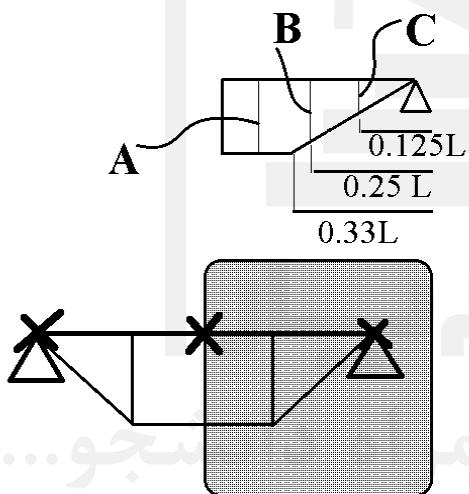
گزینه ۳

$$\left. \begin{array}{l} M_A = M \\ M_B = \frac{0.25}{0.333}M = 0.75M \\ M_C = \frac{0.125}{0.333}M = 0.375M \end{array} \right\} C_b = \frac{12.5 \times M}{2.5M + 3M + 4 \times 0.75M + 3 \times 0.375M} = 1.299$$

۱-۵-۲-۱۰ ازمات عمومی

۱-۱-۵-۲-۱۰ مقاومت خمشی طراحی مساوی $M_{b,des}$ می‌باشد که در آن، ضریب کلکش مقاومت برابر 0.9 و مقاومت خمشی اسمی می‌باشد که باید طبق ازمات بندهای ۱۰-۲-۱۰ و ۲-۵-۲-۱۰ تعیین شود.

تعصیره: انتخاب بند مربوط به تعیین مقاومت خمشی اسمی اعضای خمشی برای مقطع مختلف می‌تواند مطابق جدول ۱-۵-۲-۱۰ اختیار شود.



۲-۱-۵-۲-۱۰ تمامی ازمات این بخش بر این فرض استوار هستند که از پیچش مقطع حول محور طولی عضو در نقاط تکیه گاهی اعضای خمشی جلوگیری شده است.

۲-۱-۵-۲-۱۱ 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 پیچشی-جانبی (C_b) در نمودار لنگر خمشی غیر یکنواخت در حد فاصل دو مقطع مهارشده از رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$C_b = \frac{17/5 M_{max}}{17/5 M_{max} + 2M_A + 2M_B + 2M_C} \quad (1-5-3-10)$$

که در آن:

M_{max} = قدر مطلق لنگر خمشی حداکثر در حد فاصل دو مقطع مهارشده

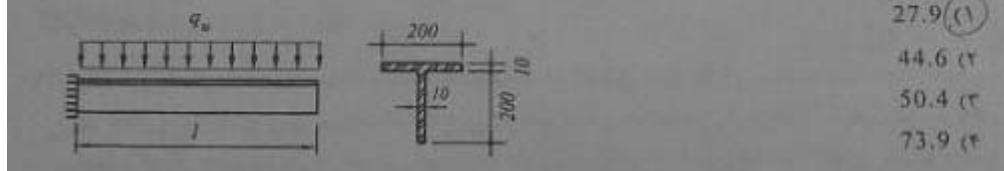
M_A = قدر مطلق لنگر خمشی در نقطه $\frac{1}{4}$ طول مهارشده

M_B = قدر مطلق لنگر خمشی در نقطه $\frac{1}{2}$ طول مهارشده

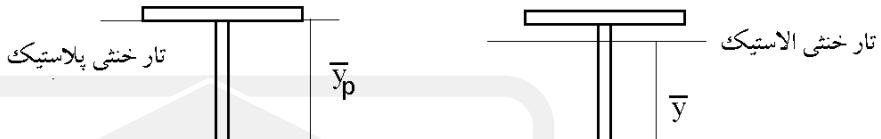
M_C = قدر مطلق لنگر خمشی در نقطه $\frac{3}{4}$ طول مهارشده

- ۲۵- چنانچه تیز طرهای با مقطع سپری شکل زیر از تکبیدگاه جانبی کافی برخوردار نباشد، براساس حالت حدی تسلیم، مقاومت خمشی اسمی تیز بر حسب کیلونیوتن متر به کدامیک از مقادیر زیر تزدیک تر است؟ (ابعاد به میلی متر است).

$$F_y = 240 \text{ MPa}, E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$



گزینه ۱



$$y_p = 200 \text{ mm}$$

$$y_e = \frac{200 \times 10 \times 100 + 200 \times 10 \times 205}{4000} = 152.5$$

$$I = \frac{10 \times 200^3}{12} + 10 \times 200 \times (152.5 - 100)^2 + \frac{10^3 \times 200}{12} + 10 \times 200 \times (205 - 152.5)^2 = 17708333 \text{ mm}^3$$

در شکل فوق جان تحت فشار خواهد بود و بنابراین باید از قسمت الف-۲ محاسبه شود:

$$M_n = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} ZF_y = (200 \times 10 \times 5 + 200 \times 10 \times 100) \times 240 = 50400000 \text{ N.mm} = 50.4 \text{ kN.m} \\ M_y = SF_y = \frac{I}{y} F_y = \frac{17708333}{152.5} 240 = 27868852 \text{ N.mm} = 27.869 \text{ kN.m} \end{array} \right\} = 27.9 \text{ kN.m}$$

۹-۵-۲-۱۰ مقاومت خمشی اسمی اعضاً با مقطع سپری و نبشی جفت با بارگذاری در صفحه تقارن

مقاومت خمشی اسمی، M_n ، این نوع اعضا باید برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس

حالات حدی تسلیم، کمانش پیچشی-جانبی، کمانش موضعی بال و کمانش موضعی جان در

نظر گرفته شود.

الف) تسلیم

الف-۱) در صورتی که جان مقطع تحت کشش باشد. (بال تحت فشار باشد):

$$M_n = M_p = F_y Z_x \leq \frac{1}{6} M_y \quad (48-5-2-10)$$

الف-۲) در صورتی که جان تحت فشار باشد. (بال تحت کشش باشد):

$$M_n = M_p = F_y Z_x \leq M_y \quad (49-5-2-10)$$

در روابط فوق:

F_y = تنش تسلیم فولاد

Z_x = اساس مقطع پلاستیک نسبت به محور X (محور خمش)

M_y = لنگر تسلیم مقطع

۲۶- در یک قاب ساختمانی ساده با مهاربندهای همگرای ویژه، پس از انتام عملیات تحلیل و طراحی و در هنگام تیپبندی مقاطع اعضا، افزایش مقطع کدامیک از اعضای قاب صحیح نیست؟ (فرض کنید پس از تیپبندی اعضا، تحلیل و طراحی مجدد صورت نمی‌گیرد، همچنین فرض کنید سختی جانی ستون‌ها در برابر سختی جانی مهاربندها بسیار ناچیز بوده و تغییر ابعاد اعضا قاب تأثیری در نوعه توزیع نیروی جانی قاب بین عناصر مقاوم ندارد).

۲) مهاربندها

۱) ستون‌ها

۳) تیرهای فرعی (تیرچه‌ها)

۴) وزارت راه و شهرسازی

گزینه ۲

مهاربند:

افزایش مقطع مهاربند (اگر یکسان نباشد) می‌توان سختی سازه و توزیع نیروها را به هم بزند و حتی ممکن است موجب شود نامنظمی پیچشی سازه افزایش یابد و بنابراین مجاز نیست. همچنین با افزایش مقطع مهاربند، نیروی طراحی اتصال ان نیز تغییر می‌کند و بنابراین اتصال ان باید مجدد طراحی شود.

ستونها:

در صورت تغییر مقطع ستون، اتصالات ان باید مجدداً بررسی شود. برای مثال ستونهای متصل به بادبند لرزه ای بوده و باید وصله انها با توجه به افزایش مقطع ستون مجدداً طراحی شود. بنابراین تغییر مقطع ستون نیز مجاز نیست (مگر اینکه مجدداً طراحی انجام شود).

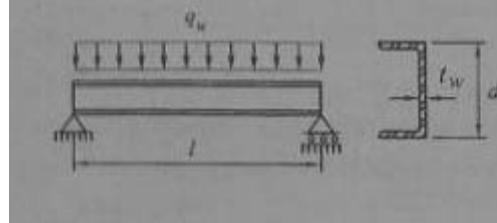
احتمالاً منظور طراحی سوال از "تحلیل و طراحی" تنها طراحی اعضا بوده و اتصالات مدنظر نبوده که در این صورت گزینه ۳ صحیح است.

قدم به قدم، همراه دانشجو...

WWW.GhadamYar.Ir

۲۷- در تیر دوسر ساده مطابق شکل زیر با طول l و عمق مقطع d و ضخامت جان t_w و اساس عقطع پلاستیک نسبت به محور قوی برابر Z_x ، به ازای چه مقدار طول l ، معیارهای حالت‌های حدی تسلیم همچشی و تسلیم برشی به طور همزمان حاکم بر طراحی تیر می‌شوند؟ فرض کنید تیر در سرتاسر طول خود دارای مهار جانبی بیچشمی بوده و عمق مقطع تیر کوچک‌تر از ۳۰۰ میلی‌متر و ضخامت جان آن بزرگ‌تر از ۵ میلی‌متر است. همچنین بالهای مقطع را فشرده فرض کنید.

$$F_y = 240 \text{ MPa}, E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$



$$l = 6 \times \frac{Z_x}{dt_w} \quad (1)$$

$$l = \frac{20}{3} \times \frac{Z_x}{dt_w} \quad (2)$$

$$l = 3 \times \frac{Z_x}{dt_w} \quad (3)$$

$$l = \frac{10}{3} \times \frac{Z_x}{dt_w} \quad (4)$$

گزینه ۲

۱-۲-۶-۲-۱۰ مقاومت برشی اسمی

مقاومت برشی اسمی (V_n) اعضاً با مقطع دارای جان سخت‌نشده (بدون سخت‌کننده) و سخت‌شده (با سخت‌کننده) بر اساس حالت‌های حدی تسلیم برشی و کمانش برشی از رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v \quad (1-6-2-10)$$

که در آن:

$$F_y = \text{تنش تسلیم فولاد جان}$$

$$A_w = \text{مساحت جان مقطع که برابر است با حاصل ضرب عمق کلی مقطع (d) در ضخامت جان (t_w)}$$

$$C_v = \text{ضریب برشی جان به شرح زیر:}$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{(الف) برای جان مقاطع I شکل نورد شده با } C_v = 1 \quad (2-6-2-10)$$

ب) برای جان سایر مقاطع به استثنای مقاطع لوله‌ای، ضریب برشی جان به شرح زیر است:

$$\frac{h}{t_w} \leq 1.1 \sqrt{\frac{k_y E}{F_y}} \quad \text{(ب-۱) برای } C_v = 1 \quad (3-6-2-10)$$

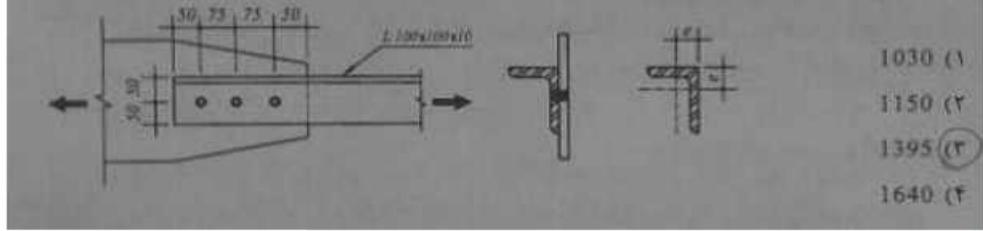
www.GhadamYar.Ir

$$\left(\frac{h}{t_w} < \frac{300}{5} = 60 \right) < 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow C_v = 1$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(M_u = \frac{q_u L^2}{8} \right) < (\varphi M_n = 0.9 Z F_y) \\ \left(V_u = \frac{q_u L}{2} \right) < (\varphi V_n = 0.9 \times 0.6 F_y A_w C_v) \end{array} \right\} \frac{\left(\frac{q_u L^2}{8} \right)}{\left(\frac{q_u L}{2} \right)} = \frac{(0.9 Z F_y)}{(0.9 \times 0.6 F_y A_w C_v)}$$

$$\rightarrow \frac{L}{4} = \frac{Z}{0.6 A_w C_v} \quad \rightarrow L = \frac{4Z}{0.6(dt_w) \times 1} = \frac{20}{3} \frac{Z}{dt_w}$$

۲۸- در محل اتصال نیشی $10 \times 100 \times 100$ سه سوراخ با قطر اسمی ۱۸ mm در یک بال و در راستای نیرو با جزئیات شکل زیر اجرا شده است. عقدار سطح مقطع خالص مؤثر عضو در محل اتصال پیچی بر حسب میلی مترمربع به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (ابعاد به میلی متر است). $e=28.2 \text{ mm}$, $A_g=1920 \text{ mm}^2$



گزینه ۳

$$A_n = A_g - (18 + 2) \times 10 = 1920 - 200 = 1720 \text{ mm}^2$$

در صورت استفاده از ردیف ۲ جدول:

$$U = 1 - \frac{28.2}{75 + 75} = 0.812$$

در صورت استفاده از ردیف ۸ جدول:

$$U = 0.6$$

مقدار دقیق مساحت موثر برابر است با:

$$A_e = UA_n = 0.812 \times 1720 = 1396 \text{ mm}^2$$

جدول ۱۰-۳-۲-۱- ضریب تأثیر برش (U) برای اتصالات اعضا کششی

حالات	شرح	ضریب تأثیر برش: U	مثال
۱	کلیه اعضا کششی که در آنها بار به وسیله پیچ با جوش مسننساً به کلیه اجزای مقطع منتقل گردد (به غیر از حالات ۵، ۶، ۷ و ۸)	$U = 1$	

۲	کلیه اعضا کششی (به غیر از تسمه ها و مقاطع قوطی و لولایی) که در آنها بار به وسیله پیچ با جوش مخلوطی و یا ترکیبی از جوش مخلوطی و عرضی توسط قسمتی از اجزای مقطع (وله تمام آن) منتقل گردد.	$U = 1 - \frac{e}{l}$	
---	--	-----------------------	--

۳	چنانچه حداقل چهار وسیله اتصال در هر ردیف در امتداد تأثیر نیرو موجود باشد.	$U = 0.8$	خر. نیزه های تکنهنی در صورتی که توسط پیک بال متصل شده باشند استفاده از ردیف در امتداد تأثیر نیرو موجود باشد.
۴	چنانچه نوی با سه وسیله اتصال در هر ردیف در امتداد تأثیر نیرو موجود باشد.	$U = 0.6$	خر. نیزه های تکنهنی در صورتی که توسط پیک بال متصل شده باشند استفاده از ردیف در امتداد تأثیر نیرو موجود باشد.

در این جدول:
آه طول اتصال مساوی فاصله اولین و آخرین پیچ در اتصال پیچی و طول جوش در اتصال جوشی
۱- پیچاندن قرنی
۲- خروج از مرکزیت اتصال
۳- پهنه ای کلی مقاطع قوطی شکل (عمود بر صفحه اتصال)
۴- ارتقای کلی مقاطع قوطی شکل (در صفحه اتصال)

الف) سطح مقطع کلی عضو (A_g) برای با مجموع سطح مقطع اجزای تشکیل دهنده آن و سطح مقطع هر جزء برابر با حاصل ضرب پهنه ای کلی در ضخامت آن می باشد. برای نیزه نیشی پهنه ای کلی عبارت است از مجموع پهنه ای های دو بال منتهای ضخامت بال.

