



طراحی سازه های بتنی

حسین زاده اصل
ویرایش زمستان ۱۳۹۷

بنام خدا

فهرست مطالب

۱- مقدمه.....	۱
۲- مشخصات بتن.....	۲
۲-۱- مقاومت فشاری بتن.....	۲
۲-۲- تبدیل مقاومت نمونه های بتنی.....	۶
۲-۳- نمودار تنش کرنش فشاری بتن.....	۸
۲-۴- مدول الاستیسیته بتن.....	۹
۲-۵- مقاومت کششی بتن.....	۱۰
۲-۶- تاثیر بارگذاری چند محوره.....	۱۲
۲-۷- مشخصات میلگرد.....	۱۵
۲-۸- خزش.....	۱۷
۲-۹- افت و حرارت.....	۱۹
۳- خمش.....	۲۰
۳-۱- طراحی تیر.....	۲۰
۳-۲- دلایل استفاده از ضریب اطمینان.....	۲۳
۳-۳- لنگر وارد بر تیر تحت بارهای ثقلی و لرزه ای.....	۲۴
۳-۴- سازه های بتنی.....	۲۵
۳-۵- پوشش بتن.....	۲۷
۳-۶- تحلیل سازه های بتنی.....	۲۸
۳-۷- تعریف تیر و ستون.....	۳۰
۳-۸- مکانیزم تحمل خمش در تیرهای بتنی.....	۳۱
۳-۹- لنگر مقاوم ترک خوردگی.....	۳۳
۳-۱۰- لنگر الاستوپلاستیک مقطع.....	۳۹
۳-۱۱- لنگر نهایی مقطع.....	۴۳
۳-۱۲- بلوک معادل تنش ویتنی (Whitney Stress Block).....	۴۳
۳-۱۳- محاسبه محل تار خنثی تحت لنگر نهایی.....	۴۶
۳-۱۴- ظرفیت خمشی مقطع کم فولاد.....	۴۸
۳-۱۵- حداکثر فولاد کششی مجاز در تیرها - آرماتور بالانس.....	۵۴
۳-۱۶- ضریب کاهش مقاومت خمشی.....	۶۴
۳-۱۷- طراحی تیرهای بتنی.....	۶۷
۳-۱۸- حداقل فولاد کششی.....	۶۸
۳-۱۹- حداقل فاصله بین میلگردهای طولی.....	۷۰
۳-۲۰- تاثیر فولاد فشاری.....	۷۱

- ۳-۲۱- مقاطع T شکل..... ۸۱
- ۴- برش..... ۹۲
- ۴-۱- ترکیب برش و خمش در تیر ساده تحت بار گسترده..... ۹۳
- ۴-۲- مسیر تنشهای کششی و فشاری در تیر..... ۹۶
- ۴-۳- نحوه انتقال برش..... ۹۷
- ۴-۴- مقاومت برشی تیر بتنی ترک خورده..... ۹۹
- ۴-۵- روابط آیین نامه برای محاسبه مقاومت برشی بتن..... ۱۰۰
- ۴-۶- مقاومت برشی آرماتورهای عرضی..... ۱۰۶
- ۴-۷- مقطع بحرانی کنترل برش..... ۱۱۳
- ۴-۸- فواصل آرماتورهای عرضی..... ۱۱۴
- ۴-۹- حداقل حجم آرماتور برشی..... ۱۱۵
- ۴-۱۰- حداکثر حجم آرماتور برشی..... ۱۱۶
- ۴-۱۱- تیرهای عمیق..... ۱۲۳
- ۵- ضوابط لرزه ای تیرها..... ۱۲۴
- ۵-۱- لنگر خمشی محتمل..... ۱۲۴
- ۵-۲- محاسبه نیروی برشی تیرهای قابهای خمشی بر اساس ظرفیت خمشی..... ۱۲۶
- ۵-۳- مقاومت برشی تیرها و ستونها با شکل پذیری متوسط..... ۱۲۸
- ۵-۴- مقاومت برشی تیرها و ستونها با شکل پذیری ویژه..... ۱۲۹
- ۵-۵- ضوابط مقاومت خمشی در طول تیر..... ۱۳۲
- ۵-۶- فواصل آرماتورهای عرضی در ابتدا و انتهای تیر و شکل آنها..... ۱۳۳
- ۵-۷- ضوابط خاموت در محل وصله ها در تیرهای با شکل پذیری ویژه..... ۱۳۵
- ۵-۸- مهار جانبی آرماتورهای طولی در تیرهای ویژه..... ۱۳۶
- ۶- مهار آرماتورها..... ۱۴۳
- ۶-۱- پیوستگی مهاری..... ۱۴۷
- ۶-۲- روابط آیین نامه ای محاسبه طول مهار میلگردهای کششی..... ۱۴۹
- ۷- طول مهار میلگردهای فشاری..... ۱۵۴
- ۷-۱- طول مهار گروه میلگرد..... ۱۵۶
- ۷-۲- قلاب انتهایی میلگرد..... ۱۵۷
- ۷-۳- طول مهار میلگردهای کششی با قلاب..... ۱۵۹
- ۷-۴- ضوابط خاموت های اطراف میلگردهای انتهایی در تیرهای طره..... ۱۶۰
- ۷-۵- نقطه قطع تنوریک و عملی میلگردهای خمشی..... ۱۶۳
- ۷-۶- قطع میلگردها در ناحیه کششی..... ۱۶۶
- ۷-۷- پیوستگی خمشی..... ۱۶۷
- ۷-۸- تاثیر ترک ها بر تنشهای فولاد و بتن..... ۱۶۸
- ۷-۹- نحوه منظور کردن پیوستگی خمشی در آیین نامه..... ۱۶۹

- ۸- وصله میلگردها ۱۷۳
- ۸-۱- انواع وصله ۱۷۳
- ۸-۲- وصله پوششی میلگرد کششی (Tension lap splice) ۱۷۴
- ۸-۳- وصله اعضای کششی ۱۷۹
- ۸-۴- وصله پوششی میلگرد فشاری (Compression lap splice) ۱۸۰
- ۸-۵- وصله مکانیکی و جوشی ۱۸۰
- ۹- پیچش ۱۸۴
- ۹-۱- پیچش تعادل و پیچش همسازی ۱۸۴
- ۹-۲- ترک های پیچشی ۱۸۵
- ۹-۳- شرط صرف نظر کردن از لنگر پیچشی ۱۸۵
- ۹-۴- حداکثر نیروی پیچشی در مقطع ۱۸۷
- ۹-۵- مقاومت پیچشی خاموت ها ۱۸۷
- ۹-۶- محدودیت خاموتهای پیچشی ۱۸۸
- ۹-۷- آرماتورهای پیچشی طولی ۱۸۸
- ۱۰- ستونهای کوتاه ۱۹۶
- ۱۰-۱- تاثیر محصور کردن بتن ۱۹۶
- ۱۰-۲- ضوابط مهار میلگردهای طولی ستون ۲۰۰
- ۱۰-۳- مقایسه دور پیچ با تنگ بسته ۲۰۲
- ۱۰-۴- فواصل تنگ - ستونهای با شکل پذیری متوسط ۲۰۳
- ۱۰-۵- ضوابط تنگ ها در ستونهای با شکل پذیری ویژه ۲۰۴
- ۱۰-۶- ضوابط فاصله دور پیچ ها در ستونهای گرد ۲۱۵
- ۱۰-۷- حداقل فاصله میلگردهای طولی در ستونهای تنگ دار و مارپیچ ۲۲۰
- ۱۰-۸- حداقل تعداد میلگردهای طولی اعضای فشاری ۲۲۱
- ۱۰-۹- محدودیت حداقل و حداکثر درصد میلگرد طولی در اعضای فشاری ۲۲۲
- ۱۰-۱۰- محدودیت ابعاد مقطع ستون ۲۲۴
- ۱۰-۱۱- میلگردهای انتظار خم شده ۲۲۷
- ۱۱- مقاومت فشاری ستونهای کوتاه ۲۲۸
- ۱۲- استخراج منحنی اندر کنش ۲۳۲
- ۱۲-۱- مرکز پلاستیک ۲۳۲
- ۱۲-۲- منحنی اندر کنش ۲۳۳
- ۱۳- خمش دو محوره همراه با نیروی محوری ۲۴۰
- ۱۳-۱- روش سازگاری کرنش ۲۴۰
- ۱۳-۲- روش بار معکوس ۲۴۰
- ۱۳-۳- منحنی های هم بار ۲۴۲
- ۱۳-۴- روش منحنی هم بار PCA ۲۴۳

۲۴۶.....	۱۴- ستونهای لاغر.....
۲۴۸.....	۱۴-۱- ضریب K.....
۲۵۲.....	۱۴-۲- تاثیر لاغری بر لنگر داخلی ستون.....
۲۵۳.....	۱۴-۳- تاثیر سرعت بارگذاری و خزش.....
۲۵۸.....	۱۴-۴- تفاوت $P\Delta$ و $P\delta$
۲۵۹.....	۱۴-۵- شرط صرف نظر کردن از اثرات لاغری ستون.....
۲۶۱.....	۱۴-۶- قاب با حرکت جانبی و بدون حرکت جانبی.....
۲۶۲.....	۱۴-۷- تشدید لنگر در قابهای مهار شده ($Q < 0.05$):.....
۲۶۳.....	۱۴-۸- تشدید لنگر در قابهای مهار نشده ($Q < 0.05$):.....
۲۶۵.....	۱۴-۹- مراحل طراحی ستونهای لاغر.....
۲۶۷.....	۱۴-۱۰- مثال -ستون لاغر مهار شده.....
۲۷۳.....	۱۴-۱۱- مثال -ستون لاغر مهار نشده.....
۲۸۰.....	۱۵- تیر ضعیف- ستون قوی.....
۲۸۳.....	۱۶- برش چشمه اتصال.....
۲۸۸.....	۱۷- انواع دالها.....
۲۸۹.....	۱۷-۱- دال یک طرفه و دو طرفه.....
۲۹۱.....	۱۷-۲- کنترل خیز در دالها و تیرها.....
۳۰۶.....	۱۷-۳- آرماتور افت و حرارت در دالها.....
۳۰۸.....	۱۷-۴- آرماتور برشی حداقل در دالها.....
۳۰۹.....	۱۸- طراحی سقف تیرچه بلوک.....
۳۲۱.....	۱۸-۱- کنترل خیز تیرچه.....
۳۲۸.....	۱۹- تحلیل دالهای یک طرفه به روش ضرایب لنگر و برش.....
۳۳۲.....	۲۰- دالهای دو طرفه.....
۳۳۲.....	۲۰-۱- روش آنالیز مستقیم.....
۳۴۶.....	۲۱- روش قاب معادل.....
۳۴۷.....	۲۲- ضوابط تکمیلی دالها.....
۳۴۷.....	۲۲-۱- پیچش در گوشه های دالها.....
۳۴۸.....	۲۲-۲- برش دو طرفه در دالها و پی ها.....
۳۶۰.....	۲۲-۳- انتقال لنگر نامتعادل در دالهای بدون تیر.....
۳۶۴.....	۲۳- پی.....
۳۶۵.....	۲۳-۱- پی-مقطع بحرانی خمش و برش.....
۳۶۶.....	۲۳-۲- حداقل فولاد کششی در پی.....

۱-مقدمه

این جزوه را جهت تدریس درس سازه های بتن آرمه ۱ و ۲ در دانشکده عمران دانشگاه تبریز تهیه کرده ام. مطالب بر اساس ACI-318-14 نگاشته شده است.

همراه با این جزوه دانشجویان بهتر است مراجع زیر را نیز مطالعه نمایند:

- 1- “Reinforced Concrete Mechanics and Design”, James K. Wight, 2016
- 2- “Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings”, Jack Moehle, 2014
- 3- ACI 318-14 (2014). Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary.

۲- مشخصات بتن

برخی از ویژگی های مهم فولاد و بتن به شرح زیر می باشد:

- ۱- فولاد و بتن چسبندگی خوبی با هم دارند.
- ۲- ضریب انبساط حرارتی آنها تقریباً یکی می باشد. بنابراین در صورت تغییر درجه حرارت محیط همراه با هم افزایش یا کاهش طول می دهند.
- ۳- بتن محافظ خوبی در برابر آتش سوزی و خوردگی برای فولاد است.
- ۴- مقاومت کششی پایین بتن و کماتش میلگردها: بتن (و تمامی مواد خاکی و سنگی) در برابر کشش ضعیف است و بنابراین بتن را همراه با فولاد استفاده می کنند تا زمانی که کشش داریم فولاد به کمک بتن آید و کشش را تحمل کند (به عبارتی ترک های کششی را بدوزد و مانع باز شدن ترک ها شود). از طرفی میلگرد تنها نیز در برابر فشار ضعیف است چون اگر نیروی فشاری به آن وارد کنیم کماتش می کند. با مدفون شدن آرماتور در بتن، وقتی فشار به مقطع وارد شود بتن یک مهار جانبی برای فولاد ایجاد کرده مانع کماتش آن می شود (البته تنگها در انجام این وظیفه موثر هستند که بدان اشاره خواهد شد).

۲-۱- مقاومت فشاری بتن

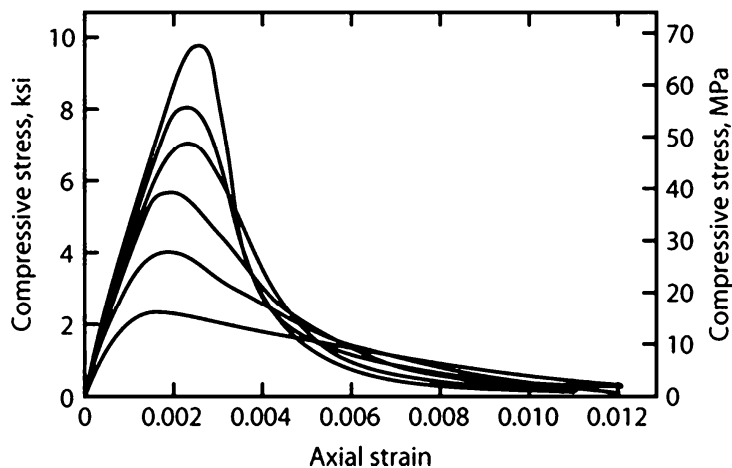
نمونه استاندارد برای اندازه گیری مقاومت فشاری بتن نمونه استوانه ای به قطر 150 mm و ارتفاع 300 mm می باشد (شکل زیر).



نمودار زیر نمودار تنش کرنش مربوط به **بتن های با مقاومت فشاری متفاوت** را نشان میدهد.

محور قائم نمودار تنش فشاری وارد بر بتن و محور افقی کرنش نمونه را نشان می دهد.

- با افزایش مقاومت فشاری بتن شیب اولیه نمودار (مدول الاستیسیته اولیه) افزایش می یابد.
- کرنش مربوط به نقطه اوج مقاومت فشاری نمونه ها (ϵ_0) با افزایش مقاومت فشاری بتن، "اندکی" افزایش میابد.
- با افزایش مقاومت بتن، شیب نزولی نمودار افزایش میابد.
- کرنش نهایی بتن (ϵ_{cu}) با افزایش مقاومت فشاری بتن، کاهش میابد.
- شکل پذیری بتن های با مقاومت کمتر بیشتر از شکل پذیری بتن های با مقاومت بالا می باشد.



۳- چنانچه در منحنی تنش کرنش بتن، کرنش نظیر مقاومت فشاری بتن (f'_c) را با ϵ_c و کرنش نظیر نقطه شکست بتن را با ϵ_{cu} نمایش دهیم، با افزایش مقاومت فشاری بتن کدام اظهار نظر صحیح است؟

(مهندس عمران ۸۱)

(۱) ϵ_c و ϵ_{cu} هر دو افزایش می یابند. (۲) ϵ_c و ϵ_{cu} هر دو کاهش می یابند.

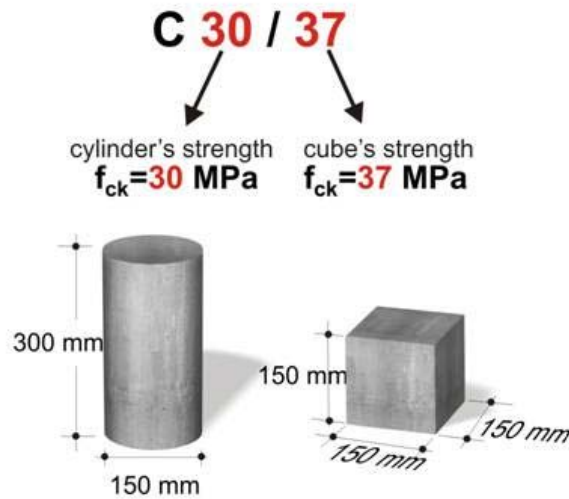
(۳) تغییر محسوس در ϵ_c و ϵ_{cu} روی نمی دهد. (۴) تقریباً ثابت باقی مانده و ϵ_{cu} کاهش می یابد.

گزینه ۴

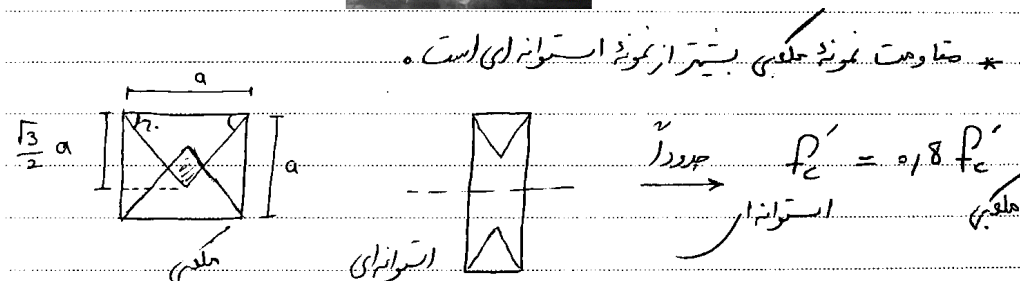
۲-۱-۱- تاثیر شکل نمونه بر مقاومت فشاری بتن

- کدامیک از نمونه های بتنی زیر هنگام آزمایش مقاومت فشاری بیشتری از خود نشان خواهد داد؟
- ۱- نمونه بتنی استوانه ای به قطر 150 mm و ارتفاع 300 mm
 - ۲- نمونه مکعبی به ابعاد 150 mm

پاسخ: نمونه مکعبی



- علت: صفحات فلزی در دو انتهای نمونه بارگذاری شده حرکت (کرنش) جانبی بتن را محدود می کند. یعنی از انبساط جانبی بتن در دو انتها ممانعت می کند و مانع متلاشی شدن دو انتهای نمونه می شود. این محدودیت از اصطکاک بین صفحات فلزی و نمونه بتنی حاصل میشود. بنابراین خرابی معمولاً مطابق شکل زیر در میانه مقطع اتفاق می افتد.

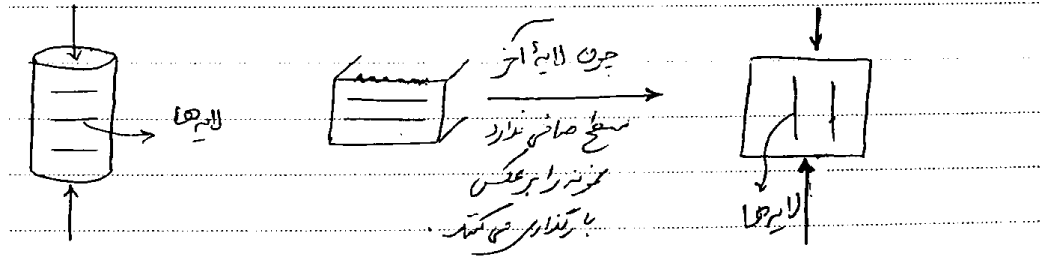


۲-۱-۲- تاثیر سایز نمونه بر مقاومت فشاری بتن

با افزایش ابعاد نمونه مقاومت فشاری آن کاهش خواهد یافت. برای مثال نمونه مکعبی با ابعاد 300 mm ضعیف تر از نمونه مشابه با ابعاد 150 mm خواهد بود.

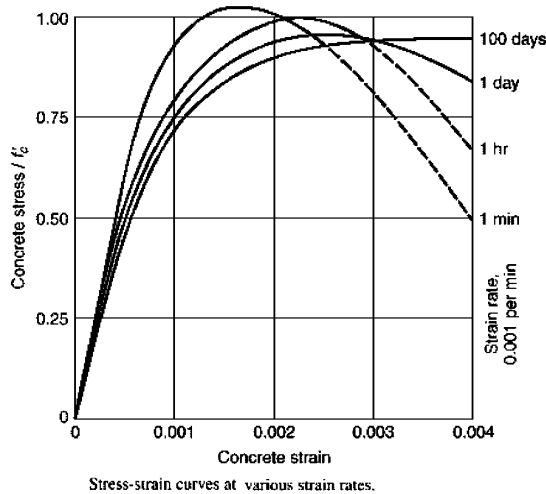
۲-۱-۳- تاثیر راستای بارگذاری بر مقاومت فشاری بتن

اگر راستای بارگذاری با راستای ترکها یکی باشد مقاومت کاهش می‌یابد. در نمونه مکعبی معمولا راستای بارگذاری به موازات لایه های بتن ریزی می باشد. در این حالت احتمال خرابی بیشتر است (چرا؟). در نمونه استوانه ای راستای بارگذاری عمود بر راستای لایه ها می باشد.



۲-۱-۴- تاثیر سرعت بارگذاری بر مقاومت فشاری بتن

به نمودار شکل زیر توجه کنید. با افزایش سرعت بارگذاری، نمونه بتنی مقاومت فشاری بیشتر از خود نشان می دهد.



سوال : چه عواملی بر f'_c تاثیر گذار است؟

- ۱- ابعاد نمونه \uparrow f'_c \downarrow
- ۲- شکل نمونه (استوانه ای $>$ مکعبی)
- ۳- سرعت بارگذاری \uparrow f'_c \uparrow
- ۴- اثر محصور شدگی \uparrow f'_c \uparrow
- ۵- نسبت آب به سیمان \uparrow f'_c \downarrow
- ۵- سن بتن \uparrow f'_c \uparrow

سراسری ۹۱

کدام یک از جملات زیر در مورد منحنی تنش - کرنش بتن صحیح نمی باشد؟

- (۱) چنانچه نمونه در زمان بارگذاری تحت تاثیر فشار جانبی نیز قرار گیرد مقاومت فشاری آن افزایش می یابد.
- (۲) هرچه بتن تحت تنش فشاری تک محوره بالاتری قرار گیرد، رفتار غیرخطی آن بیشتر آشکار می شود.
- (۳) با افزایش مقاومت فشاری مشخصه بتن، کرنش نهایی شکست کاهش می یابد.
- (۴) در فشار تک محوره با کاهش سرعت بارگذاری، حداکثر مقاومت فشاری افزایش یافته ولی کرنش نظیر تنش حداکثر کاهش می یابد.

۲-۲- تبدیل مقاومت نمونه های بتنی

بند زیر و جداول آن مربوط به مبحث نهم ویرایش سال ۹۲ می باشد. با استفاده از این جداول می توان مقاومت نمونه های غیر استاندارد را به مقاومت معادل نمونه استاندارد استوانه ای ۲۸ روزه تبدیل کرد.

جدول ۹-۵-۱- مقادیر r_1

$a \times 2a$	100×200	150×300	200×400	250×500	300×600
r_1	۱/۰۲	۱/۰۰	۰/۹۷	۰/۹۵	۰/۹۱

جدول ۹-۵-۲- مقادیر r_2

مکعبی b	۱۰۰	۱۵۰	۲۰۰	۲۵۰	۳۰۰
r_2	۱/۰۵	۱/۰۰	۱/۰۰	۰/۹۵	۰/۹

جدول ۹-۵-۳- مقادیر r_3

مقاومت فشاری نمونه مکعبی (MPa)	≤ 25	۳۰	۳۵	۴۰	۴۵	۵۰	۵۵
r_3	۱/۲۵	۱/۲۰	۱/۱۷	۱/۱۴	۱/۱۳	۱/۱۱	۱/۱۰
مقاومت فشاری نمونه استوانه‌ای (MPa)	با توجه به ضریب	۲۵	۳۰	۳۵	۴۰	۴۵	۵۰

۹-۱۰-۲۴ تاثیر نوع سیمان و سن بتن بر روی مقاومت فشاری نسبی بتن

مقاومت فشاری (به صورت نسبی)				نوع سیمان
۹۰ روزه	۲۸ روزه	۷ روزه	۱ روزه	
۱/۲۰	۱/۰۰	۰/۶۶	۰/۳۰	سیمان نوع I
۱/۲۰	۰/۹۰	۰/۵۶	۰/۲۳	سیمان نوع II
۱/۲۰	۱/۱۰	۰/۷۹	۰/۵۷	سیمان نوع III
۱/۲۰	۰/۷۵	۰/۴۳	۰/۱۷	سیمان نوع IV
۱/۲۰	۰/۸۵	۰/۵۰	۰/۲۰	سیمان نوع V

محاسبات - ۹۰

۳۰- مقاومت نمونه استوانه‌ای 250×500 میلیمتری بتنی برابر 33.25 مگاپاسکال می باشد. مقاومت نظیر نمونه مکعبی 250 میلیمتری آن به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

۲) 38 MPa ۱) 33.25 MPa ۴) 40 MPa ۳) 36 MPa

مقاومت نمونه استوانه ای استاندارد:

$$\frac{33.25}{0.95} = 35 \text{ MPa}$$

جدول ۹-۵-۱- مقادیر r_1

$a \times 2a$	100×200	150×300	200×400	250×500	300×600
r_1	۱/۰۲	۱/۰۰	۰/۹۷	۰/۹۵	۰/۹۱

جدول ۹-۵-۳- مقادیر r_3

مقاومت فشاری نمونه مکعبی (MPa)	≤ 25	۳۰	۳۵	۴۰	۴۵	۵۰	۵۵
r_3	۱/۲۵	۱/۲۰	۱/۱۷	۱/۱۴	۱/۱۳	۱/۱۱	۱/۱۰
مقاومت فشاری نمونه استوانه‌ای (MPa)	با توجه به ضریب	۲۵	۳۰	۳۵	۴۰	۴۵	۵۰

مقاومت فشاری نمونه مکعبی استاندارد (200 میلیمتری):

$$40 \text{ MPa} = \text{مقاومت فشاری نمونه مکعبی}$$

مقاومت فشاری نمونه مکعبی 250 میلیمتری:جدول ۹-۵-۲- مقادیر r_2

مکعبی b	۱۰۰	۱۵۰	۲۰۰	۲۵۰	۳۰۰
r_2	۱/۰۵	۱/۰۰	۱/۰۰	۰/۹۵	۰/۹

$$40 \times 0.95 = 38 \text{ MPa}$$

۱۷- در صورتی که مقاومت فشاری نمونه 28 روزه یک بتن با سیمان نوع II برابر با 30 مگاپاسکال باشد، مقاومت مورد انتظار 90 روزه همین بتن با سیمان نوع I چند مگاپاسکال خواهد بود؟

- (۱) 32
(۲) 36
(۳) 40
(۴) 42

۹-۱۰-۲۴ تاثیر نوع سیمان و سن بتن بر روی مقاومت فشاری نسبی بتن

مقاومت فشاری (به صورت نسبی)				نوع سیمان
روزه ۹۰	روزه ۲۸	روزه ۷	روزه ۱	
۱/۲۰	۱/۰۰	۰/۱۶۶	۰/۳۰	سیمان نوع I
۱/۲۰	۰/۹۰	۰/۱۵۶	۰/۲۳	سیمان نوع II
۱/۲۰	۱/۱۰	۰/۱۷۹	۰/۵۷	سیمان نوع III
۱/۲۰	۰/۷۵	۰/۴۳	۰/۱۷	سیمان نوع IV
۱/۲۰	۰/۸۵	۰/۵۰	۰/۲۰	سیمان نوع V

$$30 \left(\frac{1}{0.9} \times 1.2 \right) = 40 \text{ MPa}$$

۲۵- چنانچه مقاومت فشاری 28 روزه یک نمونه بتنی با سیمان نوع III برابر 25 مگاپاسکال باشد، مقاومت فشاری مورد انتظار 7 روزه همین بتن با سیمان نوع II حدوداً چقدر خواهد بود؟

- (۱) 22.7 مگاپاسکال
(۲) 11.5 مگاپاسکال
(۳) 12.7 مگاپاسکال
(۴) 15 مگاپاسکال

۹-۱۰-۲۴ تاثیر نوع سیمان و سن بتن بر روی مقاومت فشاری نسبی بتن

مقاومت فشاری (به صورت نسبی)				نوع سیمان
روزه ۹۰	روزه ۲۸	روزه ۷	روزه ۱	
۱/۲۰	۱/۰۰	۰/۱۶۶	۰/۳۰	سیمان نوع I
۱/۲۰	۰/۹۰	۰/۱۵۶	۰/۲۳	سیمان نوع II
۱/۲۰	۱/۱۰	۰/۱۷۹	۰/۵۷	سیمان نوع III
۱/۲۰	۰/۷۵	۰/۴۳	۰/۱۷	سیمان نوع IV
۱/۲۰	۰/۸۵	۰/۵۰	۰/۲۰	سیمان نوع V

$$\frac{25}{1.1} \times 0.56 = 12.72 \text{ MPa}$$

۳۱- در صورتیکه با اجازه مهندس ناظر از نمونه‌های مکعبی 250×250 mm برای نمونه‌گیری بتن استفاده شده باشد و برای سیمان تیپ II مقاومت 28 روزه 32 MPa بدست آمده باشد، مقاومت معادل 28 روزه استاندارد استوانه‌ای براساس سیمان تیپ I به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

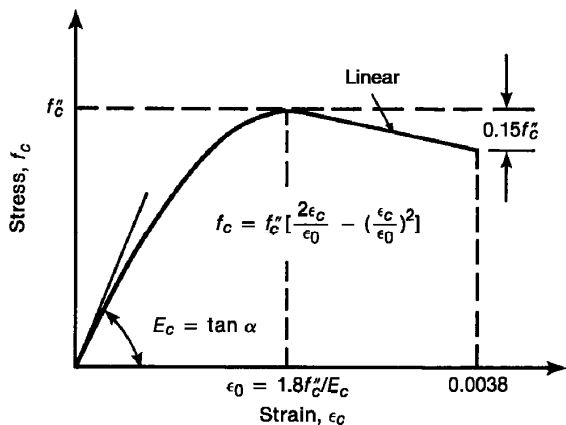
(۱) 27 مگاپاسکال (۲) 32 مگاپاسکال (۳) 25 مگاپاسکال (۴) 30 مگاپاسکال

$$\frac{32}{0.9} \times 1 \times \frac{1}{r_2 \times r_3} = 35.56 \times \frac{1}{0.95 \times 1.16} = 37.43 \times \frac{1}{1.16} = 32.26 \text{ MPa}$$

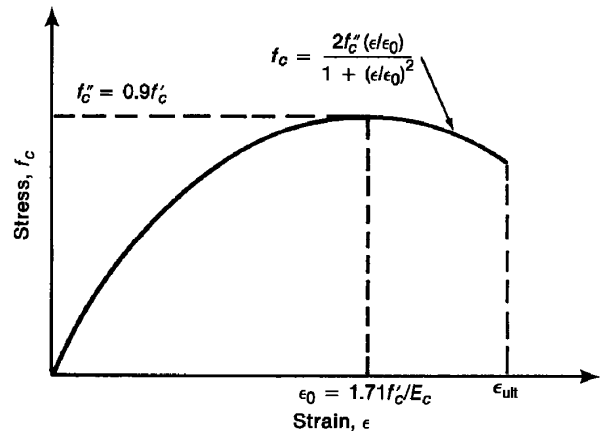
۳-۲- نمودار تنش کرنش فشاری بتن

جهت مدلسازی رفتار بتن لازم معادله نمودار تنش - کرنش آن تعریف شود. یکی از روابط رایج که برای نمودار تنش - کرنش بتن ارائه شده است، رابطه Modified Hognestad می باشد که در شکل سمت چپ نشان داده شده است. این نمودار شامل دو قسمت است. قسمت اول یک معادله درجه دو می باشد که نقطه ماکزیمم آن در نقطه $\epsilon_0 = 1.8 \frac{f_c''}{E_c}$ قرار دارد. در این نمودار $f_c'' = 0.9f_c'$ می باشد. قسمت دوم نمودار به صورت خطی و با شیب ثابت به $0.85f_c''$ کاهش میابد.

علت استفاده از $f_c'' = 0.9f_c'$ در این نمودار کم بودن مقاومت فشاری بتن در اعضای واقعی نسبت به نمونه استوانه ای می باشد. علت این کاهش به نحوه بتن ریزی، عمل آوری و نیز سرعت بارگذاری مربوط است.



(a) Modified Hognestad. (From [3-39].)

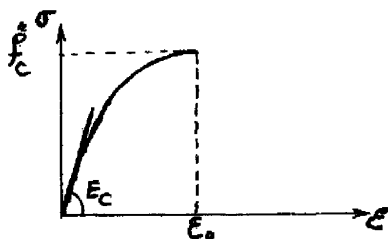


(b) Todeschini. (From [3-41].)

سراسری ۹۱

۱۱۵- در منحنی تنش - کرنش بتن در فشار، تنش ماکزیمم را با f_c'' و کرنش متناظر با آن را با ϵ_0 و ضریب ارتجاعی اولیه بتن را با E_c نشان می دهیم. اکثر محققین و آئین نامه ها، شاخه صعودی اولیه منحنی را با یک منحنی سهمی مدل می کنند. در این

صورت می توان نوشت:



$$\epsilon_0 = \frac{\sqrt{f_c''}}{E_c} \quad (1)$$

$$\epsilon_0 = \frac{f_c''}{E_c} \quad (2)$$

$$\epsilon_0 = \frac{0.185 f_c''}{E_c} \quad (3)$$

$$\epsilon_0 = \frac{2 f_c''}{E_c} \quad (4)$$

$$\sigma = a\epsilon^2 + b\epsilon + c$$

برای یافتن معادله سهمی تنش کرنش باید ضرایب a, b, و c را بیابیم.

۱- مقدار تنش در نقطه شروع (در نقطه $\epsilon = 0$) برابر صفر می باشد:

$$\begin{cases} \epsilon = 0 \\ \sigma = 0 \end{cases} \rightarrow a \times 0 + b \times 0 + c = 0 \rightarrow c = 0$$

۲- شیب منحنی در نقطه شروع برابر E_c می باشد:

$$\begin{cases} \epsilon = 0 \\ (\sigma)' = E_c \end{cases} \rightarrow 2a \times 0 + b = E_c \rightarrow b = E_c$$

۳- در نقطه انتهایی (در نقطه $\epsilon = \epsilon_0$) شیب منحنی صفر می باشد (نقطه ماکزیمم نمودار می باشد):

$$\begin{cases} \epsilon = \epsilon_0 \\ (\sigma)' = 0 \end{cases} \rightarrow 2a \times \epsilon_0 + b = 0 \rightarrow a = -\frac{b}{2\epsilon_0} = -\frac{E_c}{2\epsilon_0}$$

بنابراین معادله تنش کرنش برابر خواهد بود با:

$$\sigma = -\frac{E_c}{2\epsilon_0} \epsilon^2 + E_c \epsilon$$

با جاگذاری ϵ_0 و f_c'' در معادله فوق داریم:

$$f_c'' = -\frac{E_c}{2\epsilon_0} \epsilon_0^2 + E_c \epsilon_0 \rightarrow \epsilon_0 = \frac{2f_c''}{E_c}$$

۴-۲- مدول الاستیسیته بتن

بر خلاف فولاد که مدول الاستیسیته آن ثابت فرض می شود، مدول الاستیسیته بتن متغیر است. به سه طریق می توان مدول الاستیسیته را تعریف کرد.

- ۱- شیب اولیه نمودار تنش کرنش (مدول الاستیسیته اولیه - **Initial**)
- ۲- شیب خط متصل کننده مبدا به نقطه تنش دلخواه مانند **B** (مدول الاستیسیته سکانتی - **Secant**)
- ۳- شیب خط مماس بر نمودار در هر نقطه دلخواه (مدول الاستیسیته مماسی - **Tangent**)

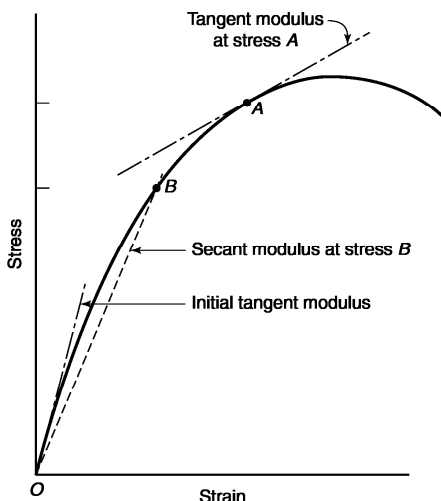


Fig. 3-17
Tangent and secant moduli of elasticity.

- تنش در بتن در حد بارگذاری سرویس حدود $0.45f'_c$ می باشد. در صورتی که نقطه B در حدود $0.45f'_c$ انتخاب شود، تنش سکانتی بتن در بارگذاری سرویس بدست می آید. آیین نامه ACI توصیه می کند جهت مدلسازی سازه های بتنی از مدول الاستیسیته سکانتی استفاده شود و روابطی را جهت محاسبه و تخمین مدول الاستیسیته بتن ارائه کرده است.

19.2.2 Modulus of elasticity

R 19.2.2 Modulus of elasticity

19.2.2.1 Modulus of elasticity, E_c , for concrete shall be permitted to be calculated as (a) or (b):

R 19.2.2.1 Studies leading to the expression for modulus of elasticity of concrete are summarized in Pauw (1960), where E_c is defined as the slope of the line drawn from a stress of zero to a compressive stress of $0.45f'_c$. The modulus of elasticity for concrete is sensitive to the modulus of elasticity of aggregate and mixture proportions of the concrete. Measured elastic modulus values can range from 80 to 120 percent of calculated values. ASTM C469M provides a test method for determining the modulus of elasticity for concrete in compression.

(a) For values of w_c between 1440 and 2560 kg/m^3

$$E_c = w_c^{1.5} 0.043 \sqrt{f'_c} \text{ (in MPa)} \quad (19.2.2.1.a)$$

(b) For normalweight concrete

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} \text{ (in MPa)} \quad (19.2.2.1.b)$$

برای $f'_c = 25 MPa$ مقادیر مدول الاستیسیته بتن به صورت زیر بدست می آید:

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} \text{ MPa} = 23500 \text{ MPa} \quad \text{رابطه تقریبی ACI318-2014}$$

$$E_c = W_c^{1.5} \times 0.043 \sqrt{f'_c} \xrightarrow{\text{با فرض } W_c = 2400 \frac{kg}{m^3}} 5056 \sqrt{f'_c} \text{ MPa} = 25279 \text{ MPa} \quad \text{رابطه دقیق ACI318-2014}$$

$$E_c = W_c^{1.5} \times 0.043 \sqrt{f'_c} \xrightarrow{\text{با فرض } W_c = 2300 \frac{kg}{m^3}} 4743 \sqrt{f'_c} \text{ MPa} = 23715 \text{ MPa} \quad \text{رابطه دقیق ACI318-2014}$$

با مقایسه با فولاد ($E_s = 2 \times 10^5 MPa$) مدول الاستیسیته فولاد حدود ۸ الی ۱۰ برابر مدول الاستیسیته بتن می باشد.

(مهندس: حمزه آزاد ۱۷۹)

مدول ارتجاعی بتن با مقاومت بالا نسبت به بتن با مقاومت پایین:

(۲) کوچکتر از یک است

(۱) بزرگتر از یک است

(۴) قابل برآورد نیست

(۳) مساوی یک است

گزینه ۱

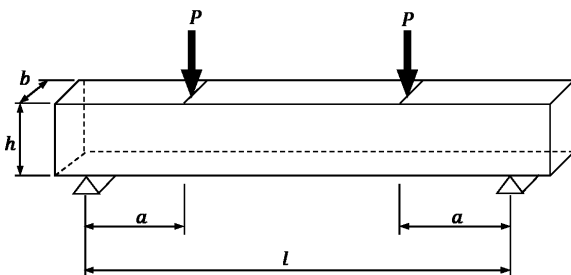
۵-۲- مقاومت کششی بتن

جهت تعیین مقاومت کششی از دو آزمایش مختلف به نام "Modulus of rupture or flexural test" و "Split cylinder test" می توان استفاده کرد.

۱- مدول گسیختگی Modulus of rupture or flexural test (ASTM C78)

در این روش مطابق شکل زیر یک تیر بتنی "بدون میلگرد" تحت اثر دو نیروی متمرکز قرار می گیرد. در اثر نیروی P لنگر خمشی $M=Pa$ در تیر ایجاد می شود. بار P افزایش می یابد تا جایی که تیر تحت اثر کشش ناشی از لنگر ترک خورده و گسیخته شود.

سپس مقدار مدول گسیختگی، f_r ، بر اساس رابطه $f_r = \frac{Mc}{I}$ محاسبه می شود.



$$f_r = \frac{M}{I} c = \frac{6M}{bh^2} = \frac{6Pa}{bh^2}$$

- رابطه فوق با فرض خطی بودن تنش ها بدست آمده است.

آیین نامه ACI رابطه تقریبی زیر را جهت محاسبه مدول گسیختگی ارائه می کند (در صورت استفاده از رابطه ACI دیگر نیازی به انجام آزمایش فوق نخواهد بود).

19.2.3 Modulus of rupture

19.2.3.1 Modulus of rupture, f_r , for concrete shall be calculated by:

$$f_r = 0.62\lambda\sqrt{f'_c} \quad (19.2.3.1)$$

where the value of λ is in accordance with 19.2.4.

- نکته: مقاومت کششی بتن حدود 0.08 الی 0.15 مقاومت فشاری آن بدست می آید.

مثال: مقاومت کششی و فشاری یک ستون بتنی با مقطع $400 \times 400 \text{ mm}^2$ را بدست آورید.
مقاومت فشاری بتن را برابر $f_c = 25 \text{ MPa}$ فرض کنید.

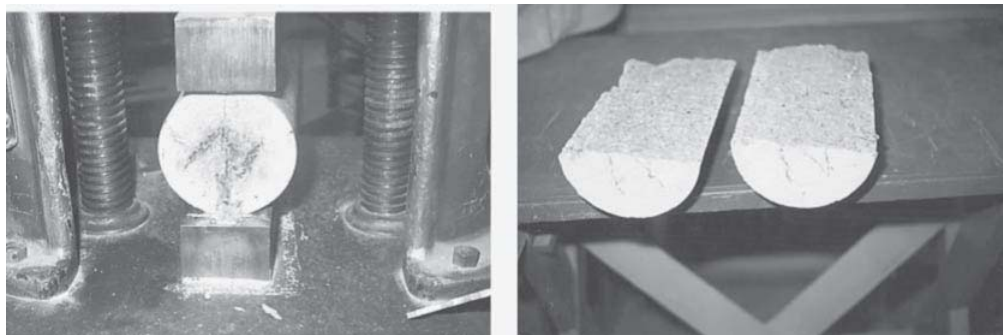
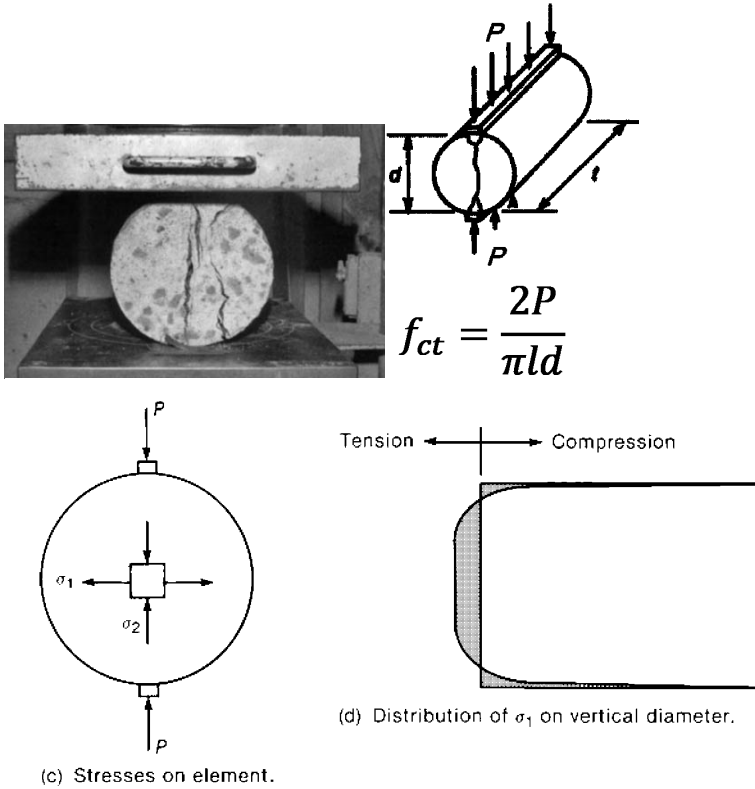
$$\text{مقاومت فشاری} = A_g f'_c = (400 \times 400) \times 25 = 4000 \text{ kN}$$

$$\text{مقاومت کششی} = A_g \left(0.62 \sqrt{f'_c} \right) = (400 \times 400) \times (0.62 \sqrt{25}) = 496 \text{ kN}$$

- نکته: در محاسبات فوق ضرایب آیین نامه ای اعمال نشده است.

۲- مدول شکافت (ASTM C496) Split cylinder test

در آزمایش مدول شکافت یک استوانه بتنی مطابق شکل زیر تحت اثر نیروی فشاری در راستای قطر قرار می گیرد. نیروی P موجب می شود مطابق شکل سمت راست، در دو انتهای فوقانی و تحتانی تنش فشاری زیادی ایجاد شود و در قسمت میانی تنش کششی یکنواخت ایجاد شود. تنش مقاوم کششی نمونه (مدول شکافت) از رابطه $f_{ct} = \frac{2P}{\pi ld}$ بدست می آید.



در شکل زیر در راستای افقی تنش ثابت σ_3 در دو راستا وارد می شود. همزمان با تنش ثابت σ_3 ، در راستای قائم تنش σ_1 به تدریج افزایش می یابد تا نمونه گسیخته شود. آزمایشات نشان میدهد می توان مقاومت بتن در راستای ۱ را با رابطه زیر تقریب زد:

$$\sigma_1 = f'_c + 4.1\sigma_3$$

در رابطه فوق f'_c مقاومت فشاری نمونه بتنی تحت فشار تک محوری ($\sigma_3 = 0$) می باشد. با افزایش فشار جانبی σ_3 مقاومت فشاری در راستای ۱ نیز افزایش می یابد.

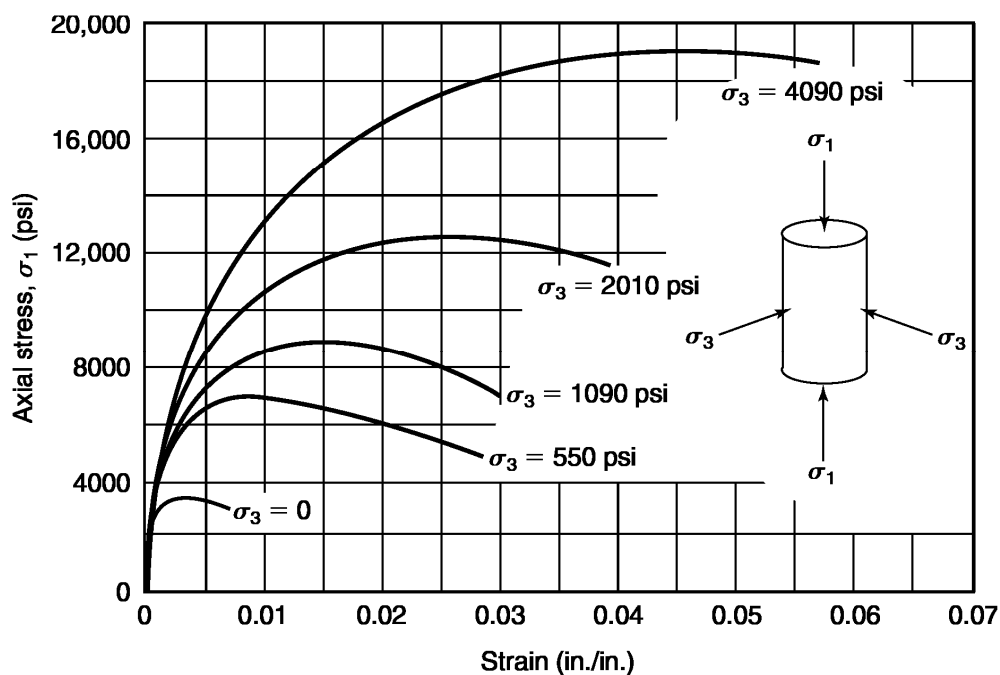


Fig. 3-15
Axial stress-strain curves
from triaxial compression
tests on concrete cylinders;
unconfined compressive
strength $f'_c = 3600$ psi.
(From [3-3].)

اعضای بتنی ممکن است در شرایط مختلف تحت تنشهای مختلف قرار گیرند.

برای مثال مقطع تیرهای بتنی همزمان تحت اثر تنشهای کششی و فشاری ناشی از خمش و نیز تنش های برشی ناشی از برش قرار می گیرند. در دالها و پی های گسترده نیز مقطع بتن تحت اثر همزمان تنشهای محوری در دو راستای عمود بر هم، و نیز تنش های برشی قرار می گیرند. از دیدگاه علم مقاومت مصالح، تنش های چند جهته را می توان به سه مولفه تنش اصلی تبدیل کرد (تنشهای اصلی). تنشهای اصلی ممکن است کششی و یا فشاری باشند.

- اگر یکی از تنشهای اصلی صفر باشد، خواهیم گفت تنش دو محوره داریم.
- اگر دو تنش اصلی صفر باشد، خواهیم گفت تنش تک محوره داریم.

در اکثر مواقع نتایج آزمایشگاهی تنها برای تنش تک محوره اعلام می شوند. برای مثال تنش مقاوم نمونه استوانه ای ۲۸ روزه بتن مقاومت فشاری تک محوره بتن را نشان میدهد.

در شکل زیر نمونه بتنی تحت اثر همزمان تنش فشاری در دو راستای ۱ و ۲ قرار گرفته است.

نقطه d: در این نقطه نمونه تحت اثر همزمان تنش در دو راستای ۱ و ۲ قرار گرفته است. در این حالت مقاومت فشاری نمونه بیش از $1.1f'_c$ خواهد بود.

نقطه b: این نقطه مربوط به کشش دو محوره می باشد که در آن مقاومت کششی نمونه حدود ۱۰ درصد مقاومت فشاری آن است.

نقطه a: این نقطه مقاومت فشاری نمونه تحت فشار تک محوره در راستای ۱ را نشان میدهد که برابر f'_c می باشد.

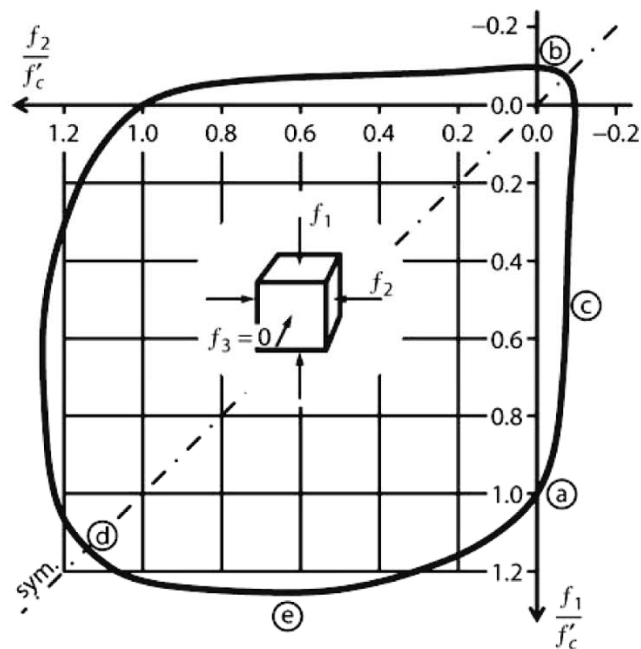
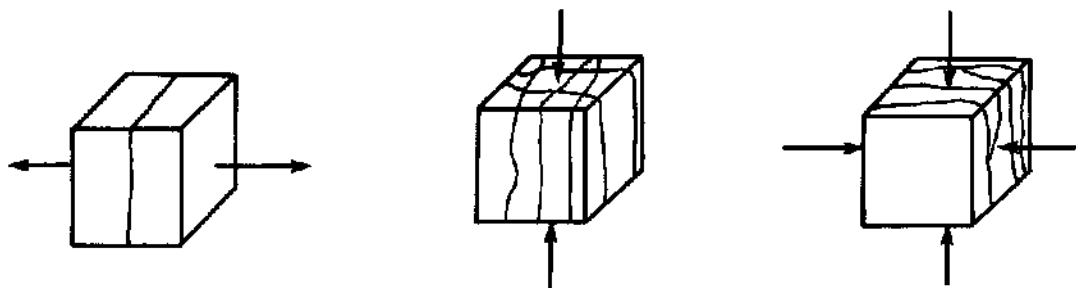


FIGURE 3.11 Concrete strength envelope under biaxial loading. (After Kupfer et al., 1969, courtesy of American Concrete Institute.)

شکل های زیر مربوط به شکل شکاف در بتن در هنگام شکست آن است.

- در شکل سمت چپ نمونه تحت کشش خالص است و ترک ها عمود بر راستای کشش هستند.
- در شکل وسط و شکل سمت راست ترک ها به موازات فشار هستند.



شکل زیر نمودار تنش و کرنش در نمونه بتنی با بارگذاری تک محوری را نشان می دهد. تنش تک محوری در راستای 1 وارد می شود. با افزایش تنش نمونه در راستای 1 کاهش طول خواهد داشت ولی در راستای 3 افزایش عرض خواهیم داشت.

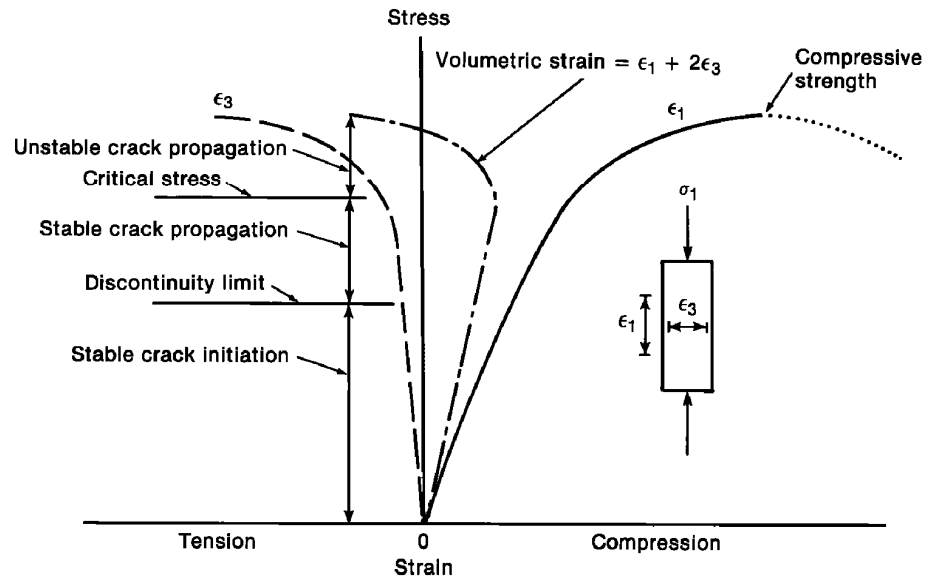
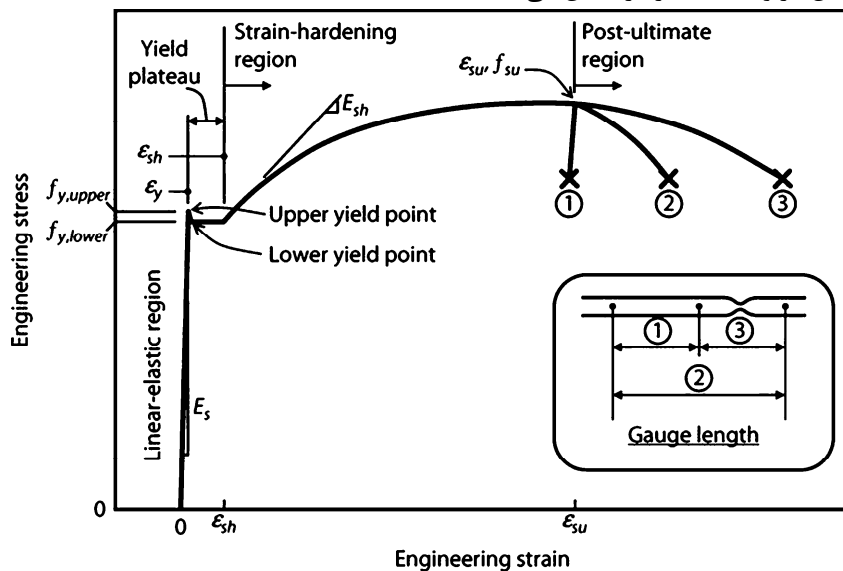
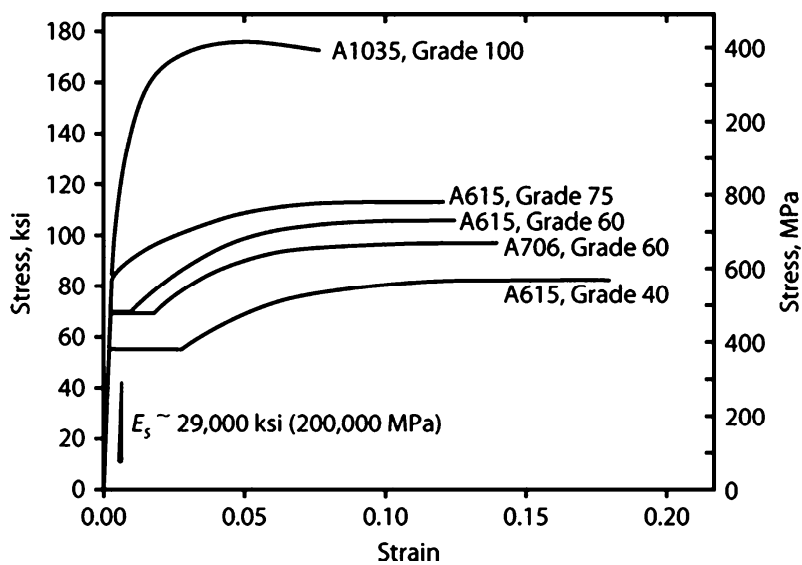


Fig. 3-1
Stress-strain curves for
concrete loaded in uniaxial
compression. (From [3-2].)

شکل های زیر نمودار تنش کرنش مربوط به میلگرد را نشان می دهد.



شکل زیر نشان می دهد با افزایش مقاومت میلگرد، پله تسلیم از بین رفته و شکل پذیری آن کاهش می یابد. منظور از Grade 40 میلگرد با مقاومت تسلیم $F_y = 40 \text{ ksi} = 40 \times 7 \text{ MPa} = 280 \text{ MP}$ می باشد. منظور از Grade 60 میلگرد با مقاومت تسلیم $F_y = 60 \text{ ksi} = 60 \times 7 \text{ MPa} = 420 \text{ MP}$ می باشد.



۹-۴-۵ ویژگیهای کششی آرماتورها

۹-۴-۵-۱ ویژگیهای کششی آرماتورها باید مطابق با مقادیر کششی یکی از رده های ارائه شده در جدول ۹-۴-۲ باشد.

جدول ۹-۴-۲ ویژگیهای کششی آرماتورها

ازدیاد طول نسبی [۱]	تنش حد تسلیم MPa		مقاومت کششی حداقل MPa	رده از نظر شکل پذیری	طبقه بندی از نظر شکل رویه	علامت مشخصه در ایران	رده	
	حداقل A_{10}	حداکثر A_5						
۱۸	۲۵	-	۲۴۰	۳۶۰	نرم	ساده	س ۲۴۰	S240
۱۵	۱۸	-	۳۴۰	۵۰۰	نیم سخت	آجدار ماریچ	آج ۳۴۰	S340
-	۱۷ ^[۲]	۴۵۵	۳۵۰	۵۰۰	نیم سخت	آجدار ماریچ	آج ۳۵۰	S350
۱۲	۱۶	-	۴۰۰	۶۰۰	نیم سخت	آجدار جناغی	آج ۴۰۰	S400
-	۱۶ ^[۲]	۵۴۵	۴۲۰	۶۰۰	نیم سخت	آجدار جناغی	آج ۴۲۰	S420
۸	۱۰	-	۵۰۰	۶۵۰	سخت	آجدار مرکب	آج ۵۰۰	S500
-	۱۲	-	۵۰۰	۵۵۰	سخت	آجدار	آج ۵۰۰ سرد	S500C
-	۱۳	۶۷۵	۵۲۰	۶۹۰	سخت	آجدار مرکب	آج ۵۲۰	S520

[۱] انتخاب یکی از طولهای آزمون برای تعیین میزان ازدیاد طول نسبی کافی است. در صورت عدم ذکر طول آزمون، طول حداقل A_5 باید ملاک قرار گیرد. طولهای A_5 و A_{10} در استاندارد INSO 3132 ایران تعریف شده اند.

[۲] در خصوص میلگردهایی که قطر اسمی آنها ۳۲ میلیمتر یا بیشتر است، حداقل مقدار مشخصه تعریف شده برای A_5 ممکن است تا ۲ درصد به ازای هر ۳ میلیمتر افزایش در قطر، کاهش یابد. حداکثر کاهش از حداقل مقادیر تعریف شده در جدول فوق به ۴ درصد محدود می شود.



استفاده از آرماتور ساده در چه مواردی مجاز است؟
در اعضای سازه ای آرماتورها همگی باید آجدار باشند مگر دورپیچ ستونها

۸-۲- خزش

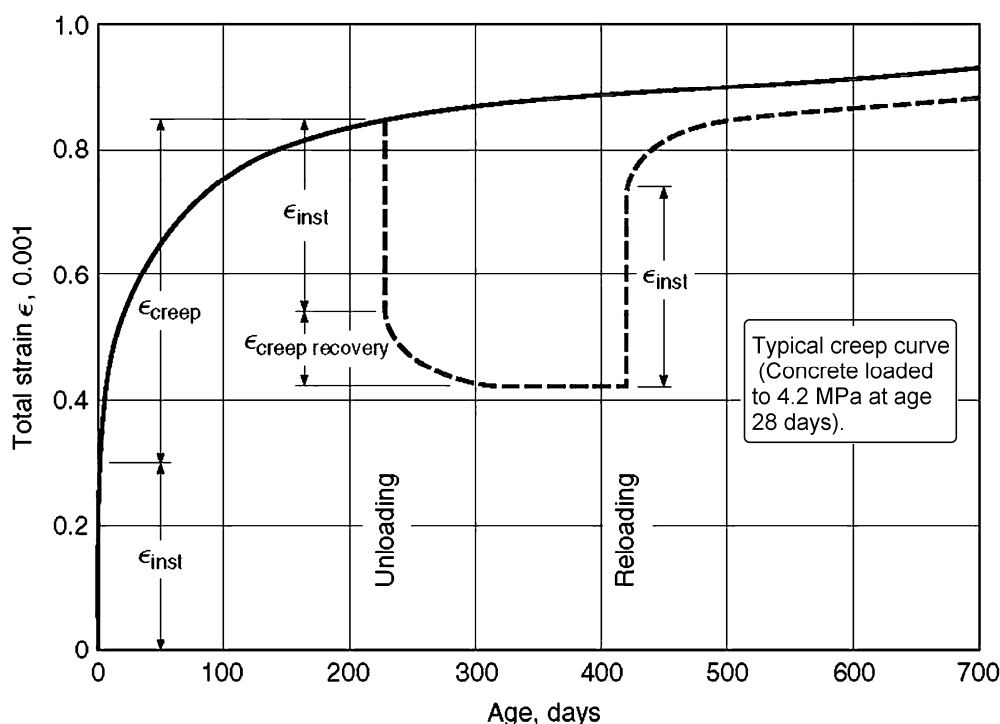
برخی از مواد مانند فولاد، مقاومت و نمودار تنش کرنش حساسیت کمی به زمان دارند.

ولی در بتن اینچنین نیست. اگر یک نمونه بتنی به صورت فشاری بارگذاری شود، یک تغییر شکل آنی اولیه در آن مشاهده خواهد شد و اگر باربرداری انجام نشود و وارد بر آن در طول زمان ثابت بماند، یک تغییر شکل اضافی تدریجی بنام خزش در آن ایجاد خواهد شد.

شکل زیر نشان می دهد که یک نمونه بتنی ۲۸ روزه تحت تنش فشاری 4.8 MPa قرار گرفته و کرنش اولیه آنی ϵ_{inst} در آن ایجاد شده است. به مدت ۲۳۰ روز مقدار بار ثابت باقی مانده و در این فاصله علاوه بر کرنش آنی ϵ_{inst} ، کرنش ناشی از خزش ϵ_{creep} به آن اضافه شده است، به طوریکه جمع کرنش در نمونه به حدود سه برابر کرنش آنی اولیه افزایش یافته است. اگر بار ثابت حفظ شود، نمودار خط توپر را طی خواهد کرد و مطابق شکل افزایش قابل توجهی در کرنش خواهیم داشت. ولی اگر مطابق قسمت خط چین نمودار باربرداری انجام شود، قسمت عمده تغییر شکل آنی اولیه (ϵ_{inst}) بر می گردد. اگر نمونه بدون بار رها شود در طول زمان قسمتی از خزش نیز باز خواهد گشت ($\epsilon_{creep recovery}$ در شکل).

کرنش مربوط به خزش (ϵ_{creep}) که در یک فاصله زمانی طولانی (۲ الی ۵ سال) رخ می دهد می تواند حدود یک الی سه برابر کرنش اولیه باشد.

$$(\epsilon_{creep} = 1 \sim 3 \times \epsilon_{inst})$$



عوامل که بر خزش اثر می کند:

- ۱- خلل فرج بتن ↑ خزش ↑
- ۲- ضخامت قطعه بتنی ↑ خزش ↓
- ۳- عمر بتن در لحظه بارگذاری ↑ خزش ↓
- ۴- زمان بارگذاری (مدتی که بار بر قطعه اثر می کند) ↑ خزش ↑
- ۵- رطوبت محیط ↑ خزش ↓
- ۶- درصد فولاد فشاری ↑ خزش ↓

✓ تحت تنش های ثابت بیش از $0.85f'_c$ ، پدیده خزش با گذشت زمان موجب شکست نمونه می شود.

۱۲۰- برای تیر بتن مسلح با تکیه‌گاه‌های ساده تحت بار دائمی گسترده، افزایش چه عاملی تأثیر بیشتری در کاهش نسبت تغییر شکل زمانی به تغییر شکل آنی در وسط تیر دارد؟

- (۱) مقاومت کششی بتن
- (۲) مقدار آرماتور کششی
- (۳) مقاومت فشاری بتن
- (۴) مقدار آرماتور فشاری

گزینه ۴

در تیرهای پیوسته (چند دهانه) بتن آرمه تحت اثر بار ثابت به تدریج کدام حالت اتفاق می‌افتد؟
(مهندس عمران ۸۰)

- (۱) هر دو ممان منفی و مثبت افزایش می‌یابند.
- (۲) هر دو ممان منفی و مثبت کاهش می‌یابند.
- (۳) ممان مثبت کم شده و ممان منفی تکیه‌گاه افزایش می‌یابد.
- (۴) از ممان منفی تکیه‌گاه کم شده و به ممان مثبت وسط دهانه اضافه می‌شود.

گزینه ۴

(مهندس عمران ۷۶)

- ۱۹- خیز بلندمدت یک تیر بتن آرمه:
- (۱) ۲ تا ۳ برابر خیز اولیه آن است.
- (۲) ۱/۵ برابر خیز اولیه آن است.
- (۳) به علت جمع‌شدگی "Shrinkage" کمتر از خیز اولیه آن است.
- (۴) هیچکدام.

گزینه ۱

آزاد ۸۹

۳۲- کدام یک از موارد زیر موجب افزایش مقاومت فشاری بتن می‌شود.

- (۱) کاهش سرعت بارگذاری در آزمایش مقاومت فشاری
- (۲) بزرگتر کردن اندازه نمونه‌های آزمایش مقاومت فشاری
- (۳) افزایش نسبت آب به سیمان بتن
- (۴) تغییر شرایط عمل‌آوری نمونه قبل از آزمایش از حالت خشک به حالت مرطوب

گزینه ۴

آزاد ۸۹

۱۳۳- کدام یک از عبارت‌های زیر راجع به پدیده خزش در بتن صحیح است؟

- (۱) هر قدر رطوبت نسبی محیط کمتر باشد کرنش ناشی از خزش در بتن بیشتر است.
- (۲) کرنش ناشی از خزش تماماً برگشت پذیر یا قابل جبران در باربرداری است.
- (۳) هر قدر تنش اعمالی به نمونه کمتر و سن نمونه هنگام بارگذاری بیشتر باشد، میزان خزش آن بیشتر است.
- (۴) میزان کرنش ناشی از خزش همواره کمتر از کرنش ناشی از بارگذاری است.

۲-۹- افت و حرارت

اعضای بتنی، حتی اگر بارگذاری روی آنها انجام نشود، به مرور زمان کاهش حجم خواهند داشت. از جمله دلایل این کاهش حجم پدیده افت و حرارت می باشد.

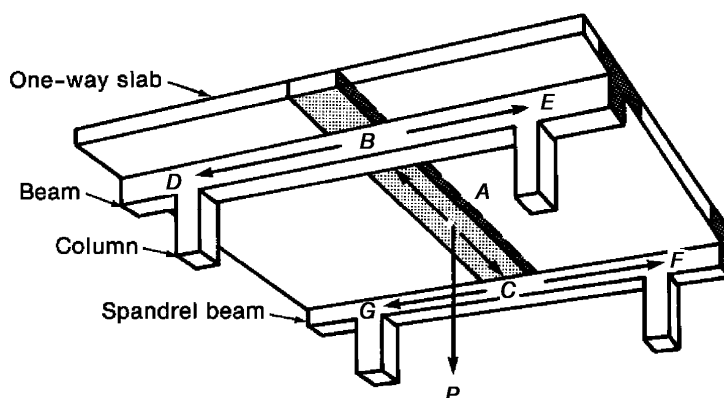
افت مربوط به از دست دادن رطوبت داخل بتن و تبخیر آن از سطح بتن می باشد. هرچه سطح تماس بتن با هوای آزاد بیشتر باشد این تبخیر بیشتر خواهد بود. میزان این تبخیر مسلماً به دمای محیط و رطوبت نسبی هوا وابسته است.

تفاوت افت با خزش؟

✓ برخلاف خزش علت افت تنش های فشاری نمی باشد. بلکه در غیاب تنش های فشاری نیز افت اتفاق می افتد.

۱-۳- طراحی تیر

یکی از رایج ترین سیستم های باربر، سیستم قاب خمشی می باشد که در آن تیرها اعضایی هستند که تحت خمش و برش قرار دارند و ستونها اعضایی هستند که تحت خمش، برش و نیروی محوری قرار دارند. علاوه بر تیرها، اجزای سقف نیز تحت خمش و برش قرار دارند. در شکل زیر نیروی P توسط نواری از دال سقف (که در شکل هاشور خورده است) تحمل می شود. بار P همراه با وزن خود سقف در نقاط B و C به تیرها منتقل می شود. تیرها نیز در انتها بار را به ستون منتقل می کنند. تیر به ستون لنگر همراه با نیروی محوری وارد می کند. در شکل بار به صورت یک طرف و تنها در یک راستا به تیرها منتقل می شود و به همین جهت به آن دال "یک طرفه" گفته می شود. دقت شود که در این شکل تنها در یک جهت تیر داریم و اگر در چهار طرف دال تیر داشتیم، بار در هر دو جهت منتقل می شد و در این صورت دال "دو طرفه" داشتیم.



اساس طراحی مقاطع بر اساس رابطه زیر انجام میشود:

$$\text{Reduced nominal strength} \geq \text{factored load effects}$$

اگر مقطع تحت لنگر خمشی باشد:

$$\phi M_n \geq M_u$$

در رابطه فوق مقدار M_n "مقاومت خمشی اسمی" مقطع را نشان می دهد (nominal moment strength). مقدار آن بر اساس هندسه مقطع و مقاومت مصالح (استفاده شده در مقطع) تعیین می شود.

M_u لنگر ناشی از بارهای ضریب دار می باشد که به آن لنگر طراحی نیز گفته می شود. این لنگر از ترکیب بارها بدست می آید. برای مثال بارهای مرده، زنده، و ... هر کدام لنگری را به مقطع وارد می کنند. این لنگرها با هم ترکیب می شوند و مقدار M_u را تشکیل می دهند. بنابراین برای بدست آوردن M_u باید ابتدا تحلیل سازه انجام شود تا دیاگرام های لنگر ترسیم شوند و مشخص شود که لنگر ناشی از بارهای مختلف چقدر است.

مقدار ϕ ضریب کاهش مقاومت (strength-reduction factor) می باشد. در مواردی که خمش (بدون حضور نیروی محوری) داریم، مقدار این ضریب بر اساس ACI-318-2014 برابر 0.9 می باشد. این ضریب کاهش برای منظور کردن احتمال خطای اجرا (مثلا عدم اجرای دقیق ابعاد و یا کاهش مقاومت) و همچنین خطاها و تقریب های محاسباتی می باشد.

مقدار ϕM_n را "مقاومت اسمی کاهش یافته" و یا "مقاومت طراحی" می نامند.

مطابق جدول بارهای وارد بر اعضا با هم ترکیب (جمع) می شوند. هر کدام از ترکیب بارها یک احتمال محسوب می شود.

5.3—Load factors and combinations

5.3.1 Required strength U shall be at least equal to the effects of factored loads in Table 5.3.1, with exceptions and additions in 5.3.3 through 5.3.12.

Table 5.3.1—Load combinations

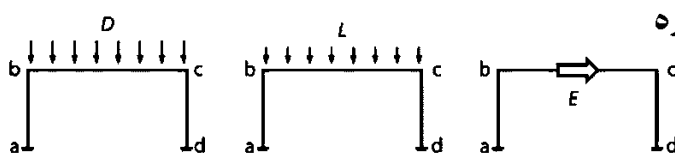
Load combination	Equation	Primary load
$U = 1.4D$	(5.3.1a)	D
$U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$	(5.3.1b)	L
$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (1.0L \text{ or } 0.5W)$	(5.3.1c)	$L_r \text{ or } S \text{ or } R$
$U = 1.2D + 1.0W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$	(5.3.1d)	W
$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$	(5.3.1e)	E
$U = 0.9D + 1.0W$	(5.3.1f)	W
$U = 0.9D + 1.0E$	(5.3.1g)	E

5.3.3 The load factor on live load L in Eq. (5.3.1c), (5.3.1d), and (5.3.1e) shall be permitted to be reduced to 0.5 except for (a), (b), or (c):

- (a) Garages
- (b) Areas occupied as places of public assembly
- (c) Areas where L is greater than 4.8 kN/m^2

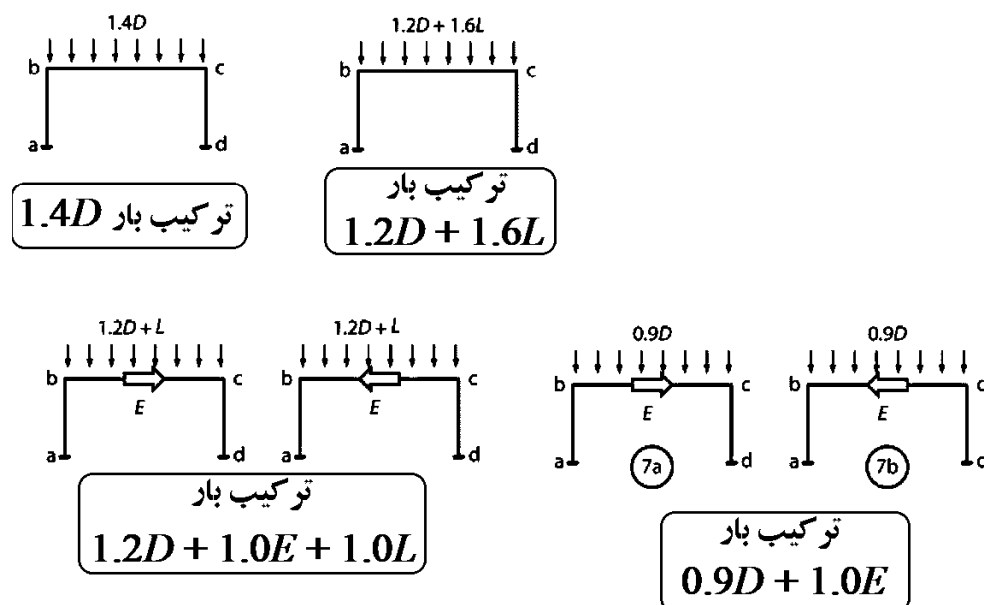
با توجه به زلزله خیز بودن ایران، ترکیب بارهایی که شامل نیروی زلزله هستند، اهمیت خاصی دارند. در ترکیب بارهای زیر ترکیب بار پنجم و هفتم شامل نیروی زلزله هستند. در شکل زیر برخی از ترکیب بارهای فوق نمایش داده شده است.

