



# حل تشریحی سوالات آزمون صلاحیت ارزیابی طرح و اجرای بهسازی مرداد ۱۴۰۰

- برای حل سوالات از نشریه ۳۶۰ و نشریه ۵۲۴ استفاده شده است.
- تا حد امکان سعی شده ضوابط آئین نامه تشریح گردد.
- برای دریافت اطلاعات بیشتر می‌توانید به جزوه طراحی عملکردی و بهسازی لرزه‌ای بنده مراجعه بفرمایید.

## دانلود جزوه طراحی عملکردی و بهسازی لرزه‌ای

- از جناب آقای دکتر فضل‌اله منصوری بابت اصلاحیه‌هایی که به بنده متذکر شده‌اند متشکرم.
- لطفاً نظرات و پیشنهاداتتان را برای بنده ارسال بفرمایید تا در صورت نیاز در ویرایش‌های بعدی لحاظ گردد.

ایمیل : [J.yengejeh@yahoo.com](mailto:J.yengejeh@yahoo.com)

آیدی تلگرام : @PBDEng

کانال تلگرام PBD

اینستاگرام PBD

با احترام  
جواد قدرتی ینگجه

۱۴۰۰/۵/۲۴



## سهم فصول مختلف از نشریه ۳۶۰ و ۵۲۴ در آزمون مرداد ۱۴۰۰

راهنمای روش ها و شیوه های بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود و جزئیات اجرایی - نشریه ۵۲۴			دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود - نشریه ۳۶۰		
شماره فصل	موضوع	تعداد سوال	شماره فصل	موضوع	تعداد سوال
فصل اول	راهبردهای بهسازی	۰	فصل اول	مقدمات بهسازی لرزه ای	۴
فصل دوم	راهکارهای اصلاح موضعی اجز	۳	فصل دوم	گردآوری مدارک و اطلاعات، شناخت وضع موجود	۴
فصل سوم	حذف و یا کاهش نامنظمی در سازه	۰	فصل سوم	روش های تحلیل	۷
فصل چهارم	افزایش مقاومت و سختی جانبی سازه	۰	فصل چهارم	ساختمان و پی	۱
فصل پنجم	کاهش جرم ساختمان	۰	فصل پنجم	سازه ها و اجزای فولادی	۵
فصل ششم	جداساز لرزه ای در بهسازی سازه ها	۰	فصل ششم	سازه ها و اجزای بتنی	۱
فصل هفتم	میراگر در بهسازی سازه ها	۰	فصل هفتم	ساختمان ها و اجزای مصالح بنایی	۴
فصل هشتم	بهسازی ساختمان های بنایی	۰	فصل هشتم	دیافراگم ها و میان قاب ها	۱
فصل نهم	بهسازی ساختمان های روستایی	۰	فصل نهم	بهسازی اجزای غیرسازه ای	۰
فصل دهم	بهسازی لرزه ای ناسازه ها	۰	فصل دهم	سامانه های جداساز لرزه ای و اتلاف انرژی	۰
مجموع سوالات از نشریه ۵۲۴		۳	مجموع سوالات از نشریه ۳۶۰		۲۷
درصد از کل سوالات %		۱۰	درصد از کل سوالات %		۹۰



## پاسخ نامه آزمون مرداد ۱۴۰۰

شماره سوال	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	۹	۱۰	۱۱	۱۲	۱۳	۱۴	۱۵
گزینه صحیح	۱	۳	۳	۲	۳	۱	۴	۲	؟	۱	۱	۲	۴	۲	۳

شماره سوال	۱۶	۱۷	۱۸	۱۹	۲۰	۲۱	۲۲	۲۳	۲۴	۲۵	۲۶	۲۷	۲۸	۲۹	۳۰
گزینه صحیح	۳	۱	۲	۴	۱	۲	۴	؟	۳	۱		۲	۴	۳	۴



آزمون صلاحیت ارزیابی، طرح و اجرای بهسازی - مرداد ۱۴۰۰

کدام یک از سطوح عملکرد زیر برای بهسازی لرزه‌ای یک ساختمان غیرمنطقی است؟

1

B-4 ( ) ✓

B-3 (2

C-1 (3)

C-4 (r

جدول (۱-۱): سطوح عملکرد ساختمان

سطوح عملکرد سازه						سطوح عملکرد اجزای غیرسازه‌ای
قابلیت استفاده بی‌وقفه S-1	خرابی محدود S-2	ایمنی جانی S-3	ایمنی جانی محدود S-4	آستانه فروریزش S-5	لحاظ نشده S-6	
خدمات‌رسانی بی‌وقفه A-1	A-2	*	*	*	*	خدمات‌رسانی بی‌وقفه N-A
قابلیت‌استفاده بی‌وقفه B-1	B-2	B-3	*	*	*	قابلیت‌استفاده بی‌وقفه N-B
C-1	C-2	ایمنی جانی C-3	C-4	C-5	C-6	ایمنی جانی N-C
*	D-2	D-3	D-4	D-5	D-6	ایمنی جانی محدود N-D
*	*	*	E-4	آستانه فروریزش E-5	ارزش بهسازی ندارد	لحاظ نشده N-E

پاسخ : گزینه ۱ صحیح است.

سطوح عملکرد سازه‌ای و غیرسازه‌ای بایستی متناسب با یکدیگر انتخاب شوند. مطابق با جدول (۱-۱) نشریه ۳۶۰، گزینه‌های ۲، ۳ و ۴ جزو سطوح عملکرد منطقی برای ساختمان بوده و گزینه ۱ در این جدول ارائه نشده، بنابراین غیرمنطقی خواهد بود.

\*این سطوح عملکرد به دلیل اختلاف زیاد بین سطح عملکرد اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای، توصیه نمی‌شود.



آزمون صلاحیت ارزیابی، طرح و اجرای بهسازی - مرداد ۱۴۰۰

$\mu$

۲) وزارت ورزش و جوانان در نظر دارد یکی از استادیوم‌های ورزشی را بهسازی لرنده‌ای نماید. راهنمای نشریه ۳۶۰ برای هدف بهسازی و سطح عملکردی در سطح خطر ۱ این استادیوم، کدام کی از گزینه‌های زیر را توصیه می‌کند؟

(١) مننا، E-5

(۲) ویژه، B-1

C-3 (3) مطلوب ✓

(۴) ویژه، B-2

#### ۱-۴- هدف بهسازی

پاسخ : گزینه ۳ صحیح است.

هدف بهسازی براساس میزان اهمیت و سطح عملکرد ساختمان مورد نظر و مطابق یکی از پهندهای (۱-۴-۱) تا (۵-۴-۱) انتخاب می‌شود و شامل یک یا چند هدف عملکردی است که هر یک شامل انتخاب سطح عملکردی برای ساختمان، مطابق بند (۵-۱) و سطح خطر لَرزه‌ای مطابق بند (۷-۱) می‌باشد.

جدول ب-الف: راهنامی تعیین اهداف بهسازی برای ساختمان‌های عمومی و دولتی مهم

نوع ساختمان	کاربری	هدف بهسازی	سطوح عملکردی سطح ۱ سطح ۲ خطری ۳
عمومی	مساجد و معابد، مدارس، ساختمان‌های تجمعی فرهنگی شهرداری‌ها، سینما و تئاتر، کتابخانه‌های ورزشی، کتابخانه‌ها، پایانه‌های مسافری، فروشگاه‌های بزرگ و مراکز تجمعی بیش از ۳۰۰ نفر	مستلزم	C-3 E-5

۱-۴-۲- بهسازی مطلوب

در بهسازی مطلوب انتظار می‌رود که هدف بهسازی مبنا تامین شده (سطح عملکرد C-3) و علاوه بر آن تحت زلزله‌ی "سطح خطر ۲" ساختمان، فرو نریزد (سطح عملکرد E-5).



## آزمون صلاحیت ارزیابی، طرح و اجرای بهسازی - مرداد ۱۴۰۰

۳

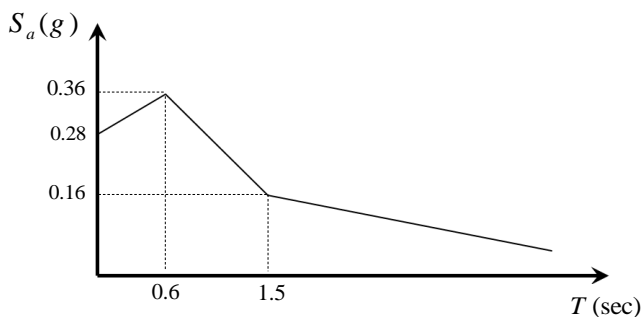
براساس تحلیل خطر یک ساختمان واقع در شهر زنجان، منحنی طیف شتاب با خطر یکنواخت برای خاک نوع II به صورت شکل ارائه شده است. در صورتی که زمان تناوب اصلی سازه تحت ارزیابی در این ساختمان برابر  $T=1.25$  sec باشد. کمترین مقدار  $S_a$  قابل قبول این سازه به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

$$S_a = 0.216 \quad (۴)$$

$$S_a = 0.242 \quad (۳) \quad \checkmark$$

$$S_a = 0.276 \quad (۲)$$

$$S_a = 0.345 \quad (۱)$$



پاسخ : گزینه ۳ صحیح است.

مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ خطر نسبی زلزله در شهر زنجان "زیاد" می باشد. مطابق با بند ۱-۲-۷-۱-۱ از نشریه ۳۶۰، طیف خطر یکنواخت نیابستی از ۷۰ درصد طیف شکل ثابت استاندارد ۲۸۰۰ کمتر باشد. در شکل زیر هر سه منحنی نظیر با طیف شتاب استاندارد ۲۸۰۰، ۷۰٪ طیف استاندارد ۲۸۰۰ و طیف خطر یکنواخت ترسیم شده است. همانطور که ملاحظه می شود طیف خطر یکنواخت کمتر از ۷۰٪ طیف خطر یکنواخت بوده و شتاب نظیر با طیف خطر یکنواخت نیابستی به عنوان حداقل شتاب مجاز نیابستی لحاظ گردد.

خاک نوع II در شهر زنجان

$$\Rightarrow \begin{cases} A = 0.3 \\ T_0 = 0.1, T_s = 0.5 \\ S_0 = 1.0, S = 1.5 \end{cases}$$

### ۱-۲-۷-۱- طیف خطر یکنواخت<sup>۱</sup>

با انجام تحلیل خطر ویژه ساختمان و بدست آوردن مقادیر طیف برای دوره های تناوب مختلف در سطح خطر مدنظر، طیف خطر یکنواخت محاسبه می شود. استفاده از طیف خطر یکنواخت بدست آمده به این روش به شرطی مجاز است که مقدار این طیف کمتر از ۷۰ درصد طیف شکل ثابت استاندارد ۲۸۰۰ نباشد.

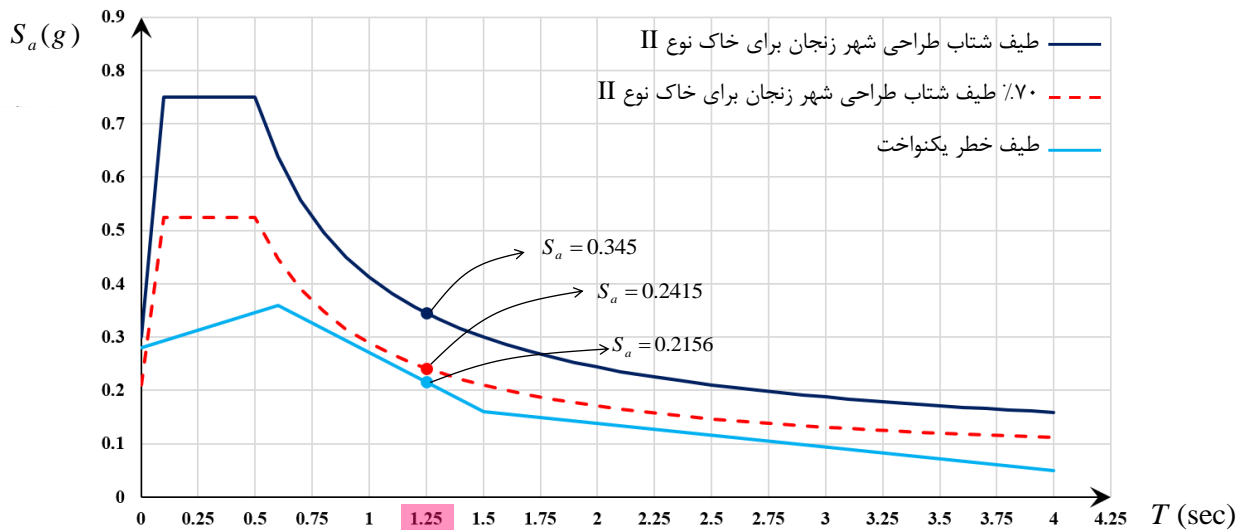
برای لحاظ اثرات ساختمانی در محاسبه طیف خطر یکنواخت روی سطح خاک می توان از دو راهکار زیر استفاده نمود:

- برآورد طیف خطر یکنواخت در سنگ بستر و محاسبه طیف خطر روی سطح خاک با لحاظ اثرات بزرگنمایی حاصل از مدل سازی رفتار دینامیکی خاک.
- برآورد مستقیم طیف خطر یکنواخت در سطح خاک با بهره گیری از روابط کاهندگی که قادر به لحاظ اثرات ساختمانی باشند.

$$T = 1.25 \Rightarrow B_1 = (S + 1) \frac{T_s}{T} = 2.5 \frac{0.5}{1.25} = 1.0, N = \frac{0.7}{4 - T_s} (T - T_s) + 1 = \frac{0.7}{4 - 0.5} (1.25 - 0.5) + 1 = 1.15 \Rightarrow B = B_1 N = 1.15 \Rightarrow S_a = AB = 0.35 \times 1.15 = 0.345$$

$$T = 1.25 \Rightarrow 0.7 S_a = 0.7 \times 0.345 = 0.2415$$

$$\text{طیف خطر یکنواخت} \Rightarrow T = 1.25 \Rightarrow S_a = 0.16 + \frac{0.36 - 0.16}{1.5 - 0.6} (1.5 - 1.25) = 0.2156$$



حداقل شتاب طیفی  $\Rightarrow T = 1.25 \Rightarrow S_a = \text{Max}(0.7S_{a-2800}, S_{a-UHS}) = \text{Max}(0.2415, 0.2156) = 0.2415$   
 گزینه سوم به عدد محاسباتی نزدیکتر می باشد.



## آزمون صلاحیت ارزیابی، طرح و اجرای بهسازی - مرداد ۱۴۰۰



۴ جهت بهسازی یک ساختمان واقع در شهر شیراز از طیف دستورالعمل نشریه ۳۶۰ با مشخصات شتاب طیفی در زمان کوتاه ۰.۲ ثانیه برابر ۰.۵ و در زمان تناوب یک ثانیه برابر با ۰.۲ در سنگ بستر استفاده شده است. در صورتی که زمین نوع II و مقدار نسبت میرایی ۰.۰۵ باشد، مقدار شتاب طیفی طرح این سازه با زمان تناوب اصلی ۱ ثانیه به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

۴  $S_a = 0.16$

۳  $S_a = 0.24$

۲  $S_a = 0.32$  ✓

۱  $S_a = 0.6$

پاسخ: گزینه ۲ صحیح است.

### ۱-۷-۲-۱-۲- طیف این دستورالعمل

تهیه طیف در این روش مستلزم برآورد مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب کوتاه ۰/۲ ثانیه ( $S_s$ ) و نیز مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب بلند ۱/۰ ثانیه ( $S_1$ ) در سطح خطر مدنظر است. این مقادیر برای نسبت میرایی ۵٪ و در سنگ بستر (سطح بستر لرزه‌ای) محاسبه می‌شود.

$$S_{XS} = F_a S_s \quad \begin{cases} S_s = 0.5 \\ S_1 = 0.2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} F_a = 1.2 \\ F_v = 1.6 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} S_{XS} = 1.2 \times 0.5 = 0.6 \\ S_{X1} = 1.6 \times 0.2 = 0.32 \end{cases}$$

در این روابط  $F_a$  و  $F_v$  ضرایب نمایانگر اثرات ساختگاهی‌اند که از جداول (۲-۱) و (۳-۱) بر اساس نوع خاک و نیز مقادیر پارامترهای  $S_1$  و  $S_s$  قابل برآوردند. برای برآورد مقادیری از  $S_1$  و  $S_s$  که در بین حدود ارائه شده قرار دارند، از درونیایی خطی استفاده می‌شود.

جدول (۳-۱): مقادیر  $F_v$  بر حسب نوع خاک و مقدار  $S_1$

نوع خاک	مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب بلند، $S_1$				
	$S_1 < 0.1$	$S_1 = 0.20$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 > 0.50$
1	1	1	1	1	1
2	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
3	2.4	2	1.8	1.6	1.5
4	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4

جدول (۲-۱): مقادیر  $F_a$  بر حسب نوع خاک و مقدار  $S_s$

نوع خاک	مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب کوتاه، $S_s$				
	$S_s < 0.25$	$S_s = 0.50$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.00$	$S_s > 1.25$
1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
3	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
4	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9

پس از برآورد  $S_{XS}$  و  $S_{X1}$ ، طیف طرح شتاب افقی مطابق شکل (۱-۱) و بر اساس روابط (۳-۱) ساخته می‌شود:

$$S_a = S_{XS} \left[ \left( \frac{5}{B} - 2 \right) \frac{T}{T_s} + 0.4 \right] \quad 0 < T < T_0$$

$$S_a = S_{XS} / B \quad T_0 < T < T_s$$

$$S_a = S_{X1} / (BT) \quad T > T_s \quad \Rightarrow T > 0.5333 \Rightarrow S_a = \frac{0.32}{1.0 \times 1.0} = 0.32$$

که در این روابط  $T_s$  و  $T_0$  عبارتند از:

$$T_0 = 0.2 T_s \quad \Rightarrow \begin{cases} T_0 = 0.2 T_s = 0.1066 \\ T_s = \frac{S_{X1}}{S_{XS}} = \frac{0.32}{0.6} = 0.5333 \end{cases}$$

همچنین ضریب  $B$  به صورت تابعی از نسبت میرایی موثر،  $\beta$ ، بیان می‌شود:

$$B = 4 / [5.6 - \ln(100\beta)]$$

برای نسبت میرایی ۵٪ مقدار  $B$  واحد است.