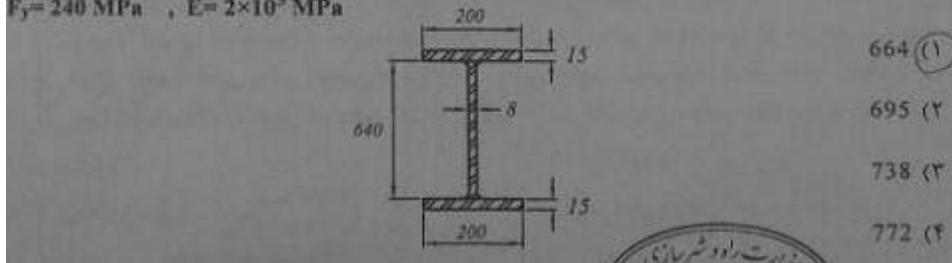
ب) سطح خالص عضو (A_e) برای با مجموع حاصل ضرب های پهنه ای خالص اعضاء در ضخامت مربوطه می باشد. پهنه ای خالص عبارت است از پهنه ای کلی منتهای قطر سوراخ های عضو که به شرح زیر در نظر گرفته می شود.

۱- عرض سوراخ پیچ باید به مقدار دو میلی متر بزرگتر از بعد اصمی سوراخ منظور شود. ابعاد اصمی سوراخ در پیش ۱۰-۲-۱۰ تعریف شده است.

۲- اگر سوراخ های متعدد به شکل زنجیره (بصورت خطی یا زیگزاگ) در مسیر مقطع بحرانی احتمالی قرار داشته باشند، برای محاسبه پهنه ای خالص باید از پهنه ای کلی مورد بررسی مجموع قطر سوراخ های مسیر زنجیره را کم و به آن برای هر ردیف گام هورب در زنجیره، یک مرتبه جمله $\frac{1}{4}g^2$ را اضافه کرد که در آن:

-۲۹- یک تیر با تکیه‌گاه‌های ساده و مقطع ساخته شده (شکل زیر) دارای سخت‌گننده‌های عرضی در محل تکیه‌گاه‌ها و نیز سخت‌گننده‌های عرضی میانی به فواصل آزاد ۱۶۰۰ میلی‌متر مفروض است. اتصال جان به بال‌ها جوشی می‌باشد. مقاومت برشی طراحی چشم‌های چشم‌های تیر بر حسب کیلونیوتن به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (ابعاد به میلی‌متر است).

$$F_y = 240 \text{ MPa}, E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$



گزینه ۱

در چشم‌های انتهایی نمی‌توان از عمل میدان کششی استفاده کرد:

$$\begin{aligned} \frac{a}{h} = \frac{1600}{640} = 2.5 &\rightarrow K_V = 5 + \frac{5}{(2.5)^2} = 5.8 \\ \left(1.1 \sqrt{\frac{K_V E}{F_y}} = 84 \right) < \left(\frac{h}{t_w} < \frac{640}{8} = 80 \right) < \left(1.37 \sqrt{\frac{K_V E}{F_y}} = 95.24 \right) \\ \rightarrow C_v = \frac{1.1 \sqrt{\frac{K_V E}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}} = 0.956 \end{aligned}$$

$$\varphi V_n = 0.9 \times 0.6 F_y A_w C_v = 0.9 \times 0.6 \times 240 \times 670 \times 8 \times 0.956 = 664042 N = 664 kN$$

۲-۶-۲-۱۰ مقاومت برشی اعضا بدون توجه به عمل میدان کششی

ب) برای جان سایر مقاطع به استثنای مقاطع لوکای، ضریب برشی جان به شرح زیر است:

$$b-1) \text{ برای } \frac{h}{t_w} \leq 1/1 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \quad (2-6-2-10)$$

از ازمات این بند مربوط است به تعیین مقاومت برشی اسمی اعضاً با مقطع نورده‌یا ساخته شده از ورق دارای تقارن یک محوره یا دو محوره که تحت اثر برش در صفحه جان قرار دارند مقاومت برشی اسمی اعضاً با مقطع ناوادانی که تحت اثر برش در صفحه جان قرار نیز باید بر اساس ازمات این بند محاسبه شوند.

۱-۲-۶-۲-۱۰ مقاومت برشی اسمی

مقاومت برشی اسمی (V_n) اعضاً با مقطع دارای جان سخت‌گننده (بدون سخت‌گننده) و سخت‌شده (با سخت‌گننده) بر اساس حالت‌های حدی تسلیم برشی و کمانش برشی از رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v \quad (1-6-2-10)$$

که در آن:

F_y = تنش تسلیم فولاد جان

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

$C_v = C_v$ = ضریب برشی جان به شرح زیر:

$$a) \text{ برای جان مقاطع آ شکل نورد شده با: } \frac{h}{t_w} \leq 2/24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (2-6-2-10)$$

$$b-2) \text{ برای } \frac{h}{t_w} > 1/37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \quad (5-6-2-10)$$

(5-6-2-10)

$$C_v = \frac{1/51 k_v E}{(h/t_w)^2 F_y}$$

در روابط فوق k_v ضریب کمانش برشی ورق جان بوده و به شرح زیر تعیین می‌شود.

۱. برای جان‌های سخت‌گننده (بدون سخت‌گننده عرضی) با $\frac{h}{t_w} < 260$ ، $k_v = 5$ می‌باشد. به استثنای جان مقاطع سپری که برای آن $k_v = 1/2$.

۲. برای جان‌های سخت‌گننده (دارای سخت‌گننده عرضی):

$$\begin{cases} k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \\ k_v = 5 \end{cases}$$

$$\frac{a}{h} \leq \begin{cases} 3 & \left[\frac{76}{h/t_w} \right]^2 \\ 3 & \left[\frac{76}{h/t_w} \right]^2 \end{cases}$$

$$\frac{a}{h} > \begin{cases} 3 & \left[\frac{76}{h/t_w} \right]^2 \\ 3 & \left[\frac{76}{h/t_w} \right]^2 \end{cases}$$

در روابط فوق:

t_w = ضخامت جان مقطع

a = فاصله آزاد بین سخت‌گننده‌های عرضی جان

<p>۳- ستون قوطی نورده با ابعاد $5 \times 100 \times 100$ میلی‌متر به صورت دو سر ساده مفروض است. اگر تنش فشاری اسمی ناشی از کمانش خمثی این ستون برایر ۳۵ درصد تنش تسليح باشد، طول ستون بر حسب متر به گدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟</p> <p>مشخصات قوطی به صورت زیر است:</p> <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>$A_g = 18.7 \times 10^2 \text{ mm}^2$</td><td>$r_x = r_y = 38.6 \text{ mm}$</td><td>$F_y = 240 \text{ MPa}$</td><td>$E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$</td></tr> <tr> <td>5.5 (۱)</td><td>5.0 (۲)</td><td>4.5 (۳)</td><td>6.0 (۴)</td></tr> </table>				$A_g = 18.7 \times 10^2 \text{ mm}^2$	$r_x = r_y = 38.6 \text{ mm}$	$F_y = 240 \text{ MPa}$	$E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$	5.5 (۱)	5.0 (۲)	4.5 (۳)	6.0 (۴)
$A_g = 18.7 \times 10^2 \text{ mm}^2$	$r_x = r_y = 38.6 \text{ mm}$	$F_y = 240 \text{ MPa}$	$E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$								
5.5 (۱)	5.0 (۲)	4.5 (۳)	6.0 (۴)								

گزینه ۴

مراحل زیر باید به صورت بر عکس تکرار شود تا طول ستون بدست آید:

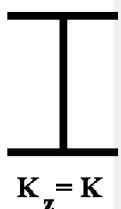
$$F_{cr} = 0.35F_y$$

با توجه به اینکه تنش کمانشی پایین است، احتمالاً رابطه اول حاکم بوده است. با سعی و خطای کنترل می‌شود:

$$0.35F_y = 0.877F_e \quad \rightarrow \quad F_e = 95.78 \text{ MPa}$$

$$F_e = 95.78 = \frac{\pi^2 \times 200000}{\lambda^2} \quad \rightarrow \quad \lambda = 143.6 \quad \rightarrow \quad \frac{KL}{r} = 143.6 \quad \rightarrow \quad L = 5541 \text{ mm}$$

۱-۴-۴-۱- ستونهای با مقطع I شکل ($K_z \leq K$) و باکس



$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} \quad r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

۱- محاسبه r

۲- محاسبه لاغری

$$\lambda = \text{Max}\left(\frac{K_x L}{r_x}, \frac{K_y L}{r_y}\right) < 200$$

۳- محاسبه تنش کمانش خمثی

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

۴- محاسبه تنش فشاری مربوط به کمانش خمثی

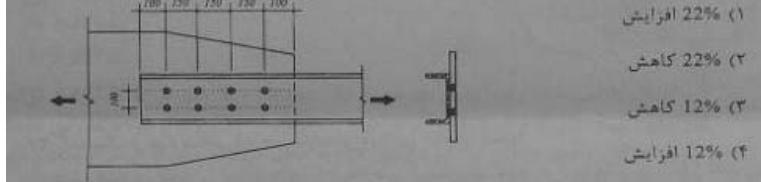
$$\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135.97 \quad \rightarrow \quad F_{cr} = 0.877F_e$$

$$\frac{KL}{r} < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135.97 \quad \rightarrow \quad F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e}\right] F_y$$

۵- محاسبه مقاومت فشاری اسمی مقطع

$$P_n = F_{cr} A_g \quad , \quad \varphi_c = 0.9$$

۳۱- ناودانی شکل زیر تحت کشش قرار دارد. پیچ‌ها از نوع پیر مقاومت ۸۴۹۰ با قطر ۲۰ mm می‌باشند و سطوح پیچ‌ها از محل دندانه شده نمی‌گذرد. در صورتی که اتصال در حالت انتکابی باشد و با سفت کردن پیچ‌ها به حالت اصطکاکی در آورده، مقاومت پرشی طراحی اتصال حدوداً چقدر تغییر می‌یابد؟ (فرض کنید فقط مقاومت پرشی طراحی اتصال براساس مقاومت برشی طراحی پیچ و اصطکاک صفحات حساب می‌شود، سوراخ از نوع استاندارد و وضعیت سطحی اتصال کلاس B است. از ورق پرکننده استفاده نمی‌شود. واحدها در شکل عملی متر است).



- (۱) ۲۲% افزایش
- (۲) ۲۲% کاهش
- (۳) ۱۲% کاهش
- (۴) ۱۲% افزایش

گزینه ۲

مقاومت هر پیچ بر اساس مقاومت انتکابی:

$$\varphi F_{nv} = 0.75(0.55F_u A_b) = 0.75 \times 0.55 \times 1000 \times 314 = 129525 N = 129.5 kN$$

مقاومت هر پیچ بر اساس مقاومت اصطکاکی:

$$\varphi F_{nv} = \varphi \mu D_u h_f T_b n_s = 1 \times 0.5 \times 1.13 \times 1 \times 179 \times 1 = 101.135 kN$$

بنابراین ۲۲ درصد افت مقاومت داریم.

۳-۹-۲-۱۰ مقاومت کششی طراحی و مقاومت پرشی طراحی در اتصالات انتکابی

در اتصالات انتکابی که در آنها لقی و خستگی در اثر ارتعاشات با نوسانات بارگذاری مستله‌ساز نیستند، کافی است پیچ‌ها را بدون ایجاد نیروی پیش‌تنیدگی، تنها تا حالت سفت‌شدن اولیه محکم نموده. سفت‌شدن اولیه هنگامی است که یک کارگر معمولی با یک آجر معمولی تلاش کامل خود را برای محکم کردن پیچ به کار برد. در روش‌های ماشینی، سفت‌شدن اولیه پس از اعمال چند ضربه توسیع دستگاه ایجاد می‌شود.

در تعیین مقاومت‌ها، سطح مقطع اسمی پیچ (مقطع دندانه‌نشده پیچ) و میله‌های دندانه شده (غير از میله‌های با دندانه‌های برجسته) ملاک می‌باشد. در میله‌های با دندانه‌های برجسته، سطح مقطع میله بدون دندانه ملاک محاسبه می‌باشد. همچنین، در مواردی که میله‌های کفستون‌ها از میلگرد ساخته می‌شوند، در تعیین مقاومت‌ها سطح مقطع اسمی ناحیه رزو شده (که عموماً کوچک‌تر از قطر اسمی می‌باشد)، ملاک محاسبه خواهد بود.

در اتصالات انتکابی، مقاومت کششی طراحی (ϕR_{nv}) و مقاومت پرشی طراحی (ϕR_{nv}) پیچ‌ها و قطعات دندانه شده از روابط زیر تعیین می‌گردد.

$$\phi R_{nv} = \phi F_{nt} A_{nb} \quad (4-9-2-10)$$

$$\phi R_{nv} = \phi F_{nv} A_{nb} \quad (5-9-2-10)$$

در روابط فوق:

ϕ = ضریب کامپشی مقاومت و مساوی ۰/۷۵ می‌باشد.

R_{nv} = مقاومت کششی اسمی

R_{nv} = مقاومت پرشی اسمی

جدول ۱۰-۹-۲-۱۰ تنش اسمی (پیچ و قطعات دندانه شده)

تصویر انتکابی	تنش کششی اسمی (F_{nt})	نوع وسیله اتصال
	$+/\sqrt{A_u}$ [۱][۲]	پیچ‌های معمولی
$-/4AF_u$ [۳]	$+/\sqrt{A_u}$ [۴]	پیچ‌های بر مقاومت در حالتی که سطح پرش از قسمت دندانه شده می‌گذرد
$-/5AF_u$ [۵]	$+/\sqrt{A_u}$ [۶]	پیچ‌های بر مقاومت در حالتی که سطح پرش از قسمت دندانه شده نمی‌گذرد
$-/4AF_u$	$+/\sqrt{A_u}$ [۷][۸]	قطعه دندانه شده طبق مشخصات تعیین شده، در حالتی که سطح پرش از قسمت دندانه شده می‌گذرد
$-/5AF_u$	$+/\sqrt{A_u}$ [۹][۱۰]	قطعه دندانه شده طبق مشخصات تعیین شده، در حالتی که سطح پرش از قسمت دندانه شده نمی‌گذرد

۳-۹-۲-۱۰ مقاومت کششی طراحی و پرشی طراحی در اتصالات اصطکاکی

مقادیم کششی طراحی پیچ‌های پر مقاومت در اتصالات اصطکاکی عیناً مشابه مقاومت کششی طراحی پیچ‌های پر مقاومت در اتصالات انتکابی بوده و از ضوابط بند ۳-۹-۲-۱۰ تعیین می‌گردد. مقاومت پرشی طراحی پیچ‌های پر مقاومت در اتصالات اصطکاکی بر اساس کنترل لغزش بحرانی تعیین می‌گردد. مقاومت پرشی طراحی پیچ‌های پر مقاومت در اتصالات اصطکاکی بر اساس کنترل لغزش بحرانی می‌باشد. ϕR_{nv} ضریب کاهش مقاومت و R_{nv} مقاومت پرشی اسمی به شرح زیر می‌باشد.