(i) Load cases



بارهای وارد بر سازه

(ii) Load combinations



۳-۱-۲- ضرایب کاهش مقاومت

مقاومت اعضا پس از محاسبه در جهت اطمینان باید کاهش داده شوند. جدول زیر ضرایب کاهش مقاومت را نشان می دهد. برای مثال مقاومت برشی اعضا با ضریب 0.75 کاهش می یابد.

دقت شود که مقاومت اولیه (بدون اعمال ضریب کاهش مقاومت) را "مقاومت اسمی" عضو می نامند

Table 21.2.1—Strength reduction factors ϕ

Action or structural element		ϕ	Exceptions
(a)	Moment, axial force, or combined moment and axial force	0.65 to 0.90 in accordance with 21.2.2	Near ends of pre-tensioned members where strands are not fully developed, ϕ shall be in accordance with 21.2.3.
(b)	Shear	0.75	Additional requirements are given in 21.2.4 for structures designed to resist earthquake effects.
(c)	Torsion	0.75	—
(d)	Bearing	0.65	—
(e)	Post-tensioned anchorage zones	0.85	—
(f)	Brackets and corbels	0.75	—
(g)	Struts, ties, nodal zones, and bearing areas designed in accordance with strut-and-tie method in Chapter 23	0.75	—
(h)	Components of connections of precast members controlled by yielding of steel elements in tension	0.90	—
(i)	Plain concrete elements	0.60	—
(j)	Anchors in concrete elements	0.45 to 0.75 in accordance with Chapter 17	—

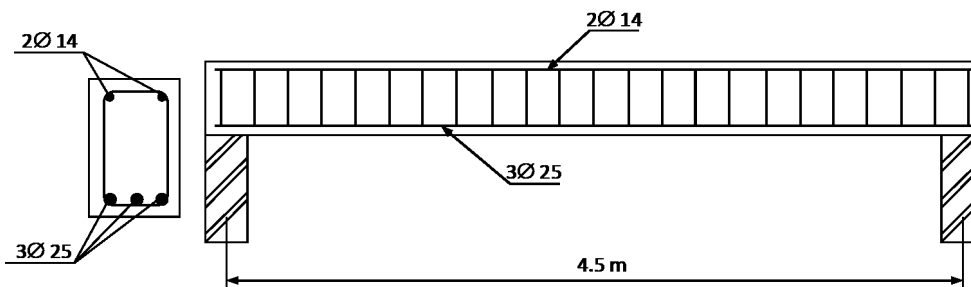
مثال: در تیر شکل زیر بار گسترده وارد بر تیر برابر است با:

$$q_{Dead} = 40 \frac{kN}{m} \quad q_{Live} = 30 \frac{kN}{m}$$

فرض کنید "مقاومت خمشی اسمی" مقطع برابر است با:

$$M_n = 275 \text{ kN.m}$$

• فرض کنید تیر به صورت اتکایی بر روی تکیه گاهها قرار گرفته و دوسرمفصل می باشد.



بارهای مرده و زنده وارد بر به صورت زیر ترکیب شده اند:

$$q_u = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 1.4D = 1.4 \times 40 = 56 \frac{kN}{m} \\ 1.2D + 1.6L = 1.2 \times 40 + 1.6 \times 30 = 96 \frac{kN}{m} \end{array} \right\} = 96 \frac{kN}{m}$$

مقدار $q_u = 96 \frac{kN}{m}$ را "بار ضریب دار" عضو می نامند.

لنگر ضریب دار عضو برابر است با:

$$M_u = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{96 \times 4.5^2}{8} = 243 \text{ kN.m}$$

کنترل کفایت تیر به لحاظ خمشی:

$$M_u \leq \phi M_n \quad \rightarrow \quad 243 \leq 0.9 \times 275 = 247.5 \text{ kN.m} \quad OK$$

لنگر ضریب دار عضو (M_u) باید کمتر از مقاومت خمشی طراحی عضو (ϕM_n) باشد.

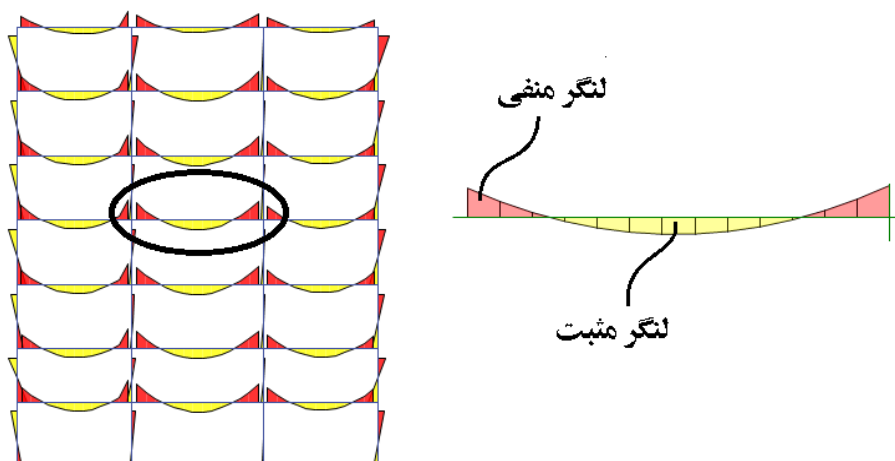
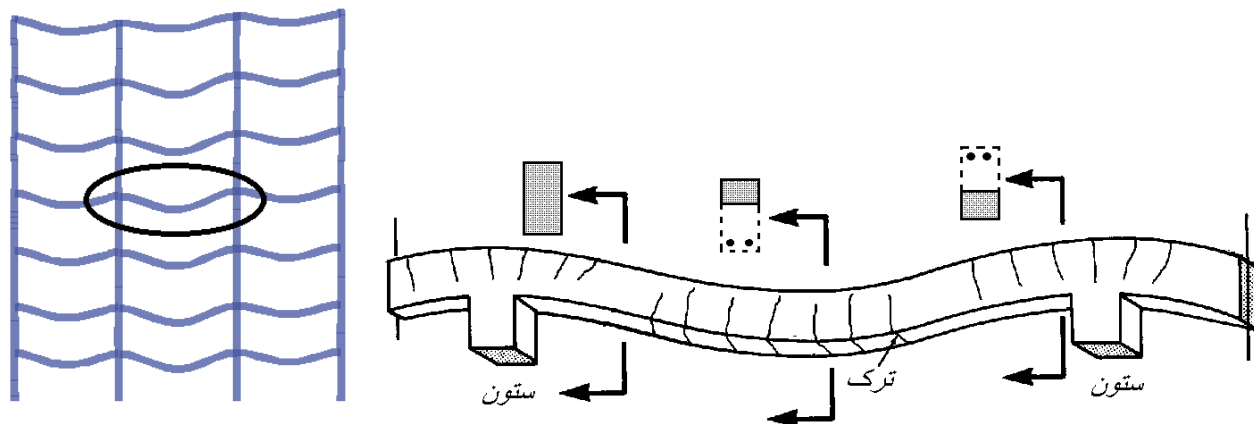
۲-۳- دلایل استفاده از ضریب اطمینان

- ۱- مقاومت واقعی اعضا با آنچه که محاسب در نظر گرفته تفاوت دارد.
 - a. مقاومت بتن و فولاد ممکن است متفاوت از مقدار مشخصه باشد.
 - b. ابعاد اجرا شده ممکن است متفاوت باشد.
 - c. فرضیات و تقریب های ساده کننده در آنالیز و طراحی

۲- احتمال تغییر در بارگذاری

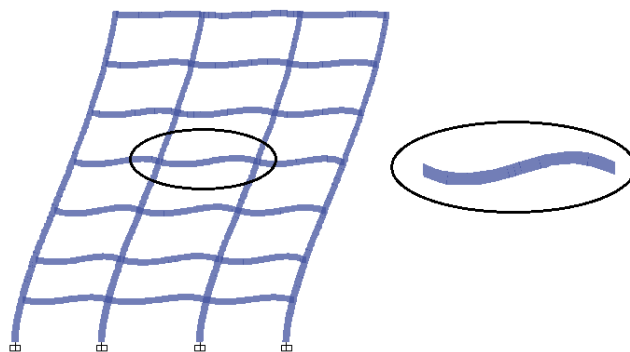
۳-۳- لنگر وارد بر تیر تحت بارهای ثقلی و لرزه ای

به شکل زیر توجه کنید. یک تیر بتن آرمه را نشان می دهد که تحت اثر بار ثقلی خم شده است.

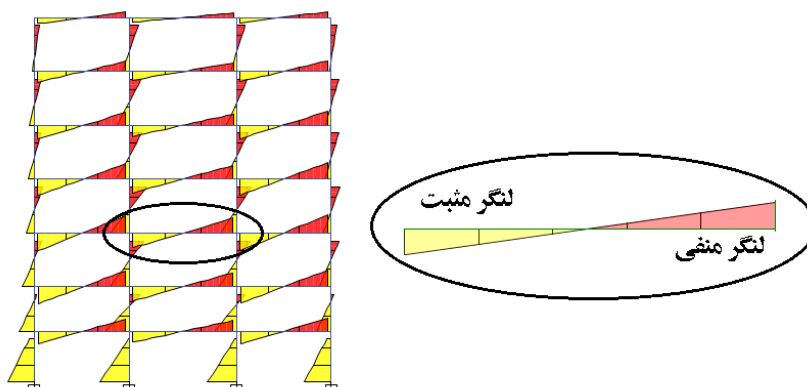


قرار داد: در این جزوه در دیاگرام لنگر منفی در بالای نمودار ترسیم می شود و مثبت در پایین نمودار.

به شکل زیر نگاه کنید. تغییر شکل سازه را تحت زلزله نشان می دهد:



در قابهای خمشی تحت نیروی جانبی زلزله معمولا حداکثر لنگر در دو انتهای تیر اتفاق می افتد.



1- Strength limit states

- (a) Loss of equilibrium.
- (b) Failure.
- (c) Progressive collapse.
- (d) Formation of a plastic mechanism.
- (e) Instability.
- (f) Fatigue.

2- Serviceability limit states

- (g) Excessive deflections for normal service.
- (h) Excessive crack widths.
- (i) Undesirable vibrations.

Serviceability limit states include onset of structural or nonstructural damage, visible deflections, and vibrations causing occupant discomfort

3- Special limit states

- (a) Damage or collapse in extreme earthquakes.
- (b) Structural effects of fire, explosions, or vehicular collisions.
- (c) Structural effects of corrosion or deterioration.

ترکیب بارهای بهره برداری

در مواردی مانند کنترل خیز از ترکیب بارهای بهره برداری استفاده می کنیم. در این حالت بارها بر اساس بند زیر از مبحث ششم ترکیب می شوند.

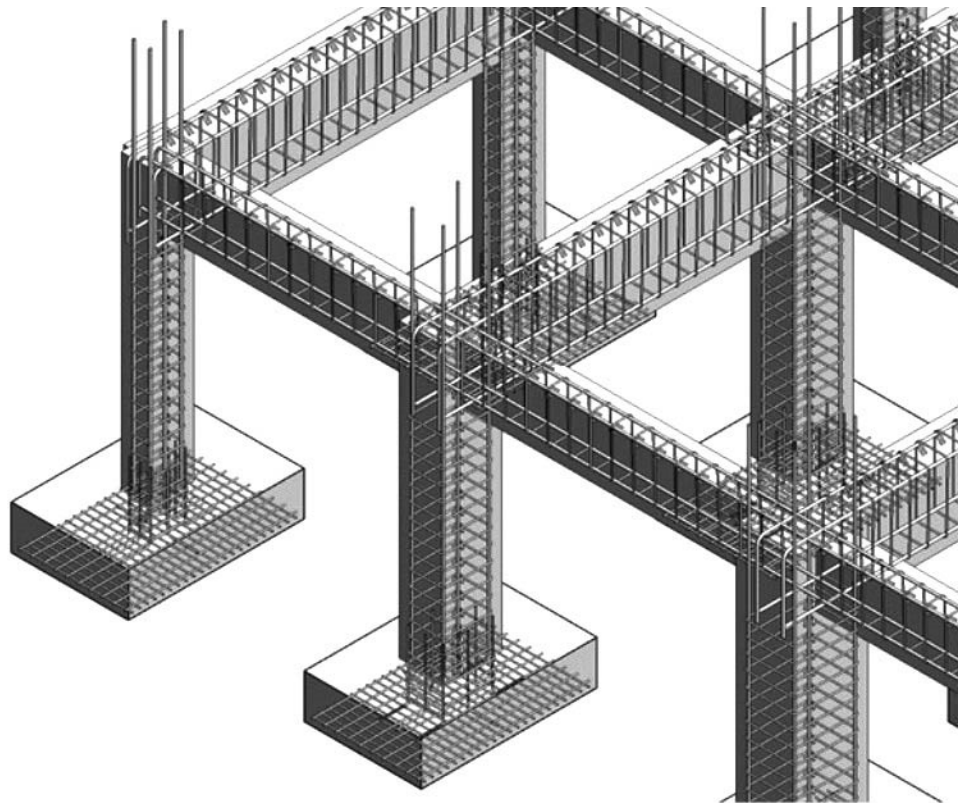
۵-۳-۲-۶ ترکیب بارهای حالت‌های حدی بهره‌برداری

برای حالت‌های بهره‌برداری موضوع بند ۶-۳-۱، باید ترکیب بارهای مناسب بارهای مرده، زنده و سایر بارهای مرتبط با توجه به مباحث طراحی مقررات ملی ساختمان و یا سایر آیین‌نامه‌های طراحی مربوطه در نظر گرفته شود. در این ترکیب‌ها از بارهای کوتاه مدت نظیر زلزله طرح، باد، سیل، یخ جوی و ... استفاده نمی‌شود. ترکیب بارهای زیر باید برای حالت‌های بهره‌برداری به کار برده شود. در صورتی که در مباحث طراحی مقررات ملی ساختمان و یا سایر آیین‌نامه‌های طراحی مربوطه پیشنهاد استفاده از ضرایب بار کمتر از یک را در ترکیب بارها داده باشد، باید از آن ضرایب به جای یک در ترکیب بارهای زیر استفاده گردد.

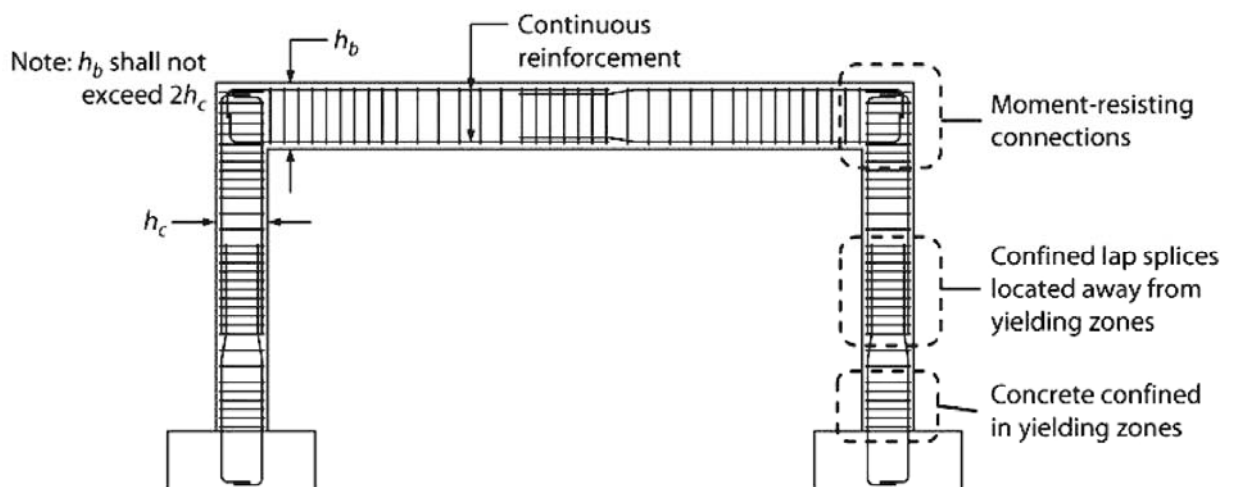
- ۱) D
- ۲) D+L
- ۳) D+(L_r یا S یا R)
- ۴) D+L+(L_r یا S یا R)
- ۵) D+T
- ۶) D+L+T+(L_r یا S)

۳-۴- سازه های بتنی

به شکل های زیر توجه کنید. شکل کلی میلگردهای "طولی" و "عرضی" تیر را نشان می دهند.



نحوه ترسیم میلگردهای طولی و عرضی در نقشه های سازه مشابه شکل زیر می باشد.



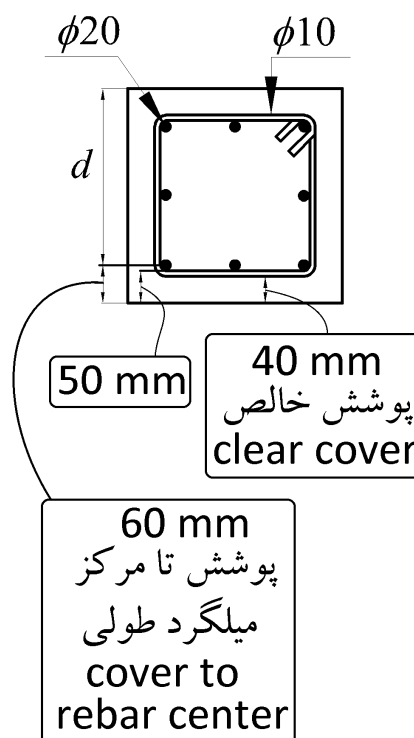
طبق ACI-318-2014 حداقل پوشش خالص بتن برای تیرها و ستونها برابر 40 mm می باشد به شرطی که آن تیر یا ستون در معرض عوامل جوی (هوای آزاد) و یا در تماس با خاک نباشد.

20.6.1.3 Specified concrete cover requirements

20.6.1.3.1 Nonprestressed cast-in-place concrete members shall have specified concrete cover for reinforcement at least that given in Table 20.6.1.3.1.

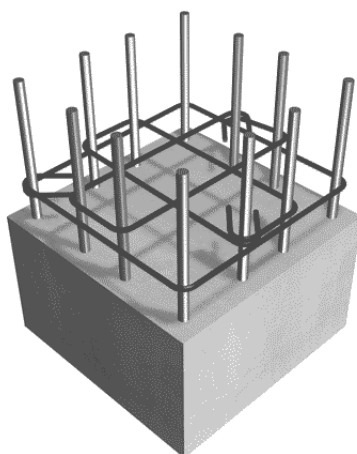
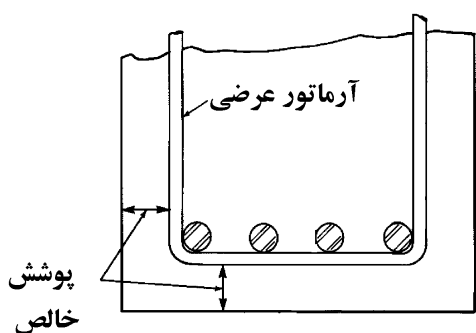
Table 20.6.1.3.1—Specified concrete cover for cast-in-place nonprestressed concrete members

Concrete exposure	Member	Reinforcement	Specified cover, mm
Cast against and permanently in contact with ground	All	All	75
Exposed to weather or in contact with ground	All	No. 19 through No. 57 bars	50
		No. 16 bar, MW200 or MD200 wire, and smaller	40
Not exposed to weather or in contact with ground	Slabs, joists, and walls	No. 43 and No. 57 bars	40
	Beams, columns, pedestals, and tension ties	No. 36 bar and smaller	20
		Primary reinforcement, stirrups, ties, spirals, and hoops	40



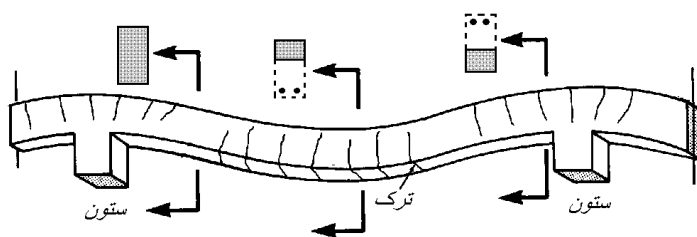
جدول ۹-۴-۶ پوشش بتن روی میلگرد برای اجزاء بتنی

پوشش روی میلگردها (mm)	میلگردها	نوع عضو	شرایط محیطی سازه بتنی
۷۵	کلیه میلگردها	کلیه اعضاء	بتن در تماس دائم با خاک است
۵۰	میلگردهای به قطر ۱۸ تا ۵۸ میلیمتر	کلیه اعضاء	بتن در تماس با هوا و یا تماس غیر دائم با خاک است
۴۰	میلگردها و سیم‌های به قطر ۱۶ میلیمتر و کمتر		
۴۰	میلگردهای بزرگتر از قطر ۳۶ میلیمتر	دال‌ها، تیرچه‌ها و دیوارها	بتن در تماس با هوا و یا خاک نیست
۲۰	میلگردهای قطر ۳۴ میلیمتر و نازک‌تر		
۴۰	آرماتورهای طولی، خاموت‌ها، بست‌ها، دورپیچ‌ها و تنگ‌ها	تیرها، ستون‌ها، ستون‌پایه‌ها و اعضای کششی	



۳-۶- تحلیل سازه های بتنی

اعضای سازه های بتنی تحت بارهای وارد شده، ترک می خورند. پس از ترک خوردن ممان اینرسی مقطع آنها کاهش می یابد (شکل زیر). طبق مبحث نهم مقررات ملی ساختمان و همچنین ACI-318 باید هنگام تحلیل سازه اثرات این کاهش سختی منظور شود.



پیشنویس مبحث نهم پیشنهاد می کند ممان اینرسی ستونها را برابر $0.7I_g$ و ممان اینرسی تیرها را برابر $0.35I_g$ در نظر بگیریم.

• I_g ممان اینرسی مقطع تیر یا ستون در حالت ترک نخورده و بدون احتساب اثر میلگردهای داخل آن می باشد. برای مثال برای یک تیر با

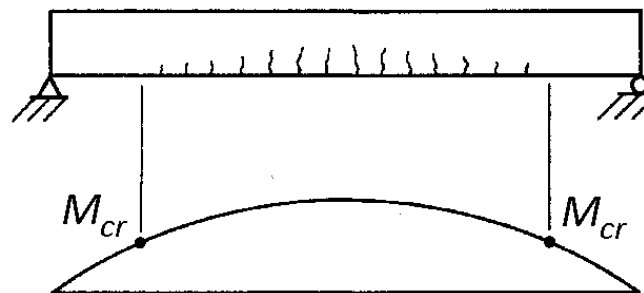
ابعاد مقطع $400mm \times 600mm$ مقدار ممان اینرسی مقطع بتن برابر $I_g = \frac{400 \times 600^3}{12}$ خواهد بود. و در هنگام تحلیل سازه مقدار ممان اینرسی این تیر باید برابر $0.35I_g = 0.35 \times \frac{400 \times 600^3}{12}$ باید منظور شود.

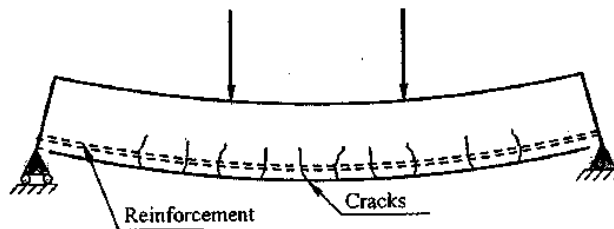
۹-۶-۵-۳-۱ مشخصات مقطع شامل ممان اینرسی و سطح مقطع اعضا باید بر اساس جداول ۹-۶-۲ (الف) و یا ۹-۶-۲ (ب) محاسبه شوند، مگر آنکه بتوان آن‌ها را از تحلیل‌های دقیق‌تری بدست آورد. در صورت وجود بارهای جانبی دائمی، ممان اینرسی ستون‌ها و دیوارها را باید بر ضریب $(1 + \beta_{ds})$ تقسیم نمود. β_{ds} برابر با نسبت برش دائمی در کل طبقه به حداکثر برش کل طبقه در همان ترکیب بار می‌باشد. ممان اینرسی ناخالص تیرهای T شکل با منظور کردن عرض موثر بال محاسبه می‌شود؛ و یا دو برابر ممان اینرسی ناخالص مقطع مستطیلی جان منظور نمود.

جدول ۹-۶-۲ (الف) - ممان اینرسی و سطح مقطع مجاز اعضاء در تحلیل الاستیک برای بارهای ضریب دار

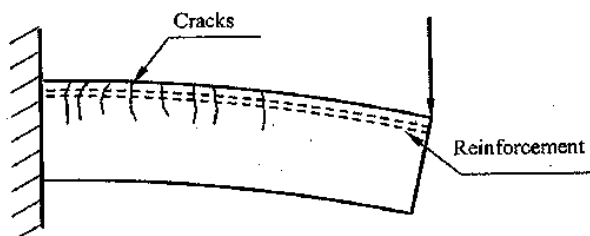
سطح مقطع	ممان اینرسی	عضو و شرایط آن
$1.0A_g$	$0.7I_g$	ستون‌ها
	$0.7I_g$	ترک نخورده
	$0.35I_g$	ترک خورده
	$0.35I_g$	تیرها
	$0.25I_g$	دال‌های تخت و دال‌های قارچی

یکی از عوامل ایجاد ترک وجود لنگر در تیر است. در نقاطی که لنگر وارد شده افزایش یابد، ترک‌ها نیز بیشتر خواهند بود. شکل‌های زیر نمونه‌هایی از ترک‌های احتمالی در تیرها را نشان می‌دهد. یک تیر دوسرهمفصل تحت بار گسترده یکنواخت را در نظر بگیرید. لنگر وارد بر عضو در میانه حداکثر مقدار خواهد بود $(M_u = \frac{quL^2}{8})$ و بنابراین انتظار می‌رود تعداد ترک‌ها و نیز عمق آنها در میانه تیر بیشتر باشد. از طرفی در دو انتهای تیر به علت کاهش لنگر به صفر، ترک‌ها نیز حذف می‌شوند (شکل زیر).

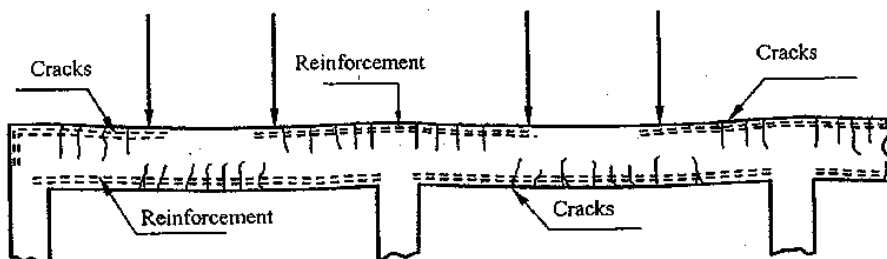




A- Simple beam

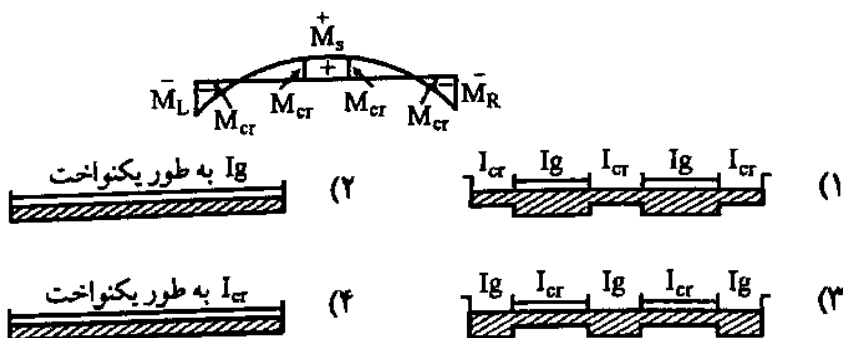


B- Cantilever beam



تمرین

۲۲- در شکل زیر دیاگرام میان خمشی یک دهانه از تیر یکسره تحت تأثیر بارهای سرویسی (بدون ضریب) نشان داده شده است. اگر ممان ترک خوردگی تیر برابر M_{cr} ، ممان اینرسی کل مقطع بتنی با صرف نظر از آرمانتور برابر I_g و ممان اینرسی مقطع ترک خورده تیر برابر I_{cr} باشد، کدام گزینه تغییرات ممان اینرسی در طول دهانه تیر را بهتر نشان می‌دهد؟ (مهندس عمران ۷۷)



گزینه ۱

سراسری ۹۰

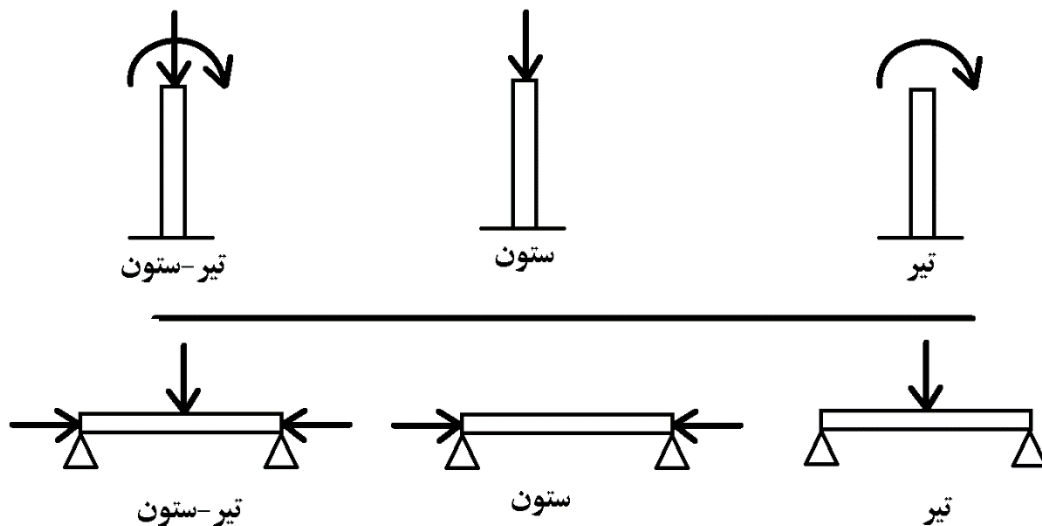
۱۳۰- مهم ترین عامل غیر خطی بودن رفتار تغییر شکل کوتاه مدت تیر بتن آرمه تحت بار سرویس کدام است؟

- (۱) رفتار غیر خطی بتن
- (۲) وقوع ترک در بتن
- (۳) استفاده از آرمانتور در بتن
- (۴) پارامترهای ثانویه از جمله خزش و جمع شدگی

گزینه ۲

۷-۳- تعریف تیر و ستون

به شکل زیر و تفاوت "تیر" و "ستون" و "تیر-ستون" توجه کنید:



با توجه به شکل های بالا تیر عضو است که نیروی محوری ندارد و ستون عضو است که لنگر خمشی ندارد. اگر عضو هم لنگر داشته باشد و نیروی محوری، آنرا تیر-ستون مینامیم.

در سازه های متعارف بتنی معمولاً تمامی اعضای دارای نیروی محوری هستند. حتی در تیرهای قابهای خمشی نیز نیروی محوری تیرها صفر مطلق نیست ولی به حدی کم است که می توان از وجود آن صرف نظر کرد. در بندهای مختلف در ACI318-14 عنوان شده است که اگر نیروی محوری ستون (تحت ترکیب بار ضریب دار) کمتر از $0.1f'_c A_g$ باشد، نیروی محوری ناچیز بوده و آن عضو تیر محسوب شده و بنابراین باید بر اساس ضوابط مربوط به تیرها طراحی شود. برای مثال اگر ابعاد مقطع یک عضو بتنی $400mm \times 400mm$ و مقاومت فشاری بتن آن برابر $25MPa$ باشد، و نیروی محوری ناشی از بارهای ضریب دار (حاصل از ترکیب بارهای حد نهایی) کمتر از $400 kN$ (حاصل از $0.1 \times 25 \times 400^2 = 400 kN$) باشد، تیر محسوب میشود.

9.5.2 Moment

9.5.2.1 If $P_u < 0.10f'_c A_g$, M_n shall be calculated in accordance with 22.3.

22.3—Flexural strength

9.5.2.2 If $P_u \geq 0.10f'_c A_g$, M_n shall be calculated in accordance with 22.4.

22.4—Axial strength or combined flexural and axial strength

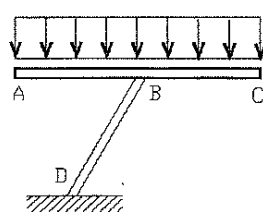
R9.5.2 Moment

R9.5.2.2 Beams resisting significant axial forces require consideration of the combined effects of axial forces and moments. These beams are not required to satisfy the provisions of Chapter 10, but are required to satisfy the additional requirements for ties or spirals defined in Table 22.4.2.1. For slender beams with significant axial loads, consideration should be given to slenderness effects as required for columns in 6.2.6.

- ممکن است در یک عضو تحت یک ترکیب بار مقدار P_u کم باشد و تحت ترکیب بار دیگری در همان عضو مقدار P_u بیش از $0.1f'_c A_g$ بدست آید. در این صورت این عضو هم باید ضوابط تیرها را رعایت کند و هم ضوابط ستونها را (هر کدام که سخت گیرانه تر باشد تعیین کننده می شود).

محاسبات-۹۰

۴۰- درخصوص سازه شکل مقابل کدامیک از عبارات زیر صحیح است؟



- ۱) عضو BD در صورتی با ضوابط تیر آرماتور گذاری می شود. که N_u از مقدار $0.1f'_c A_g$ کمتر باشد.
- ۲) عضو BD باید همواره با ضوابط ستون آرماتور گذاری شود.
- ۳) عضو BD باید همواره با ضوابط تیر آرماتور گذاری شود.
- ۴) عضو BD در صورتی با ضوابط ستون آرماتور گذاری می شود که ابعاد مقطع آن حداقل 35×35 سانتیمتر باشد.

گزینه ۱

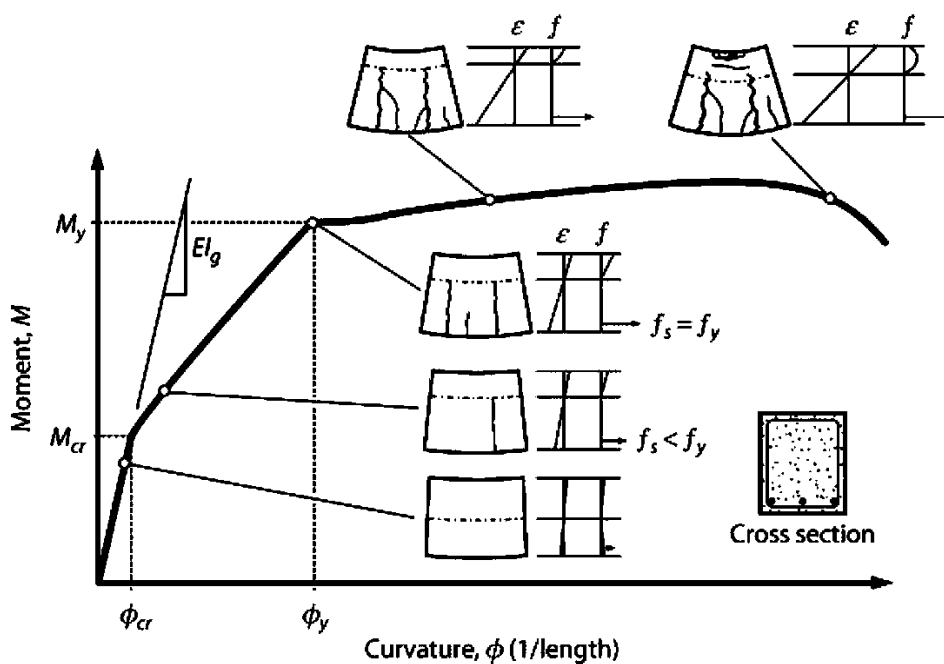
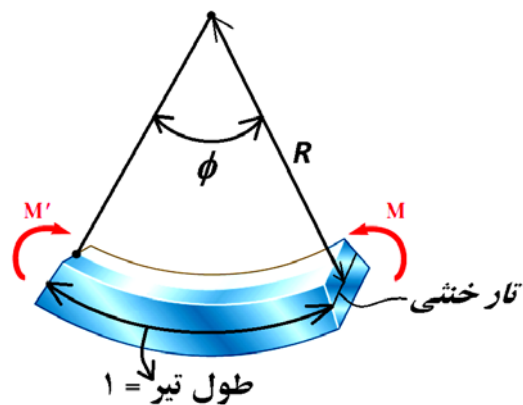
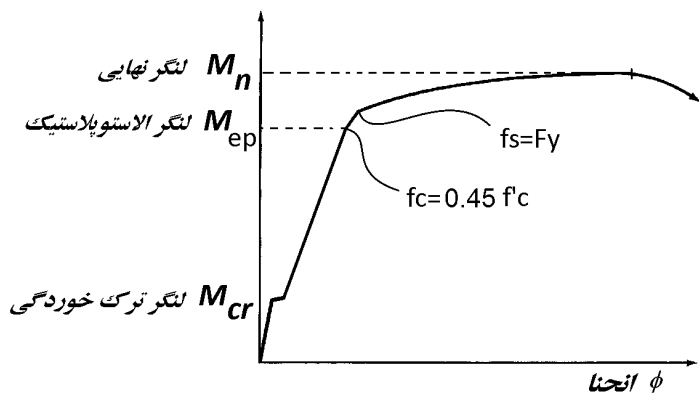
۸-۳- مکانیزم تحمل خمش در تیرهای بتنی

۳-۸-۱- نمودار لنگر انحنا

در اعضای خمشی برای سنجش تغییر شکل عضو از مفهوم انحنا (curvature) استفاده می شود:

$$\text{انحنا} = \phi = \frac{1}{R}$$

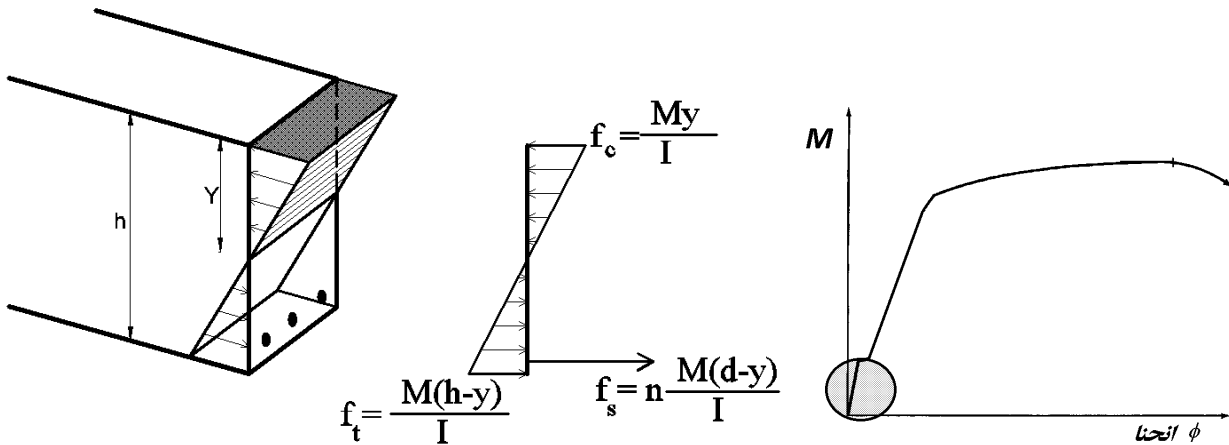
در تیرهای فاقد خمش مقدار انحنا صفر خواهد بود. با افزایش لنگر، مقدار انحنا افزایش می یابد.



سه مرحله مختلف در نمودار لنگر انحنا داریم:

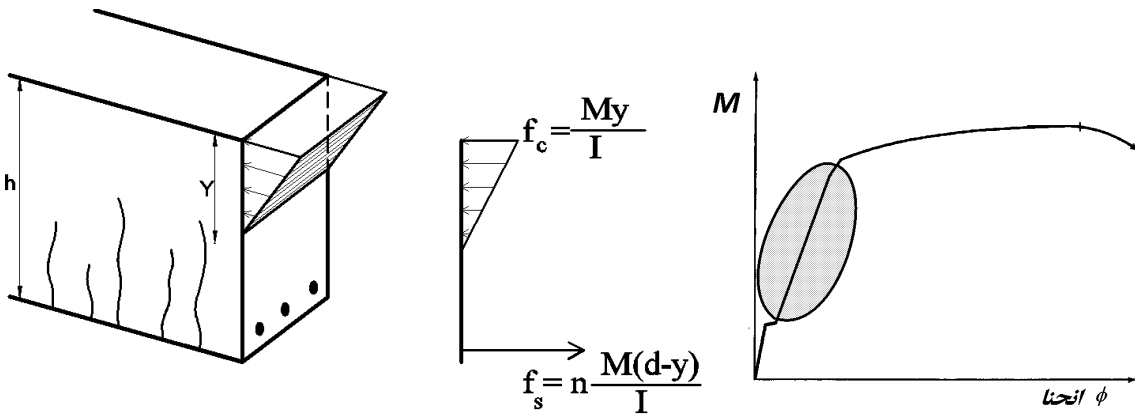
۱- مرحله یک (الاستیک):

وقتی لنگر وارد بر تیر کم باشد، بتن کششی ترک نخواهد خورد. در این مرحله مطابق شکل زیر لنگر توسط سه عامل کششی + فولاد کششی + بتن فشاری تحمل می شود.



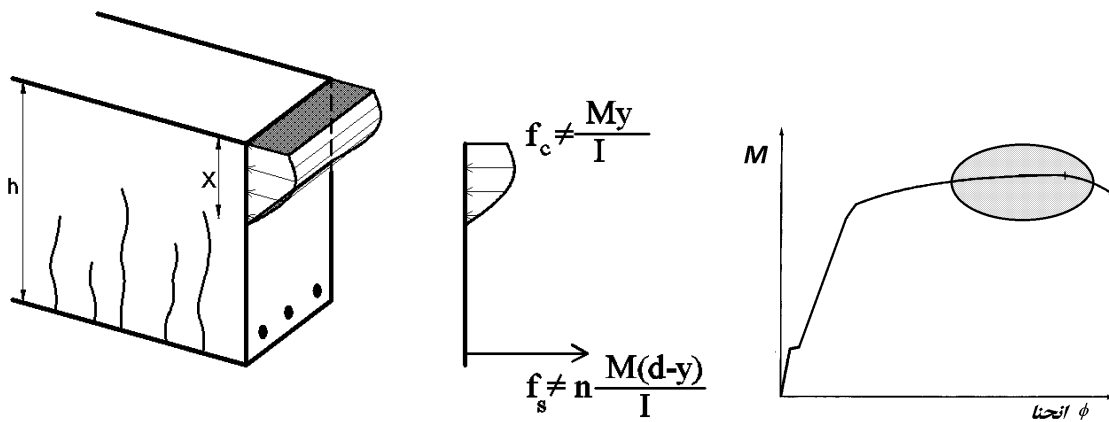
۲- مرحله دو (الاستوپلاستیک):

در این مرحله به علت افزایش لنگر بتن کششی ترک خورده و بنابراین در تحمل لنگر مشارکت نمی کند و لنگر توسط دو عامل میلگرد کششی و بتن فشاری تحمل می شود. در این مرحله میلگردها هنوز به تسلیم نرسیده اند ($f_s < F_y$) و بتن فشاری نیز از ناحیه خطی خارج نشده است ($f_c < 0.45f'_c$).



۳- مرحله سه (پلاستیک):

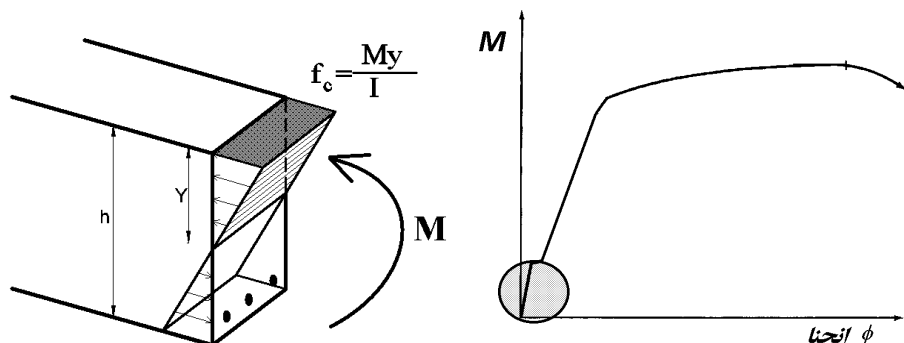
در این مرحله بتن و یا فولاد از ناحیه خطی عبور کرده اند.



۳-۹- لنگر مقاوم ترک خوردگی

تا زمانی که تنش (ناشی از لنگر) در دورترین تار کششی از مقاومت کششی بتن (مدول گسیختگی) کمتر باشد، بتن کششی ترک نخواهد خورد.

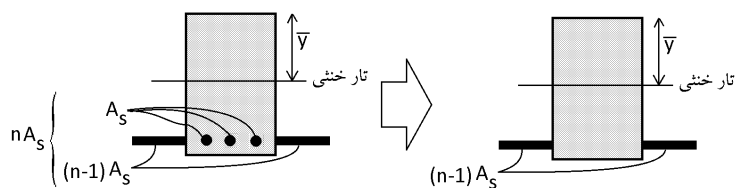
در شکل زیر لنگر وارد بر مقطع کمتر از لنگر ترک خوردگی می باشد (قسمت هاشور خورد در نمودار). بنابراین بتن کششی حذف نشده است.



جهت محاسبه تنش ها (و استفاده از رابطه $\frac{My}{I}$) باید مقدار ممان اینرسی (I) مقطع محاسبه شود. مقطع بتن آرمه "غیرهمگن" است و نمی توان مستقیماً مقدار I را محاسبه کرد. جهت محاسبه I باید مقطع "معادل" ساخته شود.

در مقطع معادل به جای میگردها، بتن معادل با میلگرد قرار می گیرد. با توجه به اینکه سختی فولاد $n = \frac{E_s}{E_c} \approx 8$ برابر بتن می باشد، می توان مطابق شکل زیر به جای میگردها بتنی با مساحت $nA_s \approx 8A_s$ قرار داد:

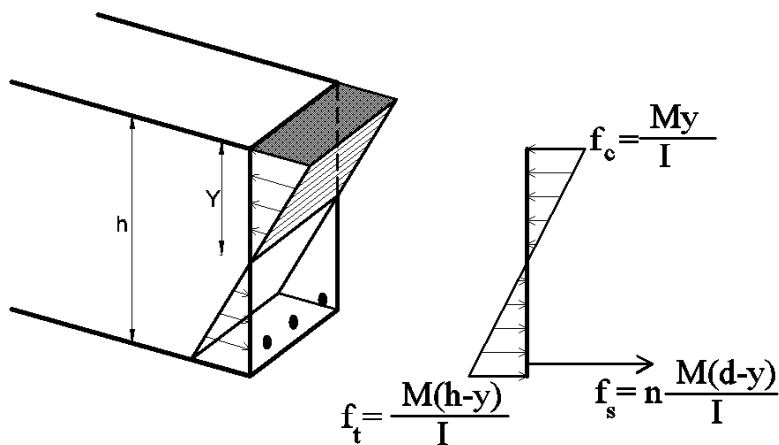
تشکیل مقطع معادل:



در شکل فوق n نسبت سختی فولاد به بتن می باشد:

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

تنش در دورترین تار فشاری، دورترین تار کششی و نیز در میگردها به صورت زیر خواهد بود:

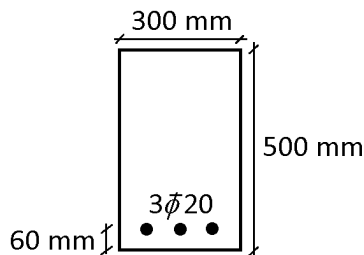


اگر مقاومت کششی بتن برابر f_r باشد، لنگر مقاوم ترک خوردگی به صورت زیر بدست می آید.

$$\frac{M_{cr}(h - Y)}{I} = f_r \rightarrow M_{cr} = \frac{f_r I}{h - Y}$$

در رابطه فوق I ممان اینرسی مقطع تبدیل یافته می باشد. Y عمق تار خنثی در مقطع تبدیل یافته می باشد.

در مقطع زیر فرض کنید مدول الاستیسیته بتن حدودا برابر $E_c = 2 \times 10^4 MPa$ می باشد و مدول الاستیسیته فولاد نیز $E_s = 2 \times 10^5 MPa$ می باشد. همچنین فرض کنید تنش فشاری مقاوم بتن برابر $f'_c = 20 MPa$ می باشد. لنگر مقاومت ترک خوردگی را بیابید.

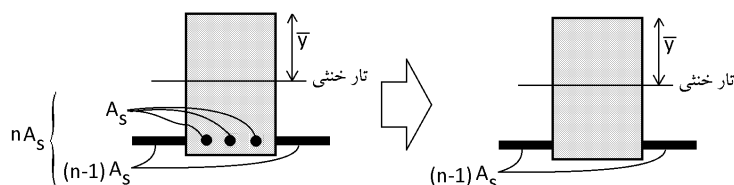


راه حل:

۱- ابتدا باید مقطع معادل سازی شود. برای این منظور نسبت سختی فولاد به بتن باید محاسبه شود:

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

جایگزینی میلگردهای فولادی با بتن معادل:



۲- محاسبه مرکز سطح مقطع معادل:

$$\bar{y} = \frac{\sum Ay}{\sum A} = \frac{(bh) \times \frac{h}{2} + (n-1) \times A_s \times (440)}{bh + (n-1) \times A_s} = \frac{(500 \times 300) \times 250 + (10-1) \times 942 \times 440}{500 \times 300 + (10-1) \times 942} = 260.16$$

۳- محاسبه ممان اینرسی مقطع معادل:

$$I = \left(\frac{bh^3}{12} + A(260.16 - 250)^2 \right) + (n-1)A_s(440 - 260.16)^2$$

$$= \frac{300 \times 500^3}{12} + 300 \times 500 \times 10.16^2 + 9 \times 942 \times 179.84^2$$

$$I = 3.415 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

۴- اگر تنش در دورترین تار کششی مقطع معادل از مقاومت کششی بتن (f_r) فراتر رود، بتن ترک خواهد خورد. مقاومت کششی بتن را می توان با استفاده از رابطه زیر محاسبه کرد:

19.2.3 Modulus of rupture

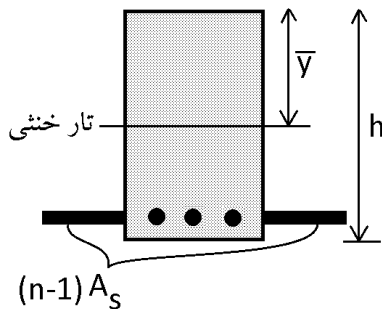
19.2.3.1 Modulus of rupture, f_r , for concrete shall be calculated by:

$$f_r = 0.62\lambda\sqrt{f'_c} \quad (19.2.3.1)$$

where the value of λ is in accordance with 19.2.4.

$$f_r = 0.62\sqrt{20} = 2.77 \text{ MPa}$$

$$\frac{M_{cr}(h - \bar{y})}{I} = f_r \rightarrow M_{cr} = \frac{f_r I}{h - \bar{y}} = \frac{2.77 \times 3.415 \times 10^9}{500 - 260.16} = 39441085 \text{ N.mm} = 39.44 \text{ kN.m}$$



از لنگر ترک خوردگی در محاسبات خیز اعضای بتنی استفاده میشود. در نقاطی از عضو که لنگر وارد شده بیش از لنگر ترک خوردگی می باشد، عضو ترک خواهد خورد. پس از ترک خوردگی ممان اینرسی مقطع کاهش خواهد یافت.

طبق **ACI-318** می توان لنگر ترک خوردگی را بدون توجه به اثر میلگردها محاسبه کرد. رابطه زیر در بند **24.2.35** از **ACI-318** می باشد:

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad (24.2.3.5b)$$

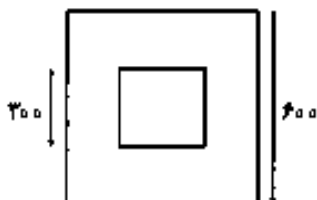
در رابطه فوق I_g ممان اینرسی مقطع بتنی (بدون توجه به میلگردها) میباشد.

محاسبه لنگر ترک خوردگی با رابطه ارائه شده توسط آیین نامه:

$$M_{cr} = \frac{f_r \frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = f_r \frac{bh^2}{6} = 2.77 \times \frac{300 \times 500^2}{6} = 34.62 \text{ kN.m}$$

سراسری ۹۶

۱۱۷- مقطع مجوف تیر بتن آرمه به صورت مربع خارجی با هر ضلع به طول 600 mm و مربع داخلی به طول هر ضلع 300 میلی متر و ضخامت جداره در هر چهار طرف برابر 150 mm می باشد. بدون در نظر گرفتن اثر میلگردهای مقطع، لنگر خمشی ترک خوردگی مقطع تیر، M_{cr} چند kN.m است؟ (مدول شکست بتن برابر $f_r = 4 \text{ MPa}$).



۹۶ (۱)

۱۲۶ (۲)

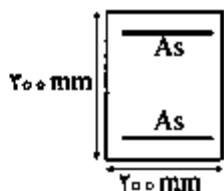
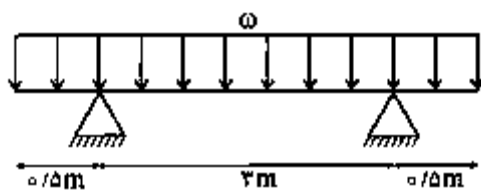
۱۳۵ (۳)

۱۴۴ (۴)

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{4 \times \left(\frac{600^4}{12} - \frac{300^4}{12} \right)}{300} = 135 \text{ kN.m}$$

۱۲۲- در تیر شکل زیر حداکثر مقدار شدت بار (ω) حدوداً چند $\frac{kN}{m}$ باشد تا ترک خمشی در تیر ایجاد نگردد؟ (مدول

کسیختگی بتن $f_r = 2 MPa$ می باشد)



۳ (۱)

۹ (۲)

۱۵ (۳)

۲۷ (۴)

گزینه ۲

لنگر وارد بر تیر بر روی تکیه گاه برابر است با:

$$M_{neg} = \frac{wL^2}{2} = \frac{w \times 0.5^2}{2} = \frac{w}{8}$$

لنگر وارد بر تیر در وسط تیر برابر است با:

$$M_{pos} = R \times 1.5m - \frac{w \times 2^2}{2} = 3w - 2w = w$$

حداکثر لنگر وارد بر تیر باید کمتر از لنگر ترک خوردگی باشد:

$$(M = \omega) < \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{3 \times \frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = 3 \times \frac{bh^2}{6} = 3 \times \frac{200 \times 300^2}{6} = 9 kN.m$$

۱۲۴- برای تیر بتنی با مقطع مستطیل شکل به ابعاد مقطع ۴۰۰×۶۰۰ میلی متر نسبت لنگر خمشی ترک خوردگی حول

محور خمشی قوی به لنگر خمشی ترک خوردگی حول محور خمشی ضعیف حدوداً چقدر است؟

۱ (۱)

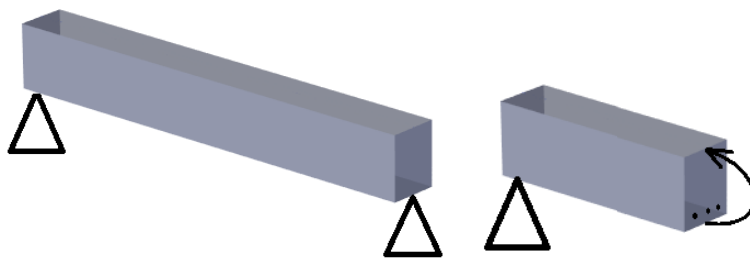
۱/۵ (۲)

۱/۲۵ (۳)

۲/۲۵ (۴)

$$\left. \begin{aligned} (M_{cr})_x &= \frac{f_r I_g}{y_t} = f_r \frac{bh^2}{6} \\ (M_{cr})_y &= \frac{f_r I_g}{y_t} = f_r \frac{b^2 h}{6} \end{aligned} \right\} \frac{(M_{cr})_x}{(M_{cr})_y} = \frac{h}{b} = \frac{600}{400} = 1.5$$

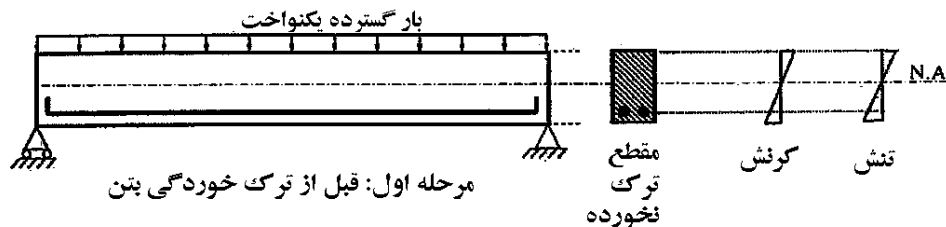
در شکل زیر یک تیر دوسر ساده نشان داده شده است. فرض کنید بار وارد بر آن به صورت گسترده یکنواخت باشد (uniform load). در وسط تیر حداکثر لنگر برابر $M_u = \frac{quL^2}{8}$ خواهد بود و در وسط تیر در تارهای فوقانی تنش فشاری و در پایین مقطع تنش کششی ایجاد می کند.



بتن در فشار قوی و در کشش ضعیف است بنابراین می تواند فشار را در بالای مقطع به خوبی تحمل کند ولی در کشش نیازمند کمک فولاد کششی می باشد.

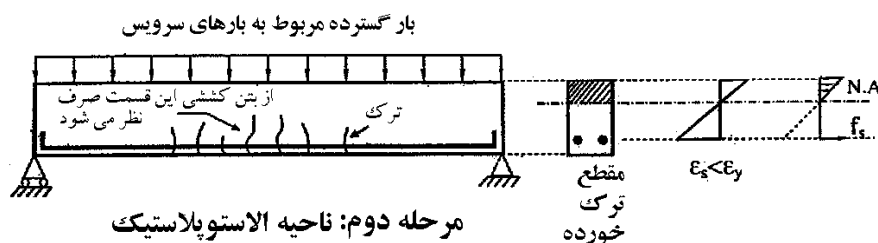
مراحل بارگذاری تیر و خرابی را می توان به سه مرحله مجزا تقسیم کرد:

- ۱- در این مرحله بار گسترده ناچیز و کم است.
- دیاگرام تنش و کرنش در ارتفاع مقطع خطی می باشد.
- تنش های کششی کم هستند و بنابراین بتن کششی ترک نمی خورد. مقدار تنش ها در دورترین تار کششی کمتر از مدول گسیختگی بتن (f_r) می باشد.
- تنش فشاری بتن کمتر از $0.45f'_c$ می باشد و بنابراین تنش ها در بتن فشاری نیز در محدوده خطی می باشد.



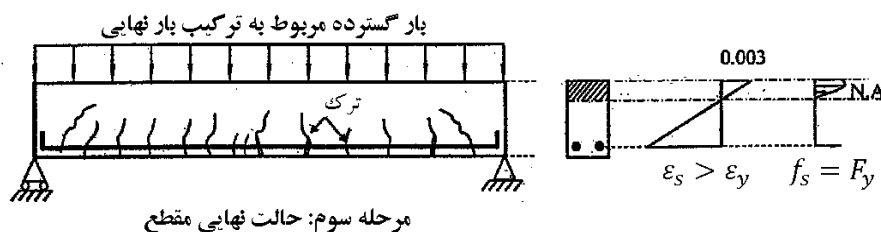
۲- در این مرحله بارها در حد بار بهره برداری (سرویس) می باشد. ترکیب بارهای بهره برداری در صفحات قبلی جزوه آمده است. دیاگرام کرنش خطی است.

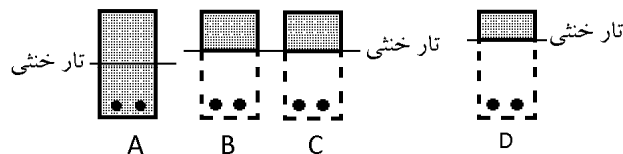
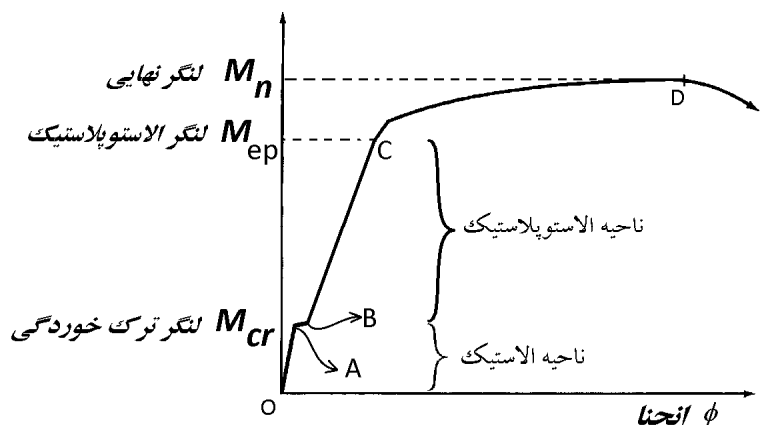
- دیاگرام تنش در ناحیه کششی غیر خطی است. ولی در ناحیه فشاری خطی می باشد.
- فولادها هنوز به تسلیم نرسیده اند و در ناحیه خطی قرار دارند و بنابراین $\epsilon_s \leq \epsilon_y$ و $f_s \leq F_y$ می باشد.
- تنش فشاری بتن کمتر از $0.45f'_c$ می باشد و بنابراین تنش ها در بتن فشاری در محدوده خطی می باشد.



۳- در این مرحله بارها در حد نهایی می باشد. ترکیب بارهای طراحی در حد نهایی در صفحات قبلی جزوه آمده است. دیاگرام کرنش خطی است.

- دیاگرام تنش در ناحیه فشاری غیر خطی است.
- فولادها هنوز به تسلیم رسیده اند و بنابراین $\epsilon_s > \epsilon_y$ و $f_s = F_y$ می باشد.





در انتقال از نقطه A به نقطه B

- ۱- ممان اینرسی مقطع به شدت کاهش می یابد.
- ۲- تنش فولادهای کششی به شدت افزایش می یابد.
- ۳- تار خنثی به سمت بالا حرکت می کند.

اگر مقطع در ناحیه الاستیک باشد، آیا با افزایش لنگر محل تار خنثی تغییر می کند؟

با عبور از ناحیه الاستیک به ناحیه الاستوپلاستیک تار خنثی چه تغییری می کند؟

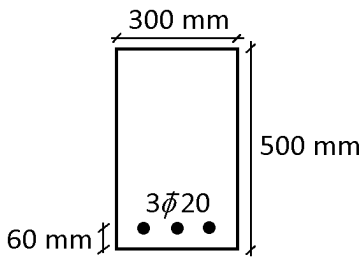
اگر مقطع در ناحیه الاستوپلاستیک باشد، آیا با افزایش لنگر محل تار خنثی تغییر می کند؟

- زمانی که در یک تیر بتن مسلح مستطیلی، بتن ترک خورده باشد اما کرنش حداکثر فشاری در بتن محدود به ۰/۵ در هزار و کرنش حداکثر در فولاد محدود به حد تسلیم باشند، می توان گفت که:
- (۱) محل محور خنثی تابع تغییرات لنگر خمشی نیست و ثابت است. (مهلتس همراه آاد ۸۶)
 - (۲) هرچه لنگر خمشی بیشتر باشد، محل محور خنثی به تارهای فشاری نزدیک تر است.
 - (۳) هرچه لنگر خمشی بیشتر باشد، محل محور خنثی به فولادهای کششی نزدیک تر است.
 - (۴) در مورد تغییر محل محور خنثی نمی توان قضاوت کرد و با افزایش لنگر خمشی ممکن است محور خنثی به بالا یا پایین حرکت کند که تابع عوامل مختلفی نظیر درصد فولاد و مقاومت بتن و تنش تسلیم فولاد می باشد.

گزینه ۱

۳-۱۰- لنگر الاستوپلاستیک مقطع

در مقطع زیر فرض کنید مدول الاستیسیته بتن برابر $E_c = 2 \times 10^4 MPa$ می باشد و مدول الاستیسیته فولاد نیز $E_s = 2 \times 10^5 MPa$ می باشد. همچنین فرض کنید تنش فشاری مقاوم بتن برابر $f'_c = 20 MPa$ می باشد. لنگر مقاوم الاستوپلاستیک را بیابید.

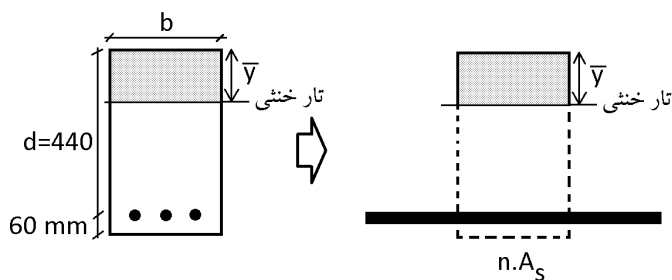


راه حل:

۱- ابتدا باید مقطع معادل سازی شود. برای این منظور نسبت سختی فولاد به بتن باید محاسبه شود:

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

جایگزینی میلگردهای فولادی با بتن معادل:



۲- سپس باید مرکز سطح مقطع معادل بدست آید:

$$\bar{y} = \frac{\sum Ay}{\sum A} = \frac{(\bar{y} \times b) \times \frac{\bar{y}}{2} + nA_s d}{(\bar{y} \times b) + nA_s} \rightarrow \bar{y}^2 + \frac{2nA_s}{b} \bar{y} - \frac{2nA_s d}{b} = 0$$

$$\bar{y}^2 + \frac{2 \times 10 \times 942}{300} \bar{y} - \frac{2 \times 10 \times 942 \times 440}{300} = 0$$

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

۳- محاسبه ممان اینرسی مقطع معادل:

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

$$I = \frac{300 \times 138^3}{3} + 10 \times 942 \times (440 - 138)^2 = 1.122 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

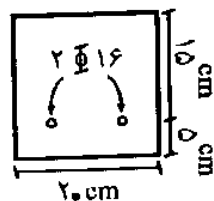
۴- تنش در فولاد کششی نباید از F_y فراتر رود. از طرفی تنش در بتن فشاری نیز نباید از $0.45 f'_c$ فراتر رود.

$$\left(f_c = \frac{M \bar{y}}{I} \right) < 0.45 f'_c \rightarrow M_{ep} < \frac{0.45 f'_c I}{\bar{y}} = \frac{0.45 \times 20 \times 1.122 \times 10^9}{138} = 73.17 \text{ kN.m}$$

$$\left(f_s = n \frac{M (d - \bar{y})}{I} \right) < F_y \rightarrow M_{ep} < \frac{F_y I}{n (d - \bar{y})} = \frac{240 \times 1.122 \times 10^9}{10 \times (440 - 138)} = 89.16 \text{ kN.m}$$

$$M_{ep} = \text{Min}(73.17, 89.16) = 73.17 \text{ kN.m}$$

تیر بتن مسلحی که در شکل زیر نشان داده شده است تحت اثر خمش خالص بدون نیروی محوری قرار دارد. حداکثر لنگر اسمی (*nominal*) که این مقطع می تواند تحمل کند بدون آنکه بتن در فشار و یا فولاد در کشش وارد بخش رفتار غیرخطی شوند، چه مقدار است؟
(مهندسی عمران آزاد ۸۱)



$$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 225 \text{ kg/cm}^2$$

(۱) حدود ۱/۶ تن متر

(۲) حدود ۱/۸ تن متر

(۳) حدود ۲/۱ تن متر

(۴) حدود ۲/۴ تن متر

$$n = \frac{2 \times 10^5}{4700 \sqrt{22.5}} = 8.97$$

$$nA_s = 8.97 \times 2 \times \pi \times 8^2 = 3605 \text{ mm}^2$$

$$x(200) \times \frac{x}{2} = 3605 \times (150 - x) \rightarrow x = 57.7 \text{ mm}$$

$$I = 3605 \times (150 - 58)^2 + \frac{1}{3} (200 \times 58^3) = 4.35 \times 10^7$$

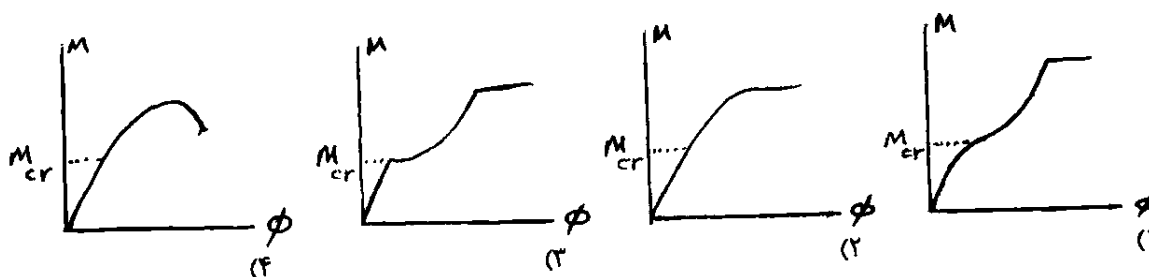
$$M < \frac{0.45 f'_c I}{58} \cong 7.7 \times 10^6 \text{ N.mm} = 0.77 \text{ t.m}$$

$$M < \frac{f_y I}{n(150 - 58)} \cong 21 \times 10^6 \text{ N.mm} = 2.1 \text{ t.m}$$

$$M_{ep} = \text{Min}(0.77, 2.1) = 0.77 \text{ kN.m}$$

سراسری ۹۲

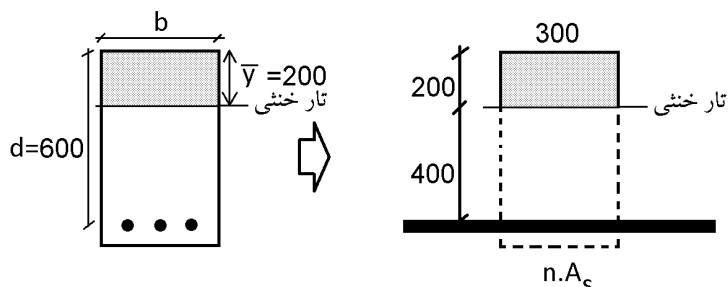
۱۱۴ - کدام گزینه، تغییرات لنگر انحنای یک تیر بتنی از شروع بارگذاری را نشان می دهد؟



گزینه ۳

۱۲۳- در مقطع تیر بتن آرمه با عرض ۳۰۰ میلی‌متر و عمق مؤثر ۶۰۰ میلی‌متر و فقط با آهن کششی بر اثر اعمال لنگر خمشی M ، تنش فشاری بتن در دورترین تار فشاری برابر 10MPa و محل تار خنثی تا دورترین تار فشاری ۲۰۰ میلی‌متر است. با فرض رفتار خطی برای مصالح و مقطع ترک خورده، مقدار M حدوداً چند kN.m است؟ (بتن از رده $\text{C}20$ می‌باشد)

- ۱۸۰ (۱)
- ۱۶۰ (۲)
- ۱۲۰ (۳)
- ۸۰ (۴)



با توجه به اینکه محل تار خنثی مشخص است، می‌توان مقدار nA_s را بدست آورد:

$$(300 \times 200) \times \frac{200}{2} = nA_s \times 400 \quad \rightarrow nA_s = 15000 \text{ mm}^2$$

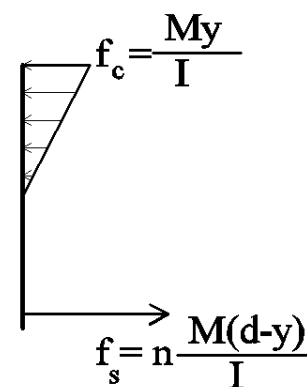
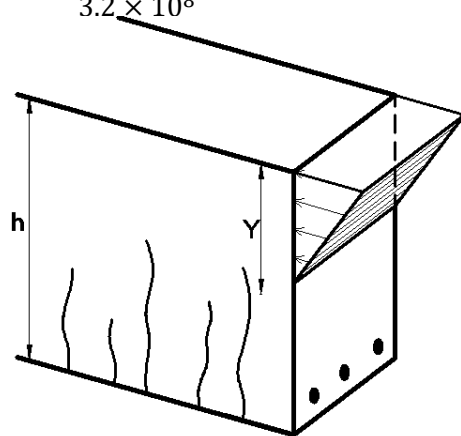
محاسبه ممان اینرسی مقطع معادل:

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

$$I = \frac{300 \times 200^3}{3} + 15000 \times (400)^2 = 3.2 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

محاسبه مقدار لنگر:

$$f_c = \frac{My}{I} \quad \rightarrow \quad 10 = \frac{M \times 200}{3.2 \times 10^8} \quad \rightarrow \quad M = 160 \text{ kN.m}$$



(مهندس عماد ۸۶)

- ۱- در اکثر تیرهای بتن آرمه لنگر ترک‌دهندگی:
 (۱) کمی کمتر از لنگر مقاوم نهایی است.
 (۲) درصد کمی از لنگر مقاوم نهایی است.
 (۳) درصد زیادی از لنگر مقاوم نهایی است.
 (۴) حدوداً نصف لنگر مقاوم نهایی است.

گزینه ۲

تمرین

۲۶- وقتی که بارهای حداکثر سرویس (بهره‌برداری) به یک تیر بتن آرمه وارد می‌شود لنگر حداکثر ایجاد شده در تیر:

(مهندس عماد ۷۴)

- (۱) بیشتر از لنگر ترک خوردگی است.
 (۲) کمتر از لنگر ترک خوردگی است.
 (۳) خیلی کمتر از لنگر ترک خوردگی است.
 (۴) برابر لنگر ترک خوردگی است.

گزینه ۱

سراسری ۹۱

۱۲۱- وضعیت یک تیر بتن آرمه با مقطع مستطیلی به عرض ۳۰۰ میلی‌متر و عمق کل ۴۰۰ mm با مقدار فولاد کششی و فشاری یکسان و مقاومت فشاری بتن برابر ۲۵ مگاپاسکال تحت لنگر خمشی ضریب‌دار بار مرده به میزان ۳۰ kN.m چگونه می‌باشد؟ (مدول گسیختگی بتن برابر $f_c' \sqrt{6}$ و ضریب بار مرده ۱/۲۵ فرض شود).

- (۱) تیر ترک خورده است و میلگردها در باربری مشارکت می‌کنند.
 (۲) تیر ترک خورده و در آستانه مقاومت نهایی قرار دارد.
 (۳) تیر در آستانه ترک خوردگی قرار دارد.
 (۴) تیر ترک نخورده است و در حالت بهره‌برداری به صورت ارتجاعی عمل می‌کند.

گزینه ۳

لنگر مقاوم ترک خوردگی برابر است با:

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{0.6\sqrt{25} \times \frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = 0.6\sqrt{25} \times \frac{bh^2}{6} = 0.6\sqrt{25} \times \frac{300 \times 400^2}{6} = 24 \text{ kN.m}$$

لنگر وارد بر تیر برابر است با:

$$1.25M_D = 30$$

بنابراین لنگر بدون ضریب وارد بر تیر برابر است با:

$$M_D = 24 \text{ kN.m}$$

با توجه به اینکه لنگر وارد بر تیر برابر لنگر ترک خوردگی است، تیر در آستانه ترک خوردگی خواهد بود.