## آزمون صلاحیت ارزیابی، طرح و اجرای بهسازی - مرداد ۱۴۰۰

۵) برای ارزیابی کیفی و جمع‌آوری اطلاعات از یک ساختمان در مرحله مقدماتی بازدید، حداقل چند درصد از اعضا، اجزاء و اتصالات باید بازرسی عینی شوند؟

۴) ۴۰ درصد

۳) ۲۰ درصد ✓

۲) ۱۵ درصد

۱) ۱۰ درصد

پاسخ: گزینه ۳ صحیح است.

مطابق با بند ۲-۷-۳-۱-۳- از نشریه ۳۶۰ در هر طبقه حداقل ۲۰٪ اعضا، اجزاء و اتصالات بایستی بازرسی عینی شوند.

### ۲-۷- جمع‌آوری اطلاعات و بازرسی وضعیت موجود اعضا و اجزای سازه‌ای ساختمان

#### ۲-۷-۲- اعضا و اجزای فولادی

#### ۲-۷-۲-۱- روش‌ها و محدوده‌ی کاربرد

بازرسی وضعیت موجود ساختمان باید شامل بازرسی عینی از اعضای سیستم مقاوم لرزه بر جانبی قابل رویت باشد، تا بدین وسیله بتوان میزان تطبیق وضع موجود را با آنچه که در مدارک فنی آمده است، کنترل نمود.  
ضوابط بازرسی عینی وضعیت موجود به شرح زیر می‌باشند:

- ۱- اگر نقشه‌های جزئیات اجرایی موجود باشد، آشکار کردن حداقل یک اتصال از هر نوع اتصال اصلی شامل اتصال تیر به ستون میانی، اتصال تیر به ستون کناری، اتصال ستون به شالوده و اتصال تیر به دیافراگم باید انجام پذیرد. در صورتی که هیچ نوع انحرافی از نقشه‌ها برای نمونه‌ای مشاهده نشود، کلیه‌ی اتصالات مشابه با آن نمونه اجرا شده عین نقشه تلقی می‌شود. اگر در بازرسی، انحرافی از نقشه‌های اجرایی مشاهده شود باید اتصالات دیگری نیز از این نمونه بازرسی شود تا زمانی که بتوان در مورد آن نوع اتصال به قضاوت مشخصی رسید.
- ۲- اگر نقشه اجرایی موجود نباشد، باید حداقل سه اتصال از هر نوع اتصال اصلی با برداشت روکش آنها آشکار شوند. در صورتی که تفاوتی مشاهده نشود این نمونه‌ها نماینده‌ی اتصالات مشابه فرض می‌شوند. در صورت وجود تفاوت باید اتصالات دیگری نیز از این نمونه بازرسی شود تا زمانی که بتوان در مورد آن نوع اتصال به قضاوت مشخصی رسید.

## ۲-۷-۳- اعضا و اجزای بتنی

### ۲-۷-۳-۱- روش‌ها و محدوده‌ی کاربرد

بازرسی وضعیت موجود ساختمان باید حداقل بازرسی عینی از کلیه‌ی اعضا و قطعاتی که در مقاومت در برابر بار جانبی شرکت دارند و جهت بررسی در دسترس می‌باشند را شامل شود. در بازرسی وضعیت موجود ساختمان در مواردی ممکن است نیاز به انجام آزمایش‌های اضافی، بنا به تشخیص طراح نیز باشد.

بازرسی عینی ساختمان شامل شالوده‌ها (قسمت‌های قابل دیدن)، اعضای سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی، دیافراگم‌ها و اتصالات می‌باشد. در هر طبقه حداقل ۲۰٪ اعضا، اجزا و اتصالات باید بازرسی عینی شوند. اگر آسیب و ضعف قابل ملاحظه‌ای در بعضی اعضا مشاهده شود، تعداد نمونه‌ی مورد بازرسی عینی از آن اعضا به ۴۰٪ افزایش یابد. درصدهای ارائه شده تعداد حداقل را مشخص می‌کنند و بنا به شرایط ساختمان، طراح تعداد نمونه‌ی لازم را مشخص خواهد کرد. این بازرسی صرفاً به منظور مطالعه‌ی هندسه، آسیب و ضعف مشهود می‌باشد و وضعیت آرماتورها بررسی نمی‌شود.



## آزمون صلاحیت ارزیابی، طرح و اجرای بهسازی - مرداد ۱۴۰۰



۶ در ارزیابی یک سازه بتنی هیچگونه اطلاعاتی از طرح و اجرای آن در دسترس نیست. جهت دستیابی به سطح اطلاعات متعارف از مقاومت فشاری بتن تیرهای این سازه، سه مغزه‌گیری انجام و نتایج نشان داده شده در جدول زیر به دست آمده است. کران پایین مقاومت فشاری و ضریب آگاهی بتن تیرها در این سازه به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر هستند؟

شماره نمونه	$f_{c,ip}^i (MPa)$
1	15.5
2	16.8
3	24.7

۱)  $f_{CLB} = 14MPa$  ,  $k = 0.75$  ✓

۲)  $f_{CLB} = 19MPa$  ,  $k = 0.75$

۳)  $f_{CLB} = 14MPa$  ,  $k = 1.0$

۴)  $f_{CLB} = 19MPa$  ,  $k = 1.0$

پاسخ: گزینه ۱ صحیح است.

## انواع مقاومت مصالح:

- ۱- مقاومت کرانه پایین مصالح (Lower-Bond Strength) مقاومت کرانه پایین مصالح برابر است با میانگین نتایج آزمایش، منهای انحراف از معیار مقادیر مقاومت.
- ۲- مقاومت مورد انتظار (Expected Strength) مقاومت مورد انتظار مصالح برابر است با میانگین نتایج آزمایش

$$\Rightarrow \begin{cases} F_{yE} = \bar{X} \\ F_{uE} = \bar{X} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} f_{yE} = \bar{X} \\ f_{uE} = \bar{X} \\ f_{cE}' = \bar{X} \end{cases}$$

$$\bar{X} = \frac{x_1 + x_2 + \dots + x_n}{n} \Rightarrow \sigma_{n-1} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{X})^2}{n-1}}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} F_{yL} = \bar{X} - \sigma_{n-1} \\ F_{uL} = \bar{X} - \sigma_{n-1} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} f_{yL} = \bar{X} - \sigma_{n-1} \\ f_{uL} = \bar{X} - \sigma_{n-1} \\ f_{cL}' = \bar{X} - \sigma_{n-1} \end{cases}$$

$x_i$ : مقاومت نمونه ها  $\bar{X}$ : میانگین مقاومت نمونه ها  $\sigma_{n-1}$ : انحراف از معیار مقاومت نمونه ها

$F_{yL}, F_{uL}$ : مقاومت کرانه پایین تسلیم و مقاومت نهائی در پروفیل های فولادی

$f_{yL}, f_{uL}$ : مقاومت کرانه پایین تسلیم و مقاومت نهائی در میلگردها

$f_{cL}'$ : مقاومت کرانه پایین بتن

$F_{yE}, F_{uE}$ : مقاومت مقاومت مورد انتظار تسلیم و مقاومت نهائی در پروفیل های فولادی

$f_{yE}, f_{uE}$ : مقاومت مورد انتظار تسلیم و مقاومت نهائی در میلگردها

$f_{cE}'$ : مقاومت مورد انتظار بتن

در این سوال هدف، به دست آوردن مقاومت کرانه پایین مصالح بتنی می باشد.

$$f_{cE}' = \frac{15.5 + 16.8 + 24.7}{3} = 19.0 MPa$$

$$\Rightarrow \sigma_{n-1} = \sqrt{\frac{(15.5-19)^2 + (16.8-19)^2 + (24.7-19)^2}{3-1}} = 4.978$$

$$f_{cBL}' = 19 - 4.978 = 14.022 MPa$$

### ۲-۳-۲- ضریب آگاهی

درجه‌ی اعتبار نتایج حاصل از اطلاعات جمع‌آوری شده از ساختمان موجود توسط ضریب آگاهی K، در محاسبه‌ی ظرفیت هر یک از اجزای سازه اعمال می‌شود. ضریب آگاهی با استفاده از جدول (۱-۲) متناسب با هدف انتخاب شده برای بهسازی و سطح اطلاعات تعیین می‌شود.

در تحلیل‌های خطی، اطلاعاتی در سطح حداقل برای هدف بهسازی مطلوب یا پایین‌تر مجاز است. لیکن در تحلیل‌های غیرخطی جمع‌آوری اطلاعات باید در سطح متعارف یا جامع انجام گیرد.

جدول ۲-۱- ضریب آگاهی

هدف بهسازی		مطلوب یا پایین‌تر		ویژه	
سطح اطلاعات		حداقل		متعارف	
نوع تحلیل		تحلیل خطی		هر نوع تحلیل	
معماری	فولادی	۰/۷۵	۱	۰/۷۵	جامع
	بتنی	۰/۷۵	۱	۰/۷۵	هر نوع تحلیل
	بنایی	۰/۷۵	۱	۰/۷۵	هر نوع تحلیل

مطابق با جدول ۲-۱ از نشریه ۳۶۰ برای محاسبه ضریب آگاهی بایستی هدف بهسازی و نوع تحلیل سازه مشخص باشد. برای سازه‌های بتنی بایستی ضوابط اضافی زیر نیز لحاظ گردد:

### ۲-۷- جمع‌آوری اطلاعات و بازرسی وضعیت موجود اعضا و اجزای سازه‌ای ساختمان

#### ۲-۷-۳- اعضا و اجزای بتنی

##### ۲-۷-۳-۴- ضریب آگاهی K

در محاسبه‌ی ظرفیت و تغییر شکل‌های مجاز اعضای بتنی باید ضریب آگاهی مطابق ضوابط بند (۲-۳-۲) و با در نظر گرفتن ضوابط اضافی زیر در نظر گرفته شود:

در صورتیکه یکی از شرایط زیر صادق باشد مقدار ضریب آگاهی K را باید برابر با ۰/۷۵ اختیار کرد :

۱- در خلال ارزیابی اعضا، خرابی و زوال‌یافتگی مشاهده شود به نحوی که برای اطلاع از چگونگی رفتار اعضا نیاز به انجام آزمایش‌های اضافی باشد لیکن آزمایش‌ها انجام نگیرد و استفاده از ضریب  $K=1$  قابل توجیه نباشد.

۲- در صورتی که مشخصات مکانیکی اعضا دارای ضریب تغییرات (C.O.V) بزرگتر از ۲۵٪ باشند.

۳- در صورتی که اعضا شامل مصالح با مشخصات نامعلوم باشند.

$$f'_{cE} = 19.0 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{n-1} = 4.978$$

$$C.O.V = \frac{4.978}{19.0} = 26.2\% > 25\% \Rightarrow k = 0.75$$




## آزمون صلاحیت ارزیابی، طرح و اجرای بهسازی - مرداد ۱۴۰۰

۷) برای ارزیابی و ارائه طرح بهسازی یک ساختمان با مصالح بنایی که نقشه‌ها و مشخصات مصالح آن موجود نباشد، تحت چه شرایطی می‌توان از انجام آزمایش‌های تعیین مصالح چشم پوشی نمود؟

۱) بدون انجام آزمایش نیز می‌توان سازه مورد نظر را ارزیابی و جهت هر هدفی بهسازی ارزیابی و طرح نمود.

۲) انجام آزمایش تعیین مصالح برای این سازه الزامی است.

۳) تنها در صورتی که از تحلیل غیرخطی استاتیکی استفاده شود.

۴)  تنها در صورتی که از روش‌های خطی استفاده شود.

پاسخ : گزینه ۴ صحیح است.

❌ ۱) بدون انجام آزمایش نیز می‌توان سازه مورد نظر را ارزیابی و جهت هر هدفی بهسازی ارزیابی و طرح نمود.

مطابق با بندهای ۲-۷-۴-۲-۳ و ۲-۷-۴-۲-۴-۲ برای سطوح اطلاعات متعارف و جامع، در صورت فقدان اطلاعات مقاومت مشخصه طراحی مصالح بنایی حتماً بایستی آزمایش صورت گیرد. بنابراین این گزینه صحیح نمی‌باشد.

۲-۷-۴-۲-۳- تعداد حداقل آزمایش‌های لازم برای تعیین مشخصات مصالح در سطح اطلاعات متعارف

در صورت فقدان اطلاعات مقاومت مشخصه طراحی مصالح بنایی، **انجام حداقل یک آزمایش**، از هر نوع مصالح بنایی با مقاومت‌های متفاوت و حداقل شش آزمایش برای کل ساختمان الزامی است.

۲-۷-۴-۲-۴- تعداد حداقل آزمایش‌های لازم برای تعیین مشخصات مصالح در سطح اطلاعات جامع

در صورت فقدان مدارک فنی معتبر و گزارش آزمایش مصالح ساختمان، **حداقل تعداد آزمایش از سه به شش** برای هر نوع مصالح بنایی با مقاومت‌های متفاوت افزایش می‌یابد. در این حالت حداقل دو آزمایش برای هر دیوار و یا امتداد دیوار باربر جانبی با مقاومت یکسان باید انجام شود و انجام حداقل هشت آزمایش برای کل ساختمان الزامی است.

✗ ۲) انجام آزمایش تعیین مصالح برای این سازه الزامی است.

مطابق با بندهای ۲-۷-۴-۲-۲- برای سطح اطلاعات حداقل، در صورت فقدان اطلاعات مقاومت مشخصه طراحی مصالح بنایی، می‌توان آزمایش انجام نداد و از مقادیر پیش فرض مشخصات مصالح مطابق با بند (۲-۷-۴-۵) به عنوان مقادیر کرانه پایین مشخصات مصالح در روش‌های خطی فصل سوم در تحلیل ساختمان استفاده نمود. بنابراین این گزینه صحیح نمی‌باشد.

۲-۷-۴-۲- تعداد حداقل آزمایش‌های لازم برای تعیین مشخصات مصالح در سطح اطلاعات حداقل

در صورتی که مقاومت مشخصه طراحی دیوار/ پایه بنایی معلوم باشد، نیاز به انجام آزمایش نیست و مقادیر موجود در این مدارک به عنوان کرانه پایین مشخصات مصالح در نظر گرفته می‌شود. برای تبدیل مقاومت کرانه پایین به مورد انتظار از ضرایب جدول (۲-۶) استفاده می‌شود.

در غیر اینصورت، می‌توان از مقادیر پیش فرض مشخصات مصالح مطابق بند (۲-۷-۴-۵) به عنوان مقادیر کرانه پایین مشخصات مصالح در روش‌های خطی فصل سوم در تحلیل ساختمان استفاده نمود.

✗ ۳) تنها در صورتی که از تحلیل غیرخطی استاتیکی استفاده شود.

مطابق با بندهای ۲-۷-۴-۲-۲- انجام ارزیابی بدون آزمایش صرفاً برای سطح اطلاعات حداقل و به شرط استفاده از تحلیل خطی مجاز است. بنابراین این گزینه صحیح نیست.

۲-۷-۴-۲- تعداد حداقل آزمایش‌های لازم برای تعیین مشخصات مصالح در سطح اطلاعات حداقل

در صورتی که مقاومت مشخصه طراحی دیوار/ پایه بنایی معلوم باشد، نیاز به انجام آزمایش نیست و مقادیر موجود در این مدارک به عنوان کرانه پایین مشخصات مصالح در نظر گرفته می‌شود. برای تبدیل مقاومت کرانه پایین به مورد انتظار از ضرایب جدول (۲-۶) استفاده می‌شود.

در غیر اینصورت، می‌توان از مقادیر پیش فرض مشخصات مصالح مطابق بند (۲-۷-۴-۵) به عنوان مقادیر کرانه پایین مشخصات مصالح در روش‌های خطی فصل سوم در تحلیل ساختمان استفاده نمود.

❌ (۴) تنها در صورتی که از روش‌های خطی استفاده شود.

مطابق با بند ۲-۷-۴-۲-۲- انجام ارزیابی بدون آزمایش صرفاً برای سطح اطلاعات حداقل و به شرط استفاده از تحلیل خطی مجاز است. بنابراین از بین ۴ گزینه ارائه شده این گزینه **می‌تواند** صحیح باشد. عبارت کاملتر گزینه ۴ را می‌توان به صورت زیر نوشت:  
**(۴) تنها برای سطح اطلاعات حداقل و به شرط استفاده از تحلیل خطی می‌توان بدون انجام آزمایش از مقادیر پیش فرض مصالح مطابق با بند ۲-۷۴-۲-۵ ارزیابی ساختمان را انجام داد.**

۲-۷-۴-۲-۲- تعداد حداقل آزمایش‌های لازم برای تعیین مشخصات مصالح در سطح اطلاعات حداقل

در صورتی که مقاومت مشخصه طراحی دیوار/ پایه بنایی معلوم باشد، نیاز به انجام آزمایش نیست و مقادیر موجود در این مدارک به عنوان کرانه پایین مشخصات مصالح در نظر گرفته می‌شود. برای تبدیل مقاومت کرانه پایین به مورد انتظار از ضرایب جدول (۲-۶) استفاده می‌شود.