(۱۰-۹-۲-۱۰)

که در آن:

ϕ = ضریب کاهش مقاومت به شرح زیر:

• برای سوراخ‌های استاندارد و سوراخ لوپیایی کوتاه در امتداد عمود بر راستای نیرو $\phi=1$

• برای سوراخ‌های بزرگ‌شده و سوراخ لوپیایی کوتاه در امتداد موازی با راستای نیرو $\phi=+0/85$

• برای سوراخ‌های لوپیایی بلند $\phi=+0/7$

• ضریب اصطکاک به شرح زیر:

• برای وضعیت سطحی کلاس A (سطح فلس دار تمیز و رنگ شده) $\beta=+0/3$

• برای وضعیت سطحی کلاس B (سطح تمیز شده با ماسه پاشی و رنگشده) $\beta=+0/5$

• D_u = نسبت پیش‌تنیدگی متوسط پیچ‌ها به پیش‌تنیدگی حداقل پیچ‌ها و مساوی $+1/2$

• b_h = ضریب کاهش بخاطر وجود ورق‌های پرکننده در بین قطعات متصل به یکدیگر به شرح زیر:

• در صورت عدم نیاز به ورق‌های پرکننده در بین قطعات متصل به یکدیگر مساوی ۱

• در صورت استفاده فقط از یک ورق پرکننده در بین قطعات متصل به یکدیگر مساوی ۱

• در صورت استفاده از دو یا تعداد بیشتری از ورق‌های پرکننده در بین قطعات متصل به یکدیگر مساوی $+0/85$

T_b = حداقل نیروی پیش‌تنیدگی پیچ طبق مقدار جدول ۷-۹-۲-۱۰

n = تعداد صفحات لغزش

۳۲- یک عضو فشاری فولادی با مقطع توخالی دایره‌ای با قطر بیرونی 475 mm موجود است. اگر داخل این عضو را با بتن بر کنیم حداقل ضخامت لازم جدار مقطع فولادی بر حسب میلی‌متر برای اینکه مقطع این عضو در برابر نیروی محوری فشاری لاغر نباشد، به گدامیک از مقادیر $F_y = 240 \text{ MPa}$ ، $E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$ زیر نزدیک‌تر است؟

3 (۱)

4 (۳)

5 (۲)

6 (۱)

گزینه ۴

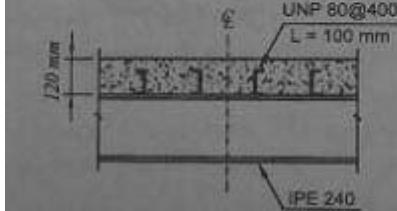
$$\frac{D}{t} < \frac{0.19E}{F_y} = 158.33 \quad \rightarrow \quad \frac{475}{t} < 158.433 \quad \rightarrow t > 3 \text{ mm}$$



جدول ۱-۸-۲-۱۰ نسبت پهنا به ضخامت اجزای مقطع مختلف پر شده با بتن در اعضای تحت اثر فشار محوری

مقاطع فولادی نمونه	حداکثر نسبت مجاز	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		نسبت پهنا به ضخامت	شرح اجزا	ردیف
		λ_r (لاگر/غیرفسرده)	λ_p (غیرفسرده/فسرده)			
	$5 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$2/26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	b/t و h/t	بالها و جان‌های مقاطع توخالی مستطیلی نورد شده و جبهه‌ی با خلقت یکنواخت	۱
	$0.131 \frac{E}{F_y}$	$0.19 \frac{E}{F_y}$	$0.15 \frac{E}{F_y}$	D/t	مقاطع توخالی دایره‌ای شکل	۲

۳۳- مقاومت برشی افقی اسمی (V_{hn}) تیر با مقطع مختلط نشان داده شده که متکی بر دال بتی می باشد، بر حسب گیلولنیوتن به کدام مقادیر زیر نزدیکتر است؟ تیر مختلط به صورت تیر دو سر ساده به طول ۶ متر بوده و تحت بار گستردگی یکنواخت قرار دارد. همچنین تعداد کل ناوادانی ها در طول تیر ۱۶ عدد می باشد. ناوادانی ها دارای طول ۱۰۰ mm، ضخامت جان ۶ mm و ضخامت بال ۸ mm می باشد. بتن دال دارای $f_c = 25 \text{ MPa}$ و $E_c = 25000 \text{ MPa}$ است. فاصله ناوادانی ها از یکدیگر ۴۰۰ میلی متر است.



- 2609 (۱)
2087 (۲)
1304 (۳)
521 (۴)

گزینه ۲

مقاومت هر ناوادانی برابر است با:

$$Q_n = 0.3(t_f + 0.5t_w)L_n\sqrt{f_c E_c} = 0.3(8 + 0.5 \times 6) \times 100\sqrt{25 \times 25000} = 260888 N = 261 kN$$

تعداد ناوادانی ها در حد فاصل لنگر حداکثر (وسط تیر) تا لنگر صفر (ابتدا تیر) برابر ۸ عدد می باشد:

$$V_{hn} = 8 \times 261 = 2088 kN$$

۳-۳-۸-۲-۱۰ مقاومت خمشی مقاطع مختلط دارای برشگیر

(ت) انتقال بار بین تیر فولادی و دال بتی

ت-۱) نواحی لنگر خمشی مثبت

۱. مقاومت برش افقی مورد نیاز

برای عملکرد مختلط کامل، برش افقی مورد نیاز باید به شرح زیر برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالت های حدی خردشگی بتن و تسليم کششی مقطع فولادی در نظر گرفته شود.

$$\bullet \text{ خردشگی بتن} \quad V_{hn} = 0.85 f_c A_c \quad (۳-۴-۸-۲-۱۰)$$

$$\bullet \text{ مقاومت برش افقی مورد نیاز} \quad Q_n = 0.7(t_f + 0.5t_w)L_n\sqrt{f_c E_c} \quad (۳-۴-۸-۲-۱۰)$$

- تسليم کششی مقطع فولادی

(۲۰-۸-۲-۱۰)

در روابط فوق:

t_f = مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه ای بتن

A_c = سطح مقطع دال بتی در محدوده عرض موثر

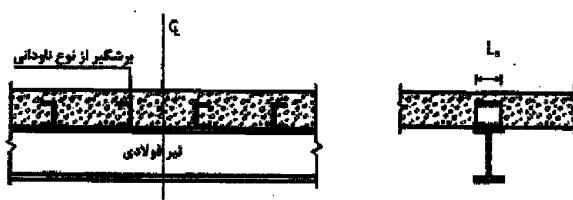
A_s = مساحت مقطع فولادی

F_y = تنی تسليم فولاد مقطع فولادی

۲. مقاومت برش افقی اسمی

مقاآمت برش افقی اسمی اعضای با مقطع مختلط متکی بر دال بتی و دارای برشگیر باید مطابق رابطه زیر بر اساس مقاومت برشی برشگیرها تعیین گردد.

$$V_{hn} = \sum Q_n \quad (۲۱-۸-۲-۱۰)$$



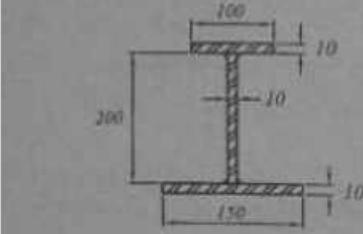
شکل ۷-۸-۲-۱۰ ۷) برشگیرهای از نوع ناوادانی

که در آن:

ΣQ_n = مجموع مقاومت های برشی اسمی برشگیرها در حد فاصل نقاط لنگر خمشی مثبت حداکثر

و لنگر صفر مطابق مقررات بند ۷-۸-۲-۱۰

۳۴- در مقطع نشان داده شده در شکل زیر، فاصله بین محورهای خنثی الاستیک و پلاستیک نسبت به محور قوی بر حسب میلی متر یه کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (ابعاد به میلی متر است).



- ۱) 26.7
- ۲) 16.0
- ۳) 13.3 (۳)
- ۴) 6.7

گزینه ۳

محل تار خنثی پلاستیک:

مساحت بالای تار باید با مساحت پایین تار برابر باشد:

$$150 \times 10 + (Y_p - 10) \times 10 = 100 \times 10 + (210 - Y_p) \times 10 \rightarrow Y_p = 85 \text{ mm}$$

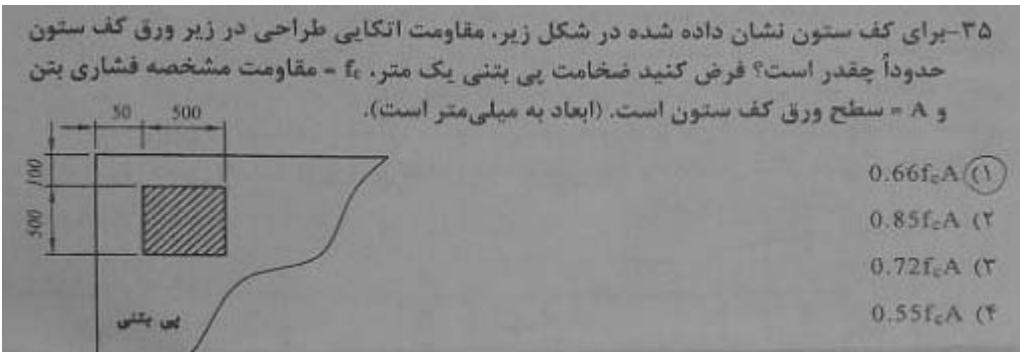
محل تار خنثی الاستیک:

$$Y_e = \frac{1000 \times 215 + 2000 \times 110 + 1500 \times 5}{1000 + 2000 + 1500} = 98.33$$

$$Y_e - Y_p = 98.33 - 85 = 13.33 \text{ mm}$$

قدم به قدم، همراه دانشجو...

WWW.GhadamYar.Ir



گزینه ۱

$$P = 0.85 \times 0.65 \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} f_c A = 0.85 \times 0.65 \times \sqrt{\frac{600^2}{500^2}} f_c A = 0.663 f_c A$$

۱۰-۱۴-۹ مقاومت انکایی

۱-۱۰-۱۴-۹ مقاومت انکایی نهایی روی بتن، به استثنای موارد مذکور در بندهای ۲-۱۰-۱۴-۹ و

۳-۱۰-۱۴-۹ نباید بزرگتر از $85\varphi_c f_c A$ / ۰.۸۵ $\varphi_c f_c A$ در نظر گرفته شود.

۲-۱۰-۱۴-۹ در صورتی که ابعاد تکیه گاه در هر امتداد در صفحه تماس بزرگتر از ابعاد سطحی از عضو باشد که به صورت انکایی انتقال بار می نماید، مقاومت انکایی روی این سطح را که بر طبق بند ۱-۱۰-۱۴-۹ محاسبه شده است، می توان در ضرب کرد. این ضریب در هر حال نباید بزرگتر از ۲ در نظر گرفته شود.

۳-۱۰-۱۴-۹ در صورتی که تکیه گاه شبیدار یا پلهای باشد، مقدار A_t برابر مساحت قاعده تحتانی مخروط یا هرم با جداره صاف یا پلهای که به طور کامل در داخل تکیه گاه قرار دارد، می باشد. قاعده فوقانی برابر A_t و شیب سطح جانبی $1:2$ (۱ قائم به ۲ افقی) در نظر گرفته می شود.

قدم به قدم، همراه دانشجو...

WWW.GhadamYar.Ir

- ۳۶- کدامیک از عبارت‌های زیر در سازه‌های فولادی صحیح است؟
- ۱) تنش فشاری بحرانی ستون‌های با فولادهای پر مقاومت همواره کوچک‌تر از تنش فشاری بحرانی ستون‌های با فولادهای کم مقاومت است.
 - ۲) مقاومت خمشی طراحی اعضای خمشی برای تمامی مقاطع I شکل، همواره متناسب با تنش تسلیم نوع فولاد می‌باشد.
 - ۳) تنش فشاری بحرانی ستون‌های با فولادهای پر مقاومت همواره بزرگ‌تر از تنش فشاری بحرانی ستون‌های با فولادهای کم مقاومت است.
 - ۴) مقاومت خمشی طراحی اعضای خمشی برای برخی مقاطع I شکل، ممکن است متناسب با تنش تسلیم نوع فولاد نباشد.

گزینه ۴

در مقاطعی که طول مهارنشده انها زیاد است، ممکن است مقاومت مقطع مستقل از F_y باشد به طوریکه افزایش F_y تاثیری در مقاومت نداشته باشد.



قدم به قدم، همراه دانشجو...
WWW.GhadamYar.Ir

۳۷- کدامیک از تیرچه‌های بتنی زیر باید به صورت سیستم تیر و دال طراحی شوند؟	
۱) تیرچه‌ها با عرض ۱۵۰ میلی‌متر و ارتفاع کل ۶۰۰ میلی‌متر و دارای فاصله آزاد بین تیرچه‌ها برابر ۶۵۰ میلی‌متر	
۲) تیرچه‌ها با عرض ۱۲۰ میلی‌متر و ارتفاع کل ۴۰۰ میلی‌متر و دارای فاصله آزاد بین تیرچه‌ها برابر ۷۰۰ میلی‌متر	
۳) تیرچه‌ها با عرض ۱۰۰ میلی‌متر و ارتفاع کل ۳۵۰ میلی‌متر و دارای فاصله آزاد بین تیرچه‌ها برابر ۷۵۰ میلی‌متر	
۴) تیرچه‌ها با عرض ۱۵۰ میلی‌متر و ارتفاع کل ۴۵۰ میلی‌متر و دارای فاصله آزاد بین تیرچه‌ها برابر ۶۰۰ میلی‌متر	

گزینه ۱

۲-۶-۶-۲ ضوابط مربوط به سیستم تیرچه‌های بتنی

۱-۲-۶-۱۴-۹ سیستم تیرچه‌های بتنی، مرکب از تیرچه‌های با فواصل تقریباً مساوی در یک امتداد و یا دو امتداد عمود بر هم و یک دال فوقانی، که در آنها محدودیت‌های زیر رعایت شده باشند، می‌توانند به صورت مجموعه طبق ضوابط دال‌ها طراحی شوند:

(الف) عرض تیرچه نباید کمتر از ۱۰۰ میلی‌متر و ارتفاع کل آنها نباید بیشتر از سه و نیم برابر حداقل عرض آنها باشد.

(ب) فاصله آزاد بین تیرچه‌ها نباید بیشتر از ۷۵۰ میلی‌متر باشد.

۲-۶-۱۴-۹ سیستم تیرچه‌های بتنی که مشمول ضوابط بند ۱-۲-۶-۱۴-۹ نمی‌شوند باید به صورت سیستم تیر و دال طراحی شود.

۳-۲-۶-۱۴-۹ در سیستم‌هایی که از اجزای پرکننده دائمی، مانند بلوک‌های سفالی و یا بلوک‌های بتنی، در فواصل بین تیرچه‌ها استفاده می‌شود و مقاومت فشاری مصالح این اجزا حداقل برابر با مقاومت مشخصه بتن تیرچه‌ها است، می‌توان از مقاومت جدارهایی از این اجزا که در تماس با تیرچه‌ها هستند در محاسبه مقاومت برشی و مقاومت خمشی منفی تیرچه‌ها استفاده کرد. از مقاومت سایر قسمت‌های اجزای پرکننده در مقاومت سیستم صرف نظر می‌شود. در این سیستم‌ها محدودیت‌های (الف) و (ب) این بند باید رعایت شوند:

(الف) ضخامت دال روی اجزای پرکننده نباید از یک دوازدهم فاصله آزاد بین تیرچه‌ها و نه از ۴۰ میلی‌متر کمتر اختیار شود.