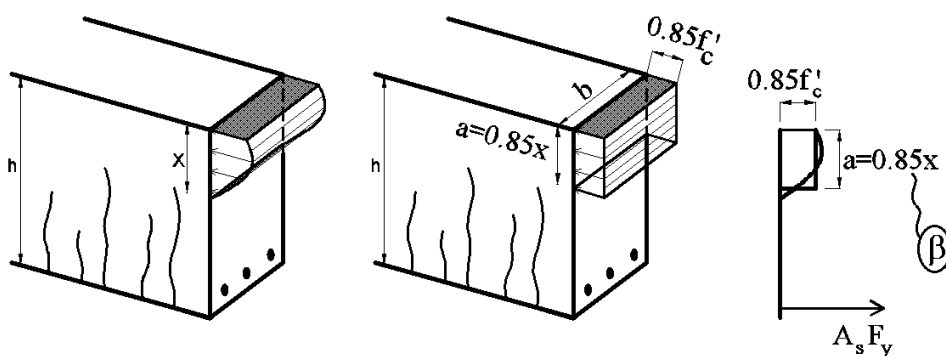
فرضیات اساسی خمش:

- ۱- اصل برنولی: مقاطع قبل و بعد از خمش مسطح باقی می ماند.
- ۲- معیار خرابی بتن رسیدن به f'_c نیست. بلکه رسیدن کرنش ها به $\epsilon_{cu}=0.003$ است. بنابراین علاوه بر بررسی تنش های وارد شده بر مقطع مقادیر کرنش ها نیز باید بررسی شوند و خرابی مقطع بر اساس مقادیر کرنش ها در بتن و فولاد تعیین شود.
- ۳- فولاد و بتن پیوسته هستند. یعنی فولاد آجدار در داخل بتن نمی لغزد و بنابراین کرنش طولی فولاد و بتن با هم برابر هستند.

۱۲-۳- بلوک معادل تنش ویتنی (Whitney Stress Block)

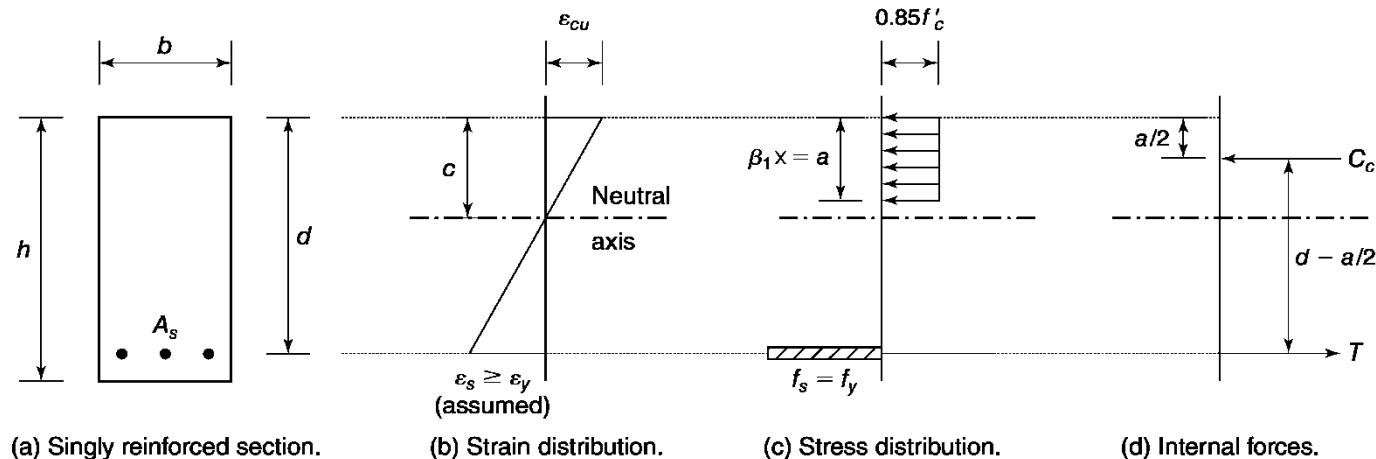
جهت ساده سازی محاسبات، ACI-318 اجازه میدهد برای محاسبه مقاومت خمشی نهایی مقطع به جای استفاده از دیاگرام تنش سهمی شکل، از دیاگرام تنش مستطیلی یکنواخت (شکل زیر) استفاده شود. بلوک معادل مستطیلی اولین بار توسط Whitney معرفی شد.

- در این روش به جای تنش متغیر، تنش یکنواخت به شدت $0.85f'_c$ در ارتفاع معادل با $a = \beta_1 \times x$ در نظر گرفته میشود.



بلوک معادل سازی شده فوق بر اساس دو شرط زیر ارائه شده است:

- ۱- مساحت زیر منحنی در بلوک تنش با مساحت زیر منحنی در تنش واقعی برابر باشد.
- ۲- مرکز سطح بلوک معادل با مرکز سطح دیاگرام تنش واقعی برابر باشد.



در بندهای زیر نحوه محاسبه ضریب β ارائه شده است. برای بتن های با مقاومت فشاری کمتر از 28MPa مقدار این ضریب ثابت و برابر $\beta = 0.85$ می باشد.

22.2.2.4.1 Concrete stress of $0.85f'_c$ shall be assumed uniformly distributed over an equivalent compression zone bounded by edges of the cross section and a line parallel to the neutral axis located a distance a from the fiber of maximum compressive strain, as calculated by:

$$a = \beta_1 c \quad (22.2.2.4.1)$$

22.2.2.4.2 Distance from the fiber of maximum compressive strain to the neutral axis, c , shall be measured perpendicular to the neutral axis.

22.2.2.4.3 Values of β_1 shall be in accordance with Table 22.2.2.4.3.

f'_c	β
20	0.85
25	0.85
28	0.85
30	0.84
35	0.80
40	0.76
45	0.73
50	0.69
55	0.65
60	0.65
65	0.65
70	0.65
75	0.65

Table 22.2.2.4.3—Values of β_1 for equivalent rectangular concrete stress distribution

f'_c , MPa	β_1	
$17 \leq f'_c \leq 28$	0.85	(a)
$28 < f'_c < 55$	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 28)}{7}$	(b)
$f'_c \geq 55$	0.65	(c)

۶- با توجه به تئوری خمش بتنی آرمه، دلیل استفاده از بلوک تنش مستطیلی معادل برای توزیع تنش فشاری در بتن، کدام است؟ (مهندس عمران ۸۱)

- ۱) ارتفاع این بلوک تنش مستطیلی معادل برابر است با موقعیت تار خنثی در مقطع
- ۲) این توزیع مقدار تنش واقعی مشاهده شده در آزمایشات است.
- ۳) با توجه به توزیع یکنواخت تنش کششی در فولاد، این توزیع برای بتنی انتخاب شده است.
- ۴) این توزیع معادل برای منظور نمودن اثرات تنش واقعی (نیروی فشاری بتن و نقطه اثر آن) پاسخی با دقت کافی ارائه می دهد.

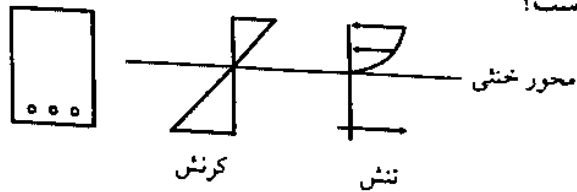
گزینه ۴

۱۰- در طراحی مقاطع بتن آرمه تحت خمش، در کدامیک از حالات زیر، نمودار کرنشها به صورت خطی در نظر گرفته می شود؟ (مهندس عمران ۷۹)

- ۱) حالات حدی ۲) مقاومت نهایی ۳) تنش های مجاز ۴) هر سه روش مذکور

گزینه ۴

دیاگرام‌های تنش - کرنش مربوط به مقطع بتن مسلح شکل زیر که تحت لنگر خمشی خالص قرار دارد، مطابق شکل زیر رسم شده‌اند. اگر این دیاگرام‌ها مربوط به لنگر خمشی نهایی اسمی (nominal) مقطع باشند، کدام گزینه صحیح است؟



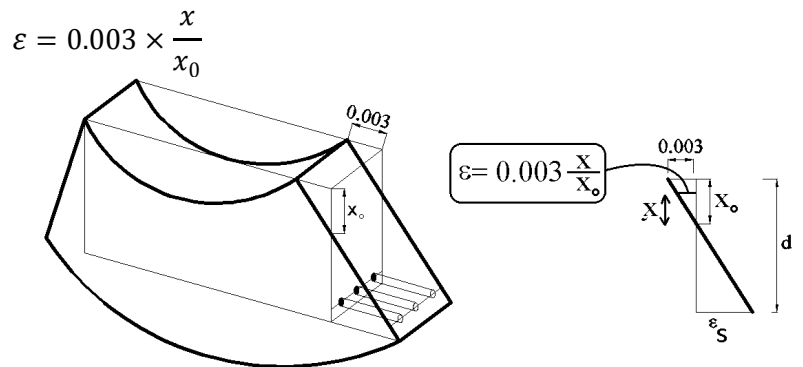
- (۱) دیاگرام تنش اشتباه است ولی دیاگرام کرنش صحیح است.
- (۲) هم دیاگرام تنش و هم دیاگرام کرنش هر دو اشتباه‌اند.
- (۳) دیاگرام تنش صحیح است ولی دیاگرام کرنش اشتباه است.
- (۴) هم دیاگرام کرنش و هم دیاگرام تنش صحیح می‌باشند.

گزینه ۱

سراسری ۹۳

۱۱۹- در صورتی که بتوان منحنی تنش - کرنش بتنی با مقاومت مشخصه 40 MPa را در محدوده $0 < \epsilon < 0.003$ با معادله
 $f_c(\epsilon) = -4.5 \times 10^6 \epsilon^2 + 2.5 \times 10^4 \epsilon$ تقریب زد، ضریب تنش متوسط α_1 برای تبدیل بلوک تنش فشاری واقعی وارد بر مقطع به بلوک تنش مستطیلی معادل به ارتفاع $0.75x$ که در آن x ، ارتفاع تار خنثی از بالای مقطع می‌باشد، چقدر است؟ (کرنش تار انتهایی فشاری درست قبل از خرابی 0.003 فرض می‌گردد)

- (۱) ۰٫۷۵
- (۲) ۰٫۷
- (۳) ۰٫۸
- (۴) ۰٫۸۵



مساحت زیر منحنی تنش واقعی:

$$\int_0^{x_0} (-4.5 \times 10^6 \epsilon^2 + 2.5 \times 10^4 \epsilon) d\epsilon =$$

$$= \int_0^{x_0} \left(-4.5 \times 10^6 \left(0.003 \times \frac{x}{x_0} \right)^2 + 2.5 \times 10^4 \left(0.003 \times \frac{x}{x_0} \right) \right) dx$$

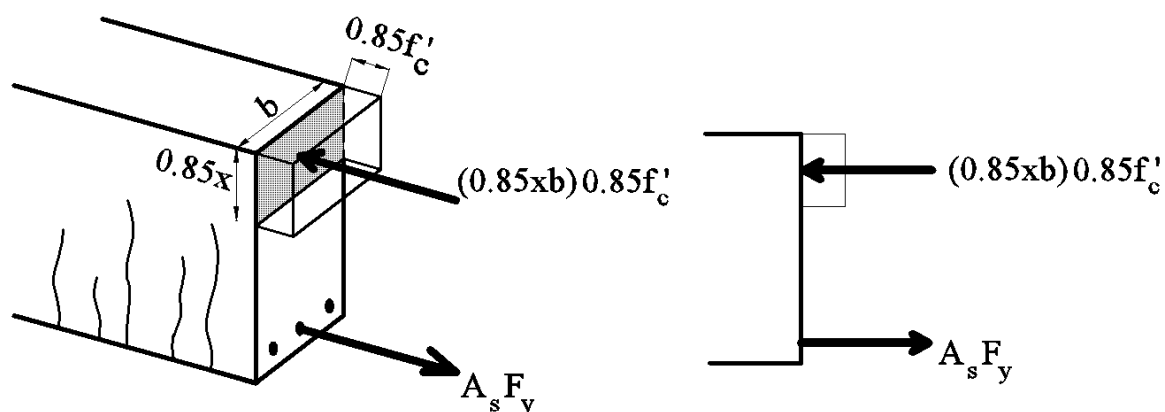
$$\left(-\frac{13.5}{x_0^2} x_0^3 + \frac{37.5}{x_0} x_0^2 \right) = -13.5x_0 + 37.5x_0 = 24x_0$$

مساحت زیر منحنی تنش معادل:

$$(\alpha_1 f'_c) \times (0.75x_0) = (\alpha_1 \times 40) \times (0.75x_0) = 30\alpha_1$$

مساوی قرار دادن دو مساحت:

$$30\alpha_1 = 24x_0 \quad \rightarrow \quad \alpha_1 = 0.8$$



- در شکل فوق فرض شده است که تنش بتن کمتر از 28MPa می باشد و بنابراین مقدار $\beta = 0.85$ فرض شده است.
- در شکل فوق فرض شده است که آرماتورهای کششی به تسلیم می رسند.

$$C = T \rightarrow A_s F_y = (\beta x)(b)(0.85 f'_c)$$

$$x = \frac{A_s F_y}{\beta (b)(0.85 f'_c)}$$

محاسبات-۹۱

۱۹- در یک مقطع مستطیل ($d=50 \text{ cm}$, $b=30 \text{ cm}$) تحت اثر لنگر خمشی چنانچه آرماتورهای کششی $4\Phi 20$ و رده بتن C25 و رده فولاد S400 باشد، فاصله محور خنثی در حالت حدی نهائی از دورترین تار فشاری مقطع به کدام یک از اعداد زیر برحسب میلیمتر نزدیکتر است؟

- | | |
|---------|---------|
| 130 (۲) | 90 (۱) |
| 120 (۴) | 100 (۳) |

با توجه به اینکه تنش مقاوم بتن کمتر از 28MPa می باشد، مقدار ضریب $\beta = 0.85$ خواهد بود.

با فرض اینکه در لحظه نهایی مقاومت تنش در میلگردها برابر F_y باشد داریم:

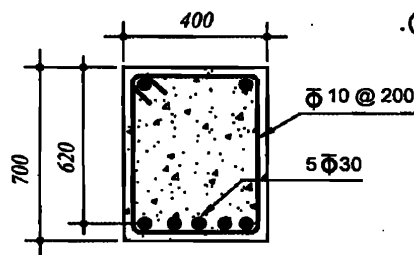
$$A_s F_y = (\beta x)(b)(0.85 f'_c)$$

$$\rightarrow 4 \times 314 \times 400 = (0.85 \times x)(300)(0.85 \times 25) \rightarrow x = 92.7 \text{ mm}$$

بس از یافتن x باید کنترل شود که آیا میلگردهای کششی به تسلیم رسیده اند یا نه:

$$\epsilon_s = \epsilon_{cu} \times \frac{d-x}{x} = 0.003 \times \frac{500-92.7}{92.7} = 0.013 > (\epsilon_y = 0.002) \quad OK$$

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



- (۱) 0.0152
- (۲) 0.0028
- (۳) 0.0020
- (۴) 0.0128

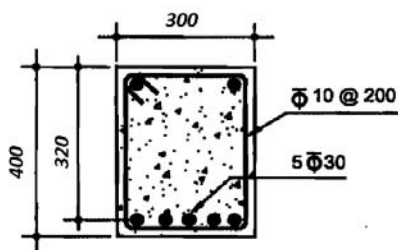
با توجه به اینکه تنش مقاوم بتن برابر 70 MPa می‌باشد، مقدار ضریب $\beta = 0.65$ خواهد بود. با فرض اینکه در لحظه نهایی مقاومت تنش در میلگردها برابر F_y باشد داریم:

$$A_s F_y = (\beta x)(b)(0.85 f'_c)$$

$$5 \times 3.14 \times 15^2 \times 400 = (0.65 \times x)(400)(0.85 \times 70) \rightarrow x = 91.33 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \times \frac{d - x}{x} = 0.003 \times \frac{620 - 91.33}{91.33} = 0.017$$

با توجه به اینکه کرنش در میلگردهای کششی بیش از $\epsilon_y = 0.002$ بدست آمده است، فرض اولیه مبنی بر تسلیم میلگردهای کششی صحیح بوده است.



$$f'_c = 25 \text{ MPa}$$

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

سوال قبل را برای شکل مقابل مجدد تکرار نمایید.

ابتدا فرض می‌کنیم تنش در میلگردها برابر F_y باشد:

$$A_s F_y = (\beta x)(b)(0.85 f'_c)$$

$$5 \times 3.14 \times 15^2 \times 400 = (0.85 \times x)(300)(0.85 \times 25) \rightarrow x = 260 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \epsilon_{cu} \times \frac{d - x}{x} = 0.003 \times \frac{320 - 260}{260} = 0.00069 < \epsilon_y = \frac{F_y}{E_s} = \frac{400}{2 \times 10^5} = 0.002$$

بنابراین فرض اولیه صحیح نیست و فولادها جاری نمی‌شوند. تکرار مساله با فرض عدم جاری شدن فولادها:

$$A_s f_s = (\beta x)(b)(0.85 f'_c)$$

$$5 \times 3.14 \times 15^2 \times (E_s \epsilon_s) = (0.85 \times x)(300)(0.85 \times 25)$$

$$5 \times 3.14 \times 15^2 \times \left(E_s \epsilon_{cu} \times \frac{d - x}{x} \right) = (0.85 \times x)(300)(0.85 \times 25)$$

$$5 \times 3.14 \times 15^2 \times \left(600 \times \frac{320 - x}{x} \right) = (0.85 \times x)(300)(0.85 \times 25)$$

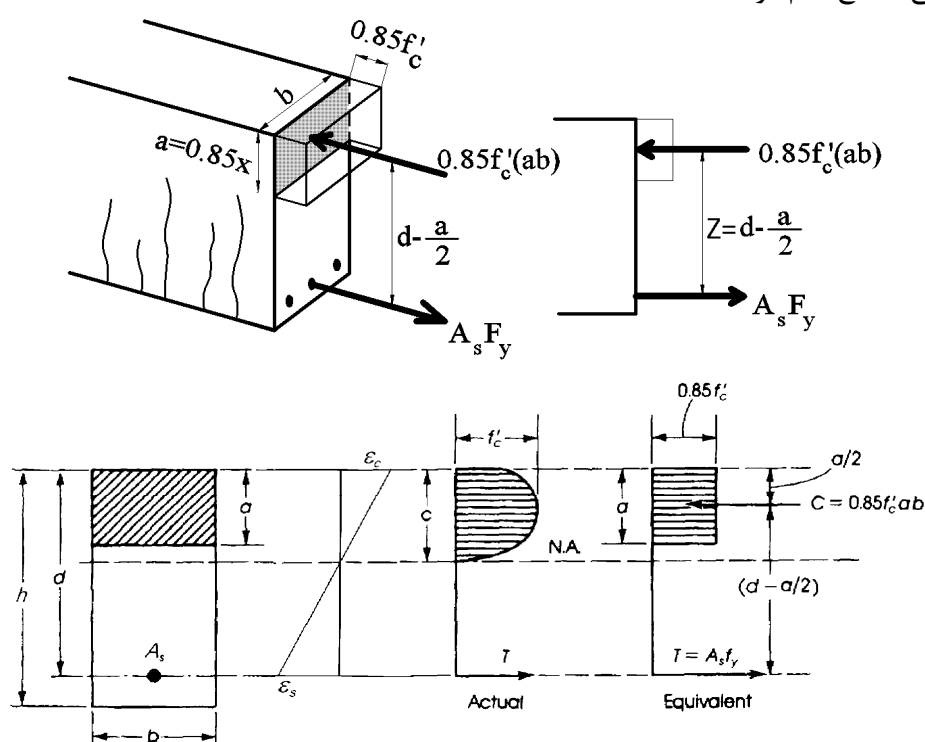
جهت یافتن مقدار x باید معادله درجه ۲ فوق را حل کرد. مقدار x از رابطه فوق برابر است با:

$$x = 208.7 \text{ mm}$$

۱۳۱- کدام گزینه در مورد مقطع تیر بتنی با فولاد کششی تحت اثر لنگر خمشی مثبت صحیح می باشد؟

- (۱) با افزایش مقاومت مشخصه بتن، محور خنثی به سمت فولاد کششی نزدیک می شود.
 - (۲) با کاهش میلگرد مقطع، محور خنثی به سمت دورترین تار فشاری بتن حرکت می کند.
 - (۳) با تبدیل میلگردهای مقطع از نوع AII به AIII، محور خنثی در ناحیه پلاستیک به سمت بالا حرکت می کند.
 - (۴) در هر وضعیت بارگذاری، توزیع تنش فشاری غیر خطی در بتن ایجاد می شود.
- گزینه ۲

۱۴-۳- ظرفیت خمشی مقطع کم فولاد

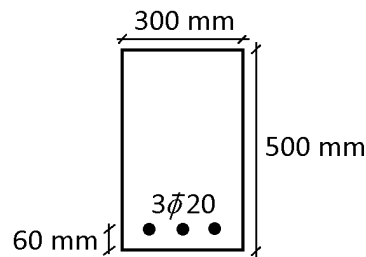


$$M_n = A_s F_y Z = A_s F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = A_s F_y \left(d - \frac{A_s F_y}{2 \times 0.85(b)(f'_c)} \right)$$

$$M_n = A_s F_y d \left(1 - 0.59 \rho \frac{F_y}{f'_c} \right)$$

مثال:

در مقطع زیر لنگر مقاوم نهایی مقطع را بیابید.



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

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

راه حل:

مقاومت خمشی نهایی مقطع برابر است با:

$$\phi M_n = \phi A_s F_y Z$$

۱- محاسبه A_s

$$A_s = 3 \times 314 = 942 \text{ mm}^2$$

۲- محاسبه Z

$$A_s F_y = ab f'_c \rightarrow 942 \times 400 = a \times 300 \times 0.85 \times 20 \rightarrow a = 73.88 \text{ mm}$$

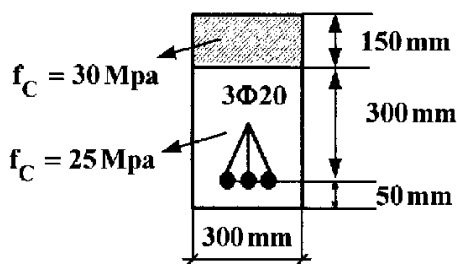
$$\rightarrow Z = d - \frac{a}{2} = 440 - \frac{73.88}{2} = 403.05 \text{ mm}$$

۳- محاسبه $\phi A_s F_y Z$

$$\phi M_n = \phi A_s F_y Z = 0.9 \times 942 \times 400 \times 403.05 = 136.68 \text{ kN.m}$$

محاسبات-۹۱

مقطع تیر بتون آرمه به ابعاد $300 \times 350 \text{ mm}$ موجود است. برای تقویت مقاومت خمشی آن به ضخامت 150 mm بتون با مقاومت فشاری 30 MPa روی آن اجرا شده است. افزایش لنگر خمشی مقاوم مقطع کدام است؟



(۱) ۱/۲

(۲) ۱/۶

(۳) ۲

(۴) ۲/۴

گزینه ۲

قبل از تقویت:

$$C = T \rightarrow ab \times 0.85 f'_c = A_s F_y \rightarrow a \times 300 \times 0.85 \times 25 = 942 \times 400 \rightarrow a = 59.1 \text{ mm}$$

$$\phi M_{n1} = \phi A_s F_y Z = 0.9 \times 942 \times 400 \times \left(d - \frac{a}{2} \right) = 339120 \times \left(300 - \frac{59.1}{2} \right) = 91.71 \text{ kN.m}$$

پس از تقویت:

$$C = T \rightarrow ab \times 0.85 f'_c = A_s F_y \rightarrow a \times 300 \times 0.85 \times 30 = 942 \times 400 \rightarrow a = 49.25 \text{ mm}$$

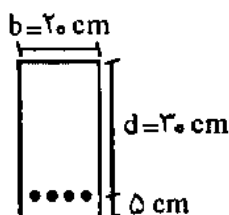
$$\phi M_{n2} = \phi A_s F_y Z = 0.9 \times 942 \times 400 \times \left(d - \frac{a}{2} \right) = 339120 \times \left(450 - \frac{49.25}{2} \right) = 144.25 \text{ kN.m}$$

$$\frac{\phi M_{n2}}{\phi M_{n1}} = \frac{144.25}{91.71} = 1.57$$

۱۱۷- مقاومت حدی فولاد کششی در طراحی اعضای خمشی بتن مسلح کدامیک از موارد زیر است؟

- (۱) تنش حد تسلیم
- (۲) حداکثر تنش کششی
- (۳) حداکثر کرنش کششی
- (۴) کرنش متناظر با تنش کششی ماکزیمم

گزینه ۱



اگر مقاومت تسلیم کششی فولاد $f_y = 420 \text{ kg/cm}^2$ مقاومت فشاری ۲۸

روژه سیلندری بتن $f'_c = 21 \text{ kg/cm}^2$ و مقدار فولاد کششی برابر با

$\rho = 0.005$ باشد، در آن صورت ظرفیت نهایی اسمی خمشی مقطع شکل

(مهلتس همراه آ (اد ۸۰)

روبرو برابر است با چه مقداری؟

- (۱) نزدیک به ۲ تن - متر
- (۲) نزدیک به ۴ تن - متر
- (۳) نزدیک به ۵ تن - متر
- (۴) نزدیک به ۲/۵ تن - متر

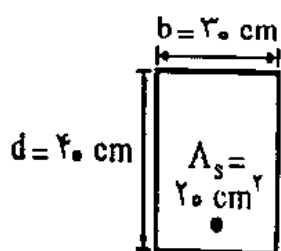
$$M_{n1} = A_s F_y Z = (0.005 \times 200 \times 300) \times 420 \times (0.9 \times 300) = 34 \text{ kN.m}$$

۱۶- تیر بتن مسلح به عرض 30 cm و عمق مؤثر 40 cm را در نظر بگیرید. اگر تنش جاری شدن فولاد

$f_y = 300 \text{ kg/cm}^2$ فرض شود، و مقاومت فشاری بتن $f'_c = 21 \text{ kg/cm}^2$ باشد ظرفیت خمشی مقطع برابر

M_u محاسبه شده است. حال اگر مقاومت فشاری بتن از 21 kg/cm^2 به 56 kg/cm^2 (برابر افزایش

یابد، ظرفیت خمشی حدوداً چقدر خواهد شد؟



(۱) $2/6 M_u$

(۲) $2 M_u$

(۳) $1/5 M_u$

(۴) $1/11 M_u$

گزینه ۴

(مهلتی عمران آزاد ۸۶)

۵۰. ظرفیت نهایی خمشی مقطع شکل روبرو چه مقدار است؟

$$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2 \text{ (تنش تسلیم فولاد)}$$

$$f_c = 200 \text{ kg/cm}^2 \text{ (تنش مقاومت ۲۸ روزه بتن)}$$

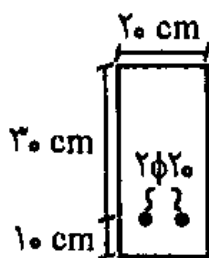
(۱) حدود ۹ تن متر

(۲) حدود ۳ تن متر

(۳) حدود ۱۲ تن متر

(۴) حدود ۶ تن متر

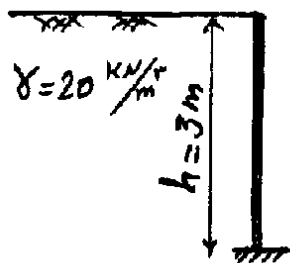
گزینه ۴



$$\varphi M_{n1} = \varphi A_s F_y Z = 0.9(2 \times 314) \times 400 \times (0.9 \times 300) = 61 \text{ kN.m}$$

سراسری ۹۳

۱۱۷- دیوارهای حائل بتن آرمه زیرزمین برای مقابله با فشار جانبی خاک مورد استفاده قرار می‌گیرند. در شکل زیر یک دیوار حائل بتن آرمه نشان داده شده است. اگر عملکرد طره‌ای برای این دیوار فرض شود و فشار جانبی خاک به صورت $\sigma_h = 0.6\gamma h$ بر روی آن اثر کند و تمامی ضرایب بار برابر واحد فرض شود با فرضیات زیر مقدار فولاد طولی مورد نیاز برای واحد عرض این دیوار چند میلی‌متر مربع است؟



$$\phi_s = 1 \text{ (ضریب کاهش مقاومت فولاد)}$$

$$f_y = 400 \text{ مگا پاسکال (تنش تسلیم فولاد)}$$

میلی‌متر = ۵۰ مقدار پوشش آرماتور تا مرکز سطح

میلی‌متر = ۳۰۰ ضخامت دیوار

عمق مؤثر دیوار $Z = 0.9 \times$ (بازوی لنگر مقاوم در دیوار)

۴۰۰ (۲)

۶۰۰ (۱)

۱۲۰۰ (۴)

۸۰۰ (۳)

گزینه ۱

لنگر وارد بر واحد طول دیوار در انتهای تحتانی آن برابر است با:

$$q_{\text{فشار جانبی خاک}} = 0.6\gamma h = 0.6 \times 20 \times 3 = 36 \rightarrow M_u = \frac{qh^2}{6} = \frac{36 \times 3^2}{6} = 54 \text{ kN.m}$$

لنگر مقاوم دیوار برابر است با:

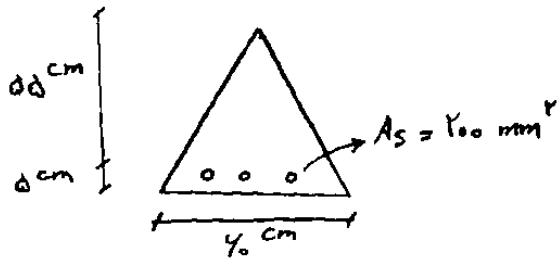
$$\varphi M_n = 1M_n = A_s F_y Z = A_s \times 400 \times (0.9 \times 250)$$

$$M_u < \varphi M_n \rightarrow 54 \times 10^6 < A_s \times 400 \times 0.9 \times 250 \rightarrow 600 < A_s$$

۱۳۲- در شرایط یکسان بودن سطح مقطع، ارتفاع و عمق مؤثر مقاطع نشان داده شده و یا فرض استفاده از روش ویتنی (بلوک تنش معادل) مقدار فولاد کدام مقطع تحت لنگر خمشی مثبت بیشتر می باشد؟ (کلیه خصریات مصالح مقاطع یکسان است).



گزینه ۳



۱) تقریباً ثابت می ماند.

۲) ۵۰ درصد

۳) کمتر از ۵۰ درصد

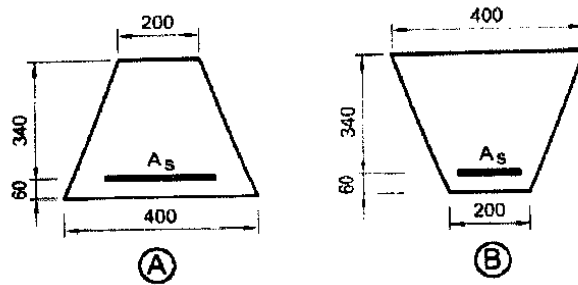
۴) بیش از ۵۰ درصد

۱۰۳- در مقطع زیر با فرض جاری شدن میلگرد، اگر سطح مقطع فولاد نصف شود، مقاومت خمشی چند درصد کاهش می یابد؟

$$f_y = 3000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{و} \quad f_c = 200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

گزینه ۲

۴۵- در صورتی که مقدار آرماتور کششی در هر دو مقطع شکل زیر برابر $A_s = 4\Phi 20$ باشد، نسبت لنگر خمشی مقاوم مقطع A به لنگر خمشی مقاوم مقطع B به کدامیک از اعداد زیر نزدیک تر است؟ (بتن از رده C30 و فولاد از نوع S400 و ابعاد به میلی متر می باشد.)



- 1.20 (۱)
0.8 (۲)
1.1 (۳)
0.9 (۴)

گزینه ۴

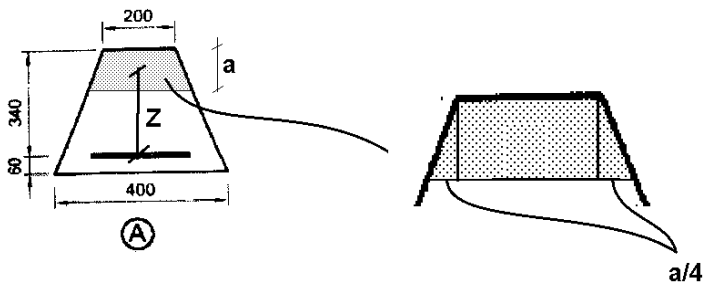
با توجه به رابطه $M = A_s F_y Z$ و از آنجا هر دو مقطع A_s یکسان دارند، تنها تفاوت آنها مقدار Z می باشد. مقدار Z نیز بسته به شکل مقطع و درصد میلگرد بین $0.75d$ تا $0.95d$ می تواند تغییر کند. در این سوال باید مقدار Z در هر دو مقطع محاسبه شود.
مقطع A:

$$C = T \rightarrow \left(200a + \frac{a^2}{4}\right) 0.85 f'_c = A_s F_y \rightarrow \left(200a + \frac{a^2}{4}\right) 0.85 \times 30 = 4 \times 314 \times 400$$

$$a = 88.7 \text{ mm}$$

با فرض اینکه مرکز سطح قسمت هاشور خورده به صورت تقریبی در میانه مقطع باشد، داریم:

$$Z_A = 340 - \frac{a}{2} = 296 \text{ mm}$$



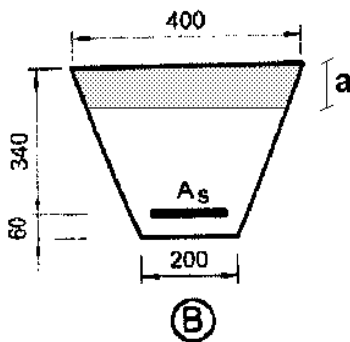
مقطع B:

$$C = T \rightarrow \left(400a - \frac{a^2}{4}\right) 0.85 f'_c = A_s F_y \rightarrow \left(400a - \frac{a^2}{4}\right) 0.85 \times 30 = 4 \times 314 \times 400$$

$$a = 50.9 \text{ mm}$$

با فرض اینکه مرکز سطح قسمت هاشور خورده به صورت تقریبی در میانه مقطع باشد، داریم:

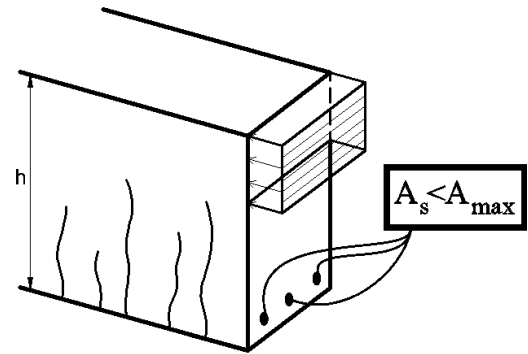
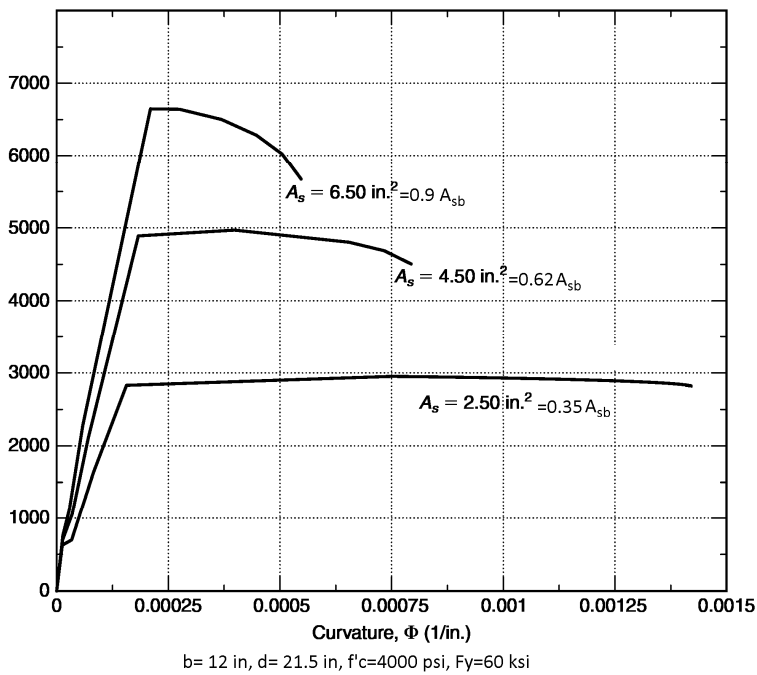
$$Z_B = 340 - \frac{a}{2} = 314.5 \text{ mm}$$



$$\frac{M_A}{M_B} = \frac{Z_A}{Z_B} = \frac{296}{314} = 0.94$$

۱۵-۳- حداکثر فولاد کششی مجاز در تیرها - آرماتور بالانس

- ۱- در نمودارهای شکل زیر نقطه ای بتن کششی حذف میشود بیابید.
- ۲- نقطه ای را که فولاد کششی به تسلیم می رسد بیابید.
- ۳- نقطه ای که بتن فشاری منهدم می شود بیابید.

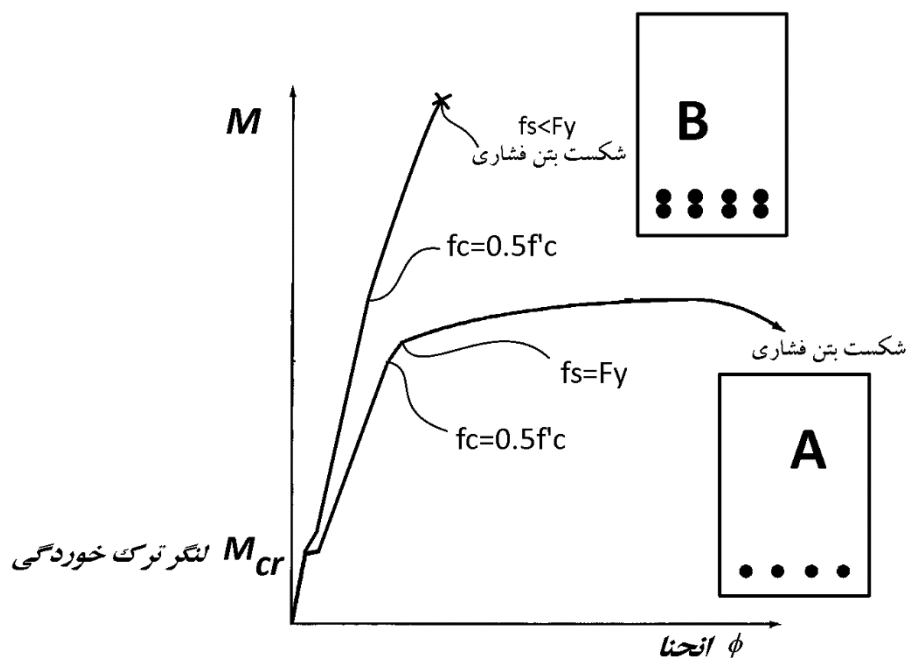


با توجه به نمودارهای فوق:

- با افزایش مساحت میلگردها مقاومت خمشی مقطع افزایش می یابد.
- با افزایش مساحت میلگردها شکل پذیری کاهش می یابد و مقطع قبل از انجام تغییر شکلهای زیاد دچار شکست می شود.

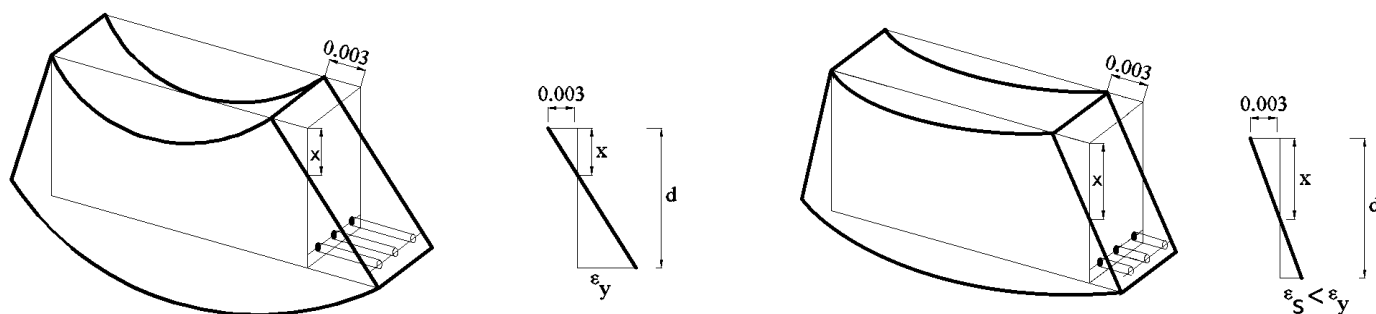
در مقطع B در شکل زیر با دو برابر شدن مساحت میلگردهای کششی مقاومت خمشی نهایی مقطع تقریباً دو برابر شده است.

- در شکل B مقطع "پر فولاد" می باشد. در مقاطع پر فولاد در لحظه نهایی خرابی خمشی مقطع، دورترین ردیف فولادهای کششی به تسلیم نمی رسند.
- شکل پذیری مقاطع پر فولاد پایین می باشد. این مقاطع ترد شکل هستند.



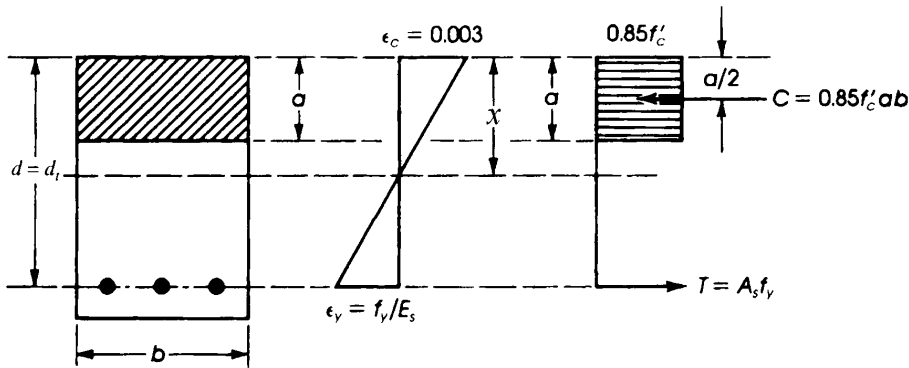
شکل زیر لحظه نهایی خرابی یک مقطع بتنی تحت خمش را نشان میدهد. در لحظه نهایی کرنش بتن فشاری برابر $\epsilon_{cu} = 0.003$ فرض می شود. در شکل زیر:

- در صورتی که کرنش دورترین ردیف میلگردهای کششی بزرگتر از ϵ_y باشد، مقطع را کم فولاد مینامیم
- در صورتی که کرنش دورترین ردیف میلگردهای کششی کمتر از ϵ_y باشد، مقطع را پر فولاد مینامیم (شکل سمت راست)
- در صورتی که کرنش دورترین ردیف میلگردهای کششی برابر با ϵ_y باشد، خواهیم گفت مقطع در حالت متوازن (بالانس) قرار دارد (شکل سمت چپ)



۳-۱۵-۱- محاسبه درصد میلگرد متوازن (بالانس)

به شکل زیر توجه کنید. مساحت فولادهای کششی طوری انتخاب شده است که هنگام خرابی مقطع (رسیدن بتن به $\epsilon_u = 0.003$ کرنش در فولادهای کششی برابر $\epsilon_y = \frac{f_y}{E}$ می باشد. در این حالت عمق تار خنثی (x) از دیاگرام کرنش (حرکت) بدست می آید:



$$\frac{x}{0.003} = \frac{d}{0.003 + \frac{f_y}{E_s}} \Rightarrow x = \frac{0.003}{0.003 + \frac{f_y}{E_s}} d \Rightarrow x = \frac{600}{600 + f_y} d \Rightarrow a_b = \beta_1 x$$

$$A_s f_y = 0.85 f'_c a b \Rightarrow \frac{(A_s)_b}{bd} = 0.85 \frac{f'_c}{f_y} \beta_1 \frac{600}{600 + f_y} \Rightarrow \rho_b = 0.85 \frac{f'_c}{f_y} \beta_1 \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

سراسری ۹۷

۱۲۱- یک مقطع تیر بتن مسلح به گونه‌ای طراحی شده است که در حالت حد نهایی کرنش در فولاد کششی سه برابر کرنش جاری شدن فولاد است. نسبت عمق تار خنثی در این مقطع نسبت به عمق تار خنثی در حالت شکست متعادل (بالانس) به کدام مورد نزدیک است؟ (کرنش بتن در لحظه گسیختگی برابر 0.0035 و کرنش جاری شدن فولاد برابر 0.002 می باشد)

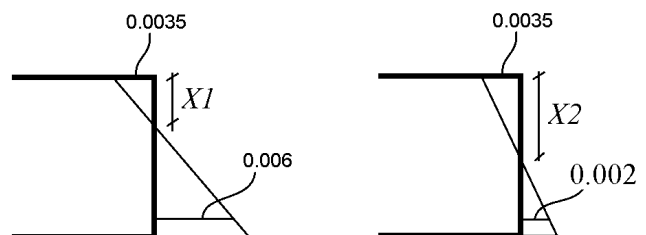
(۱) ۰٫۶۶

(۲) ۰٫۵۸

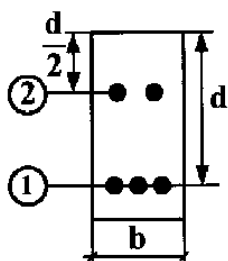
(۳) ۰٫۴۸

(۴) ۰٫۳۳

$$\left. \begin{aligned} X1 &= \frac{0.0035}{0.0035 + 0.006} d = \frac{35}{95} d \\ X2 &= \frac{0.0035}{0.0035 + 0.002} d = \frac{35}{55} d \end{aligned} \right\} \frac{X1}{X2} = \frac{55}{95} = 0.58$$



۳۶- مقطع تیر بتون آرمه‌ی زیر، در حالت متوازن (بالانس) قرار دارد. نیروی کسل آرماتورهای ردیف ۱ چند برابر نیروی کسل آرماتورهای ردیف ۲ می‌باشد؟ (کرش نهایی بتون و $\epsilon_{cu} = 0.003$ و کرش تسلیم فولاد) جنس و سطح مقطع کلیه آرماتورها یکسان فرض شود. $\phi_c = \phi_s = 1$



- ۴ (۱)
- +۴ (۲)
- ۶ (۳)
- +۶ (۴)

گزینه ۳

$$x = \frac{0.003}{0.003 + 0.002} d = 0.6d$$

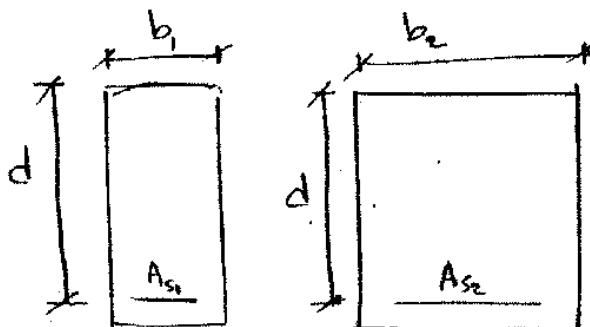
آرماتورهای ردیف ۲ در ناحیه فشاری قرار دارند.

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_1 &= 0.002 \\ \epsilon_2 &= \frac{(0.6 - 0.5)d}{0.6d} \times 0.003 = 0.0005 \end{aligned} \right\} \rightarrow \frac{f_1}{f_2} = \frac{(E\epsilon_1)A_{s1}}{(E\epsilon_2)A_{s2}} = \frac{(\epsilon_1)3\pi r^2}{(\epsilon_2)2\pi r^2} = \frac{3(\epsilon_1)}{2(\epsilon_2)} = \frac{3 \times 0.002}{2 \times -0.0005} = -6$$

تمرین - سراسری ۸۹

در صورتی که در دو مقطع نشان داده شده، جنس مصالح بتنی و فولادی یکسان باشد، با فرض $b_1 < b_2$ کدام حالت در مورد

نسبت $\frac{\rho_{b1}}{\rho_{b2}}$ صحیح است؟ (نسبت آرماتورهای متوازن (بالانس) می‌باشد)



- $\frac{\rho_{b1}}{\rho_{b2}} = 1$ (۱)
- $\frac{\rho_{b1}}{\rho_{b2}} < 1$ (۲)
- $\frac{\rho_{b1}}{\rho_{b2}} > 1$ (۳)
- اطلاعات کافی نمی‌باشد. (۴)

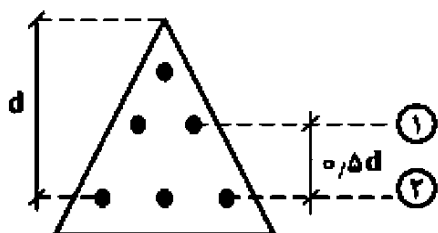
گزینه ۱

سراسری ۹۵

۱۲۲- مقطع زیر تحت لنگر خمشی مثبت M_u در حالت بالانس قرار دارد. اندازه نسبت نیروی آرماتورهای ردیف (۲) به

نیروی آرماتورهای ردیف (۱) کدام است؟ ($\epsilon_{cu} = 0.003$ ، $f_y = 400 \text{ Mpa}$ ، $E_s = 2 \times 10^5 \text{ Mpa}$ و قطر آرماتورها

یکسان است)

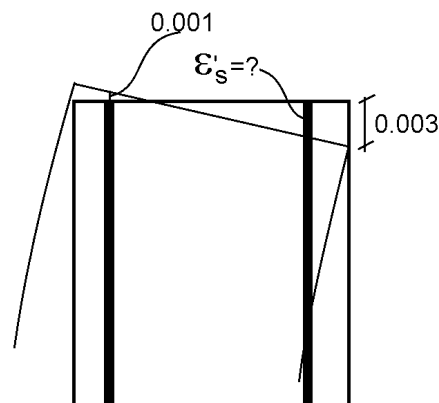
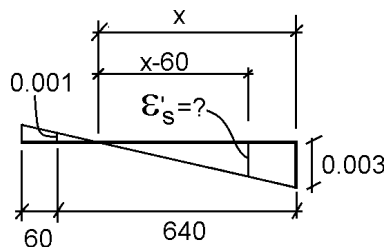


- ۲ (۱)
- ۴ (۲)
- ۶ (۳)
- ۸ (۴)

۱۲۳- یک ستون بتن آرمه با مقطع مربع $700 \times 700 \text{ mm}^2$ و با پوشش بتن از مرکز میلگرد برابر 60 mm تحت اثر نیروی محوری فشاری لنگر خمشی حول یکی از دو محور متوازی با لبه‌های ستون قرار گرفته به طوری که کرنش در دورترین تار فشاری برابر 0.003 و در دورترین میلگرد کششی برابر 0.001 است. کرنش در دورترین میلگرد فشاری حدوداً چقدر است؟

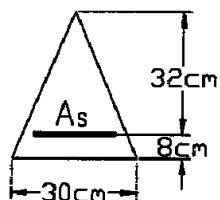
- (۱) 0.0010
- (۲) 0.0023
- (۳) 0.0026
- (۴) 0.0028

$$x = \frac{0.003}{0.003 + 0.001} \times 640 = 480 \text{ mm} \rightarrow \epsilon'_s = \frac{x - 60}{x} \times 0.003 = \frac{420}{480} \times 0.003 = 0.002625$$



۴۲- در صورتی که $f_c = 20 \text{ MPa}$ $f_y = 300 \text{ MPa}$ باشد سطح مقطع A_s نظر حالت بالانس چقدر است؟

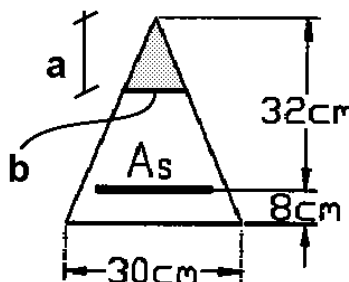
- (۱) $1/16 \text{ cm}^2$
- (۲) $7/26 \text{ cm}^2$
- (۳) $1/26 \text{ cm}^2$
- (۴) $7/16 \text{ cm}^2$



$$x_b = \frac{0.003}{0.003 + 0.0015} d = \frac{2}{3} d = 21.333 \text{ cm}$$

$$a = 0.85x = 18.13 \text{ cm}$$

$$b = \frac{3}{4} a = 13.6 \text{ cm}$$



$$C = T \rightarrow \frac{ab}{2} (0.85f'_c) = A_s F_y$$

$$\frac{18.13 \times 13.6}{2} \times 0.85 \times 20 = A_s \times 300 \rightarrow A_s = 6.98 \text{ cm}^2$$

۸- مقدار فولاد A_s در تیر (مقطع شکل زیر) به اندازه‌ای است، که کرنش آن در موقع شکست خمشی تیر برابر با کرنش جاری شدن فولاد یعنی $\epsilon_s = \epsilon_y = 0.002$ می‌باشد. چنانچه بخواهیم کرنش فولاد در موقع شکست $\epsilon_s = 3\epsilon_y$ باشد، مقدار فولاد لازم تقریباً چند برابر A_s خواهد بود؟ (مهندس مازناز)



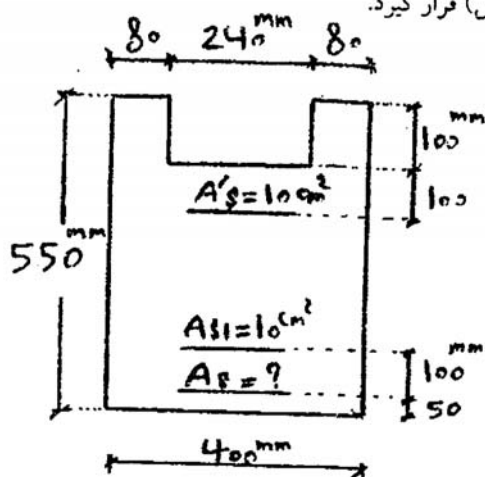
- (۱) ۰/۴۵
- (۲) ۰/۳
- (۳) ۰/۵۵
- (۴) ۱

$$x_{b1} = \frac{0.003}{0.003 + 0.002}d = \frac{3}{5}d \rightarrow A_{sb1}F_y = (\beta \times x_{b1} \times b)(0.85f'_c) \rightarrow A_{sb1} = \frac{(\beta \times x_{b1} \times b)(0.85f'_c)}{F_y}$$

$$x_{b2} = \frac{0.003}{0.003 + 0.006}d = \frac{3}{9}d \rightarrow A_{sb2}F_y = (\beta \times x_{b2} \times b)(0.85f'_c) \rightarrow A_{sb2} = \frac{(\beta \times x_{b2} \times b)(0.85f'_c)}{F_y}$$

$$\rightarrow \frac{A_{sb2}}{A_{sb1}} = \frac{x_{b2}}{x_{b1}} = \frac{5}{9} = 0.55$$

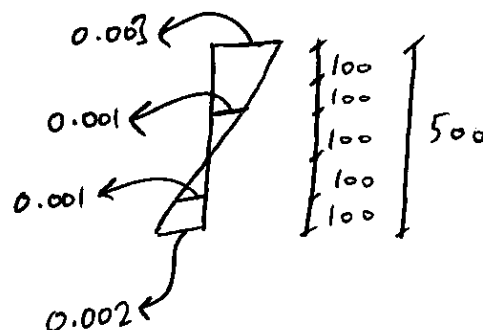
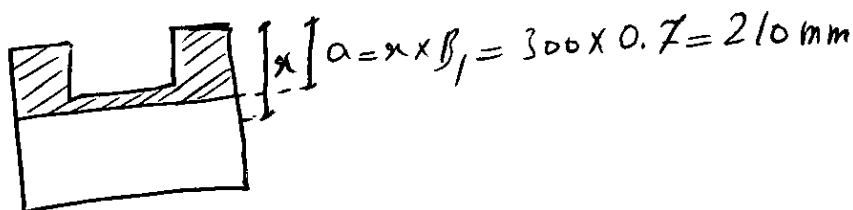
۱۳۲- در مقطع نشان داده شده مقدار A_s چقدر باشد تا مقطع در حالت متوازن (بالانس) قرار گیرد.



$E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ $\epsilon_{cu} = 0.003$ $\beta_1 = 0.7$ $A_{s1} = A'_s = 10 \text{ cm}^2$
 $f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 500 \text{ kg/cm}^2$

- (۱) 20 cm²
- (۲) 30 cm²
- (۳) 55 cm²
- (۴) 45 cm²

$$x_b = \frac{0.003}{0.003 + 0.002}d = \frac{3}{5}d = 300 \text{ mm}$$



$$\left\{ \begin{aligned} C_c &= \text{مساحت بتن} \times (0.85f'_c) = (160 \times 100 + 110 \times 400) \times 0.85 \times 50 = 2250 \text{ kN} \\ C_s &= A'_s \times f_s = 1000 \times 200 = 200 \text{ kN} \\ T_{s1} &= A_{s1} \times f_s = 1000 \times 200 = 200 \text{ kN} \\ T_s &= A_s \times F_y = A_s \times 400 \end{aligned} \right.$$

$$C_c + C_s = T_{s1} + T_s \rightarrow 2250000 + 200000 = 200000 + 400A_s \rightarrow A_s = 5626 \text{ mm}^2$$

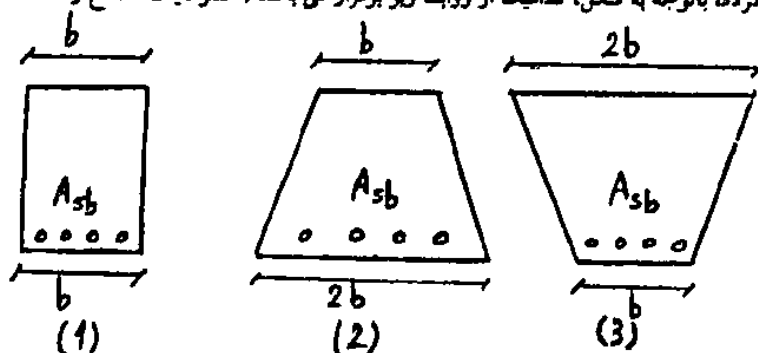
تمرین

- ۳۱- در یک مقطع خمشی منظور از حالت بالانس (متعادل) چیست؟
 (مهلتی عمران ۷۶)
- (۱) بین نیروی فشاری بتن و نیروی کششی فولاد تعادل برقرار باشد.
 - (۲) هنگامی که بتن فشاری به تغییر شکل نهایی خود می‌رسد فولاد کششی نیز به تغییر شکل نهایی خود برسد.
 - (۳) هنگامی که بتن فشاری به تغییر شکل نهایی خود می‌رسد فولاد کششی به تغییر متناظر با مقاومت تسلیم مشخصه برسد.
 - (۴) هیچکدام

گزینه ۳

تمرین - آزاد ۸۶

در صورتیکه فولاد متوازن مقطع با A_{sb} معرفی گردد، باتوجه به شکل، کدامیک از روابط زیر برقرار می‌باشد (خصوصیات مصالح و عمق مؤثر در هر سه مقطع یکسان است)؟



$$(A_{sb})_1 > (A_{sb})_2 = (A_{sb})_3 \quad (۲)$$

$$(A_{sb})_2 > (A_{sb})_3 > (A_{sb})_1 \quad (۱)$$

$$(A_{sb})_1 = (A_{sb})_2 = (A_{sb})_3 \quad (۱)$$

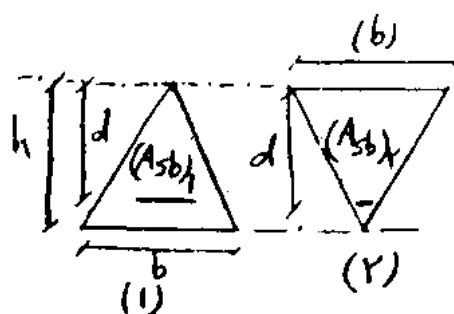
$$(A_{sb})_3 > (A_{sb})_2 > (A_{sb})_1 \quad (۳)$$

گزینه ۳

تمرین - آزاد ۸۷

۱۳۲- باتوجه به مقاطع تیر بتن آرمه نشان داده شده در شکل، فولاد متوازن مقطع (۱) چند برابر فولاد متوازن مقطع (۲) می‌باشد؟

($\beta = 0.18$, $\epsilon_y = 2 \times 10^{-2}$, $\epsilon_{cu} = 2 \times 10^{-2}$) کلیه خصوصیات مصالح در هر دو مقطع یکسان است.



$$\frac{1}{2} \quad (۲)$$

$$1 \quad (۱)$$

$$\frac{1}{3} \quad (۱)$$

$$\frac{1}{4} \quad (۳)$$

گزینه ۳

۲۵- در مورد گسیختگی کششی (شکل پذیر) تیرهای بتنی کدامیک از گزینه‌های زیر مناسبتر است؟

(مهندسی عمران ۷۴)

- ۱) قبل از رسیدن بتن به کرنش گسیختگی خود، فولاد کششی به حد گسیختگی می‌رسد.
- ۲) کرنش گسیختگی فولاد و بتن توأمأ در یک زمان اتفاق می‌افتد.
- ۳) فولاد کششی به حد جاری شدن (تسلیم) نمی‌رسد.
- ۴) قبل از رسیدن بتن به کرنش گسیختگی خود، فولاد کششی به حد جاری شدن می‌رسد.

گزینه ۴

۱۳۴- مقاومت خمشی متوازن نهایی یک مقطع مستطیلی با فولاد کششی تنها 4.8 ton.m می‌باشد. در صورتیکه عرض مقطع 250 mm باشد ارتفاع مؤثر مقطع

چه مقدار است؟ $(\beta_1 = 1)$

$$0.85 f'_c = 20 \text{ MPa}$$

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

630 mm (t)	300 mm (r)	400 mm (z)	200 mm (i)
$x_b = \frac{3}{5}d = 0.6d$ دیاگرام کرنش (حرکت)	$a = \beta_1 x_b = 0.6d$		
$A_{sb} F_y = ab \times 0.85 f'_c$ دیاگرام تنش (نیرو)	$400 A_{sb} = 0.6d \times 250 \times 20$	$A_{sb} = 7.5d$	
$\varphi M_n = \varphi A_{sb} F_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$	$48 \text{ kN.m} = 0.85 \times 7.5d \times 400 \times (d - 0.3d)$	$d = 164 \text{ mm}$	

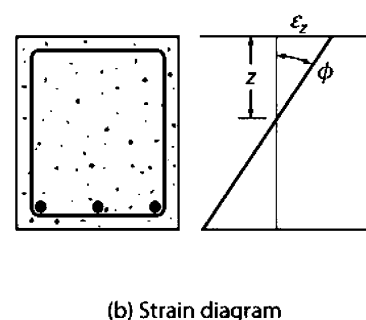
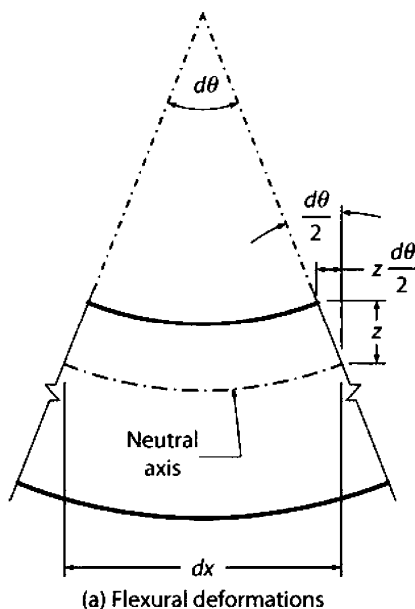
یکی از فرضیات مهم در تئوری خمش اعضا، توسط برنولی (Bernoulli) ارائه شده است:

مقاطع مسطح عمود بر محور طولی یک عضو، پس از اعمال خمش نیز مسطح و عمود و بر محور طولی عضو باقی می ماند.

در اعضای بتنی این اصل بدین معناست که هیچ لغزشی بین بتن و فولاد رخ نمی دهد و در نتیجه تغییرات کرنش در ارتفاع مقطع به صورت خطی تغییر می کند (مطابق شکل زیر)

با توجه به شکل زیر داریم مقدار "انحنای" تیر را می توان به صورت زیر محاسبه کرد:

$$\varphi = \frac{d\theta}{dx} = \frac{zd\theta}{zdx} = \frac{\epsilon_z}{z}$$



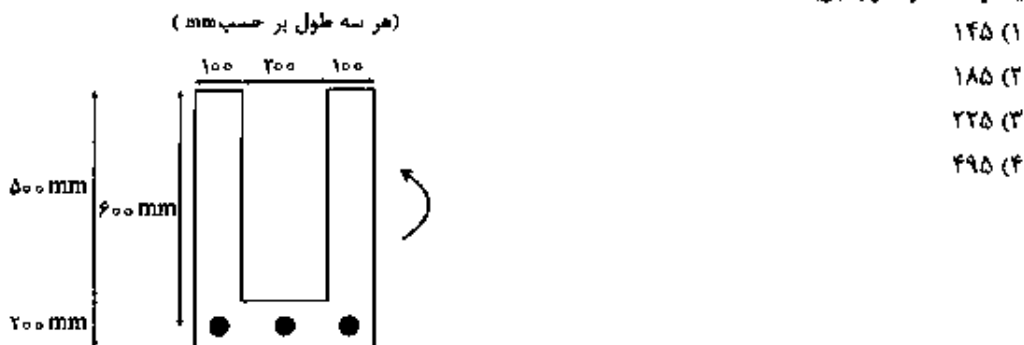
سراسری ۹۶

۱۱۶- اگر بر اثر خمش، در مقطع تیر بتن مسطح به عمق مؤثر $d=600\text{ mm}$ ، کرنش در دورترین تار فشاری به 0.0025 و کرنش در مرکز سطح میلگردهای کششی به 0.0035 رسیده باشد، شعاع انحنای تیر در مقطع مزبور حدوداً چند متر است؟

- ۶۰ (۱)
- ۱۰۰ (۲)
- ۳۰۰ (۳)
- ۶۰۰ (۴)

$$\frac{1}{R} = \frac{\epsilon}{h} \quad \rightarrow \quad \frac{1}{R} = \frac{0.006}{600} \quad \rightarrow \quad R = 100000\text{ mm} = 600\text{ m}$$

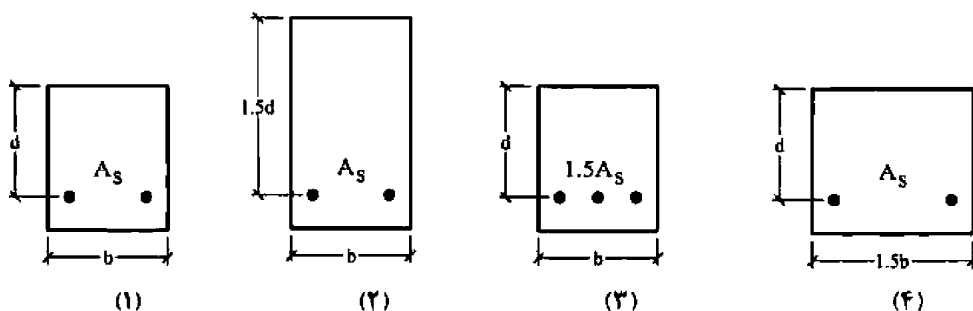
۱۱۹- برای مقطع خمشی بتن آرمه نشان داده شده در شکل، مقدار انحنای مقطع در حد نهایی (ϕ_u) بر حسب $\frac{1}{m}$ کدام است؟ بتن رده C۲۵ و فولاد کششی رده S۴۰۰ شامل سه میلگرد $\phi 25$ ($A_s = 1470 \text{ mm}^2$) می‌باشد. فرض کنید $\phi_c = \phi_s = 1$ ، $\epsilon_{cu} = 0.003$ و $\beta_1 = \alpha_1 = 0.85$ ، توزیع تنش فشاری در حد نهایی را به صورت بلوک تنش بکنواخت در نظر بگیرید.



$$C = T \rightarrow (0.85x)b \times 0.85f'_c = A_s F_y \rightarrow (0.85 \times 200x) \times 0.85 \times 25 = 1470 \times 400 \rightarrow x = 163 \text{ mm}$$

$$\frac{1}{R} = \frac{\epsilon}{h} = \frac{0.003}{0.163} = 0.0184 \frac{1}{m}$$

۱۱۵- چهار مقطع تیر بتنی زیر با رفتار شکل‌پذیر را در نظر بگیرید. اگر میزان انحنای تیر در لحظه شکست با Φ نشان داده شود، کدام یک از روابط زیر صحیح است؟ (A_s مساحت فولاد کششی می‌باشد)



$$\begin{aligned} \Phi_r &\geq \Phi_f \geq \Phi_r \geq \Phi_1 \quad (2) \\ \Phi_r &\geq \Phi_1 \geq \Phi_f \geq \Phi_r \quad (4) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Phi_f &\geq \Phi_1 \geq \Phi_r \geq \Phi_r \quad (1) \\ \Phi_r &\geq \Phi_r \geq \Phi_f \geq \Phi_1 \quad (3) \end{aligned}$$

۱۲۰- تیر با مقطع مستطیلی شکل به عرض b ، ارتفاع مؤثر d ، سطح فولاد کششی A_s و مقاومت جاری شدن فولاد f_y مفروض است. با افزایش کدام پارامتر در صورت ثابت بودن سایر پارامترها، هم لنگر مقاوم خمشی مقطع و هم انحنای مقطع در حالت مقاومت نهایی افزایش می‌یابد؟ (مقطع طوری است که در لنگر نظیر مقاومت خمشی نهایی، میلگرد تسلیم می‌شود و کرنش دورترین تار فشاری بتن به مقدار مشخص ϵ_{cu} می‌رسد)

- b (۱)
- d (۲)
- A_s (۳)
- f_y (۴)

افزایش تمامی پارامترها موجب افزایش مقاومت خمشی می‌شود.
 افزایش b موجب افزایش انحنای می‌شود.
 تغییر d تاثیری در مقدار انحنای ندارد.
 افزایش A_s موجب کاهش انحنای می‌شود.
 افزایش f_y موجب کاهش انحنای می‌شود.

۱۶-۳- ضریب کاهش مقاومت خمشی

قرارداد علامت در تیرهای بتنی:

ارتفاع کلی مقطع را با h نشان می دهیم.

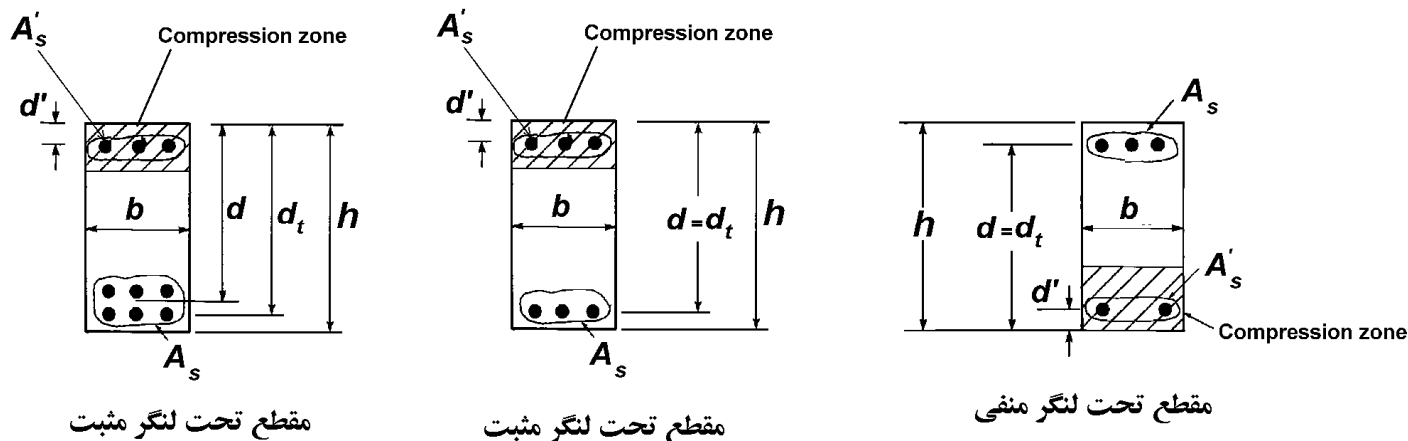
عمق موثر مقطع را با d نشان می دهیم. d برابر فاصله دورترین تار فشاری تا مرکز سطح میلگردهای کششی می باشد.

d' فاصله دورترین تار فشاری تا مرکز میلگردهای فشاری می باشد.

d_t فاصله دورترین تار فشاری تا دورترین ردیف از میلگردهای کششی می باشد.

مساحت میلگردهای کششی را با A_s نشان می دهیم.

مساحت میلگردهای قرار گرفته در ناحیه فشاری را با A'_s نشان می دهیم.



21.2.2 Strength reduction factor for moment, axial force, or combined moment and axial force shall be in accordance with Table 21.2.2.

21.2.2.1 For deformed reinforcement, ϵ_{ty} shall be f_y/E_s . For Grade 420 deformed reinforcement, it shall be permitted to take ϵ_{ty} equal to 0.002.

Table 21.2.2—Strength reduction factor ϕ for moment, axial force, or combined moment and axial force

Net tensile strain ϵ_t	Classification	ϕ			
		Type of transverse reinforcement			
		Spirals conforming to 25.7.3		Other	
$\epsilon_t \leq \epsilon_{ty}$	Compression-controlled	0.75	(a)	0.65	(b)
$\epsilon_{ty} < \epsilon_t < 0.005$	Transition ^[1]	$0.75 + 0.15 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{(0.005 - \epsilon_{ty})}$	(c)	$0.65 + 0.25 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{(0.005 - \epsilon_{ty})}$	(d)
$\epsilon_t \geq 0.005$	Tension-controlled	0.90	(e)	0.90	(f)

^[1]For sections classified as transition, it shall be permitted to use ϕ corresponding to compression-controlled sections.

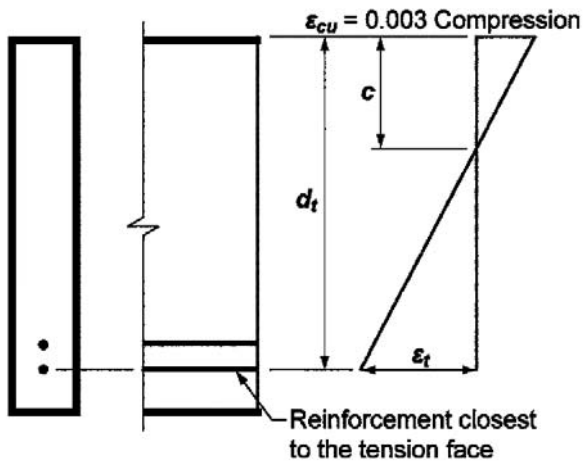


Fig. R21.2.2a—Strain distribution and net tensile strain in a nonprestressed member.

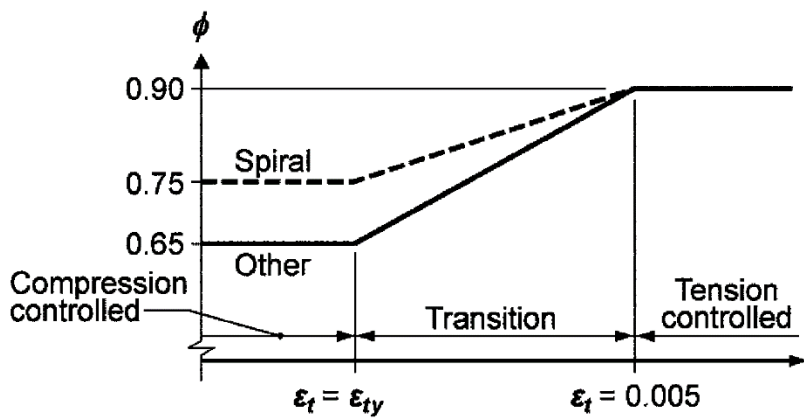


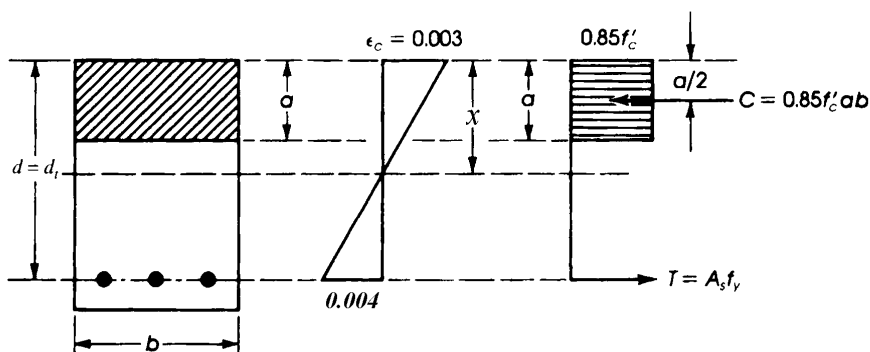
Fig. R21.2.2b—Variation of ϕ with net tensile strain in extreme tension reinforcement, ϵ_t .

در اعضای خمشی برای کرنش کششی فولادها در حد نهایی مقاومت مقطع محدودیت قرار داده شده است:

9.3.3 Reinforcement strain limit in nonprestressed beams

9.3.3.1 For nonprestressed beams with $P_u < 0.10f'_c A_g$, ϵ_t shall be at least 0.004.

در شکل زیر مقدار ρ_{max} برای یک تیر مستطیلی تک آرمه محاسبه شده است.