در غیر این صورت، می‌توان از مقادیر پیش فرض مشخصات مصالح مطابق بند (۲-۷-۴-۲-۵) به عنوان مقادیر کرانه پایین مشخصات مصالح در روش‌های خطی فصل سوم در تحلیل ساختمان استفاده نمود.

 **آزمون صلاحیت ارزیابی، طرح و اجرای بهسازی - مرداد ۱۴۰۰**  آموزش‌های آنلاین ماریا

۸ چنانچه مصالح فولادی به کار رفته در ساختمان فولادی موجود بالاتر از فولاد نرمه باشد، در بازرسی وضعیت موجود جوش‌های اتصالات این ساختمان، کدامیک از عبارت صحیح است؟

(۱) آزمایش مخرب برای تعیین مقاومت جوش کافی است.

✓ (۲) تعیین ابعاد و طول جوش و تعیین کیفیت براساس آزمایش‌های غیرمخرب و تعیین مقاومت براساس آزمایش‌های مخرب الزامی است.

(۳) تعیین ابعاد و طول جوش کافی است.

(۴) تعیین ابعاد و طول جوش و انجام آزمایش‌های غیرمخرب برای تعیین کیفیت جوش کافی است.

پاسخ : گزینه ۲ صحیح است.

۷-۲- جمع آوری اطلاعات و بازرسی وضعیت موجود اعضا و اجزای سازه‌ای ساختمان

۲-۷-۲- اعضا و اجزای فولادی

۲-۲-۷-۲- تعیین مشخصات مصالح

۲-۷-۲-۱- کلیات

اگر فولاد مبنا ST37 (فولاد نرمه) باشد در این حالت ابعاد و طول جوش در محل هر نمونه‌ی اتصال نمایان شده اندازه‌گیری و با آزمایش‌های غیرمخرب، کیفیت جوش مشخص شود. اگر فولاد به کار رفته بالاتر از ST37 باشد در این حالت مقاومت جوش با نمونه‌گیری از محل اتصال و انجام آزمایش مخرب علاوه بر موارد ذکر شده فوق، تعیین شود. در مورد اتصالات پیچی یا پرچی در محل هر اتصال نمایان، علاوه بر تعیین تعداد، ابعاد و آرایش مربوط، یک نمونه از هر تیپ باز شده و مشخصات مکانیکی مصالح با آزمایش تعیین شود.

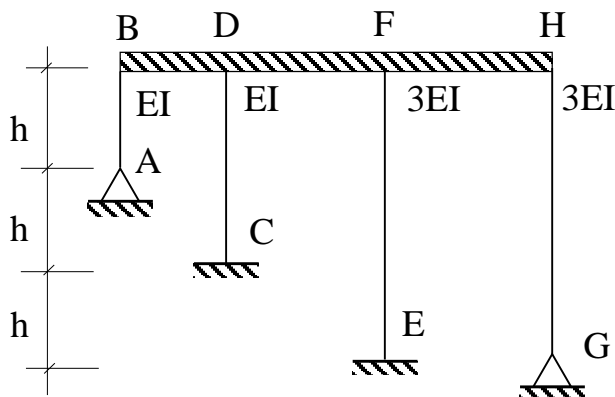
مطابق با بند ۲-۷-۲-۱-۲-۲- در صورتی که فولاد بکار رفته در ساختمان موجود بالاتر از فولاد نرمه باشد، در بازرسی وضعیت موجود جوش‌های اتصالات این ساختمان، ابعاد و طول جوش در محل هر نمونه اتصال نمایان شده اندازه‌گیری و با آزمایش‌های غیرمخرب کیفیت جوش مشخص می‌شود و مقاومت جوش با نمونه‌گیری از محل اتصال و انجام آزمایش مخرب تعیین می‌گردد.



## آزمون صلاحیت ارزیابی، طرح و اجرای بهسازی - مرداد ۱۴۰۰



۹ در ارزیابی لرزه‌ای قاب برشی شکل زیر کدام یک از ستون‌ها را **نمی‌توان** به عنوان عضو غیراصلی در نظر گرفت؟ تیر کاملاً صلب فرض شود و مقادیر صلبیت خمشی ستون در شکل نشان داده شده است.



(۱) ستون GH

(۲) ستون CD ✓

(۳) ستون EF ✓

(۴) ستون AB ✓

پاسخ: گزینه ۲، ۳ و ۴ صحیح است.



مطابق با محاسبات صفحه قبل، ستون‌های AB، CD و EF به دلیل سختی بالایی که دارند نمی‌توانند جزو اعضای غیراصلی لحاظ شوند. بنابراین گزینه ۲، ۳ و ۴ همگی صحیح خواهند بود. در این صورت سوال اشتباه می‌باشد. در صورتی که در متن سوال به جای کلمه "نمی‌توان" از کلمه "می‌توان" استفاده می‌شد تنها ستونی که می‌توانست به عنوان عضو غیراصلی لحاظ شود فقط ستون GH می‌بود لذا در این حالت گزینه صحیح، گزینه ۱ می‌شد.



## آزمون صلاحیت ارزیابی، طرح و اجرای بهسازی - مرداد ۱۴۰۰



کدام یک از عبارات زیر در مورد اعضای اصلی و غیراصلی صحیح است؟

۱۰

✓ (۱) ارزیابی اعضای غیراصلی همواره براساس تغییرشکل‌های ناشی از زلزله در ترکیب با بار ثقلی انجام می‌گردد.

(۲) ارزیابی اعضای غیراصلی بسته به شرایط براساس نیرو یا تغییرشکل ناشی از زلزله در ترکیب با بار ثقلی صورت می‌پذیرد.

(۳) در تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی فقط اعضای اصلی مدل می‌شوند.

(۴) در تحلیل‌های خطی امکان اضافه نمودن هر عضو غیراصلی به مدل وجود دارد.

پاسخ : گزینه ۱ صحیح است.





## آزمون صلاحیت ارزیابی، طرح و اجرای بهسازی - مرداد ۱۴۰۰

II

سازه‌ای مسکونی با استاندارد ۲۸۰۰ طراحی شده و ضریب زلزله طرح آن براساس طیف این استاندارد،  $C$  به دست آمده است. برای ارزیابی لرزه‌ای این سازه براساس روش تحلیل استاتیکی خطی نشریه ۳۶۰، ضریب زلزله  $C_s$  برای زلزله سطح خطر یک و با استفاده از همان طیف استاندارد ۲۸۰۰ محاسبه می‌شود. کدام یک از گزینه‌های زیر در رابطه با این دو ضریب صحیح است؟

(۴)  $C_s \leq C$

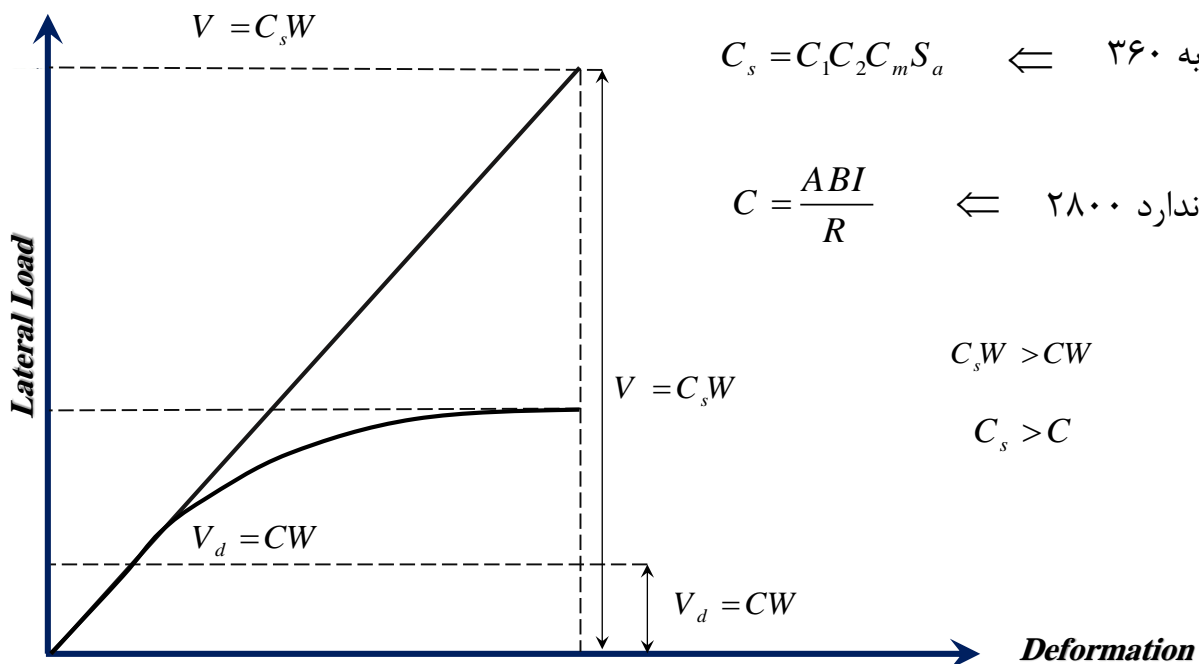
(۳)  $C_s = C$

(۲)  $C_s < C$

(۱)  $C_s > C$  ✓

پاسخ: گزینه ۱ صحیح است.

روش خطی بکار گرفته شده در نشریه ۳۶۰ مبتنی بر جابجایی بوده و محاسبات آن با روند روش خطی در استاندارد ۲۸۰۰ متفاوت می‌باشد. در این روش نیروی جانبی ناشی از زلزله به نحوی انتخاب می‌شود که برش پایه حاصل از آن برابر با فرمول ارائه شده در شکل زیر شود. مقدار برش پایه به اندازه‌ای است که حداکثر تغییر شکل سازه با آنچه در زلزله سطح خطر مورد نظر پیش بینی می‌شود برابر شود. همان طور که ملاحظه می‌شود این مقدار نیرو بسیار بیشتر از مقداری است که ۲۸۰۰ تحويز می‌کند. بنابراین مقدار ضریب زلزله در روش خطی نشریه نیز بسیار بیشتر از ضریب زلزله در روش تجویزی استاندارد ۲۸۰۰ است.







## آزمون صلاحیت ارزیابی، طرح و اجرای بهسازی - مرداد ۱۴۰۰

۱۳

هدف بهسازی دو ساختمان چهار و پنج طبقه مجاور هم "محدود" تعیین شده است. چنانچه تراز سقف طبقات دو ساختمان یکسان بوده و ارتفاع طبقات 3.4 متر باشد، کدام گزینه در مورد درز انقطاع بین دو ساختمان صحیح می‌باشد؟

(۱) ۶۸ میلی‌متر درز لازم است.

(۲) ۱۷۰ میلی‌متر درز لازم است.

(۳) ۱۳۵ میلی‌متر درز لازم است.

✓ (۴) نیازی به لحاظ نمودن درز انقطاع نمی‌باشد.

پاسخ : گزینه ۴ صحیح است.

### ۴-۴-۱- بهسازی محدود

در بهسازی محدود عملکرد پایین‌تری از بهسازی مینا در نظر گرفته می‌شود، به گونه‌ای که حداقل یکی از اهداف زیر برآورده شود:

الف- تحت زلزله‌ای خفیف‌تر از زلزله‌ی "سطح خطر ۱"، ایمنی جانی ساکنین تامین شود (سطح عملکرد C-۳).

ب- تحت زلزله‌ای برابر یا خفیف‌تر از زلزله‌ی "سطح خطر ۱"، سطوح عملکرد C-۴، D-۴، E-۴، C-۵، D-۵، E-۵ یا D-۶ تامین شود.

### ۵-۷-۳- درزهای انقطاع

### ۱-۵-۷-۳- حداقل بعد درز انقطاع

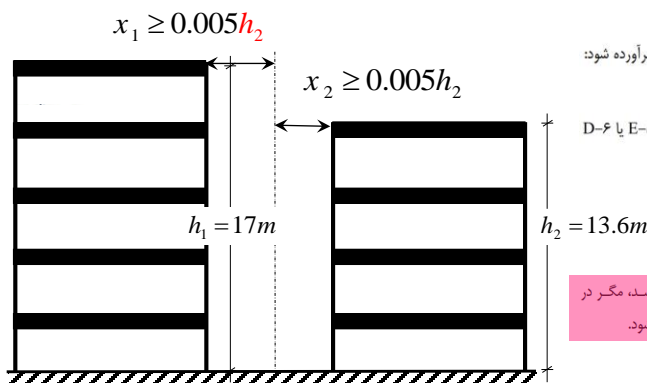
ساختمان‌ها باید به طور مناسبی از سازه‌های مجاور فاصله داشته باشند تا امکان برخورد حین زلزله وجود نداشته باشد، مگر در شرایط استثنایی که در بند (۲-۵-۷-۳) ذکر شده است. حداقل بعد درز انقطاع طبق ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ محاسبه می‌شود.

### ۲-۵-۷-۳- موارد استثنا

برای سطح عملکرد سازه‌ای ایمنی جانی یا پایین‌تر در صورتی که تراز دیافراگم‌های ساختمان موردنظر با ساختمان مجاور یکی باشد و تفاوت ارتفاع دو ساختمان کمتر از ۵۰٪ ارتفاع ساختمان کوتاه‌تر باشد، نیازی به رعایت ضوابط حداقل بعد درز انقطاع مطابق بند (۱-۵-۷-۳) نمی‌باشد.

حداقل بُعد درز انقطاع مطابق با استاندارد ۲۸۰۰:

به دلیل وضع موجود بودن ساختمان‌ها، درز ساختمان شماره ۱ براساس ارتفاع ساختمان شماره ۲ محاسبه می‌شود.



$$\begin{cases} x_1 \geq 0.005h_2 \\ x_2 \geq 0.005h_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} x_1 \geq 68mm \\ x_2 \geq 68mm \end{cases}$$

$$x_1 + x_2 \geq 0.01h_2 \Rightarrow x_1 + x_2 \geq 136mm$$

مطابق با موارد استثنا در بند ۳-۷-۲ از نشریه ۳۶۰، برای سطوح عملکرد ایمنی جانی یا پایین‌تر در صورتی که تراز دیافراگم‌های ساختمان مورد نظر با ساختمان مجاور یکی باشد و تفاوت ارتفاع دو ساختمان کمتر از ۵۰٪ ارتفاع ساختمان کوتاه‌تر باشد، نیازی به رعایت ضوابط حداقل بُعد درز مطابق با بند (۳-۷-۱-۵) نمی‌باشد.

#### ۱- سطوح عملکرد ایمنی جانی یا پایین‌تر

به دلیل هدف بهسازی "محدود" سطح عملکرد ایمنی جانی براساس این بند برقرار می‌باشد.

#### ۲- هم تراز بودن دیافراگم‌های ساختمان مورد نظر با ساختمان مجاور

تراز سقف طبقات دو ساختمان یکسان می‌باشد.

#### ۳- تفاوت ارتفاع دو ساختمان

تفاوت ارتفاع دو ساختمان کمتر از ۵۰٪ درصد ارتفاع ساختمان کوتاه‌تر می‌باشد.

$$\frac{\text{تفاوت ارتفاع دو ساختمان}}{\text{ارتفاع ساختمان کوتاه‌تر}} = \frac{h_1 - h_2}{h_2} = \frac{3.4}{13.6} = 25\% < 50\%$$

هر سه شرط اشاره شده در بند (۳-۷-۲) در این سوال برقرار بوده بنابراین نیازی به رعایت ضوابط حداقل بُعد درز انقطاع مطابق با بند (۳-۷-۱-۵) نمی‌باشد.



## آزمون صلاحیت ارزیابی، طرح و اجرای بهسازی - مرداد ۱۴۰۰



۱۴ در خصوص رفتار تغییرشکل کنترل و نیرو کنترل کدام یک از عبارات زیر صحیح است؟

- (۱) در تحلیل‌های خطی خمش در پی نواری تغییرشکل کنترل است.
- (۲) ✓ برش در تیرها در قاب خمشی فولادی تغییرشکل کنترل است.
- (۳) نیروی محوری مهاربندها در سیستم قاب مهاربندی واگرا، تغییرشکل کنترل است.
- (۴) نیروی محوری در کلیه اعضاء نیرو کنترل است.

پاسخ : گزینه ۲ صحیح است.

جدول (۳-۱): نمونه‌هایی از تلاش‌های نیرو کنترل و تغییر شکل کنترل

جزء	تغییر شکل کنترل	نیرو کنترل
۱- قاب های خمشی		
تیر ها	لنگر خمشی (M)	برش <sup>۱</sup> (V)
ستون ها	---	نیروی محوری (P) و برش (V)
اتصالات	---	برش <sup>۱</sup> (V)
۲- دیوار های برشی	لنگر خمشی (M) و برش (V)	نیروی محوری (P)
۳- قاب های مهاربندی شده		
مهاربند ها	نیروی محوری (P)	---
تیر ها	---	نیروی محوری (P)
ستون ها	---	نیروی محوری (P)
۴- اجزای اتصالات	لنگر خمشی (M) و برش (V) و نیروی محوری (P) <sup>۲</sup>	لنگر خمشی (M) و برش (V) و نیروی محوری (P)
۵- دیافراگم ها	لنگر خمشی (M) و برش (V) <sup>۲</sup>	لنگر خمشی (M) و برش (V) و نیروی محوری (P)

۱- در قاب های خمشی فولادی، برش (V) تغییر شکل کنترل می باشد.