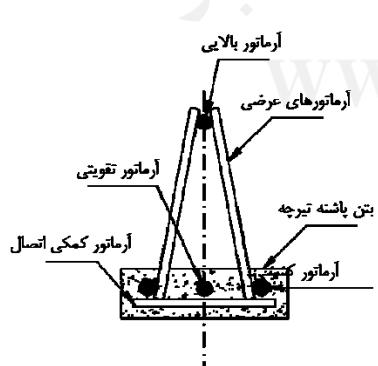
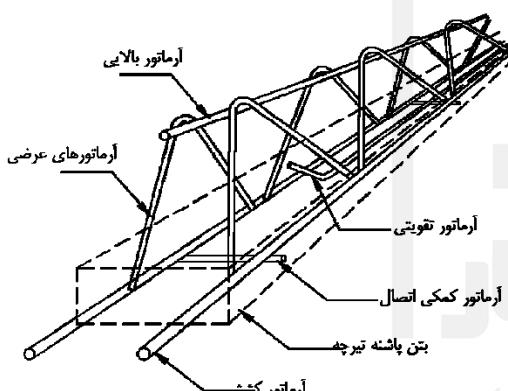
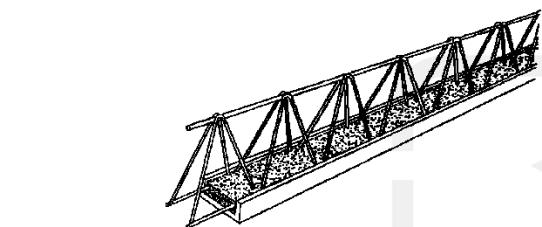
(ب) در سیستم تیرچه‌های یک طرفه باید در دال فوقانی میلگرد‌هایی عمود بر امتداد تیرچه‌ها و مطابق بند ۴-۱۸-۹ قرار داد. در سیستم تیرچه‌های دو طرفه باید در دال فوقانی میلگرد‌هایی در دو امتداد عمود بر هم و مطابق بند ۴-۱۸-۹ پیش‌بینی کرد.

۴-۲-۶-۱۴-۹ در سیستم‌هایی که از قالب موقت استفاده می‌شود و یا اجزای پرکننده مشمول ضابطه بند ۴-۲-۶-۱۴-۹ نمی‌شوند، محدودیت‌های زیر باید رعایت شوند:

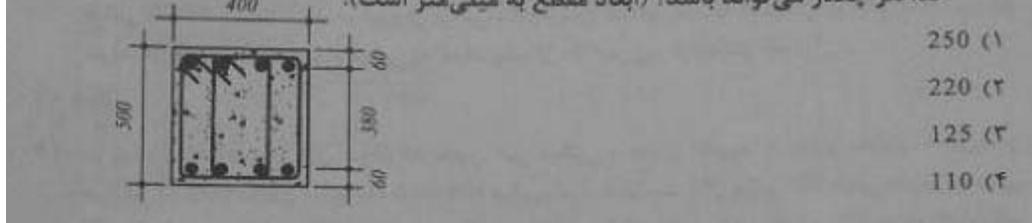
(الف) ضخامت دال فوقانی نباید از یک‌دوازدهم فاصله آزاد بین تیرچه‌ها و نه از ۵۰ میلی‌متر کمتر اختیار شود.

(ب) در دال فوقانی باید میلگرد‌هایی عمود بر تیرچه‌ها که بر اساس ضوابط مربوط به خمش و با در نظر گرفتن بارهای متغیر، در صورت موجود بودن، طراحی شده‌اند، پیش‌بینی کرد. مقدار این آرماتورها نباید کمتر از مقدار مندرج در بند ۴-۱۸-۹ اختیار شود.

۵-۲-۶-۱۴-۹ مقاومت برشی تأمین شده توسط بتن در تیرچه‌ها را می‌توان به اندازه ۵ درصد بیشتر از مقدار گفته شده در فصل پاتزدهم در نظر گرفت. مقاومت برشی تیرچه‌ها را می‌توان با استفاده از آرماتور برشی و یا زیاد کردن عرض تیرچه‌ها افزایش داد.



۳۸- فرض کنید مقدار V در طول یک تیر بتنی ثابت و برابر ۴۰۰ کیلونیوتن است. چنانچه تیر مذکور مربوط به یک ساختمان بتنی با شکل پذیری متوسط بوده و بتن از رده C25 باشد، فاصله خاموت‌های برشی عمود بر محور تیر در خارج از تاچیه بحرانی تیر، بر حسب میلی‌متر حداقل چقدر می‌تواند باشد؟ (ابعاد مقطع به میلی‌متر است).



گزینه ۴

$$V_c = 0.2\varphi_c \sqrt{f_c} bd = 0.2 \times 0.65 \times \sqrt{25} \times 400 \times 440 = 114400N = 114.4 kN$$

$$(V_u = 400 kN) > (0.125 \varphi_c f_c bd = 0.125 \times 0.65 \times 25 \times 400 \times 440 = 357.5 kN) \rightarrow S < \frac{d}{4} = 110 mm$$

۳-۱۵-۹ نیروی برشی مقاوم تأمین شده توسط بتن

۱-۳-۱۵-۹ V_c را می‌توان بر اساس ضوابط پنهانی ۱-۱-۳-۱۵-۹ تا ۱-۳-۱۵-۹ و با با

جزئیات دقیق‌تر مطابق بند ۲-۳-۱۵-۹ محاسبه نمود.

۱-۱-۳-۱۵-۹ برای اعضایی که تحت اثر برش و خمش قرار دارند:

(۳-۱۵-۹)

در این رابطه V_c با استفاده از رابطه (۴-۱۵-۹) محاسبه می‌شود:

$$V_c = \varphi_c b_w d$$

$$V_c = 0.2\varphi_c \sqrt{f_c}$$

(۴-۱۵-۹)

۴-۶-۱۵-۹ حداقل فواصل خاموت برشی

۱-۴-۶-۱۵-۹ فاصله بین خاموت‌های برشی عمود بر محور عضو نباید از $\frac{d}{2}$ بیشتر باشد.

۲-۴-۶-۱۵-۹ فاصله بین خاموت‌های مایل و یا میلگرد‌های طولی خم شده باید چنان باشد که هر

خط ۴۵ درجه‌ای که به طرف عکس العمل از وسط مقطع، $\frac{d}{2}$ تا میلگرد‌های کششی طولی رسم

شود، حداقل به وسیله یک ردیف از آرماتورهای برشی قطع گردد.

۳-۴-۶-۱۵-۹ در صورتی که مقدار V بیشتر از $d \times 125\varphi_c f_c b_w$ باشد، حداقل فواصل داده شده در

بندهای ۹ و ۱۰ باید به نصف تقلیل داده شوند.

۳۹- تیری با مقطع مستطیلی به عرض 300 میلی‌متر و ارتفاع مؤثر 500 میلی‌متر با بتن درجا مفروض است. در صورتی که آرماتور کششی $4\Phi 25$.C25، رده بتن ۴، نوع فولاد S400 و تیروی برشی و لنگر خمشی در مقطع مورد نظر برابر با $V_u = 300 \text{ kN}$ و $M_u = 100 \text{ kN.m}$ باشد. نسبت مقدار V_c (با جزئیات دقیق‌تر) مقطع تیر به مقدار V_c (فرمول ساده‌تر) آن مقطع به گذامیک از مقدار V_c زیر نزدیک‌تر است؟

1.40 (۱) 1.30 (۲) 1.20 (۳) 1.10 (۴)

گزینه ۲

رابطه تقریبی:

$$V_c = v_c bd = 0.2 \times 0.65 \times \sqrt{25} \times 300 \times 500 = 0.65 \times bd = 97500 \text{ N} = 97.5 \text{ kN}$$

رابطه دقیق:

$$\frac{V_u d}{M_u} = \frac{300 \times 0.5}{100} = 1.5 > 1 \rightarrow \frac{V_u d}{M_u} = 1$$

$$\rho_w = \frac{4 \times 3.14 \times 12.5^2}{300 \times 500} = 0.013$$

$$V_c = \left(0.95 v_c + 12 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) \times 300 \times 500 = (0.95 \times 0.65 + 12 \times 0.013 \times 1) \times 300 \times 500 = 116.025 \text{ kN}$$

$$\frac{116.025}{97.5} = 1.19$$

۴-۱۵-۹ نیروی برشی مقاوم تأمین شده توسط بتن

۱-۳-۱۵-۹ V_c را می‌توان بر اساس ضوابط پندهای ۱-۱-۳-۱۵-۹ تا ۱-۱-۳-۱۵-۹ و یا با

جزئیات دقیق‌تر مطابق بند ۲-۳-۱۵-۹ محاسبه نمود.

۱-۱-۳-۱۵-۹ برای اعضايی که تحت اثر برش و خمش قرار دارند:

$$V_c = v_c b_w d$$

در این رابطه v_c یا استفاده از رابطه (۴-۱۵-۹) محاسبه می‌شود

$$v_c = 0.4 \varphi_c \sqrt{f_c}$$

(۴-۱۵-۹)

۲-۱-۳-۱۵-۹ برای اعضايی که تحت اثر برش و خمش و فشار محوری قرار دارند:

$$V_c = v_c \left(1 + \frac{N_u}{12 A_g} \right) b_w d \quad (۴-۱۵-۹)$$

۳-۱-۳-۱۵-۹ برای اعضايی که تحت اثر همزمان برش، خمش و کشنش محوری قرار دارند:

$$V_c = \gamma_c \left(1 + \frac{N_u}{3 A_g} \right) b_w d \geq \dots \quad (۴-۱۵-۹)$$

در این رابطه N_u منفی است.

۲-۳-۱۵-۹ مقدار V_c را می‌توان با جزئیات دقیق‌تر مطابق پندهای ۱-۱-۱۵-۹ و ۱-۲-۳-۱۵-۹ محاسبه نمود.

۱-۲-۳-۱۵-۹ برای اعضايی که تحت اثر همزمان برش و خمش قرار دارند:

$$V_c = \left(0.95 v_c + 12 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d \quad (۷-۱۵-۹)$$

مقدار V_c در هر حال نباید بزرگ‌تر از $75 v_c b_w d / 1$ در نظر گرفته شود.

در محاسبه V_c از رابطه (۷-۱۵-۹) کمیت $\frac{V_u d}{M_u}$ نباید بزرگ‌تر از واحد اختیار شود. لنگر خمشی

نهایی M_u لنگری است که همزمان با نیروی برشی نهایی V_c بر مقطع مورد نظر اثر می‌کند.

- ۴۰- یک ستون بتنی درجا ریز با مقطع دایره‌ای با قطر $D = 500 \text{ mm}$ مفروض است. در صورتی که پوشش بتن از روی آرماتور دوربیج برابر 50 mm نوع بتن C30 و نوع فولاد مهربانی S340 باشد، حداقل نسبت حجمی آرماتور دوربیج لازم به حجم کل هسته به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

0.030 (۴)

0.023 (۳)

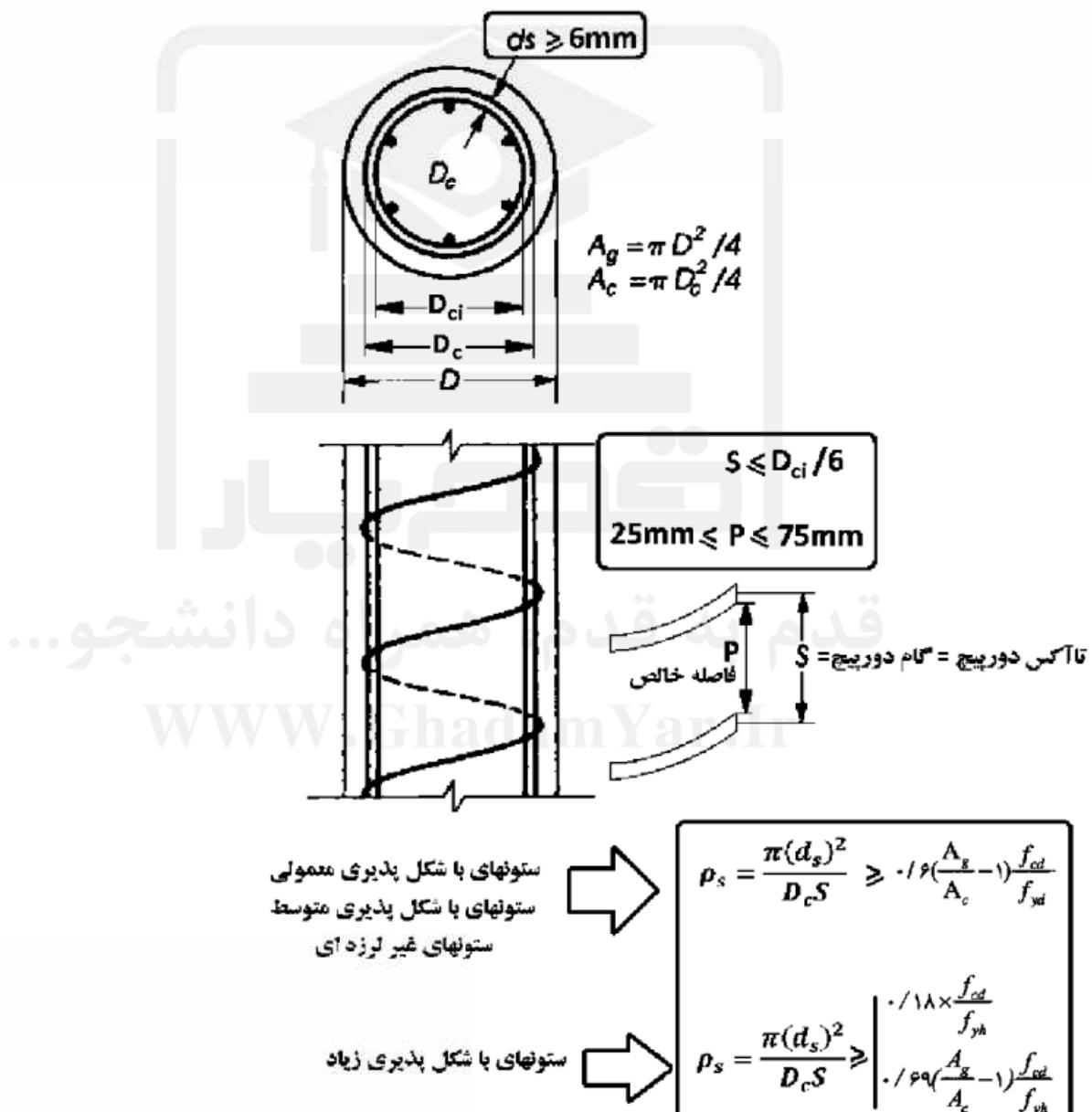
0.015 (۲)

0.012 (۱)

گزینه ۳

$$\rho = 0.6 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.6 \left(\frac{500^2}{400^2} - 1 \right) \frac{0.65 \times 30}{0.85 \times 340} = 0.0228$$

شکل زیر از جزوه بتن اینجانب می‌باشد:



۴۱- یک عضو بتن آرمه با مقطع مربع شکل به ابعاد $400 \times 400 \text{ mm}^2$ فقط تحت اثر لنگر پیچشی قرار دارد. در صورتی که آرماتورهای طولی شامل کلاً ۴ عدد $\Phi 20$ در چهارگوش مقطع، خاموت بسته $C/10 @ 100 \text{ mm}^2$ عمود بر محور عضو، پوشش بتن روی خاموت برابر ۵۰ میلیمتر، نوع فولاد S400 و نوع بتن C25 باشد. لنگر پیچشی مقاوم تأمین شده توسط آرماتورهای پیچشی بر حسب کیلونیوتن متر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

30 (۴)	34 (۳)	38 (۲)	44 (۱)
--------	--------	--------	--------

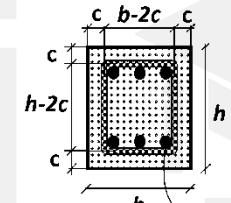
گزینه ۲

$$T_s = 2 \times 0.85 \times (0.85 \times 290^2) (3.14 \times 5^2) \frac{400}{100} = 38 \text{ kN.m}$$

$$\frac{T_u P_h}{1.7 A_{oh}^2} < (0.25 f_{cd} = 0.25 \times 0.65 \times 25 = 4.0625 \text{ MPa}) \rightarrow T_u < \frac{1.7 \times 290^4}{(4 \times 290)} \times 4.0625 = 42 \text{ kN.m}$$

$$A_{l1} = \frac{3.14 \times 5^2}{100} (4 \times 290) \left(\frac{400}{400} \right) = 910 \text{ mm}^2$$

آرماتور طولی تأمین شده برابر $1256 = 314^4$ می‌باشد که کافی می‌باشد.



$$\begin{aligned} A_c &= bh \\ P_c &= 2(b+h) \\ A_{oh} &= (b-2c)(h-2c) \\ P_h &= 2(b-2c)+2(h-2c) \\ A_o &= 0.85 A_{oh} \end{aligned}$$

۸-۱۵-۹ لنگر پیچشی مقاوم تأمین شده توسط آرماتورهای پیچشی

۱-۸-۱۵-۹ آرماتورهای پیچشی مورد نیاز برای تأمین لنگر پیچشی در یک قطعه شامل خاموتهای قائم بسته یا دوربیچه‌ها و آرماتور طولی که بطوط یکنواخت در اطراف مقطع شخص می‌شود، می‌باشند.

۲-۸-۱۵-۹ مقدار T_s با استفاده از رابطه (۸-۱۵-۹) محاسبه می‌شود.

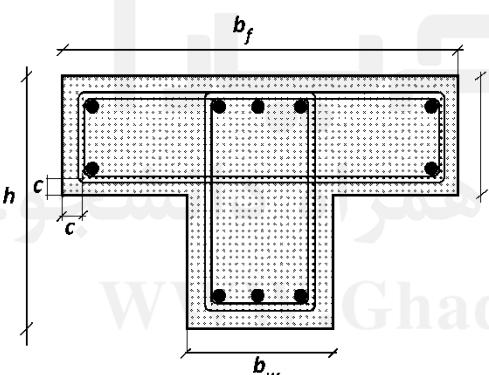
$$T_s = \gamma \varphi_s A_o A_t \frac{f_y v}{S_n} \quad (۸-۱۵-۹)$$

در صورت عدم استفاده از محاسبات دقیق مقدار A_t را می‌توان $1.85 A_{oh}$ / م- نظور نمود.

۳-۸-۱۵-۹ مقدار A_t مورد نیاز برای تأمین مقاومت T_s از رابطه (۹-۱۵-۹) به دست می‌آید:

$$A_t = \left(\frac{A_c}{S_n} \right) P_h \frac{f_y v}{f_{y1}} \quad (۹-۱۵-۹)$$

همچنین نسبت $\frac{A_t}{S_n}$ باید برابر مقدار به دست آمده از رابطه (۸-۱۵-۹) باشد.



$$\begin{aligned} A_c &= b_w h + t_f (b_f - b_w) \\ P_c &= 2 b_f + 2 h \\ A_{oh} &= (b_w - 2c)(h - 2c) + (t_f - 2c)(b_f - 2c - b_w) \\ P_h &= 2(b_f - 2c) + 2(h - 2c) \\ A_o &= 0.85 A_{oh} \end{aligned}$$

۴-۸-۱۵-۹ در مقطاع توخالی تحت اثر پیچش، فاصله محورهای اضلاع خاموت بسته پیچشی تا

وجه درونی مقطع نباید کمتر از $\frac{A_{oh}}{P_h}$ / باشد.

۵-۹-۱۵-۹ تماز مقاطع را که در فاصله‌ای کمتر از d از برداخلي تکیه‌گاه قرار دارند، می‌توان

برای همان لنگر پیچشی T_s که در مقطع به فاصله d وجود دارد طراحی کرد، مشروط بر آنکه در این فاصله هیچ لنگر پیچشی متتمرکزی موجود نباشد.

۶-۹-۱۵-۹

۱۰-۱۵-۹ محدودیت‌های آرماتورهای پیچشی

۵-۱۰-۱۵-۹ حداقل فاصله بین خاموتهای بسته پیچشی از رابطه (۲۰-۱۵-۹) تعیین می‌گردد.

$$S_{\max} = \min \left(\frac{P_h}{\lambda}, 300 \right) \quad (۲۰-۱۵-۹)$$

۷-۱۰-۱۵-۹ حداقل تنش در مقطاع قوطی شکل از رابطه (۲۱-۱۵-۹) و در مقطاع توپر از رابطه

(۲۲-۱۵-۹) بدست می‌آید.

$$\frac{V_v}{b_v d} + \frac{T_v P_h}{1/\sqrt{A_{oh}}} \leq 1/25 f_{cd} \quad (۲۱-۱۵-۹)$$

$$\Rightarrow \sqrt{\left(\frac{V_v}{b_v d}\right)^2 + \left(\frac{T_v P_h}{1/\sqrt{A_{oh}}}\right)^2} \leq 1/25 f_{cd} \quad (۲۲-۱۵-۹)$$

۰.۴۲ (۴)	۰.۳۲ (۳)	۰.۱۲ (۲)	۰.۲۲ (۱)
----------	----------	----------	----------

گزینه ۱

$$w = 11.05 \times 10^{-6} \times 0.5 \times 400 \times \sqrt[3]{72.5 \times \left(\frac{145 \times 300}{3} \right)} = 0.2247 \text{ mm}$$

۲-۳-۱۷-۹ محاسبه عرض ترک

۱-۲-۳-۱۷-۹ در تیرها و دال‌های یک طرفه مقدار عرض را، در صورت عدم انجام محاسبات دقیق تر،

می‌توان از رابطه زیر محاسبه کرد:

$$w = 11.05 \times 10^{-6} f_s \sqrt{d_c A} \quad (۷-۱۷-۹)$$

در شرایط محیطی متوسط (A)، و شدید (B) و (C) مقدار تنفس f_s به $f_s = \frac{2}{3}$ و در شرایط محیطی

خیلی شدید (D) و فوق العاده شدید (E) مقدار این تنفس به $f_s = \frac{1}{2}$ محدود می‌شود.

۳-۳-۱۷-۹ محدودیت عرض ترک

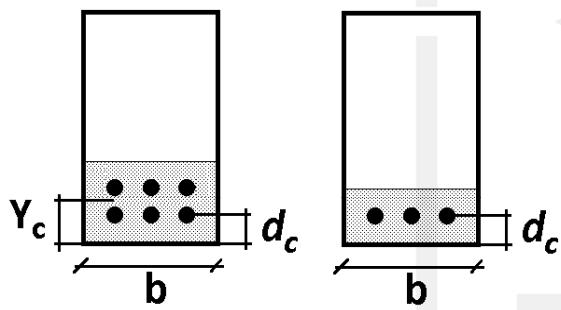
مقدار عرض ترک در تیرها و دال‌های یک طرفه متناسب با شرایط محیطی ذکر شده در بند ۴-۶-۹

و شرایط لازم برای آب‌بندی ساختمان به مقادیر زیر محدود می‌شود:

- شرایط محیطی متوسط (A) و شدید (B)

- شرایط محیطی شدید (C)

- شرایط محیطی خیلی شدید (D) و فوق العاده شدید (E) و یا آب‌بندی ساختمان ۰/۱ میلی‌متر



$$A = \frac{2Y_c b}{6}$$

$$A = \frac{2d_c b}{3}$$

قدم به قدم، همراه دانشجو...

WWW.GhadamYar.Ir

۴۳- در یک ساختمان بتن آرمه با دال دو طرفه بدون تیر و با محوریندی منظم و با فاصله مرکز تا مرکز ستون‌ها از یکدیگر در هردو جهت برابر ۶ متر، در صورتی که ضخامت موثر دال ۱۸۰ میلی‌متر، ابعاد مقطع ستونها 400×400 میلی‌متر، نوع بتن C25 و از آرماتور پرسن و یا کلاهک پرسن استفاده نشده باشد، نیروی پرشی مقاومت بتن V_c بر حسب کیلونیوتن برای عملکرد دو طرفه دال روی یک ستون میانی به کدام یک از مقادیر زیر تزدیکتر است؟

460 (۴)

540 (۳)

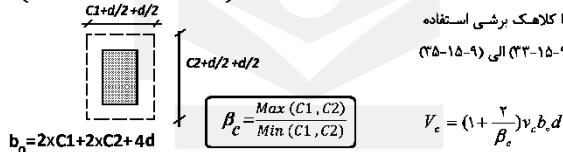
690 (۲)

814 (۱)

گزینه ۳

$$V_c = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 1 + \frac{2}{1} = 3 \\ \frac{20 \times 180}{2320} + 1 = 2.18 \\ 2 \end{array} \right\} v_c b_0 d$$

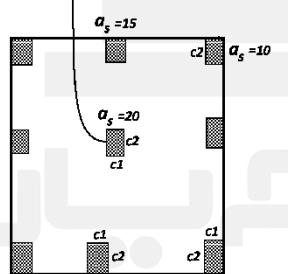
$$= 2v_c b_0 d = 2 \times (0.65 \times 0.2\sqrt{25}) \times 2320 \times 180 = 542880N = 543 kN$$



$$\beta_c = \frac{\text{Max}(C1, C2)}{\text{Min}(C1, C2)}$$

$$V_c = (1 + \frac{2}{\beta_c}) v_c b_0 d$$

(۳۴-۱۵-۹)

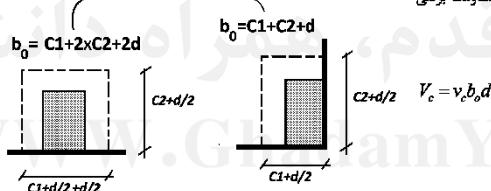


$$V_c = (\frac{a_s d}{b_0} + 1) v_c b_0 d$$

$$V_c = 2v_c b_0 d$$

(۳۴-۱۵-۹)

β_c = نسبت طول به عرض سطح اثر بار متتمرکز با سطح تکیه گاه محدود
 b_0 = محیط مقطع بحرانی برای دال‌ها و شالوده‌ها، میلی‌متر



۴۴- در دال‌ها و شالوده‌هایی که در آنها از آرماتور پرسن یا کلاهک پرسن استفاده نمی‌شود مقدار V_c برابر با کمترین مقادیر به دست آمده از سه رابطه (۳۴-۱۵-۹) الی (۳۵-۱۵-۹) در نظر گرفته می‌شود.

(الف) مقدار V_c از رابطه $V_c = (\frac{a_s d}{b_0} + 1) v_c b_0 d$ تعیین می‌شوند:

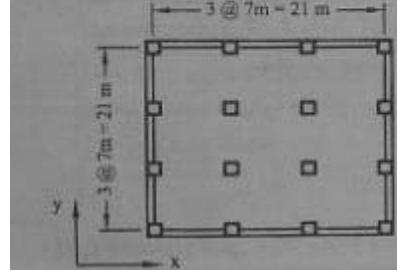
$$V_c = v_c b_0 d$$

(۳۴-۱۵-۹)

(ب) مقدار V_c با استفاده از ضوابط بند ۴-۱۵-۹ محاسبه می‌شود.

(پ) در این حالت مقدار V_c بیشتر از $3\sqrt{b_0 d}$ در نظر گرفته شود.

۴۴- در یک ساختمان با دال دوطرفه بدون تیر میانی و بدون گشیبه با پلان مطابق شکل، در صورتی که ابعاد مقطع ستونها 400×400 میلی‌متر و ضخامت دال برابر ۲۰۰ میلی‌متر و تیرهای لبه با ابعاد مقطع $h = 400 \text{ mm}$ و $b = 400 \text{ mm}$ باشند، نسبت سختی α تیر کناری به گدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

- | | |
|---|--|
|  | 1.0 (۱)
1.2 (۲)
1.4 (۳)
1.6 (۴) |
|---|--|

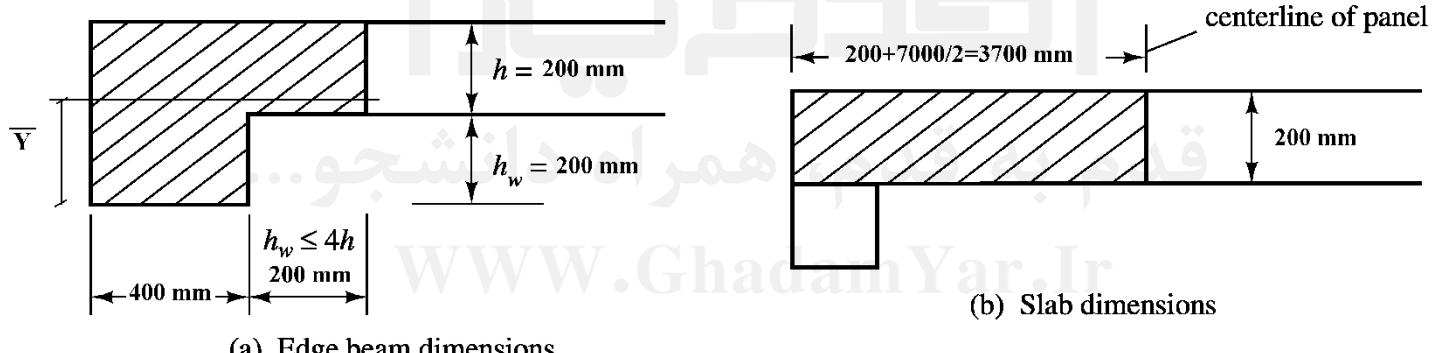
گزینه ۱

$$Y_{beam} = \frac{400 \times 400 \times 200 + 200 \times 200 \times 150}{400^2 + 200^2} = 211.11 \text{ mm}$$

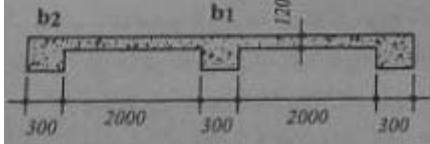
$$I_{beam} = \frac{400^4}{12} + 400^2 \times (211.11 - 200)^2 + \frac{200^4}{12} + 200^2 \times (300 - 211.11)^2 = 3713593087 \text{ mm}^4$$

$$\alpha = \frac{3713593087}{\left(\frac{(3700+200) \times 200^3}{12} \right)} = 1.05$$

α = نسبت سختی خمشی مقطع تیر به سختی خمش نواری از دال که از طرفین به محورهای مرکزی چشم‌های مجاور در صورت وجود، محدود شده باشد.