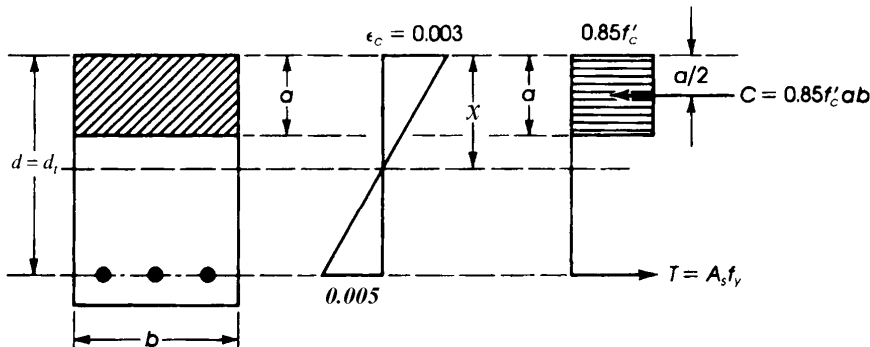


$$\frac{x}{0.003} = \frac{d}{0.003 + 0.004} \Rightarrow x = \frac{0.003}{0.003 + 0.004} d \Rightarrow x = \frac{3}{7} d \Rightarrow a_b = \beta_1 x$$

$$A_s f_y = 0.85 f'_c a b \Rightarrow \frac{(A_s)_{max}}{bd} = 0.85 \frac{f'_c}{f_y} \beta_1 \frac{3}{7} \Rightarrow \rho_{max} = 0.85 \frac{f'_c}{f_y} \beta_1 \frac{3}{7}$$

• با توجه به رابطه فوق مقدار ρ_{max} در تیرها به مقدار f'_c و نیز F_y بستگی دارد و تغییر در ابعاد مقطع تاثیر در مقدار ρ_{max} ندارد.

در شکل زیر مقدار ρ_{opt} برای یک تیر مستطیلی تک آرمه محاسبه شده است.



$$\frac{x}{0.003} = \frac{d}{0.003 + 0.005} \Rightarrow x = \frac{0.003}{0.003 + 0.005} d \Rightarrow x = \frac{3}{8} d \Rightarrow a_b = \beta_1 x$$

$$A_s f_y = 0.85 f'_c a b \Rightarrow \frac{(A_s)_{opt}}{bd} = 0.85 \frac{f'_c}{f_y} \beta_1 \frac{3}{8} \Rightarrow \rho_{opt} = 0.85 \frac{f'_c}{f_y} \beta_1 \frac{3}{8}$$

۱۷-۳- طراحی تیرهای بتنی

مسائل طراحی اعضا به دو شکل متفاوت ممکن است مطرح شود.

۱- ارزیابی و آنالیز مقطع مشخص: در این نوع مسائل مشخصات مقطع عضو مانند مقاومت فشاری بتن، ابعاد مقطع، مساحت و محل قرارگیری میلگردها مشخص و معلوم است. سوالی که در این مسائل مطرح می شود، این است که مقاومت مقطع (خمش، برشی و یا محوری) چقدر است.

۲- طراحی مقطع: در این نوع مسائل مشخصات مقطع نامعلوم است و تنها مقادیر بارهای وارد بر مقطع مشخص و معلوم است. در این حالت بر اساس میزان بار وارد بر مقطع، طراح ابعاد مناسب و میلگرد لازم را طراحی و محاسبه می کند.

حل مسائل حالت اول نسبت به حالت دوم راحت تر میباشد. در حالت اول تمامی مشخصات مقطع معلوم است و شما تنها باید مقاومت را محاسبه کنید. در حالیکه در حالت دوم تمامی مشخصات مقطع مجهول است.

انواع مسائل مربوط به خمش تیرها

خواسته ها	داده ها
$A_{sb} \quad A_{s-max}$	$b \quad h \quad d \quad F_y \quad f'_c$
ϕM_n	$b \quad h \quad d \quad F_y \quad f'_c \quad A_s$
A_s	$b \quad h \quad d \quad F_y \quad f'_c \quad \phi M_n = M_u$
$b \quad d \quad h \quad A_s$	$F_y \quad f'_c \quad \phi M_n = M_u$

مراحل طراحی تیر (A_s مجهول):

$$T = C \Rightarrow \rho b d f_y = 0.85 f'_c a b \Rightarrow a = \rho \left(\frac{f_y}{0.85 f'_c} \right) d$$

$$M_n = T \left(d - \frac{a}{2} \right) = C \left(d - \frac{a}{2} \right) \Rightarrow M_n = \rho b d f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\frac{M_n}{b d^2} = \rho f_y \left[1 - \frac{\rho}{2} \left(\frac{f_y}{0.85 f'_c} \right) \right]$$

$$m = \left(\frac{f_y}{0.85 f'_c} \right)$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2}$$

$$R_n = \rho f_y \left(1 - \frac{\rho m}{2} \right)$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right)$$

9.6.1.2 $A_{s,min}$ shall be the greater of (a) and (b), except as provided in 9.6.1.3. For a statically determinate beam with a flange in tension, the value of b_w shall be the lesser of b_f and $2b_w$.

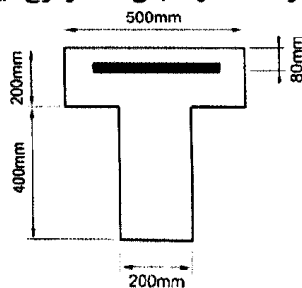
(a) $\frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$

(b) $\frac{1.4}{f_y} b_w d$

9.6.1.3 If A_s provided at every section is at least one-third greater than A_s required by analysis, 9.6.1.1 and 9.6.1.2 need not be satisfied.

محاسبات ۹۴

۲- مقطع T شکل نشان داده شده در شکل زیر مربوط به یک تیر طره بوده و تحت اثر لنگر خمشی منفی قرار دارد. حداقل مقدار آرماتور کششی مصرفی برحسب میلی متر مربع بدون توجه به مقدار آرماتور کششی لازم محاسباتی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (رده بتن C25 و نوع میلگرد S340 فرض شود.)



760 (۱)

430 (۲)

1070 (۳)

860 (۴)

گزینه ۴

$$\text{Max} \left(\frac{0.25\sqrt{25}}{340}, \frac{1.4}{340} \right) = 0.0041$$

$$A_{s-min} = 0.0041 \times 400 \times 520 = 852.8 \text{ mm}^2$$

یک مقطع مستطیلی با اطلاعات زیر داده شده است. مقاومت فشاری نمونه استوانه بتنی

(مهندس عمران ۷۰)

$$f'_c = 25 \text{ kg/cm}^2, f_y = 250 \text{ kg/cm}^2$$

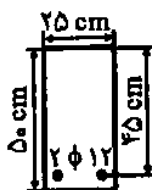
(۱) رفتار این تیر مانند یک تیر کم آرماتور (*Under-reinforced*) است.

(۲) رفتار این تیر مانند یک تیر پر آرماتور (*Over-reinforced*) است.

(۳) رفتار این تیر مانند یک تیر بتنی غیر مسلح است.

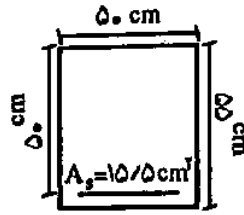
(۴) هیچکدام

گزینه ۳



اگر مقطع مقابل تحت لنگر خمشی معادل ۳۲۰۰ kg.m قرار گیرد و در آن $f_y = ۳۰۰۰ \text{ kg/cm}^۲$ و $f_c = ۲۵۰ \text{ kg/cm}^۲$ باشد، مقطع:

(مهندس عمران آ (۷۹)



- (۱) ترک خواهد خورد
- (۲) ترک نخواهد خورد
- (۳) منهدم خواهد شد
- (۴) مقطع مناسب عمل خواهد کرد

$$p = \frac{1550}{500 \times 500} = 0.0062$$

$$p_{min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{1.4}{300} = 0.0047 \\ \frac{\sqrt{25}}{4 \times 300} = 0.0042 \end{array} \right\} \rightarrow \text{مصلح است}$$

$$M_{cr} = \frac{(0.6 \sqrt{25}) \times I}{c} = 0.6 \sqrt{25} \times \frac{550^2 \times 500}{6} = 7.56 \times 10^7 \text{ N.mm} = 7563 \text{ kg.m.}$$

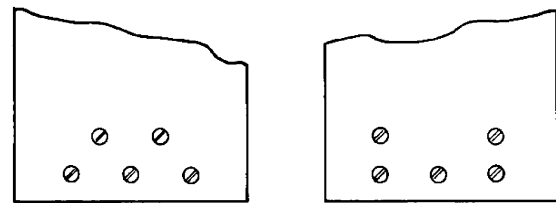
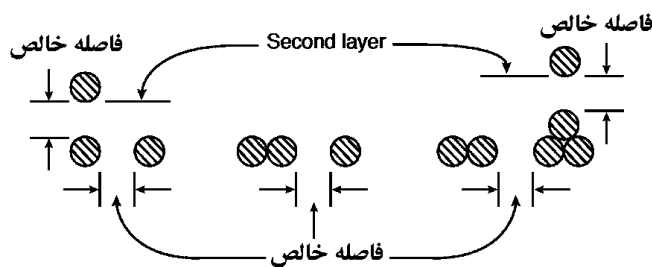
لنگر وارده (3200) از مقاومت ترک خوردن مقطع کمتر است بنابراین مقطع ترک نمی خورد

25.2—Minimum spacing of reinforcement

25.2.1 For parallel nonprestressed reinforcement in a horizontal layer, clear spacing shall be at least the greatest of 1 in., d_b , and $(4/3)d_{agg}$.

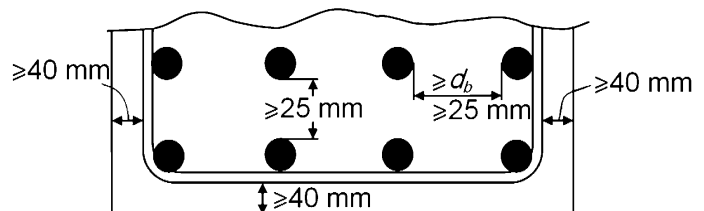
25.2.2 For parallel nonprestressed reinforcement placed in two or more horizontal layers, reinforcement in the upper layers shall be placed directly above reinforcement in the bottom layer with a clear spacing between layers of at least 1 in.

25.2.3 For longitudinal reinforcement in columns, pedestals, struts, and boundary elements in walls, clear spacing between bars shall be at least the greatest of 1.5 in., $1.5d_b$, and $(4/3)d_{agg}$.



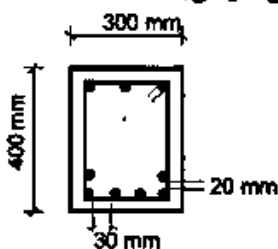
Arrangement of bars in two layers (ACI Section 7.6.2).

حداقل فاصله خالص	اعضای خمشی	$\text{Max} (d_b, 25\text{mm})$
	اعضای فشاری	$\text{Max} (1.5 d_b, 40 \text{ mm})$



محاسبات ۹۳

۵۵- در یک ساختمان با شرایط محیطی شدید، جزئیات مطابق شکل برای مقطع یک تیر به کار رفته است. در صورتیکه حداکثر قطر سنگدانه در بتن 20 میلی‌متر باشد، کدامیک از موارد زیر صحیح است؟ (پوشش میلگردها 50 میلی‌متر، بتن از رده C25 و قطر میلگردهای طولی 20 میلی‌متر می‌باشد)



- ۱) ضوابط حداقل فاصله میلگردها از یکدیگر کمتر یک سفره رعایت شده است.
- ۲) ضوابط حداقل فاصله میلگردها از یکدیگر در یک سفره رعایت نشده است.
- ۳) فاصله آزاد میلگردها بین دو سفره رعایت شده است.
- ۴) ضوابط مربوط به محدودیت فاصله میلگردها کاملاً رعایت شده است.

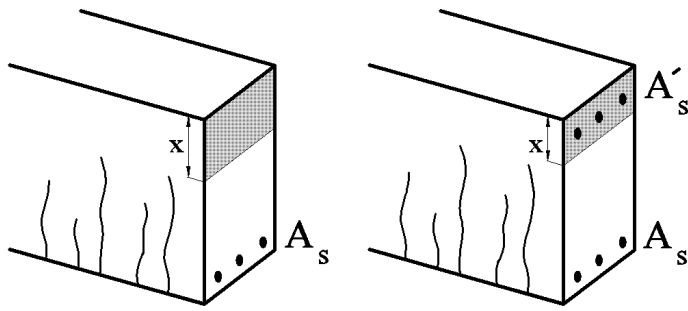
گزینه ۱

فاصله آزاد بین دو سفره (20mm) کمتر از 25mm بوده و گزینه های ۳ و ۴ نادرست هستند.

فاصله آزاد بین میلگردها در یک سفره (30mm) ضوابط تیرها را ارضا کرده و قابل قبول است. همچنین پوشش 50 میلیمتر برای شرایط محیطی شدید کافی است.

۳-۲۰- تاثیر فولاد فشاری

- تاثیر فولاد فشاری بر عمق تار خنثی:

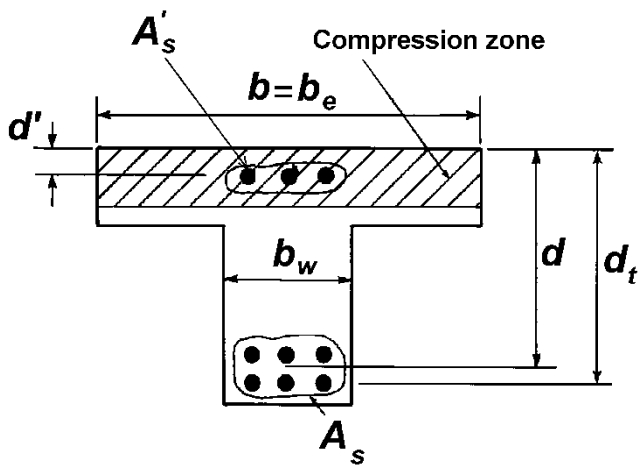
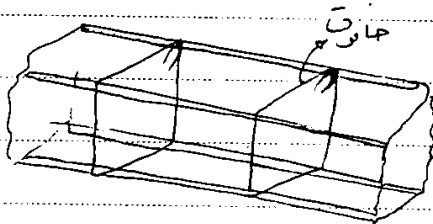


تاثیر فولاد فشاری بر شکل پذیری:

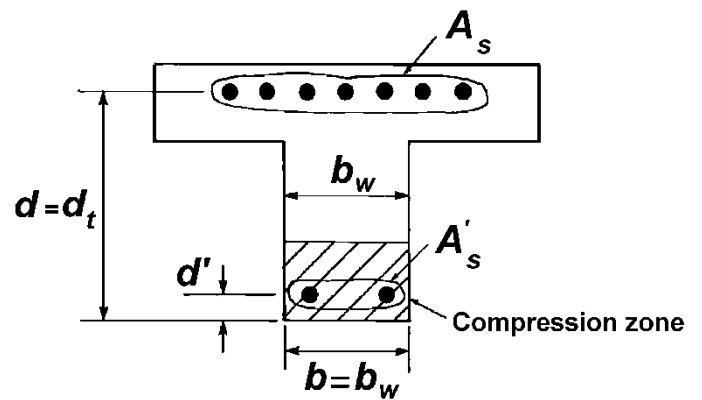
- تاثیر فولاد فشاری بر خزش

- کاربرد اجرایی فولاد فشاری

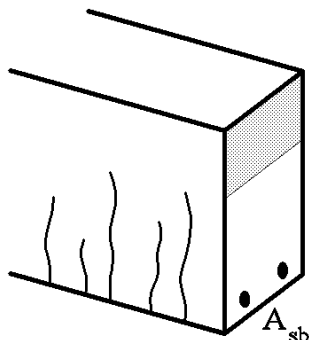
تکمه و فولاد فشاری می‌تواند به عنوان تکمه گاه آرماتورهای عرضی (جانبی) استفاده شود.



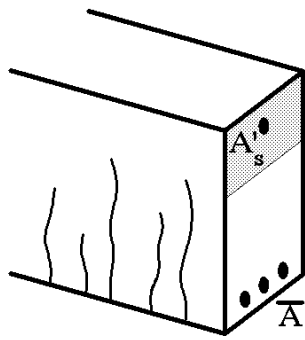
(a) Positive moment (compression on top).



(b) Negative moment (compression on bottom).



مقطع A



مقطع B

فرض کنید مقطع A در حالت بالانس باشد. اگر به این مقطع مطابق مقطع B آرماتور فشاری اضافه گردد، مقدار آرماتور بالانس چه تغییری می کند؟ هدف یافتن ? در شکل می باشد.

با توجه به اینکه در هر دو مقطع حالت بالانس داریم، ارتفاع تار خنثی در هر دو یکی بوده و تغییر نمی کند (چرا؟) در مقطع A داریم:

$$C = T \rightarrow (A_{sb})F_y = ab(0.85f'_c)$$

در مقطع B داریم:

$$C = T \rightarrow (A_{sb} + ?)F_y = ab(0.85f'_c) + A'_s f'_s$$

$$\rightarrow (?)F_y = A'_s f'_s$$

$$\rightarrow (?) = A'_s \frac{f'_s}{F_y}$$

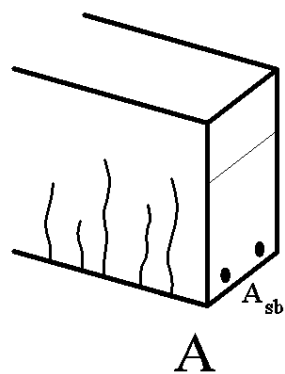
تغییر فولاد فشاری

$$A_{sb} = A_{sb} + \frac{P'_s}{F_y} A'_s$$

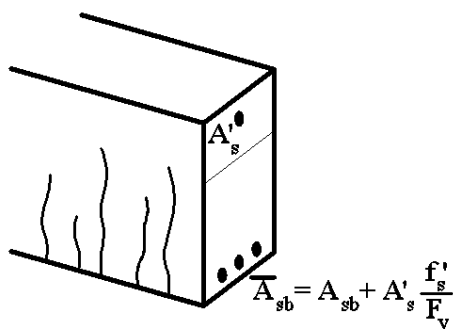
مقدار نیاز کشتی

مبدا از آوردن A'_s

تغییر تسلیم



A



B

به شرط اینکه آرماتورهای فشاری نیز جاری می شوند:

$$\bar{A}_{sb} = A_{sb} + A'_s$$

تغییر فولاد فشاری

(در صورت آرماتور مجاز) به اندازه این مقدار افزوده می شود.

$$\bar{P}_b = P_b + \frac{P'_s}{F_y} A'_s$$

A'_s / b * d

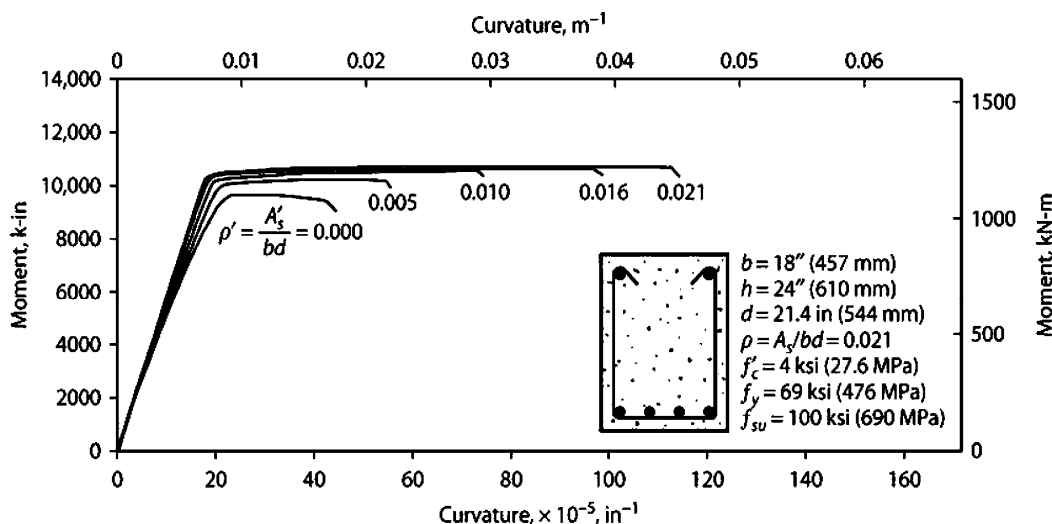


FIGURE 6.26 Effect of compression reinforcement on the moment–curvature relation.

تمرین - روابط زیر را اثبات کنید:

کنترل جاری شدن میلگردهای فشاری (در صورتی که میلگردهای کششی جاری شوند):

در صورتی که میلگردهای A_s (کششی) از مقدار زیر بیشتر باشند، میلگردهای A'_s (فشاری) جاری خواهند شد:

$$A_s > \beta \frac{0.85f'_c}{F_y} \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} - \epsilon_y} bd' + A'_s \rightarrow A'_s \text{ جاری خواهد شد}$$

مقاومت خمشی مقاطع همراه با فولاد فشاری
 $\begin{cases} f'_s < F_y \\ f_s = F_y \end{cases}$

ابتدا باید از معادله درجه ۲ زیر مقدار X را بیابیم:

$$A_s F_y = 0.85f'_c (b\beta x - A'_s) + A'_s E_s \frac{(x - d')}{x} \epsilon_{cu}$$

در معادله فوق، $E_s = 2 \times 10^5$ و $\epsilon_{cu} = 0.003$ می باشد.

پس از یافتن مقدار X باید مقدار تنش در میلگردهای فشاری بدست آید:

$$f'_s = E_s \frac{x - d'}{x} \epsilon_{cu}$$

و سپس مقدار لنگر مقاوم بدست می آید:

$$M_r = A'_s f'_s (d - d') + 0.85f'_c (\beta x b - A'_s) \left(d - \frac{\beta x}{2} \right)$$

مقاومت خمشی مقاطع همراه با فولاد فشاری
 $\begin{cases} f'_s = F_y \\ f_s = F_y \end{cases}$

ابتدا باید از معادله زیر مقدار X را بیابیم:

$$A_s F_y = 0.85f'_c (\beta x b - A'_s) + A'_s F_y \quad x = \frac{A_s F_y - A'_s F_y}{0.85\beta f'_c b}$$

پس از یافتن مقدار X مقدار لنگر مقاوم بدست می آید:

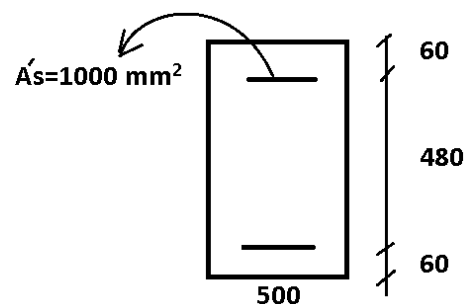
$$M_r = A'_s F_y (d - d') + 0.85f'_c (\beta x b - A'_s) \left(d - \frac{\beta x}{2} \right)$$

مثال: مقطع شکل زیر تحت اثر لنگر مثبت قرار دارد. این تیر مربوط به یک سازه با شکل پذیری متوسط می باشد.

الف) مساحت میلگرد معادل حالت متوازن (بالانس) را محاسبه کنید؟

ب) حداکثر میلگرد کششی مجاز مقطع چقدر می باشد؟

$$f'_c = 25MPa \quad F_y = 400MPa$$



الف) در حالت تعادل محل تار خنثی به صورت زیر محاسبه می شود:

$$x = \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \frac{F_y}{E_s}} \right) d = \left(\frac{0.003}{0.003 + \frac{400}{2 \times 10^5}} \right) d = \frac{3}{5} d = \frac{3}{5} \times 540 = 324 \text{ mm}$$

پس از یافتن x ، کرنش فولادهای فشاری محاسبه می شود تا بررسی شود که آیا میلگردهای فشاری جاری می شوند یا نه:

$$\epsilon'_s = \frac{x - 60}{x} \times 0.003 = \frac{324 - 60}{324} \times 0.003 = 0.0024 > 0.002$$

میلگردهای فشاری تسلیم می شوند. حال با نوشتن تعادل مساحت میلگرد بالانس محاسبه می شود:

$$C = T \rightarrow (\beta x \times b) 0.85 f_c + A'_s (F_y - 0.85 f_c) = A_{sb} F_y$$

$$(0.85 \times 324 \times 500) \times 0.85 \times 25 + 1000 \times (400 - 0.85 \times 25) = A_{sb} \times 400$$

$$A_{sb} = 8262 \text{ mm}^2$$

ب) محل تار خنثی به صورت زیر محاسبه می شود:

$$x = \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + 0.004} \right) d = \left(\frac{0.003}{0.003 + 0.004} \right) 540 = 231 \text{ mm}$$

پس از یافتن x ، کرنش فولادهای فشاری محاسبه می شود تا بررسی شود که آیا میلگردهای فشاری جاری می شوند یا نه:

$$\epsilon'_s = \frac{x - 60}{x} \times 0.0035 = \frac{231 - 60}{231} \times 0.0035 = 0.0022 > 0.002$$

میلگردهای فشاری تسلیم می شوند. حال با نوشتن تعادل مساحت میلگرد حداکثر محاسبه می شود:

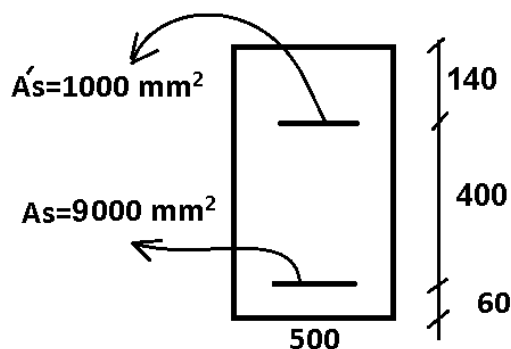
$$C = T \rightarrow (\beta x \times b) 0.85 f_c + A'_s (F_y - 0.85 f_c) = A_{s-max} F_y$$

$$(0.85 \times 231 \times 500) \times 0.85 \times 25 + 1000 \times (400 - 0.85 \times 25) = A_{s-max} \times 400$$

$$A_{s-max} = 6162 \text{ mm}^2$$

مثال: مقاومت خمشی اسمی مقطع زیر را محاسبه کنید.

$$f'_c = 25MPa \quad F_y = 400MPa$$



فرض اولیه:

ابتدا فرض می کنیم A'_s و A_s هر دو تسلیم می شوند:

$$C = T \rightarrow (\beta x \times b)0.85f'_c + A'_s(F_y - 0.85f'_c) = A_s F_y$$

$$(0.85 \times x \times 500) \times 0.85 \times 25 + 1000 \times (400 - 0.85 \times 25) = 9000 \times 400$$

$$x = 356 \text{ mm}$$

برای کنترل فرض، کرنش فولادهای کششی و فشاری را بر اساس x محاسبه کرده و بررسی می کنیم که آیا جاری می شوند یا نه:

$$\epsilon'_s = \frac{(356 - 140)}{356} \times 0.003 = 0.00182 < \epsilon_y = 0.002$$

بنابراین فولادهای فشاری جاری نمی شوند.

بررسی جاری شدن میلگردهای کششی:

$$\epsilon_s = \frac{(540 - 356)}{356} \times 0.003 = 0.00154 < \epsilon_y = 0.002$$

فولادهای کششی نیز جاری نمی شوند.

فرض دوم: فولادهای کششی و فشاری جاری نمی شوند. در این حالت اگر عمق تار خنثی x باشد، تنش در فولادهای کششی و فشاری کمتر از F_y خواهد بود و به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\epsilon_s = \frac{(540 - x)}{x} \times 0.003 \rightarrow f_s = \epsilon_s E = 600 \frac{(540 - x)}{x}$$

$$\epsilon'_s = \frac{(x - 140)}{x} \times 0.003 \rightarrow f'_s = \epsilon'_s E = 600 \frac{(x - 140)}{x}$$

سپس با نوشتن معادله تعادل مقدار x بدست می آید:

$$C = T \rightarrow (\beta x \times b)0.85f'_c + A'_s(f'_s - 0.85f'_c) = A_s f_s$$

$$(0.85 \times x \times 500) \times 0.85 \times 25 + 1000 \times \left(600 \frac{(x - 140)}{x} - 0.85 \times 25 \right) = 9000 \times 600 \frac{(540 - x)}{x}$$

$$x = 333.634 \text{ mm}$$

پس از یافتن x نیروی فولادهای کششی و فشاری بدست می آید:

$$T_s = A_s f_s = 9000 \times 600 \frac{(540 - 333.634)}{333.634} = 3340 \text{ kN}$$

$$T'_s = A'_s (f'_s - 0.85f'_c) = 1000 \times \left(600 \frac{(333.634 - 140)}{333.634} - 0.85 \times 25 \right) = 327 \text{ kN}$$

$$C = (\beta x \times b)0.85f'_c = (0.85 \times 334 \times 500) \times 0.85 \times 25 = 3013 \text{ kN}$$

مقاومت خمشی مقطع:

$$M_n = T'_s \times (400) + C \times \left(540 - \frac{0.85 \times 333.6}{2} \right) = 1330 \text{ kN.m}$$

۱۱- افزایش فولاد فشاری به یک مقطع خمشی بتن آرمه که با فولاد کم (*under reinforced*) طراحی شده است، را می دهد.

(مهندس عمران ۷۹)

- (۱) شکل پذیری تیر - کاهش
 - (۲) مقاومت خمشی مقطع - کمی افزایش
 - (۳) کرنش نهایی فشاری بتن - کمی کاهش
 - (۴) مقاومت خمشی تیر - به میزان قابل توجهی افزایش
- گزینه ۲

۳۰- در یک مقطع بتن مسلح با ابعاد و مشخصات مصالح ثابت، اگر نسبت فولاد کششی از f_{max} تجاوز نماید برای قابل قبول نمودن مقطع چه می توان کرد؟

(مهندس عمران ۷۳)

- (۱) قرار دادن خاموت بیشتر
- (۲) قرار دادن آرماتورهای کششی در دو ردیف
- (۳) قرار دادن آرماتورهای فشاری
- (۴) افزایش طول گیرایی و یا استفاده از قلابهای استاندارد

گزینه ۳

۲- افزایش فولاد فشاری در یک مقطع خمشی بتن آرمه که با فولاد کم (*under reinforced*) طراحی شده است.

(مهندس عمران ۸۶)

- (۱) شکل پذیری تیر را کاهش می دهد.
- (۲) کرنش نهایی فشار بتن را کمی کاهش می دهد.
- (۳) مقاومت خمشی مقطع را کمی افزایش می دهد.
- (۴) مقاومت خمشی مقطع را به میزان قابل توجهی افزایش می دهد.

گزینه ۳

سراسری ۹۱

۱۱۹- در مقطع نشان داده شده در شکل زیر، $\rho < \rho_b$ بوده و $A_s = 2410 \text{ mm}^2$ ، $f_c = 25 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ و $f_y = 400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ به

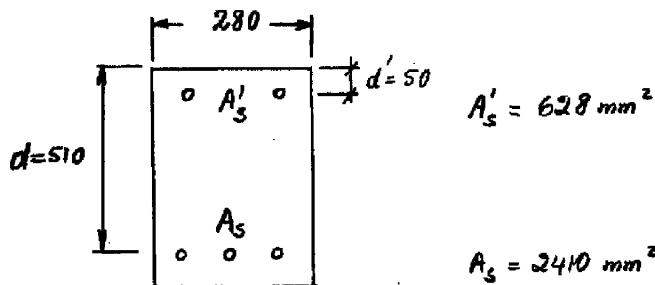
این مقطع ۲۶٪ فولاد کششی به عنوان فولاد فشاری اضافه می شود. لنگر مقاوم خمشی مقطع حدوداً چقدر اضافه می شود؟

(۱) ۴/۵٪

(۲) ۲۶٪

(۳) ۲۰٪

(۴) اضافه نمی شود.



با توجه به اینکه مقطع کم فولاد است، افزودن فولاد بر، تاثیر کمی در افزایش مقاومت خواهد داشت (گزینه ۱ صحیح است)

۱۹- در مقطعی که بدون فولاد فشاری برای خمش ساده حالت بالانس (متعادل) دارد، به مقدار A' فولاد فشاری اضافه می‌کنیم. با این عمل مقدار فولاد کششی حالت بالانس (متعادل) چه تغییری خواهد داشت؟ (فولاد فشاری و کششی از یک نوع می‌باشند) (مهندس عمراوه ۷۷)

(۱) با تغییر مقدار فولاد کششی نمی‌توان وضعیت بالانس (متعادل) برقرار کرد.

(۲) مقدار فولاد کششی وضعیت بالانس (متعادل) برقرار نمی‌کند.

(۳) فولاد کششی حالت بالانس (متعادل) حداکثر به اندازه A' نسبت به مقطع بدون فولاد فشاری افزایش می‌یابد.

(۴) فولاد کششی حالت بالانس (متعادل) نسبت به مقطع بدون فولاد فشاری حداکثر به اندازه A' کاهش می‌یابد.

گزینه ۳

تمرین:

۲۰- وجود آهن فشاری در تیر بتن مسلح باعث کدام پدیده خواهد شد؟ (مهندس عمراوه ۷۷)

(۱) افزایش تنش‌های فشاری بتن در طول زمان

(۲) تأثیری در تنش‌های بتن در طول زمان نخواهد داشت.

(۳) کاهش تنش‌های فشاری بتن در طول زمان

(۴) ممکن است تنش‌های فشاری در طول زمان کم یا زیاد شود.

گزینه ۳

۵- کدام عبارت در مورد یک تیر بتن آرمه تحت خمش با فولاد کششی مشخص و ثابت، صحیح است؟

(مهندس عمراوه ۸۱)

(۱) اگر $\rho < \rho_b$ باشد، هرچه فولاد فشاری تیر کمتر باشد، تیر کم فولادتر محسوب می‌شود.

(۲) هرچه فولاد فشار تیر بیشتر باشد، تیر کم فولادتر محسوب می‌شود.

(۳) هرچه فولاد فشاری تیر کمتر باشد، تیر کم فولادتر محسوب می‌شود.

(۴) میزان فولاد فشاری تأثیری بر کم فولاد بودن و یا پر فولاد بودن مقطع ندارد.

گزینه ۲

آزاد ۸۵

۱۰۷- بیشترین مقاومت تیر با میلگرد فشاری با:

(۱) جاری شدن میلگرد کششی و فشاری بدست می‌آید.

(۲) جاری شدن فقط میلگرد فشاری بدست می‌آید.

(۳) جاری شدن فقط میلگرد کششی بدست می‌آید.

(۴) جاری شدن میلگرد فشاری و کششی بدست می‌آید.

گزینه ۴

در یک مقطع دایره آرمه اگر نسبت فولاد کششی ρ و نسبت فولاد فشاری ρ' و حداکثر مجاز نسبت فولاد کششی در حالت مقطع با فولاد کششی تنها $(\rho_{max})_1$ و در حالت دایره آرمه $(\rho_{max})_2$ باشد، ظرفیت خمشی نهایی مقطع دایره آرمه در کدام یک از حالات زیر تقریباً برابر با ظرفیت خمشی نهایی همان مقطع بدون فولادهای فشاری است؟

(مهندس عمران ۵۱۴)

$$\begin{aligned} (2) \quad (\rho_{max})_2 > \rho > (\rho_{max})_1 \\ (4) \quad \rho > (\rho_{max})_1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (1) \quad \rho < (\rho_{max})_2 \\ (3) \quad \rho < (\rho_{max})_1 \end{aligned}$$

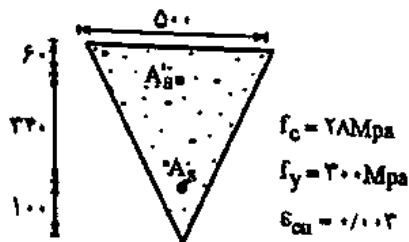
گزینه ۳

شرط حدی جاری شدن فولاد فشاری، A'_s ، برای مقطع نشان داده شده در شکل زیر توسط کدامیک از

(مهندس عمران آزاد ۸۳)

گزینه‌های زیر بطور کامل بیان شده است.

(بر اساس آیین نامه آبا)



$$(1) \quad A_s - A'_s \geq 2180 \text{ mm}^2$$

$$(2) \quad A_s - A'_s \geq 3017 \text{ mm}^2$$

$$(3) \quad A_s - A'_s \geq 1852 \text{ mm}^2$$

$$(4) \quad A_s - A'_s \geq 2565 \text{ mm}^2$$

۴۹- در طراحی یک مقطع بتن مسلح، مقدار فولاد کششی لازم برابر با A_s به دست آمده است و به فولاد فشاری نیازی نیست. اگر به خاطر مسائل اجرایی آرماتوربندی، مقدار فولاد $A'_s = 2\phi 12$ در ناحیه فشاری

بتن قرار داده شود، چه مقدار فولاد کششی بایستی در ناحیه کششی بتن قرار داده شود تا طرح صحیح انجام شده باشد؟

(مهندس عمران آزاد ۸۶)

(۱) بایستی $A_s + A'_s$ را در ناحیه کششی بتن قرارداد تا تعادل نیروهای محوری برقرار باشد.

(۲) می‌توان همان A_s را در ناحیه کششی قرار داد.

(۳) بایستی $A_s + A'_s \left[\frac{f'_s}{f_s} \right]$ را در ناحیه کششی بتن قرار داد که f'_s و f_s به ترتیب تنشهای موجود در

فولادهای فشاری و کششی می‌باشند. در این صورت تعادل نیروهای محوری برقرار می‌ماند.

(۴) افزایش مقدار A_s بستگی به مقدار لنگر خمشی طرح دارد.

گزینه ۲

تمرین:

(مهندس عمران آزاد ۸۴)

۳۸- کدامیک جزء فواید استفاده از میلگرد فشاری نمی‌باشد؟

(۲) تغییر نوع گسیختگی تیر

(۱) افزایش شکل‌پذیری تیر

(۴) افزایش خیز دراز مدت تیر

(۳) راحتی ساخت و اجرا

گزینه ۴

۱۱۴- اضافه کردن فولاد فشاری به یک مقطع خمشی بتن آرمه که با فولاد کم (under-reinforced) طراحی شده است.:

- (۱) مقاومت خمشی مقطع را کمی افزایش می‌دهد.
- (۲) شکل‌پذیری تیر را کاهش می‌دهد.
- (۳) کنش نهایی فشاری بتن را کمی کاهش می‌دهد.
- (۴) مقاومت خمشی مقطع را به میزان قابل توجهی افزایش می‌دهد.

گزینه ۱

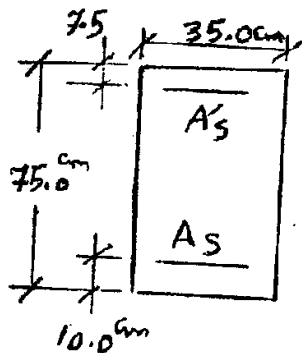
۱۱۷-

در مورد یک تیر بتن آرمه، گزینه‌ی صحیح کدام است؟

- (۱) در یک مقطع خمشی بتن آرمه با فولاد مضاعف، نسبت عمق تار خنثی به عمق تار خنثی در حالت بالانس، تقریباً برابر با نسبت $\rho - \rho'$ به ρ_b می‌باشد.
- (۲) در یک مقطع خمشی بتن آرمه با فولاد مضاعف، در صورتی که فولاد فشاری تسلیم شده باشد، حتماً فولاد کششی هم تسلیم شده است.
- (۳) در یک مقطع خمشی بتن آرمه با فولاد کششی تنها، همواره با افزایش مقدار فولاد، لنگر مقاوم افزایش می‌یابد.
- (۴) در یک مقطع خمشی بتن آرمه با فولاد کششی تنها، که میزان فولاد کششی آن از فولاد بالانس کم‌تر است، با اضافه کردن فولاد فشاری، افزایش چشمگیری در لنگر مقاوم مقطع خواهیم داشت.

گزینه ۳

۱۱۷- مقدار A_s (فولاد کششی) مقطع نشان داده شده، برای اینکه همزمان با رسیدن بتن به کرنش 0.002 فولاد فشاری به



جاری شدن برسد با فرضیات زیر، چند سانتی متر مربع است؟

- استفاده از بلوک تنش مستطیلی و بتنی

- ارتفاع بلوک $a = 0.8x$

- x فاصله از تار خنثی تا آخرین تار بتن در فشار

- تنش فشاری ماکزیمم بتن $0.85f_c$

- مبنای جاری شدن فولاد f_y

- ضرائب اطمینان مقاومت مصالح برابر با یک فرض می‌شوند.

$$f_c = 3500 \text{ kgf/cm}^2 \quad E_s = 2 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_y = 42000 \text{ kgf/cm}^2 \quad A'_s (\text{فشاری}) = 982 \text{ cm}^2$$

۷۰/۴۵ (۴)

۶۵/۳۴ (۳)

۵۰/۲۶ (۲)

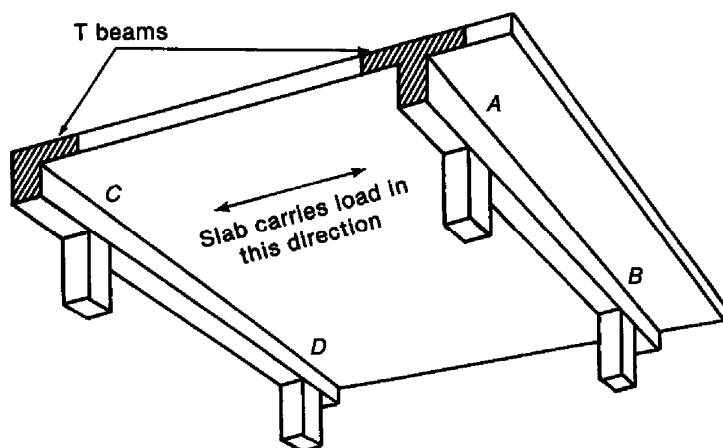
۵۸/۷۱ (۱)

۳-۲۱- مقاطع T شکل

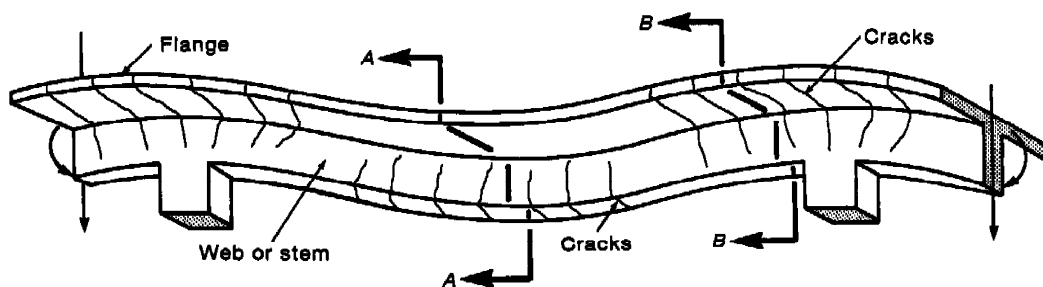
به شکل زیر توجه کنید. سقف از نوع دال بتنی می باشد.

در این سقف اگر بتن ریزی سقف و تیرها همزمان انجام شود، می توان قسمتی از سقف را به عنوان بال تیر T شکل منظور کرد.

در این حالت مانند شکل زیر تیر T شکل خواهیم داشت.



شکل زیر تغییر شکل یک تیر T شکل و ترک های ایجاد شده در آن را نشان میدهد:

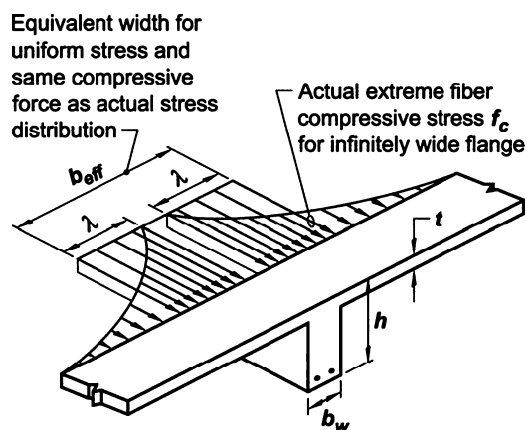


6.3.2 T-beam geometry

6.3.2.1 For nonprestressed T-beams supporting monolithic or composite slabs, the effective flange width b_f shall include the beam web width b_w plus an effective overhanging flange width in accordance with Table 6.3.2.1, where h is the slab thickness and s_w is the clear distance to the adjacent web.

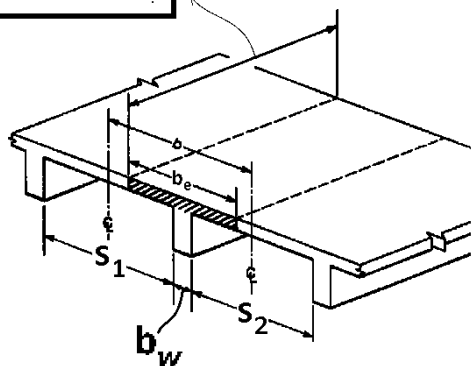
Table 6.3.2.1—Dimensional limits for effective overhanging flange width for T-beams

Flange location	Effective overhanging flange width, beyond face of web	
Each side of web	Least of:	$8h$
		$s_w/2$
		$\ell_n/8$
One side of web	Least of:	$6h$
		$s_w/2$
		$\ell_n/12$

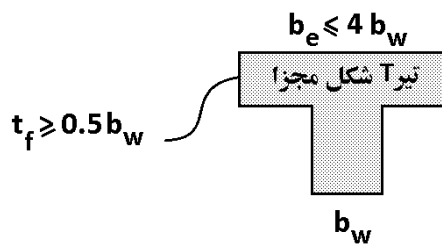
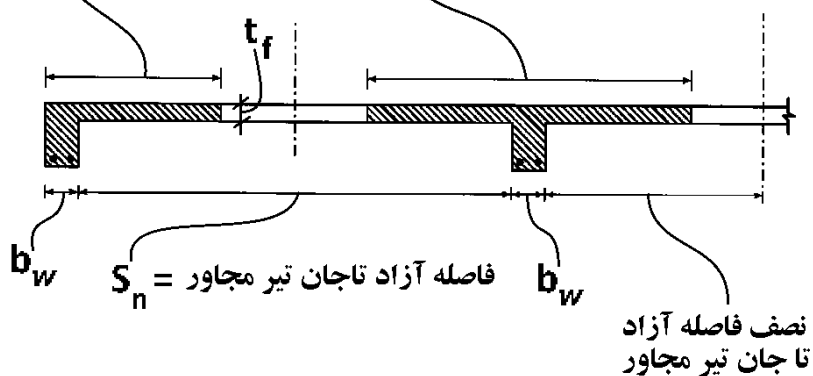


6.3.2.2 Isolated nonprestressed T-beams in which the flange is used to provide additional compression area shall have a flange thickness greater than or equal to $0.5b_w$ and an effective flange width less than or equal to $4b_w$.

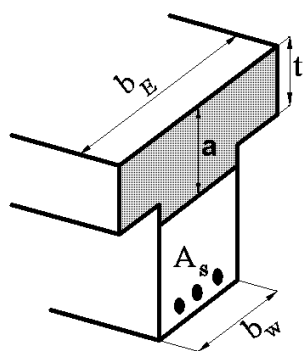
طول دهانه آزاد تیر = L_n



$$b_e \leq \begin{cases} b_w + S_n/2 \\ b_w + 6t_f \\ b_w + L_n/12 \end{cases} \quad b_e \leq \begin{cases} b_w + S_n \\ b_w + 16t_f \\ L_n/4 \end{cases}$$



۱- یافتن a اولیه:



$$a = \beta_1 x = \frac{A_s(F_y)}{(b_E)(0.85f'_c)}$$

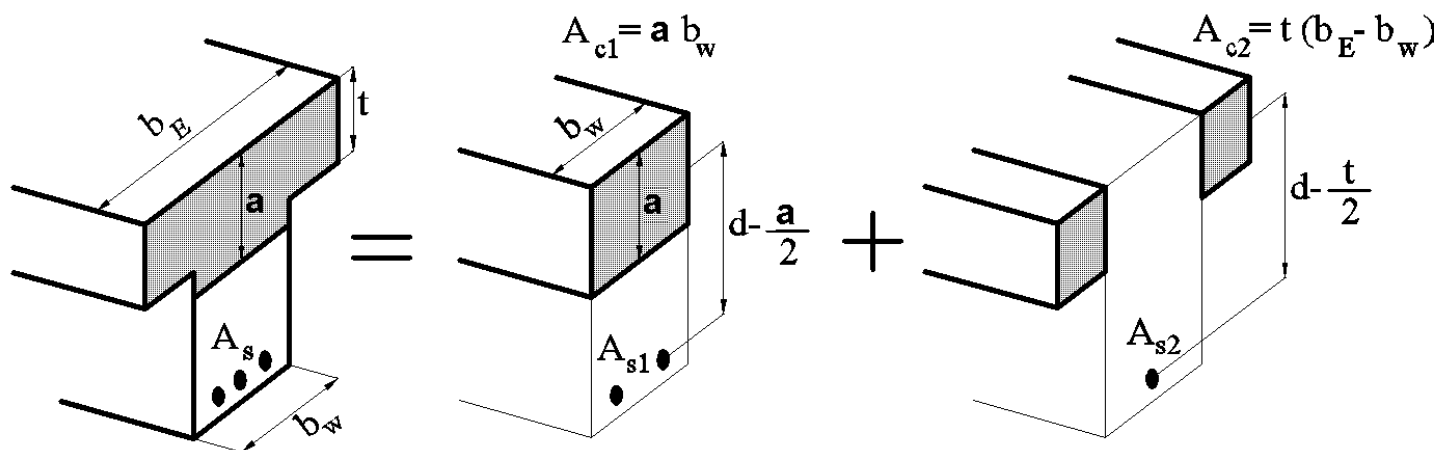
۲- اگر a اولیه کمتر از t بود، مقطع مستطیلی عمل خواهد کرد و مقاومت خمشی مقطع بدست می آید:

$$a \leq t \rightarrow \text{مستطیلی} \rightarrow \phi M_n = \phi A_s F_y \left(d - \frac{A_s(F_y)}{2(b_E)(0.85f'_c)} \right)$$

۳- اگر a اولیه بزرگتر از t بود، مقطع T شکل عمل خواهد کرد مقدار a باید مجددا محاسبه شود:

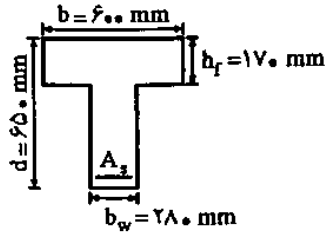
$$a > t \rightarrow \text{شکل T} \rightarrow a_{\text{جدید}} = \frac{A_s(F_y) - A_{c2}(0.85f'_c)}{(b_w)(0.85f'_c)}$$

$$\rightarrow \phi M_n = \phi \left(A_{c1}(0.85f'_c) \left(d - \frac{a_{\text{جدید}}}{2} \right) + A_{c2}(0.85f'_c) \left(d - \frac{t}{2} \right) \right)$$



۴ در مقطع T شکل مقابل چنانچه در لحظه گسیختگی نهایی، توزیع تنش مستطیلی با شدت $0.85f'_c$ و در ارتفاعی معادل 0.85 ارتفاع تار خشی فرض گردد، فولاد متوازن مقطع A_{sb} چند میلی متر مربع (mm^2) می باشد؟ (فرض شود $\phi_c = \phi_s = 1/0$)
 (مهندس عمران AI)

$E_s = 200000 \text{ Mpa}$ و $\epsilon_{cu} = 0.003$ و $f_y = 400 \text{ Mpa}$ و $f'_c = 30 \text{ Mpa}$

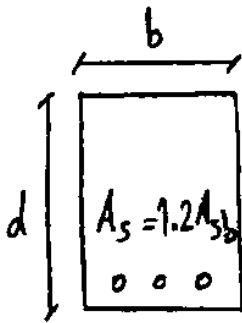
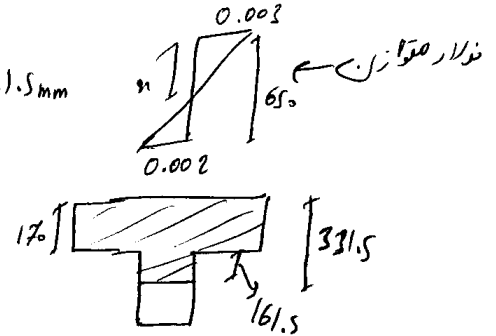


- ۸۵۳۵ (۱)
- ۹۳۸۵ (۲)
- ۹۸۷۵ (۳)
- ۱۰۱۱۵ (۴)

$$x = \frac{0.003}{0.002 + 0.003} \times 650 = 390 \text{ mm} \rightarrow \alpha = 0.85 \times x = 331.5 \text{ mm}$$

$$C = T \Rightarrow (170 \times 600 + 161.5 \times 280) \times 0.85 \times 30 = A_s \times 400$$

$$\rightarrow A_s = 2385 \text{ mm}^2$$

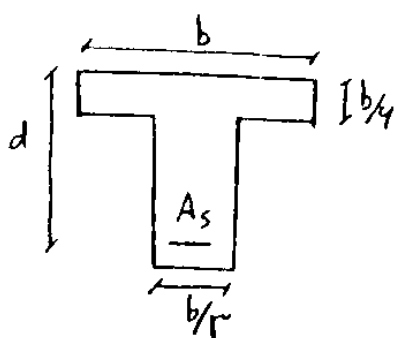


در یک تیر بتن آرمه با مقطع مستطیل شکل (مطابق شکل)، مقدار فولاد بکار رفته به میزان ۲۰ درصد بیشتر از حد توازن مقطع می باشد. در صورتیکه طراح بخواهد با اضافه کردن بال فشاری به مقطع، مقطع را در حالت متوازن قرار دهد، مقدار مساحت بال فشاری چقدر خواهد بود؟

($f'_c, f_y, \beta, \epsilon_{cu} = 0.003$ و ضریب ارتجایی فولاد و $E_s = 2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$)

$$0.17 \beta \frac{6100}{6100 + f_y} bd \quad (1) \quad 0.17 \beta \frac{6100}{6100 + f_y} \frac{f'_c}{f_y} bd \quad (2) \quad 0.2 \beta \frac{6100}{6100 + f_y} \frac{f'_c}{f_y} bd \quad (3) \quad 0.2 \beta \frac{6100}{6100 + f_y} bd \quad (4)$$

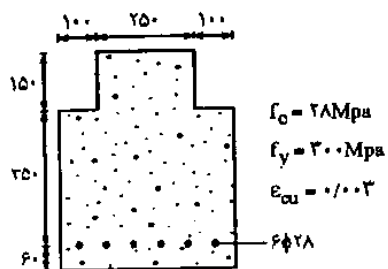
۱۳۳- در یک تیر بتن آرمه با مقطع نشان داده شده در شکل، با فرض جاری شدن کلیه آرماتورهای کششی،



اگر سطح بلوک فشاری تنش پیچدر خواهد بود؟ $\frac{f_y}{f_c} = 1.0$ ، $A_s = 1.7 \times 10^{-4} b^2$

- (۱) $\frac{b}{5}$
- (۲) $\frac{4}{15} b$
- (۳) $\frac{2}{15} b$
- (۴) $\frac{b}{3}$

مقاومت خمشی طراحی مقطع نشان داده شده در شکل زیر را محاسبه کنید: (بر اساس آیین نامه آبا)
(مهندس عمران آزاد ۸۳)



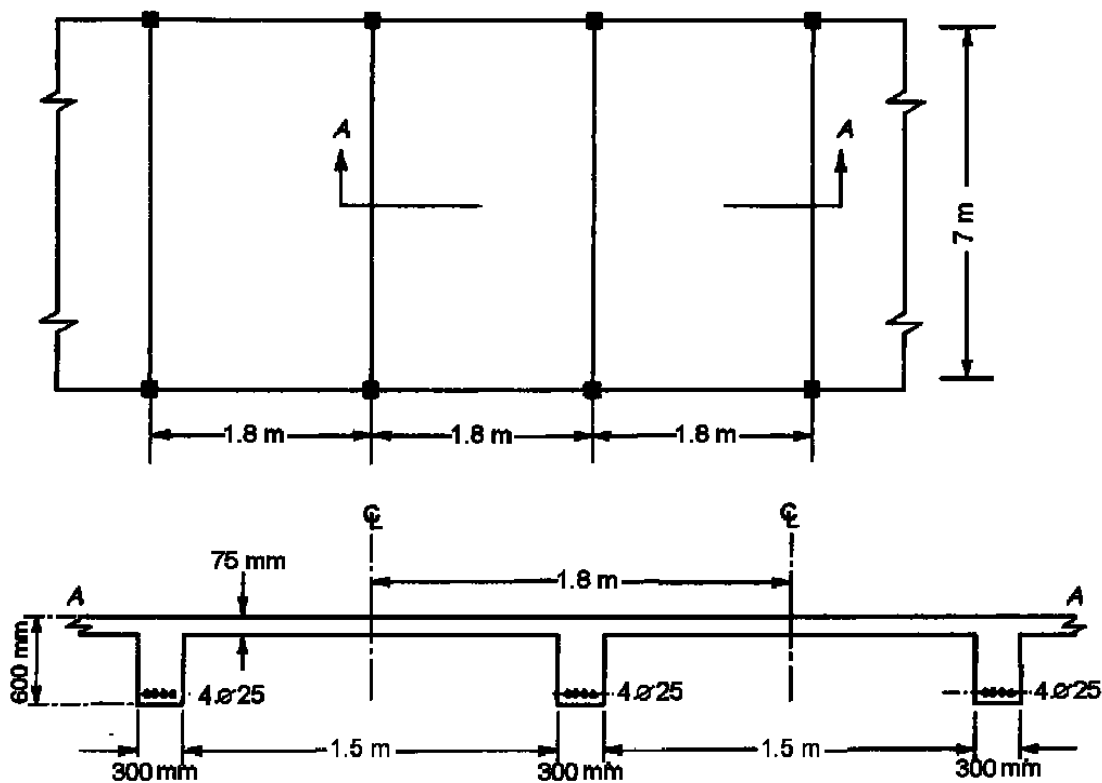
- (۱) $30.3/4 \text{ kN.m}$
- (۲) $356/9 \text{ kN.m}$
- (۳) $40.1/8 \text{ kN.m}$
- (۴) $419/9 \text{ kN.m}$

Example:

Calculate the design strength ϕM_n for one of the T beams in the positive moment region.

The beam has a clear span of 7 m (face to face).

$f'_c = 28 \text{ MPa}, \quad f_y = 420 \text{ MPa}.$



Solution:

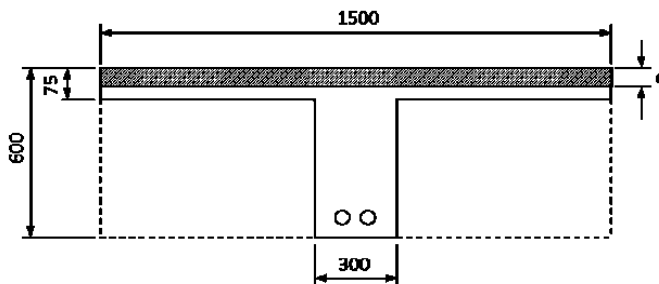
From the Geometry of T-section:

$b_w = 300 \text{ mm}, \quad h = 600 \text{ mm}, \quad t = h_f = 75 \text{ mm}$

$A_s(4\phi 25) = 1963.5 \text{ mm}^2$

b_e is the smallest of:

- (a) $b_e \leq b_w + \frac{L}{4} = 300 + \frac{7000}{4} = 2050 \text{ mm},$
- (b) $b_e \leq b_w + 16h_f = 300 + 16 \cdot 75 = 1500 \text{ mm}, \quad - \text{control}$
- (c) $b_e \leq \text{Center to Center spacing between adjacent beams} = 1800 \text{ mm}.$



Take $b_e = 1500 \text{ mm}.$

$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b_e} = \frac{1963.5 \cdot 420}{0.85 \cdot 28 \cdot 1500} = 23.1 \text{ mm} < h_f = 75 \text{ mm}$

The beam section will be considered as rectangular with $b = b_e = 1500 \text{ mm}.$

$d = 600 - 40 - 10 - \frac{25}{2} = 537.5 \text{ mm}$

$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1963.5 \cdot 420 \left(537.5 - \frac{23.1}{2} \right) \times 10^{-6} = 433.74 \text{ KN} \cdot \text{m}$

Check for strain $\epsilon_s \geq 0.005$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{23.1}{0.85} = 27.18 \text{ mm}, \quad \beta_1 = 0.85$

$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{537.5 - 27.18}{27.18} \right) = 0.0565 > 0.005 \quad \text{OK}$

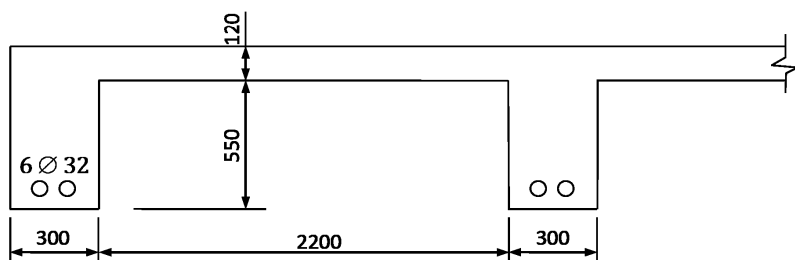
Take $\phi = 0.9$ for flexure as tension-controlled section.

$M_u = \phi M_n = 0.9 \cdot 433.74 = 390.37 \text{ KN} \cdot \text{m}$

Example:

Determine the positive moment capacity of the edge L-section beam. The beam has a clear span of 6 m (face to face).

$f'_c = 20 \text{ MPa}, \quad f_y = 400 \text{ MPa}.$



Solution:

From the Geometry of T-section:

$b_w = 300 \text{ mm}, \quad h = 670 \text{ mm}, \quad t = h_f = 120 \text{ mm}$

$A_s(6\phi 32) = 4825.5 \text{ mm}^2$

b_e is the smallest of:

- (a) $b_e \leq b_w + \frac{L}{12} = 300 + \frac{6000}{12} = 800 \text{ mm}, \quad - \text{control}$
- (b) $b_e \leq b_w + 6h_f = 300 + 6 \cdot 120 = 1020 \text{ mm},$
- (c) $b_e \leq b_w + \frac{1}{2} \text{ the clear distance to the next beam web} = 300 + \frac{2200}{2} = 1400 \text{ mm}.$

Take $b_e = 800 \text{ mm}.$

Check if $a > h_f$

$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b_e} = \frac{4825.5 \cdot 400}{0.85 \cdot 20 \cdot 800} = 141.93 \text{ mm} > h_f = 120 \text{ mm}$

The beam section will be considered as L-section with

$b_e = 800 \text{ mm}.$

$$A_{sf} = \frac{0.85 f'_c (b_e - b_w) h_f}{f_y} = \frac{0.85 \cdot 20 (800 - 300) 120}{400} = 2550 \text{ mm}^2$$

$A_{sw} = A_s - A_{sf} = 4825.5 - 2550 = 2275.5 \text{ mm}^2$

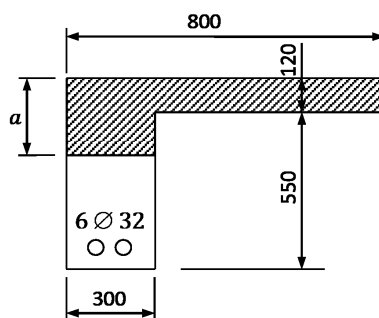
$a = \frac{A_{sw} f_y}{0.85 f'_c b_w} = \frac{2275.5 \cdot 400}{0.85 \cdot 20 \cdot 300} = 178.47 \text{ mm}$

A_s ($6\phi 32$) are arranged in two layers

$d = 670 - 40 - 10 - 32 - \frac{25}{2} = 575.5 \text{ mm}$

$M_n = A_{sf} f_y \left(d - \frac{h_f}{2} \right) + A_{sw} f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) =$

$= \left[2550 \cdot 400 \left(575.5 - \frac{120}{2} \right) + 2275.5 \cdot 400 \left(575.5 - \frac{178.47}{2} \right) \right] \times 10^{-6} = 968.4 \text{ KN} \cdot \text{m}$

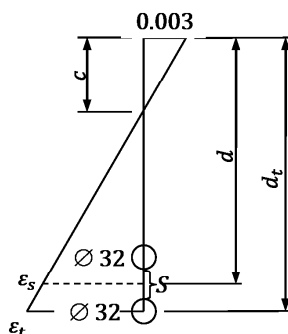


Check for strain $\epsilon_s \geq 0.005$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{178.47}{0.85} = 209.96 \text{ mm}, \quad \beta_1 = 0.85$

$d_t = d + \frac{s}{2} + \frac{d_b}{2} = 575.5 + \frac{25}{2} + \frac{32}{2} = 604 \text{ mm}$

$\epsilon_t = 0.003 \left(\frac{d_t - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{604 - 209.96}{209.96} \right) = 0.00563 > 0.005 \quad \text{OK}$



Take $\phi = 0.9$ for flexure as tension-controlled section.

$M_u = \phi M_n = 0.9 \cdot 961.65 = 865.49 \text{ KN} \cdot \text{m}$

Example:

Compute the positive design moment capacity of the T-section beam.

$$f'_c = 20 \text{ MPa}, \quad f_y = 420 \text{ MPa}.$$

Solution:

From the Geometry of T-section:

$$b_w = 200 \text{ mm}, \quad h = 650 \text{ mm}, \quad t = h_f = 80 \text{ mm}$$

$$A_s(4\varnothing 28) = 2463 \text{ mm}^2$$

Check if $a > h_f$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b_e} = \frac{2463 \cdot 420}{0.85 \cdot 20 \cdot 600} = 101.42 \text{ mm}$$

$a = 101.42 \text{ mm} > h_f = 80 \text{ mm}$. The beam section will be considered as T-section.

$$A_{sf} = \frac{0.85 f'_c (b_e - b_w) h_f}{f_y} = \frac{0.85 \cdot 20 (600 - 200) 80}{420} = 1295.2 \text{ mm}^2$$

$$A_{sw} = A_s - A_{sf} = 2463 - 1295.2 = 1167.76 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_{sw} f_y}{0.85 f'_c b_w} = \frac{1167.76 \cdot 420}{0.85 \cdot 20 \cdot 200} = 144.25 \text{ mm}$$

A_s ($4\varnothing 28$) are arranged in two layers

$$d = 650 - 40 - 10 - 28 - \frac{30}{2} = 557 \text{ mm}$$

$$M_n = A_{sf} f_y \left(d - \frac{h_f}{2} \right) + A_{sw} f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) =$$

$$= \left[1295.2 \cdot 420 \left(557 - \frac{80}{2} \right) + 1167.76 \cdot 420 \left(557 - \frac{144.25}{2} \right) \right] \times 10^{-6} = 519.05 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Check for strain $\epsilon_s \geq 0.005$

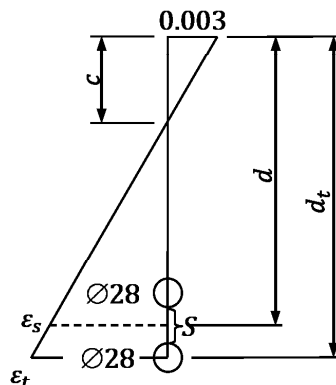
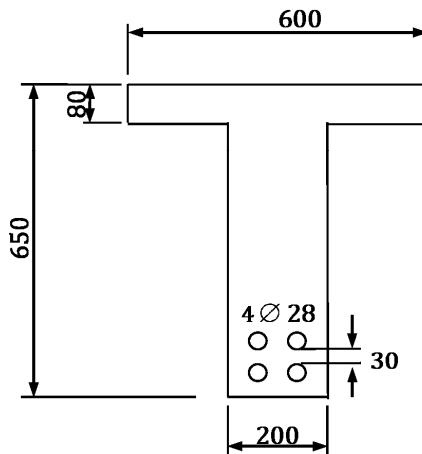
$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{144.25}{0.85} = 169.7 \text{ mm}, \quad \beta_1 = 0.85$$

$$d_t = d + \frac{S}{2} + \frac{d_b}{2} = 557 + \frac{30}{2} + \frac{28}{2} = 586 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0.003 \left(\frac{d_t - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{586 - 169.7}{169.7} \right) = 0.00736 > 0.005 \quad \text{OK}$$

Take $\phi = 0.9$ for flexure as tension-controlled section.

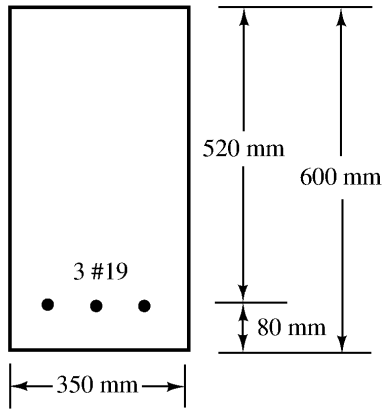
$$M_u = \phi M_n = 0.9 \cdot 519.05 = 467.15 \text{ KN} \cdot \text{m}$$



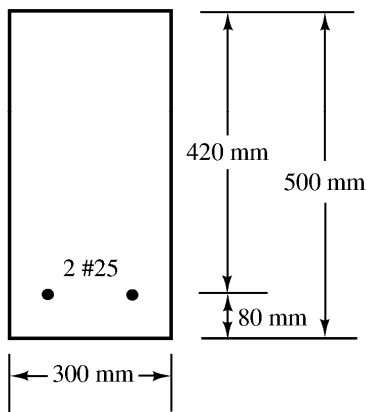
Problems in SI Units

For Problems 2.42 to 2.44, determine the cracking moments for the sections shown if $f'_c = 28$ MPa and the modulus of rupture is $f_r = 0.7\sqrt{f'_c}$ with f'_c in MPa.

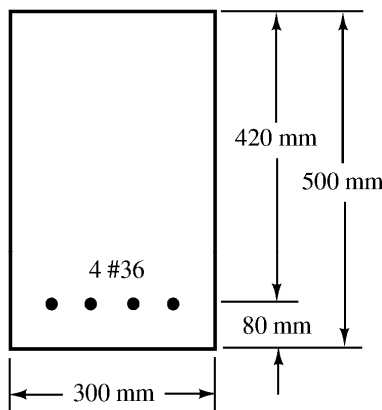
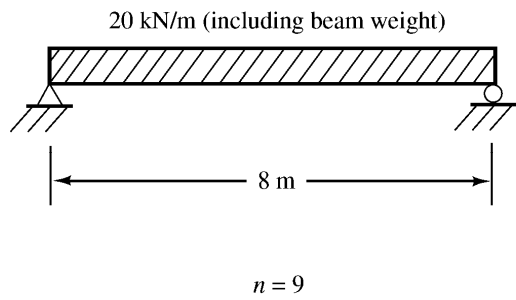
Problem 2.42



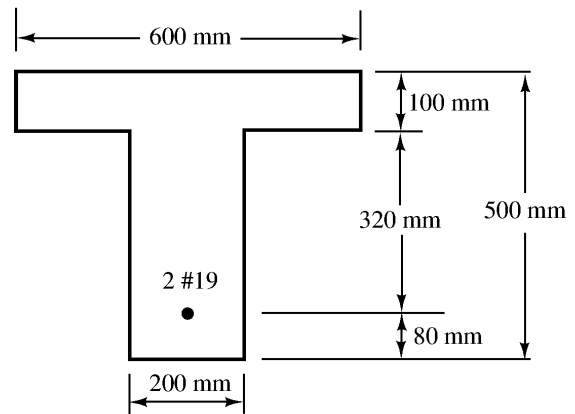
Problem 2.43 (Ans. 46.30 kN-m)



Problem 2.46

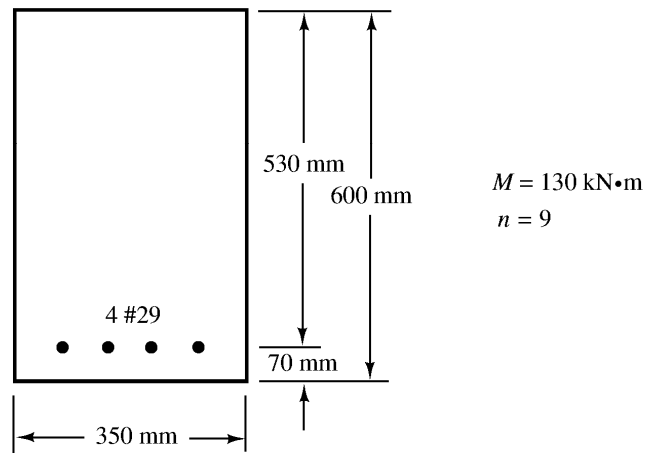


Problem 2.44



For Problems 2.45 to 2.47, compute the flexural stresses in the concrete and steel for the beams shown using the transformed-area method.

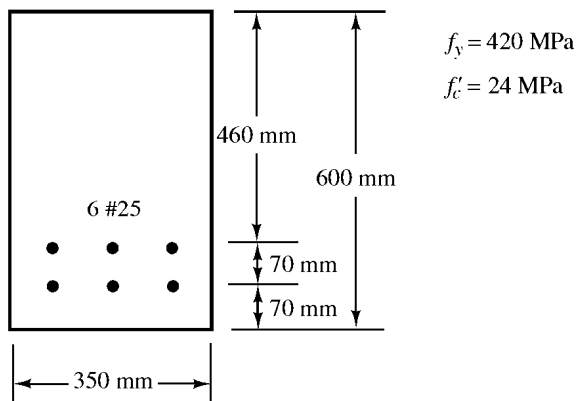
Problem 2.45 (Ans. $f'_c = 7.785$ MPa, $f_s = 109.31$ MPa)



For Problems 2.48 to 2.55, compute M_n values.

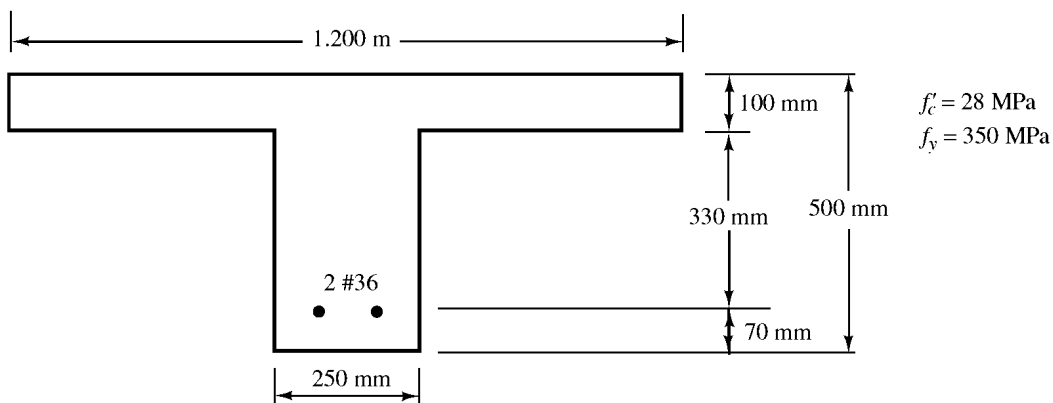
Problem No.	b (mm)	d (mm)	Bars	f'_c (MPa)	f_y (MPa)	Ans.
2.48	300	600	3 #36	35	350	—
2.49	320	600	3 #36	28	350	560.5 kN-m
2.50	350	530	3 #25	24	420	—
2.51	370	530	3 #25	24	420	313 kN-m

Problem 2.52

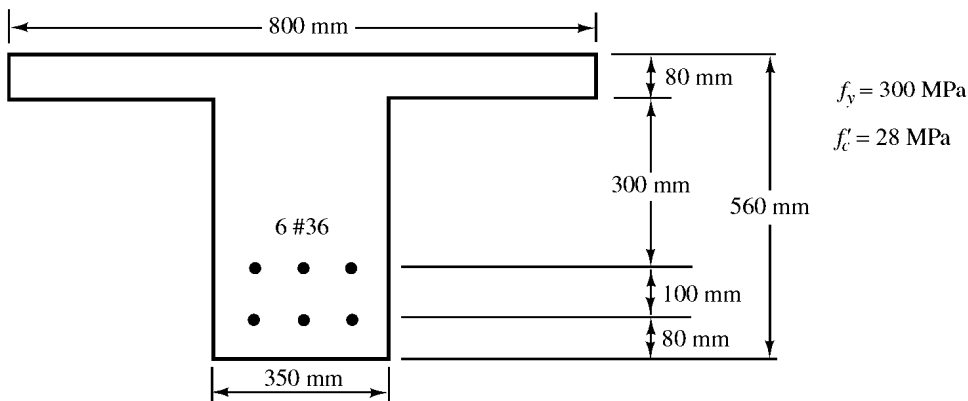


Problem 2.53 Repeat Problem 2.48 if four #36 bars are used. (Ans. 734 kN·m)

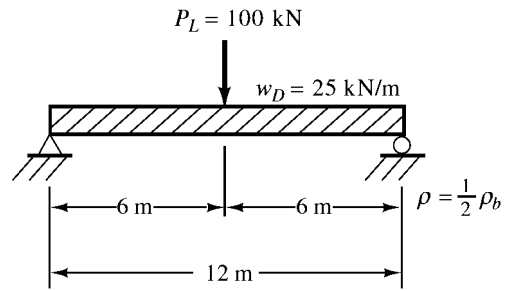
Problem 2.54



Problem 2.55 (Ans. 689.7 kN·m)

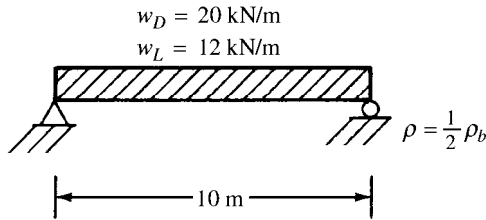


Problem 4.35 (One ans. 450 mm × 890 mm with 6 #32 bars)

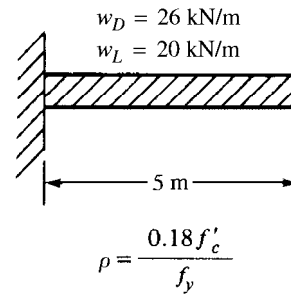


For Problems 4.34 to 4.39, design rectangular sections for the beams, loads, and ρ values shown. Beam weights are not included in the loads given. Show sketches of cross sections including bar sizes, arrangements, and spacing. Assume concrete weighs 23.5 kN/m^3 , $f_y = 420 \text{ MPa}$ and $f'_c = 28 \text{ MPa}$.