۲- در اتصالات فولادی، لنگر خمشی (M) و برش (V) و نیروی محوری (P) تغییر شکل کنترل می باشد.

۳- در صورتی که دیافراگم، نیروی جانبی اعضای یاربر لرزه‌ای قائم موجود در تراز بالای خود را انتقال دهد، لنگر خمشی (M) و برش (V) نیرو کنترل می باشد.

## ۱) در تحلیل‌های خطی خمش در پی نواری تغییر شکل کنترل است.

تلاش خمشی در فونداسیون به صورت مقاومتی طراحی شده و انتظار تغییر شکل‌های غیرخطی از این تلاش وجود ندارد. به عبارت ساده‌تر در فصل ۴ از نشریه ۳۶۰ برای این تلاش در عضو رفتار غیرخطی ارائه نشده است بنابراین این تلاش FC می‌باشد. بنابراین گزینه ۱ نادرست بوده و جواب سوال نمی‌باشد.

## ۲) برش در تیرها در قاب خمشی فولادی تغییر شکل کنترل است.

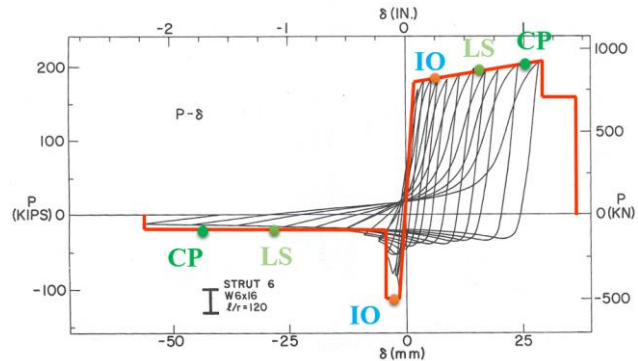
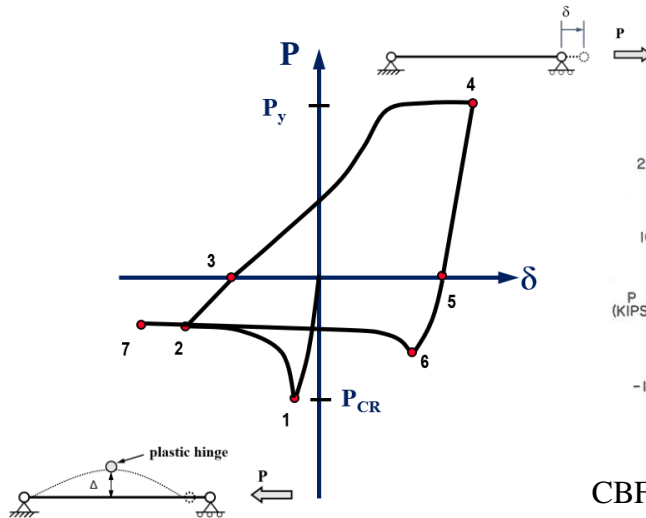
تلاش برشی در تیرهای فولادی ذاتاً شکل‌پذیر بوده و آئین‌نامه نیز اجازه استفاده از این شکل‌پذیری را صادر می‌کند. مطابق با پاورقی شماره ۱ از جدول ۳-۱ تلاش برشی در تیرهای قاب خمشی فولادی، تغییر شکل کنترل است. بنابراین گزینه ۲ صحیح بوده و جواب سوال می‌باشد.

## ۳) نیروی محوری مهاربندها در سیستم قاب مهاربندی واگرا، تغییر شکل کنترل است.

مکانیزم عملکردی در سیستم‌های EBF به صورتی است که لینک تیر پیوند در برش، خمش یا ترکیب برش-خمش جاری شود. برای رسیدن به این مکانیزم بایستی مهاربندهای EBF در محدوده خطی باقی بمانند. بنابراین تلاش محوری در مهاربندهای سیستم EBF، نیرو کنترل می‌باشد. بنابراین گزینه ۳ نادرست بوده و جواب سوال نمی‌باشد.

#### ۴) نیروی محوری در کلیه اعضا نیرو کنترل است.

تلاش نیروی محوری در ستون‌های فولادی و بتنی، دیوارهای برشی و مهاربندهای EBF به صورت FC می‌باشد. لیکن در تلاش نیروی محوری در مهاربندهای سیستم CBF به صورت DC می‌باشد. چون اجازه کمایش به مهاربندهای CBF داده می‌شود و از شکل‌پذیری کششی مهاربندهای CBF استفاده می‌شود. بنابراین گزینه ۴ نادرست بوده و جواب سوال نمی‌باشد.



منحنی ظرفیت تلاش محوری در المان‌های مهاربند سیستم CBF



#### آزمون صلاحیت ارزیابی، طرح و اجرای بهسازی - مرداد ۱۴۰۰



۱۵) در تحلیل استاتیکی خطی یک ساختمان چهار طبقه فولادی، حداکثر تغییر مکان طبقات به ترتیب ۶، ۱۴۱، ۲۵۱ و ۳۷۷ میلی‌متر و تغییر مکان متوسط طبقات متناظر به ترتیب ۵۱، ۹۰، ۲۴۱ و ۳۲۲ میلی‌متر به دست آمده است. در خصوص در نظر گرفتن پیچش این ساختمان کدام یک از عبارات زیر صحیح است؟

- ۱) در تحلیل خطی باید فقط تغییر مکان‌های ناشی از پیچش اتفاقی افزایش یابند.
- ۲) در تحلیل خطی باید فقط نیروهای ناشی از پیچش اتفاقی افزایش یابند.
- ۳) ✓ در تحلیل خطی باید هم نیروها و هم تغییر مکان‌های ناشی از پیچش اتفاقی افزایش یابد.
- ۴) در این ساختمان افزایش نیروها و تغییر مکان‌های ناشی از پیچش اتفاقی ضروری نیست.

پاسخ : گزینه ۳ صحیح است.





## آزمون صلاحیت ارزیابی، طرح و اجرای بهسازی - مرداد ۱۴۰۰

۱۹

برای ارزیابی و بهسازی مطلوب یک سازه فولادی از نوع قاب ساختمانی ساده با مهاربندی‌های همگرا و پی‌های سطحی منفرد، که اطلاعات آن در حد حداقل است، مدلی تهیه شده است. در این مدل بدون در نظر گرفتن پی، تکیه‌گاه‌های سازه کاملاً صلب در نظر گرفته شده‌اند چنانچه ظرفیت مجاز باربری خاک در مدارک موجود  $q_a = 0.2 \text{ MPa}$  اعلام شده باشد، برای تامین عملکرد ایمنی جانی، حداکثر تنش به دست آمده از تحلیل در زیر پی به کدام یک از گزینه‌های زیر باید محدود شود؟

3.60 MPa (۴)

2.70 MPa (۳) ✓

1.80 MPa (۲)

0.90 MPa (۱)

پاسخ : گزینه ۳ صحیح است.

مقادیر تنش‌ها در گزینه‌ها نشان از انجام تحلیل خطی برای این مسئله دارد.

### ۳-۴-۴- معیارهای پذیرش

#### ۱-۳-۴-۴- روش‌های خطی

۲-۳-۴-۴- ارزیابی خاک و سازه‌ی پی

۱-۲-۳-۴-۴- فرض تکیه‌گاه صلب

وقتی تکیه‌گاه سازه به صورت صلب در نظر گرفته شده و در مدل سازه، پی آن در نظر گرفته نشده باشد، رفتار خاک پی کنترل شونده توسط تغییر شکل فرض شده و کفایت آن توسط رابطه‌ی (۱۷-۴) ارزیابی می‌گردد:

$$\frac{Q_{UD}}{2kmQ_c} \leq 1 \quad (۱۷-۴)$$

در رابطه‌ی (۱۷-۴)  $Q_c$  ظرفیت نهایی خاک پی طبق بند (۱-۴-۴) و  $k$  ضریب آگاهی طبق بند (۲-۳-۴) می‌باشد. مقادیر ضریب  $m$  ذیل رابطه‌ی (۱۵-۴) ذکر شده است.

جدول ۲-۱- ضریب آگاهی

هدف بهسازی	مطلوب یا پایین تر	ویژه
سطح اطلاعات	حداقل	متعارف
نوع تحلیل	تحلیل خطی	هر نوع تحلیل
نوع بار	فولادی	۱
	بتنی	۱
	بنایی	۱

در رابطه‌ی (۱۵-۴)،  $P_E$  نیروی محوری کششی پی ناشی از زلزله و  $P_D$  نیروی محوری پی ناشی از بار مرده می‌باشد. ضریب  $m$  برای سطوح عملکرد  $LS$  و  $CP$  به ترتیب برابر با ۱/۵ و ۴ در نظر گرفته می‌شود.

#### ۱-۴-۴- ظرفیت باربری مورد انتظار خاک پی

منظور از ظرفیت باربری مورد انتظار در این دستورالعمل، ظرفیت باربری نهایی است. محاسبات ظرفیت باربری بر مبنای اطلاعات گردآوری شده طبق بند (۶-۲) انجام می‌گیرد.

ظرفیت باربری مورد انتظار خاک پی را می‌توان توسط یکی از دو روش تجویزی یا ساختمانی آن گونه که در بندهای (۱-۱-۴-۴) و (۲-۱-۴-۴) توصیف شده محاسبه کرد.

#### ۱-۱-۴-۴- روش تجویزی

در روش تجویزی، ظرفیت باربری پی بدون انجام مطالعات ساختمانی و با استفاده از شواهد موجود، به یکی از دو روش زیر انجام می‌شود:

الف- در صورتی که مدارک فنی ساختمان یا گزارش مطالعات ژئوتکنیک انجام شده برای محل مورد نظر در دسترس بوده و حاوی اطلاعاتی در مورد پارامترهای طراحی پی‌ها باشند، محاسبه‌ی ظرفیت باربری مورد انتظار تجویزی توسط روابط زیر مجاز است:

۱- پی سطحی: ظرفیت باربری مورد انتظار تجویزی پی سطحی،  $q_c$ ، می‌تواند از رابطه (۱-۴) محاسبه شود.

$$q_c = 3q_a \quad (۱-۴)$$

که در آن:

$q_a$ : ظرفیت باربری مجاز ذکر شده در مدارک فنی موجود برای پی‌های سطحی تحت بارهای نقلی.

$$q_a = 0.2 \text{ MPa} \Rightarrow q_c = 3 \times 0.2 = 0.6 \text{ MPa}$$

$$k = 0.75, m = 3$$

$$\frac{Q_{UD}}{2kmQ_c} \leq 1 \Rightarrow Q_{UD} \leq 2kmQ_c$$

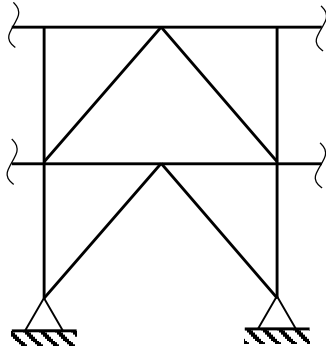
$$\Rightarrow Q_{UD} \leq 2 \times 0.75 \times 3 \times 0.6 \Rightarrow Q_{UD} \leq 2.7 \text{ MPa}$$



## آزمون صلاحیت ارزیابی، طرح و اجرای بهسازی - مرداد ۱۴۰۰

۱۷

قاب مهاربندی شده زیر که از اعضای اصلی محسوب می‌شوند را در نظر بگیرید، براساس دستورالعمل ۳۶۰ کدام یک از گزینه‌های زیر نادرست است؟



- ✓ (۱) تیرهای دهانه مهاربندی کنترل شونده توسط تغییرشکل می‌باشند.
- (۲) ستون‌های دهانه مهاربندی کنترل شونده توسط نیرو هستند.
- (۳) مهاربندی‌های کششی کنترل شونده توسط تغییرشکل هستند.
- (۴) مهاربندی‌های فشاری کنترل شونده توسط تغییرشکل هستند.

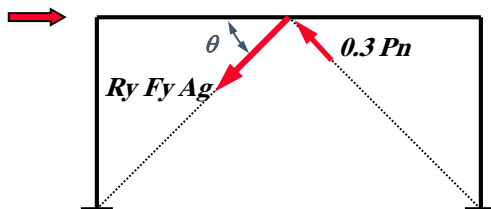
پاسخ : گزینه ۱ صحیح است.

تلاش لنگر خمشی (M)، نیروی برشی (V) و نیروی محوری (P) در تیر فولادی دهانه مهاربندی شورون "تیرو کنترل" می‌باشد.

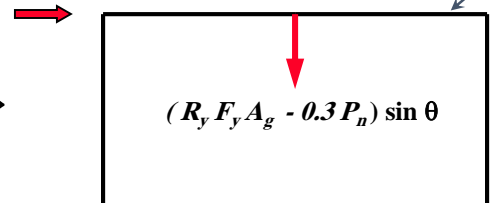
### Note

Based on elastic frame analysis:

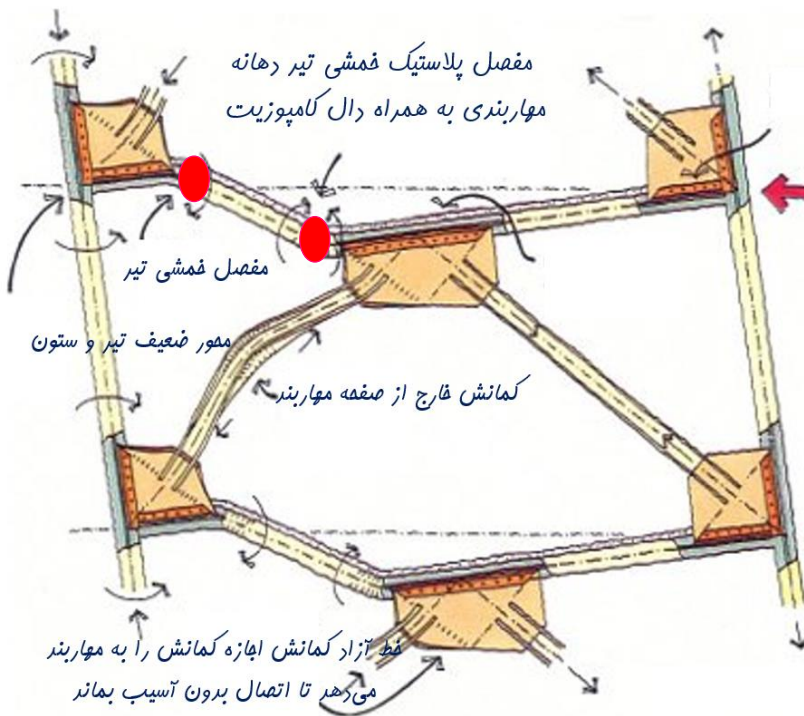
Moment in beam  $\cong 0$



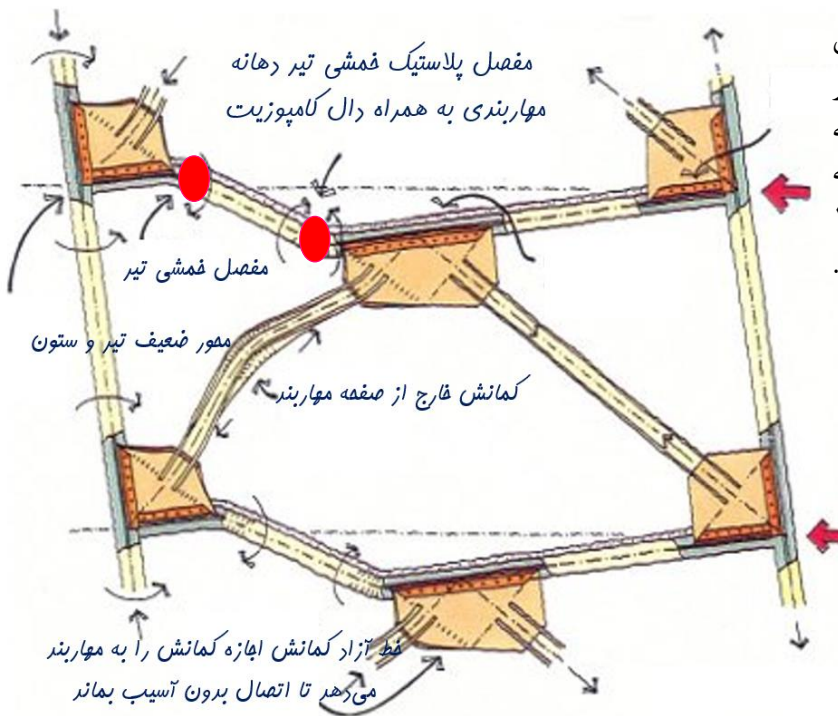
Compute moment in beam resulting from application of concentrated load at midspan of  $(R_y F_y A_g + 0.3 P_n) \sin \theta$  and add moment due to gravity load



شرط رسیدن به اتلاف انرژی بهینه و مطلوب استانداردهای لرزه‌ای، تحقق توالی خرابی مطلوب می‌باشد. به صورتی که با تشکیل رفتار غیرخطی در تلاش‌های DC، تلاش‌های FC کاملاً در محدوده الاستیک قرار گیرد. تلاش‌های FC الزاماً ترد و شکننده نمی‌باشند بلکه بعضاً ممکن است با وجود شکل پذیر بودن رفتار ذاتی تلاش، حکم آئین‌نامه آن‌ها را به صورت ترد و شکننده فرض کند. بنابراین می‌توان گفت که تلاش‌های FC به دو دسته **ذاتاً ترد** و **حکماً ترد** دسته بندی می‌شوند. خمش، برش کشش و فشار در تیر دهانه مهاربندی شورون در آئین نامه به صورت حکماً ترد معرفی می‌شود. در صورت غیرخطی شدن تلاش‌های حکماً ترد، شکل‌پذیری فرض آئین‌نامه محقق نخواهد شد.