۴۵- مقطع یک سقف بتن آرمه مطابق شکل است. در صورتی که دهانه آزاد تیر برابر ۴.۸ متر (تیر با تکیه‌گاه‌های مفصلی) و ضخامت دال ۱۲۰ میلی‌متر باشد، کل عرض مؤثر بال تیر میانی (b₁) و کل عرض مؤثر بال تیر کناری (b₂) به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (الدازه‌ها در شکل بر حسب میلی‌متر است).



- ۱) کل عرض مؤثر تیر b₁ برابر ۲.۱ متر و کل عرض مؤثر تیر b₂ برابر ۱.۳ متر است.
- ۲) کل عرض مؤثر تیر b₁ برابر ۲.۳ متر و کل عرض مؤثر تیر b₂ برابر ۱.۰ متر است.
- ۳) کل عرض مؤثر تیر b₁ برابر ۲.۲ متر و کل عرض مؤثر تیر b₂ برابر ۰.۷ متر است.
- ۴) کل عرض مؤثر تیر b₁ برابر ۱.۹ متر و کل عرض مؤثر تیر b₂ برابر ۰.۷ متر است.

گزینه ۴

$$b_{e1} = \text{Min} \left(300 + 2000, \quad 300 + 16 \times 120, \quad \frac{2}{5} \times 4800 \right) = 1920 \text{ mm}$$

$$b_{e2} = \text{Min} \left(300 + \frac{2000}{2}, \quad 300 + 6 \times 120, \quad 300 + \frac{1}{12} \times 4800 \right) = 700 \text{ mm}$$

۶-۱۴-۹ ضوابط تیرهای T شکل و تیرچه‌های بتنی

۱-۶-۱۴-۹ تیرهای T شکل

۱-۶-۱-۴ در ساخت تیرهای T شکل، جان و بال باید به صورت یکپارچه ساخته شوند، در غیر می‌شود، ضخامت بال نباید کمتر از نصف عرض جان تیر باشد. در این تیرها عرض مؤثر بال نباید اینصورت پیوستگی بین جان و بال باید به نحوی مناسب تأمین شود.

۱-۶-۲-۱-۶ عرضی از دال که به طور موثر به عنوان بال تیر عمل می‌کند نباید بیشتر از یک بیشتر از چهار برابر عرض جان تیر اختیار شود.

۱-۶-۳-۱-۶ میلگردی که میلگردی‌های اصلی خمشنی در دالی که به عنوان بال تیر T در نظر گرفته شده است موازی تیر باشند، میلگردی‌های عمود بر تیر باید مطابق ضوابط (الف) و (ب) این بند، در دال قرار داده شود. سیستم تیرچه‌های بتنی که مشمول مقررات بند ۲-۶-۱۴-۹ هستند، از این ضابطه مستثنی می‌باشند.

الف- هشت برابر ضخامت دال
ب- نصف فاصله آزاد تا جان تیرهای مجاور

۱-۶-۳-۱-۶ عرض مؤثر بال تیر کناری از بر جان، در تیرهایی که دال فقط در یک طرف جان آنها قرار دارد، نباید بیشتر از سه مقدار (الف) تا (پ) این بند، اختیار شود:

(الف) یک دوازدهم طول دهانه آزاد تیر
(ب) شش برابر ضخامت دال
(پ) نصف فاصله آزاد تا جان تیر مجاور

۴۶	در یک مخلوط بتن معمولی، سنگدانه‌ها دارای جرم ۱۸۰۰ kg بوده و کاملاً خشک هستند.
در صورتی که جرم سیمان در مخلوط ۴۰۰ kg و جرم آب ۲۰۰ kg بوده و دمای مصالح سنگی و سیمان برابر ۳۵ درجه سلسیوس باشد، حد اکثر دمای آب مخلوط بر حسب سلسیوس حدوداً	چقدر می‌تواند باشد، تا دمای بتن در حد محاذ قرار گیرد؟
35 (۴)	30 (۳)
25 (۲)	20 (۱)

گزینه ۲

$$T = \frac{0.22(35 \times 1800 + 35 \times 400) + T_w \times 200}{0.22(1800 + 400) + 200} < 32 \quad \rightarrow \quad T_w = 24.74$$

۴-۲-۸-۹ دمای مخلوط بتن

۱-۴-۲-۸-۹ دمای مخلوط بتن نباید بیشتر از ۳۲ درجه سلسیوس برای بتن معمولی و ۱۵ درجه سلسیوس برای بتن حجیم باشد.

۲-۴-۲-۸-۹ دمای مخلوط بتن باید با سرد کردن مصالح مصرفی، کاهش یابد. اما قبل از هر گونه اقدام در جهت کاهش دمای مخلوط بتن، ابتدا با اندازه گیری دما و جرم مصالح مقدار دمای مخلوط طبق رابطه (۱-۸-۹) محاسبه شود. در صورتی که دمای محاسبه شده بیشتر از دمای بتن طبق بند ۱-۴-۲-۸-۹ باشد، باید آب مخلوط بتن سرد شود. زیرا سرد کردن آب آسان تر از دیگر مصالح است. با در نظر گرفتن دمای آب سرد، باید مجدد نسبت به محاسبه دمای مخلوط طبق رابطه اقدام شود. اگر دمای مورد نظر مخلوط تأمین گردید، باید فقط به سرد کردن آب اکتفا شود.

$$T = \frac{\cdot / ۲۲ (T_a M_a + T_c M_c) + T_w M_w + T_{wa} M_{wa}}{\cdot / ۲۲ (M_a + M_c) + M_w + M_{wa}} \quad (۱-۸-۹)$$

که در آن:

T = دمای مخلوط بتن، درجه سلسیوس

T_a = ترتیب دمای سنگدانه، سیمان، آب مخلوط و آب مخلوط شده در سنگدانه،

به درجه سلسیوس

M_{wa} = M_w, T_w, T_c, T_a به ترتیب جرم سنگدانه، سیمان، آب مخلوط و آب مخلوط شده در

سنگدانه، بر حسب کیلوگرم

۴۷- با فرض خطی بودن توزیع کرنش در ارتفاع مقطع تبر با شکل مقابل، کرنش قولاد تحت لنگر خمشی مقاوم مقطع به گدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ بنن از رده C70 و رده قولاد میلگردها S400 و $E_s = 200 \text{ GPa}$ می‌باشد. در محاسبات از آرماتور فشاری صرفنظر گردد. (ابعاد به میلی‌متر و پنج میلگرد پایین تحت کشش هستند).

(۱) ۰.۰۱۵۲
(۲) ۰.۰۰۲۸
(۳) ۰.۰۰۲۰
(۴) ۰.۰۱۲۸

گزینه ۴

$$x = \frac{A_s(F_{yd})}{\alpha \beta(b)(f'_{cd})}$$

$$= \frac{5 \times 3.14 \times 15^2 (0.85 \times 400)}{(0.85 - 0.0015 \times 70)(0.97 - 0.0025 \times 70)(400)(0.65 \times 70)} = 111.42 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{d - x}{x} \varepsilon_{cu} = \frac{620 - 111.42}{111.42} \times 0.0028 = 0.01278$$

۶-۳-۱۴-۹ ضوابط بند ۱۴-۹-۵-۳ را می‌توان به وسیله یک توزیع تنش یکنواخت عمود بر

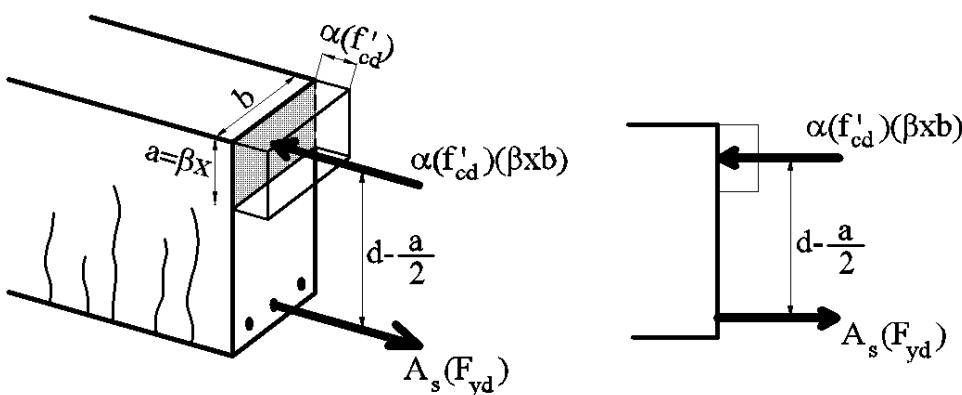
مقطع با مقدار $\alpha_1 \phi_c f_c$ که سطح تأثیر آن، سطح محدود شده در ناحیه فشاری مقطع بین کناره‌های مقطع و خطی به موازات محور خنثی به فاصله $\beta_1 x$ از دورترین تارفشاری می‌باشد، معادل نمود.ضرایب α_1 و β_1 وابسته به مقدار f_c مطابق روابط (۳-۱۴-۹) بدست می‌آیند:

$$\alpha_1 = 0.85 - 0.0015 f_c \quad (3-14-9)$$

$$\beta_1 = 0.97 - 0.0025 f_c$$

جدول ۱-۱۴-۹

ردیه بتن	C۵۰ تا C۱۲	C۵۵	C۶۰	C۷۰	C۸۰	C۹۰	C۱۰۰	C۱۲۰
ε_{cu}	۰/۰۰۳۵	۰/۰۰۳۲	۰/۰۰۳۰	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۲۸



۴-۴-۸-اگر در یک تیر از قاب خمشی بتن آرمه با شکل پدیده زیاد به طول دهانه آزاد ۷.۲ متر لنگرهای خمشی مقاوم محتمل در هر یک از دو انتهای برابر 800 kN.m و 640 kN.m + بوده و نیروی برشی نهایی در بیستون حاصل از بارهای نقلی ضربه‌دار (با ضرایب بار در حضور زلزله) برابر 160 kN باشد، مقطع تیر در دو انتهای حدوداً برای چه نیروی برشی نهایی برحسب kN باید طراحی شود؟

۲۳۰ (۴)	۲۹۰ (۳)	۳۶۰ (۴)	۴۱۰ (۴)
---------	---------	---------	---------

گزینه ۲

$$V_u = \frac{M_{pr-left} + M_{pr-right}}{7.2} + 160 = \frac{640 + 800}{7.2} + 160 = 360 \text{ kN.m}$$

۵-۴-۲۳-۹ ضوابط طراحی برای برش

۱-۵-۴-۲۳-۹ اعضای تحت خمش و تحت فشار و خمش در قابها

۱-۱-۵-۴-۲۳-۹ در اعضای تحت خمش و تحت فشار و خمش در قاب‌ها، کنترل حالت حدی نهایی مقاومت در برش باید براساس رابطه (۱-۱۵-۹) صورت گیرد. مقادیر V_u و V_r در این رابطه باید بر طبق ضوابط بندهای ۹-۴-۲۳-۹ تا ۹-۱-۵-۴-۲۳-۹ محاسبه شوند.

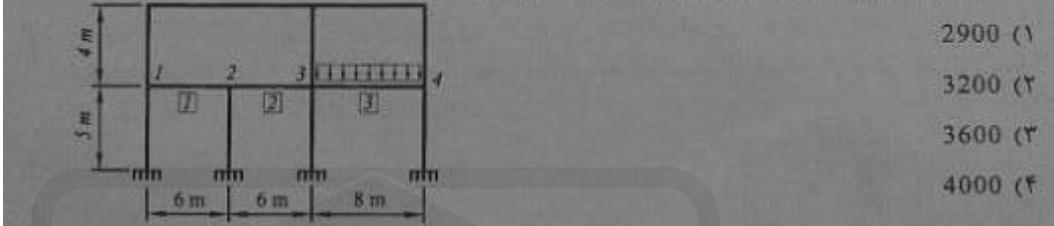
۲-۱-۵-۴-۲۳-۹ نیروی برشی نهایی، V_u ، در اعضای خمشی باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای قائم و لنگرهای خمشی موجود در مقاطع انتهایی عضو با فرض آنکه در این مقاطع مفصل‌های پلاستیک تشکیل شده‌اند، تعیین شود. ظرفیت خمشی مفصل‌های پلاستیک، مثبت یا منفی باید برابر با لنگر خمشی مقاوم محتمل مقطع، M_{pr} ، در نظر گرفته شود. جهت‌های این لنگرهای خمشی باید چنان در نظر گرفته شوند که نیروی برشی ایجاد شده در عضو بیشترین باشد.

۳-۱-۵-۴-۲۳-۹ نیروی برشی نهایی، V_u ، در اعضای تحت فشار و خمش باید برابر با کمترین دو مقدار (الف) و (ب) این بند نظر گرفته شود ولی این نیرو در هیچ حالت نباید کمتر از مقدار نیروی برشی باشد که از تحلیل ساختمان زیر اثر بارهای نهایی ناشی از بارهای قائم و نیروی جانبی زلزله به دست آمده است.

الف- نیروی برشی ایجاد شده در عضو زیر اثر نیروهای استاتیک وارد به آن شامل بارهای قائم، در صورت وجود، و لنگرهای خمشی موجود در مقاطع انتهایی آن با فرض آنکه در این مقاطع مفصل‌های پلاستیک تشکیل شده باشد، می‌گردد. ظرفیت خمشی مفصل‌های پلاستیک، مثبت یا منفی، باید برابر لنگر خمشی مقاوم محتمل مقطع، M_{pr} ، در نظر گرفته شود و در تعیین آن باید نامساعدترین نیروی محوری نهایی موجود که در عضو منتج به بیشترین لنگر خمشی می‌شود، منظور گردد. جهت‌های این لنگرهای خمشی باید چنان در نظر گرفته شود که نیروی برش ایجاد شده در عضو بیشترین باشد.

ب- نیروی برشی ایجاد شده در عضو با فرض آنکه در تیرهای متصل به دو انتهای عضو، در مقاطع مجاور به اتصال‌ها، مفصل‌های پلاستیکی با مشخصات گفته شده در بند ۹-۱-۵-۴-۲۳-۹ تشکیل شده باشند. جهت‌های این لنگرهای خمشی باید چنان در نظر گرفته شوند که نیروی برش ایجاد شده در عضو مورد نظر بیشترین باشد.

۴۹- شکل زیر یکی از قاب‌های ساختمانی بتنی با سیستم قاب خمشی بتن آرمه ویژه را نشان می‌دهد. ابعاد مقطع تمام تیرها و ستون‌ها 500×500 mm است. به تیر سه دهانه‌ی طبقه اول، در دهانه‌های ۱ و ۲ باری غیر از وزن وارد نمی‌شود، اما در دهانه ۳ علاوه بر وزن تیر، بارهای مرده و زنده سطوح مجاور نیز اعمال می‌شود. اگر در هر دو تکیه‌گاه هر سه دهانه این تیر، مساحت میلگرد‌های بالا 4000 mm^2 و میلگرد‌های پایین 3200 mm^2 بوده و به طور محافظه‌کارانه از نیروی برشی ستون‌ها صرف‌نظر شود، نیروی برشی نهایی مؤثر در بحرانی ترین اتصال (گره‌های ۱ تا ۴) بر حسب کیلونیوتون به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ فرض شود که میلگردها از رده S400 و بتن از رده C25 می‌باشد.