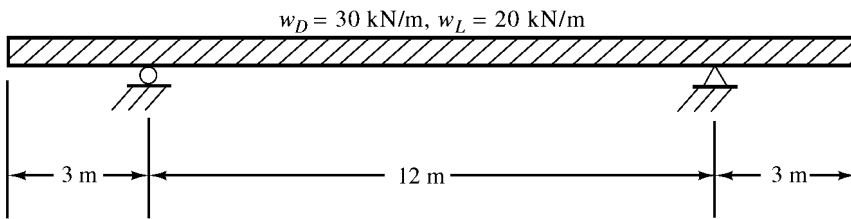
Problem 4.34



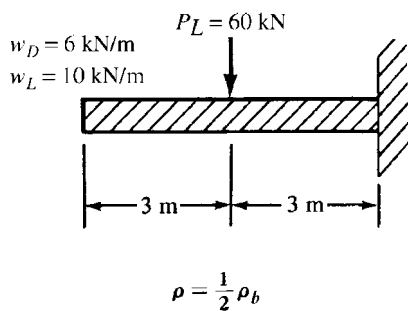
Problem 4.36



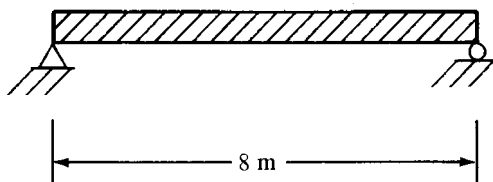
Problem 4.37 Place live loads to cause maximum positive and negative moments. $\rho = 0.18 f'_c / f_y$. (One ans. 450 mm × 900 mm with 6 #32 bars positive reinf.)



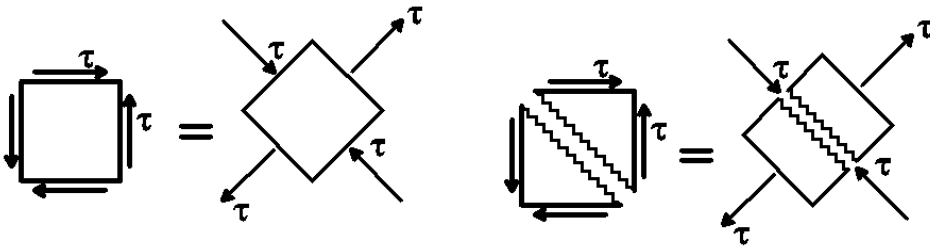
Problem 4.38



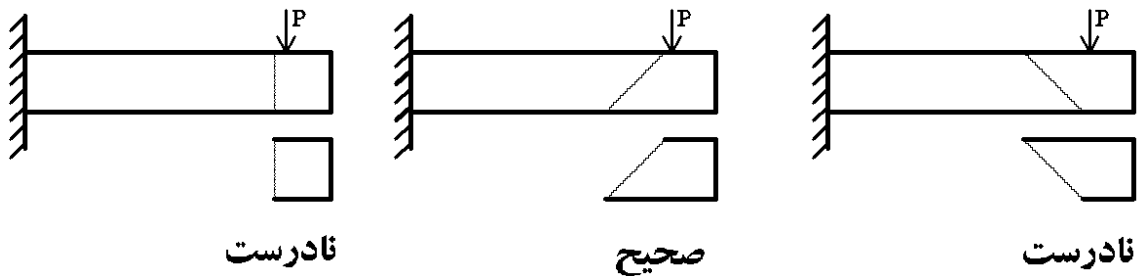
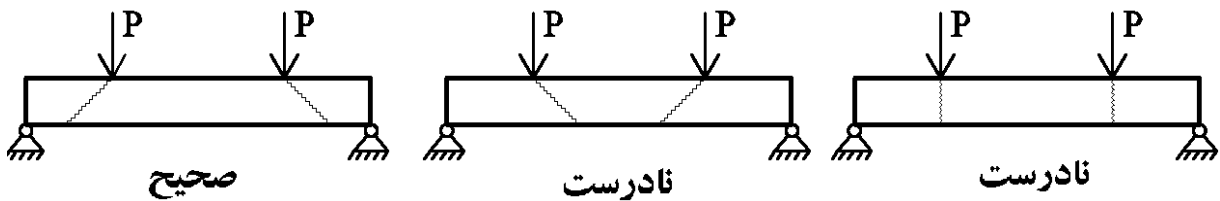
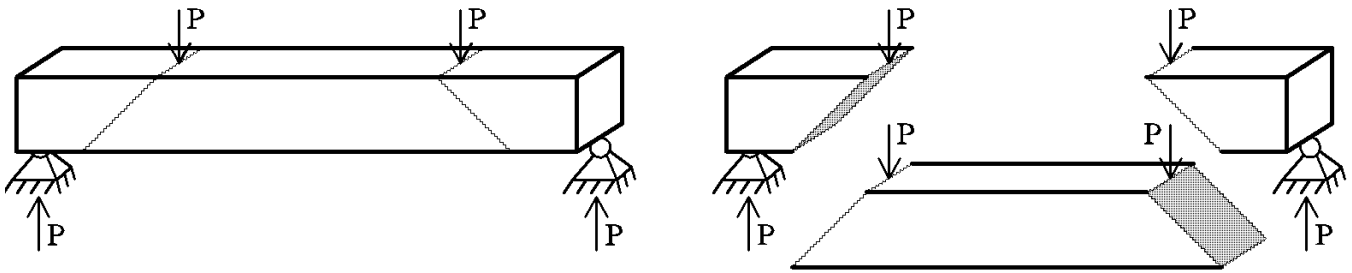
Problem 4.39 Design the one-way slab shown in the accompanying figure to support a live load of 12 kN/m^2 . Do not use the ACI thickness limitation for deflections. Assume concrete weighs 23.5 kN/m^3 , $f'_c = 28 \text{ MPa}$ and $f_y = 420 \text{ MPa}$. Use $\rho = \rho_{\max}$. (One ans. 240-mm slab with #25 @ 140-mm main steel)



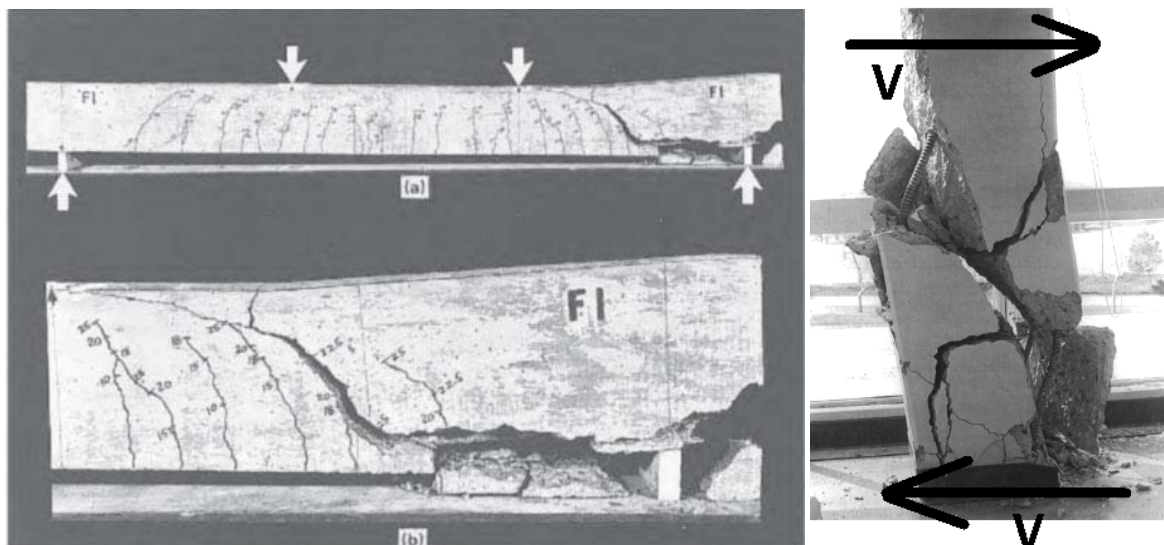
زمانی که یک المان تحت برش خالص قرار دارد، این المان در حقیقت تحت ترکیب کشش و فشار قرار دارد. بتن تحت کشش ضعیف است و ترک می خورد:



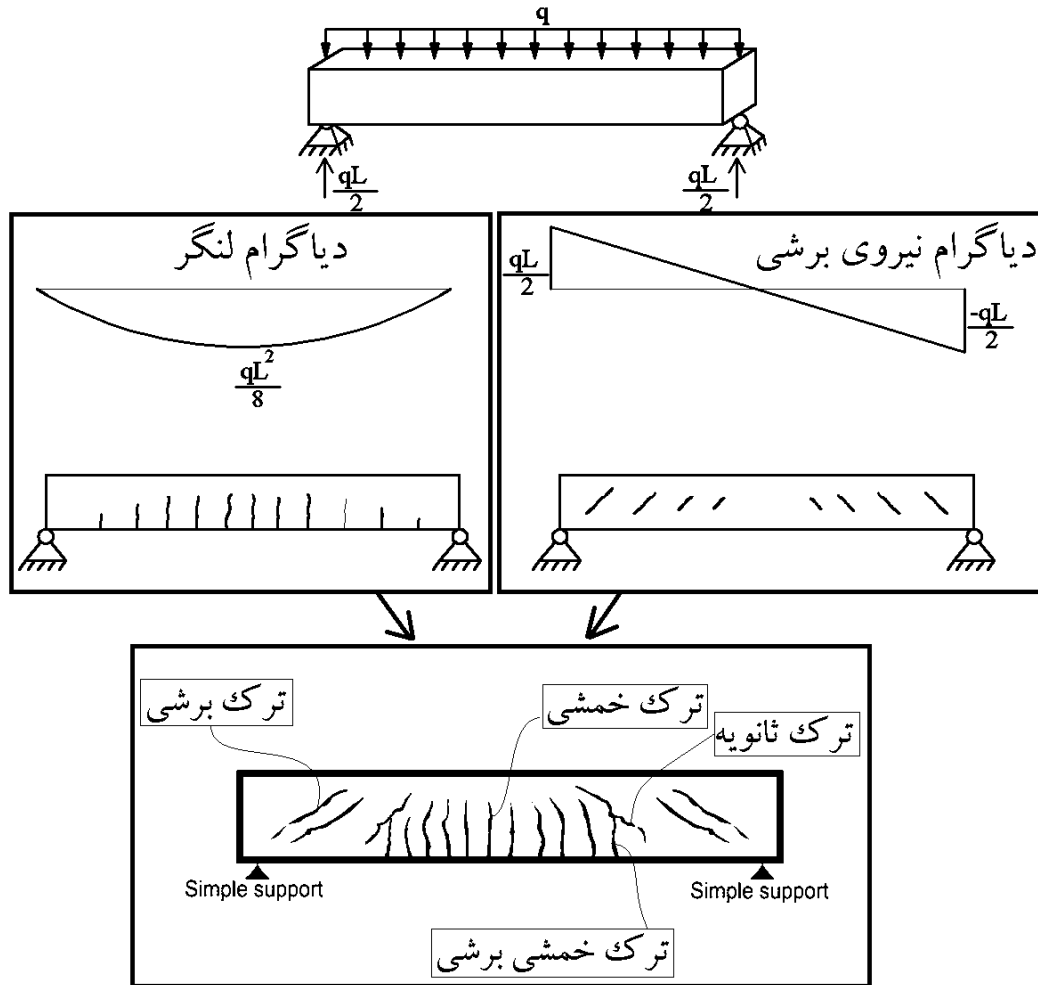
ترکهای برشی با راستای نیروی وارده زاویه ۴۵ درجه می سازند. در حقیقت بتن تحت "برش" به صورت کششی "ترک" می خورد. نحوه تشخیص ترک: تیر به صورتی ترک می خورد که بتواند در راستای اعمال نیرو حرکت کند:



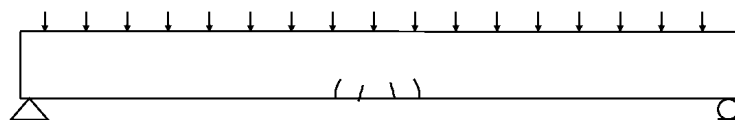
شکست برشی ستون در زلزله San Fernando 1971 (شکل سمت راست):



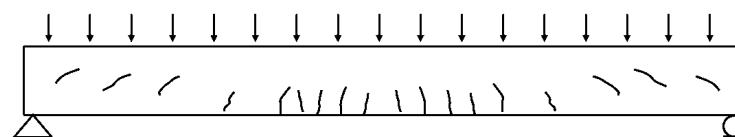
۱-۴- ترکیب برش و خمش در تیر ساده تحت بار گسترده



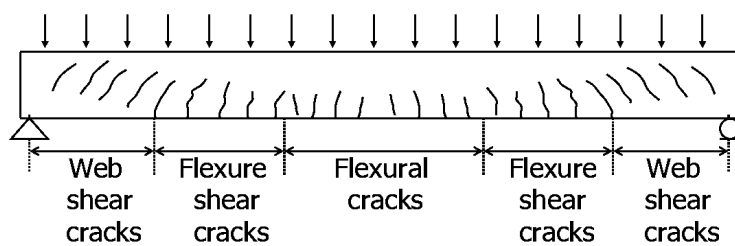
در مقطع مستطیلی تحت برش، تنش برشی حداکثر در وسط جان اتفاق می افتد و بنابراین ترک های برشی از وسط مقطع شروع می شوند. در مقطع مستطیلی تحت خمش، تنش خمشی حداکثر در پایین مقطع اتفاق می افتد و بنابراین ترک ها از پایین مقطع شروع می شوند.



a) Initiation of flexural cracks



b) Growth of flexural cracks and formation of flexure shear and web shear cracks.



c) Cracks before failure

نکته: در تیرهای عادی با طول متعارف، ابتدا ترک خمشی ایجاد می شوند و سپس با افزایش بار ترک های برشی و ترک های خمشی برش ایجاد می شوند.

نمونه الگوی ترک در یک تیر سراسری تحت اثر بار گسترده یکنواخت در شکل زیر نشان داده شده است. لنگر در دو انتهای تیر منفی بوده و ترکهای خمشی در بالای مقطع ظاهر می شوند.

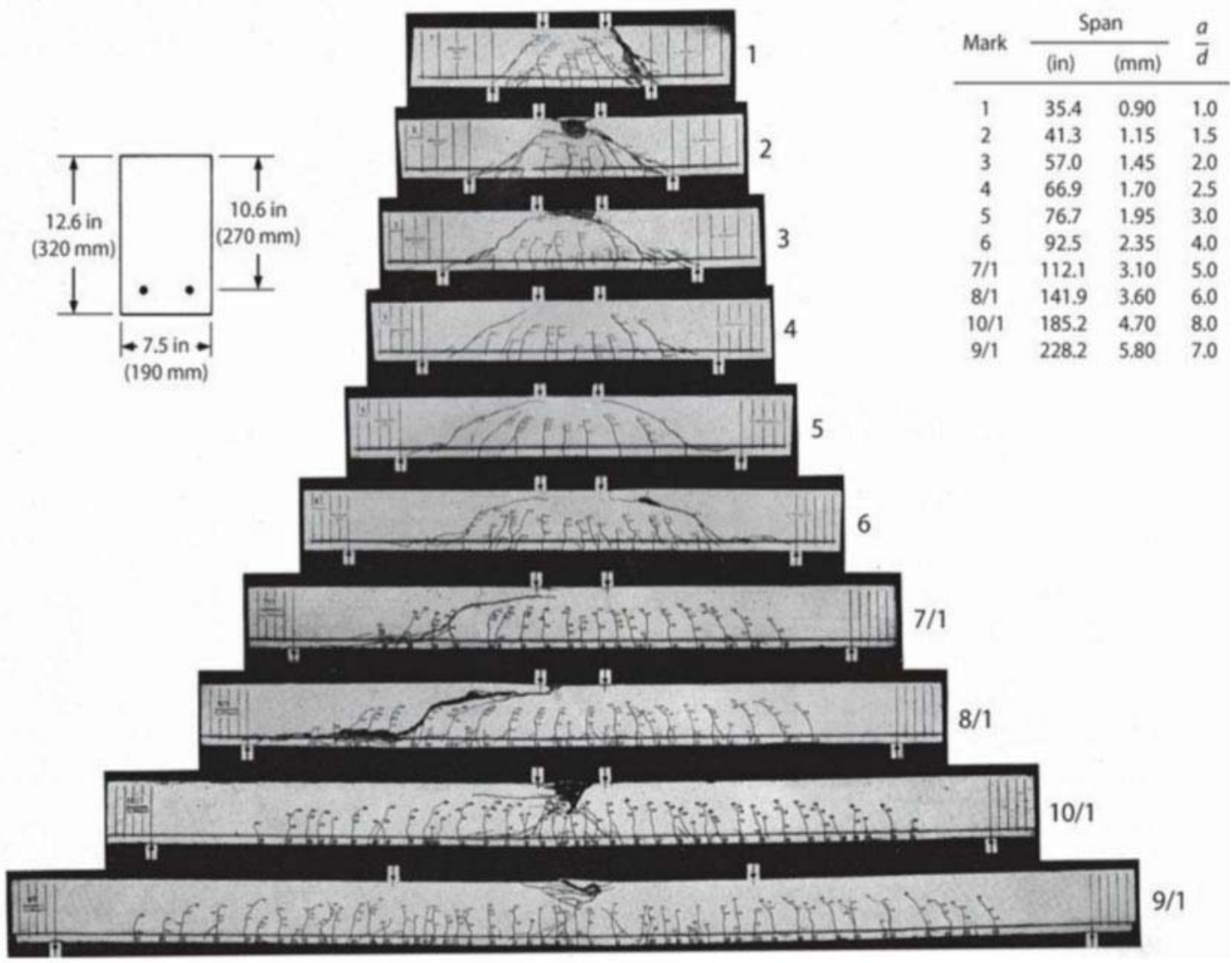
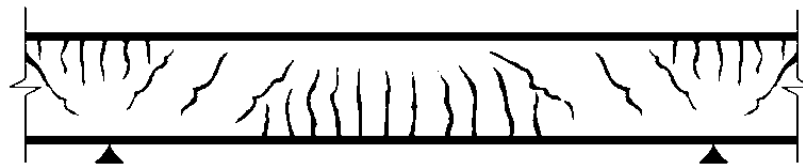
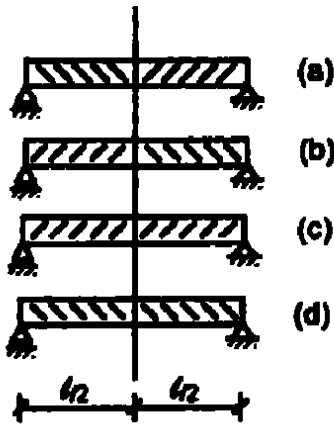


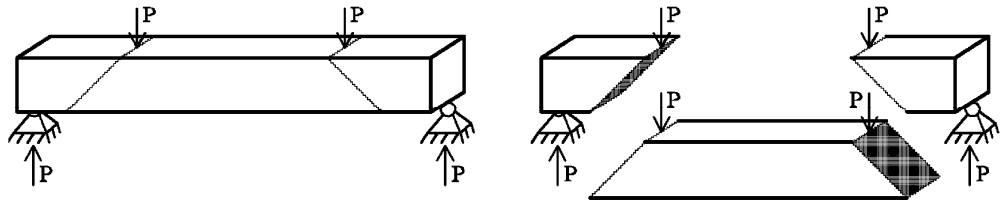
FIGURE 7.29 Damage at failure in series of tests on beams without transverse reinforcement. (After Leonhardt, 1962.)

۳۵- در یک تیر با تکیه‌گاه‌های ساده تحت اثر بار گسترده ثقلی یکنواخت از نظر آرایش آرماتورهای برشی، گزینه صحیح را انتخاب نمایید؟

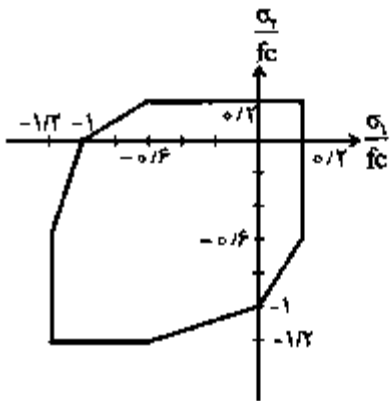


- (a) ۱
- (d) ۲
- (c) ۳
- (b) ۴

با توجه به نحوه ترک خوردن تیرهای بتنی تحت بار ثقلی که در شکل زیر نشان داده شده است، خاموت‌ها باید عمود بر راستای ترک‌ها قرار داده شوند تا بتوانند ترک‌ها را بدوزند. بنابراین گزینه ۱ صحیح است.



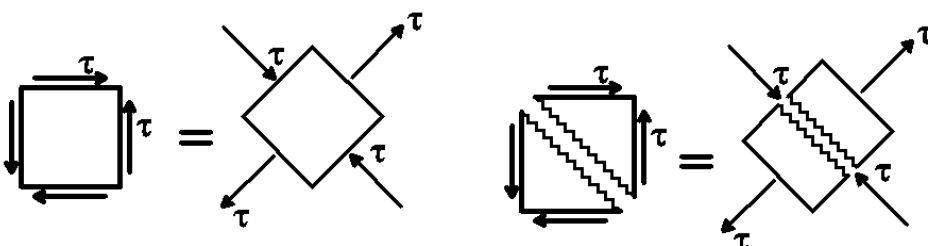
۱۱۸- اگر برای بتن با مقاومت فشاری f_c پوش شکست تحت اثر حالات تنش دو محوره به صورت شکل زیر باشد، مقاومت بتن در برش خالص، چه قسمتی از f_c است؟



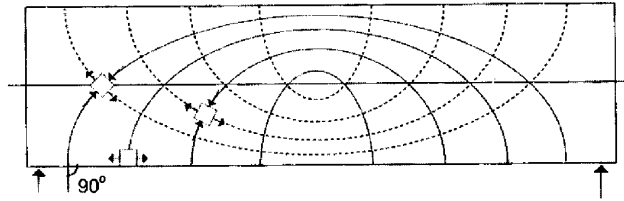
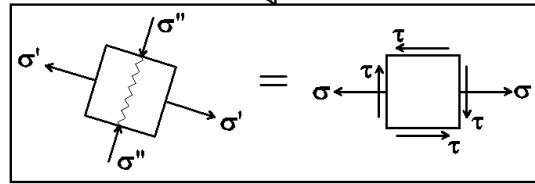
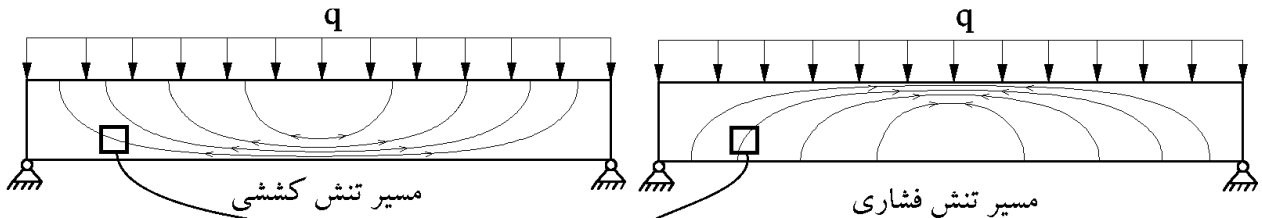
- ۰/۱ (۱)
- ۰/۱۵ (۲)
- ۰/۲ (۳)
- ۰/۲۵ (۴)

گزینه ۳

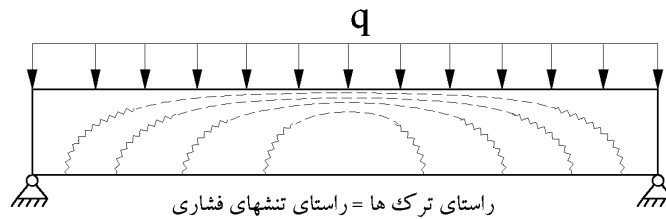
برش خالص معادل با کشش و فشار در دو راستای عمود بر هم می‌باشد (شکل زیر). با توجه به منحنی سطح شکست ارائه شده، مقاومت برشی برابر $0.2f_c$ خواهد بود.



۲-۴- مسیر تنشهای کششی و فشاری در تیر

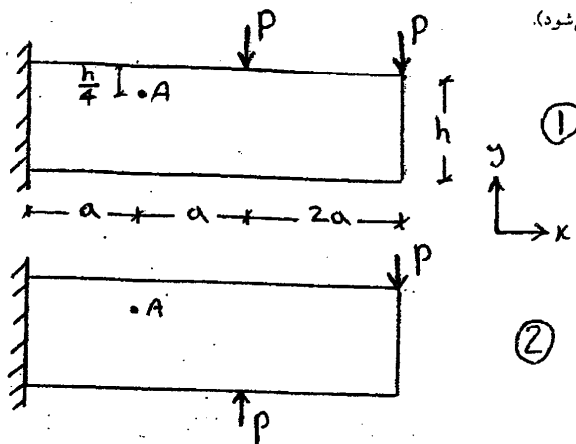


در وسط تیر برش داخلی تیر صفر است و تنها لنگر خمشی داریم و بنابراین راستای تنش های کششی و فشاری افقی می باشند. در همان نشان داده شده در بالا، هم نیروی برشی داریم و هم لنگر خمشی و راستای تنش کششی اصلی مطابق شکل می باشد. با توجه به همان فوق، راستای ترکها همیشه با راستای تنشهای فشاری اصلی یکسان می باشند:



آزاد: ۸۹

۱۳۵- یک تیر بتنی کنسول با مقطع مستطیلی در دو حالت زیر بارگذاری شده است. با فرض ایجاد ترک در دو حالت بارگذاری در نقطه A در عمق $\frac{h}{4}$ ، زاویه ترک نسبت به محور X در حالت اول به حالت دوم کدام است. $\left(\frac{\theta_{A1}}{\theta_{A2}} = ?\right)$ (وزن تیر در برابر بارگذاری خارجی ناچیز فرض می شود).



(1) $\frac{\theta_{A1}}{\theta_{A2}} > 1$

(2) $\frac{\theta_{A1}}{\theta_{A2}} = 1$

(3) $\frac{\theta_{A1}}{\theta_{A2}} < 1$

(4) مقدار عددی P و a لازم می باشد

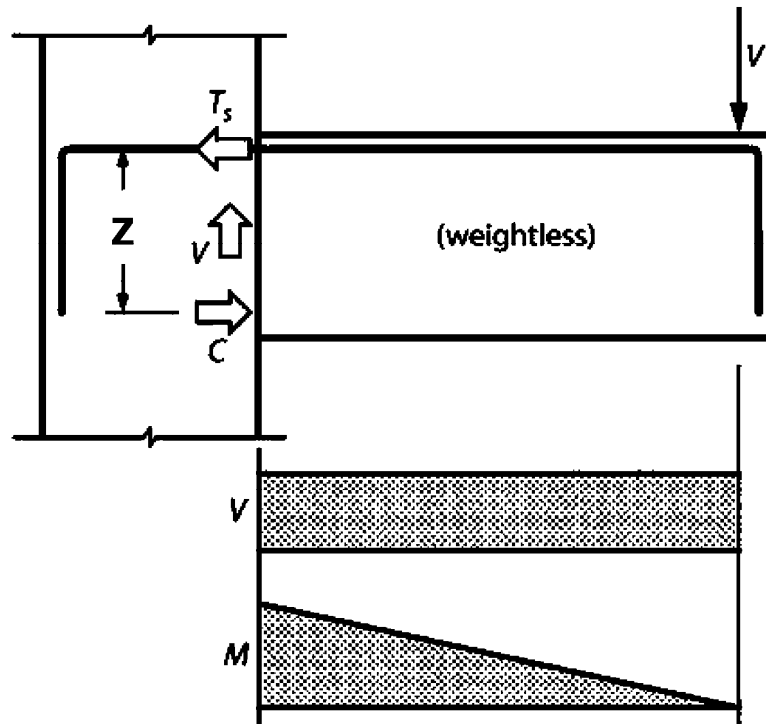
گزینه ۳

سراسری ۹۵

۱۱۶- ترکهای برشی - خمشی در یک تیر بتن مسلح نسبت به محور طولی چه خصوصیت مهمی دارند؟

- (۱) موازی هستند.
- (۲) زاویه ۴۵° دارند.
- (۳) زاویه ۹۰° دارند.
- (۴) زاویه ۴۵° تا ۹۰° دارند.

به شکل زیر توجه کنید. فرض کنید وزن تیر ناچیز است.



از درس مقاومت مصالح داریم:

$$Vdx = d(M)$$

با جاگذاری $M = TZ$ در رابطه فوق داریم:

$$Vdx = d(T \times Z) \quad \rightarrow \quad Vdx = d(T) \times Z + d(Z) \times T$$

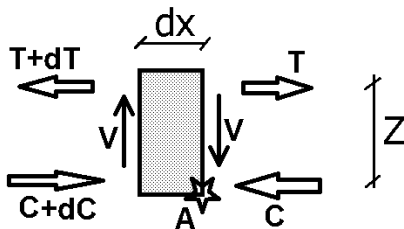
رابطه فوق نشان میدهد برش به دو طریق در تیر تشکیل میشود. ترم اول در رابطه فوق نشان دهنده مکانیزم انتقال برش با عملکرد تیر می باشد و ترم دوم نیز نشان دهنده انتقال برش با عملکرد قوسی می باشد.

انتقال برش با عملکرد تیر (Beam action)

فرض کنید مقدار بازوی لنگر (Z) در طول تیر ثابت باشد. در این حالت مقدار $d(Z) = 0$ خواهد بود و خواهیم داشت:

$$\rightarrow Vdx = d(T)Z$$

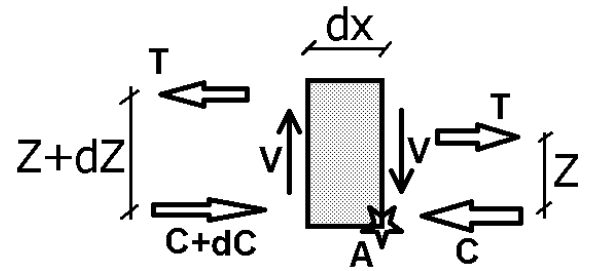
حال به شکل زیر توجه کنید.



اگر حول نقطه A لنگر گیری کنیم، خواهیم داشت:

$$Vdx = d(T) \times Z$$

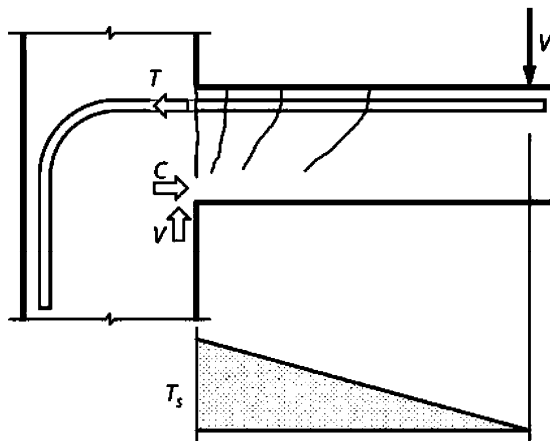
عملکرد قوس انتقال برش (Arch action)



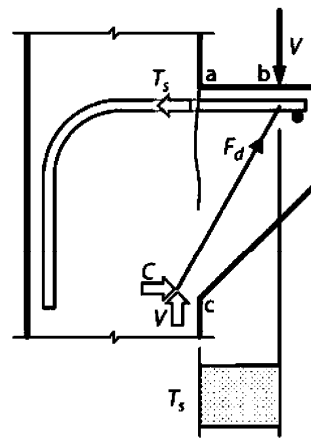
اگر حول نقطه A لنگرگیری کنیم، خواهیم داشت:

$$Vdx = d(Z) \times T$$

این عملکرد در تیرهای کوتاه و اتفاق می افتد که هنوز فشار به قسمت فوقانی مقطع منتقل نشده است.

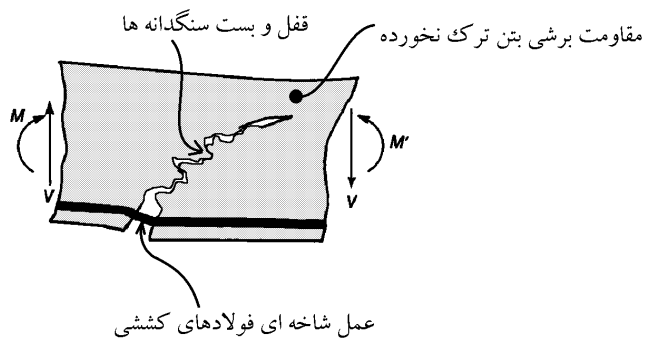


(a) Beam action

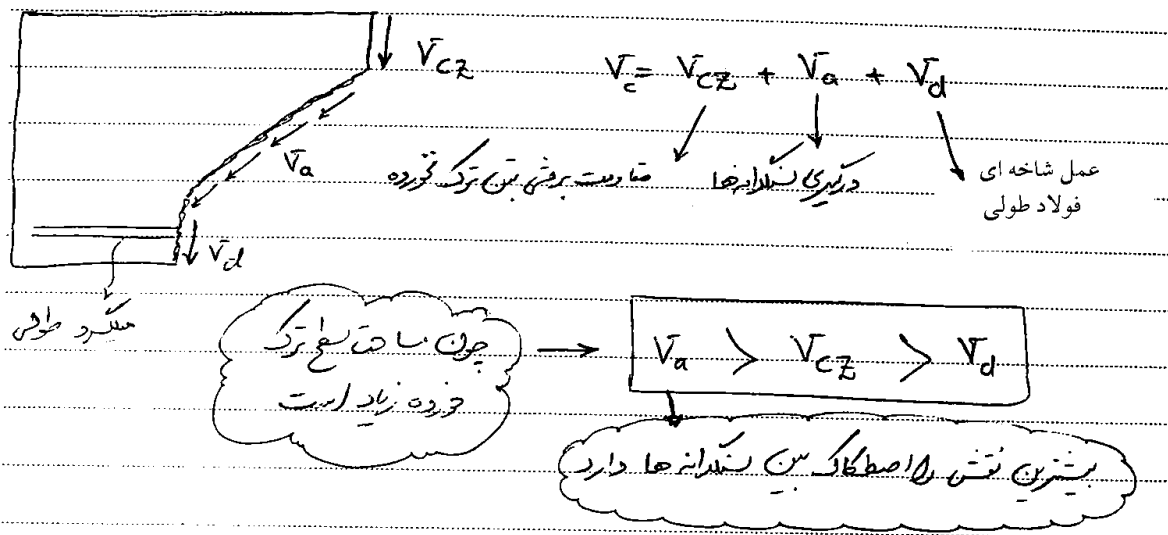


(b) Arch action

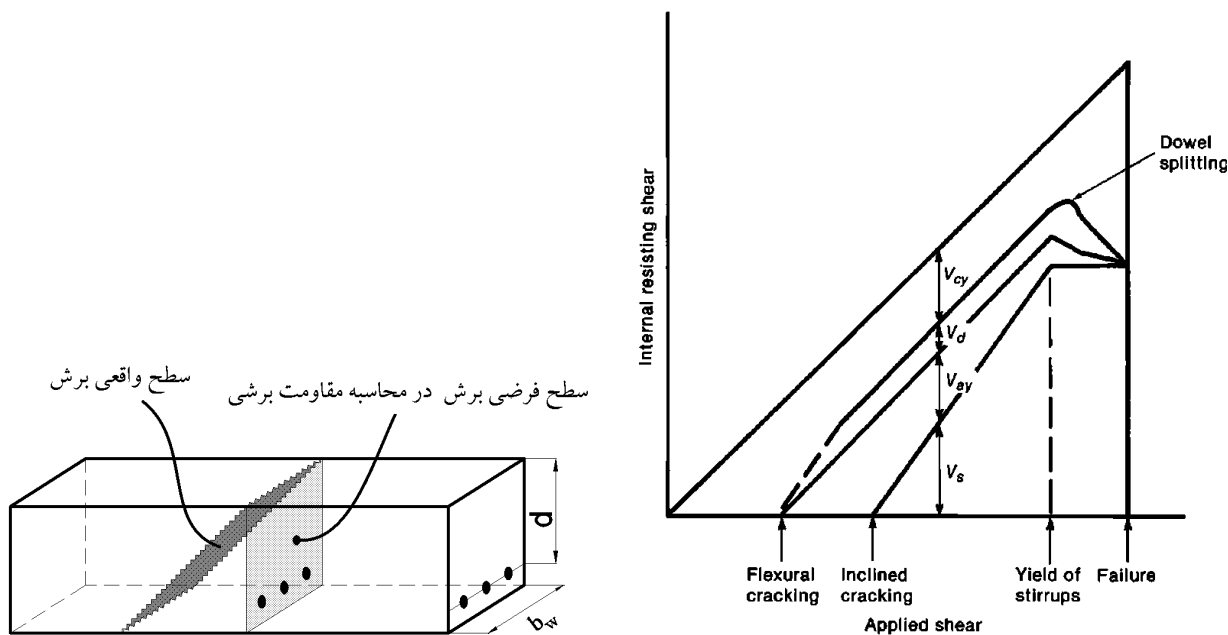
۴-۴- مقاومت برشی تیر بتنی ترک خورده



مقاومت برشی بتن پس از ایجاد ترک خشی برشی



برای محاسبه مقاومت برشی مقطع دو روش داریم: ۱- روش تقریبی، ۲- روش دقیق. در هر دو روش مقاومت مقطع بر اساس سطح فرضی عمود بر صفحه محاسبه می شود:



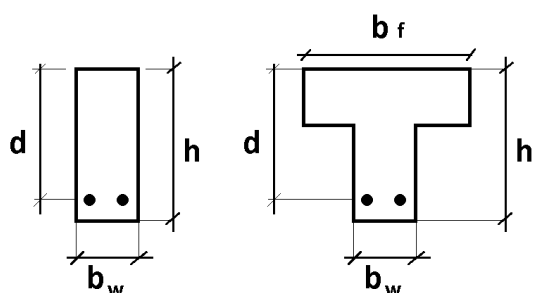
مقاومت برشی بتن با رابطه تقریبی برای اعضای بدون نیروی محوری:

22.5.5 V_c for nonprestressed members without axial force

22.5.5.1 For nonprestressed members without axial force, V_c shall be calculated by:

$$V_c = 0.17\lambda\sqrt{f'_c}b_w d \quad (22.5.5.1)$$

unless a more detailed calculation is made in accordance with Table 22.5.5.1.



رابطه تقریبی مقاومت برشی بتن برای اعضای با فشار محوری:

22.5.6 V_c for nonprestressed members with axial compression

22.5.6.1 For nonprestressed members with axial compression, V_c shall be calculated by:

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \quad (22.5.6.1)$$

unless a more detailed calculation is made in accordance with Table 22.5.6.1, where N_u is positive for compression.

رابطه مقاومت برشی بتن برای اعضای با کشش محوری:

22.5.7 V_c for nonprestressed members with significant axial tension

22.5.7.1 For nonprestressed members with significant axial tension, V_c shall be calculated by:

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{N_u}{3.5A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \quad (22.5.7.1)$$

where N_u is negative for tension, and V_c shall not be less than zero.

۳۴- یک مقطع بتن مسلح تحت اثر برش و خمش قرار دارد. چنانچه نیروی محوری نهایی فشاری برابر $Nu=7Ag$ نیز اضافه شود، بدون استفاده از جزئیات دقیق تر، نیروی برشی مقاوم تأمین شده توسط بتن مقطع چند برابر خواهد شد؟

- ۱) 0.5 ۲) 3 ۳) 1.5 ۴) 1

گزینه ۳

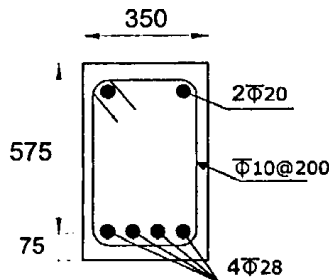
$$\frac{V_{c2}}{V_{c1}} = \left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right) = 1 + \frac{1}{2} = 1.5$$

۵۲- در مورد نیروی برشی مقاوم تأمین شده توسط بتن (V_c) اعضای که تحت اثر نیروی برشی و لنگر خمشی و نیروی محوری قرار دارند، گزینه صحیح را انتخاب کنید.

- ۱) نیروی محوری فشاری، مقدار V_c را افزایش و نیروی محوری کششی، مقدار V_c را کاهش می‌دهد.
 ۲) نیروی محوری فشاری، مقدار V_c را کاهش و نیروی محوری کششی، مقدار V_c را افزایش می‌دهد.
 ۳) نیروی محوری فشاری و نیروی محوری کششی هر دو، مقدار V_c را افزایش می‌دهند.
 ۴) نیروی محوری تأثیری بر نیروی مقاوم برشی V_c ندارد.

گزینه ۱

۳۴- یک مقطع بتنی درجا با شکل مقابل تحت نیروی برشی نهایی 150 kN و نیروی محوری نهایی 250 kN قرار دارد. نسبت نیروی برشی مقاوم تأمین شده توسط بتن در حالتی که نیروی محوری به صورت فشاری وارد شود، به حالتی که نیروی محوری به صورت کششی وارد شود، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (رده بتن C25، فولاد میلگردها S400 هستند. ابعاد روی شکل به میلی متر است.)



۱) 1.0

۲) 1.3

۳) 1.7

۴) 2.0

گزینه ۳

$$\left. \begin{aligned} V_{c-comp} &= \varphi 0.17 \sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right) b_w d \\ V_{c-ten} &= \varphi 0.17 \sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{N_u}{3.5A_g}\right) b_w d \end{aligned} \right\} \frac{V_{c-comp}}{V_{c-ten}} = \frac{\left(1 + \frac{N_u}{12A_g}\right)}{\left(1 + \frac{N_u}{3A_g}\right)} = \frac{\left(1 + \frac{250000}{14 \times 350 \times 650}\right)}{\left(1 + \frac{-250000}{3.5 \times 350 \times 650}\right)} = 1.57$$

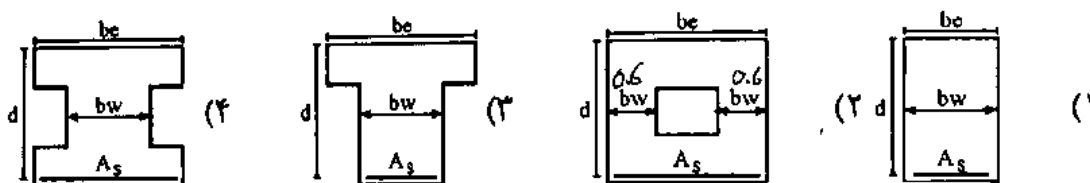
۲۷- شالوده منفرد با بتن از رده C30 را در نظر بگیرید. اگر در نظر باشد که از بتن C25 استفاده شده و ابعاد پلان شالوده تغییر داده نشود، مقدار عمق مؤثر d (فاصله دورترین تار فشاری تا مرکز سطح آرماتور کششی) حدوداً چند درصد اضافه شود که نیروی برشی مقاوم تأمین شده یک طرفه توسط بتن از طرح اولیه کمتر نشود؟ (از رابطه ساده تر مقاومت برشی استفاده شود).

گزینه ۳

(۱) 20 (۲) 5 (۳) 10 (۴) 12

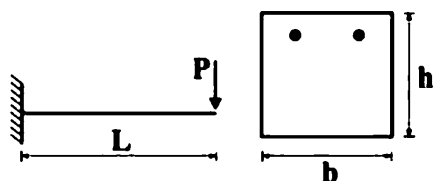
$$(\varphi 0.17\sqrt{30})bd_1 = (\varphi 0.17\sqrt{25})bd_2 \quad \rightarrow \quad \sqrt{30}d_1 = \sqrt{25}d_2 \quad \rightarrow \quad 1.095d_1 = d_2$$

۲- مقطع تیر بتن ارمه مطابق شکل های زیر در نظر است. در صورتی که عمق مؤثر تیر، مقدار فولادهای عرضی (خاموت) و مشخصات مصالح مصرفی آنها یکسان باشد، مقاومت کدام شکل در مقابل نیروهای برشی بیشتر است؟ $d=45cm$ و $be=60cm$ و $bw=30cm$ (مهندس عمران ۸۶)



گزینه ۲

۱۱۸- در تیر شکل زیر در کدام حالت ترک برشی و ترک خمشی همزمان رخ می دهد؟
(مقاومت برشی بتن از رابطه $V_c = 0.2\sqrt{f_c}bh$ و اساس شکست مقطع از رابطه $f_r = 0.6\sqrt{f_c}$ محاسبه می شوند)



$$\frac{h}{L} = 4,0 \quad (1)$$

$$\frac{h}{L} = 2,0 \quad (2)$$

$$\frac{h}{L} = 1,0 \quad (3)$$

$$\frac{h}{L} = 0,5 \quad (4)$$

ترک برشی زمانی رخ می دهد که:

$$P_1 = 0.2\sqrt{f_c}bh$$

ترک خمشی زمانی رخ می دهد که:

$$P_2L = M_{cr} \quad \rightarrow \quad P_2L = \frac{f_r I}{c} \quad \rightarrow \quad P_2L = \frac{(0.6\sqrt{f_c}) \times \left(\frac{bh^3}{12}\right)}{\left(\frac{h}{2}\right)} \quad \rightarrow \quad P_2 = \frac{0.1\sqrt{f_c}bh^2}{L}$$

$$P_1 = P_2 \quad \rightarrow \quad 0.2\sqrt{f_c}bh = \frac{0.1\sqrt{f_c}bh^2}{L} \quad \rightarrow \quad \frac{h}{L} = 2$$

۱۲۵- برای ستون با مقطع ۶۰۰×۳۰۰ میلی‌متر و با پوشش بتن از مرکز میلگردهای مقطع برابر ۵۰ میلی‌متر، مقاومت برشی تأمین شده توسط بتن در امتداد طولی چند درصد بیشتر از مقاومت برشی تأمین شده توسط بتن در امتداد عرضی مقطع است؟

(۱) صفر

(۲) ۵

(۳) ۱۰

(۴) ۲۰

$$\left. \begin{aligned} V_{c1} &= \varphi 0.17 \sqrt{f'_c} b_1 d_1 = \varphi 0.17 \sqrt{f'_c} \times 300 \times 550 \\ V_{c2} &= \varphi 0.17 \sqrt{f'_c} b_2 d_2 = \varphi 0.17 \sqrt{f'_c} \times 600 \times 250 \end{aligned} \right\} \frac{V_{c1}}{V_{c2}} = \frac{300 \times 550}{600 \times 250} = 1.1$$

۳۲- وجود نیروی محوری در بتن چه تأثیری بر مقاومت برشی مقطع دارد؟ (مهندسی عمران آ (اد ۸۶))

(۱) اگر نیروی محوری فشاری باشد، سبب کاهش مقاومت برشی مقطع است.

(۲) اثری بر روی مقاومت برشی ندارد.

(۳) اگر نیروی محوری کششی باشد، سبب کاهش مقاومت برشی مقطع است.

(۴) کاهش یا افزایش مقاومت برشی مقطع، بستگی به نسبت نیروی محوری به لنگر خمشی دارد.

گزینه ۳

Table 22.5.5.1—Detailed method for calculating V_c

V_c		
Least of (a), (b), and (c):	$\left(0.16\lambda\sqrt{f'_c} + 17\rho_w \frac{V_u d}{M_u}\right) b_w d$ ^[1]	(a)
	$(0.16\lambda\sqrt{f'_c} + 17\rho_w) b_w d$	(b)
	$0.29\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$	(c)

^[1] M_u occurs simultaneously with V_u at the section considered.

رابطه دقیق مقاومت برشی بتن برای اعضای با فشار محوری:

Table 22.5.6.1—Detailed method for calculating V_c for nonprestressed members with axial compression

V_c		
Lesser of (a) and (b):	$\left(0.16\lambda\sqrt{f'_c} + 17\rho_w \frac{V_u d}{M_u - N_u \frac{(4h-d)}{8}}\right) b_w d$ ^[1]	(a)
	Equation not applicable if $M_u - N_u \frac{(4h-d)}{8} \leq 0$	
	$0.29\lambda\sqrt{f'_c} b_w d \sqrt{1 + \frac{0.29N_u}{A_g}}$	(b)

^[1] M_u occurs simultaneously with V_u at the section considered.

۲۱- تیری با مقطع مستطیلی به عرض ۳۰۰ میلی‌متر و ارتفاع مؤثر ۵۰۰ میلی‌متر با بتن درجا مفروض است. در صورتی که آرماتور کششی $4\Phi 25$ ، رده بتن C25، نوع فولاد S400 و نیروی برشی و لنگر خمشی در مقطع مورد نظر برابر $V_u = 300$ kN و $M_u = 100$ kN.m باشد، نسبت مقدار V_c (با جزییات دقیق‌تر) مقطع تیر به مقدار V_c (فرمول ساده‌تر) آن مقطع به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

۱. ۱.۱۰ (۱) ۲. ۱.۲۰ (۲) ۳. ۱.۳۰ (۳) ۴. ۱.۴۰ (۴)

گزینه ۳

رابطه تقریبی:

$$V_c = \phi 0.17 \times \sqrt{25} \times 300 \times 500 = 0.6375 \times bd = 95625 \text{ N} = 95.6 \text{ kN}$$

رابطه دقیق:

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

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

$$V_{c-\text{دقیق}} = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \phi \left(0.16\sqrt{25} + 17\rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) \times 300 \times 500 = 0.75 \times (0.8 + 17 \times 0.013 \times 1) \times 300 \times 500 = 115 \text{ kN} \\ \phi (0.29 \times \sqrt{25}) \times 300 \times 500 = 0.75 \times (1.45) \times 300 \times 500 = 163 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$\frac{115}{95.6} = 1.2$$

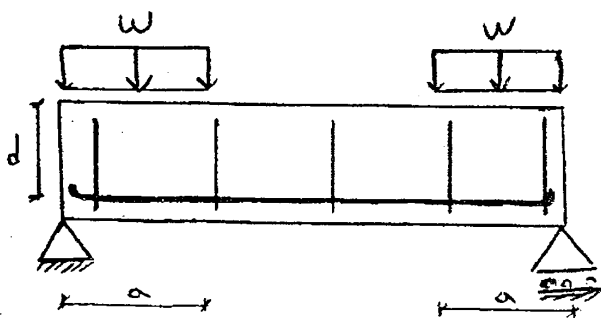
Table 22.5.5.1—Detailed method for calculating V_c

V_c		
Least of (a), (b), and (c):	$\left(0.16\lambda\sqrt{f'_c} + 17\rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d$ ^[1]	(a)
	$(0.16\lambda\sqrt{f'_c} + 17\rho_w) b_w d$	(b)
	$0.29\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$	(c)

^[1] M_u occurs simultaneously with V_u at the section considered.

آزاد ۸۹

۱۳۶- برای تیر بتنی نشان داده شده با ابعاد و آرماتورهای طولی و عرض ثابت، مقاومت برشی تیر در نواحی نزدیک تکیه‌گاه نسبت به وسط دهانه ...



(۱) بیشتر است

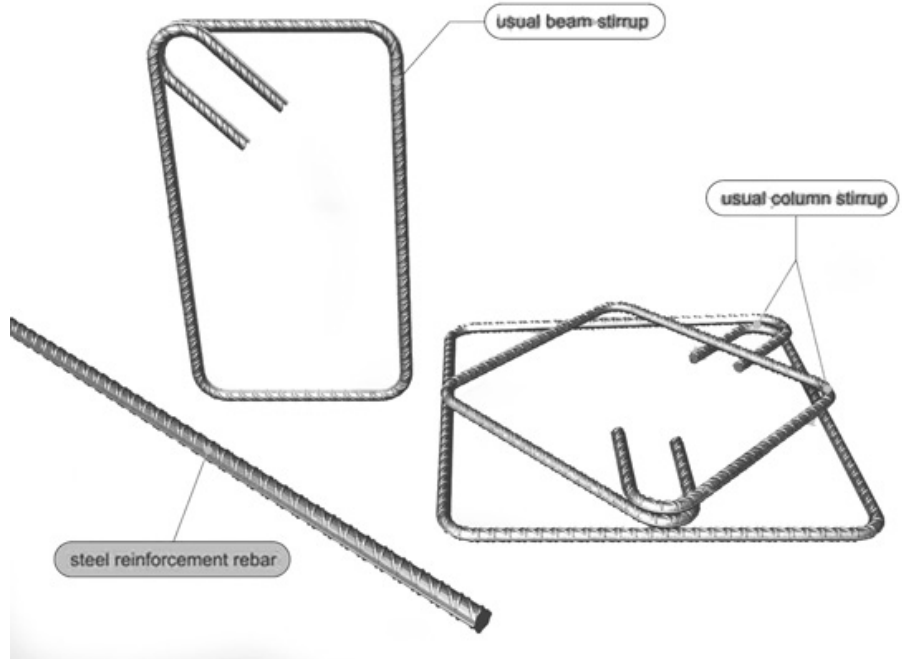
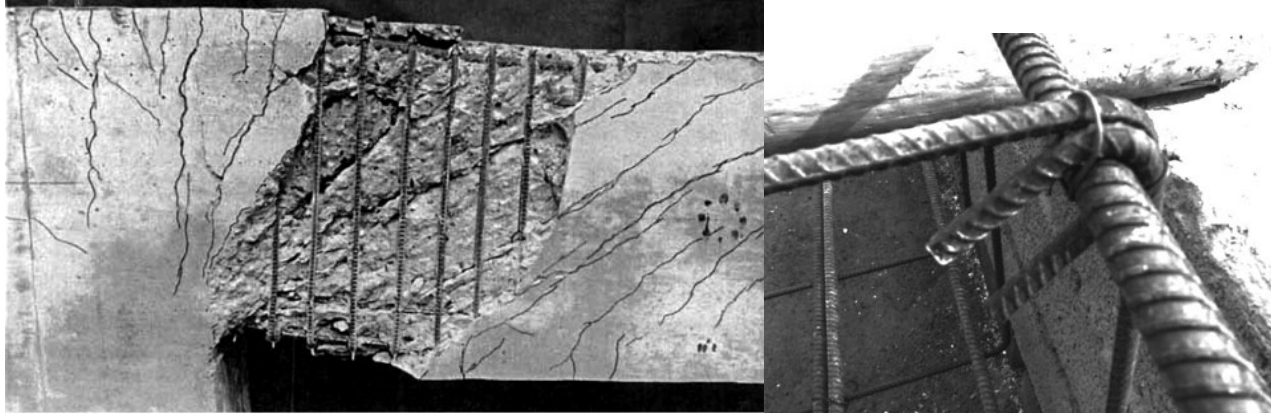
(۲) کمتر است

(۳) تفاوتی ندارد

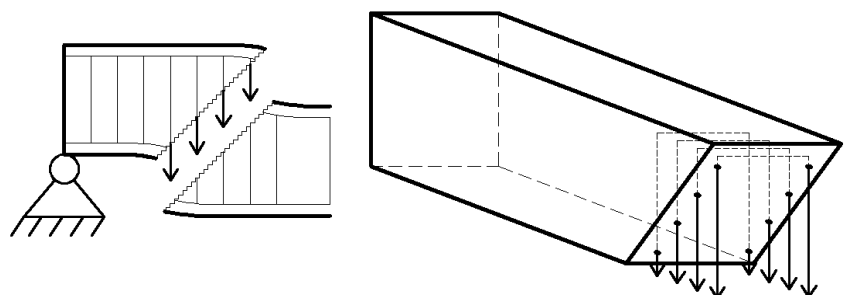
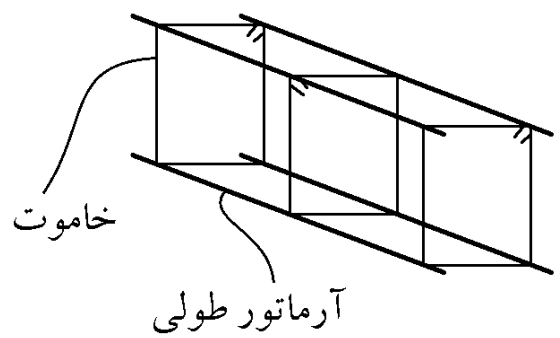
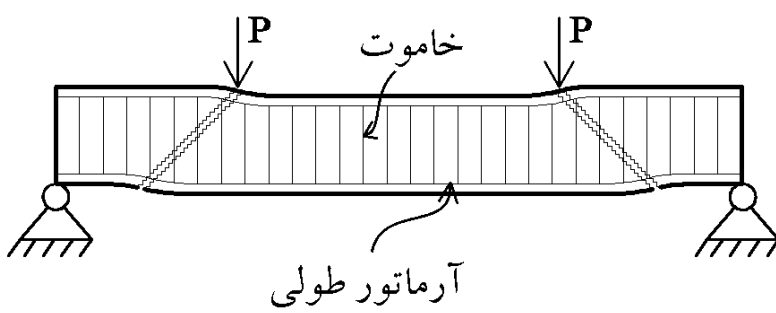
(۴) نمی‌توان اظهار نظر قطعی کرد

گزینه ۱

۴-۶- مقاومت برشی آرماتورهای عرضی



با توجه به اینکه راستای ترک برشی تقریباً ۴۵ درجه می باشد، مطابق شکل زیر خاموت ها میتوانند با تحمل کشش از حرکت برشی تیر ممانعت کنند.

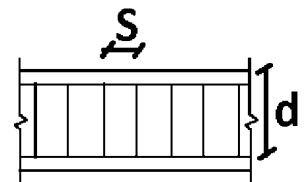


پس از ترک خوردن بتن، آرماتورهای عرضی (خاموت ها) تحت "کشش" قرار گرفته و در تحمل برش به تیر کمک می کنند. در شکل فوق چهار خاموت بسته (۸ شاخه) در نگهداری بتن مشارکت دارند.

مقاومت برشی آرماتورهای عرضی قائم به صورت زیر محاسبه می شود:

22.5.10.5.3 V_s for shear reinforcement in 22.5.10.5.1 shall be calculated by:

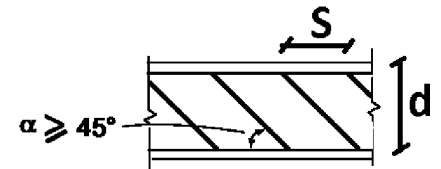
$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (22.5.10.5.3)$$



مقاومت برشی آرماتورهای عرضی مایل به صورت زیر محاسبه می شود:

22.5.10.5.4 V_s for shear reinforcement in 22.5.10.5.2 shall be calculated by:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} (\sin \alpha + \cos \alpha) d}{s} \quad (22.5.10.5.4)$$



مقاومت برشی میلگردهای طولی خم شده به صورت زیر محاسبه می شود:

22.5.10.6.1 The center three-fourths of the inclined portion of bent-up longitudinal bars shall be permitted to be used as shear reinforcement in nonprestressed members if the angle α between the bent-up bars and the longitudinal axis of the member is at least 30 degrees.

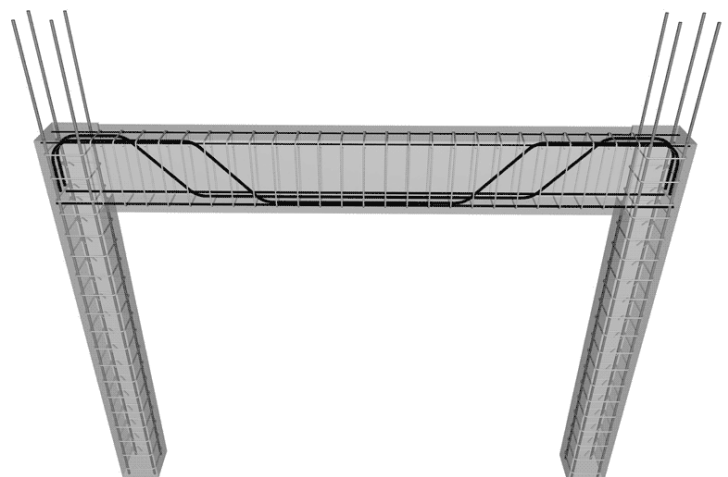
22.5.10.6.2 If shear reinforcement consists of a single bar or a single group of parallel bars having an area A_v , all bent the same distance from the support, V_s shall be the lesser of (a) and (b):

$$(a) V_s = A_v f_y \sin \alpha \quad (22.5.10.6.2a)$$

$$(b) V_s = 0.25 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (22.5.10.6.2b)$$



where α is the angle between bent-up reinforcement and longitudinal axis of the member.



مقاومت برشی کل مقطع برابر مجموع مقاومت برشی بتن و آرماتورهای عرضی خواهد بود:

22.5—One-way shear strength

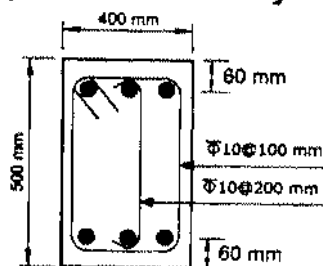
22.5.1 General

22.5.1.1 Nominal one-way shear strength at a section, V_n , shall be calculated by:

$$V_n = V_c + V_s \quad (22.5.1.1)$$

محاسبات ۹۵

۲۸- مقدار نیروی برشی مقاوم مقطع تیر بتنی درجا نشان داده شده در شکل زیر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (بتن C25 و از نوع معمولی و فولاد خاموتها S340 هستند. از اثر خمش و فشار محوری در تعیین مقاومت برشی صرفنظر شود)



247 kN (۱)

291 kN (۲)

363 kN (۳)

385 kN (۴)

حل بر اساس ACI318-14:

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

$$\begin{cases} \phi V_c = 0.75 \times (0.17 \times \sqrt{f'_c} b d) \\ \phi V_s = 0.75 \left(\frac{d}{s} A_v F_{yt} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} \phi V_c = 0.75 \times (0.17 \times \sqrt{25} \times 400 \times 440) = 112.2 \text{ kN} \\ \phi V_s = 0.75 \left(\frac{440}{200} (\pi \times 5^2) \times 340 \right) + 0.75 \left(\frac{440}{100} (2\pi \times 5^2) \times 340 \right) = 220 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s = 112.2 + 220 = 332 \text{ kN}$$

۳۶- در یک تیر مستطیلی با عرض ۳۵ سانتیمتر و عمق موثر ۵۰ سانتیمتر، از خاموت‌های بسته T10/25cm بصورت مایل با زاویه ۶۰ درجه و نیز از خاموت‌های بسته T12/25cm بصورت قائم استفاده شده است. مقاومت برشی نهایی مقطع این تیر چقدر است؟
 $f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ و $f_y = 3000 \text{ kg/cm}^2$

$$V_r = 11.5 \text{ Ton} \quad (۱)$$

$$V_r = 22.5 \quad (۲)$$

$$V_r = 34.0 \quad (۳)$$

$$V_r = 45.5 \quad (۴)$$

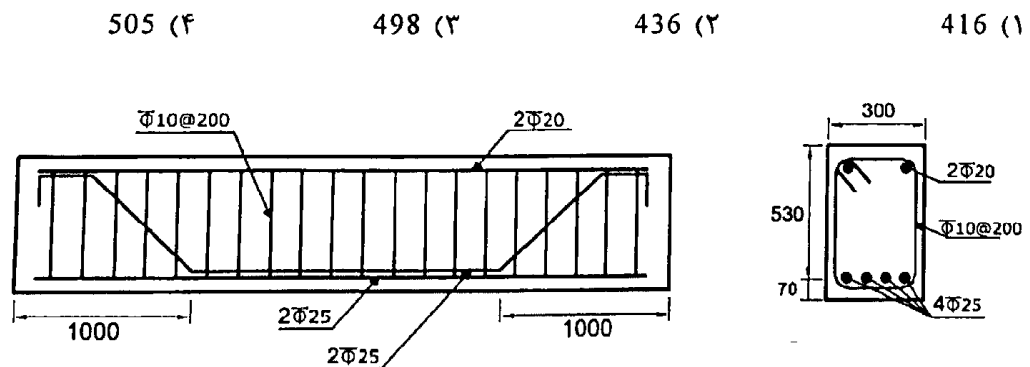
$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi V_c = 0.75 \times (0.17 \times \sqrt{f'_c} b d) \\ \phi V_s = 0.75 \left(\frac{d}{s} A_v F_{yt} \right) (\sin 60 + \cos 60) + 0.75 \left(\frac{d}{s} A_v F_{yt} \right) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi V_c = 0.75 \times (0.17 \times \sqrt{30} \times 350 \times 500) = 122.2 \text{ kN} \\ \phi V_s = 0.75 \left(\frac{500}{250} (2\pi \times 5^2) \times 300 \right) \left(\frac{\sqrt{3}}{2} + \frac{1}{2} \right) + 0.75 \left(\frac{500}{250} (2\pi \times 5^2) \times 300 \right) = 101 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s = 122.2 + 101 = 222 \text{ kN} = 22 \text{ ton}$$

۳۳- در یک تیر بتنی پیش‌ساخته با مقطع نشان داده شده، برای تأمین مقاومت برشی کافی دو عدد از چهار میلگرد $\Phi 25$ در فاصله یک متری از تکیه‌گاه با زاویه ۴۵ درجه خم شده‌اند. نیروی برشی مقاوم مقطع (بدون در نظر گرفتن اثر خمش و نیروی محوری) در ناحیه خم بر حسب kN به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (فولاد میلگردها S400 و بتن C25 است. ابعاد روی شکل بر حسب میلی‌متر است).



مقاومت برشی بتن:

$$\begin{cases} \varphi V_c = 0.75 \times (0.17 \times \sqrt{f'_c} b d) \\ \varphi V_s = 0.75 \left(\frac{d}{s} A_v F_{yt} \right) + \text{Min} \begin{cases} 0.75 (A_v F_y) \sin 45 \\ 0.75 \times (0.25 \times \sqrt{f'_c} b_w d) \end{cases} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \varphi V_c = 0.75 \times (0.17 \times \sqrt{25} \times 300 \times 530) = 101.4 \text{ kN} \\ \varphi V_s = 0.75 \left(\frac{530}{200} (2 \times 3.14 \times 5^2) \times 400 \right) + \text{Min} \begin{cases} 0.75 ((2 \times 3.14 \times 12.5^2) \times 400) \sin 45 \\ 0.75 \times (0.25 \times \sqrt{25} \times 300 \times 530) \end{cases} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \varphi V_c = 101.4 \text{ kN} \\ \varphi V_s = 124.8 \text{ kN} + \text{Min} \begin{cases} 208.1 \text{ kN} \\ 149 \text{ kN} \end{cases} = 273.8 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\varphi V_n = \varphi V_c + \varphi V_{s1} + \varphi V_{s2} = 101.4 + 273.8 = 375.2 \text{ kN}$$

۴۰- مقطعی از یک تیر بتن آرمه مفروض است. در این مقطع، برای تحمل برش از تعدادی آرماتور موازی، که همگی در فاصله ای یکسان از تکیه گاه خم شده اند، استفاده می شود. ارتفاع موثر مقطع برابر با 600 میلیمتر، عرض مقطع برابر با 400 میلیمتر، زاویه آرماتورهای خم شده به بالا نسبت به افق برابر با 45 درجه، مقاومت مشخصه آرماتورهای خم شده به بالا برابر با $340MP_a$ ، مقاومت مشخصه بتن برابر با $25MP_a$ و قطر آرماتور خم شده به بالا برابر با 12 mm است. V_s و V_c به ترتیب از راست به چپ برابرند یا:

$$\begin{aligned} & 138 \text{ KN و } 144 \text{ KN } (\text{ب}) \\ & 216 \text{ K.N و } 0.6 \text{ KN } (\text{د}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & 23 \text{ KN و } 144 \text{ KN } (\text{ا}) \\ & 23 \text{ KN و } 54 \text{ KN } (\text{س}) \end{aligned}$$

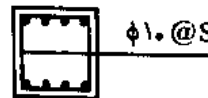
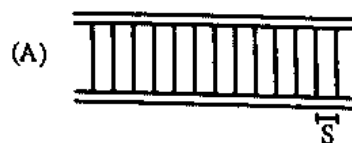
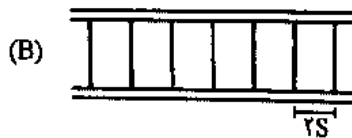
بر اساس ACI-318-14:

$$\begin{cases} \varphi V_c = 0.75 \times (0.17 \times \sqrt{f'_c} b d) \\ \varphi V_s = \text{Min} \begin{cases} 0.75 (A_v F_y) \sin 45 \\ 0.75 \times (0.25 \times \sqrt{f'_c} b_w d) \end{cases} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \varphi V_c = 0.75 \times (0.17 \times \sqrt{25} \times 400 \times 600) = 153 \text{ kN} \\ \varphi V_s = \text{Min} \begin{cases} 0.75 ((3.14 \times 6^2) \times 340) \sin 45 = 20.4 \text{ kN} \\ 0.75 \times (0.25 \times \sqrt{25} \times 400 \times 600) = 225 \text{ kN} \end{cases} = 20.4 \text{ kN} \end{cases}$$

۳- دو طرح (A) و (B) برای خاموت‌گذاری برشی یک تیر بتن آرمه پیشنهاد شده است. مقاومت تأمین شده توسط آرماتورهای عرضی در طرح (B) چند برابر مقاومت مربوطه در طرح (A) خواهد بود؟

(مهندس عمران ۸۷)



$$\frac{V_{SB}}{V_{SA}} = 1/0 \quad (1)$$

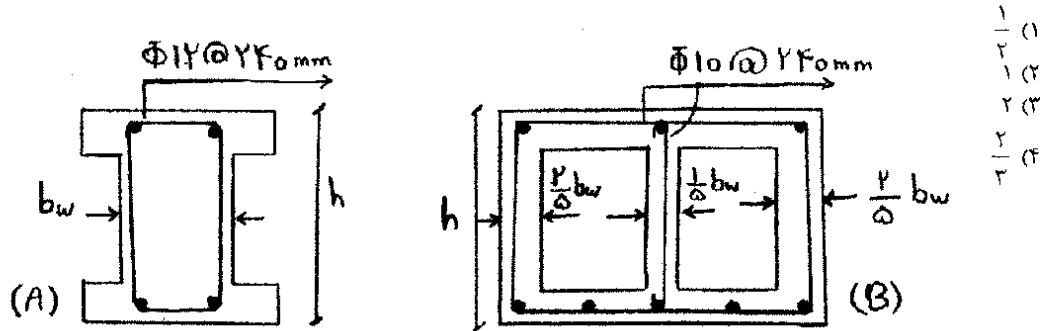
$$\frac{V_{SB}}{V_{SA}} = 1/31 \quad (2)$$

$$\frac{V_{SB}}{V_{SA}} = 1/439 \quad (3)$$

$$\frac{V_{SB}}{V_{SA}} = 0.694 \quad (4)$$

گزینه ۳

۱۱۴- دو مقطع A و B به صورت زیر می‌باشند. مطلوبست تعیین نسبت ظرفیت برشی مقطع A به مقطع B در صورتی که مقاومت مشخصه فولاد و مقاومت مشخصه بتن در دو مقطع یکسان باشد؟



در هر دو مقطع مقاومت برشی بتن یکسان است. چون مساحت جان آنها یکسان است.

مقاومت برشی خاموت دو مقطع نیز برابر است با:

$$V_{sA} = \frac{d}{s} A_v = \frac{d}{240} \times (2\pi \times 6^2) = 0.942d$$

$$V_{sB} = \frac{d}{s} A_v = \frac{d}{240} \times (3\pi \times 5^2) = 0.981d$$

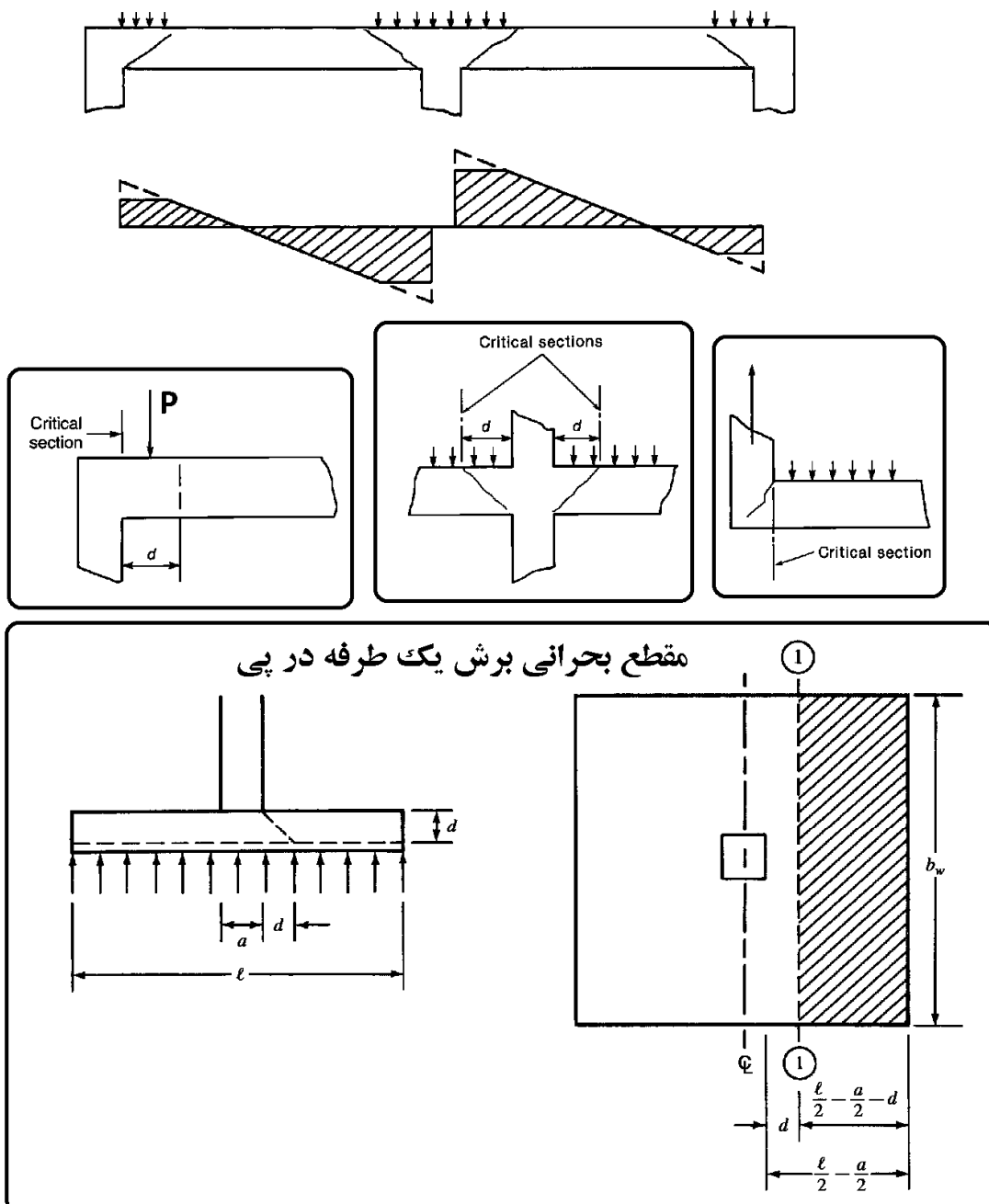
که تقریباً برابر هستند.