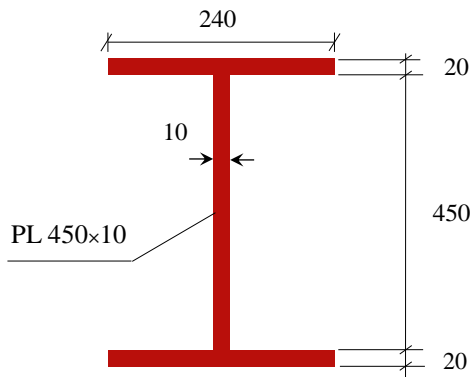
با تشکیل مفاصل پلاستیک در تیر دهانه مهاربند شورون، عملکرد لرزه‌ای این سیستم مختل خواهد شد و امکان استفاده از شکل‌پذیری مهاربند کششی میسر نخواهد شد. تیر دهانه مهاربند شورون، رفتار ترد و شکننده‌ای ندارد، لیکن با خطی ماندن این المان امکان اتلاف انرژی سیستم بسیار بیشتر خواهد شد. بنابراین تلاش لنگر خمشی و تلاش نیروی برشی در این المان "نیرو کنترل" می‌باشد.



بنابر مکانیزم عملکردی سیستم‌های شورون، تلاش کششی و فشاری در مهاربندها DC بوده و تیر دهانه مهاربندی به همراه ستون‌های دهانه مهاربندی FC می‌باشند. لذا گزاره ۱ نادرست بوده و جواب سوال خواهد بود.

## آزمون صلاحیت ارزیابی، طرح و اجرای بهسازی - مرداد ۱۴۰۰

در یک سازه با سیستم قاب خمشی فولادی و با هدف بهسازی ویژه، جمع‌آوری اطلاعات در حد متعارف انجام شده است. تیرهای اصلی و موجود در این سازه با مقطع شکل زیر و دارای تکیه‌گاه جانبی کافی هستند. در صورتی که تحلیل از نوع استاتیکی غیرخطی کامل باشد، ظرفیت دورانی این تیرهای خمشی برای سطح عملکرد ایمنی جانی (LS) به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ ابعاد به میلی‌متر و  $F_{ye}=270\text{MPa}$  است.



$$9\theta_y \quad (۱)$$

$$6.75\theta_y \quad (۲) \quad \checkmark$$

$$6\theta_y \quad (۳)$$

$$4.5\theta_y \quad (۴)$$

پاسخ : گزینه ۲ صحیح است.

جدول (۵-۳): پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش در روش‌های غیرخطی - اجزای سازه‌ی فولادی

معیارهای پذیرش				پارامترهای مدل‌سازی			جزء / تلاش	
زاویه‌ی چرخش خمیری، رادیان					نسبت تنش			
اعضای غیراصلی		اعضای اصلی <sup>۱۴</sup>		کلیه‌ی اعضا	پس ماند	زاویه‌ی چرخش خمیری، رادیان		
CP	LS	CP	LS	IO	c	b		
تیرها – در خمش <sup>۱۵</sup>								
۱۱ θ <sub>y</sub>	۹ θ <sub>y</sub>	۸ θ <sub>y</sub>	۶ θ <sub>y</sub>	θ <sub>y</sub>	۰/۶	۱۱ θ <sub>y</sub>	۹ θ <sub>y</sub>	الف: $\frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ , $\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$
۴ θ <sub>y</sub>	۳ θ <sub>y</sub>	۳ θ <sub>y</sub>	۲ θ <sub>y</sub>	۰/۲۵ θ <sub>y</sub>	۰/۲	۶ θ <sub>y</sub>	۴ θ <sub>y</sub>	ب: $3.75 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \leq \frac{h}{t_w} \leq 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ یا $0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \leq \frac{b_f}{2t_f} \leq 0.76 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$
با استفاده از درون‌یابی خطی و کوچک‌ترین مقدار حاصل						پ: مقادیر $\frac{h}{t_w}$ یا $\frac{b_f}{2t_f}$ بین مقادیر داده‌شده در ردیف الف و ب		
						ت: $\frac{h}{t_w} \geq 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ , $\frac{b_f}{2t_f} \geq 0.76 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$		
رفتار نیروکنترل								

$$0.3 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} = 0.3 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{270}} = 0.3 \times 27.21 = 8.165$$

$$2.45 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} = 2.45 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{270}} = 2.45 \times 27.21 = 66.68$$

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{240}{2 \times 20} = 6 \leq 8.165$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{450}{10} = 45 \leq 66.68$$

با توجه به اینکه فشردگی مقطع جزو ردیف الف از جدول فوق بوده و از تحلیل غیرخطی استاتیکی کامل استفاده می‌شود بنابراین معیار پذیرش  $LS$  برای این تیر برابر با زیر خواهد بود:

$$LS = 9\theta_y$$

مطابق با جدول ۷-۳ این معیار پذیرش بایستی ضربدر ضریب آگاهی شود:

جدول ۲-۱- ضریب آگاهی

هدف بهسازی		مطلوب یا پایین تر		ویژه	
سطح اطلاعات		حداقل		متعارف	
نوع تحلیل		تحلیل خطی		هر نوع تحلیل	
آگاهی	فولادی	۰/۷۵	۱	۰/۷۵	۱
	بتنی	۰/۷۵	۱	۰/۷۵	۱
	بنایی	۰/۷۵	۱	۰/۷۵	۱

جدول (۷-۳): اطلاعات لازم برای محاسبه‌ی ظرفیت اجزای سازه در تحلیل‌های غیرخطی

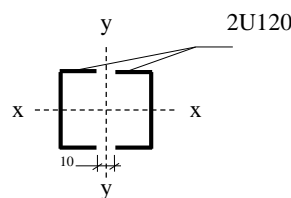
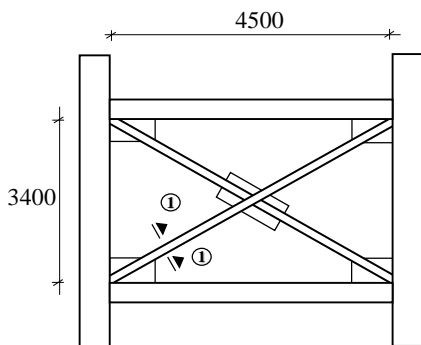
پارامتر	تغییر شکل کنترل	نیرو کنترل
ظرفیت تغییر شکل اجزای موجود	(حد تغییر شکل) $\kappa \times$	---
ظرفیت تغییر شکل اجزای جدید	حد تغییر شکل	---
ظرفیت اجزای موجود	---	$\kappa \times Q_{CL}$
ظرفیت اجزای جدید	---	$Q_{CL}$

در جداول (۴-۳) و (۷-۳)،  $\kappa$  ضریب آگاهی از مشخصات سازه مطابق جدول (۱-۲).

$$\kappa = 0.75 \Rightarrow LS = 0.75 \times 9\theta_y = 6.75\theta_y$$

## آزمون صلاحیت ارزیابی، طرح و اجرای بهسازی - مرداد ۱۴۰۰

یک سازه با سیستم قاب ساده و مهاربندی ضربدری مطابق مشخصات ارائه شده در شکل تحت ارزیابی قرار دارد. اطلاعات جمع‌آوری شده در سطح جامع بوده و از تحلیل دینامیکی خطی استفاده شده است. حداکثر نیروی محوری فشاری که از تحلیل به دست می‌آید جهت پذیرش این مهاربند در ایمنی جانی (LS) به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ فاصله تسمه‌ها مطابق ضوابط مبحث ۱۰، ابعاد به میلی‌متر و  $F_{yLB}=250\text{MPa}$ ،  $F_y=275$  است. مشخصات مقطع بادبند  $A=3480\text{mm}^2$ ،  $r_{xx}=46.5\text{mm}$  و  $r_{yy}=45.9\text{mm}$  است.



مقطع ۱-۱

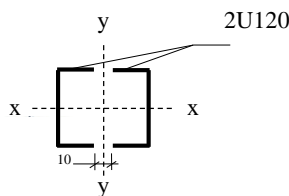
$$P_{UD} \leq 3100\text{kN} \quad (۱)$$

$$P_{UD} \leq 620\text{kN} \quad (۲)$$

$$P_{UD} \leq 2450\text{kN} \quad (۳)$$

$$P_{UD} \leq 2800\text{kN} \quad (۴) \quad \checkmark$$

پاسخ : گزینه ۴ صحیح است.



مقطع ۱-۱

$$K_x = 0.5$$

$$K_y = 0.7$$

۵-۴- قاب‌های با مهاربندی فولادی

۵-۴-۲- قاب‌های با مهاربندی همگرا

۵-۴-۲-۳- مقاومت

۵-۴-۲-۳- روش استاتیکی و دینامیکی خطی

۵-۴-۲-۳-۱- مهاربند: مقاومت فشاری و کششی مهاربند باید با استفاده از ضوابط زیر محاسبه شود:

الف- مقاومت مورد انتظار،  $Q_{CE}$ ، مهاربندهای فولادی تحت فشار محوری باید مساوی کم‌ترین مقدار بین حالات حدی کمناش کلی یا موضعی باشد. مقاومت مورد انتظار مهاربند در فشار،  $P_{CE}$ ، باید براساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان (روش حدی) با در نظر گرفتن  $F_y$  به جای  $F_y$  و ضریب تقلیل ظرفیت،  $\phi$ ، برابر یک تعیین گردد.

در حالت معمول مهاربندهای ضربدری که در آن هر دو مهاربند در وسط طول یکدیگر را قطع می‌نمایند و در آنجا با استفاده از

یک ورق اتصال به هم متصلند، طول موثر هر دو مهاربند باید برابر نصف طول کل مهاربند شامل ورق‌های اتصال انتهایی در کمناش

درون صفحه‌ای و  $0.7$  طول کل مهاربند به شرح فوق در کمناش خارج از صفحه در نظر گرفته شود. برای دیگر حالات هندسی

مهاربندی (۷، ۸، مهاربند قطری)، طول مهاربند برابر است با طول کل آن شامل ورق‌های اتصال انتهایی و طول موثر برابر  $0.8$  طول

کل مهاربند برای کمناش درون صفحه و برابر طول کل مهاربند برای کمناش خارج از صفحه خواهد بود.

## ۴-۲-۴-۵- معیارهای پذیرش

### ۴-۲-۴-۵-۱- کلیات

معیارهای پذیرش اعضا مطابق با ضوابط کلی ارائه شده در بند (۳-۲-۵) و ضوابط تصریح شده در این بند می باشد.

۱- مهاربندها: کشش و فشار محوری در مهاربندها باید با رفتار تغییرشکل کنترل در نظر گرفته شود.

#### ۳-۲-۵- معیارهای پذیرش

معیارهای مختلف پذیرش اعضای سازه برحسب روش تحلیل سازه و نوع رفتار هر عضو براساس بند (۳-۲-۱۱) تعریف می شود. معیارهای پذیرش اعضا باید با توجه به کلیات ارائه شده در بخش (۳-۲-۶)، طبق آنچه در بخش های (۳-۵) تا (۳-۹) ذکر شده ارزیابی گردد.

#### ۳-۲-۵-۱- روش های خطی

معیارهای پذیرش برای اعضای تغییرشکل کنترل، برحسب مقاومت مورد انتظار در مقایسه با تلاش های اعضا تحت ترکیب بار-های (۳-۲-۲۶) و با توجه به نوع سازه براساس ضرایب اصلاحی  $m$  و ضوابط بندهای (۳-۵) تا (۳-۹) می باشد. معیارهای پذیرش برای اعضای نیرو کنترل، بر حسب کرانه ای پایین مقاومت در مقایسه با تلاش های اعضا تحت ترکیب بارهای (۳-۲-۲۷) و با توجه به نوع سازه در بندهای (۳-۵) تا (۳-۹) ارائه شده است.

## ۴-۲-۴-۵- روش استاتیکی و دینامیکی خطی

نیروهای طراحی باید با مقاومت های طراحی طبق بند (۳-۱-۶-۳) مقایسه شوند. در این مقایسه، ضرایب  $m$  برای اعضای فولادی باید از جدول (۳-۵) برگرفته شوند.

#### ۳-۱-۶-۳- معیارهای پذیرش برای روش های خطی

##### ۳-۱-۶-۳-۱- تغییرشکل کنترل

تلاش ها در اعضای اصلی و غیر اصلی که تغییرشکل کنترل هستند باید رابطه (۳-۲۸) را برآورده نمایند:

(۳-۲۸)

$$m \kappa Q_{CE} \geq Q_{UD}$$

در این رابطه،  $m$  ضریب اصلاح بر مبنای رفتار غیرخطی عضو می باشد که به تفصیل در فصل های ۴ تا ۷ تشریح شده است و  $\kappa$  ضریب آگاهی از جزئیات و مشخصات سازه براساس بند (۳-۲-۲) این دستورالعمل و  $Q_{CE}$  ظرفیت مورد انتظار عضو با در نظر گرفتن کلیه تلاش هایی که همزمان بر عضو وارد می شوند. جزئیات محاسبه ای آن در فصل های ۴ تا ۷ آمده است.

### ادامه ی جدول (۳-۵): معیار پذیرش در روش های خطی - اجزای سازه ی فولادی

ضریب $m$ در روش های خطی <sup>۱</sup>					جزء / تلاش
اعضای غیر اصلی		اعضای اصلی		کلیه ی اعضا	
CP	LS	CP	LS	IO	
$4.2 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} = 4.2 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{275}} = 4.2 \times 26.96 = 113.26$					مهاربند فشاری (به استثنای مهاربندهای واگرا) <sup>۱۲</sup>
					برای $\frac{Kl}{r} \geq 4.2 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$
۹	۷	۸	۶	۱/۲۵	الف: زوج نبشی و زوج ناودانی کمانش داخل صفحه <sup>۱۲</sup>
۸	۶	۷	۵	۱/۲۵	ب: زوج نبشی و زوج ناودانی کمانش خارج صفحه <sup>۱۲</sup>
۹	۷	۸	۶	۱/۲۵	پ: مقطع Z یا I
۸	۶	۷	۵	۱/۲۵	ت: مقطع قوطی و مقاطع لوله ای شکل
$2.1 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} = 2.1 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{275}} = 2.1 \times 26.96 = 56.63$					برای $\frac{Kl}{r} \leq 2.1 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$
۸	۶	۷	۵	۱/۲۵	الف: زوج نبشی و زوج ناودانی کمانش داخل صفحه <sup>۱۲</sup>
۷	۵	۶	۴	۱/۲۵	ب: زوج نبشی و زوج ناودانی کمانش خارج صفحه <sup>۱۲</sup>
۸	۶	۷	۵	۱/۲۵	پ: مقطع Z یا I
۷	۵	۶	۴	۱/۲۵	ت: مقطع قوطی و مقاطع لوله ای شکل
با استفاده از درون یابی خطی بین مقادیر داده شده برای مهاربندهای لاغر و قوی محاسبه می شود.					برای $2.1 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} < \frac{Kl}{r} < 4.2 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$

$$A = 3480 \text{ mm}^2 \quad r_{xx} = 46.5 \text{ mm} \quad r_{yy} = 45.9 \text{ mm} \quad l = \sqrt{3400^2 + 4500^2} = 5640 \text{ mm}$$

$$K_x = 0.5$$

$$K_y = 0.7$$

$$\lambda_x = \frac{Kl}{r} = \frac{0.5 \times 5640}{46.5} = 60.65 \quad \lambda_y = \frac{Kl}{r} = \frac{0.7 \times 5640}{45.9} = 86.01$$

$$\lambda_{Design} = \text{Max} \{ \lambda_x, \lambda_y \} = 86.01$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{Kl}{r}\right)^2} = 266.8 \text{ MPa}$$

$$1) \frac{Kl}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \Rightarrow \frac{Kl}{r} \leq 127 \Rightarrow F_{cr} = \left[ 0.658^{\frac{F_{ye}}{F_e}} \right] F_{ye} = \left[ 0.658^{\frac{275}{266.8}} \right] 275 = 178.63 \text{ MPa}$$

$$Q_{CE} = \phi_C A_g F_{cr} = 1.0 \times 3480 \times 178.63 = 621647.4 \text{ N}$$

$$4.2 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} = 4.2 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{275}} = 4.2 \times 26.96 = 113.26 \Rightarrow m = 5$$

$$2.1 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} = 2.1 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{275}} = 2.1 \times 26.96 = 56.63 \Rightarrow m = 4$$

$$113.26 \leq \lambda_{Design} = 86.01 \leq 56.63$$

$$\lambda_{Design} = 86.01 \Rightarrow m = 4 + \frac{5 - 4}{113.26 - 56.63} (86.01 - 56.63) = 4.518$$

$$Q_{UD} \leq m \kappa Q_{CE}$$

$$\Rightarrow Q_{UD} \leq 5.518 \times 1.0 \times 621647.4$$

$$\Rightarrow Q_{UD} \leq 2809.097 \text{ kN}$$

جدول ۲-۱ - ضریب آگاهی

هدف بهسازی		مطلوب یا پایین تر		ویژه
سطح اطلاعات		حد اقل	متعارف	متعارف
نوع تحلیل		تحلیل خطی	هر نوع تحلیل	هر نوع تحلیل
معماری	فولادی	۰/۷۵	۱	۰/۷۵
	بتنی	۰/۷۵	۱	۰/۷۵
	بنایی	۰/۷۵	۱	۰/۷۵



## آزمون صلاحیت ارزیابی، طرح و اجرای بهسازی - مرداد ۱۴۰۰

۲۰

تحلیل غیرخطی استاتیکی ساده شده در جهت حرکت به سمت راست برای سازه‌ای که بخشی از آن در شکل زیر نشان داده شده است، نقطه عملکرد را 30 میلی‌متر نشان داده است. عملکرد قابل قبول سازه براساس وضعیت مهاربند نشان داده شده به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ سختی تیرها و ستون‌ها نسبت به مهاربند کششی از میلگرد  $\Phi 20$  بی نهایت فرض می‌شود. مهاربند از اعضای اصلی کنترل شونده با تغییر شکل است و مقاومت مورد انتظار و مدول الاستیسیته آن به ترتیب 270 و 200000 مگاپاسگال و ضریب آگاهی یک فرض می‌شود.