گزینه ۳

$$\left. \begin{aligned} T &= 1.47F_{yd}A_s = 1.47 \times 0.85 \times 400 \times 4000 = 1999.2 \text{ kN} \\ C' &= T' = 1.47F_{yd}A_s = 1.47 \times 0.85 \times 400 \times 3200 = 1599.36 \text{ kN} \end{aligned} \right\} T + C' = 3598.56 \text{ kN}$$

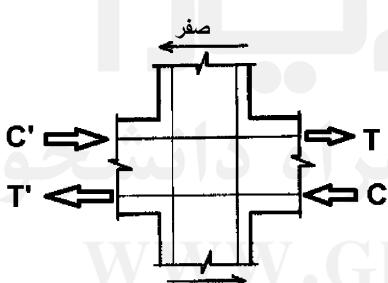
۴-۴-۲۳-۹ اتصالات تیر به ستون در قاب‌ها

۱-۴-۴-۲۳-۹ ضوابط کلی طراحی

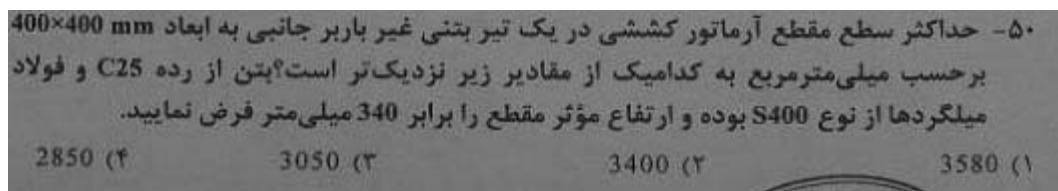
۱-۱-۴-۴-۲۳-۹ طراحی اتصالات تیرها به ستون‌ها در قاب‌ها برای برش باید براساس رابطه

(۱-۱۵-۹) صورت گیرد. مقادیر V و T در این رابطه باید طبق ضوابط بنده‌های ۲-۱-۴-۴-۲۳-۹

و ۲-۱-۴-۴-۲۳-۹ تعیین شوند.



۲-۱-۴-۴-۲۳-۹ نیروی برشی نهایی مؤثر به اتصال، V ، باید بر اساس تنش کششی برابر $\sigma_y / 1.47f_y$ که ممکن است در میلگردهای کششی تیرهای دو سمت اتصال و نیز برش موجود در ستون‌های بالا و پایین اتصال پیدید آید، محاسبه گردد. برای تعیین این مقادیر فرض می‌شود در تیرهای دو سمت اتصال مفصل‌های پلاستیک با ظرفیت‌های خمشی مثبت یا منفی، برایر با لنگرهای خمشی مقاوم متحمل، M_y ، در مقاطع بر اتصال تشکیل شده باشند. جهت‌های این لنگرها باید به صورتی در نظر گرفته شوند که بیشترین برش در اتصال ایجاد شود.



گزینه ۳

با توجه به جداول کمکی انتهای جزوه بتن اینجانب داریم:

$$\rho_{max} = 0.0224 \rightarrow A_{smax} = 0.0224 \times 400 \times 340 = 3046.4 \text{ mm}^2$$

F_y	f'_c	α	β	$\alpha\beta$	ρ_{max}	ρ_{min}
400	20	0.8200	0.9200	0.7544	0.0184	0.0035
400	21	0.8185	0.9175	0.7510	0.0192	0.0035
400	22	0.8170	0.9150	0.7476	0.0200	0.0035
400	23	0.8155	0.9125	0.7441	0.0208	0.0035
400	24	0.8140	0.9100	0.7407	0.0216	0.0035
400	25	0.8125	0.9075	0.7373	0.0224	0.0035

قدم به قدم، همراه دانشجو...

WWW.GhadamYar.Ir

۶۱ - پیری با ابعاد مقطع $d = 430 \text{ mm}$ و $b = 300 \text{ mm}$ و $h = 500 \text{ mm}$ با آرماتور گششی $3\phi 25$ محدود است. در صورتی که نوع بتن C25 و نوع فولاد S400 و نسبت مدول الاستیسیته فولاد به مدول الاستیسیته بتن $n = 8$ فرض شود، معان اینرسی مقطع ترک خورده با درنظر گرفتن آن آرماتورها بر حسب mm^4 به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

$1260 \times 10^6 \text{ ()}$

$1560 \times 10^6 \text{ ()}$

$1860 \times 10^6 \text{ ()}$

$960 \times 10^6 \text{ ()}$

گزینه ۱

$$(\bar{y}b) \frac{\bar{y}}{2} = nA_s(d - \bar{y})$$

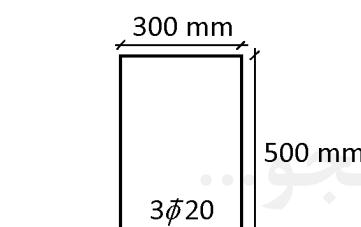
$$(\bar{y} \times 300) \frac{\bar{y}}{2} = 8(3 \times 3.14 \times 12.5^2)(430 - \bar{y})$$

$$\bar{y} = 149 \text{ mm}$$

$$I = \frac{1}{3} b\bar{y}^3 + nA_s(d - \bar{y})^2$$

$$I = \frac{300 \times 149^3}{3} + 8 \times (3 \times 3.14 \times 12.5^2) \times (430 - 149)^2 = 1261 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

مثال زیر از جزوه بتن بندی باشد:

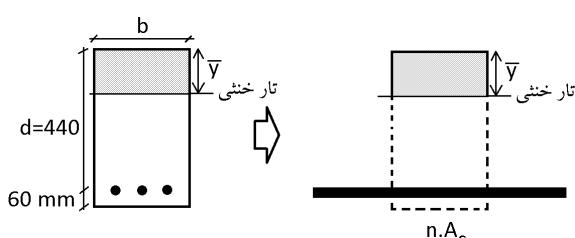


$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$$E_c = 2 \times 10^4 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 10$$

$$A_s = 3 \times 3.14 \times 10^2 = 942 \text{ mm}^2$$



$$(\bar{y}b) \frac{\bar{y}}{2} = nA_s(d - \bar{y})$$

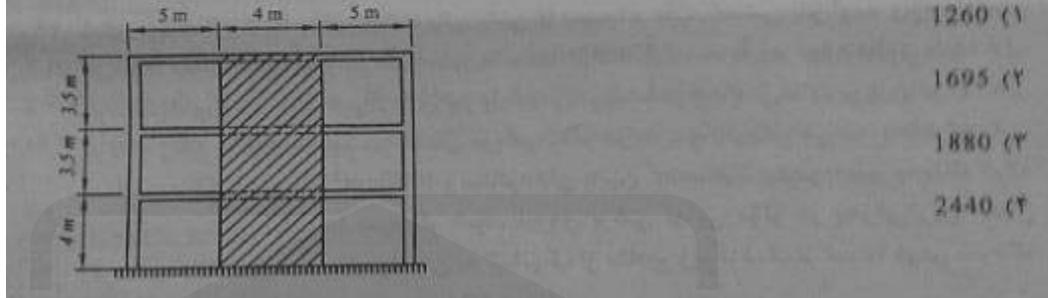
$$150\bar{y}^2 = -10 \times 942\bar{y} + 10 \times 942 \times 440$$

$$\bar{y} = 138 \text{ mm}$$

$$I = \frac{1}{3} b\bar{y}^3 + nA_s(d - \bar{y})^2$$

$$I = \frac{300 \times 138^3}{3} + 10 \times 942 \times (440 - 138)^2 = 1.122 \times 10^9 \text{ mm}^2$$

۰۷- دیوار پوشی نشان داده شده در شکل زیر سربوط به یک ساختمان سه طبقه متعارف بنتن با سسیستم دوگانه قاب خمشی ویژه + دیوار پوشی ویژه، دارای مقطعی مستطیلی به طول ۴ m و عرض (ضخامت) ۲۵۰ mm و دو شبکه میلگردگذاری است. در هر شبکه، میلگردهای قائم از $\Phi 16 @ 200 \text{ mm } c/c$ و میلگردهای افقی از $\Phi 12 @ 250 \text{ mm } c/c$ تشکیل شده است. رده بن C25 و میلگردهای قائم از نوع S400 و میلگردهای افقی از نوع S340 می‌باشند. مقاومت پوشی نهایی مقطع دیوار پرشی (V_r) بر حسب کیلونیوتون به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک تر است؟



گزینه ۲

$$v_c = 0.2 \times 0.65 \times \sqrt{25} = 0.65 \text{ MPa}$$

$$V_r = A_{cv}(\alpha_c v_c + \rho_n f_{yd}) = (4000 \times 250) \left(1 \times 0.65 + \frac{2 \times 3.14 \times 6^2}{250 \times 250} \times 0.85 \times 340 \right) = 1695 \text{ kN}$$

- ارتفاع کل دیوار برابر ۱۱ متر می‌باشد و بنابراین نسبت $\left(\frac{h_w}{L_w} = \frac{11}{4}\right) > 2$ می‌باشد و ضریب $\alpha = 1$ می‌باشد.

در این روابط α ضریبی است که به شرح (الف) تا (ب) این بند در نظر گرفته می‌شود:
الف- در دیوارها و دیافراگم‌هایی که در آنها نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ بزرگتر یا مساوی ۲ است، $\alpha_c = 1$
ب- در دیوارها و دیافراگم‌هایی که در آنها نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ کوچکتر یا مساوی ۱/۵ است، $\alpha_c = 1/5$

در این رابطه V_r نیروی پرشی نهایی است که از تحلیل سازه زیر اثر بارهای نهایی ناشی از بارهای قائم و بارهای جانبی زلزله به دست آمده است و V_r مقاومت پرشی نهایی مقطع است که مطابق

بند ۰/۷ منظور می‌گردد.
ب- در دیوارها و دیافراگم‌هایی که در آنها نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ بین ۱/۵ و ۲ است، ضریب α_c با درون یا

خطی بین اعداد فوق تعیین می‌شود.
پ- در تعیین مقاومت پرشی نهایی مقطع در قطعات یک دیوار یا یک دیافراگم

مقدار ضریب α_c باید برای بیشترین مقدار $\frac{h_w}{l_w}$ در کل دیوار یا دیافراگم و در قطعه مورد نظر محاسبه شود.

$$V_u \leq \phi_n V_r$$

۰۷-۴-۲۳-۹ دیوارهای سازه‌ای و دیافراگم‌ها

باید بر اساس رابطه (۷-۲۳-۹) صورت گیرد:

$$(7-23-9)$$

در این رابطه V_r نیروی پرشی نهایی است که از تحلیل سازه زیر اثر بارهای نهایی ناشی از بارهای

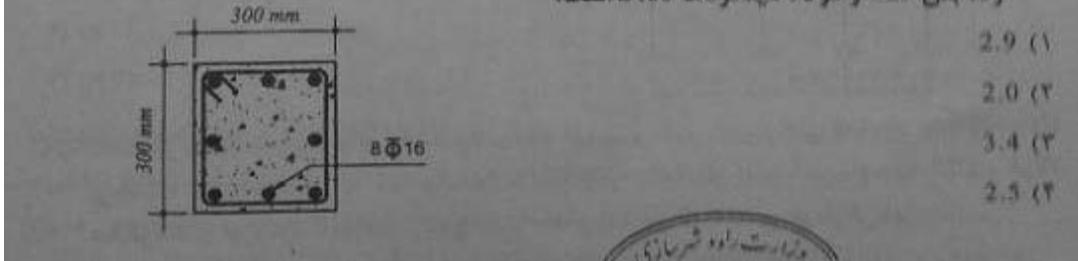
بند ۰/۷ منظور می‌گردد.
ب- در تعیین مقاومت پرشی نهایی مقطع در قطعات یک دیوار یا یک دیافراگم

مقدار ضریب α_c باید برای بیشترین مقدار $\frac{h_w}{l_w}$ در کل دیوار یا دیافراگم و در قطعه مورد نظر

محاسبه شود.

$$V_r = A_{cv}(\alpha_c v_c + \rho_n f_{yd}) \quad (8-23-9)$$

۵۳- نسبت حداقل نیروی محوری فشاری مقاوم به حداقل نیروی محوری کشنشی مقاوم یک ستون بتنی با علطالع شکل زیر با تنگ‌های موازی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ رده بتن C25 و فولاد میله‌گردها S400 است.



گزینه ۴

2.9 (۱)

2.0 (۲)

3.4 (۳)

2.5 (۴)

$$A_{st} = 8 \times 3.14 \times 8^2 = 1607.68 \text{ mm}^2$$

تحت فشار:

$$N_{r-c} = 0.8[0.81 \times 0.65 \times 25(300^2 - 1608) + 0.85 \times 400 \times 1607.68] = 1368 \text{ kN}$$

تحت کشنش:

$$N_{r-t} = 0.85 \times 400 \times 1607.68 = 546 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{r-c}}{N_{r-t}} = 2.5$$

۳-۴-۱۴-۹ در قطعات میله‌ای تحت اثر فشارمحوری، حداقل نیروی محوری مقاوم، در صورت

استفاده از تنگ‌های موازی به ۸۰ درصد و در صورت استفاده از دوربیچ، به ۸۵ درصد مقداری که

بر اساس فرضیات بند ۳-۱۴-۹ به دست می‌آید، محدود می‌گردد. در صورت استفاده از فرضیات بند

۳-۱۴-۹-۶ این نیرو برابر یکی از دو مقدار بدست آمده از روابط (۴-۱۴-۹) خواهد بود:

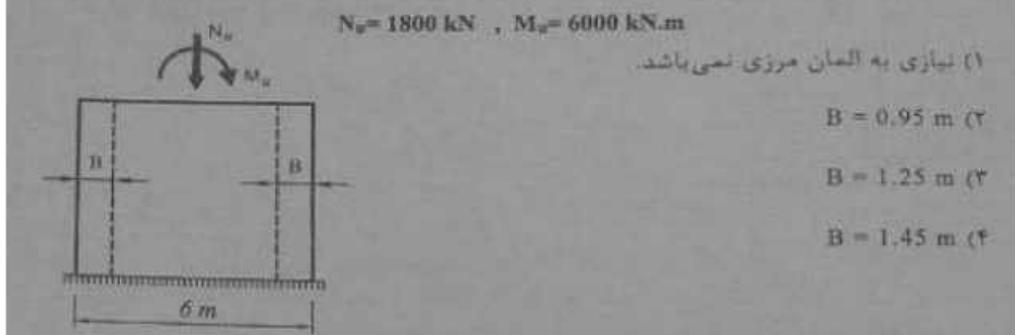
$$N_{r_{max}} = 0.8 [\alpha \phi f_c (A_g - A_{st}) + \phi f_y A_{st}]$$

(۴-۱۴-۹)

$$N_{r_{max}} = 0.85 [\alpha \phi f_c (A_g - A_{st}) + \phi f_y A_{st}]$$

در صورت استفاده از دوربیچ

۵۴- در یک دیوار برشی پنتی با مقطع مستطیلی و خاکم $b = 300 \text{ mm}$ و $a = 180 \text{ mm}$ در صورتی که مشخصات آن مطابق شکل زیر باشد حداقل یکدالی لازم المان مرزی (B) دیوار به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ فرض کنید بتن از رده C25 و فولاد از نوع S400 است.