7.4.3 Factored shear

7.4.3.1 For slabs built integrally with supports, V_u at the support shall be permitted to be calculated at the face of support.

7.4.3.2 Sections between the face of support and a critical section located d from the face of support for nonprestressed slabs or $h/2$ from the face of support for prestressed slabs shall be permitted to be designed for V_u at that critical section if (a) through (c) are satisfied:

- (a) Support reaction, in direction of applied shear, introduces compression into the end region of the slab
- (b) Loads are applied at or near the top surface of the slab
- (c) No concentrated load occurs between the face of support and critical section



۱۱۸- در یک تیر ساده با طول ۱۰ متر و عمق مؤثر ۱۰۰ سانتیمتر و بار نهایی گسترده ۲۰ KN.m برش نهایی طراحی برابر است با:

۱۲۰ KN (۴)

۲۰۰ KN (۳)

۱۰۰ KN (۲)

۸۰ KN (۱)

گزینه ۱

۴-۸- فواصل آرماتورهای عرضی

برای اطمینان از اینکه ترک های مایل (ناشی از برش) به تعداد کافی آرماتورهای عرضی را قطع کند، فواصل آرماتورهای عرضی از یک حدی نباید بیشتر باشد.

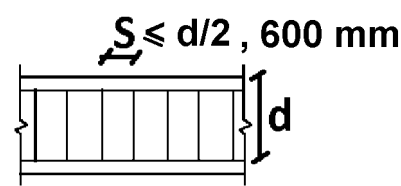
9.7.6.2 Shear

9.7.6.2.1 If required, shear reinforcement shall be provided—using stirrups, hoops, or longitudinal bent bars.

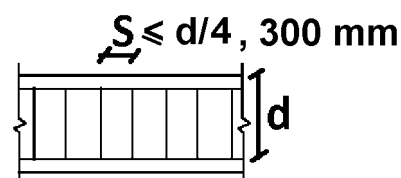
9.7.6.2.2 Maximum spacing of shear reinforcement shall be in accordance with Table 9.7.6.2.2.

Table 9.7.6.2.2—Maximum spacing of shear reinforcement

V_s		Maximum s , mm	
		Nonprestressed beam	Prestressed beam
$\leq 0.33\sqrt{f'_c}b_w d$	Lesser of:	$d/2$	$3h/4$
		600	
$> 0.33\sqrt{f'_c}b_w d$	Lesser of:	$d/4$	$3h/8$
		300	



9.7.6.2.3 Inclined stirrups and longitudinal bars bent to act as shear reinforcement shall be spaced so that every 45-degree line, extending $d/2$ toward the reaction from mid-depth of member to longitudinal tension reinforcement, shall be crossed by at least one line of shear reinforcement.



علاوه بر کنترل حداکثر فواصل، حجم آرماتور عرضی برشی نیز باید از یک حد مشخصی کمتر نباشد.

CHAPTER 9—BEAMS

9.6.3 Minimum shear reinforcement

9.6.3.1 A minimum area of shear reinforcement, $A_{v,min}$, shall be provided in all regions where $V_u > 0.5\phi V_c$ except for the cases in Table 9.6.3.1. For these cases, at least $A_{v,min}$ shall be provided where $V_u > \phi V_c$.

Table 9.6.3.1—Cases where $A_{v,min}$ is not required if $0.5\phi V_c < V_u \leq \phi V_c$

Beam type	Conditions
Shallow depth	$h \leq 250$ mm
Integral with slab	$h \leq$ greater of $2.5t_f$ or $0.5b_w$ and $h \leq 600$ mm
Constructed with steel fiber-reinforced normalweight concrete conforming to 26.4.1.5.1(a), 26.4.2.2(d), and 26.12.5.1(a) and with $f'_c \leq 40$ MPa	$h \leq 600$ mm and $V_u \leq \phi 0.17\sqrt{f'_c}b_w d$
One-way joist system	In accordance with 9.8

9.6.3.3 If shear reinforcement is required and torsional effects can be neglected according to 9.5.4.1, $A_{v,min}$ shall be in accordance with Table 9.6.3.3.

Table 9.6.3.3—Required $A_{v,min}$

Beam type	$A_{v,min}/s$		
Nonprestressed and prestressed with $A_{ps}f_{se} < 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	Greater of:	$0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_y}$	(a)
		$0.35 \frac{b_w}{f_y}$	(b)

CHAPTER 22—SECTIONAL STRENGTH

22.5—One-way shear strength

22.5.1 General

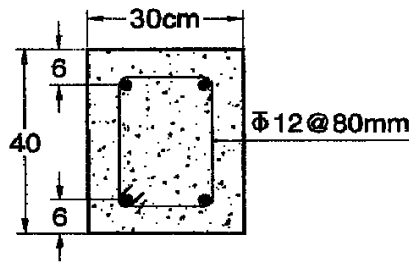
22.5.1.1 Nominal one-way shear strength at a section, V_n , shall be calculated by:

$$V_n = V_c + V_s \quad (22.5.1.1)$$

22.5.1.2 Cross-sectional dimensions shall be selected to satisfy Eq. (22.5.1.2).

$$V_u \leq \phi(V_c + 0.66\sqrt{f'_c}b_wd) \quad (22.5.1.2)$$

۳۶- نیروی برشی مقاوم مقطع تیر زیر که به صورت در جا بتن ریزی می‌شود، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر می‌باشد؟ ($f_{yv} = 400 \text{ MPa}$, $f_c = 22.5 \text{ MPa}$)



$$V_r = 390 \text{ kN} \quad (1)$$

$$V_r = 373 \text{ kN} \quad (2)$$

$$V_r = 350 \text{ kN} \quad (3)$$

$$V_r = 327 \text{ kN} \quad (4)$$

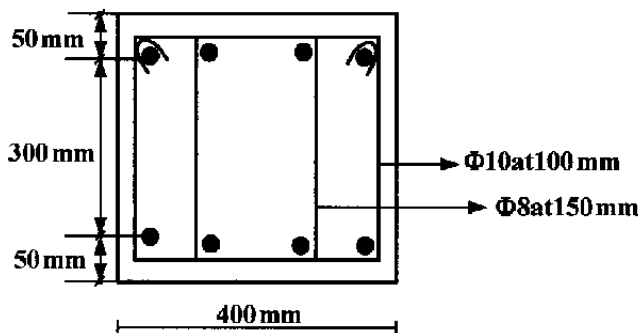
$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

$$= 0.75 \times (0.17 \times \sqrt{f'_c} b d) + 0.75 \left(\frac{d}{s} A_v F_{yt} \right)$$

$$= 0.75 \times (0.17 \times \sqrt{22.5} \times 300 \times 340) + 0.75 \left(\frac{340}{80} (2\pi \times 6^2) \times 400 \right)$$

$$= 61.688 \text{ kN} + 288.25 \text{ kN} = 350 \text{ kN}$$

۳۱- نیروی برشی مقاوم مقطع تیر روبه‌رو، چند kN است؟ ($f_c = 25 \text{ MPa}$, $f_y = 300 \text{ MPa}$)



$$192 \quad (1)$$

$$211 \quad (2)$$

$$219 \quad (3)$$

$$291 \quad (4)$$

$$A_{\phi 10} = 78.5 \text{ mm}^2$$

$$A_{\phi 8} = 50.24 \text{ mm}^2$$

$$V_c = 0.17 \times \sqrt{25} (400 \times 350) = 119 \text{ kN}$$

$$V_s = \left(\frac{78.5 \times 2}{100} + \frac{50.24 \times 2}{150} \right) \times 350 \times 300 = 235 \text{ kN}$$

$$\left. \begin{array}{l} V_c = 119 \text{ kN} \\ V_s = 235 \text{ kN} \end{array} \right\} V_n = 354 \text{ kN} \rightarrow \phi V_n = 265 \text{ kN}$$

کنترل خاموت حداقل:

$$\left(\frac{A_v}{s} = \frac{2 \times 3.14 \times 5^2}{100} + \frac{2 \times 3.14 \times 4^2}{150} = 2.24 \right) > \text{Max} \left(0.062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w}{F_y} = 0.4, 0.35 \frac{b_w}{F_y} = 0.46 \right) \quad OK$$

کنترل مقاومت برشی حداکثر:

$$V_u < \phi (V_c + 0.66 \sqrt{f'_c} b_w d) = 0.75 (119000 + 0.66 \sqrt{25} \times 400 \times 350) = 436 \text{ kN} \quad OK$$

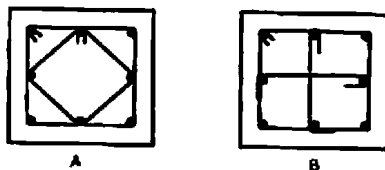
کنترل فاصله خاموت ها:

$$V_s = 235 \text{ kN} \leq 0.33 \sqrt{f'_c} b_w d = 231 \quad s < \frac{d}{4} = \frac{350}{4} = 87.5 \text{ mm}$$

فواصل خاموت ها بیش از مقدار مجاز است. بنابراین حداکثر مقاومت مجاز مقطع برابر است با:

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s) = \phi (119 + 231) = 262.5 \text{ kN}$$

۴۱- دو ستون با مقاطع A و B مفروضند، اگر غیر از آرایش تنگها، سایر مشخصات (بارگذاری، ابعاد، رده بتن، سایز، تعداد و نوع میلگردها، فواصل تنگها و...) کاملاً یکسان باشند. در خصوص مقاومت برشی این دو ستون، کدامیک از گزینه‌های زیر صحیح است؟



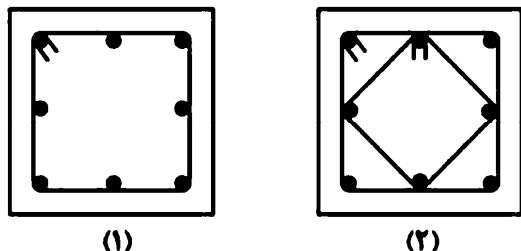
- (۱) مقاومت برشی هر دو ستون برابر است.
 (۲) مقاومت برشی ستون B بیش از ستون A می‌باشد.
 (۳) مقاومت برشی ستون A بیش از ستون B می‌باشد.
 (۴) مقاومت برشی هر دو ستون، فقط در بارگذاری‌های غیرلرزه‌ای برابر است.

گزینه ۳

$$(A_v)_A = 2\pi r^2 + 2\pi r^2 \sin 45 = 3.4\pi r^2$$

$$(A_v)_B = 3\pi r^2$$

۱۱۶- در دو مقطع بتن آرمه (۱) و (۲) ابعاد، قطر آرماتورهای طولی و عرضی و فواصل خاموت‌گذاری یکسان است. در مقطع (۱) از یک خاموت بسته مربعی و در مقطع (۲) از دو خاموت بسته مربعی مطابق شکل استفاده شده است. نسبت مقاومت برشی تأمین شده توسط آرماتورهای عرضی (Vs) در مقطع (۲) به مقاومت برشی تأمین شده توسط آرماتورهای عرضی در مقطع (۱) حدوداً کدام است؟



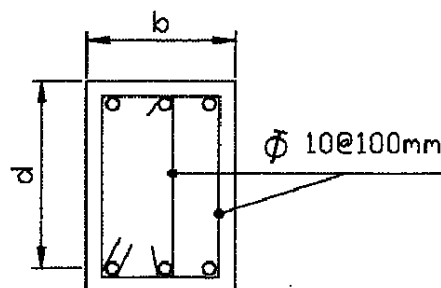
- (۱) ۱
 (۲) ۲
 (۳) ۱/۴
 (۴) ۱/۷

گزینه ۴

$$(A_v)_2 = 2\pi r^2 + 2\pi r^2 \sin 45 = 2\pi r^2 \times 1.7$$

$$(A_v)_1 = 2\pi r^2$$

۳۵- در صورتی که $b=25\text{ cm}$ ، $d=40\text{ cm}$ و $f_c = 25\text{ MPa}$ و $f_y = 400\text{ MPa}$ و از آرماتورهای برشی عمود بر محور تیر مطابق شکل استفاده شده باشد، نیروی برشی مقاوم مقطع برحسب کیلونیوتن به کدام گزینه نزدیک‌تر است.



- (۱) 385
 (۲) 400
 (۳) 350
 (۴) 420

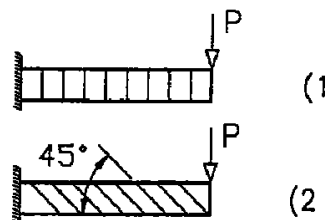
۲۳- در یک تیر بتن آرمه با آرماتور برشی، نیروی برشی مقاوم تمام عوامل به جز آرماتور برشی (V_c) نصف مقاومت ناشی از آرماتور برشی (V_s) می‌باشد. چنانچه فاصله آرماتورهای برشی در تیر به $\frac{2}{3}$ مقدار قبلی آن کاهش یابد و مقررات آیین‌نامه رعایت شده باشد، نسبت نیروی برشی مقاوم تیر در این حالت به حالت قبلی به کدامیک از اعداد زیر نزدیک‌تر است؟

- (۱) 1.25 (۲) 1.33 (۳) 1.50 (۴) 1.75

گزینه ۲

$$V_r = V_c + V_s \quad \begin{cases} (V_r)_I = V_c + V_s = 0.5V_s + V_s = 1.5V_s \\ (V_r)_{II} = V_c + V_s = 0.5V_s + \frac{3}{2}V_s = 2V_s \end{cases} \rightarrow \frac{(V_r)_{II}}{(V_r)_I} = \frac{2}{1.5} = 1.33$$

۴۳- در یک تیر کنسول بتنی از آرماتورهای برشی مطابق شکل‌های ۱ و ۲ استفاده شده است. با فرض یکسان بودن S و A_v در هر دو حالت، نسبت نیروی برشی مقاوم آرماتورهای برشی حالت ۲ نسبت به حالت ۱ برابر است با:



- (۱) ۲/۰۰
(۲) ۰/۷۱
(۳) ۱/۰۰
(۴) ۱/۳۱

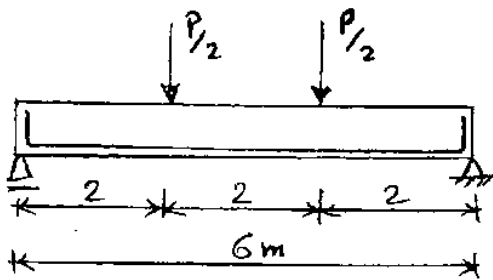
گزینه ۴

$$\sin 45 + \cos 45 = 1.41$$

۱۱۹- در یک مقطع بتن مسلح، کدامیک از موارد زیر در مقاومت برشی تیر تأثیر چندانی ندارد؟

- (۱) درصد فولاد فشاری تیر
(۲) درصد فولاد کششی تیر
(۳) نیروی محوری در مقطع
(۴) مقدار لنگر خمشی، M_u ، وارد بر مقطع

۱۱۹- تیر بتن آرمه‌ی نشان داده شده در شکل زیر، مفروض است. لنگر مقاوم مقطع در تمام طول تیر 600 kN.m و مقاومت برشی حداقل تیر بدون فولاد برشی $V_c = 50 \text{ kN}$ است. برای افزایش مقاومت برشی تیر، دهانه‌های برش را تا حداکثر ممکن با خاموت برشی تقویت می‌کنیم. گزینه‌ی صحیح در این حالت، کدام است؟



- (۱) بار گسیختگی کل تیر از 100 kN به 300 kN افزایش پیدا می‌کند.
- (۲) بار گسیختگی کل تیر از 100 kN به 500 kN افزایش پیدا می‌کند.
- (۳) بار گسیختگی کل تیر از 100 kN به 600 kN افزایش پیدا می‌کند.
- (۴) بار گسیختگی کل تیر تفاوتی نمی‌کند، چون در وسط دهانه برش صفر بوده و خمش حاکم است.

گزینه ۲

$$V_u = \frac{P}{2} \quad \text{حداکثر برش در تیر برابر است با:}$$

قبل از تقویت بار گسیختگی برابر است با:

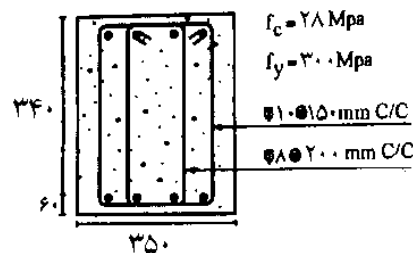
$$\frac{P}{2} < V_c = 50 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad P < 100 \text{ kN}$$

پس از تقویت مقاومت برشی تیر حداکثر برابر $V_n = 5V_c = 250 \text{ kN}$ خواهد بود و بنابراین بار گسیختگی برابر است با:

$$\frac{P}{2} < 250 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad P < 500 \text{ kN}$$

مقاومت برشی طراحی مقطع نشان داده شده در شکل زیر چقدر می‌باشد: (براساس آیین نامه آبا)

(مهندس عمران آزاد ۸۳)



$f_c = 28 \text{ Mpa}$

$195/4 \text{ kN (1)}$

$f_y = 300 \text{ Mpa}$

$182/4 \text{ kN (2)}$

$10 \text{ } \varnothing 15 \text{ mm C/C}$

$166/4 \text{ kN (3)}$

$8 \text{ } \varnothing 20 \text{ mm C/C}$

$216/8 \text{ kN (4)}$

حداکثر فاصله خاموت‌ها در تیر $d/2 = 340/2 = 170 \text{ mm}$ می‌باشد و بنابراین در محاسبه مقاومت برشی باید از آرماتور عرضی $\varnothing 8 @ 200$ صرف نظر شود:

$$\begin{aligned} \phi V_n &= \phi V_c + \phi V_s = 0.75 \times 0.17 \times \sqrt{28} \times 350 \times 340 + 0.75 \times \frac{340}{150} \times 2 \times \pi \times 5^2 \times 300 \\ &= 80.2 + 80.07 = 160 \text{ kN} \end{aligned}$$

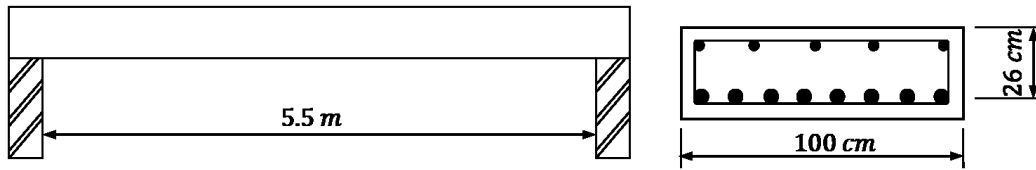
۳۴- علت اصلی محدودیت حداکثر آرماتور برشی در اعضای بتن مسلح چیست؟ (مهندس عمران آزاد ۸۱)

- (۱) جلوگیری از شکست برشی - کششی
- (۲) جلوگیری از شکست برشی - فشاری
- (۳) جلوگیری از تراکم آرماتور برشی
- (۴) کاهش هزینه‌ها و ارائه طرح بهینه

گزینه ۲

Example:

The simply supported beam shown below is loaded by a service dead load of 40 KN/m , and a uniformly distributed service live load of 25 KN/m . Design vertical stirrups for this beam. The concrete strength is 25 MPa , and the yield strength of the stirrups is 412 MPa .

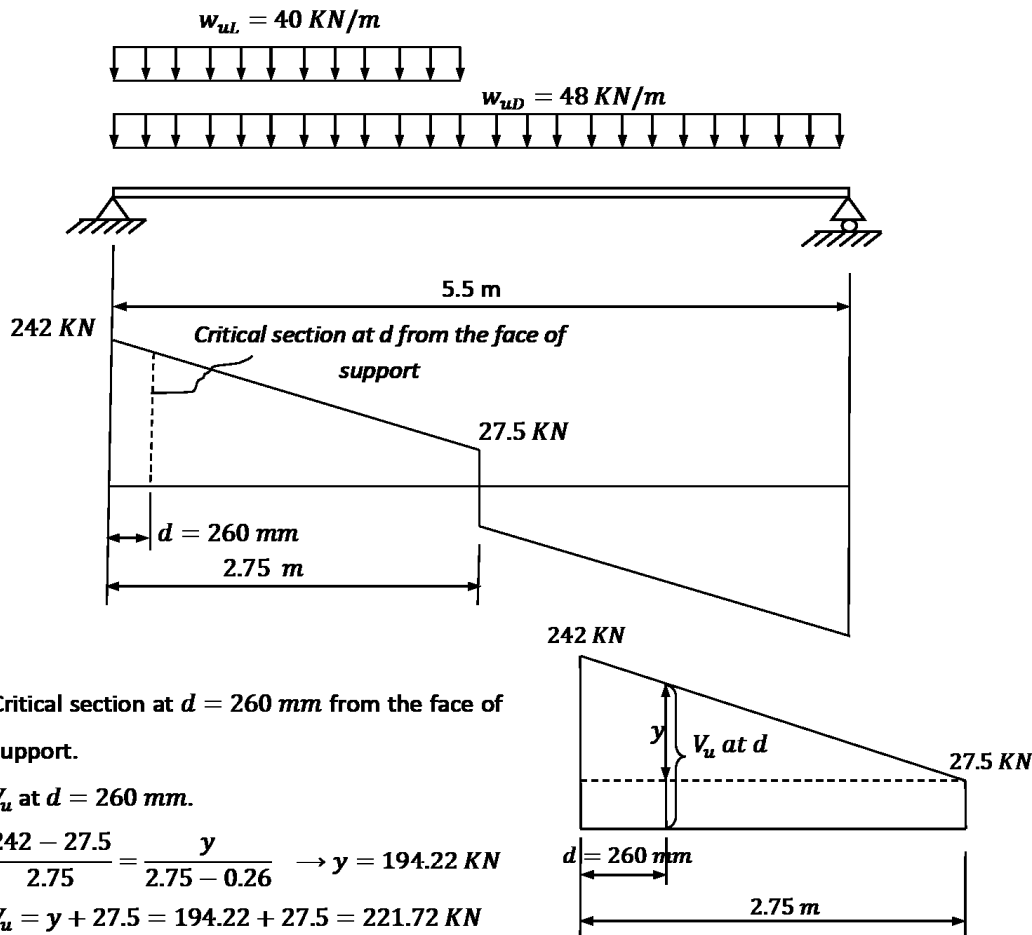
**Solution:**

$$w_{ud} = 1.2 \cdot 40 = 48 \text{ KN/m},$$

$$w_{ul} = 1.6 \cdot 25 = 40 \text{ KN/m}$$

$$V_u \text{ at face of support} = \frac{wl}{2} = \frac{(48 + 40) \cdot 5.5}{2} = 242 \text{ KN},$$

$$V_u \text{ at midspan} = \frac{w_{ul}l}{8} = \frac{40 \cdot 5.5}{8} = 27.5 \text{ KN},$$



Critical section at $d = 260 \text{ mm}$ from the face of support.

V_u at $d = 260 \text{ mm}$.

$$\frac{242 - 27.5}{2.75} = \frac{y}{2.75 - 0.26} \rightarrow y = 194.22 \text{ KN}$$

$$V_u = y + 27.5 = 194.22 + 27.5 = 221.72 \text{ KN}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \lambda \sqrt{f'_c} b_w d = \frac{1}{6} \cdot 1 \cdot \sqrt{25} \cdot 1000 \cdot 260 \cdot 10^{-3} = 216.67 \text{ KN}.$$

Check for section dimensions:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{221.72}{0.75} - 216.67 = 79 \text{ KN}.$$

$$V_{s,max} = \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} b_w d = \frac{2}{3} \sqrt{25} \cdot 1000 \cdot 260 \cdot 10^{-3} = 866.67 \text{ KN}$$

$$V_s = 79 \text{ KN} < V_{s,max} = 866.67 \text{ KN} \quad \text{– the section is large enough.}$$

Check for $V_{s,min}$:

$$A_{v,min} = \frac{1}{16} \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad \text{but not less than}$$

$$A_{v,min} = \frac{1}{3} \frac{b_w s}{f_{yt}}, \quad \text{– control} \quad \left(\frac{1}{16} \sqrt{f'_c} = \frac{5}{16} < \frac{1}{3} \right)$$

$$V_{s,min} = \frac{1}{16} \sqrt{f'_c} b_w d = \frac{1}{16} \sqrt{25} \cdot 1000 \cdot 260 \cdot 10^{-3} = 81.25 \text{ KN}$$

$$V_{s,min} = \frac{1}{3} b_w d = \frac{1}{3} 1000 \cdot 260 \cdot 10^{-3} = 86.67 \text{ KN} \quad \text{– control}$$

$$\phi V_c < V_u \leq \phi (V_c + V_{s,min})$$

$$0.75(216.67) = 162.5 \text{ KN} < V_u = 221.72 \text{ KN} < 0.75(216.67 + 86.67) = 227.51 \text{ KN}$$

Or $V_s = 79 \text{ KN} < V_{s,min} = 86.67 \text{ KN}$ – Case III

$$\frac{A_{v,min}}{s} = \frac{1}{16} \sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}} \quad \text{but not less than} \quad \frac{A_{v,min}}{s} = \frac{1}{3} \frac{b_w}{f_{yt}}$$

$$\frac{A_{v,min}}{s} = \frac{1}{16} \sqrt{25} \frac{1000}{412} = 0.7585$$

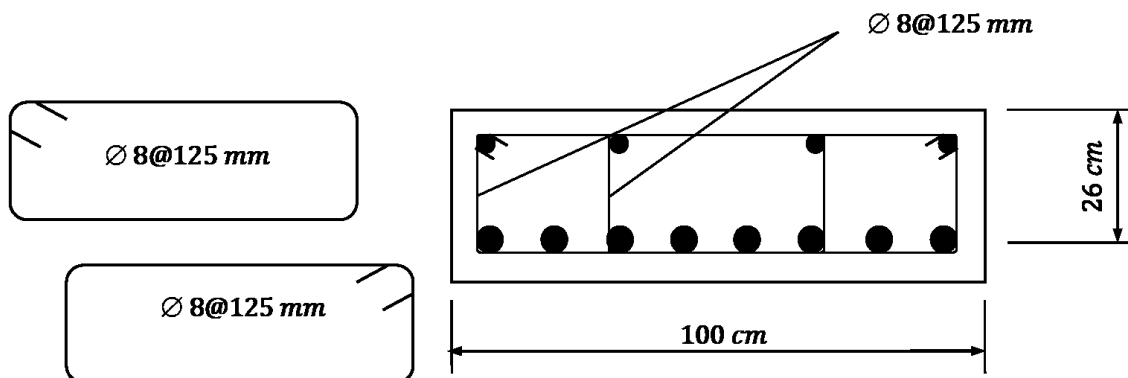
$$\frac{A_{v,min}}{s} = \frac{1}{3} \times \frac{1000}{412} = 0.80906 \quad \text{– control}$$

Use stirrups 2U-shape (4-leg stirrups) $\varnothing 8 \text{ mm}$ with $A_v = 4 \cdot 50.27 = 201.1 \text{ mm}^2$

$$\frac{201.1}{s} = 0.80906 \quad \Rightarrow \quad s = 248.6 \text{ mm}$$

$$s_{max} \leq 600 \text{ mm}, \quad s_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{260}{2} = 130 \text{ mm} \quad \text{– control}$$

Take 2U-shape (4-leg stirrups) $\varnothing 8@125 \text{ mm} < s_{max} = 130 \text{ mm}$



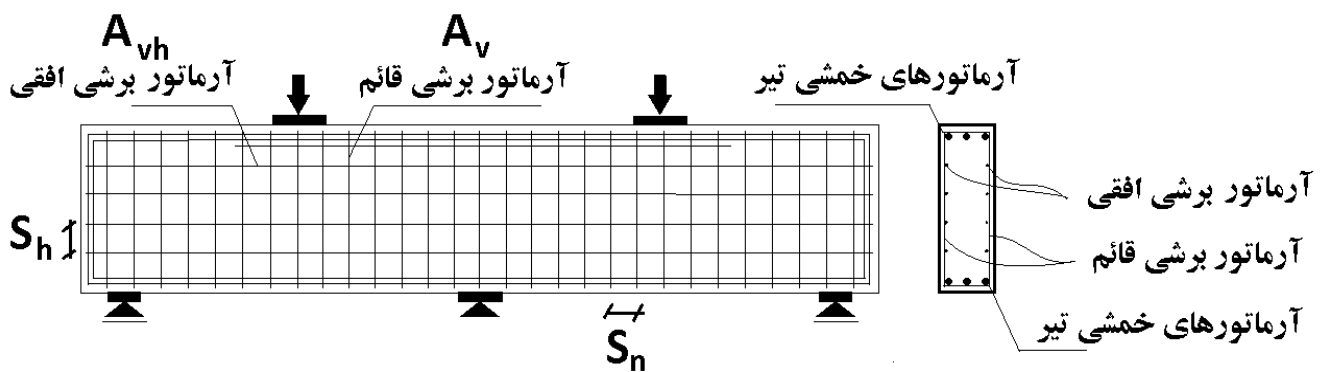
9.9—Deep beams

9.9.1 General

9.9.1.1 Deep beams are members that are loaded on one face and supported on the opposite face such that strut-like compression elements can develop between the loads and supports and that satisfy (a) or (b):

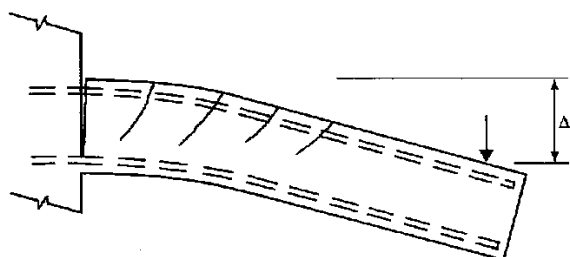
- (a) Clear span does not exceed four times the overall member depth h
- (b) Concentrated loads exist within a distance $2h$ from the face of the support

9.9.1.2 Deep beams shall be designed taking into account nonlinear distribution of longitudinal strain over the depth of the beam.

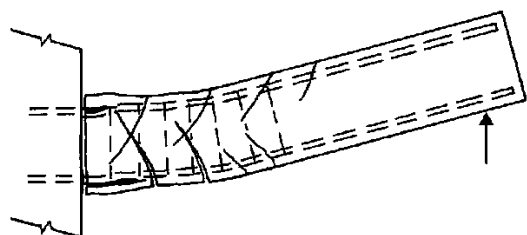


۵-ضوابط لرزه ای تیرها

به شکل زیر توجه کنید. در اثر بارگذاری (برش و خمش) ترک های خمشی و برشی در تیر ایجاد می شود. با تغییر جهت بار، ترکهای قبلی بسته شده و ترک های جدید ایجاد می شود. پس از چندین بار تغییر جهت بار شکل ترک ها مانند شکل دوم خواهد شد.



ترک در تیر در اثر خمش تیر به سمت پایین



ترک در تیر در اثر خمش تیر به سمت بالا

سپس پوسته بتن خواهد ریخت. پس از ریزش پوسته بتن، میلگردهای طولی کمانش خواهند کرد مگر اینکه توسط تنگ بسته با فواصل مناسب مهار شده باشند.

۵-۱- لنگر خمشی محتمل

به تعاریف زیر دقت نمایید:

- لنگر خمشی طراحی تیر:

$$\varphi M_n = \varphi A_s F_y Z$$

- لنگر خمشی اسمی تیر:

$$M_n = A_s F_y Z$$

- لنگر خمشی محتمل تیر:

$$M_{pr} = A_s (1.25 \times F_y) Z$$

علت افزایش 1.25 برابری تنش تسلیم میلگرد: اثرات سخت شوندگی کرنش در کرنش های زیاد موجب بالا رفتن تنش در میلگرد می شود. همچنین ممکن است تنش تسلیم واقعی میلگرد بیش از مقدار اسمی آن باشد.

۴۲- در یک تیر بتن آرمه در محاسبه لنگر خمشی مقاوم اسمی، عمق ناحیه فشاری ($\beta_1 x$) برابر $0.22d$ بدست آمده است که d فاصله دورترین تار فشاری تا مرکز سطح آرماتور کششی طولی است. نسبت لنگر خمشی مقاوم محتمل به لنگر خمشی مقاوم اسمی برای این مقطع حدوداً چقدر خواهد بود؟

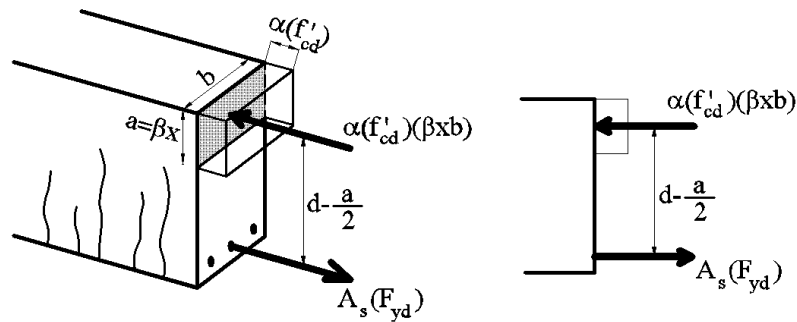
1.10 (۴)

1.16 (۳)

1.21 (۲)

1.25 (۱)

گزینه ۲



هنگام محاسبه مقاومت خمشی "اسمی"، مقدار βx و در نتیجه مقاومت خمشی از رابطه زیر بدست میاید:

$$a = \beta x = \frac{A_s(F_y)}{(b)(0.85f'_c)} = 0.22d$$

$$\rightarrow M_n = A_s F_y Z = A_s F_y \left(d - \frac{0.22d}{2} \right) = A_s F_y (0.89d)$$

محاسبه مقاومت خمشی "محتمل"، مقدار βx و در نتیجه مقاومت خمشی از رابطه زیر بدست میاید:

$$a = \beta x = \frac{A_s(1.25F_y)}{(b)(0.85f'_c)} = 1.25 \times 0.22d = 0.275d$$

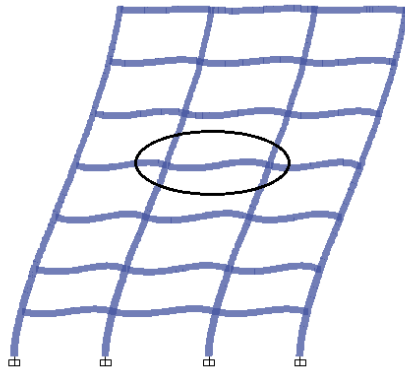
$$\rightarrow M_{pr} = A_s(1.25F_y)Z = A_s 1.25F_y \left(d - \frac{0.275d}{2} \right) = A_s F_y (1.0781d)$$

$$\frac{M_{pr}}{M_n} = \frac{1.0781}{0.89} = 1.21$$

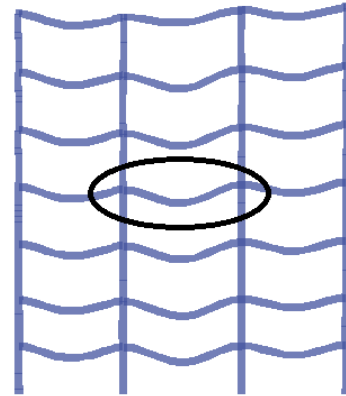
- در موارد طراحی برش بر اساس ظرفیت خمشی (که در بند های بعدی آمده است) از لنگر محتمل استفاده خواهد شد.

۲-۵- محاسبه نیروی برشی تیرهای قابهای خمشی بر اساس ظرفیت خمشی

قبل از بحث در رابطه با محاسبه نیروی برشی بر اساس ظرفیت تیر، به دیاگرام های لنگر تحت بارهای ثقیلی و بارهای جانبی توجه نمایید:

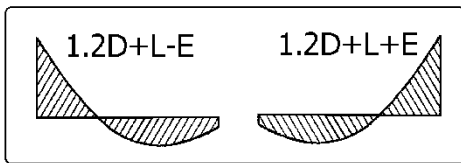
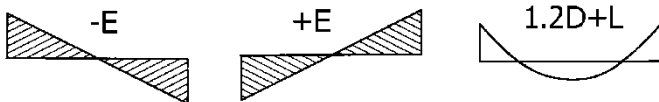


تغییر شکل تیرها تحت اثر بارهای جانبی

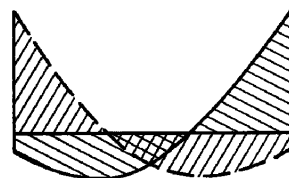


تغییر شکل تیرها تحت اثر بارهای ثقیلی

در شکل زیر دیاگرام لنگر ناشی از ترکیب بارهای $1.2D+L+E$ و نیز $1.2D+L-E$ ترسیم شده است:

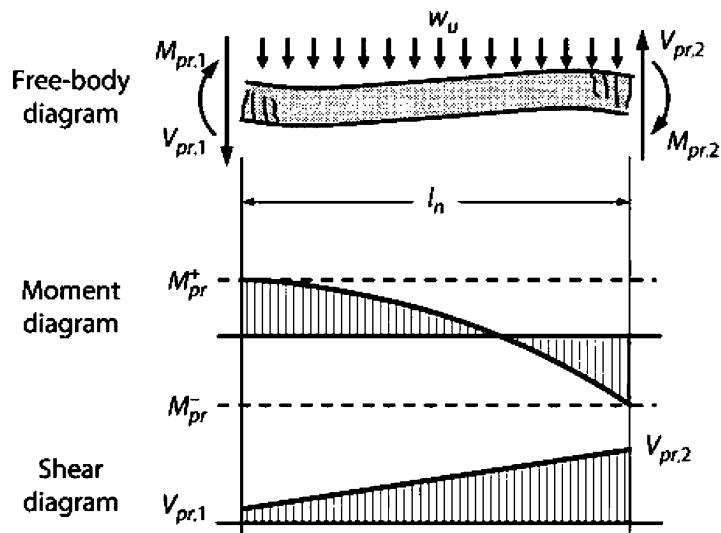


شکل زیر دیاگرام "پوش" لنگر را برای دو ترکیب بار فوق نشان می دهد:



- با توجه به دیاگرام پوش حداکثر لنگر (منفی) معمولا در دو انتهای تیر اتفاق می افتد.

حال به دیاگرام آزاد تیر در شکل زیر توجه نمایید:



در شکل اول فرض بر این است که تیر از نظر خمشی به حداکثر ظرفیت خود (Mpr) رسیده است. در این حالت با لنگر گیری حول سمت راست تیر خواهیم داشت:

$$\sum M_2 = 0 \rightarrow -V_{pr1} \times L_n - \frac{w_u L_n^2}{2} + M_{pr1} + M_{pr2} = 0 \rightarrow V_{pr1} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n} - \frac{w_u L_n}{2}$$

و با لنگر گیری حول سمت چپ تیر خواهیم داشت:

$$\sum M_1 = 0 \rightarrow -V_{pr2} \times L_n + \frac{w_u L_n^2}{2} + M_{pr1} + M_{pr2} = 0 \rightarrow V_{pr2} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n} + \frac{w_u L_n}{2}$$

V_{pr} برش سازگار با تشکیل مفاصل پلاستیک محتمل در دو انتهای تیر و بار ثقلی می باشد.

روابط مقدار برشی را نشان میدهد که در لحظات نهایی شکست (که تیر در دو انتها تحت لنگر به ظرفیت نهایی خمشی خود رسیده است) تجربه می کند. در این روابط فرض شده است که:

- در لحظه نهایی شکست خمشی تیر در دو انتهای آن اتفاق می افتد.
- w_u تنها مربوط به بارهای ثقلی و بدون در نظر گرفتن اثر زلزله قائم می باشد. مقدار w_u را می توان برابر قسمتی بار ثقلی که با زلزله ترکیب می شود در نظر گرفت (1.2D+L+0.2S)

سراسری ۹۵

۱۲۱- اگر در یک تیر از قاب خمشی با شکل پذیری زیاد با طول دهانه بین دو ستون برابر ۸ متر، مقادیر لنگر خمشی مقاوم

محتمل منفی و مثبت در هر دو انتهای تیر به ترتیب برابر ۶۴۰ kN.m و ۴۰۰ kN.m و نیروی برشی نهایی تیر در

لبه ستون حاصل از بارهای قائم برابر ۱۴۰ kN باشد، مقطع تیر باید برای چه نیروی برشی نهایی کنترل شود؟

۲۷۰ (۱)

۲۲۰ (۲)

۱۹۰ (۳)

۱۷۰ (۴)

گزینه ۱

$$V_u = \frac{M_{pr-left} + M_{pr-right}}{L_n} + V_{gravity} = \frac{640 + 400}{8} + 140 = 270 \text{ kN}$$

18.4—Intermediate moment frames

18.4.1 Scope

18.4.1.1 This section shall apply to intermediate moment frames including two-way slabs without beams forming part of the seismic-force-resisting system.

18.4.2 Beams

18.4.2.3 ϕV_n shall be at least the lesser of (a) and (b):

(a) The sum of the shear associated with development of nominal moment strengths of the beam at each restrained end of the clear span due to reverse curvature bending and the shear calculated for factored gravity loads

(b) The maximum shear obtained from design load combinations that include E , with E taken as twice that prescribed by the general building code

18.4.3 Columns

18.4.3.1 ϕV_n shall be at least the lesser of (a) and (b):

(a) The shear associated with development of nominal moment strengths of the column at each restrained end of the unsupported length due to reverse curvature bending.

Column flexural strength shall be calculated for the factored axial force, consistent with the direction of the lateral forces considered, resulting in the highest flexural strength

(b) The maximum shear obtained from factored load combinations that include E , with $\Omega_o E$ substituted for E

The factored axial force P_u should be chosen to develop the largest moment strength of the column within the range of design axial forces. Provision 18.4.3.1(b) for columns is similar to 18.4.2.3(b) for beams except it bases V_u on load combinations including the earthquake effect E , with E increased by the overstrength factor Ω_o rather than the factor 2.0. In ASCE/SEI 7, $\Omega_o = 3.0$ for intermediate moment frames. The higher factor for columns relative to beams is because of greater concerns about shear failures in columns.

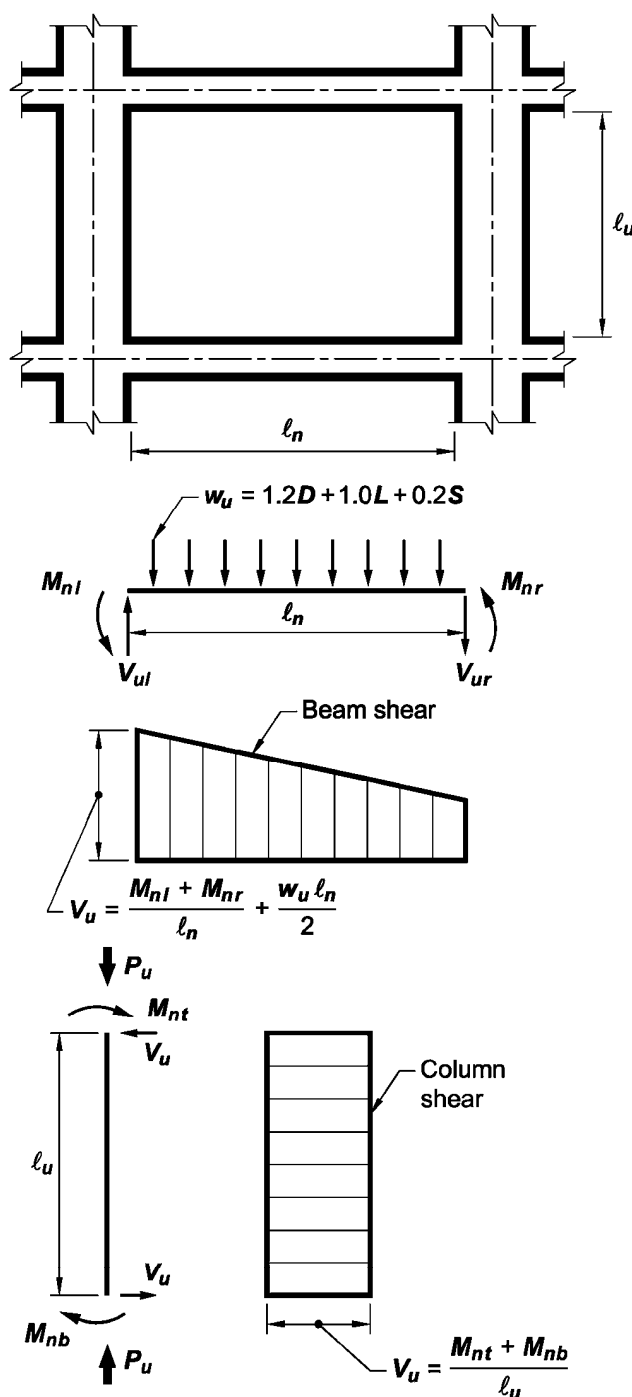


Fig. R21.3.3—Design shears for intermediate moment frames.

(مهندس عمران ۷)

۱۷- مقاطع خمشی بتن آرمه را باید طوری طراحی کرد که:

- (۱) گسیختگی خمشی و برشی هم‌زمان اتفاق بیفتد تا طرح اقتصادی باشد.
- (۲) گسیختگی برشی قبل از گسیختگی خمشی اتفاق بیفتد.
- (۳) گسیختگی خمشی قبل از گسیختگی برشی اتفاق بیفتد.
- (۴) گسیختگی خمشی و برشی با هم اتفاق نیفتد.

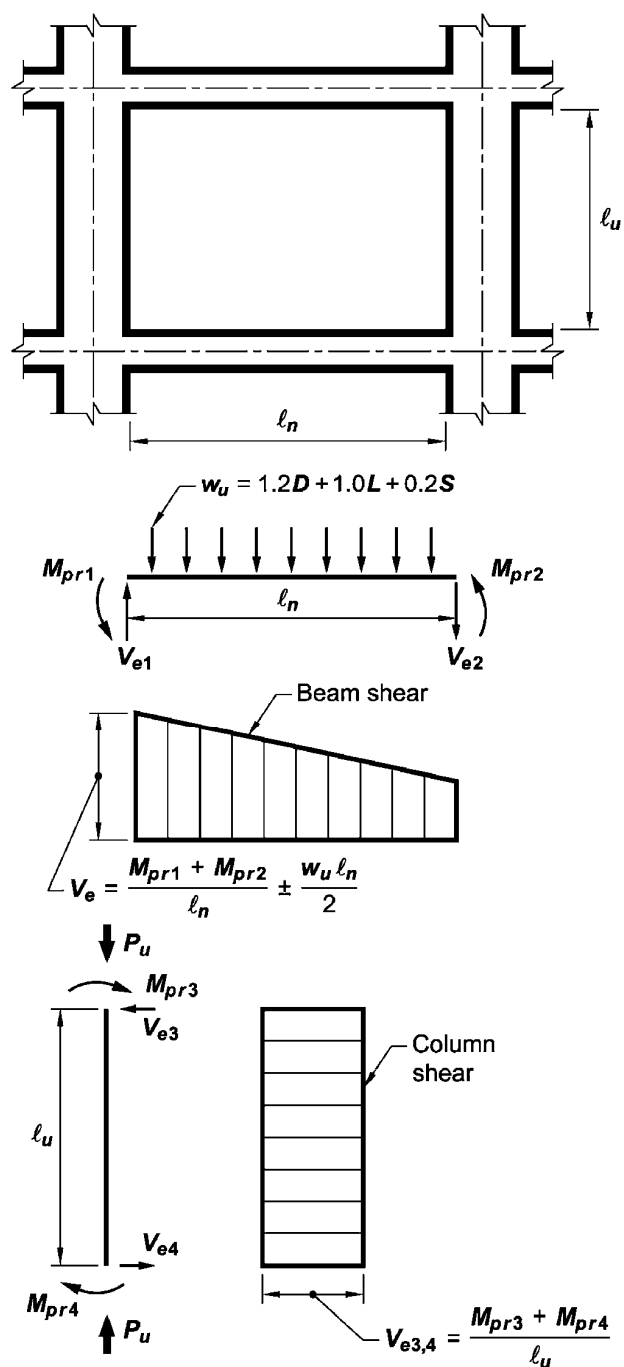
گزینہ ۳

18.6—Beams of special moment frames

18.6.5 Shear strength

18.6.5.1 Design forces—The design shear force V_e shall be calculated from consideration of the forces on the portion of the beam between faces of the joints. It shall be assumed that moments of opposite sign corresponding to probable flexural strength, M_{pr} , act at the joint faces and that the beam is loaded with the factored tributary gravity load along its span.

Because the actual yield strength of the longitudinal reinforcement may exceed the specified yield strength and because strain hardening of the reinforcement is likely to take place at a joint subjected to large rotations, required shear strengths are determined using a stress of at least $1.25f_y$ in the longitudinal reinforcement.



Notes on Fig. R21.5.4:

1. Direction of shear force V_e depends on relative magnitudes of gravity loads and shear generated by end moments.
2. End moments M_{pr} based on steel tensile stress of $1.25 f_y$, where f_y is specified yield strength. (Both end moments should be considered in both directions, clockwise and counter-clockwise).
3. End moment M_{pr} for columns need not be greater than moments generated by the M_{pr} of the beams framing into the beam-column joints. V_e should not be less than that required by analysis of the structure.

Fig. R21.5.4—Design shears for beams and columns.

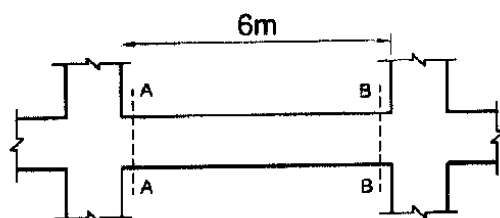
18.7.6.2 Transverse reinforcement

18.7.6.2.1 Transverse reinforcement over the lengths ℓ_o , given in 18.7.5.1, shall be designed to resist shear assuming $V_c = 0$ when both (a) and (b) occur:

- (a) The earthquake-induced shear force, calculated in accordance with 18.7.6.1, is at least one-half of the maximum required shear strength within ℓ_o .
- (b) The factored axial compressive force P_u including earthquake effects is less than $A_g f'_c / 20$.

محاسبات ۹۴

۵۱- در صورتی که لنگرهای خمشی اسمی موجود در مقاطع A-A و B-B تیر یک ساختمان با شکل پذیری متوسط برابر مقادیر زیر باشد، حداکثر نیروی برشی همساز با لنگرهای خمشی اسمی در مقطع B-B با فرض تشکیل مفصل های پلاستیکی در مقاطع انتهایی تیر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (مقاطع A-A و B-B در برستون می باشند و از بار روی تیر و وزن تیر صرف نظر شود.)



$$M_A^- = 150 \text{ kN.m}$$

$$M_A^+ = 60 \text{ kN.m}$$

$$M_B^- = 120 \text{ kN.m}$$

$$M_B^+ = 66 \text{ kN.m}$$

45 (۴)

36 (۳)

30 (۲)

21 (۱)

گزینه ۳

$$V_1 = \frac{M_A^- + M_B^+}{6} = \frac{150 + 66}{6} = 36 \text{ kN}$$

$$V_2 = \frac{M_A^+ + M_B^-}{6} = \frac{60 + 120}{6} = 30 \text{ kN}$$

$$V = \text{Max}(V_1, V_2) = 36 \text{ kN}$$

محاسبات ۹۴

۳۰- اگر در یک تیر از قاب خمشی بتن آرمه با شکل پذیری زیاد به طول دهانه آزاد 7.2 متر لنگرهای خمشی مقاوم محتمل در هر یک از دو انتها برابر 800 kN.m - و 640 kN.m + بوده و نیروی برشی نهایی در بر ستون حاصل از بارهای ثقلی ضریب دار (با ضرایب بار در حضور زلزله) برابر 160 kN باشد، مقطع تیر در دو انتها حدوداً برای چه نیروی برشی نهایی بر حسب kN باید طراحی شود؟

230 (۴)

290 (۳)

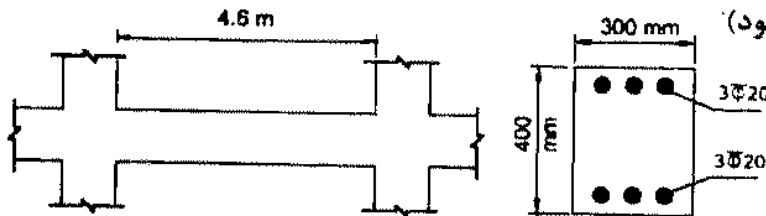
360 (۲)

410 (۱)

گزینه ۲

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

۳۱- تیر شکل زیر مربوط به یک سازه بتنی درجا با شکل پذیری متوسط است. در صورتی که بار مرده و زنده وارد بر تیر ناچیز بوده و از وزن واحد طول تیر صرف نظر شود، مقدار برش طراحی (V_u) این تیر بر حسب کیلونیوتن بر اساس تشکیل مفصل پلاستیک در دو انتهای تیر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (فرض نمایید عمق مؤثر مقطع برابر 340 میلی متر، میلگردها از رده S400 و بتن از رده C25 است. همچنین در محاسبه لنگر خمشی اسمی از اثر آرماتور فشاری صرف نظر شود)



- (۱) 40
(۲) 50
(۳) 60
(۴) 70

گزینه ۲

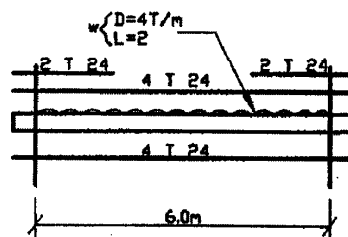
$$M_n = A_s F_y \left(d - \frac{A_s (F_y)}{2(b)(0.85 f'_c)} \right) = 3 \times 314 \times 400 \left(340 - \frac{3 \times 314 \times 400}{2 \times 300 \times 0.85 \times 25} \right)$$

$$M_n = 117 \text{ kN.m}$$

$$V_u = \frac{2M_n}{4.6} = \frac{2 \times 117}{4.6} = 50.87 \text{ kN}$$

محاسبات ۸۳-پایه ۱

۴۱- تیر زیر دارای مقطع ۴۰×۶۰ سانتیمتر است. بارها در حد سرویس اند. آرماتورگذاری در تیر مطابق با شکل است. برش وارده به تیر در هنگام زلزله در حد سرویس $V_E = 8.0T$ است. تیر برای شکل پذیری زیاد طراحی می شود. بگوئید خاموت لازم در نزدیک تکیه گاه چه اندازه است؟ $d=50\text{cm}$ و $f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ و $f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$



- (۱) $A_v = 1.35 \text{ cm}^2 / 12.5 \text{ cm}$
(۲) $A_v = 1.80 \text{ cm}^2 / 12.5$
(۳) $A_v = 2.10 \text{ cm}^2 / 12.5$
(۴) $A_v = 2.55 \text{ cm}^2 / 12.5$

$$A_{s-bot} = 4\pi * 12^2 = 1808.64 \text{ mm}^2$$

$$A_{s-top} = 6\pi * 12^2 = 2712.96 \text{ mm}^2$$

$$M_{pr+} = A_{s-bot} (1.25 F_y) Z = (1808.64) (1.25 \times 400) \times (0.9d) = 406944000 \text{ N.mm} = 406.9 \text{ kN.m}$$

$$M_{pr-} = A_{s-top} (1.25 F_y) Z = (2712.96) (1.25 \times 400) \times (0.9d) = 610.416 \text{ kN.m}$$

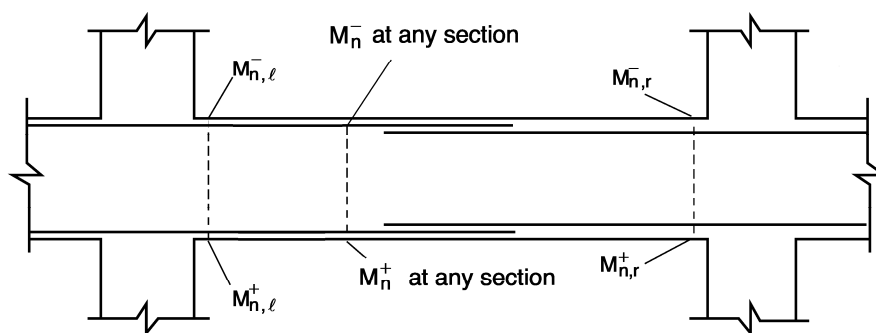
$$V_u = \frac{610 + 410}{6} + \frac{(1.2 \times 40 + 20) \times 6}{2} = 374 \text{ kN}$$

$$\phi \left(V_c + \frac{A_v}{s} d F_y \right) > 374000 \rightarrow$$

$$0.17 \times \sqrt{20} \times 400 \times 500 + \frac{A_v}{125} \times 500 \times 400 > \frac{374000}{0.75} \quad A_v = 216 \text{ mm}^2 @ 125 \text{ mm}$$

اگر شکل پذیری متوسط بود، باید برش مربوط به تحلیل سازه با زلزله دو برابر نیز محاسبه می شد:

$$V_u = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} V_u = \frac{(1.2q_D + q_L)L}{2} + (2E) = \frac{(1.2 \times 40 + 20) \times 6}{2} + (2 \times 80) = 364 \text{ kN} \\ V_u = \frac{488 + 328}{6} + \frac{(1.2 \times 40 + 20) \times 6}{2} = 340 \text{ kN} \end{array} \right.$$



در شکل پذیری متوسط باید حداقل دو میلگرد سراسری در بالا و پایین مقطع ادامه داشته باشند. مساحت میلگرد سراسری نباید کمتر از 1/5 مساحت حداکثر تیر در وجه تحتانی باشد.

18.4.2 Beams

18.4.2.1 Beams shall have at least two continuous bars at both top and bottom faces. Continuous bottom bars shall have area not less than one-fourth the maximum area of bottom bars along the span. These bars shall be anchored to develop f_y in tension at the face of support.

در شکل پذیری متوسط مقاومت خمشی مقطع تحت لنگر مثبت ($M_{n,r}^+$ و $M_{n,l}^+$) باید حداقل برابر 1/3 لنگر مقاوم منفی تکیه گاه مربوطه باشد. همچنین در طول تیر باید مقاومت خمشی مثبت و یا منفی تیر برابر 1/5 حداکثر مقاومت خمشی در دو انتهای تیر باشد:

18.4.2.2 The positive moment strength at the face of the joint shall be at least one-third the negative moment strength provided at that face of the joint. Neither the negative nor the positive moment strength at any section along the length of the beam shall be less than one-fifth the maximum moment strength provided at the face of either joint.

$$M_{n,r}^+ > \frac{M_{n,r}^-}{3}$$

$$M_{n,l}^+ > \frac{M_{n,l}^-}{3}$$

$$M_n^+ > \text{Max} \left(\frac{M_{n,r}^-}{5}, \frac{M_{n,l}^-}{5} \right)$$

$$M_n^- > \text{Max} \left(\frac{M_{n,r}^-}{5}, \frac{M_{n,l}^-}{5} \right)$$

18.6—Beams of special moment frames

18.6.3 Longitudinal reinforcement

18.6.3.1 Beams shall have at least two continuous bars at both top and bottom faces. At any section, for top as well as for bottom reinforcement, the amount of reinforcement shall be at least that required by 9.6.1.2 and the reinforcement ratio ρ shall not exceed 0.025.

18.6.3.2 Positive moment strength at joint face shall be at least one-half the negative moment strength provided at that face of the joint. Both the negative and the positive moment strength at any section along member length shall be at least one-fourth the maximum moment strength provided at face of either joint.

$$M_{n,r}^+ > \frac{M_{n,r}^-}{2}$$

$$M_{n,l}^+ > \frac{M_{n,l}^-}{2}$$

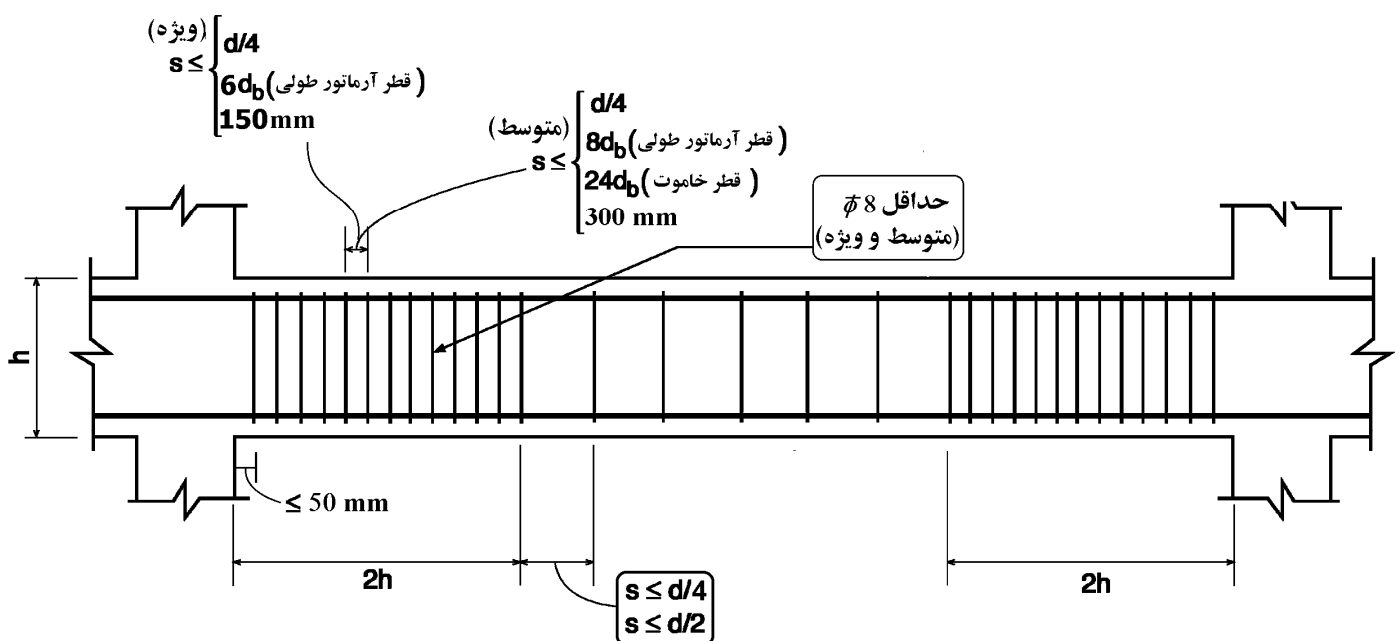
$$M_n^+ > \text{Max} \left(\frac{M_{n,r}^-}{4}, \frac{M_{n,l}^-}{4} \right)$$

$$M_n^- > \text{Max} \left(\frac{M_{n,r}^-}{4}, \frac{M_{n,l}^-}{4} \right)$$

18.4—Intermediate moment frames

18.4.2.4 At both ends of the beam, hoops shall be provided over a length of at least $2h$ measured from the face of the supporting member toward midspan. The first hoop shall be located not more than 50 mm from the face of the supporting member. Spacing of hoops shall not exceed the smallest of (a) through (d):

- $d/4$
- Eight times the diameter of the smallest longitudinal bar enclosed
- 24 times the diameter of the hoop bar
- 300 mm



18.6—Beams of special moment frames

18.6.4.4 The first hoop shall be located not more than 50 mm from the face of a supporting column. Spacing of the hoops shall not exceed the least of (a) through (c):

- $d/4$
- Six times the diameter of the smallest primary flexural reinforcing bars excluding longitudinal skin reinforcement required by 9.7.2.3
- 150 mm

محاسبات ۸۹

۳۹- در نواحی بحرانی یک تیر بتنی با شکل پذیری متوسط با ارتفاع مؤثر ۶۰۰ میلیمتر و دارای میلگردهای طولی با قطر ۲۰ میلیمتر و خاموت با قطر ۸ میلیمتر، حداکثر فاصله خاموت‌ها چقدر می‌تواند باشد؟

۱۵۰ mm (۲)

۱۶۰ mm (۱)

۲۰۰ mm (۴)

۳۰۰ mm (۳)

گزینه ۲

$$S < \text{Min} \left(\frac{600}{4}, 8 \times 20, 24 \times 8, 300 \right) = 150 \text{ mm}$$

۵۰- در یک قاب خمشی با شکل پذیری زیاد، ابعاد مقطع یکی از ستون های طبقه بام برابر $500 \times 500 \text{ mm}$ ، $d=440 \text{ mm}$ است. چنانچه حداکثر نیروی محوری نهایی مؤثر به این ستون برابر 500 kN ، قطر میلگردهای عرضی برابر 10 mm ، قطر میلگردهای طولی برابر 25 میلی متر، نوع فولاد S400 و رده بتن C25 باشد، بدون توجه به نیازهای محاسباتی حداکثر فاصله میلگردهای عرضی در نواحی بحرانی این عضو به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟

- (۱) 100 mm (۲) 125 mm (۳) 150 mm (۴) 200 mm

گزینه ۱

ابتدا باید بررسی شود که عضو مورد نظر عضو فشاری محسوب می شود یا نه:

$$N_u = 500 \text{ kN} \quad \left. \begin{array}{l} N_u < 0.1 f_c A_g \\ 0.1 f_c A_g = 0.1 \times 25 \times 500 \times 500 = 625 \text{ kN} \end{array} \right\}$$

با توجه به اینکه نیروی محوری کمتر از مقدار عنوان شده می باشد، عضو یک عضو خمشی محسوب می شود و ضوابط مربوط به اعضای خمشی را باید ارضا کند:

$$S < \text{Min} \left(\frac{440}{4}, 6 \times 25, 24 \times 10, 150 \right) = 110 \text{ mm}$$

۲۷- یک عضو تحت خمش در یک قاب بتن مسلح با شکل پذیری زیاد که ابعاد کلی مقطع $b=300 \text{ mm}$ و $h=500 \text{ mm}$ می باشد، با توجه به دیاگرام لنگر خمشی و نیروی برشی به دست آمده از تحلیل سازه به صورت زیر در تمام طول عضو مسلح گردیده است. آرماتور فوقانی $3\Phi 20$ و آرماتور تحتانی $2\Phi 20$ و خاموت بسته $\Phi 10 @ 150 \text{ mm}$ می باشند. در صورتی که پوشش بتن برابر 45 mm و نوع بتن C30 و رده فولاد S400 باشد، گزینه صحیح را انتخاب کنید؟

- (۱) آرماتور طولی تحتانی و فوقانی از نظر حداکثر سطح مقطع، قابل قبول نیستند.
 (۲) آرماتور طولی تحتانی مقطع از نظر حداقل سطح مقطع، قابل قبول نیست.
 (۳) آرماتور طولی فوقانی مقطع از نظر حداقل سطح مقطع، قابل قبول نیست.
 (۴) آرماتور برشی به کار برده شده قابل قبول نیست.

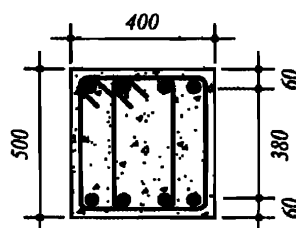
گزینه ۴

با توجه به شکل زیر فواصل آرماتورهای عرضی در انتهای تیرهای ویژه و متوسط نباید از $d/4$ فراتر رود. بنابراین حداکثر فاصله آرماتورهای عرضی در تیر برابر است با:

$$\frac{d}{4} = \frac{(500 - 45 - 10 - 10)}{4} = 108.75 \text{ mm}$$

$$S < \text{Min} \left(\frac{d}{4} = 108.75 \text{ mm}, 6d_b = 120, 24d = 240, 150 \right) = 108.75 \text{ mm}$$

۲۰- فرض کنید مقدار V_u در طول یک تیر بتنی ثابت و برابر 400 کیلو نیوتن است. چنانچه تیر مذکور مربوط به یک ساختمان بتنی با شکل پذیری متوسط بوده و بتن از رده C25 باشد، فاصله خاموت های برشی عمود بر محور تیر در خارج از ناحیه بحرانی تیر، برحسب میلی متر حداکثر چقدر می تواند باشد؟ (ابعاد مقطع به میلی متر است).



(۱) 250

(۲) 220

(۳) 125

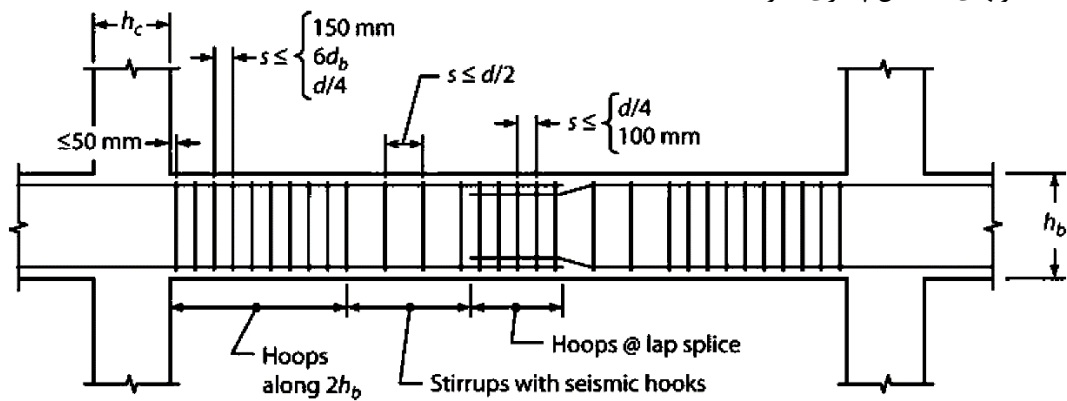
(۴) 110

گزینه ۴

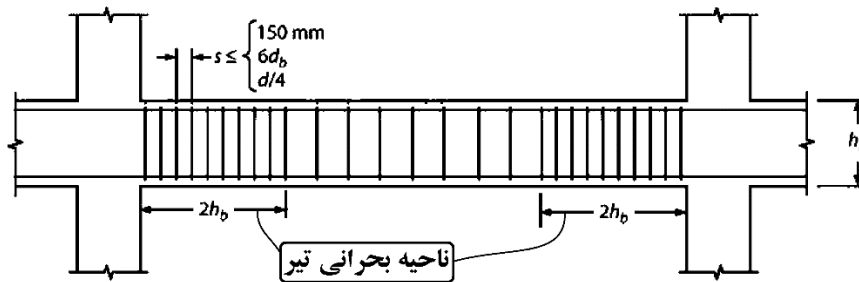
۵-۷- ضوابط خاموت در محل وصله ها در تیرهای با شکل پذیری ویژه

مطابق بندهای زیر از ACI-318-14، وصله پوششی تیرهای با شکل پذیری ویژه باید:

- ۱- خارج از ناحیه بحرانی تیرها باشد.
- ۲- توسط آرماتورهای عرضی با فواصل حداکثر $\text{Min}\left(\frac{d}{4}, 100\text{mm}\right)$ محصور شود.
- ۳- علاوه بر یک حلقه بسته لازم است میلگردهای طولی تیر توسط آرماتورهای عرضی به صورت یک در میان مهار شوند (مانند ستونهای با شکل پذیری متوسط).



(شکل برگرفته از کتاب بتن Moehle)



ضوابط ACI در مورد مهار جانبی میلگردهای طولی تیرهای ویژه:

18.6.4 Transverse reinforcement

18.6.4.1 Hoops shall be provided in the following regions of a beam:

- (a) Over a length equal to twice the beam depth measured from the face of the supporting column toward midspan, at both ends of the beam
- (b) Over lengths equal to twice the beam depth on both sides of a section where flexural yielding is likely to occur as a result of lateral displacements beyond the elastic range of behavior.

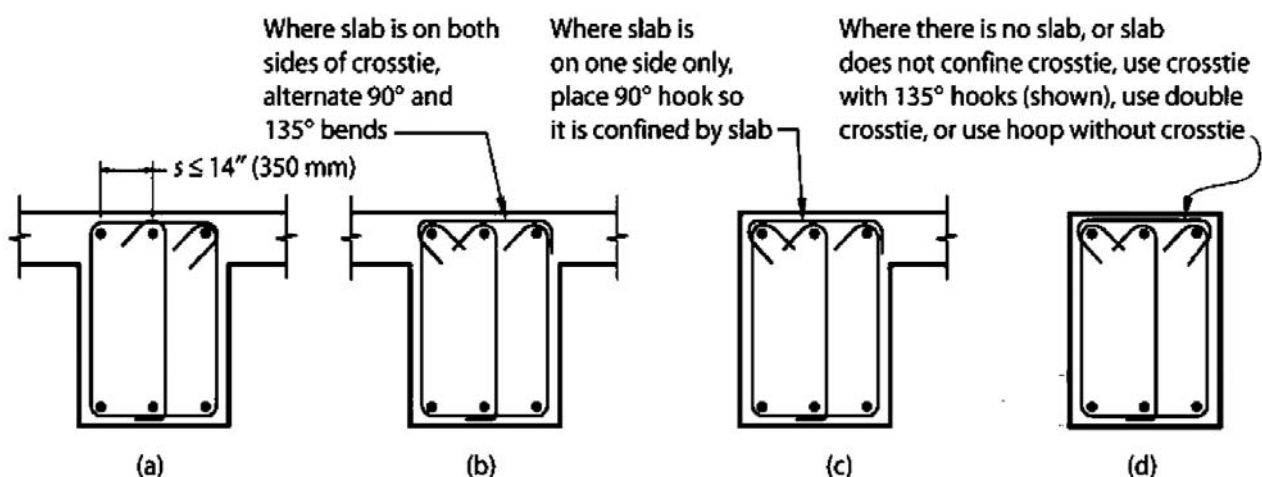
18.6.4.2 Where hoops are required, primary longitudinal reinforcing bars closest to the tension and compression faces shall have lateral support in accordance with 25.7.2.3 and 25.7.2.4. The spacing of transversely supported flexural reinforcing bars shall not exceed 350 mm. Skin reinforcement required by 9.7.2.3 need not be laterally supported.

25.7.2.3 Rectilinear ties shall be arranged to satisfy (a) and (b):

- (a) Every corner and alternate longitudinal bar shall have lateral support provided by the corner of a tie with an included angle of not more than 135 degrees
- (b) No unsupported bar shall be farther than 150 mm clear on each side along the tie from a laterally supported bar

- در تیرهای ویژه برخلاف تیرهای متوسط در دو انتهای تیر (نواحی بحرانی) میلگردهای طولی تیر باید یکی در میان توسط آرماتور عرضی مهار شوند (مانند میلگرد طولی ستونها). برای مثال اگر چهار و یا ۵ میلگرد طولی سراسری داشته باشیم، علاوه بر یک خاموت بسته پیرامونی، یک سنجاق اضافی نیز لازم خواهد بود.
- حداکثر فاصله بین دو میگرد سراسری نیز نباید بیش از 350 mm باشد. بدین ترتیب مثلاً برای یک تیر با عرض 500 mm حداقل باید 3 میلگرد طولی منظور نمود. ولی برای تیری به عرض 400 mm می توان تنها از دو میلگرد سراسری استفاده نمود.

شکل زیر نمونه ای از مهار جانبی آرماتورهای طولی تیرها در ناحیه بحرانی تیر را نشان می دهد:



Notes:

1. Beam longitudinal bars are to be supported by hoops and cross-ties to resist buckling under deformation reversals. Hoop legs and cross-ties are arranged such that every corner and alternate longitudinal bar has lateral support provided by the corner of a hoop or cross-tie with no bar farther than 6 in (150 mm) clear from a supported bar.
2. Horizontal spacing of cross-ties or legs of overlapping hoops not to exceed 14 in (350 mm).
3. Alternate cross-ties (↔) end for end unless otherwise noted.

(شکل برگرفته از کتاب بتن Moehle)

مثال:

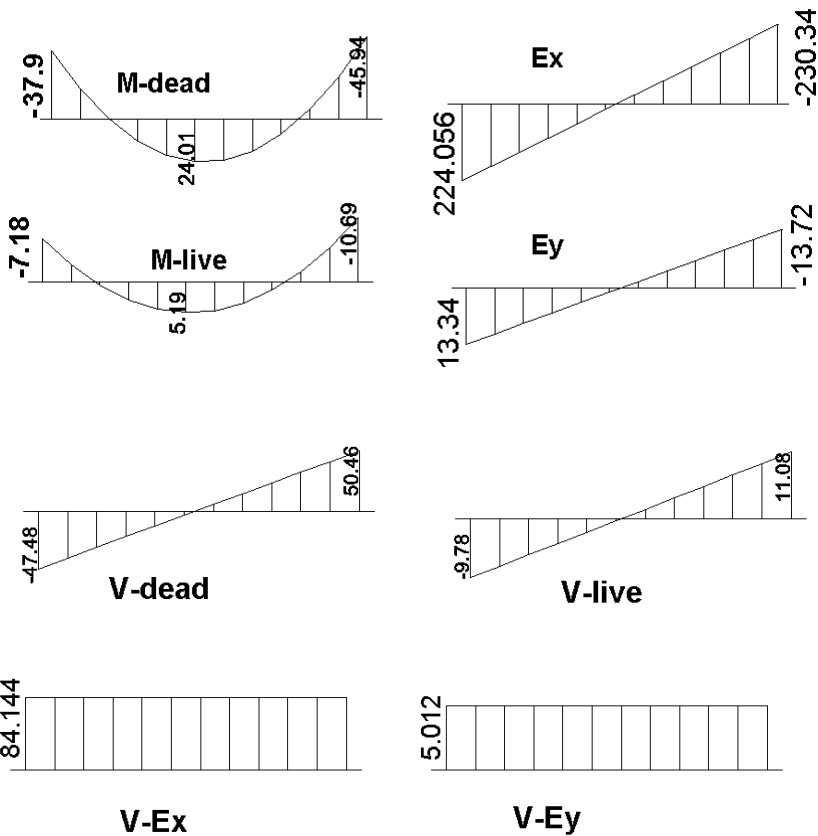
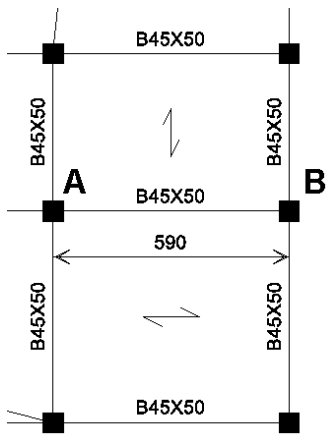
ابعاد تیر AB برابر 450 x 500 می باشد. ابعاد ستونهای انتهایی تیر برابر 500x500 mm می باشد.