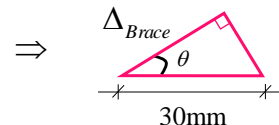
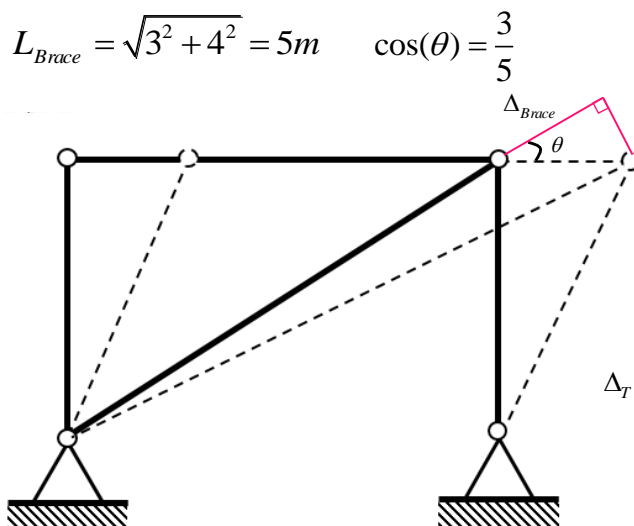
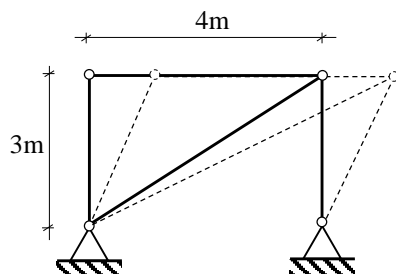
LS (۱) ✓

CP (۲)

IO (۳)

(۴) عملکرد به مراتب بهتر از IO

پاسخ: گزینه ۱ صحیح است.



$$\frac{\Delta_{Brace}}{\cos(\theta)} = 30mm \Rightarrow \Delta_{Brace} = \frac{3}{5} 30 = 18mm$$

$$\phi 20 \Rightarrow A = 31.415mm^2$$

$$\Delta_T = \Delta_{ye} = \frac{PL}{EA} = \frac{AF_{ye}L}{EA} = \frac{F_{ye}L}{E} = \frac{270 \times 5000}{2 \times 10^5} = 6.75mm$$

$$\Delta_{Brace} = \frac{18}{6.75} \Delta_y = 2.67 \Delta_y$$

$$\Delta_{Brace} = \frac{18}{6.75} \Delta_T = 2.67 \Delta_T \Rightarrow \Delta_{Plastic} = 2.67 \Delta_T - 1.0 \Delta_T = 1.67 \Delta_T$$

جدول (۴-۵): پارامترهای مدل سازی و معیارهای پذیرش در روش های غیرخطی - اجزای سازه ی فولادی

معیارهای پذیرش					پارامترهای مدل سازی <sup>۱ و ۲</sup>			جزء / تلاش
تغییر شکل خمیری					نسبت	تغییر شکل خمیری		
اعضای غیر اصلی		اعضای اصلی <sup>۶</sup>		کلیه ی اعضا	تنش پس ماند			
CP	LS	CP	LS	IO	c	b	a	
$\Delta_T$ ۱۳	$\Delta_T$ ۱۱	$\Delta_T$ ۹	$\Delta_T$ ۷	$\Delta_T$ ۰/۲۵	۰/۸	$\Delta_T$ ۱۴	$\Delta_T$ ۱۱	مهاربند کششی (به استثنای مهاربندی های واگرا) <sup>۷</sup>

۲-  $\Delta_T$  تغییر شکل محوری در بار نظیر کششی حد تسلیم (بار لهیدگی مورد انتظار) می باشد.

۶- اعداد این دو ستون برای حالتی است که از روش استاتیکی غیرخطی ساده شده مطابق بند (۳-۴-۱) برای تحلیل سازه استفاده شود. در غیر این صورت معیار پذیرش اعضای اصلی مشابه اعضای غیر اصلی خواهد بود.

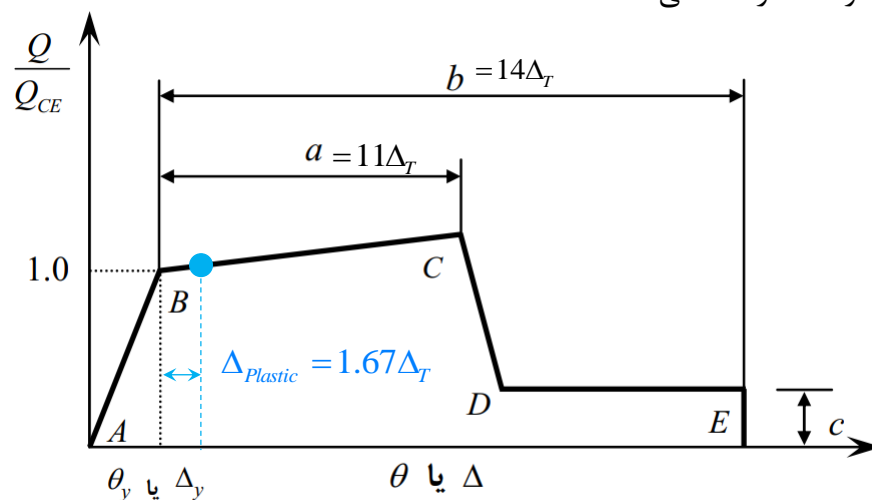
۷- برای مهاربندهایی که فقط برای کشش طراحی شده اند، مقادیر معیارهای پذیرش در  $۰/۵$  ضرب می شود، ولی نیاز به انتخاب کمتر از  $۰/۲۵$  نمی باشد.

به دلیل استفاده از تحلیل غیرخطی استاتیکی ساده شده، بایستی از معیارهای پذیرش اعضای اصلی استفاده شود و چون المان میلگرد فقط برای کشش طراحی می شود بنابراین معیارهای پذیرش بایستی در عدد  $۰/۵$  ضرب شود.

$$IO = 0.25\Delta_T, \quad LS = 3.5\Delta_T, \quad CP = 4.5\Delta_T$$

عملکرد قابل قبول سازه براساس وضعیت مهاربند نشان داده شده، سطح عملکرد LS را اغنا می کند.

$$IO = 0.25\Delta_T \leq \Delta_{Plastic} = 1.67\Delta_T \leq LS = 3.5\Delta_T$$



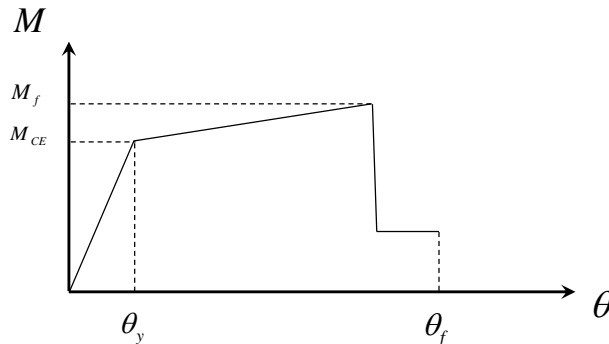
شکل (۴-۵): منحنی نیرو- تغییر شکل عمومی برای اعضا و اجزای فولادی



## آزمون صلاحیت ارزیابی، طرح و اجرای بهسازی - مرداد ۱۴۰۰

۲۱

برای ارزیابی یک سازه موجود از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی استفاده شده است. به همین منظور برای مدل‌سازی تیرهای خمشی آن که مقطع آنها از پروفیل IPE 270 و دارای تکیه‌گاه جانبی کافی هستند از منحنی لنگر-دوران به صورت شکل زیر استفاده شده است. با در نظر گرفتن اثرات سخت‌شدگی کرنشی، مقادیر لنگر نهایی ( $M_f$ ) و دوران نهائی ( $\theta_f$ ) به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ تنش تسلیم مورد انتظار تیر  $F_y = 275 \text{ Mpa}$  است.



$$\theta_f = 10\theta_y, M_f = 1.33M_{CE} \quad (۱)$$

$$\theta_f = 12\theta_y, M_f = 1.27M_{CE} \quad (۲) \checkmark$$

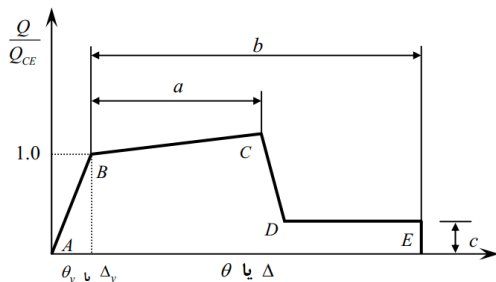
$$\theta_f = 10\theta_y, M_f = 1.27M_{CE} \quad (۳)$$

$$\theta_f = 12\theta_y, M_f = 1.33M_{CE} \quad (۴)$$

پاسخ : گزینه ۲ صحیح است.

### ۵-۲-۱-۲- روش‌های غیرخطی

در روش استاتیکی غیرخطی به عوض استفاده از نتایج آزمایش یا تحلیل می‌توان از منحنی نیرو- تغییرشکل داده‌شده در شکل (۲-۵)، با مقادیر  $a$ ،  $b$ ،  $c$  تعریف‌شده در جدول‌های (۳-۵) و (۴-۵) برای اعضای قاب‌های خمشی فولادی استفاده نمود. اثرات سخت‌شدگی کرنشی با در نظر گرفتن شیبی برابر ۳٪ شیب قسمت ارتجاعی در نظر گرفته می‌شود. منظور نمودن شیب بیش‌تر برای قسمت سخت‌شدگی کرنشی فقط با انجام آزمایش، قابل قبول می‌باشد. هرگاه در ناحیه‌ی چشمه‌ی اتصال تسلیم برشی رخ دهد، باید از شیب ۶٪ برای سخت‌شدگی کرنشی در ناحیه‌ی چشمه‌ی اتصال استفاده نمود. منظور نمودن شیب بیش‌تر فقط با انجام آزمایش قابل قبول است.



شکل (۲-۵): منحنی نیرو- تغییرشکل عمومی برای اعضا و اجزای فولادی

جدول (۳-۵): پارامترهای مدل سازی و معیارهای پذیرش در روش های غیرخطی - اجزای سازه ی فولادی

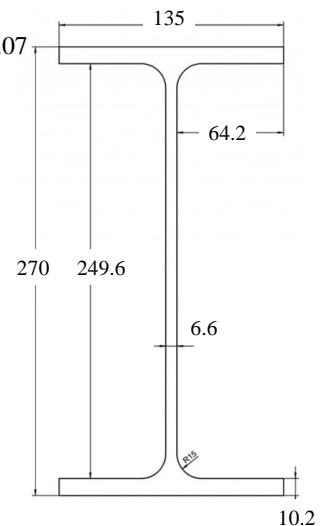
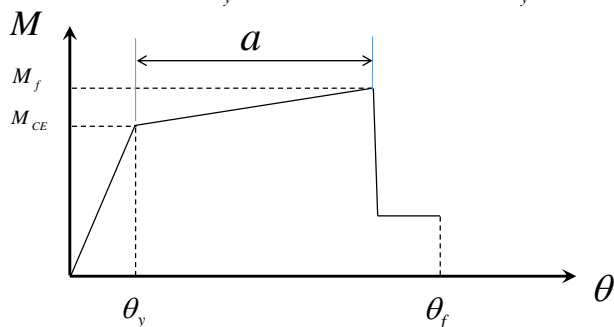
معیارهای پذیرش					پارامترهای مدل سازی			جزء / تلاش
زاویه ی چرخش خمیری، رادیان					نسبت تنش پس ماند	زاویه ی چرخش خمیری، رادیان		
اعضای غیر اصلی		اعضای اصلی <sup>۱۴</sup>		کلیه ی اعضا		a	b	
CP	LS	CP	LS	IO				
تیرها – در خمشی <sup>۱۵</sup>								
$11\theta_y$	$9\theta_y$	$8\theta_y$	$6\theta_y$	$\theta_y$	$0.6$	$11\theta_y$	$9\theta_y$	الف: $\frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ , $\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$
$4\theta_y$	$3\theta_y$	$3\theta_y$	$2\theta_y$	$0.25\theta_y$	$0.2$	$6\theta_y$	$4\theta_y$	ب: $3.75 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \leq \frac{h}{t_w} \leq 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ یا $0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \leq \frac{b_f}{2t_f} \leq 0.76 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$
با استفاده از درون یابی خطی و کوچک ترین مقدار حاصل						پ: مقادیر $\frac{h}{t_w}$ یا $\frac{b_f}{2t_f}$ بین مقادیر داده شده در ردیف الف و ب		
رفتار نیرو کنترل						ت: $\frac{h}{t_w} \geq 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ , $\frac{b_f}{2t_f} \geq 0.76 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$		

$$0.3 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} = 0.3 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{275}} = 0.3 \times 26.96 = 8.09 \quad 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} = 2.45 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{270}} = 2.45 \times 26.96 = 66.07$$

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{135}{2 \times 10.2} = 6.61 \leq 8.165 \quad \frac{h}{t_w} = \frac{249.6}{6.6} = 37.81 \leq 66.68$$

$$a = 9\theta_y, \quad b = 11\theta_y, \quad c = 0.6 \quad \Rightarrow \quad \theta_f = b + \theta_y = 12\theta_y$$

$$\frac{M_f - M_{CE}}{a} = 0.03 \frac{M_{CE}}{\theta_y} \Rightarrow M_f = M_{CE} \left(1 + 0.03 \frac{a}{\theta_y}\right) = 1.27 M_{CE}$$

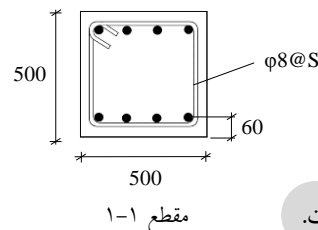
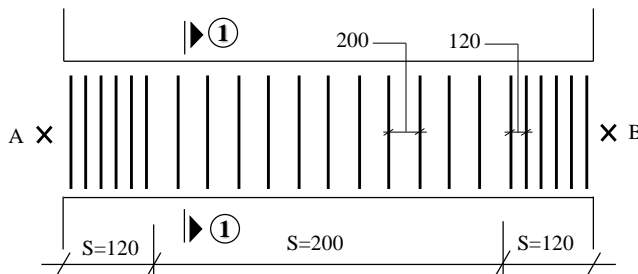


۲۲

آرماتورگذاری عرضی یک تیر بتنی موجود در یک ساختمان قاب خمشی تحت ارزیابی مطابق شکل ارائه شده است. مقاومت برشی بتن تیر برابر  $V_{CLB}=200kN$  محاسبه شده و نیروی برشی در نقاط A و B از تحلیل غیرخطی استاتیکی در تغییرمکان هدف برابر  $V_A=V_B=350kN$  به دست آمده است. جهت تعیین پارامترهای مدل سازی و معیارهای پذیرش برای این تیر، شرایط آرماتورهای عرضی و نوع کنترل شونده تیر از نظر برش و خمش مطابق با جداول نشریه ۳۶۰ کدام عبارت است؟ اندازه ها به میلی متر، S فاصله خاموت ها است. مشخصات آرماتورهای عرضی  $F_{yE}=360MPa$  و  $F_{yLB}=320MPa$  است.

(۱) آرماتورهای عرضی با شرایط "C" و تیر با خمش کنترل می شود. (۲) آرماتورهای عرضی با شرایط "NC" و تیر با خمش کنترل می شود.

(۳) آرماتورهای عرضی با شرایط "C" و تیر با برش کنترل می شود. (۴) آرماتورهای عرضی با شرایط "NC" و تیر با برش کنترل می شود. ✓



پاسخ: گزینه ۴ صحیح است.

جدول (۸-۶): پارامترهای مدل سازی و معیارهای پذیرش برای روش های غیرخطی- تیرهای بتن مسلح

معیارهای پذیرش <sup>۸ و ۹</sup>				پارامترهای مدل سازی <sup>۱</sup>			شرایط
زاویه ی دوران خمیری، رادیان				نسبت مقاومت باقیمانده	زاویه ی دوران خمیری، رادیان		
سطح عملکرد							
نوع عضو							
غیر اصلی		اصلی		IO			
CP	LS	CP	LS		c	b	a
الف – تیرهایی که با خمش کنترل می شوند <sup>۵ و ۲</sup>							
ب – تیرهایی که با برش کنترل می شوند <sup>۵ و ۲</sup>							

۵- در صورتی که مقاومت برشی تیر از حداکثر نیاز برشی به دست آمده مطابق بند (۲-۴-۲-۱-۳-۶) در دو انتهای تیر، کمتر باشد، تیر با برش کنترل می شود.