گزینه ۱

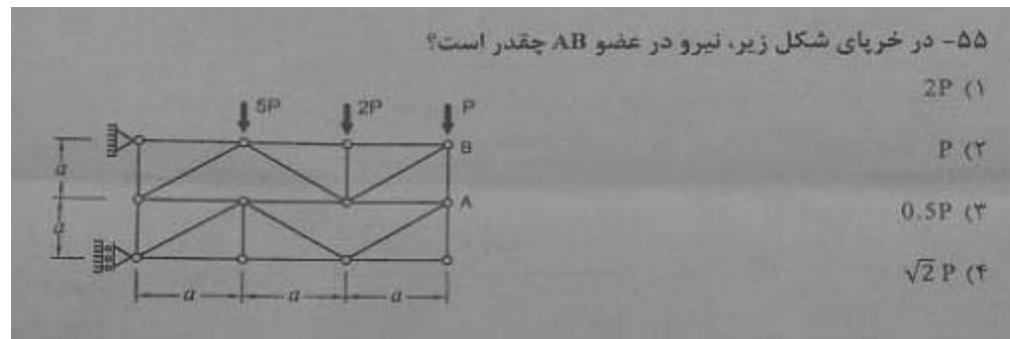
$$\sigma = \frac{My}{I} + \frac{N}{A} = \frac{6 \times 10^9 \times 3000}{\left(\frac{300 \times 6000^3}{12}\right)} + \frac{1800000}{6000 \times 300} = 4.333 \text{ MPa} < (0.31 \times 0.65 \times 25 = 5.03 \text{ MPa})$$

۳-۴-۲۳-۹ اجزای مرزی در دیوارهای سازه‌ای و در دیافراگم‌ها

۱-۳-۴-۲۳-۹ در کناره‌ها و اطراف بازشوها در دیوارهای سازه‌ای و دیافراگم‌ها که در آنها تنش فشاری بتن در دورترین تار فشاری مقطع تحت اثر بارهای نهایی، به انضمام اثر زلزله، از $f_{cd} = 31 / 0$ بیشتر باشد، باید اجزای لبه مطابق ضوابط بندهای ۲-۳-۴-۲۳-۹ تا ۴-۳-۴-۲۳-۹ بینی شود. مگر آنکه در تمام طول دیوار یا دیافراگم میلگردگذاری عرضی ویژه پیش بینی شده باشد. اجزای مرزی را می‌توان از مقطعی در امتداد طول دیوار که تنش فشاری بتن در آن از $f_{cd} = 23 / 0$ کمتر باشد، در جهت ارتفاع قطع کرد. تنش فشاری بتن با فرض توزیع خطی تنش در مقطع دیوار و بر اساس مشخصات مقطع ترک‌نخورده محاسبه می‌شود.

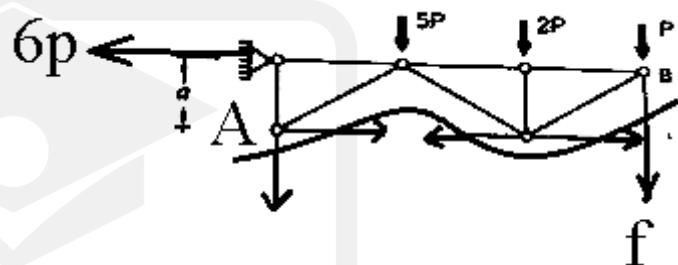
قدم به قدم، همراه دانشجو...

WWW.GhadamYar.Ir



گزینه ۱

$$\sum M = 0 \rightarrow f = 2p$$



قدم به قدم، همراه دانشجو...
WWW.GhadamYar.Ir

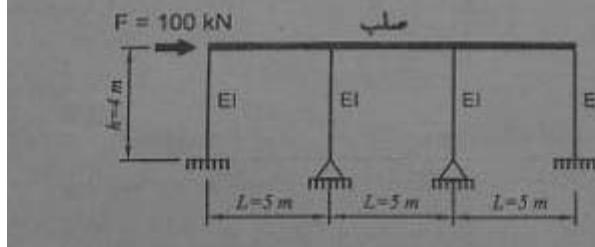
۵۶- سازه مطابق شکل زیر دارای تیر با صلبیت محوری و خمشی خیلی زیاد (صلب) بوده و صلبیت خمشی ستون‌ها (EI) یکسان است. فقط اتصال دو ستون میانی به بی مفصلی بوده و بقیه اتصالات گیردارند. اگر بار جانبی $F = 100 \text{ kN}$ به قاب وارد شود، لنگر خمشی پای هریک از ستون‌های کناری پر حسب کیلونیوتن متر چقدر خواهد بود؟

60 (۱)

80 (۲)

120 (۳)

160 (۴)



گزینه ۲

سختی جانبی ستونها به صورت زیر قابل محاسبه است:

$$\frac{12EI}{L^3} \quad \text{سختی جانبی ستون‌های دو سر گیردار:}$$

$$\frac{3EI}{L^3} \quad \text{سختی جانبی ستون‌های یک سر گیردار:}$$

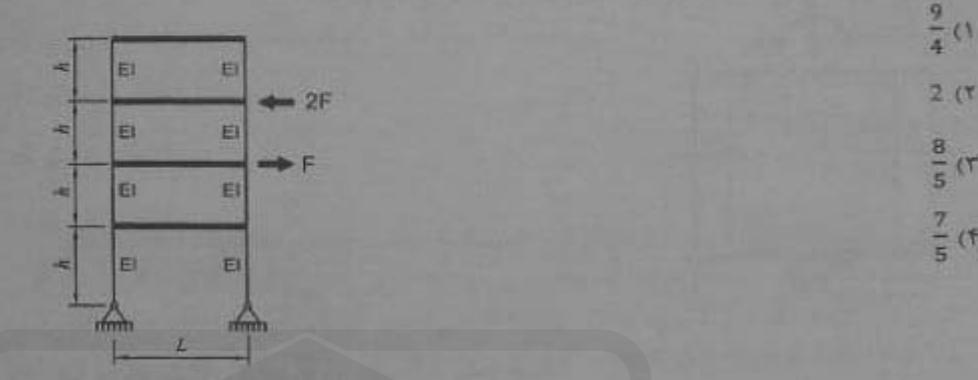
با توجه به روابط فوق، ستون‌های دوسر گیردار ۴ برابر سخت‌تر هستند و سهم باربر جانبی آنها چهار برابر ستون‌های میانی خواهد بود و نیروی جانبی وارد بر ستون‌های کناری برابر است با:

$$V_{\text{کناری}} = \frac{4}{4+4+1+1} F = \frac{4}{10} F = 40 \text{ kN}$$

نیروی فوق برش وارد بر ستون را نشان می‌دهد. می‌دانیم در ستون‌های دوسر گیردار رابطه زیر بین نیروی برشی و لنگر خمشی ستون برقرار است:

$$V = \frac{M_{top} + M_{bot}}{L} \rightarrow 40 = \frac{2M}{4} \rightarrow M = 80 \text{ kN.m}$$

۵- تمام ستون‌های قاب نشان داده شده در شکل، از مصالح و مقاطع یکسان تشکیل شده‌اند. چنانچه تیر طبقات به لحاظ خمشی و محوری صلب فرض شود، قدر مطلق نسبت جابجایی افقی طبقه چهارم به جابجایی افقی طبقه دوم، تحت اثر نیروهای نشان داده شده، مطابق یا کدامیک از گزینه‌های زیر خواهد بود؟



گزینه ۴

سختی جانبی ستونها به صورت زیر قابل محاسبه است:

$$\text{سختی جانبی ستون های دو سر گیردار: } \frac{12EI}{L^3}$$

$$\text{سختی جانبی ستون های یک سر گیردار: } \frac{3EI}{L^3}$$

با توجه به اینکه در هر طبقه دو ستون داریم، سختی طبقه اول $\frac{12EI}{L^3}$ و دیگر طبقات $\frac{6EI}{L^3}$ خواهد بود.

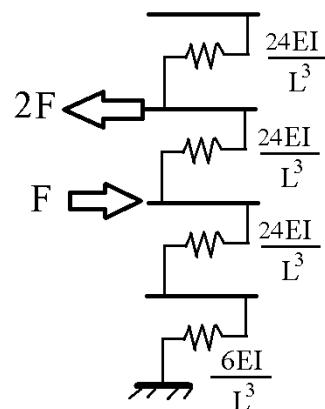
$$\Delta_{ST1} = \frac{FL^3}{6EI}$$

$$\Delta_{ST2} = \Delta_{ST1} + \frac{FL^3}{24EI} = \frac{FL^3}{6EI} + \frac{FL^3}{24EI} = \frac{5FL^3}{24EI}$$

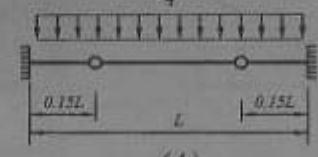
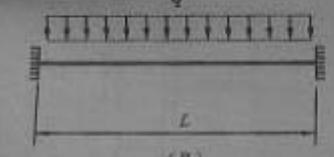
$$\Delta_{ST3} = \Delta_{ST2} + \frac{(2F)L^3}{24EI} = \frac{5FL^3}{24EI} + \frac{2FL^3}{24EI} = \frac{7FL^3}{24EI}$$

$$\Delta_{ST4} = \Delta_{ST3} = \frac{7FL^3}{24EI}$$

$$\frac{\Delta_{ST4}}{\Delta_{ST2}} = \frac{7}{5}$$



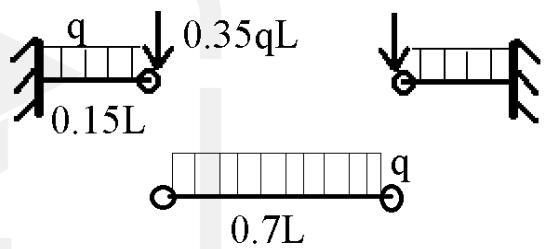
سوال فوق را با معادل سازی فنر های نیز می توان حل کرد (به صورت فنرهای سری عمل می کنند).

۵۸- نسبت قدر مطلق حداکثر لنگر خمشی تیر شکل A به قدر مطلق حداکثر لنگر خمشی تیر شکل B به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟	
	1.361 (۱)
	0.735 (۲)
	0.765 (۳)
	1.307 (۴)

گزینه ۳

در تیر B که یک تیر دوسرگیردار است، لنگر خمشی حداکثر در تیکه گاهها برابر $\frac{qL^2}{12}$ خواهد بود.

در تیر A از محل مفصل تیر را جدا نمایید:



$$\left. \begin{aligned} M_1 &= 0.35qL \times 0.15L + \frac{q(0.15L)^2}{2} = 0.06375 qL^2 \\ M_2 &= \frac{q(0.7L)^2}{8} = 0.6125 qL^2 \end{aligned} \right\} M_{max} = 0.06375 qL^2$$

نسبت لنگرهای:

$$\frac{\frac{0.06375qL^2}{qL^2}}{12} = 0.765$$

قدم به قدم، همراه دانشجو...

WWW.GhadamYar.Ir

۵-۹-در نظر است یک ساختمان آجری دو طبقه محصور شده با کلاف (بدون زیرزمین) به ابعاد 30×30 متر در شهر تبریز ساخته شود. چنانچه دیوارهای به کار رفته در هر دو راستای ساختمان کاملاً مشابه هم باشند، در کل این ساختمان حداقل چند مترمربع از فضای طبقه اول را باید به دیوار سازه‌ای (باربر) اختصاص داد؟

$$\begin{array}{l} 54 \text{ مترمربع} \\ (2) \\ 108 \text{ مترمربع} \\ (4) \end{array}$$

- (۱) ۳۶ مترمربع
(۳) ۷۲ مترمربع

گزینه ۴

در هر دراستا:

$$0.06 \times (30 \times 30) = 54 m^2$$

در دو راستا:

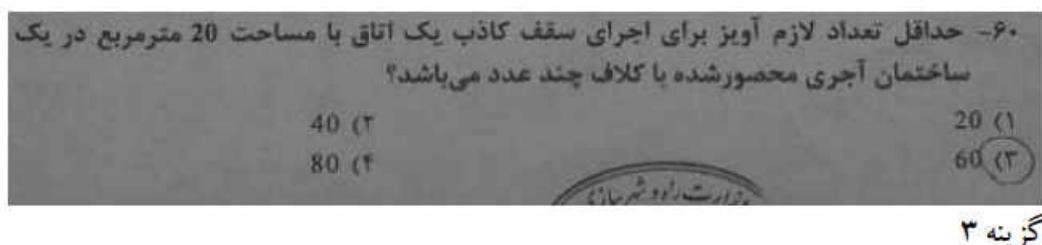
$$2 \times 54 = 108 m^2$$

جدول ۲-۵-۸-حداقل درصد دیوار نسبی در هر امتداد ساختمان آجری محصور شده با کلاف

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

قدم به قدم، همراه دانشجو...

WWW.GhadamYar.Ir



در هر مترمربع ۳ عدد لازم است (حداقل) که کلا برابر ۶۰ عدد خواهد بود.

پ) سقف کاذب

سقف کاذب سقفی است که وزن آن از طریق اتصال به سیستم باربر ساختمان به آن منتقل شده و بین آن و سقف اصلی فضای خالی به وجود می‌آید. سقف‌های کاذب به صورت مستوی یا غیرمستوی ساخته می‌شوند. این سقف‌ها باید از مصالح سبک ساخته شده و قاب بندی آن به گونه مناسبی به سقف اصلی بالای آن یا به دیوار یا کلاف‌بندی ساختمان متصل گردد تا ضربه تکان‌های ناشی از زلزله در آن‌ها، موجب خرابی دیوارهای مجاور نگردد.
در اجرای سقف کاذب رعایت موارد زیر الزامی است:

- ۱- آویزها در سقف‌های کاذب به سازه اصلی ساختمان (دیوارهای باربر، کلافها و یا سقف) متصل گردند.
- ۲- از آویزهایی استفاده شود که مقاومت کافی داشته و در برابر عوامل خورنده و زنگزدگی مقاوم باشند.
- ۳- تعداد و فاصله آویزها بسته به نوع پوشش سقف کاذب محاسبه و برآورد شود، اما در هر حال نباید از ۳ عدد در هر متر مربع سقف کمتر باشد.
- ۴- آویزها باید شاقولی و صاف بوده و با اتصالات مناسب به سازه اصلی متصل شوند.
- ۵- بار وارد از طرف آویزها از باری که سقف بر اساس آن طراحی شده تجاوز نکند.
- ۶- مقاطع نیمرخ‌های اصلی و فرعی افقی که برای نگه داشتن سقف‌های کاذب به کار می‌روند باید با محاسبه تعیین شود ولی به هر حال سطح مقطع نیمرخ‌های اصلی و فرعی از هر لحظه نباید به ترتیب از سطح مقاومت میلگردهای فولادی نمره ۱۰ و ۶ کمتر باشد.
- ۷- سقف‌های کاذب باید در برابر نیروهای جانبی مقاوم باشند.
- ۸- در صورتی که تأسیسات حرارتی در فضای بین سقف اصلی و سقف کاذب قرار می‌گیرد، ایجاد درز انبساط در اطراف سقف کاذب به منظور تأمین جا برای تغییر مکان‌های حرارتی ضروری است.