برای طرح آرماتورهای طولی از $\Phi 22$ استفاده نمایید.

دیگرام لنگرهای خمشی تحت اثر بارهای مرده، زنده و زلزله بر حسب kN.m در شکل زیر داده شده است.

بار مرده وارد بر تیر برابر $qD=18.1365$ kN/m و بار زنده وارد بر تیر برابر $qL=3.8638$ kN/m می باشد.

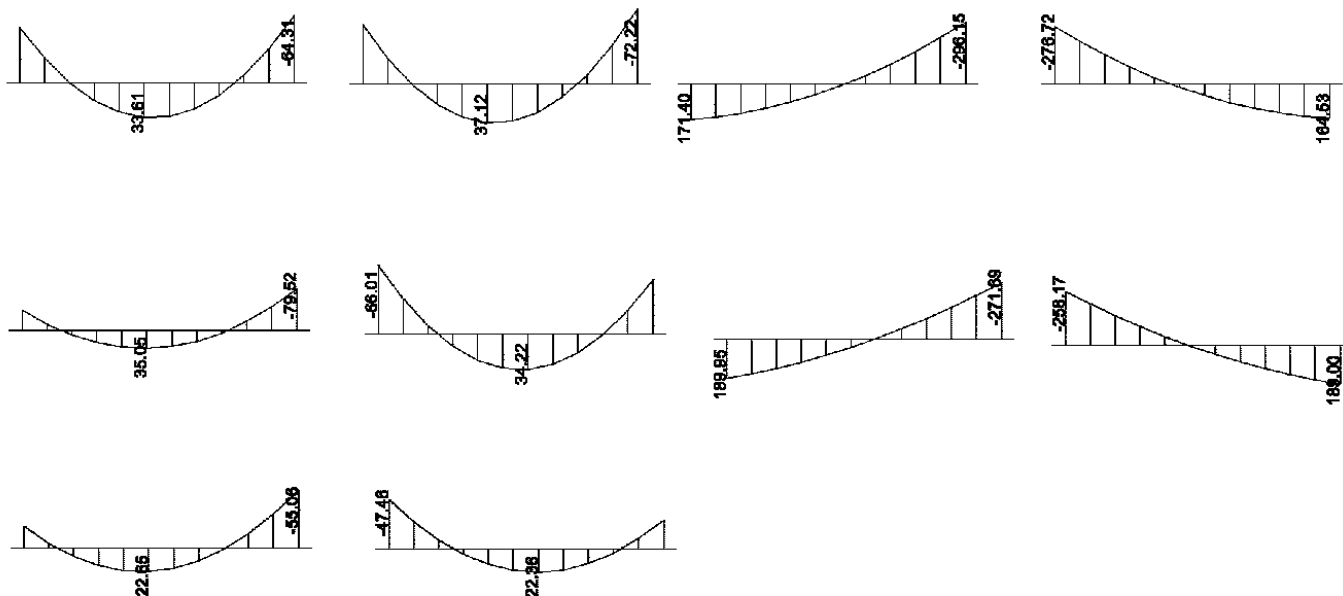
دیگرام لنگرهای خمشی تحت اثر بارهای مرده، زنده و زلزله بر حسب kN.m در شکل زیر داده شده است.



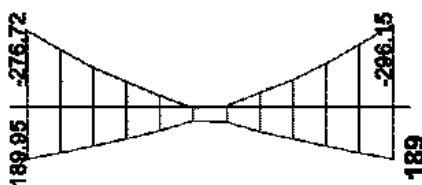
دیگرام برش در تیر AB:

دیاگرام لنگر تحت اثر ترکیب بارها:

- UDCON1=1.4D
 UDCON2=1.2D+1.6L
 UDCON3=1.2D+L+EX
 UDCON4=1.2D+L-EX
 UDCON5=1.2D+L+EY
 UDCON6=1.2D+L-EY
 UDCON7=0.9D+EX
 UDCON8=0.9D-EX
 UDCON9=0.9D+EY
 UDCON10=0.9D-EY



دیاگرام پوش مربوط به کل ترکیب بارها به صورت زیر می باشد:



مقادیر لنگرهای انتهایی باید ضوابط حداقل تیرهای متوسط را ارضا نمایند:

Type of Check/ Design	Ordinary Moment Resisting Frames (Non-Seismic)	Intermediate Moment Resisting Frames (Seismic)	Special Moment Resisting Frames (Seismic)
-----------------------	--	--	---

Beam Min. Moment Override Check

No Requirement

$$M_{uend}^+ \geq \frac{1}{3} M_{uend}^-$$

$$M_{uend}^+ \geq \frac{1}{2} M_{uend}^-$$

$$M_{uspan}^+ \geq \frac{1}{5} \max \{ M_u^+, M_u^- \}_{end}$$

$$M_{uspan}^+ \geq \frac{1}{4} \max \{ M_u^+, M_u^- \}_{end}$$

$$M_{uspan}^- \geq \frac{1}{5} \max \{ M_u^+, M_u^- \}_{max}$$

$$M_{uspan}^- \geq \frac{1}{4} \max \{ M_u^+, M_u^- \}_{end}$$

$$\frac{M_{end}^-}{5} = \frac{296.15}{5} = 59.23 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_{end}^-}{3} = \frac{296.15}{3} = 98.717 \text{ kN.m}$$

محاسبه آرماتورهای خمشی لازم برای دو انتهای تیر:

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{296.15 \times 10^6}{0.9 \times 450 \times (500 - 60)^2} = 3.777 \left. \begin{array}{l} m = \frac{F_y}{0.85 f_c} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.82 \end{array} \right\} \rightarrow \rho = \frac{1}{18.82} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3.777}{0.85 \times 25}} \right) = 0.010475$$

$$A_s^{top-Right} = \rho \times b d = 2074.13 \text{ mm}^2$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{189.00 \times 10^6}{0.9 \times 450 \times (500 - 60)^2} = 2.41 \left. \begin{array}{l} m = \frac{F_y}{0.85 f_c} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.82 \end{array} \right\} \rightarrow \rho = \frac{1}{18.82} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2.41}{0.85 \times 25}} \right) = 0.006413$$

$$A_s^{bot-Right} = \rho \times b d = 1269.83 \text{ mm}^2$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{276.72 \times 10^6}{0.9 \times 450 \times (500 - 60)^2} = 3.529 \left. \begin{array}{l} m = \frac{F_y}{0.85 f_c} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.82 \end{array} \right\} \rightarrow \rho = \frac{1}{18.82} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3.529}{0.85 \times 25}} \right) = 0.009711$$

$$A_s^{top-Left} = \rho \times b d = 1922.69 \text{ mm}^2$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{189.95 \times 10^6}{0.9 \times 450 \times (500 - 60)^2} = 2.422 \left. \begin{array}{l} m = \frac{F_y}{0.85 f_c} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.82 \end{array} \right\} \rightarrow \rho = \frac{1}{18.82} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2.422}{0.85 \times 25}} \right) = 0.006448$$

$$A_s^{bot-Left} = \rho \times b d = 1276.65 \text{ mm}^2$$

کنترل آرماتور حداقل و آرماتور حداکثر:

$$\rho_{min} = \text{Max} \left(\frac{1.4}{400}, \frac{\sqrt{25}}{4 \times 400} \right) = 0.0035$$

$$\rho_{max} = 0.85 \times \beta_1 \times \frac{25}{400} \times \frac{3}{7} = 0.019$$

در محاسبات فوق از تاثیر فولاد فشاری صرف نظر شده است.

محاسبه برش طراحی تیر بر اساس ضوابط لرزه ای با شکل پذیری متوسط:
مقادیر لنگرهای مقاوم دو انتها (با منظور کردن میلگردهای فشاری) به صورت زیر می باشد:

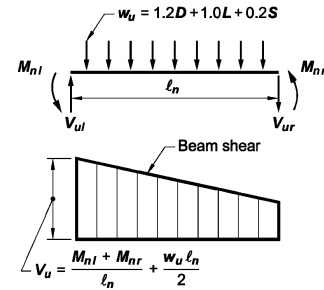
M-Left-Negative	309.38541 kN.m
M-Left-Positive	210.93597 kN.m
M-Right- Negative	332.2184 kN.m
M-Right- Positive	209.88925 kN.m

با توجه به بار مرده و زنده ($q_L=3.8638 \text{ kN/m}$ $q_D=18.1365 \text{ kN/m}$)، مقدار برش طبق بند 18.4.2.3(a) به صورت زیر محاسبه می شود:

$$q = 1.2D + L = 1.2 \times 18.1365 + 3.8638 = 25.6276 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_{\text{Left-capacity}} = \frac{309.4 + 209.9}{5.9 - 0.5} + \frac{25.6276 \times (5.9 - 0.5)}{2} = 165.35 \text{ kN}$$

$$V_{\text{Right-capacity}} = \frac{332.2 + 210.9}{5.9 - 0.5} + \frac{25.6276 \times (5.9 - 0.5)}{2} = 169.8 \text{ kN}$$



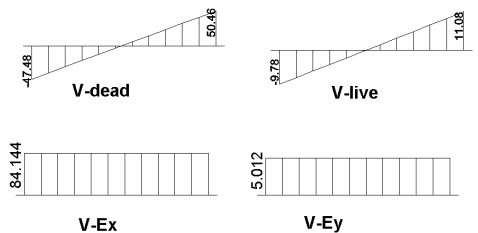
با توجه به بار مرده و زنده ($q_L=3.8638 \text{ kN/m}$ $q_D=18.1365 \text{ kN/m}$)، مقدار برش طبق بند 18.4.2.3 (b) به صورت زیر محاسبه می شود:

$$V_{\text{Left-with } 2E} = 1.2V_D + V_L - (2V_E) = -235$$

$$V_{\text{Right-with } 2E} = 1.2V_D + V_L + (2V_E) = 239.94$$

$$V_{\text{Left-max}} = \text{Min}(V_{\text{Left-with } 2E}, V_{\text{Left-capacity}}) = 165.35 \text{ kN}$$

$$V_{\text{Right-max}} = \text{Min}(V_{\text{Right-with } 2E}, V_{\text{Right-capacity}}) = 169.8 \text{ kN}$$



با توجه به اینکه مقادیر برش در دو انتهای تیر تفاوت کمی با هم دارند، طراحی خاموت ها را می توان در هر دو انتها بر اساس برش 169.8 kN انجام داد:

$$V_u = \varphi(V_c + V_s)$$

$$169.8 = 0.75(0.17\sqrt{25} \times 450 \times 440) + 0.75 \left(\frac{A_v}{s} \times 440 \times 300 \right) \rightarrow \frac{A_v}{s} = 0.44$$

$$\left(\frac{A_v}{s} \right)_{\text{min}} = \text{Max} \left(\frac{0.35b}{F_y}, \frac{0.062\sqrt{25}b}{F_y} \right) = \frac{0.35 \times 450}{300} = 0.525$$

حداکثر فاصله خاموت ها، (با فرض اینکه میلگردهای طولی $\Phi 22$ و قطر خاموت ها برابر $\Phi 8$) برابر است با:

$$s_{\text{max}} = \text{Min} \left[\frac{440}{4}, 8 \times 22, 24 \times 8, 300 \right] = 110 \text{ mm}$$

فواصل خاموت ها را برابر 100mm انتخاب می کنیم. در این صورت مساحت لازم برای خاموت ها برابر $A_v = 52.5 \text{ mm}^2$ خواهد بود. با فرض یک حلقه بسته خاموت، قطر محاسباتی برای خاموت برابر 5.78 mm می باشد.

می توان در دو انتهای تیر از $\Phi 8 @ 100\text{mm}$ استفاده نمود. این خاموت ها باید تا فاصله دو برابر ارتفاع تیر در دو انتها قرار گیرند. در خارج از ناحیه 2h در دو انتها، مقدار خاموت لازم بر اساس حداکثر برش تیر تعیین می شود و از آنجا که در دو انتها خاموت حداقل حاکم شده است، مسلماً برای قسمت های میانی که برش کمتر است، نیز حداقل حاکم خواهد شد.

در قسمت های میانی حداکثر فواصل میلگردها $d/2=220\text{mm}$ می باشد. با توجه به اینکه قطر خاموت ها برابر $\Phi 8$ انتخاب شده است:

$$\left(\frac{2 \times 3.14 \times 4^2}{s} \right) = 0.525 \rightarrow s = 191 \text{ mm} \rightarrow \text{Use } \Phi 8 @ 150\text{mm}$$

محاسبه برش طراحی تیر بر اساس ضوابط لرزه ای با شکل پذیری ویژه:

مقادیر لنگرهای مقاوم دو انتها (با منظور کردن میلگردهای فشاری)، با فرض اینکه تنش تسلیم میلگردها برابر $1.25F_y$ باشد، به صورت زیر می باشد:

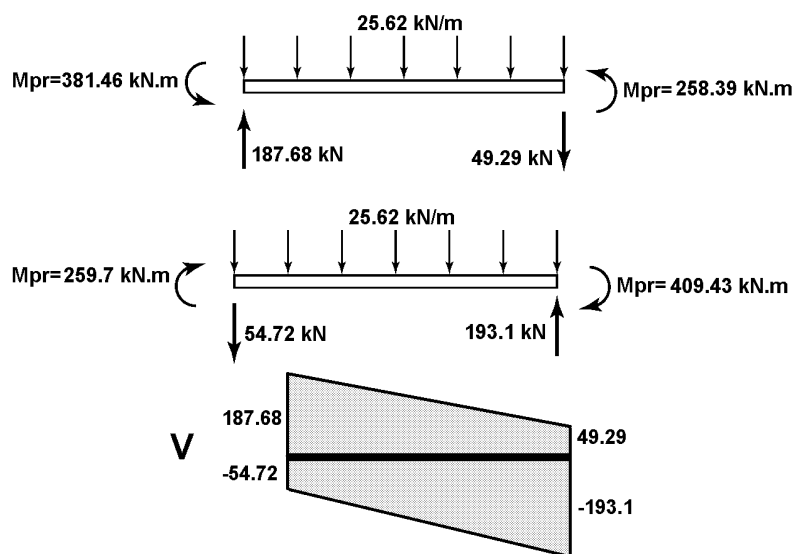
M-Left-top	381.45961
M-Left-bot	259.6998
M-Right-top	409.43229
M-Right-Bot	258.38791

با توجه به بار مرده و زنده ($q_L=3.8638 \text{ kN/m}$ $q_D=18.1365 \text{ kN/m}$)، مقدار برش طبق بند 18.6.5.1 به صورت زیر محاسبه می شود:

$$q = 1.2D + L = 1.2 \times 18.1365 + 3.8638 = 25.6276 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_{\text{Left-capacity}} = \frac{381.46 + 258.39}{5.9 - 0.5} + \frac{25.6276 \times (5.9 - 0.5)}{2} = 187.68 \text{ kN}$$

$$V_{\text{Right-capacity}} = \frac{409.43 + 259.7}{5.9 - 0.5} + \frac{25.6276 \times (5.9 - 0.5)}{2} = 193.1 \text{ kN}$$



21.5.4.2 — Transverse reinforcement

Transverse reinforcement over the lengths identified in 21.5.3.1 shall be proportioned to resist shear assuming $V_c = 0$ when both (a) and (b) occur:

(a) The earthquake-induced shear force calculated in accordance with 21.5.4.1 represents one-half or more of the maximum required shear strength within those lengths;

(b) The factored axial compressive force, P_u , including earthquake effects is less than $A_g f'_c / 20$.

$$\frac{381.46 + 258.39}{5.9 - 0.5} > \frac{1}{2} \left[\frac{381.46 + 258.39}{5.9 - 0.5} + \frac{25.6276 \times (5.9 - 0.5)}{2} \right] \rightarrow V_c = 0$$

$$\frac{409.43 + 259.7}{5.9 - 0.5} > \frac{1}{2} \left[\frac{409.43 + 259.7}{5.9 - 0.5} + \frac{25.6276 \times (5.9 - 0.5)}{2} \right] \rightarrow V_c = 0$$

مقادیر برش در دو انتهای تیر تفاوت کمی با هم دارند و طراحی خاموت ها را می توان در هر دو انتها بر اساس برش 193.1 kN انجام داد:

$$V_u = \phi(0 + V_s)$$

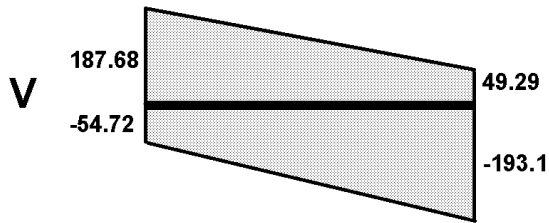
$$193.1 = 0.75 \left(\frac{A_v}{s} \times 440 \times 300 \right)$$

$$\frac{A_v}{s} = 1.95$$

حداکثر فاصله خاموت ها، (با فرض اینکه میلگردهای طولی $\Phi 22$ و قطر خاموت ها برابر $\Phi 10$) برابر است با:

$$s_{max} = \text{Min} \left[\frac{440}{4}, 6 \times 22, 24 \times 10, 150 \right] = 110 \text{ mm}$$

محاسبه برش در قسمت میانی تیر

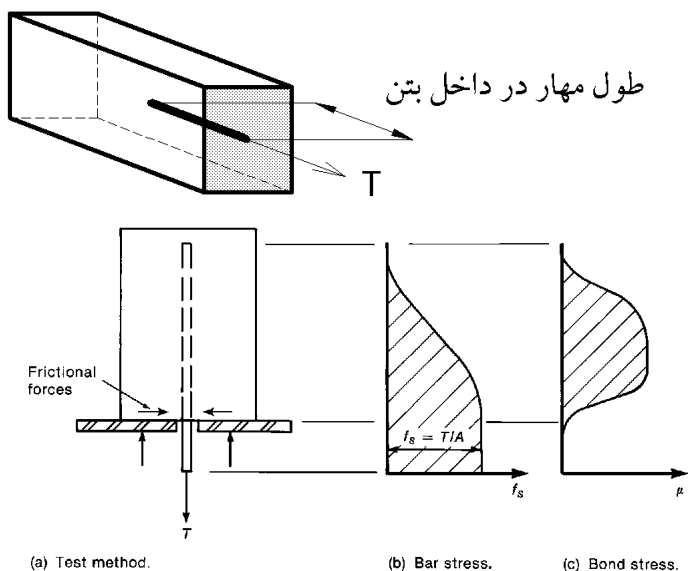
مقدار برش به فاصله $2h=2*0.5=1$ m از بر تکیه گاه برابر است با:

$$V_{2h} = 193 - \frac{2h}{L_h} \times (193.1 - 54.72) = 167.37 \text{ kN}$$

$$167.37 = 0.75 \left(450 \times 440 \times 0.17\sqrt{25} + \frac{A_v}{s} \times 440 \times 400 \right)$$

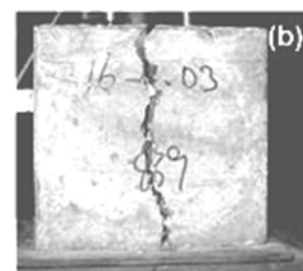
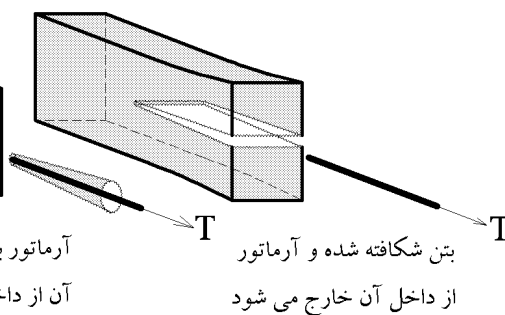
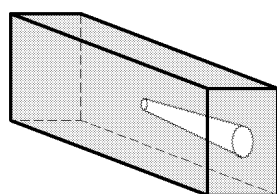
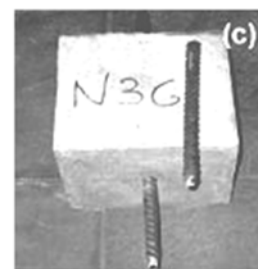
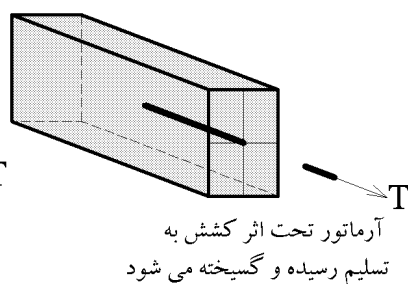
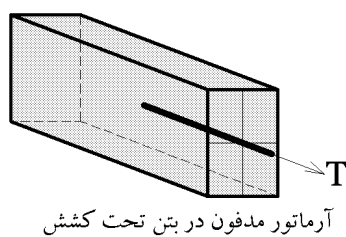
$$\frac{A_v}{s} = 0.312$$

$$\left(\frac{A_v}{s} \right)_{min} = \text{Max} \left(\frac{0.35b}{F_y}, \frac{0.062\sqrt{25}b}{F_y} \right) = \frac{0.35 \times 450}{300} = 0.525$$



با افزایش نیروی وارد بر میلگرد دو حالت ممکن است اتفاق افتد:

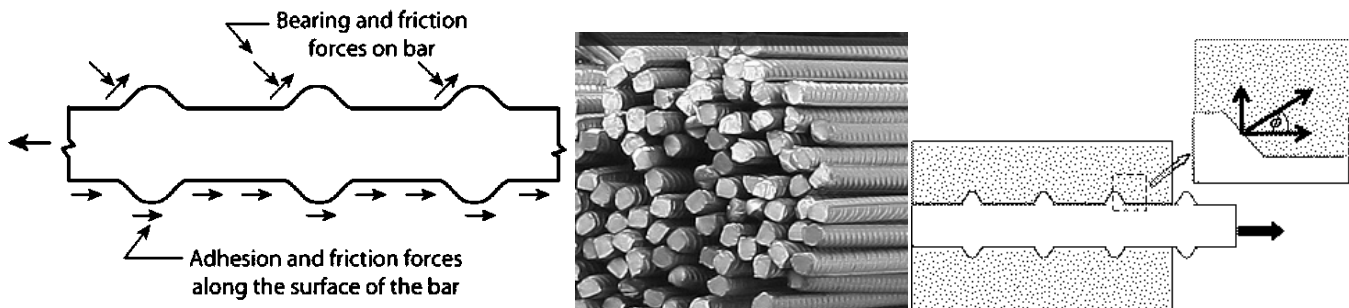
- ۱- نیروی T به نیروی تسلیم فولاد رسیده و موجب تسلیم فولاد شود.
- ۲- قبل از اینکه T به نیروی تسلیم فولاد برسد، میلگرد از داخل بتن سر خورده و بیرون کشیده شود.



انتقال نیرو از میلگرد به بتن از سه طریق انجام می شود:

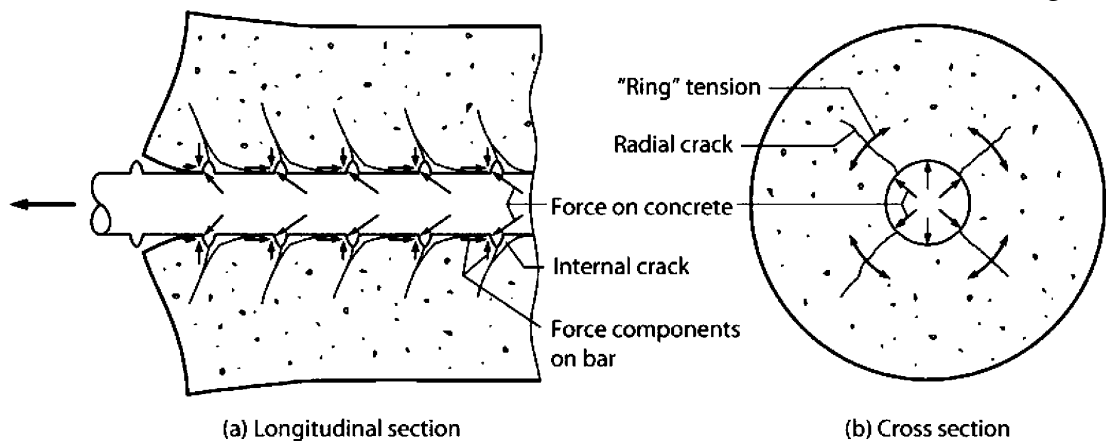
- چسبندگی شیمیایی بین فولاد و بتن (chemical adhesion)
- اصطکاک ناشی از زبری سطح میلگرد (frictional forces)
- مهار مکانیکی و یا برجستگی روی میلگرد (آج)

در شکل زیر این نیروها نشان داده شده اند:



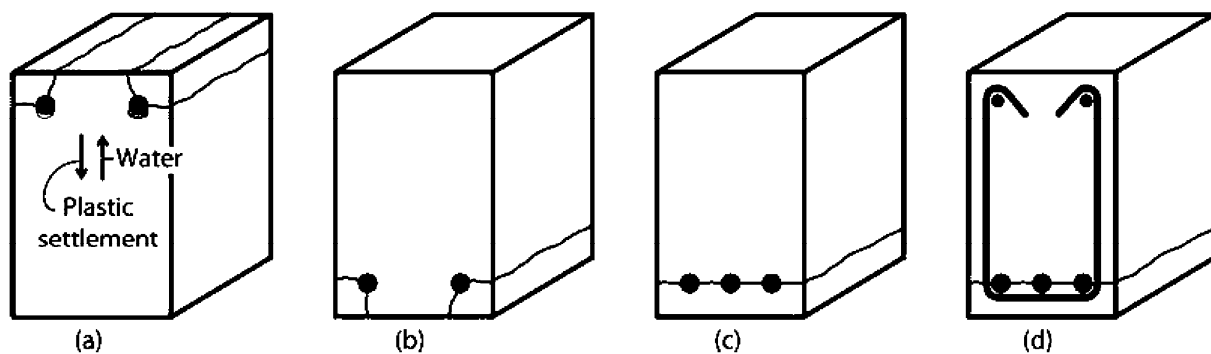
چسبندگی شیمیایی ضعیف است و پس از لغزش جزئی میلگرد از بین می رود. عمده انتقال نیرو از طریق آجها انجام می شود.

شکل زیر یک میلگرد آجدار را تحت کشش نشان میدهد. کشش در میلگرد موجب افزایش طول آن میشود و کرنش طولی آن افزایش می یابد. این افزایش طول موجب لغزش میلگرد داخل بتن می شود. پس از ایجاد لغزش، میلگرد از طریق آجها به بتن اتکا می کند. نیروهای اتکایی که از طرف آجها به بتن وارد می شود همراه با تنش های برشی وارد بر بتن موجب ایجاد ترک در بتن می شود. بیشترین لغزش در انتهای بارگذاری شده میلگرد رخ می دهد و با افزایش بار ممکن است تنش پیوستگی بین بتن و میلگرد در انتهای میلگرد کاهش یابد.

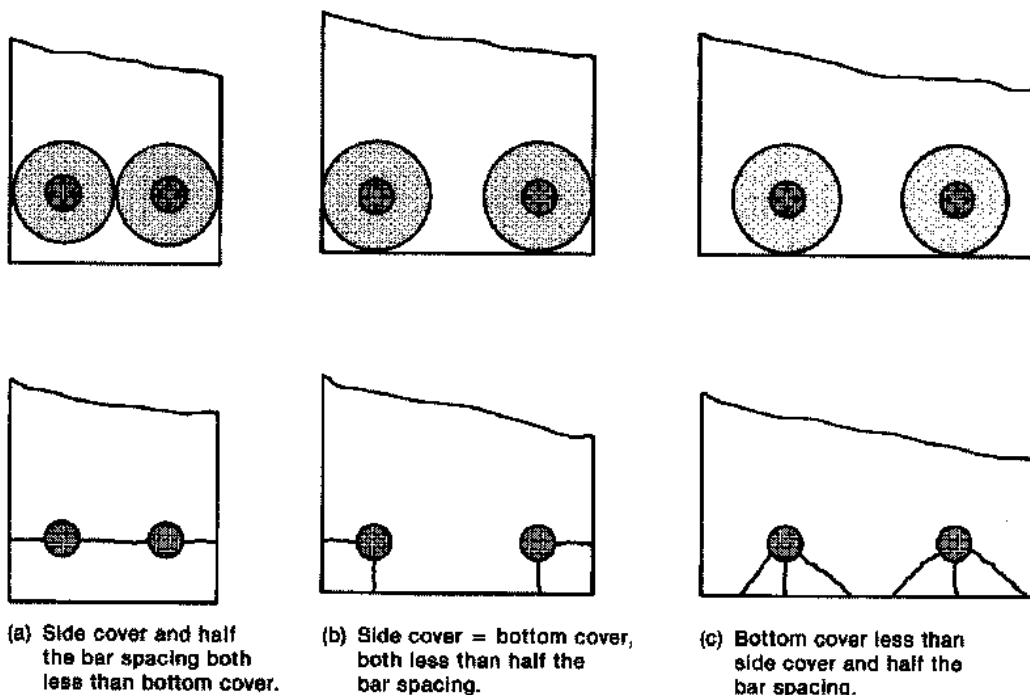


در شکل سمت راست مشاهده میشود ترک های شعاعی در داخل بتن ایجاد میشود.

- در مواردی که پوشش روی میلگرد کم باشد (کمتر از حدوداً ۲ برابر قطر میلگرد) ترک های شعاعی می تواند مانند شکل (b) تا سطح آزاد بتن گسترش یابد.
- در مواردی مانند حالت (a) و (b) که فاصله میلگردها از هم زیاد است، تعداد ۲ یا چند ترک می تواند موجب خرابی شود.
- در مواردی مانند شکل (c) که فاصله میلگردها در داخل کم است، علاوه بر ترکهای کناری، ممکن است مابین میلگردها نیز ترک ایجاد می شود که در این حالت یک سطح ترک کلی ایجاد می شود.
- شکل (d) نشان میدهد که وجود آرماتور عرضی (که از سطح ترک عبور می کند) می تواند از باز شدن ترک ممانعت کند.



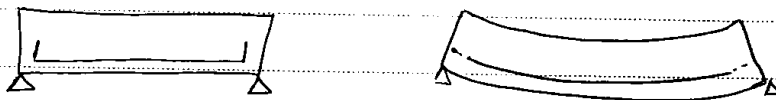
(شکل برگرفته از کتاب بتن Moehle)



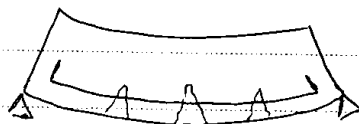
رفتار آرماتورهای صاف:



آرماتور صاف نیاز به طول مهار زیادی دارد و در صورت افزایش بار وارد بر آن بدون ایجاد شکاف در بتن، در داخل آن می لغزد. یک راه مناسب برای مهار آرماتور صاف استفاده از قلاب در انتهای میلگرد می باشد.



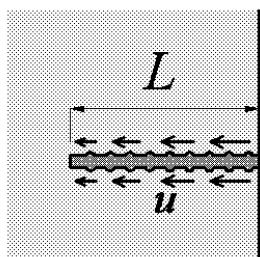
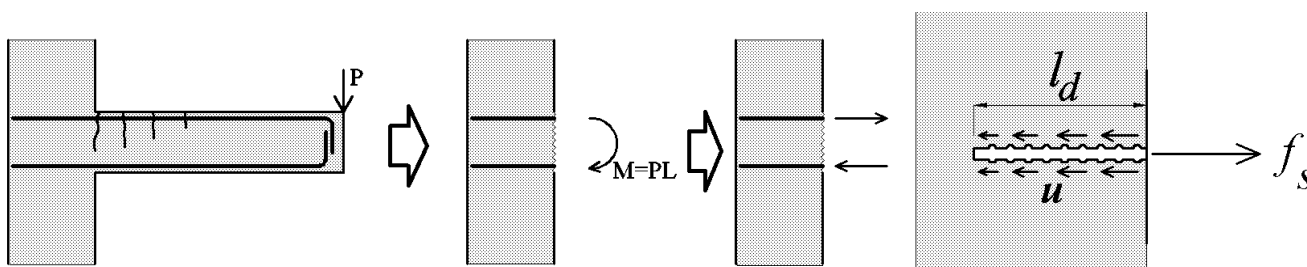
در حالت میلگرد صاف با قلاب انتهایی به علت لغزش آرماتور در نواحی کنده گاه تعداد ترکهای خشن کاهش می یابد و طول عین آرماتور افزایش می یابد.



مفهوم پیوستگی بین بتن و میلگرد در دو حالت مطالعه می شود:

۱- پیوستگی مهاری

در شکل زیر بتن به فولاد (و برعکس فولاد هم به بتن) تنش های اصطکاکی (u) وارد می کند. اگر این تنشها نباشند، آرماتور از داخل بتن سر خورده و بیرون کشیده می شود. بنابراین این تنشها موجب ایجاد پیوستگی بین فولاد و بتن می شوند و آنها را تنشهای پیوستگی (و یا چسبندگی) می نامند. در شکل زیر تنش موجود در آرماتور (f_s) از طریق تنشهای پیوستگی مهاری (u) به بتن منتقل می شود. هرچه طول l_d در شکل زیر بیشتر باشد توانایی بتن در مهار آرماتور افزایش یافته و تنش پیوستگی مهاری (u) کاهش می یابد. با کاهش l_d تنشهای u افزایش یافته و ممکن است بتن تاب تحمل u بالا را نداشته و گسیخته شود.



f_s : تنش در آرماتور

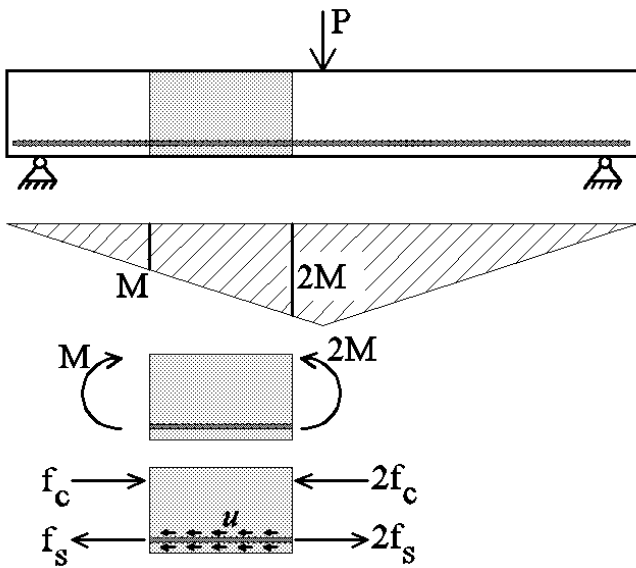
u: تنش چسبندگی بین آرماتور و بتن

$$f_s \times \frac{\pi D^2}{4} = u \times L \times \pi D$$

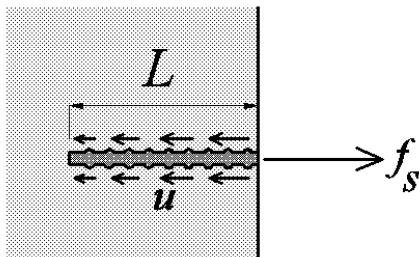
$$\Rightarrow L = \frac{f_s \times D}{4u}$$

۲- پیوستگی خمشی

در شکل زیر به دلیل تغییر مقدار لنگر در طول تیر، تنش کششی در آرماتور تغییر می‌کند. در این حالت برای حفظ تعادل در راستای افقی برای آرماتور، تنش‌های پیوستگی خمشی (u) را خواهیم داشت.



۱-۶- پیوستگی مهاری



f_s : تنش در آرماتور

u : تنش پیوستگی بین آرماتور و بتن

$$f_s \times \frac{\pi D^2}{4} = u \times L \times \pi D$$

$$\Rightarrow L = \frac{f_s \times D}{4u}$$

نکته: f_y طول محاسبه لنگر \uparrow L

قطر آرماتور \uparrow D

مساحت \uparrow $A (D^2)$

تنش پیوستگی \uparrow u بتن دارد

۱۲۵- یک آرماتور $\Phi 16$ جهت بلند کردن بلوکی بتنی به وزن W در طول L درون بلوک تعبیه شده است. در صورتی که متوسط تنش پیوستگی بین آرماتور و بتن 10 MPa باشد، حداقل مقدار L برای آن که بیشینه وزن W قابل حمل باشد چند میلی‌متر (mm) است؟ بتن از رده $C30$ و فولاد از رده $S400$ است.

۱۲۰ (۱)

۱۴۰ (۲)

۱۶۰ (۳)

۱۸۰ (۴)

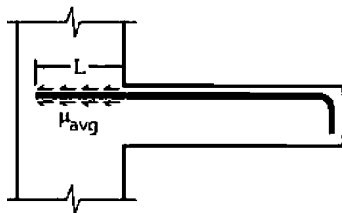
حداکثر نیروی W مطابق رابطه زیر، بر اساس طول مهار میلگرد و نیز مقاومت تسلیم میلگرد بدست می‌آید.

$$W = \text{Min} \begin{cases} u \times L \times \pi D = 10 \times L \times 3.14 \times 16 = 502.4L \\ A_s F_y = 3.14 \times 8^2 \times 400 = 80384 \end{cases}$$

برای حداکثر شدن مقدار W باید:

$$502.4L \geq 80384 \quad \rightarrow \quad L \geq 160 \text{ mm}$$

۱۱۴- در شکل زیر انتقال نیروی کششی به بتن در میلگرد فوقانی تیرکنسولی نمایش داده شده است که در آن u_{avg} تنش پیوستگی متوسط، L طول مستقیم میلگرد در ستون و d_b قطر میلگرد می‌باشد. در حالتیکه فولاد به حد تسلیم برسد، با دو برابر شدن قطر میلگرد و ثابت بودن سایر مشخصات، u_{avg} چه تغییری می‌کند؟



(۱) ثابت می‌ماند.

(۲) نصف می‌شود.

(۳) دو برابر می‌شود.

(۴) چهار برابر می‌شود.

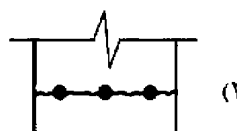
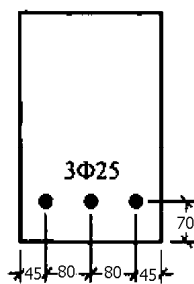
اگر نیروی وارد بر میگرد ثابت بماند مطابق رابطه زیر گزینه ۲ صحیح خواهد بود.

$$u_{avg} \times L \times \pi D = \text{نیروی ثابت اولیه} \quad \rightarrow \quad u_{avg} = \frac{\text{نیروی ثابت اولیه}}{L \times \pi D}$$

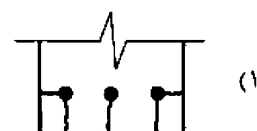
اگر تنش بر میگرد ثابت بماند مطابق رابطه زیر گزینه ۳ صحیح خواهد بود.

$$u_{avg} \times L \times \pi D = \frac{\pi D^2}{4} F_y \quad \rightarrow \quad u_{avg} = \frac{DF_y}{4L}$$

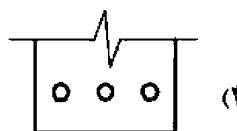
۱۱۷- در صورتی که مقطع تیر زیر دچار گسیختگی ناشی از تنش پیوستگی بین فولاد و بتن گردد، کدام یک از حالات زیر محتمل‌تر است؟ (اندازه‌ها به میلی‌متر است)



(۲)



(۱)



(۴)



(۳)

بیرون کشیدگی میلگرد از بتن

گزینه ۲

25.4—Development of reinforcement

25.4.1.3 Development lengths do not require a strength reduction factor ϕ .

25.4.2 *Development of deformed bars and deformed wires in tension*

25.4.2.1 Development length ℓ_d for deformed bars and deformed wires in tension shall be the greater of (a) and (b):

(a) Length calculated in accordance with 25.4.2.2 or 25.4.2.3 using the applicable modification factors of 25.4.2.4

(b) 300 mm

25.4.2.3 For deformed bars or deformed wires, ℓ_d shall be calculated by:

$$\ell_d = \left(\frac{f_y}{1.1\lambda\sqrt{f'_c}} \frac{\Psi_t\Psi_e\Psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)} \right) d_b \quad (25.4.2.3a)$$

in which the confinement term $(c_b + K_{tr})/d_b$ shall not exceed 2.5, and

$$K_{tr} = \frac{40A_{tr}}{sn} \quad (25.4.2.3b)$$

where n is the number of bars or wires being developed or lap spliced along the plane of splitting. It shall be permitted to use $K_{tr} = 0$ as a design simplification even if transverse reinforcement is present.

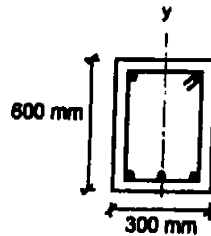
25.4.2.4 For the calculation of ℓ_d , modification factors shall be in accordance with Table 25.4.2.4.

Table 25.4.2.4—Modification factors for development of deformed bars and deformed wires in tension

Modification factor	Condition	Value of factor
Lightweight λ	Lightweight concrete	0.75
	Lightweight concrete, where f_{ci} is specified	In accordance with 19.2.4.3
	Normalweight concrete	1.0
Epoxy ^[1] Ψ_e	Epoxy-coated or zinc and epoxy dual-coated reinforcement with clear cover less than $3d_b$ or clear spacing less than $6d_b$	1.5
	Epoxy-coated or zinc and epoxy dual-coated reinforcement for all other conditions	1.2
	Uncoated or zinc-coated (galvanized) reinforcement	1.0
Size Ψ_s	No. 22 and larger bars	1.0
	No. 19 and smaller bars and deformed wires	0.8
Casting position ^[1] Ψ_t	More than 300 mm of fresh concrete placed below horizontal reinforcement	1.3
	Other	1.0

^[1]The product $\Psi_e\Psi_t$ need not exceed 1.7.

۳۱- در تیری با مقطع مطابق شکل تحت اثر لنگر خمشی مثبت (قسمت پایین مقطع تحت اثر کشش) در صورتیکه $A_s = 3\Phi 25$ و $A'_s = 2\Phi 20$ خاموتها c/c $\Phi 12 @ 150 mm$ پوشش بتن برابر 50 میلی‌متر و آرماتورگذاری متقارن نسبت به محور y ها و آرماتور طولی از نوع S400 و آرماتور عرضی (خاموت) از نوع S340 باشد، ضریب دقیق محاسباتی $\left(\frac{c+K_{tr}}{d_b}\right)$ برای تعیین طول مهار آرماتورهای کششی که در یک محل قطع و یا وصله می‌شوند، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (C) برابر کوچکترین دو مقدار فاصله مرکز میلگرد از نزدیک‌ترین رویه بتن و نصف فاصله مرکز تا مرکز میلگردها می‌باشد)



(۱) 3.30

(۲) 2.50

(۳) 2.20

(۴) 2.00

فاصله مرکز میلگرد تا رویه بتن برابر است با:

$$\text{Cover to rebar center} = 50 + 12 + 12.5 = 74.5 \text{ mm}$$

فاصله مرکز تا مرکز میلگردهای کششی از هم برابر است با:

$$S_{\text{bar to bar}} = \frac{300 - 74.5 \times 2}{2} = 75.5 \quad \rightarrow \quad c = \text{Min} \left(74.5, \frac{75.5}{2} \right) = 37.75 \text{ mm}$$

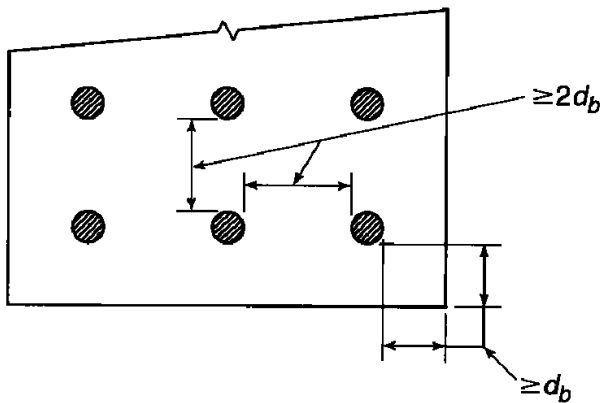
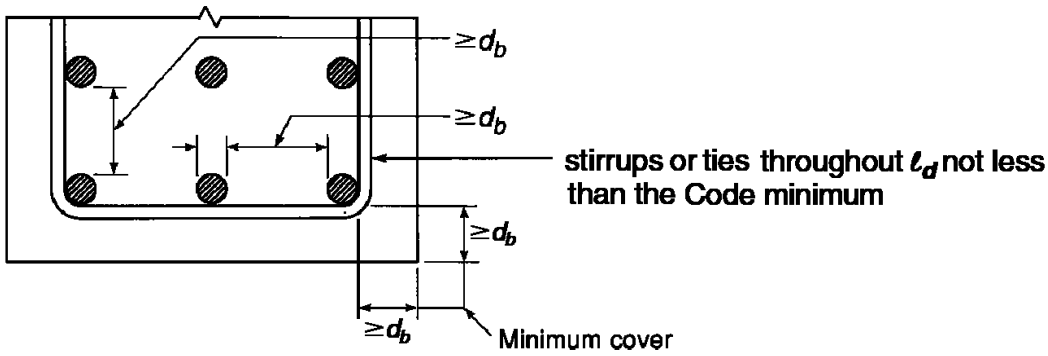
$$K_{tr} = \frac{40(2\pi \times 6^2)}{150 \times 3} = 20.1 \text{ mm}$$

$$\frac{k_{tr} + c}{d_b} = \frac{20.1 + 37.75}{25} = 2.3$$

25.4.2.2 For deformed bars or deformed wires, ℓ_d shall be calculated in accordance with Table 25.4.2.2.

Table 25.4.2.2—Development length for deformed bars and deformed wires in tension

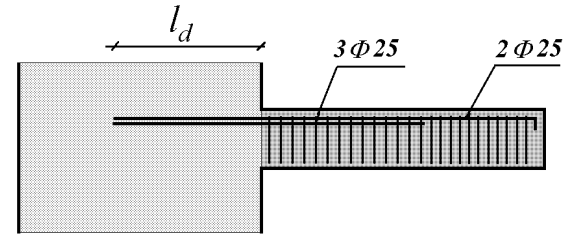
Spacing and cover	No. 19 and smaller bars and deformed wires	No. 22 and larger bars
Clear spacing of bars or wires being developed or lap spliced not less than d_b , clear cover at least d_b , and stirrups or ties throughout ℓ_d not less than the Code minimum or Clear spacing of bars or wires being developed or lap spliced at least $2d_b$ and clear cover at least d_b	$\left(\frac{f_y \Psi_i \Psi_e}{2.1 \lambda \sqrt{f'_c}}\right) d_b$	$\left(\frac{f_y \Psi_i \Psi_e}{1.7 \lambda \sqrt{f'_c}}\right) d_b$
Other cases	$\left(\frac{f_y \Psi_i \Psi_e}{1.4 \lambda \sqrt{f'_c}}\right) d_b$	$\left(\frac{f_y \Psi_i \Psi_e}{1.1 \lambda \sqrt{f'_c}}\right) d_b$



مثال:

طول مهاری لازم برای میلگردهای شکل زیر را در داخل دیوار و نیز داخل تیر تعیین کنید. در داخل دیوار آرماتورهای طولی فاقد آرماتور عرضی می باشند و در داخل تیر از $\Phi 10@100mm$ استفاده شده است. آرماتورهای طولی $5 \times \Phi 25$ و با فواصل مساوی می باشد.

b	400	mm
h	600	mm
bar-D	25	mm
No. of bars	5	
Stirrup-D	10	mm
Stirrup-S	100	mm



پوشش بتن تا مرکز میلگردهای طولی:

$$40 + 10 + \frac{25}{2} = 62.5 \text{ mm}$$

فاصله خالص بین میلگردهای طولی:

$$\frac{(400 - 2 \times 50 - 5 \times 25)}{4} = 43.75 \text{ mm}$$

محاسبه طول مهاری در داخل دیوار

در داخل دیوار، میلگردهای طولی تیر فاقد خاموت می باشند و از طرفی فاصله خالص میلگردها کمتر از دو برابر قطر میلگردهای طولی است $(43.75 < 2 \times 25)$ بنابراین مقدار تقریبی طول مهاری میلگردها برابر است با:

$$l_d = \frac{F_y \Psi_t \Psi_e}{1.1 \lambda \sqrt{f'_c}} \times d = \frac{400 \times 1.3 \times 1}{1.1 \times 1 \times \sqrt{25}} \times d = 94.5 \times d = 2363 \text{ mm}$$

با استفاده از رابطه دقیق:

$$c = \text{Min} \left(62.5, \frac{43.75 + 25}{2} \right) = 34.375 \text{ mm} \left. \begin{array}{l} Ktr = \frac{40A_v}{sn} = 0 \end{array} \right\} \rightarrow \left(\frac{c + ktr}{d} \right) = \frac{34.375}{25} = 1.375 < 2.5$$

$$l_d = \frac{F_y \Psi_t \Psi_e \Psi_s}{1.1 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{c + ktr}{d} \right)} \times d = \frac{400 \times 1.3 \times 1}{1.1 \times 1 \times \sqrt{25} (1.375)} \times d = 68.76 \times d = 1719 \text{ mm}$$

محاسبه طول مهار میلگردهای تقویتی در داخل تیر

در داخل تیر، میلگردهای طولی تیر دارای خاموت (به حد کافی) می باشند و از طرفی فاصله خالص میلگردها بیشتر از قطر میلگردهای طولی است (43.75 > 25) بنابراین مقدار تقریبی طول مهار میلگردها برابر است با:

$$\left. \begin{array}{l} 43.75 > 25 \\ \frac{A_v}{s} = 1.57 \text{ mm} > \left(\frac{A_v}{s}\right)_{\min} \\ \text{Bar size} = 25 \text{ mm} > 19 \text{ mm} \end{array} \right\} l_d = \frac{F_y \Psi_t \Psi_e}{1.7 \lambda \sqrt{f'_c}} \times d = \frac{400 \times 1.3 \times 1}{1.7 \times 1 \times \sqrt{25}} \times d = 61.17 \times d = 1529 \text{ mm}$$

با استفاده از رابطه دقیق:

$$\left. \begin{array}{l} c = \text{Min} \left(62.5, \frac{43.75 + 25}{2} \right) = 34.375 \text{ mm} \\ Ktr = \frac{40A_v}{sn} = \frac{40 \times 2 \times (\pi \times 5^2)}{100 \times 3} = 20.93 \end{array} \right\} \rightarrow \left(\frac{c + ktr}{d} \right) = 2.21 < 2.5$$

$$l_d = \frac{F_y \Psi_t \Psi_e \Psi_s}{1.1 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{c + ktr}{d} \right)} \times d = \frac{400 \times 1.3 \times 1}{1.1 \times 1 \times \sqrt{25} (2.21)} \times d = 42 \times d = 1068 \text{ mm}$$

25.4.9 Development of deformed bars and deformed wires in compression

25.4.9.1 Development length ℓ_{dc} for deformed bars and deformed wires in compression shall be the greater of (a) and (b)

- (a) Length calculated in accordance with 25.4.9.2
(b) 200 mm

25.4.9.2 ℓ_{dc} shall be the greater of (a) and (b), using the modification factors of 25.4.9.3:

$$(a) \left(\frac{0.24 f_y \psi_r}{\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$$

$$(b) 0.043 f_y \psi_r d_b$$

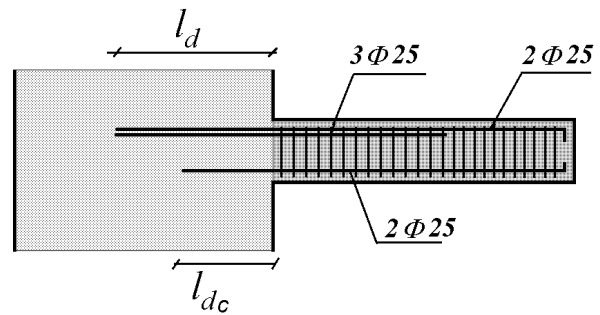
25.4.9.3 For the calculation of ℓ_{dc} , modification factors shall be in accordance with Table 25.4.9.3, except ψ_r shall be permitted to be taken as 1.0.

Table 25.4.9.3—Modification factors for deformed bars and wires in compression

Modification factor	Condition	Value of factor
Lightweight λ	Lightweight concrete	0.75
	Lightweight concrete, if f_{ct} is specified	In accordance with 19.2.4.3
	Normalweight concrete	1.0
Confining reinforcement ψ_r	Reinforcement enclosed within (1), (2), (3), or (4): (1) a spiral (2) a circular continuously wound tie with $d_b \geq 6$ mm and pitch 100 mm (3) No. 13 bar or MD130 wire ties in accordance with 25.7.2 spaced ≤ 100 mm on center (4) hoops in accordance with 25.7.4 spaced ≤ 100 mm on center	0.75
	Other	1.0

طول مهاری لازم برای میلگردهای فشاری در پایین تیر زیر را در داخل دیوار تعیین کنید.

b	400	mm
h	600	mm

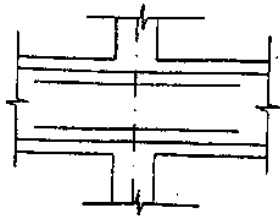


$$l_{dc} = \text{Max} \left(200 \text{ mm}, \frac{0.24 \Psi_r F_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} d_b, 0.043 \Psi_r F_y d_b \right)$$

$$= \text{Max} \left(200 \text{ mm}, \frac{0.24 \times 1 \times 400}{\sqrt{25}} d_b, 0.0043 \times 1 \times 400 \times d_b \right) = 19.2 d_b = 480 \text{ mm}$$

نظارت ۱۳۸۳

۴۳- در یک اتصال میانی تیر به ستون میلگردهای تقویتی از $4\Phi 18 (107.16 \text{ cm}^2)$ به $3\Phi 22 (117.4 \text{ cm}^2)$ تغییر داده می‌شوند کدام یک از

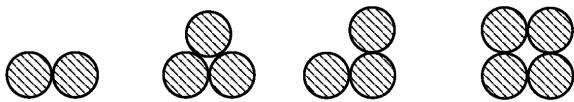


جملات زیر در مورد طول میلگرد تقویتی صحیح است؟

- ۱) تغییر قطر و تعداد میلگردها تأثیری در طول میلگرد نخواهد داشت.
- ۲) با توجه به کاهش تعداد میلگرد تقویتی، طول میلگرد کاهش می‌یابد.
- ۳) با توجه به افزایش قطر میلگردها، احتمال افزایش طول میلگردها وجود دارد.
- ۴) با توجه به افزایش سطح مقطع میلگرد کار گذاشته شده، طول میلگرد کاهش می‌یابد.

گزینه ۳

طول مهار میلگردها با افزایش قطر آنها افزایش می‌یابد.



CHAPTER 25—REINFORCEMENT DETAILS

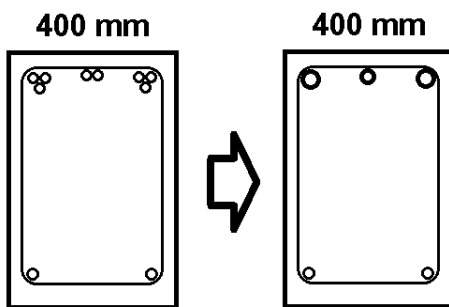
25.6—Bundled reinforcement

25.6.1.5 Development length for individual bars within a bundle, in tension or compression, shall be that of the individual bar, increased 20 percent for a three-bar bundle, and 33 percent for a four-bar bundle.

25.6.1.6 A unit of bundled bars shall be treated as a single bar with an area equivalent to that of the bundle and a centroid coinciding with that of the bundle. The diameter of the equivalent bar shall be used for d_b in (a) through (e):

- (a) Spacing limitations based on d_b
- (b) Cover requirements based on d_b
- (c) Spacing and cover values in 25.4.2.2
- (d) Confinement term in 25.4.2.3
- (e) ψ_e factor in 25.4.2.4

مثال: در صورتی که میلگردهای فوقانی به صورت گروه میلگرد ۲ تایی و ۳ تایی مطابق شکل قرار گیرند، طول مهاری لازم برای گروه میلگردهای فوقانی در داخل دیوار با استفاده از رابطه دقیق محاسبه کنید. قطر میلگردها برابر 25mm منظور شود.



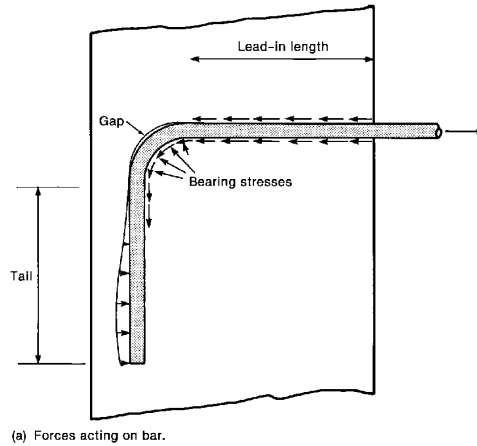
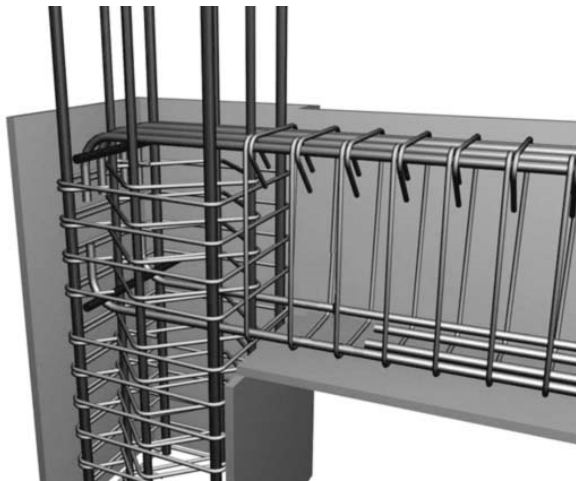
قطر معادل میلگرد ۲ تایی = 35.35 mm

قطر معادل میلگرد ۳ تایی = 43.3 mm

محاسبه طول مهار میلگردهای سه تایی (در داخل دیوار)

$$c = \text{Min} \left(50 + \frac{43.3}{2} = 71.65, \quad \frac{400 - 2 \times 71.65}{4} = 64.175 \right) = 64.175 \text{ mm} \left\{ \begin{array}{l} Ktr = 0 \\ \rightarrow \left(\frac{64.175}{43.3} \right) = 1.48 < 2.5 \end{array} \right.$$

$$l_d = \frac{F_y \Psi_t \Psi_e \Psi_s}{1.1 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{c+ktr}{d} \right)} \times (1.2d) = \frac{400 \times 1.3 \times 1}{1.1 \times 1 \times \sqrt{25} (1.48)} \times (1.2 * 25) = 76.65 \times d = 1916 \text{ mm}$$



25.3—Standard hooks, seismic hooks, crossties, and minimum inside bend diameters

25.3.1 Standard hooks for the development of deformed bars in tension shall conform to Table 25.3.1.

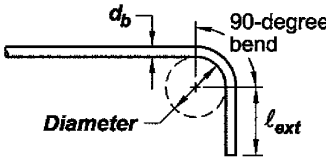
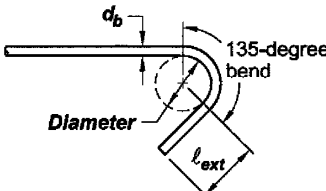
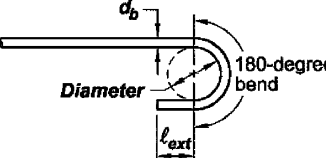
Table 25.3.1—Standard hook geometry for development of deformed bars in tension

Type of standard hook	Bar size	Minimum inside bend diameter, mm	Straight extension ^[1] l_{ext} mm	Type of standard hook
90-degree hook	No. 10 through No. 25	$6d_b$	$12d_b$	
	No. 29 through No. 36	$8d_b$		
	No. 43 and No. 57	$10d_b$		
180-degree hook	No. 10 through No. 25	$6d_b$	Greater of $4d_b$ and 65 mm	
	No. 29 through No. 36	$8d_b$		
	No. 43 and No. 57	$10d_b$		

^[1]A standard hook for deformed bars in tension includes the specific inside bend diameter and straight extension length. It shall be permitted to use a longer straight extension at the end of a hook. A longer extension shall not be considered to increase the anchorage capacity of the hook.

25.3.2 Minimum inside bend diameters for bars used as transverse reinforcement and standard hooks for bars used to anchor stirrups, ties, hoops, and spirals shall conform to Table 25.3.2. Standard hooks shall enclose longitudinal reinforcement.

Table 25.3.2—Minimum inside bend diameters and standard hook geometry for stirrups, ties, and hoops

Type of standard hook	Bar size	Minimum inside bend diameter, mm	Straight extension ^[1] l_{ext} , mm	Type of standard hook
90-degree hook	No. 10 through No. 16	$4d_b$	Greater of $6d_b$ and 75 mm	
	No. 19 through No. 25	$6d_b$	$12d_b$	
135-degree hook	No. 10 through No. 16	$4d_b$	Greater of $6d_b$ and 75 mm	
	No. 19 through No. 25	$6d_b$		
180-degree hook	No. 10 through No. 16	$4d_b$	Greater of $4d_b$ and 65 mm	
	No. 19 through No. 25	$6d_b$		

^[1]A standard hook for stirrups, ties, and hoops includes the specific inside bend diameter and straight extension length. It shall be permitted to use a longer straight extension at the end of a hook. A longer extension shall not be considered to increase the anchorage capacity of the hook.

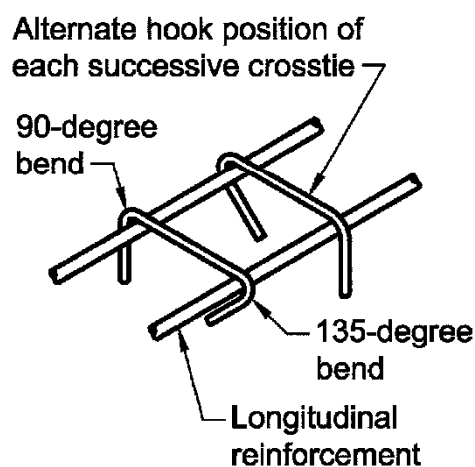
25.3.4 Seismic hooks used to anchor stirrups, ties, hoops, and crossties shall be in accordance with (a) and (b):

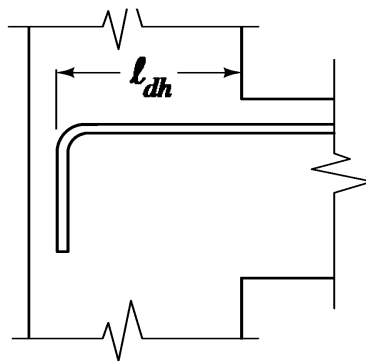
- (a) Minimum bend of 90 degrees for circular hoops and 135 degrees for all other hoops
- (b) Hook shall engage longitudinal reinforcement and the extension shall project into the interior of the stirrup or hoop

25.3.5 Crossties shall be in accordance with (a) through (e):

to Table 25.3.2. Standard hooks shall enclose longitudinal reinforcement.

- (a) Crosstie shall be continuous between ends
- (b) There shall be a seismic hook at one end
- (c) There shall be a standard hook at other end with minimum bend of 90 degrees
- (d) Hooks shall engage peripheral longitudinal bars
- (e) 90-degree hooks of two successive crossties engaging the same longitudinal bars shall be alternated end for end, unless crossties satisfy 18.6.4.3 or 25.7.1.6.1





25.4.3 Development of standard hooks in tension

25.4.3.1 Development length l_{dh} for deformed bars in tension terminating in a standard hook shall be the greater of (a) through (c):

(a) $\left(\frac{0.24 f_y \psi_e \psi_c \psi_r}{\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$ with ψ_e , ψ_c , ψ_r , and λ given in 25.4.3.2.

- (b) $8d_b$
- (c) 150 mm

25.4.3.2 For the calculation of l_{dh} , modification factors shall be in accordance with Table 25.4.3.2. Factors ψ_c and ψ_r shall be permitted to be taken as 1.0. At discontinuous ends of members, 25.4.3.3 shall apply.

Table 25.4.3.2—Modification factors for development of hooked bars in tension

Modification factor	Condition	Value of factor
Lightweight λ	Lightweight concrete	0.75
	Normalweight concrete	1.0
Epoxy ψ_e	Epoxy-coated or zinc and epoxy dual-coated reinforcement	1.2
	Uncoated or zinc-coated (galvanized) reinforcement	1.0
Cover ψ_c	For No. 36 bar and smaller hooks with side cover (normal to plane of hook) ≥ 65 mm and for 90-degree hook with cover on bar extension beyond hook ≥ 50 mm	0.7
	Other	1.0
Confining reinforcement ψ_r ^[1]	For 90-degree hooks of No. 36 and smaller bars (1) enclosed along l_{dh} within ties or stirrups ^[1] perpendicular to l_{dh} at $s \leq 3d_b$, or (2) enclosed along the bar extension beyond hook including the bend within ties or stirrups ^[1] perpendicular to l_{ext} at $s \leq 3d_b$	0.8
	For 180-degree hooks of No. 36 and smaller bars enclosed along l_{dh} within ties or stirrups ^[1] perpendicular to l_{dh} at $s \leq 3d_b$	
	Other	1.0

^[1]The first tie or stirrup shall enclose the bent portion of the hook within $2d_b$ of the outside of the bend.

^[2] d_b is the nominal diameter of the hooked bar.

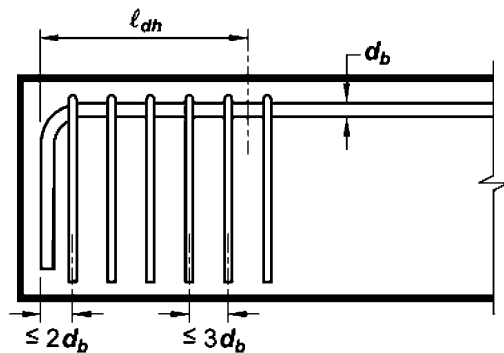
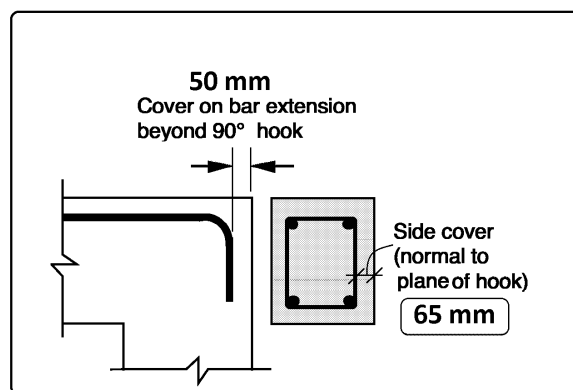


Fig. R25.4.3.2a—Ties or stirrups placed perpendicular to the bar being developed, spaced along the development length l_{dh} .

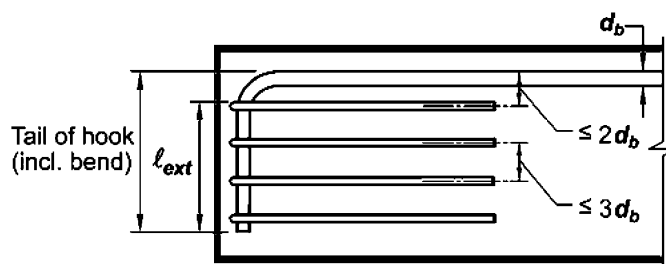
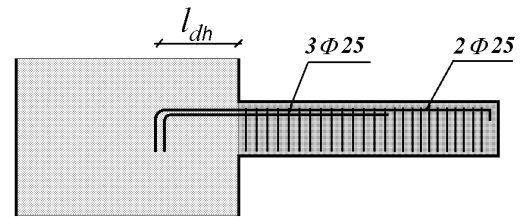


Fig. R25.4.3.2b—Ties or stirrups placed parallel to the bar being developed, spaced along the length of the tail extension of the hook plus bend.

مثال: در مثال تیر طره، طول مهار میلگردهای طولی در داخل دیوار را با فرض اینکه از قلاب انتهایی ۹۰ درجه استفاده شود، محاسبه نمایید. فرض کنید پوشش جانبی میلگردهای طولی در داخل دیوار برابر ۵۰ mm می باشد.



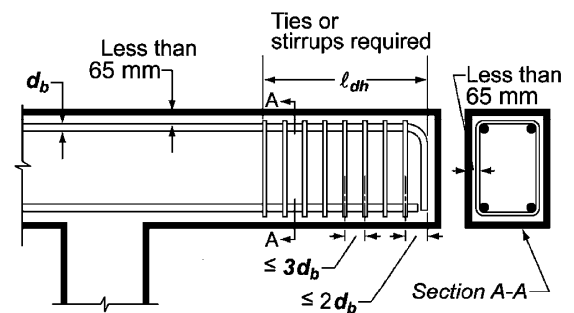
$$l_{dh} = \frac{0.24F_y \Psi_e \Psi_c \Psi_r}{\lambda \sqrt{f'_c}} d_b = \frac{0.24 \times 400 \times 1 \times 1 \times 1}{5} d_b = 19.2 d_b = 480 \text{ mm}$$

۴-۷- ضوابط خاموت های اطراف میلگردهای انتهایی در تیرهای طره

25.4.3.3 For bars being developed by a standard hook at discontinuous ends of members with both side cover and top (or bottom) cover to hook less than 65 mm, (a) through (c) shall be satisfied:

- (a) The hook shall be enclosed along l_{dh} within ties or stirrups perpendicular to l_{dh} at $s \leq 3d_b$
- (b) The first tie or stirrup shall enclose the bent portion of the hook within $2d_b$ of the outside of the bend
- (c) Ψ_r shall be taken as 1.0 in calculating l_{dh} in accordance with 25.4.3.1(a)

where d_b is the nominal diameter of the hooked bar.

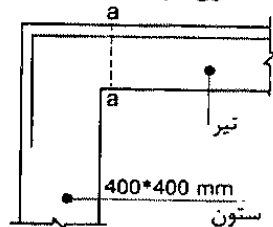


۶- ستونی به ابعاد 40×40 cm در مرکز یک پی منفرد به ابعاد $180 \times 180 \times 50$ cm قرار دارد. در قسمت تحتانی پی از $10\Phi 25$ در هر جهت استفاده شده است. در صورتی که پوشش بتن برابر 6 cm و رده بتن C25 و رده فولاد S400 باشد، از نظر طول مهاری گزینه صحیح را انتخاب کنید؟

- (۱) آرماتورها در مقطع بحرانی حتی با تعبیه قلاب استاندارد انتهایی نمی‌توانند به حد جاری شدن برسند.
- (۲) در صورت وجود آرماتور فوقانی، آرماتورهای تحتانی با وجود قلاب استاندارد انتهایی نمی‌توانند به حد جاری شدن برسند.
- (۳) آرماتورها در مقطع بحرانی نمی‌توانند به حد جاری شدن برسند، مگر آنکه قلاب استاندارد انتهایی داشته باشند.
- (۴) آرماتورها در مقطع بحرانی می‌توانند بدون قلاب استاندارد انتهایی به حد جاری شدن برسند.

گزینه ۳

۲۹- میلگردهای کششی اندود نشده لنگر خمشی منفی انتهای تیر بتنی درجا در یک ساختمان با شکل‌پذیری زیاد با استفاده از قلاب 90° استاندارد در داخل ستونی به ابعاد مقطع 400×400 mm مهار شده است. در صورتی که پوشش روی میلگرد قلاب‌شده برابر 50 میلی‌متر باشد، حداکثر قطر میلگرد قابل استفاده برای اینکه در مقطع $a-a$ تنش در میلگرد بتواند به حد جاری شدن برسد، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (نوع فولاد S340، نوع بتن C25 و بتن از نوع معمولی می‌باشد)



- (۱) ۲۵ میلی‌متر
- (۲) ۲۰ میلی‌متر
- (۳) ۱۸ میلی‌متر
- (۴) ۱۶ میلی‌متر

گزینه ۲

$$l_{ah} = \frac{0.24F_y \Psi_e \Psi_c \Psi_R}{\lambda \sqrt{f'_c}} d_b = \frac{0.24 \times 340 \times 1 \times 1 \times 1}{1 \times \sqrt{25}} d_b < 350 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad d_b < 21.44 \text{ mm}$$

۳۸- برای آنکه بتوان میلگردهای $\Phi 28$ یک تیر را در یک ستون کناری مهار نمود، حداقل بعد ستون به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ حداکثر پوشش همه جانبه روی میلگردهای $\Phi 28$ ، 5 cm، میلگرد از نوع S400 و بتن از رده C25 فرض شود. (میلگردها بدون اندود اپوکسی هستند).