۲-۴-۲-۱-۳-۶- روش های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی

تلاش های محاسبه شده باید شرایط بند (۲-۶-۳) را برآورده سازند. ظرفیت های چرخش مفصل خمیری تیرها و ستون ها در

جداول (۸-۶) و (۹-۶) ارائه شده است. ظرفیت های تغییر شکل برشی اتصال تیر- ستون مطابق جدول (۱۰-۶) اختیار شود.

### ۳-۶-۲-روش های غیرخطی

#### ۳-۶-۲-۱-برآورد نیروها و تغییر شکل های طراحی

در روش های غیرخطی نیروها و تغییر مکان های حداکثر در هر عضو با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی سازه و با توجه به بندهای

(۳-۴-۳) و (۴-۴-۳) محاسبه می شوند.

#### ۳-۴-۳-روش تحلیل استاتیکی غیرخطی

در این روش، بار جانبی ناشی از زلزله، استاتیکی و به تدریج به صورت فزاینده به سازه اعمال می شود تا آنجا که تغییر مکان در یک نقطه خاص (نقطه کنترل) تحت اثر بار جانبی، به مقدار مشخصی (تغییر مکان هدف) مطابق رابطه (۳-۱۷) برسد و یا سازه فرو ریزد. تغییر شکل ها و نیروهای داخلی حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی باید با معیارهای پذیرش بند (۳-۶) مورد بررسی قرار گیرد.

حداکثر نیاز برشی که در پاورقی شماره ۵ اشاره شده بود، همان برش طراحی است که از روند تحلیل استاتیکی غیرخطی محاسبه می شود. بنابراین مطابق با صورت سوال حداکثر نیاز برشی تیر برابر با ۳۵۰ کیلونیوتن می باشد.

جدول (۳-۱): نمونه هایی از تلاش های نیرو کنترل و تغییر شکل کنترل

جزء	تغییر شکل کنترل	نیرو کنترل
۱- قاب های خمشی		
تیر ها	لنگر خمشی (M)	برش <sup>۱</sup> (V)
ستون ها	---	نیروی محوری (P) و برش (V)
اتصالات	---	برش <sup>۱</sup> (V)

۱- در قاب های خمشی فولادی، برش (V) تغییر شکل کنترل می باشد.

### مقاومت برشی تیر:

مطابق با جدول (۳-۱) تلاش برشی در تیرهای بتن آرمه "نیرو کنترل" می باشد. مقاومت برشی به صورت زیر محاسبه می شود:

تلاش برشی "نیرو کنترل" بوده و برای محاسبه مقاومت تلاش های نیرو کنترل بایستی از مشخصات کرانه پایین مصالح استفاده شود.

#### ۳-۲-۶-مقاومت و تغییر شکل

##### ۳-۲-۲-۲-تلاش های نیرو کنترل

مقاومت های متناظر با تلاش های نیرو کنترل باید برابر کرانه ی پایین مقاومت،  $Q_{CL}$ ، طبق بند (۳-۵) منظور شود. این مقاومت ها

با استفاده از روش های زیر تعیین می شود:

۱- مقاومت های آزمایشگاهی اعضا: کرانه ی پایین مقاومت ها، متوسط منتهای یک انحراف معیار مقاومت های به دست آمده از

آزمایش تعدادی از اعضا است که در معرض تغییر شکل هایی مشابه آنچه عضو مورد نظر احتمالاً تجربه خواهد کرد قرار گرفته اند.

۲- مقاومت های به دست آمده از روش های محاسباتی: در این حالت برای تعیین کرانه پایین مقاومت از مشخصات کرانه ی پایین مصالح استفاده می شود. مقاومت های کرانه ی پایین، به جز در مواردی که در این دستورالعمل روش خاصی برای محاسبه ی آن ها ارائه شده باشد، همان مقاومت های نهایی اسمی آبا، طبق تعاریف فوق، هستند.

## مقاومت برشی تیر:

تلاش برشی "نیرو کنترل" بوده و برای محاسبه مقاومت تلاش‌های نیرو کنترل بایستی از مشخصات کرانه پایین مصالح استفاده شود.

$$V_n = V_{CLB} + V_{SLB} \quad V_{CLB} = 200kN \quad V_{Design} = V_{NSP} = 350kN$$

$$V_{SLB} = \frac{A_v}{S} F_{YLB} d = \frac{2 \times 50.26}{120} \times 320 \times (500 - 60) = 117.953kN$$

$$V_n = V_{CLB} + V_{SLB} = 200 + 117.953 = 317.953kN$$

## نوع کنترل شوندهگی تیر:

$$V_{NSP} = 350kN > V_n = 317.953kN \Rightarrow \text{تیر صورت سوال برش کنترل می‌باشد.}$$

## شرایط آرماتورهای عرضی: Conforming and NonConforming transverse reinforcement

۳- علامت‌های «C» و «NC» بیانگر نسبت مقاومت برشی تأمین شده توسط میلگردهای عرضی در ناحیه مفصل پلاستیک به مقاومت برشی کل مقطع است. اگر در محدوده‌ی مفصل خمشی خمیری در عضو فاصله‌ی تنگ‌ها از هم کم‌تر یا مساوی با  $\frac{d}{3}$  باشد و علاوه‌بر این برای اعضا با نیاز شکل‌پذیری متوسط و زیاد، مقاومت تأمین‌شده

توسط تنگ‌ها ( $V_s$ ) حداقل برابر با  $\frac{3}{4}$  برش طراحی باشد در این صورت عضو واجد شرایط «C» می‌باشد. در غیر این صورت عضو «NC» فرض می‌شود.

$$C : \begin{cases} s \leq \frac{d}{3} \\ \text{and} \\ V_s \geq 0.75V_{NSP} \end{cases} \quad NC : \begin{cases} s > \frac{d}{3} \\ \text{or} \\ V_s < 0.75V_{NSP} \end{cases}$$

به دلیل پایین بودن مقاومت برشی آرماتورهای عرضی، شرایط آرماتورهای عرضی از نوع تایید نشده یا NC می‌باشد.

$$NC : \begin{cases} s = 120mm \leq \frac{440}{3} = 146.66mm \\ \text{and} \\ V_s = 117.953kN < 0.75V_{NSP} = 0.75 \times 350 = 262.5 \end{cases}$$

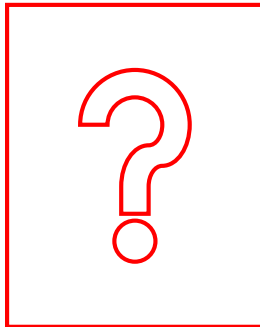
ابهام: چون تیر برش کنترل می‌باشد بنابراین براساس نشریه ۳۶۰ برای تیرهای برش کنترل C یا NC بودن بی معنی است.



## آزمون صلاحیت ارزیابی، طرح و اجرای بهسازی - مرداد ۱۴۰۰

۲۳

برای ارزیابی عملکرد میانقاب‌ها تحت بارگذاری عمود بر صفحه، تحلیل سازه تحت دو سطح خطر ۱ (برای بررسی سطح عملکرد ایمنی جانی) و سطح خطر ۲ (برای بررسی سطح عملکرد آستانه فروریزش) انجام و تغییر مکان خارج از صفحه میانقاب‌ها در یک طبقه ۵ و ۲.۷ میلی‌متر به دست آمده است. برای قابل قبول بودن سطح عملکرد مورد اشاره برای این میانقاب‌ها، حداقل جابجایی نسبی در طبقه مورد نظر مطابق با کدام یک از گزینه‌های زیر می‌تواند باشد؟



50mm (۴)

90mm (۳)

75mm (۲)

100mm (۱)

پاسخ : گزینه ؟ صحیح است.

۸-۳-۴- ارزیابی عمود بر صفحه میانقاب مصالح بنایی

۸-۳-۴-۳- معیارهای پذیرش

میانقاب تحت بارگذاری عمود بر صفحه نباید توسط روش‌های استاتیکی خطی یا غیرخطی بیان شده در فصل ۳ تحلیل شود. کرانه پایین مقاومت عمود بر صفحه میانقاب مصالح بنایی غیرمسلح باید بیشتر از فشار عمود بر صفحه آن طبق بند (۳-۷-۲-۲) باشد.

اگر از روش دینامیکی غیرخطی استفاده شود، معیارهای عملکردی زیر باید براساس حداکثر تغییر مکان عمود بر صفحه میانقاب باشد؛

۱- برای سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه‌ی سازه، نسبت تغییر مکان خارج از صفحه پانل به تغییر مکان جانبی نسبی طبقه باید کوچک‌تر یا مساوی ۲٪ باشد؛

۲- برای سطح عملکرد ایمنی جانی سازه، نسبت تغییر مکان خارج از صفحه پانل به تغییر مکان جانبی نسبی طبقه باید کوچک‌تر یا مساوی ۳٪ باشد؛

۳- برای سطح عملکرد آستانه فروریزش سازه، نسبت تغییر مکان خارج از صفحه پانل به تغییر مکان جانبی نسبی طبقه باید کوچک‌تر یا مساوی ۵٪ باشد.

$$\frac{\Delta_{out}}{\Delta_{story}} \leq 0.03$$

$$\Delta_{story}$$

$$\frac{\Delta_{out}}{\Delta_{story}} \leq 0.05$$

$$\Delta_{story}$$

$$LS : \frac{\Delta_{out}}{\Delta_{story}} \leq 0.03 \Rightarrow \frac{5}{\Delta_{story}} \leq 0.03 \Rightarrow \Delta_{story} \geq 167mm$$

برای ارضای هر دو سطح عملکرد حداقل جابجایی نسبی طبقه بایستی ۱۶۷ میلیمتر باشد که در گزینه‌ها وجود ندارد.

$$CP : \frac{\Delta_{out}}{\Delta_{story}} \leq 0.05 \Rightarrow \frac{2.7}{\Delta_{story}} \leq 0.05 \Rightarrow \Delta_{story} \geq 54mm$$

ترتیب مقادیر جابجایی‌های خارج از صفحه برای میان‌قاب‌ها درست داده نشده است و احتمالاً برای سطح خطر ۱ جابجایی برابر با ۲.۷ و برای سطح خطر ۲ جابجایی برابر با ۵ میلی‌متر می‌باشد. مشخصاً سطح خطر ۲ بایستی جابجایی بزرگتر داشته باشد. در این صورت خواهیم داشت:

$$LS : \frac{\Delta_{out}}{\Delta_{story}} \leq 0.03 \Rightarrow \frac{2.7}{\Delta_{story}} \leq 0.03 \Rightarrow \Delta_{story} \geq 90mm$$

در صورت جابجا کردن مقادیر جابجایی خارج از صفحه برای میانقاب، مقدار حداقل جابجایی نسبی طبقه برابر با ۱۰۰ میلی‌متر شده و گزینه ۱ جواب سوال خواهد بود.

$$CP : \frac{\Delta_{out}}{\Delta_{story}} \leq 0.05 \Rightarrow \frac{5}{\Delta_{story}} \leq 0.05 \Rightarrow \Delta_{story} \geq 100mm$$



## آزمون صلاحیت ارزیابی، طرح و اجرای بهسازی - مرداد ۱۴۰۰



۲۴ دیوار بنایی دو سر گیردار به طول ۴m، ارتفاع موثر ۳m، ضخامت ۳۰cm ساخته شده با آجر با مقاومت فشاری ۱۰MPa و ملات با مقاومت ۶MPa مفروض است. بار مرده اعمال شده به دیوار برابر با ۹ kN/m است. با فرض وزن مخصوص دیوار برابر ۱۸.۵ kN/m³ و حد بالای بارهای ثقلی خارجی وارد به دیوار به مقدار ۴۴ kN، کران پایین مقاومت جانبی نظیر مود خرابی پنجه دیوار بر حسب kN به کدام گزینه نزدیکتر است؟ از مقادیر پیش‌فرض مشخصات مصالح استفاده نمائید.

۴) ۴۷

۳) ۱۱۷ ✓

۲) ۴۱

۱) ۱۲۳

پاسخ : گزینه ۳ صحیح است.

## ۷-۵- بررسی رفتار داخل صفحه دیوارها و پایه‌های مصالح بنایی

### ۷-۵-۲- مقاومت

### ۷-۵-۲-۲- روش خطی

### ۷-۵-۲-۲-۲- کرانه پایین مقاومت جانبی

ب- مود خرابی فشاری پنجه دیوار

$$Q_{CL} = V_{tc} = \alpha P_L \left( \frac{L}{h_{eff}} \right) \left( 1 - \frac{f_a}{0.7 f'_m} \right) \quad (7-7)$$

$f_a$ : تنش فشاری محوری ناشی از بارهای ثقلی در پایین دیوار، مشخص شده در رابطه (۳-۱)

$$Q_G = 1.1 [Q_D + Q_L] \quad (3-1)$$

$$f_a = \frac{44 + 1.1 \times 18.5 \times 4 \times 3 \times 0.3}{4 \times 0.3} \times \frac{10^3}{10^6} = 0.0917 \text{ MPa}$$

$f'_m$ : کران پایین مقاومت فشاری مصالح تعیین شده بر اساس بند (۲-۴-۷-۲)

### ۲-۴-۷-۲- تعیین مشخصات مصالح

### ۲-۴-۷-۲-۵- مقادیر پیش فرض مشخصات مصالح

جدول ۲-۵- پ: مقادیر تقریبی کرانه پایین مقاومت های فشاری منشور آجرکاری بر مبنای مقاومت فشاری آجر

$E_m$ مدول الاستیسیته واحد آجرکاری (MPa)	$f'_m$ مقاومت فشاری واحد آجرکاری (MPa)	$f_b$ مقاومت فشاری آجر (MPa)
ملات نوع متوسط $E_m=400$ $f'_m$	ملات نوع قوی و یا خیلی قوی $E_m=550$ $f'_m$	ملات نوع متوسط ۴/۵ تا ۸ (MPa)
۱۰۸۰	۲۰۳۵	۳/۳۰ تا ۲/۷
۱۰۴۰	۱۹۲۵	۳/۱۳ تا ۲/۶
۱۰۰۰	۱۸۱۵	۲/۹۶ تا ۲/۵
۹۶۰	۱۷۶۰	۲/۸۷ تا ۲/۴
۹۲۰	۱۷۰۵	۲/۷۷ تا ۲/۳
۹۰۰	۱۵۹۵	۲/۶۶ تا ۲/۲۵
۸۸۰	۱۵۴۰	۲/۵۵ تا ۲/۲
۸۴۰	۱۴۸۵	۲/۴۴ تا ۲/۱
۸۰۰	۱۳۷۵	۲/۳۰ تا ۲/۰

$$2.7 \leq f'_m \leq 3.3$$

$$h_{eff} = 3.0m$$

$h_{eff}$  : ارتفاع موثر دیوار

$$L = 4.0m$$

$L$  : طول دیوار یا پایه

$P_L$  : کران پایین نیروی محوری فشاری ناشی از بارهای ثقلی بر اساس رابطه (۲-۳)

$$Q_G = 0.9 Q_D$$

(۲-۳)

$$P_L = 0.9(9 \times 4 + 18.5 \times 4 \times 3 \times 0.3) = 92.34 kN$$

$\alpha$  : ضریبی برابر ۰/۵ برای اعضای طره‌ای و برابر ۱ برای اعضای دوسرگیردار

$V_{tc}$  : کران پایین مقاومت برشی بر اساس تنش فشاری پنجه دیوار یا پایه

$$f'_m = 2.7 MPa \Rightarrow Q_{CL} = 1.0 \times 92.34 \times \frac{4}{3} \times \left(1 - \frac{0.0917}{0.7 \times 2.7}\right) = 116.75 kN$$

$$f'_m = 3.3 MPa \Rightarrow Q_{CL} = 1.0 \times 92.34 \times \frac{4}{3} \times \left(1 - \frac{0.0917}{0.7 \times 3.3}\right) = 117.91 kN$$



## آزمون صلاحیت ارزیابی، طرح و اجرای بهسازی - مرداد ۱۴۰۰



۲۵

برای ساختمان‌های سه طبقه بنایی غیر مسلح در تهران، کدام یک از گزینه‌های زیر در رابطه با معیارهای پذیرش خارج از صفحه دیوارهای بنایی، تحت بارهای جانبی عمود بر صفحه آنها صحیح نیست؟

۱) در سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه در دیوارها، ترک خمشی مجاز نیست و در این دیوارها تنش کششی ناشی از خمش باید کمتر از مقاومت کششی آجر در خمش باشد.

۲) در سطح عملکرد ایمنی جانی، وقوع ترک خمشی در بخش‌هایی از دیوار قابل پذیرش است مشروط بر آنکه پایداری دیوار تحت بارهای دینامیکی تامین شده باشد.

۳) در سطح عملکرد آستانه فروریزش، برای دیوارهای با نسبت ارتفاع به ضخامت 9.5، وقوع ترک در بخش‌هایی از دیوار قابل پذیرش است.

۴) در کلیه سطوح عملکردی، پایداری خارج از صفحه دیوار باید تامین شود.

پاسخ : گزینه ۱ صحیح است.

## ۳-۶-۷- معیارهای پذیرش

برای سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه، در دیوار مصالح بنایی نباید ترک‌های خمشی ناشی از بارهای جانبی عمود بر صفحه ایجاد گردد. برای این منظور باید تنش کششی ناشی از خمش آن از مقاومت مورد انتظار کششی خمشی،  $f_{tc}$  که در بند (۳-۶-۷) آمده است، کمتر باشد.

برای سطوح عملکرد ایمنی جانی و آستانه فروریزش، ترک‌های خمشی ناشی از بارهای جانبی عمود بر صفحه می‌تواند در قسمت‌هایی از دیوار مصالح بنایی ایجاد گردد. لیکن دیوار تحت بارهای دینامیکی باید پایدار بماند و در این حالت در صورتی که نسبت ارتفاع به ضخامت دیوار  $(h/t)$  کمتر از مقادیر جدول (۳-۷) باشد، نیازی به کنترل پایداری دیوار نمی‌باشد.

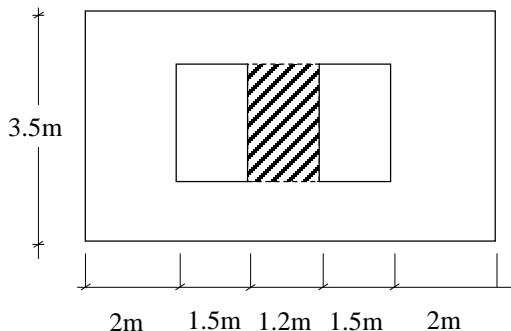
جدول (۳-۷): محدودیت نسبت  $(h/t)$  برای دیوارها

نوع دیوار	خطر نسبی کم و متوسط $A \leq 0.25$	خطر نسبی زیاد $0.25 < A < 0.35$	خطر نسبی بسیار زیاد $A \geq 0.35$
دیوارهای ساختمان‌های یک طبقه	۳۰	۱۶	۱۳
دیوارهای اولین طبقه ساختمان‌های چندطبقه	۳۰	۱۸	۱۵
دیوارهای طبقه آخر ساختمان‌های چندطبقه	۱۴	۱۴	۹
سایر دیوارها	۳۰	۱۶	۱۳

$A$ : نسبت شتاب مبنای طرح، مطابق استاندارد ۲۸۰۰

## ۲۶ آزمون صلاحیت ارزیابی، طرح و اجرای بهسازی - مرداد ۱۴۰۰

پایه آجری نشان داده شده در شکل زیر (قسمت هاشور خورده) بخشی از یک ساختمان دو طبقه است، حداکثر مقاومت جانبی ناشی از مودهای تغییر شکل کنترل این پایه به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ مقدار کران بالای نیروی محوری ناشی از بارهای ثقلی ضربیدار در پایه برابر با 200kN، مقاومت برشی متوسط ملات برابر 0.2MPa، مقاومت فشاری آجرکاری برابر 5MPa و ضخامت حاصل دیوار دو لایه آجرکاری برابر 300mm فرض شود.



$$Q_{CE} = 860kN \quad (۱)$$

$$Q_{CE} = 127kN \quad (۲)$$

$$Q_{CE} = 54kN \quad (۳)$$

$$Q_{CE} = 108kN \quad (۴)$$



## آزمون صلاحیت ارزیابی، طرح و اجرای بهسازی - مرداد ۱۴۰۰

۲۷

ساختمان بنایی سه طبقه در شهری با نسبت شتاب مبنای طرح  $A=0.3$  قرار دارد. دیوارهای به ارتفاع سه متر در طبقه اول این ساختمان به ازای چه ضخامتی براساس نشریه ۳۶۰ نیاز به کنترل پایداری خارج از صفحه در برابر بارهای دینامیکی دارند؟ سطح عملکرد ساختمان LS لحاظ شود.

- ۲۰۰mm (۱) ✓ ۱۵۰mm (۲) ۲۲۰mm (۳) ۲۵۰mm (۴)

پاسخ : گزینه ۲ صحیح است.

برای سطوح عملکرد ایمنی جانی و آستانه فروریزش، ترک‌های خمشی ناشی از بارهای جانبی عمود بر صفحه می‌تواند در قسمت‌هایی از دیوار مصالح بنایی ایجاد گردد. لیکن دیوار تحت بارهای دینامیکی باید پایدار بماند و در این حالت در صورتی که نسبت ارتفاع به ضخامت دیوار  $(h/t)$  کمتر از مقادیر جدول (۳-۷) باشد، نیازی به کنترل پایداری دیوار نمی‌باشد.

جدول (۳-۷): محدودیت نسبت  $(h/t)$  برای دیوارها

نوع دیوار	خطر نسبی کم و متوسط $A \leq 0.25$	خطر نسبی زیاد $0.25 < A < 0.35$	خطر نسبی بسیار زیاد $A \geq 0.35$
دیوارهای ساختمان‌های یک طبقه	۲۰	۱۶	۱۳
دیوارهای اولین طبقه ساختمان‌های چندطبقه	۲۰	۱۸	۱۵
دیوارهای طبقه آخر ساختمان‌های چندطبقه	۱۴	۱۴	۹
سایر دیوارها	۲۰	۱۶	۱۳

$$\frac{h}{t} < 18 \Rightarrow t > \frac{3000}{18} \Rightarrow t > 167mm$$


دیوارهایی که ضخامت آنها بزرگتر از ۱۶۷ میلیمتر باشد نیاز به کنترل پایداری ندارند. تنها گزینه ۲ دارای ضخامت کمتر از این مقدار بوده و نیاز به کنترل پایداری دارد.



## آزمون صلاحیت ارزیابی، طرح و اجرای بهسازی - مرداد ۱۴۰۰

۲۸

در یک ساختمان بتنی موجود با قاب خمشی برای تقویت ستون‌ها از روکش فولادی در ارتفاع آزاد طبقه ولی بدون رعایت پیوستگی بین طبقات مختلف در محل اتصال استفاده شده است. در خصوص مقاومت این ستونهای تقویت شده کدام عبارت صحیح است؟

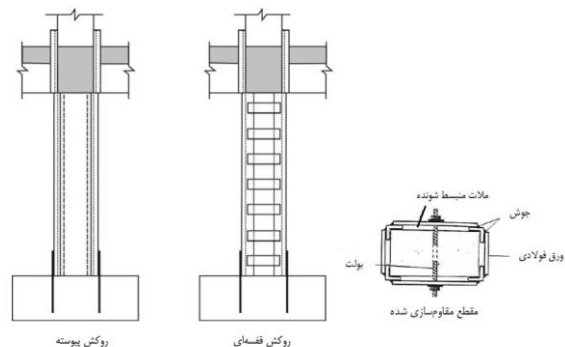
- (۱) مقاومت خمشی افزایش یافته ولی مقاومت برشی افزایش نمی‌یابد.
- (۲) مقاومت خمشی و برشی ستون افزایش می‌یابد.
- (۳) مقاومت خمشی و برشی ستون افزایش نمی‌یابد.
- (۴)  مقاومت خمشی ستون افزایش نمی‌یابد ولی مقاومت برشی آن افزایش می‌یابد.

پاسخ : گزینه ۴ صحیح است.

روکش فولادی مقاومت برشی و تا حدودی دورگیری ستون را افزایش می‌دهد. نمونه‌ای از روکش‌های فولادی که استفاده از آن منجر به افزایش مقاومت برشی می‌گردد، در اشکال ۲-۵-۱۱ نشان داده شده است. در صورت عدم پیوستگی بین روکش‌های فولادی ستون در طبقات مختلف، ظرفیت نیروی محوری ستون افزایش نمی‌یابد. تا زمانی که نتوان ورق‌های روکش فولادی را به فونداسیون متصل کرد و پیوستگی بین روکش فولادی طبقات مختلف را از میان دال ایجاد نمود، مقاومت خمشی ستون افزایش نمی‌یابد. با بکارگیری جزئیات مناسب که نمونه‌های اجرا شده‌ای از آن در اشکال ۲-۵-۱۲ نشان داده شده است، مقاومت خمشی ستون افزایش می‌یابد.



شکل ۲-۵-۱۲- نمونه‌ای از روکش فولادی جهت افزایش مقاومت خمشی ستون




شکل ۲-۵-۱۱- انواع روکش فولادی جهت افزایش مقاومت برشی ستون



## آزمون صلاحیت ارزیابی، طرح و اجرای بهسازی - مرداد ۱۴۰۰

۲۹

کدام یک از عبارات زیر در خصوص کاشت میلگرد صحیح نیست؟

- (۱) استفاده از روش مکانیکی برای بتن‌های با مقاومت کمتر از 20MPa مناسب نیست.
- (۲) اندازه قطر سوراخ در کاشت میلگرد با استفاده از چسب اپوکسی و با استفاده از مهار مکانیکی برای میلگردهای تا قطر 20mm حدوداً یکسان است.
- (۳)  در کاشت میلگرد با استفاده از چسب اپوکسی نزدیک شدن سوراخ‌ها سبب بالا رفتن سهم هر میلگرد در مقاومت کششی مجموع میلگردها می‌شود.
- (۴) طول مهار کاشت با موارد پایه سیمانی بیشتر از کاشت با مواد اپوکسی است.

پاسخ : گزینه ۳ صحیح است.

(۱) استفاده از روش مکانیکی برای بتن‌های با مقاومت کمتر از 20MPa مناسب نیست.

۳۱

فصل دوم - راهکارهای اصلاح موضعی اجزا (کاشت پیچ و میلگرد)

استفاده نمود. لازم به ذکر است که مقاومت‌های ارائه شده بر اساس مقاومت بتن ۲۰ MPa می‌باشد و برای بتن با مقاومت بیشتر

می‌توان مقادیر جدول زیر را در ضریب  $\sqrt{\frac{f_c}{20}}$  ضرب نمود. استفاده از این روش در بتن با مقاومت کمتر از ۲۰ MPa توصیه نمی‌شود.

(۲) اندازه قطر سوراخ در کاشت میلگرد با استفاده از چسب اپوکسی و با استفاده از مهار مکانیکی برای میلگردهای تا قطر 20mm حدوداً یکسان است.

کاشت میلگرد با استفاده از چسب اپوکسی

جدول ۱-۲- محاسبه ابعاد سوراخ برای استقرار پیچ و یا میلگرد

قطر پیچ یا میلگرد (mm)	قطر سوراخ (mm)	عمق سوراخ (mm)
۸	۱۰	۸۰
۱۰	۱۲	۹۰
۱۲	۱۴	۱۱۰
۱۴	۱۶	۱۲۰
۱۶	۱۸	۱۲۵
۲۰	۲۲	۱۷۰
۲۴	۲۸	۲۱۰
۳۰	۳۵	۲۸۰

توصیه می‌شود عمق سوراخ از اولین سفره آرماتورگذاری عبور کند.

۱-۲-۴- کاشت به کمک مهار مکانیکی

در این روش همانند روش‌های قبلی ابتدا سوراخی به قطر حدود ۲ میلیمتر بزرگتر از قطر پیچ در بتن ایجاد می‌گردد. سپس پیچ با مهار مکانیکی را داخل سوراخ قرار می‌دهند. این پیچ در انتهای خود دارای پره‌های مخصوصی است که با پیچاندن پیچ باز می‌شوند و به جدار سوراخ می‌چسبند. پیچ آقدر سفت می‌گردد تا پره‌ها تا جایی که ممکن است به دیوار بچسبند. در این روش نیز طول مهار بسیار کوتاه است. شاید برای بارهای دینامیکی مناسب نباشند، چون پره‌ها می‌توانند بتن محیطی خود را خرد نمایند ولی به هر حال در کارهای استاتیکی بسیار عالی هستند (شکل ۲-۱-۳).

تا قطر ۲۰ میلی‌متر قطر سوراخ در دو روش باهم یکسان است.

(۳) در کاشت میلگرد با استفاده از چسب اپوکسی نزدیک شدن سوراخ‌ها سبب بالا رفتن سهم هر میلگرد در مقاومت کششی مجموع میلگردها می‌شود.

$$(1-2) \quad (\text{مقاومت کششی یا برشی توصیه شده}) \times \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 = (\text{مقاومت کششی یا برشی اصلاح شده})$$

جدول ۴-۱-۲- محاسبه ضریب کاهش مقاومت به علت فاصله‌بندی

فاصله‌بندی سوراخ‌ها (mm)										قطر پیچ یا میلگرد (mm)
۲۱۰	۱۷۰	۱۲۵	۱۱۰	۹۰	۸۰	۶۵	۵۵	۴۵	۴۰	
					۱/۰۰	-۰/۹۱	-۰/۸۳	-۰/۷۸	-۰/۷۵	۸
					۱/۰۰	-۰/۹۳	-۰/۸۵	-۰/۸۱	-۰/۷۵	۱۰
				۱/۰۰	-۰/۹۱	-۰/۸۳	-۰/۸۰	-۰/۷۵		۱۲
			۱/۰۰	-۰/۹۳	-۰/۸۵	-۰/۸۳	-۰/۷۹			۱۶
		۱/۰۰	-۰/۹۱	-۰/۸۳	-۰/۷۹					۲۰
۱/۰۰	-۰/۹۰	-۰/۸۰	-۰/۷۶							۲۴

⚠ لازم به ذکر است فاصله میخچه‌ها از یکدیگر به هیچ عنوان نباید از مقادیر عنوان شده در جدول فوق کمتر اختیار شوند.

با توجه به جدول ۴-۱-۲ با نزدیک شدن سوراخ‌ها مقدار ضریب کاهش مقاومت کمتر شده و سهم هر میلگرد کمتر خواهد شد.

(۴) طول مهار کاشت با موارد پایه سیمانی بیشتر از کاشت با مواد اپوکسی است.

### ۳-۱-۲- کاشت با استفاده از مواد اپوکسی

روش کار همانند کاشت با مواد پایه سیمانی است که در آن به جای سیمان از چسب‌های اپوکسی استفاده می‌شود. با توجه به

چسبندگی فوق العاده زیاد چسب‌های اپوکسی بدیهی است که قطر سوراخ و طول مهاری کوچکتر خواهد شد، در نتیجه عملیات سوراخ کاری سهل‌تر می‌گردد. اما قیمت مواد اپوکسی گرانتر است.



## آزمون صلاحیت ارزیابی، طرح و اجرای بهسازی - مرداد ۱۴۰۰



۳۰

جهت افزایش مقاومت خمشی و برشی خارج از صفحه دال سقف، کدام یک از موارد زیر را به عنوان راهکار مناسب برای آن می‌توان استفاده نمود؟

(۱) استفاده از نوارهای FRP در بالا و پایین دال به صورت متقاطع

(۲) افزایش ضخامت دال با استفاده از بتن ریزی جدید

(۳) استفاده از نوارهای FRP در پایین دال به صورت یکطرفه

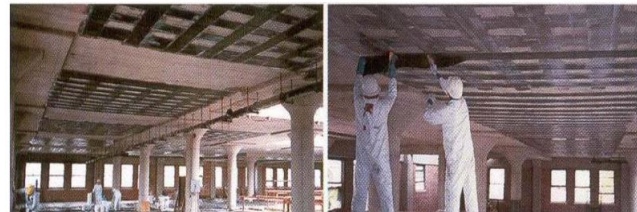
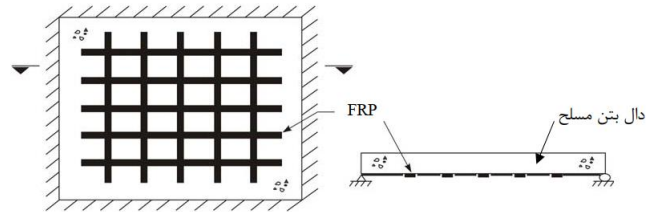
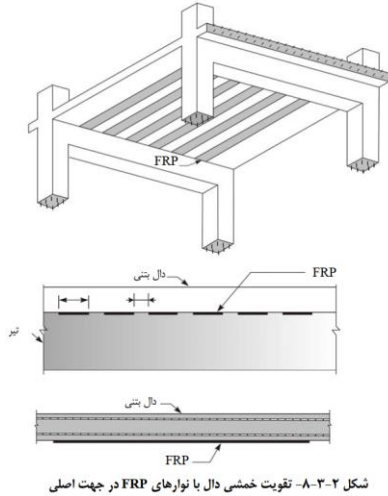
(۴) استفاده از ورق فولادی در زیر دال ✓

پاسخ : گزینه ۴ صحیح است.

(۱) استفاده از نوارهای FRP در بالا و پایین دال به صورت متقاطع

(۳) استفاده از نوارهای FRP در پایین دال به صورت یکطرفه

در تقویت دال‌های بتنی یک طرفه و دوطرفه می‌توان به از نوارهای الیاف FRP یکطرفه و متقاطع برای افزایش مقاومت خمشی استفاده کرد. برای تقویت برشی دال‌ها نیز تاکنون روش‌های مختلفی توسط محققین انجام شده است از جمله قرار دادن الیاف به صورت عمود بر صفحه دال پیشنهاد شده است.



(۲) افزایش ضخامت دال با استفاده از بتن ریزی جدید

(۴) استفاده از ورق فولادی در زیر دال

یکی دیگر از روش‌های افزایش مقاومت دال، اضافه نمودن ورق‌ها فولادی از طریق چسباندن و یا بولت کردن آنها در وجوه افقی دال است. در این روش مقاومت دال به شکل کاملاً محسوسی افزایش می‌یابد. برخلاف روش افزایش ضخامت دال، این روش منجر به افزایش وزن سازه نمی‌گردد.



شکل ۲-۷- تقویت دال‌ها با استفاده از ورق‌های فولادی