- (۱) ۴۵
- (۲) ۵۵
- (۳) ۶۵
- (۴) ۷۵

طول مهار لازم برای میلگرد برابر است با:

$$l_{ah} = \frac{0.24F_y \Psi_e \Psi_c \Psi_R}{\lambda \sqrt{f'_c}} d_b = \frac{0.24 \times 400 \times 1 \times 1 \times 1}{1 \times \sqrt{25}} \times 28 = 537 \text{ mm}$$

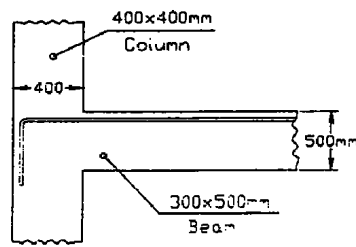
بنابراین حداقل بعد ستون لازم برابر است با:

$$537 + 50 = 587 \text{ mm}$$

تمرین: محاسبات ۸۹

۳۳- حداکثر قطر آرماتوری که می‌توان بعنوان آرماتور ممان منفی تیر استفاده نمود و آن آرماتور بتواند به حد تسلیم خود برسد، چقدر است؟ (پوشش بتن روی آرماتور = ۵ cm ، $f_c = 25 \text{ MPa}$ ، $f_y = 300 \text{ MPa}$ و میلگرد بدون اندود)

- ۲۲ mm (۱)
- ۲۵ mm (۲)
- ۲۰ mm (۳)
- ۱۸ mm (۴)

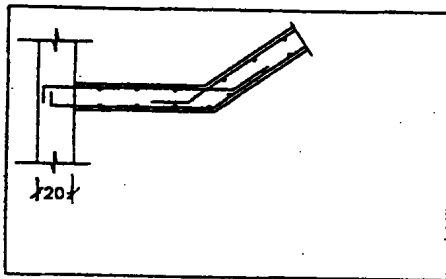


گزینه ۱

$$l_{dh} = \frac{0.24F_y \Psi_e \Psi_c \Psi_r}{\lambda \sqrt{f'_c}} d_b = \frac{0.24 \times 300 \times 1 \times 1 \times 1}{1 \times \sqrt{25}} \times d_b < (400 - 50) \rightarrow d_b < 24.3 \text{ mm}$$

تمرین: محاسبات ۸۴- پایه ۳

۴۱- رمپ پله در پاگرد خود به یک دیوار برشی به ضخامت ۲۰ سانتی‌متر متصل است. در صورتی که در انتهای قلاب میلگردهای پله ۲ سانتی‌متر پوشش بتنی باقی بماند، حداکثر قطر این میلگردها چه اندازه می‌تواند باشد؟



$$f_c = 2000 \text{ kg/cm}^2 \quad f_y = 30000 \text{ kg/cm}^2$$

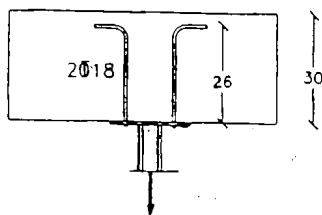
- $\bar{\phi}14$ (۱)
- $\bar{\phi}12$ (۲)
- $\bar{\phi}10$ (۳)
- $\bar{\phi}8$ (۴)

گزینه ۳

$$l_{dh} = \frac{0.24F_y \Psi_e \Psi_c \Psi_r}{\lambda \sqrt{f'_c}} d_b = \frac{0.24 \times 300 \times 1 \times 1 \times 1}{1 \times \sqrt{20}} \times d_b < (200 - 20) \rightarrow d_b < 11.18 \text{ mm}$$

تمرین: محاسبات ۸۴- پایه ۲

۳۹- از دو میلگرد $\bar{\phi}18$ برای انتقال بار کششی به یک عضو بتن آرمه استفاده می‌شود. در صورتی که از قلاب استاندارد ۹۰ درجه در انتها استفاده شود، با توجه به ابعاد نشان داده شده در شکل، حداکثر نیروی کششی نهائی قابل اعمال چقدر خواهد بود؟



$$f_c = 2000 \text{ kg/cm}^2 \quad f_y = 40000 \text{ kg/cm}^2$$

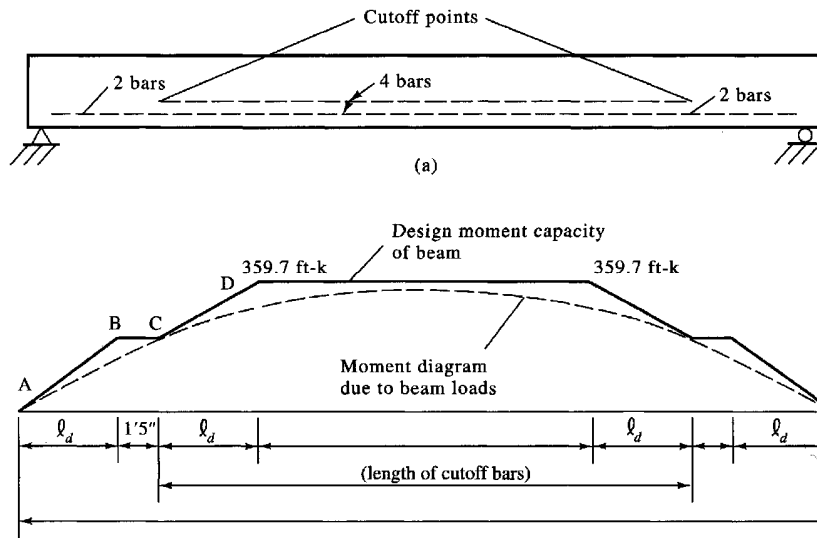
- ۲۰/۲T (۱)
- ۱۸/۲T (۲)
- ۱۲/۸T (۳)
- ۱۰/۲T (۴)

$$l_{dh} = \frac{0.24F_y \Psi_e \Psi_c \Psi_r}{\lambda \sqrt{f'_c}} d_b = \frac{0.24 \times 400 \times 1 \times 1 \times 1}{1 \times \sqrt{20}} \times 18 = 386 \text{ mm}$$

طول مهار مهیا شده = 260 mm

$$= \left(\frac{260}{386} \right) \times (2\pi \times 9^2) \times 400 = 137 \text{ kN}$$

مجاز نیروی مجاز = $\left(\frac{260}{386} \right) \times A_s F_y$



9.7.3 Flexural reinforcement in nonprestressed beams

9.7.3.3 Reinforcement shall extend beyond the point at which it is no longer required to resist flexure for a distance equal to the greater of d and $12d_b$, except at supports of simply-supported spans and at free ends of cantilevers.

9.7.3.4 Continuing flexural tension reinforcement shall have an embedment length at least ℓ_d beyond the point where bent or terminated tension reinforcement is no longer required to resist flexure.

9.7.3.8.4 At least one-third of the negative moment reinforcement at a support shall have an embedment length beyond the point of inflection at least the greatest of d , $12d_b$, and $\ell_n/16$.

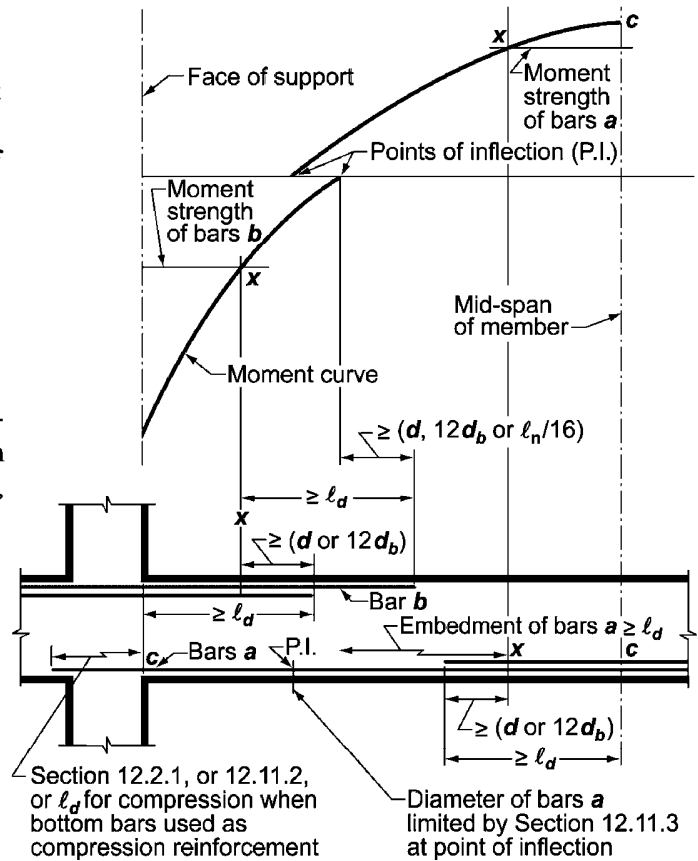
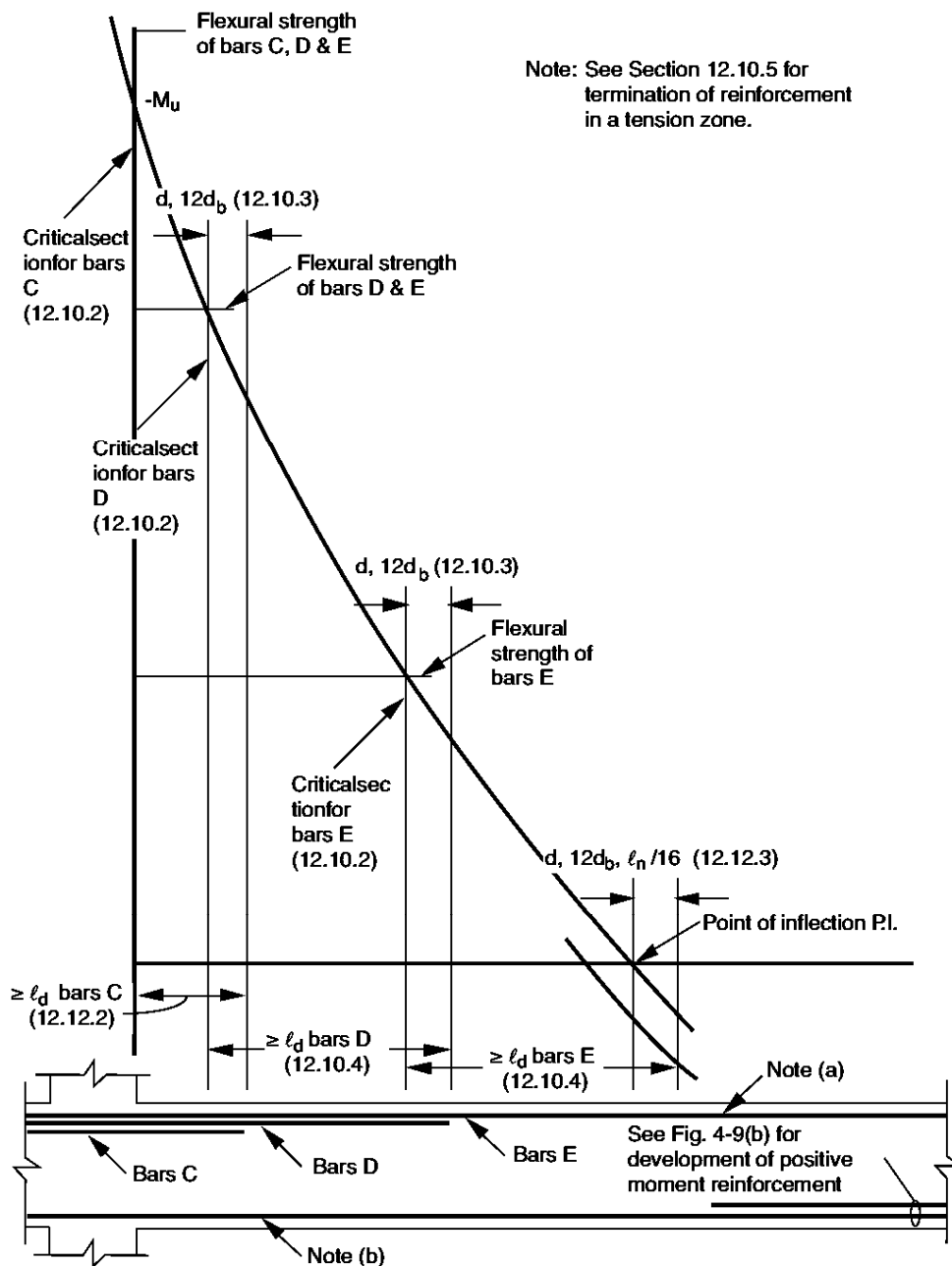
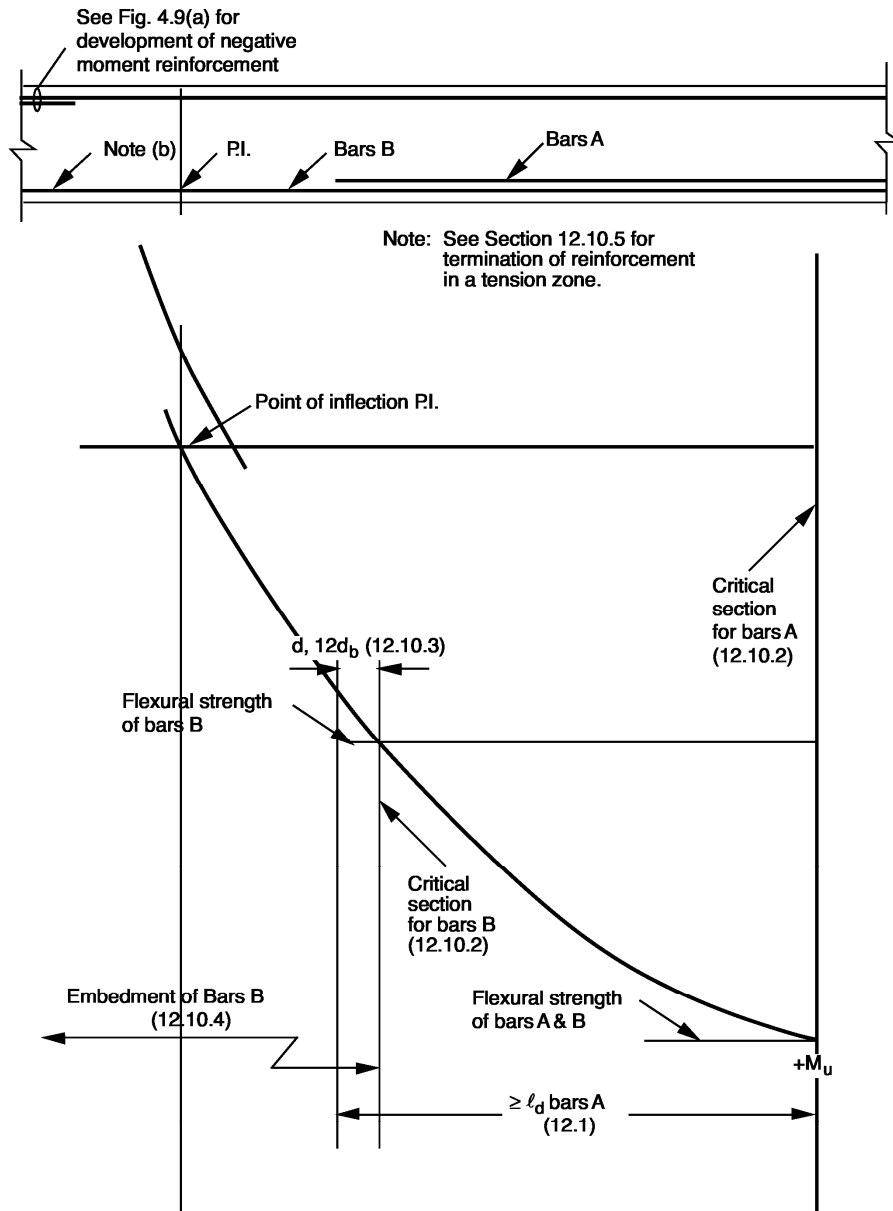


Fig. R12.10.2—Development of flexural reinforcement in a typical continuous beam.



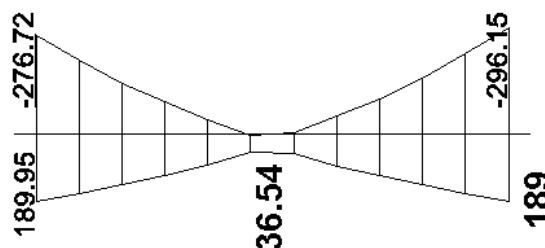
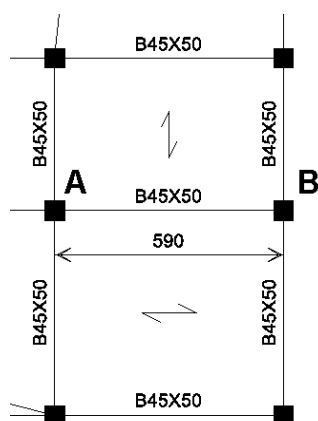
Note: See Section 12.10.5 for termination of reinforcement in a tension zone.

Note (a): Portion of total negative reinforcement (A_s^-) must be continuous (or spliced with a Class B splice or a mechanical or welded splice satisfying 12.14.3) along full length of perimeter beams (7.13.2.2).

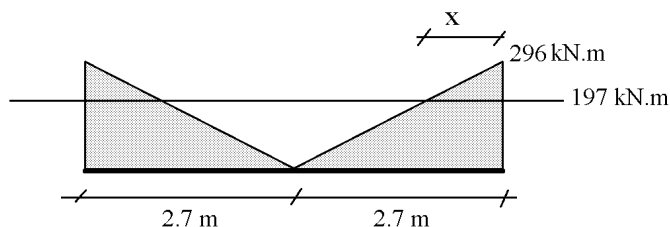


Note (b): Portion of total positive reinforcement (A_s^+) must be continuous (or spliced with a Class B splice or a mechanical or welded splice satisfying 12.14.3) along full length of perimeter beams and of beams without closed stirrups (7.13.2.2). See also 7.13.2.4.

مثال: در تیر AB در شکل زیر، با فرض اینکه تقریباً یک سوم میلگردهای طولی فوقانی قطع شوند، محل قطع میلگردها را مشخص نمایید. شکل سمت راست پوش دیاگرام لنگر تیر را نشان می دهد. بعد ستونها 500 mm فرض شود. فرض کنید قطر میلگردهای طولی تیر 22φ و عمق موثر تیر 440 mm می باشد. همچنین فرض کنید طول مهار میلگردها برابر 1100 mm باشد.



فرض کنید مقاومت خمشی میلگردهای سراسری فوقانی برابر 197 kN.m باشد. $\frac{2}{3} \times 296 = 197$



$$x = \frac{296 - 197}{296} \times 2.7 \text{ m} = 0.9 \text{ m}$$

محل قطع میلگرد تقویت از بر ستون برابر است با:

$$\text{محل قطع تقویتی از بر ستون} = \text{Min} \left\{ x + \text{Max} \left\{ \frac{12d_b}{d} \right\}, \text{Min} \left\{ 900 + \text{Max} \left\{ \frac{12 \times 22}{440} \right\}, 1100 \right\} \right\} = 1340 \text{ mm}$$

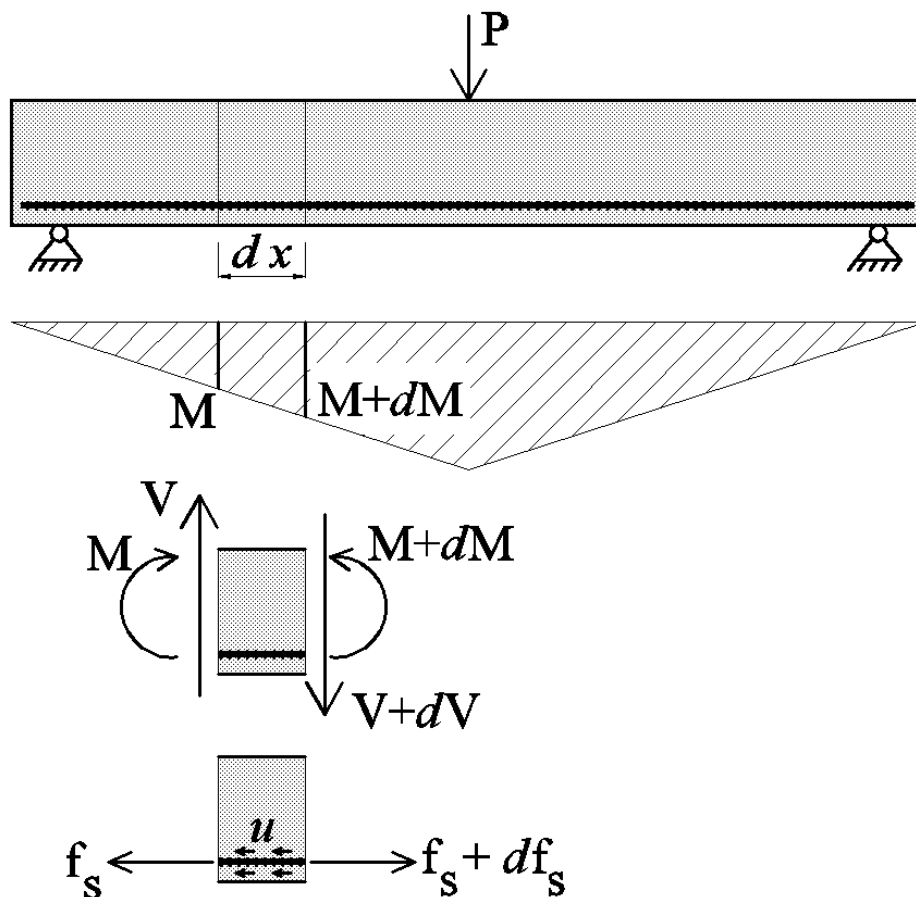
۶-۷- قطع میلگردها در ناحیه کششی

9.7.3.5 Flexural tension reinforcement shall not be terminated in a tension zone unless (a), (b), or (c) is satisfied:

- (a) $V_u \leq (2/3)\phi V_n$ at the cutoff point
- (b) For No. 36 bars and smaller, continuing reinforcement provides double the area required for flexure at the cutoff point and $V_u \leq (3/4)\phi V_n$
- (c) Stirrup or hoop area in excess of that required for shear and torsion is provided along each terminated bar or wire over a distance $3/4d$ from the termination point. Excess stirrup or hoop area shall be at least $0.41b_w s / f_y$. Spacing s shall not exceed $d / (8\beta_b)$

۷-۷ پیوستگی خمشی

تیر زیر تحت اثر بار متمرکز در وسط قرار دارد. دیاگرام لنگر خمشی تیر در زیر رسم شده است. در طول dx مقدار لنگر تغییر می کند به طوریکه در سمت راست آن مقدار لنگر $M+dM$ و در سمت چپ آن برابر M می باشد.



$$u \times (\pi D \times dx) = df_s$$

$$u \times (\pi D \times dx) = \frac{dM}{Z}$$

$$u = \frac{1}{\pi D Z} \frac{dM}{dx}$$

$$u = \frac{1}{\pi D Z} V$$

بهری برش در سطح

$$u = \frac{V}{\pi D Z}$$

بازگشت

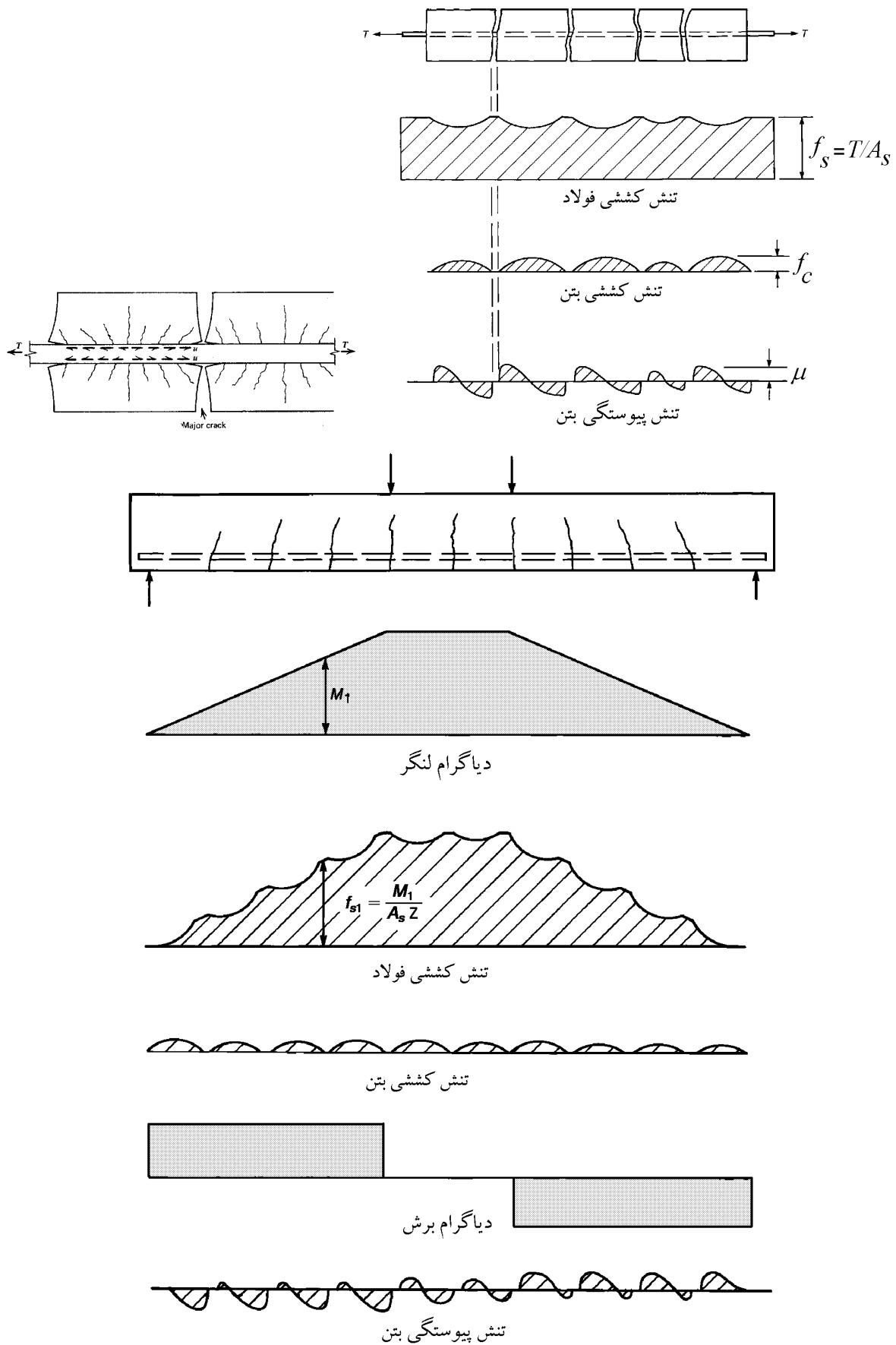
قطر ابروها

مقدار ابرها

تغییر بین ابرها

رابطه فوق تنش پیوستگی (چسبندگی) بین فولاد و بتن را در اعضای تحت خمش (تیرها) نشان می دهد.

۸-۷- تاثیر ترک ها بر تنشهای فولاد و بتن



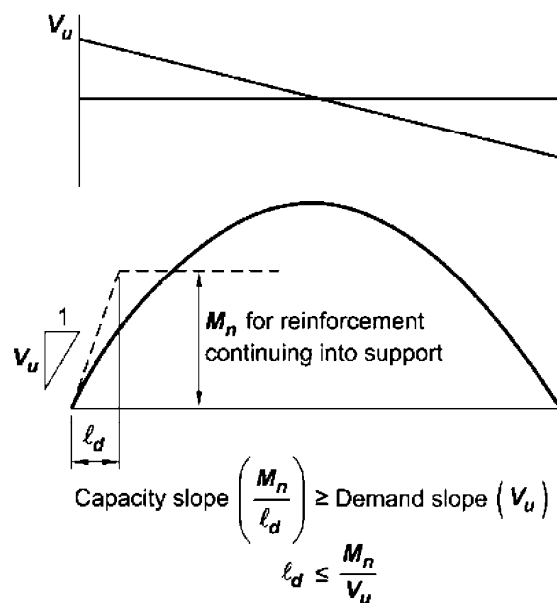
نکته: وجود ترک کمتر درین دوترک جنیرتیرول کا حش مودر.

9.7.3.8.3 At simple supports and points of inflection, d_b for positive moment tension reinforcement shall be limited such that ℓ for that reinforcement satisfies (a) or (b). If reinforcement terminates beyond the centerline of supports by a standard hook or a mechanical anchorage at least equivalent to a standard hook, (a) or (b) need not be satisfied.

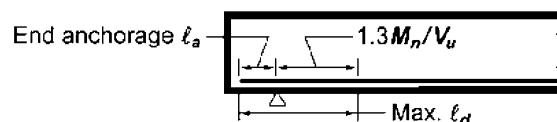
(a) $\ell_d \leq (1.3M_n/V_u + \ell_a)$ if end of reinforcement is confined by a compressive reaction

(b) $\ell_d \leq (M_n/V_u + \ell_a)$ if end of reinforcement is not confined by a compressive reaction

M_n is calculated assuming all reinforcement at the section is stressed to f_y , and V_u is calculated at the section. At a support, ℓ_a is the embedment length beyond the center of the support. At a point of inflection, ℓ_a is the embedment length beyond the point of inflection limited to the greater of d and $12d_b$.

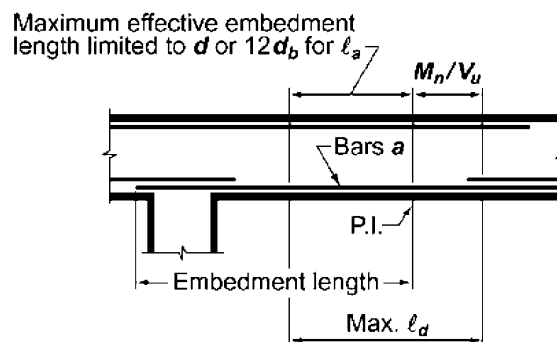


(a) Positive M_u Diagram



Note: The 1.3 factor is applicable only if the reaction confines the ends of the reinforcement.

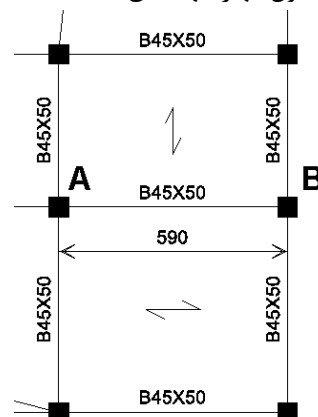
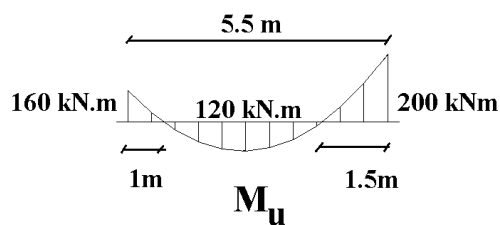
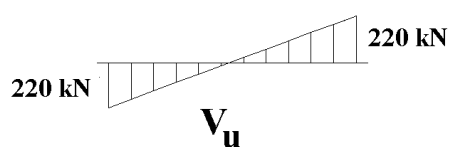
(b) Maximum ℓ_d at simple support



(c) Maximum ℓ_d for bars "a" at point of inflection

Fig. R9.7.3.8.3—Determination of maximum bar size according to 9.7.3.8.3.

مثال: دیاگرام لنگر خمشی و برشی تیر AB تحت اثر ترکیب بار ثقلی در شکل نشان داده شده است. فرض کنید در محل نقاط عطف، آرماتورهای فوقانی مقطعی برای طرح آرماتورهای طولی از $A_s = 3 \times \Phi 22 = 1140 \text{ mm}^2$ استفاده شده است و طول مهار آنها طبق محاسبات انجام شده برابر 1200mm می باشد.



پاسخ:

مقدار نیروی برشی ضریب دار در محل نقطه عطف برابر است با:

$$V_u = 220 \times \frac{1.75}{2.75} = 140 \text{ kN}$$

عمق موثر تیر برابر $d = 500 - 40 - 10 - 11 = 439 \text{ mm}$ می باشد.

مقدار l_a برابر است با:

$$l_a = \text{Max}(d, 12d_b) = \text{Max}(439, 12 \times 22) = 439 \text{ mm}$$

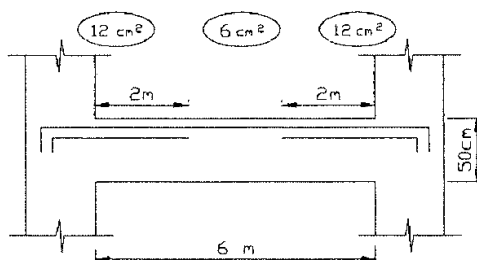
مقاومت خمشی اسمی مقطع برابر است با:

$$M_n = A_s F_y (d - 0.5a) = 1140 \times 400 \times \left(439 - 0.5 \times \frac{1140 \times 400}{450 \times 0.85 \times 25} \right) = 189311529 \text{ N.mm}$$

$$l_d = 1200 < \left[\frac{M_n}{V_u} + l_a = \frac{189311529}{140000} + 439 = 1791 \text{ mm} \right] \quad \text{OK}$$

محاسبات ۹۰

۳۹- نتایج محاسبه مقادیر آرماتور فوقانی یک تیر بتنی در ابتدا، وسط و انتهای تیر به صورت زیر است. چنانچه میزان آرماتور مورد نیاز از وسط تا انتها به صورت خطی فرض شود. مقدار سطح مقطع آرماتورهای سراسری می‌تواند کدامیک از مقادیر زیر اختیار شود. فرض شود از آرماتورهای با قطر کمتر از $\Phi 25$ استفاده گردد.



۴ cm² (۱)

۷.۵ cm² (۲)

۶ cm² (۳)

۹ cm² (۴)

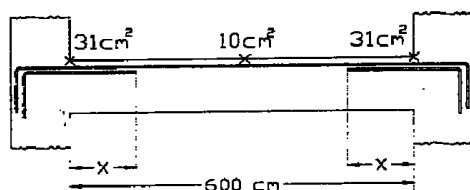
$$6 + 6 \times \frac{(3 - 2 + 0.44)}{3} = 8.88 \text{ cm}^2$$

محاسبات ۸۹

۳۴- در طراحی یک تیر بتنی با استفاده از یک نرم افزار مناسب مقادیر سطح مقطع آرماتورهای فوقانی در نقاط ابتدا، وسط و انتهای تیر به صورت شکل زیر گزارش شده است. فرض کنید توزیع مساحت آرماتورها از نقطه وسط دهانه تا نقاط ابتدا و انتهای تیر خطی بوده و مقادیر حداقلها و حداکثر در مساحت‌های گزارش شده لحاظ شده است. چنانچه مساحت آرماتورهای سراسری برابر 17 cm^2 اختیار شود. طول صحیح آرماتورهای اضافی (تقویتی) در نقاط ابتدا و انتهای تیر (x) به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

ارتفاع مؤثر مقطع تیر ۴۰ cm و قطر آرماتورهای مصرفی کمتر از ۲۵ mm می‌باشد.

$A_s = 17 \text{ cm}^2$ سراسری و $A_s = 14 \text{ cm}^2$ تقویتی



X = ۱۵۰ cm (۱)

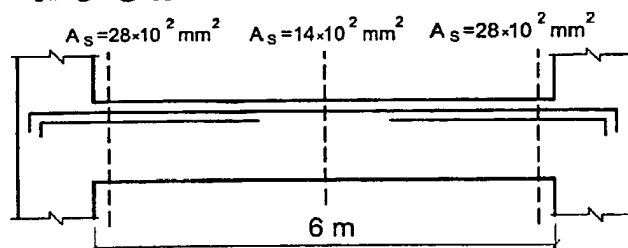
X = ۲۰۰ cm (۲)

X = ۲۴۰ cm (۳)

X = ۱۸۰ cm (۴)

گزینه ۳

۴۰- در تیر بتنی شکل زیر مقدار آرماتور مورد نیاز فوقانی با رعایت مقادیر حداقل و حداکثر در سه ایستگاه گزارش شده است. چنانچه توزیع مقدار آرماتورهای مورد نیاز در بین هر دو نیمه تیر خطی فرض شود، کدامیک از آرماتورهای زیر برای تهیه کروکی این تیر مناسب تر است؟



- ۱) برای آرماتورهای سراسری به علاوه $2\Phi 25$ برای آرماتورهای تقویتی
- ۲) برای آرماتورهای سراسری به علاوه $3\Phi 25$ برای آرماتورهای تقویتی
- ۳) برای آرماتورهای سراسری به علاوه $4\Phi 25$ برای آرماتورهای تقویتی
- ۴) برای آرماتورهای سراسری به علاوه $6\Phi 25$ برای آرماتورهای تقویتی

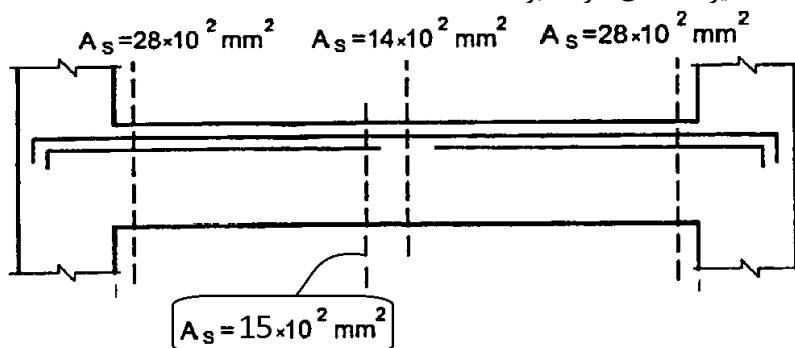
گزینه ۱

باید با حذف گزینه ها پاسخ دهیم:

گزینه ۴: در انتهای تیر $6\phi 25 = 2946 \text{ mm}^2$ کفایت می کند. در حالیکه در گزینه ۴ در دو انتها $\phi 25$ ($3 + 6 = 9$) میلگرد منظور شده است که غیر اقتصادی است و بنابراین گزینه ۴ پاسخ نمی باشد.

گزینه ۳: در وسط تیر $3\phi 25 = 1473 \text{ mm}^2$ لازم است. در حالیکه در گزینه ۳ برای وسط تیر تنها $2\phi 25$ منظور شده است که کافی نیست و بنابراین گزینه ۳ پاسخ نمی باشد.

گزینه ۲: در صورتی که میلگردهای سراسری $3\phi 25 = 1473 \text{ mm}^2$ انتخاب شوند، عملاً میلگردهای تقویتی باید تا وسط تیر ادامه یابند. به شکل زیر توجه کنید. اگر وسط تیر 1400 mm^2 میلگرد لازم باشد، مسلماً اندکی جلوتر 1500 mm^2 لازم خواهد بود. بنابراین میلگردهای تقویتی تا نزدیکی وسط تیر باید ادامه یابند که غیر اقتصادی خواهد بود



بنابراین باید طراح میلگردهای سراسری را کمی بیشتر از مقدار مورد نیاز در وسط تیر منظور کند تا تقویتی ها را بتوان عقب تر قطع کرد.

- 1- Lapped splice
- 2- Mechanical splice
- 3- Welded splice
- 4- End-bearing splice

۹-۲۱-۴ وصله میلگردها

۹-۲۱-۴-۱ ضوابط کلی

۹-۲۱-۴-۱-۱ وصله میلگردها به یکدیگر به یکی از چهار طریق (الف) تا (ت) این بند و یا ترکیبی از آنها مجاز است:

الف- وصله پوششی: که با مجاور هم قرار دادن دو میلگرد در قسمتی از طولشان عملی می‌شود. طولی که دو میلگرد باید در مجاور هم قرار داده شوند، «طول پوشش» نامیده می‌شود.

ب- وصله جوشی: که با جوش دادن دو میلگرد به یکدیگر انجام می‌شود.

پ- وصله مکانیکی: که با بکارگیری وسایل مکانیکی خاص حاصل می‌شود.

ت- وصله اتکایی: که با بر روی هم قرار دادن دو انتهای میلگردهای فشاری عملی می‌گردد.

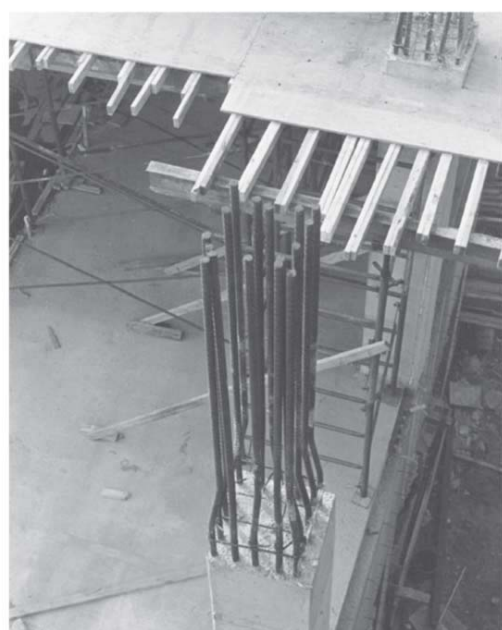
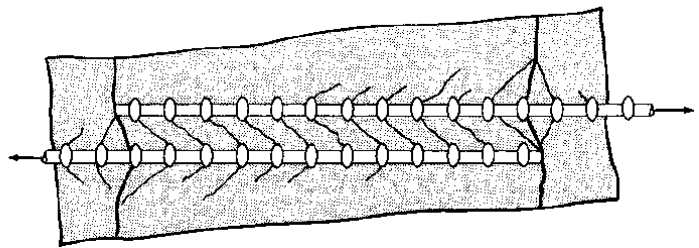
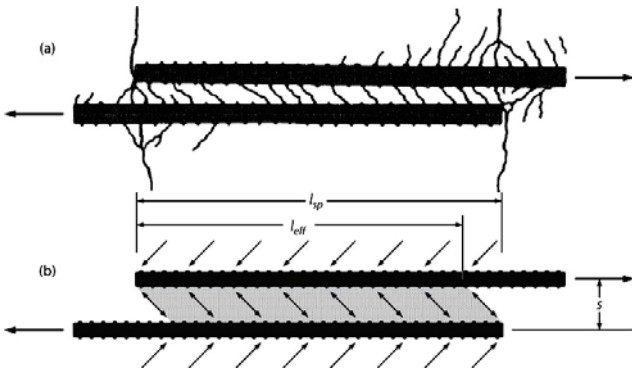
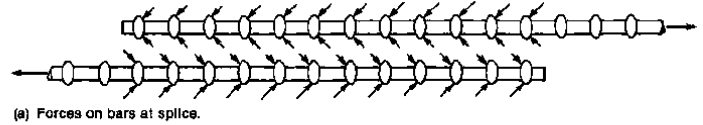


Fig. 11-1
Tied column under construction. (Photograph courtesy of
J. G. MacGregor.)

وصله پوششی تماسی
contact lap splices

وصله پوششی غیر تماسی
Noncontact lap splices

نحوه انتقال بار در وصله پوششی به چه صورت می باشد؟



به شکل فوق توجه کنید. در محل وصله نیرو از طریق بتن منتقل می شود. بنابراین در محل وصله تنشهای قابل توجه در بتن ایجاد می شود.

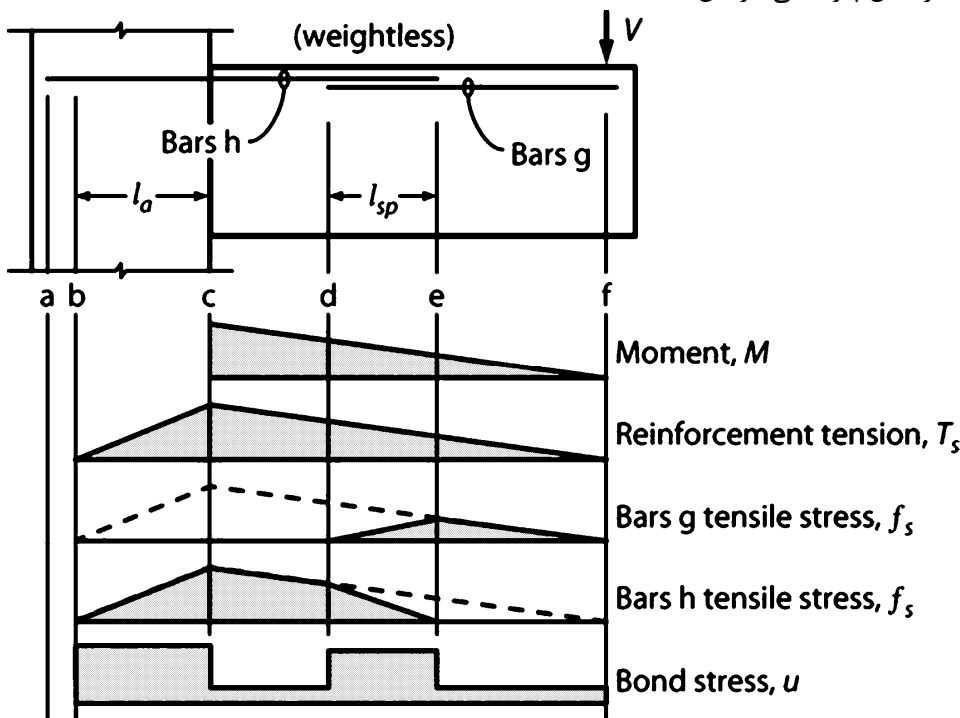
در شکل زیر میلگردهای g توسط وصله پوششی نیرو را به میلگردهای h منتقل می کنند.

نیروی کششی میلگردها (T_s) به صورت خطی افزایش می یابد.

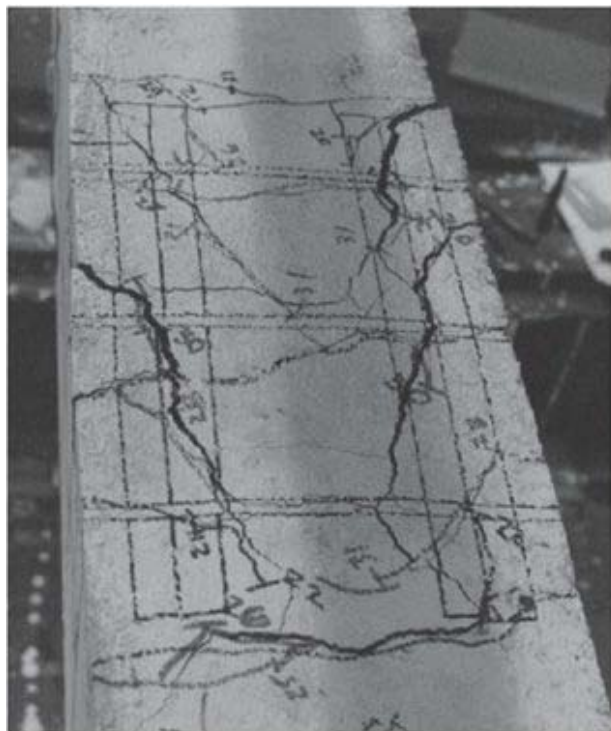
به دیاگرام تنش در میلگردهای g در طول تیر توجه کنید. در ناحیه وصله تنش در میلگردهای g به تدریج کاهش میابد.

• به دیاگرام تنش پیوستگی در بتن توجه نمایید. در ناحیه وصله مقدار bond stress افزایش می یابد.

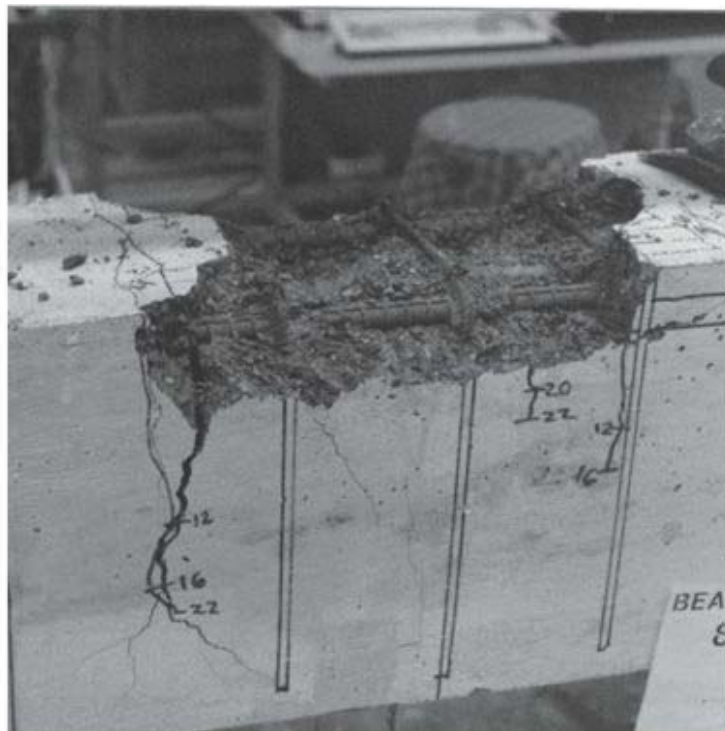
• در محل مهار میلگرد در داخل ستون نیز تنش پیوستگی افزایش میابد.



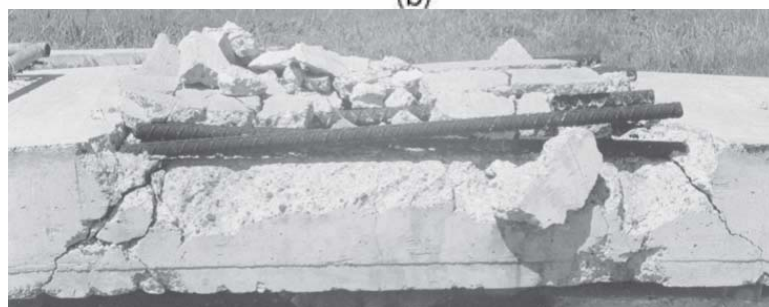
تنشهای پیوستگی در محل وصله می تواند موجب ایجاد ترکهایی در راستای طولی میلگرد ها در محل وصله شود. در صورتی که تنش ها افزایش یابند ممکن است مانند شکل سمت چپ پوشش بتن از بین برود. در این حالت میلگردهای وصله شونده نسبت به هم خواهند لغزید و امکان انتقال نیرو در محل وصله به صورت کامل وجود نخواهد داشت.



(a)



(b)



تاثیر خاموت ها بر رفتار وصله چیست؟

محدودیت قطر آرماتور در وصله پوششی:

۹-۲۱-۴-۲ وصله پوششی، تنها در مورد میلگردهای با قطر کمتر از ۳۶ میلیمتر مجاز می باشد.

25.5.1.1 Lap splices shall not be permitted for bars larger than No. 36, except as provided in 25.5.5.3.

حداکثر فاصله عرضی بین دو میلگرد در وصله پوششی "غیر تماسی" چقدر می تواند باشد؟

25.5.1.3 For noncontact splices in flexural members, the transverse center-to-center spacing of spliced bars shall not exceed the lesser of one-fifth the required lap splice length and 150 mm.

R25.5.1.3 If individual bars in noncontact lap splices are too widely spaced, an unreinforced section is created.

فرض کنید در محل وصله میزان میلگرد موجود بیش از مقدار لازم باشد. آیا می توان طول وصله را کمتر از مقدار محاسباتی در نظر گرفت؟

25.5.1.4 Reduction of development length in accordance with 25.4.10.1 is not permitted in calculating lap splice lengths.

25.5.2 Lap splice lengths of deformed bars and deformed wires in tension

25.5.2.1 Tension lap splice length ℓ_{st} for deformed bars and deformed wires in tension shall be in accordance with Table 25.5.2.1, where ℓ_d shall be in accordance with 25.4.2.1(a).

Table 25.5.2.1—Lap splice lengths of deformed bars and deformed wires in tension

$A_{s,provided}/A_{s,required}^{(1)}$ over length of splice	Maximum percent of A_s spliced within required lap length	Splice type	ℓ_{st}
≥ 2.0	50	Class A	Greater of: $1.0\ell_d$ and 300 mm
	100	Class B	Greater of: $1.3\ell_d$ and 300 mm
< 2.0	All cases	Class B	

⁽¹⁾Ratio of area of reinforcement provided to area of reinforcement required by analysis at splice location.

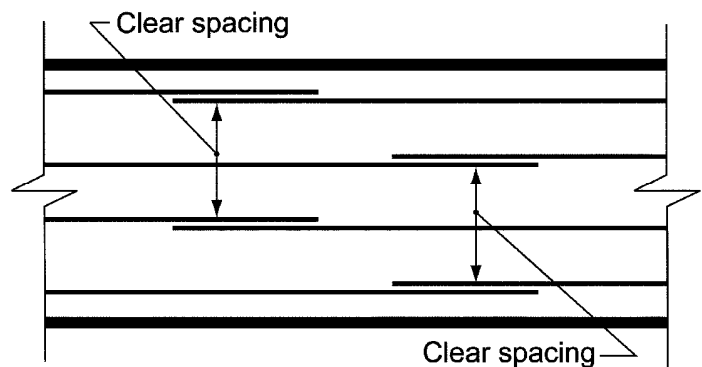


Fig. R25.5.2.1—Clear spacing of lap-spliced bars for determination of ℓ_d for staggered splices.

محاسبات ۹۳

۲۶- طول پوشش لازم برای دو میلگرد $\Phi 20$ که در یک عضو خمشی با وصله پوششی به هم وصله شده‌اند، برابر ۹۰۰ میلی‌متر می‌باشد. حداکثر فاصله مجاز محور تا محور آن دو میلگرد برحسب میلی‌متر برابر است با:

۱۰۰ (۴)

۱۸۰ (۳)

۲۵۰ (۲)

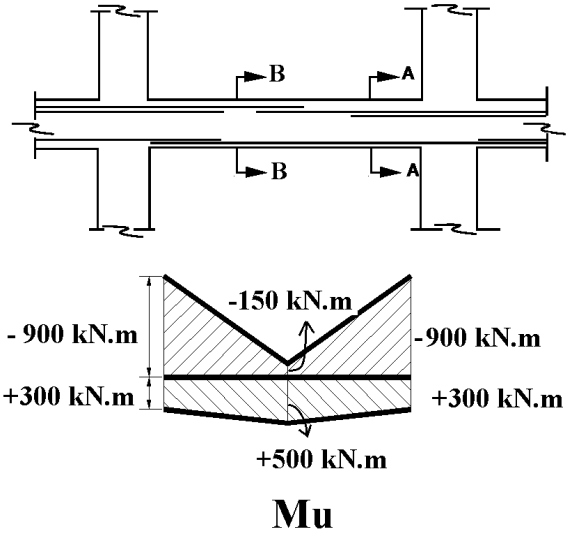
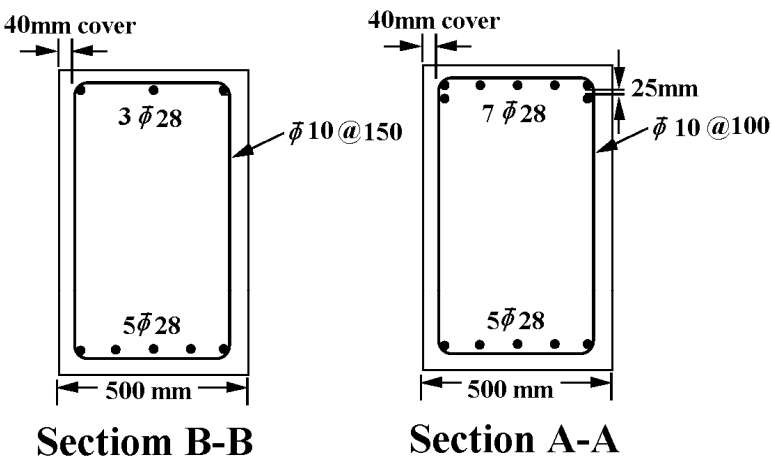
۱۵۰ (۱)

گزینه ۱

$$S = \text{Min}\left(\frac{900}{5}, 150\right) = 150 \text{ mm}$$

مثال: در تیر زیر طول وصله لازم برای میلگردهای فوقانی و تحتانی را محاسبه نمایید. سازه با شکل پذیری متوسط می باشد..

- عمق موثر تیر برابر $d=700$ mm می باشد.
- طول خالص تیر برابر 7m می باشد.
- $f'_c = 25MPa, F_y = 400MPa, F_{yt} = 300MPa$
- میلگردهای پایین به صورت مرحله ای وصله می شوند، به صورتی که در مرحله اول سه تا از میلگردها و در مرحله دوم ۲ تا از میلگردها وصله می شوند.



پاسخ:

محاسبه طول مهاري میلگردهای فوقانی در وسط مقطع به روش تقریبی:

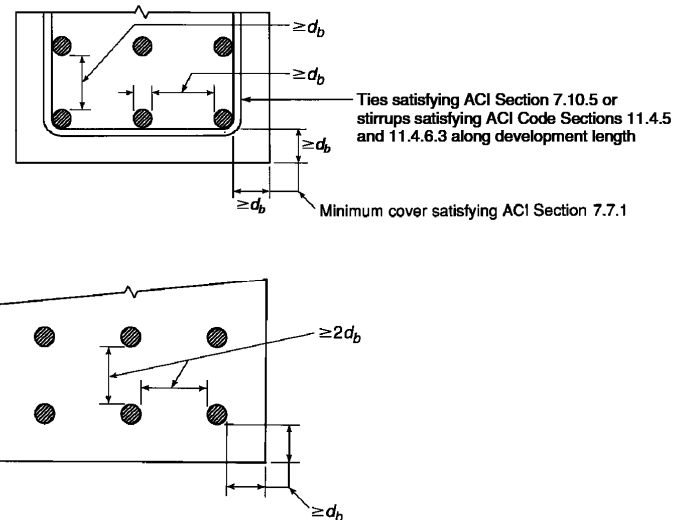
$$\text{clear bar space} = \frac{500 - 2 \times (40 + 10) - 3 \times 28}{2} = 158 \text{ mm}$$

$$\text{clear cover} = 40 + 10 = 50 \text{ mm}$$

$$l_d = \frac{1.3F_y}{1.7\lambda\sqrt{f'_c}} d_b = \frac{1.3 \times 400}{1.7 \times 1 \times \sqrt{25}} d_b = 61.17 \times 28 = 1713 \text{ mm}$$

12.2.2 — For deformed bars or deformed wire, l_d shall be as follows:

Spacing and cover	No. 19 and smaller bars and deformed wires	No. 22 and larger bars
Clear spacing of bars or wires being developed or spliced not less than d_b , clear cover not less than d_b , and stirrups or ties throughout l_d not less than the Code minimum or Clear spacing of bars or wires being developed or spliced not less than $2d_b$ and clear cover not less than d_b	$\left(\frac{f_y \psi_t \psi_e}{2.1\lambda\sqrt{f'_c}}\right) d_b$	$\left(\frac{f_y \psi_t \psi_e}{1.7\lambda\sqrt{f'_c}}\right) d_b$
Other cases	$\left(\frac{f_y \psi_t \psi_e}{1.4\lambda\sqrt{f'_c}}\right) d_b$	$\left(\frac{f_y \psi_t \psi_e}{1.1\lambda\sqrt{f'_c}}\right) d_b$



محاسبه طول مهارى میلگردهای فوقانی در وسط مقطع به روش دقیق:

$$c = \text{Min} \left(64, \frac{500 - 2 \times (64)}{4} \right) = 64 \text{ mm} \left. \vphantom{c} \right\} \rightarrow \left(\frac{c + ktr}{d} \right) = 2.78 > 2.5 \rightarrow \text{Use } 2.5$$

$$Ktr = \frac{40A_v}{sn} = \frac{40 \times 2 \times (\pi \times 5^2)}{150 \times 3} = 13.96$$

$$l_d = \frac{F_y \Psi_t \Psi_e \Psi_s}{1.1 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{c + ktr}{d} \right)} \times d = \frac{400 \times 1.3 \times 1}{1.1 \times 1 \times \sqrt{25} (2.5)} \times d = 38 \times d = 1059 \text{ mm}$$

تعیین طول وصله میلگردهای فوقانی:

با توجه به اینکه تمامی میلگردهای سراسری در یک نقطه وصله شده اند، وصله از نوع Class B می باشد و طول وصله برابر است با:

$$\text{روش دقیق} \quad l_{splice} = 1.3l_d = 1.3 \times 1059 = 1376 \text{ mm}$$

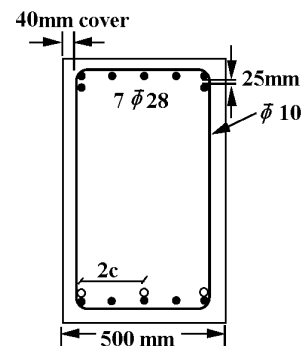
$$\text{روش تقریبی} \quad l_{splice} = 1.3l_d = 1.3 \times 1713 = 2227 \text{ mm}$$

محاسبه طول مهارى میلگردهای تحتانی در انتهای تیر در محل وصله ۳ میلگرد به روش دقیق:

$$c = \text{Min} \left(64, \frac{500 - 2 \times (64)}{4} \right) = 64 \text{ mm} \left. \vphantom{c} \right\} \rightarrow \left(\frac{c + ktr}{d} \right) = 3.03 > 2.5 \rightarrow \text{Use } 2.5$$

$$Ktr = \frac{40A_v}{sn} = \frac{40 \times 2 \times (\pi \times 5^2)}{100 \times 3} = 20.94$$

$$l_d = \frac{F_y \Psi_t \Psi_e \Psi_s}{1.1 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{c + ktr}{d} \right)} \times d = \frac{400 \times 1 \times 1}{1.1 \times 1 \times \sqrt{25} (2.5)} \times d = 29 \times d = 818 \text{ mm}$$



طول وصله میلگردهای تحتانی در انتهای تیر در محل وصله ۳ میلگرد:

با توجه به اینکه بیش از نصف میلگردهای سراسری در یک نقطه وصله شده اند، وصله از نوع Class A می باشد و طول وصله برابر است با:

$$\text{روش دقیق} \quad l_{splice} = 1.3l_d = 1.3 \times 1059 = 1376 \text{ mm}$$

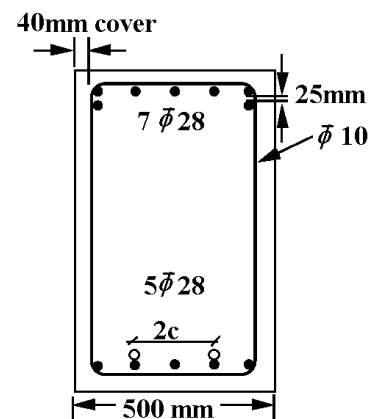
$$\text{روش تقریبی} \quad l_{splice} = 1.3l_d = 1.3 \times 1713 = 2227 \text{ mm}$$

محاسبه طول مهارى میلگردهای تحتانی در انتهای تیر در محل وصله ۲ میلگرد به روش دقیق:

$$c = \text{Min} \left(64, \frac{500 - 2 \times (64)}{4} \right) = 64 \text{ mm} \left. \vphantom{c} \right\} \rightarrow \left(\frac{c + ktr}{d} \right) = 3.4 > 2.5 \rightarrow \text{Use } 2.5$$

$$Ktr = \frac{40A_v}{sn} = \frac{40 \times 2 \times (\pi \times 5^2)}{100 \times 2} = 31.4$$

$$l_d = \frac{F_y \Psi_t \Psi_e \Psi_s}{1.1 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{c + ktr}{d} \right)} \times d = \frac{400 \times 1 \times 1}{1.1 \times 1 \times \sqrt{25} (2.5)} \times d = 29 \times d = 818 \text{ mm}$$



طول وصله میلگردهای تحتانی در انتهای تیر در محل وصله ۲ میلگرد:

کمتر از نصف میلگردهای سراسری وصله شده اند و اگر مقاومت خمشی تیر در این نقطه بیش از دو برابر لنگر وارد بر تیر باشد، می توان نوع وصله را Class A فرض کرد. ظرفیت خمشی مثبت در بر تیکه گاه (با صرف نظر از وجود آرماتور خمشی منفی) برابر است با:

$$\phi Mn = 0.9A_s F_y (d - 0.5a) = 0.9 \times 3077 \times 400 \times \left(700 - 0.5 \times \frac{3077 \times 400}{500 \times 0.85 \times 25} \right) = 711286916 N \cdot mm = 711 kN \cdot m$$

لنگر خمشی ناشی از بارهای ضریب دار در انتهای وصله و با فرض اینکه طول وصله برابر 0.818m باشد، برابر است با:

$$M_u = 300 + \frac{0.818}{3.5} \times 200 = 347 kN \cdot m$$

لنگر وارد بر مقطع (347 kN.m) کمتر از نصف مقاومت خمشی مقطع می باشد و بنابراین وصله از نوع Class A محسوب می شود و طول وصله برابر است با:

$$l_{splice} = l_d = 818 mm \quad \text{روش تقریبی}$$

وصله پوششی دو میلگرد با قطر متفاوت

۲-۳-۴-۲۱-۹ در مواردی که میلگردهای با قطرهای مختلف با وصله پوشش بهم متصل می شوند طول پوشش باید برابر بزرگترین دو مقدار، طول گیرایی میلگرد با قطر بزرگتر یا طول پوشش لازم برای میلگرد با قطر کوچکتر، در نظر گرفته شود. میلگردهای با قطر بزرگتر از ۳۶ میلیمتر را می توان به میلگردهای با قطر کوچکتر از ۳۶ میلیمتر اتصال داد.

25.5.2.2 If bars of different size are lap spliced in tension, l_{st} shall be the greater of l_d of the larger bar and l_{st} of the smaller bar.

وصله پوششی گروه میلگرد

۳-۱-۴-۲۱-۹ وصله پوششی برای گروه میلگردها، به عنوان یک مجموعه میلگرد، مجاز نیست. اما هریک از میلگردها را می توان جداگانه با وصله پوششی بهم متصل نمود. در این حالت نواحی وصله میلگردهای مختلف نباید با هم تداخل داشته باشند. ۴-۱-۴-۲۱-۹ طول پوشش لازم برای وصله پوششی هر دو میلگرد در گروه میلگردها باید براساس طول پوشش لازم برای هریک از میلگردها تعیین شود و در آن ضوابط بند ۶-۲-۲۱-۹ رعایت شود.

25.6.1.7 Lap splices of bars in a bundle shall be based on the lap splice length required for individual bars within the bundle, increased in accordance with 25.6.1.5. Individual bar splices within a bundle shall not overlap. Entire bundles shall not be lap spliced.

۳-۸- وصله اعضای کششی

25.5.7.4 Splices in tension tie members shall be made with a mechanical or welded splice in accordance with 25.5.7.1. Splices in adjacent bars shall be staggered at least 750 mm.

۴-۸- وصله پوششی میلگرد فشاری (Compression lap splice)

۳-۴-۲۱-۹ وصله میلگردهای فشاری

۱-۳-۴-۲۱-۹ در وصله‌های پوششی، طول پوشش برای فولادهای از رده $S400$ یا پایین‌تر باید حداقل برابر با $0.08f_{yd}d_b$ و برای فولادهای مقاوم‌تر برابر با $(24 - 0.15f_{yd})d_b$ باشد. این طول در هر حال نباید کمتر از ۳۰۰ میلی‌متر اختیار شود.

25.5.5 Lap splice lengths of deformed bars in compression

25.5.5.1 Compression lap splice length ℓ_{sc} of No. 36 or smaller deformed bars in compression shall be calculated in accordance with (a) or (b):

- (a) For $f_y \leq 420$ MPa: ℓ_{sc} is the greater of $0.071f_y d_b$ and 300 mm
 (b) For $f_y > 420$ MPa: ℓ_{sc} is the greater of $(0.13f_y - 24)d_b$ and 300 mm

For $f_c' < 21$ MPa, the length of lap shall be increased by one-third.

25.5.5.2 Compression lap splices shall not be used for bars larger than No. 36, except as permitted in 25.5.5.3.

چرا طول وصله میلگرد فشاری کمتر از طول وصله میلگرد کششی می باشد؟

۵-۸- وصله مکانیکی و جوشی

- وصله مکانیکی یک جایگزین برای وصله پوششی است.
- در مواردی که طول اتصال کم است ممکن است از وصله مکانیکی استفاده شود (برای مثال در مواردی که سازه جدید به یک سازه از قبل ساخته شده وصل می شود).
- در مواردی که تراکم میلگرد بالاست می توان از وصله مکانیکی استفاده کرد (برای مثال در ستونهایی که درصد میلگرد بالایی دارند، در محل وصله تراکم میلگرد بالا خواهد بود).
- در مواردی که قطر میلگرد بیش از ۳۶ میلی‌متر است، نمی توان از وصله پوششی استفاده کرد و یک جایگزین می تواند وصله مکانیکی باشد.
- در مواردی ممکن است طول وصله پوششی به حدی زیاد شود که محل وصله در ناحیه غیر مجاز قرار گیرد. در این حالت می توان از وصله مکانیکی استفاده کرد. برای مثال در ستونهای ویژه باید محل وصله خارج از ناحیه بحرانی باشد.
- در اعضای کششی نمی توان از وصله پوششی استفاده کرد و یک جایگزین می تواند وصله مکانیکی باشد.

18.2.7 Mechanical splices in special moment frames and special structural walls

18.2.7.1 Mechanical splices shall be classified as (a) or (b):

- (a) Type 1 – Mechanical splice conforming to 25.5.7
- (b) Type 2 – Mechanical splice conforming to 25.5.7 and capable of developing the specified tensile strength of the spliced bars

18.2.7.2 Type 1 mechanical splices shall not be located within a distance equal to twice the member depth from the column or beam face for special moment frames or from critical sections where yielding of the reinforcement is likely to occur as a result of lateral displacements beyond the linear range of behavior. Type 2 mechanical splices shall be permitted at any location, except as noted in 18.9.2.1(c).

R18.2.7 Mechanical splices in special moment frames and special structural walls—In a structure undergoing inelastic deformations during an earthquake, the tensile stresses in reinforcement may approach the tensile strength of the reinforcement. The requirements for Type 2 mechanical splices are intended to avoid a splice failure when the reinforcement is subjected to expected stress levels in yielding regions. Type 1 mechanical splices are not required to satisfy the more stringent requirements for Type 2 mechanical splices, and may not be capable of resisting the stress levels expected in yielding regions. The locations of Type 1 mechanical splices are restricted because tensile stresses in reinforcement in yielding regions can exceed the strength requirements of 25.5.7. The restriction on Type 1 mechanical splices applies to all reinforcement resisting earthquake effects, including transverse reinforcement.

Recommended detailing practice would preclude the use of splices in regions of potential yielding in members resisting earthquake effects. If use of mechanical splices in regions of potential yielding cannot be avoided, there should be documentation on the actual strength characteristics of the bars to be spliced, on the force-deformation characteristics of the spliced bar, and on the ability of the Type 2 mechanical splice to be used to meet the specified performance requirements.

Although mechanical splices as defined by 18.2.7 need not be staggered, staggering is encouraged and may be necessary for constructibility or provide enough space around the splice for installation or to meet the clear spacing requirements.

R18.2.7.1 The additional requirement for a Type 2 mechanical splice is intended to result in a mechanical splice capable of sustaining inelastic strains through multiple cycles.

25.5.7 Mechanical and welded splices of deformed bars in tension or compression

25.5.7.1 A mechanical or welded splice shall develop in tension or compression, as required, at least $1.25f_y$ of the bar.

18.6.3.3 Lap splices of deformed longitudinal reinforcement shall be permitted if hoop or spiral reinforcement is provided over the lap length. Spacing of the transverse reinforcement enclosing the lap-spliced bars shall not exceed the lesser of $d/4$ and 100 mm. Lap splices shall not be used in locations (a) through (c):

- (a) Within the joints
- (b) Within a distance of twice the beam depth from the face of the joint
- (c) Within a distance of twice the beam depth from critical sections where flexural yielding is likely to occur as a result of lateral displacements beyond the elastic range of behavior

۴-۲۳-۹ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد

۱-۴-۲۳-۹ اعضای تحت خمشی در قاب‌ها ($N_u \leq 0.15f_{cd}A_g$)

۲-۱-۴-۲۳-۹ آرماتور طولی

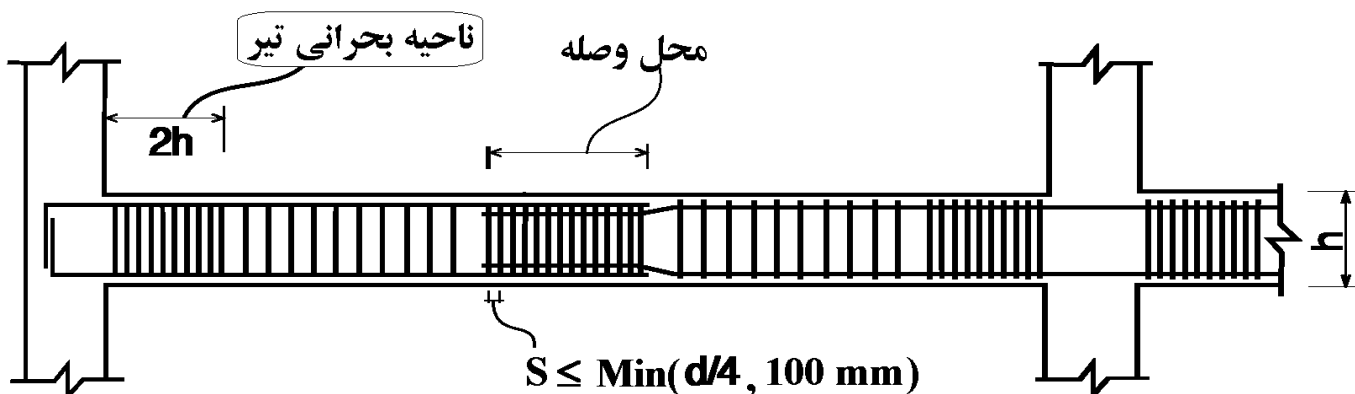
۵-۲-۱-۴-۲۳-۹ استفاده از وصله پوششی در میلگردهای طولی خمشی فقط در شرایطی مجاز است که در تمام طول وصله آرماتور عرضی از نوع تنگ یا دورپیچ موجود باشد. فواصل سفره‌های آرماتور عرضی دربرگیرنده وصله از یکدیگر نباید بیشتر از یک‌چهارم ارتفاع مؤثر مقطع و ۱۰۰ میلیمتر اختیار شود.

۶-۲-۱-۴-۲۳-۹ استفاده از وصله پوششی در محل‌های زیر مجاز نیست:

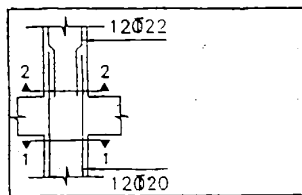
الف- در اتصالات تیرها به ستون‌ها

ب- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع از بر تکیه‌گاه

۷-۲-۱-۴-۲۳-۹ وصله‌های جوشی یا مکانیکی مطابق ضوابط بندهای ۶-۱-۴-۲۱-۹ و ۷-۱-۴-۲۱-۹ به شرطی مجاز است که وصله میلگرد در هر سفره میلگرد به صورت یک در میان انجام شود و فاصله وصله‌ها در میلگردهای مجاور یکدیگر در امتداد طول عضو، کمتر از ۶۰۰ میلی‌متر نباشد.



۳۸- نتایج خروجی طراحی یک ستون مقدار فولاد لازم در مقطع ۱-۱ را $12\bar{\Phi}20$ و در مقطع ۲-۲ را $12\bar{\Phi}22$ تعیین کرده است. با توجه به شکل کدام عبارت صحیح است؟



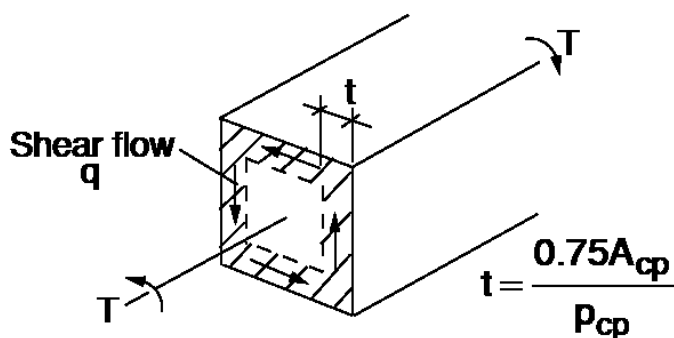
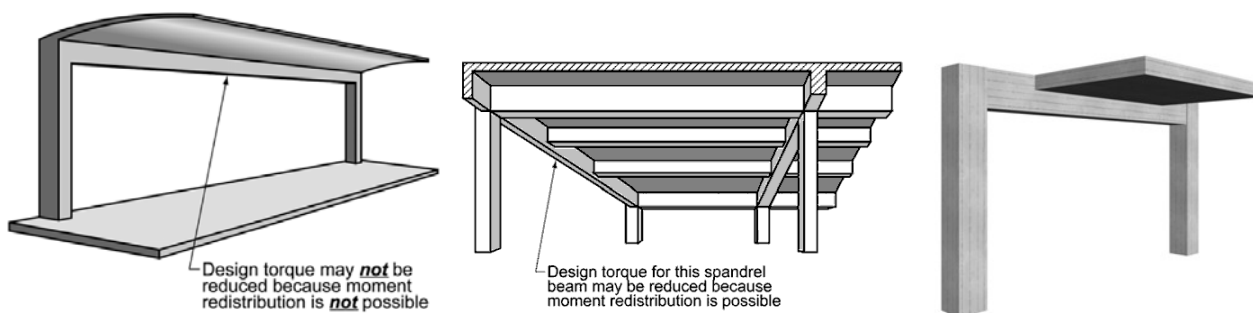
- (۱) میلگردهای پائین باید به $12\bar{\Phi}22$ تغییر پیدا کنند.
- (۲) میلگردهای طبقه فوقانی همواره باید کمتر از طبقه پائین باشند.
- (۳) در صورتی که طول وصله بر اساس قطر میلگرد کوچکتر انجام شود ($\bar{\Phi}20$)، طرح صحیح است.
- (۴) در صورتی که طول وصله بر اساس قطر میلگرد بزرگتر انجام شود ($\bar{\Phi}22$)، طرح صحیح است.

گزینه ۱

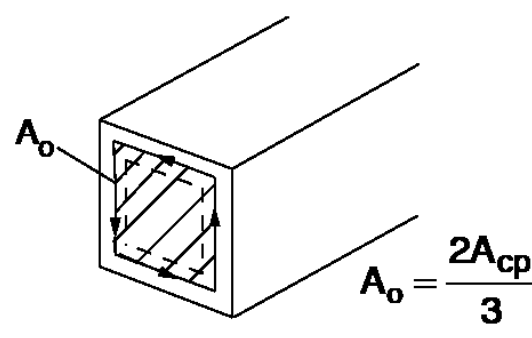
۱۳- در مورد وصله پوشش دو میلگرد فشاری با قطرهای ۲۰ و ۲۵ میلیمتر گزینه صحیح تر را انتخاب کنید؟

- (۱) طول پوشش برابر کوچکترین دو مقدار طول گیرائی میلگرد $\Phi 25$ و طول پوشش لازم برای میلگرد $\Phi 20$ در نظر گرفته می شود.
- (۲) طول پوشش برابر بزرگترین دو مقدار طول گیرائی میلگرد $\Phi 25$ و طول پوشش لازم برای میلگرد $\Phi 20$ در نظر گرفته می شود.
- (۳) طول پوشش فقط براساس طول پوشش میلگرد ۲۵ میلیمتری تعیین می گردد.
- (۴) طول پوشش فقط براساس طول گیرائی میلگرد ۲۰ میلیمتری تعیین می شود.

گزینه ۲



(a) Thin-walled tube



(b) Area enclosed by shear flow path, A_o

$$\tau = \frac{T}{2A_m t}$$

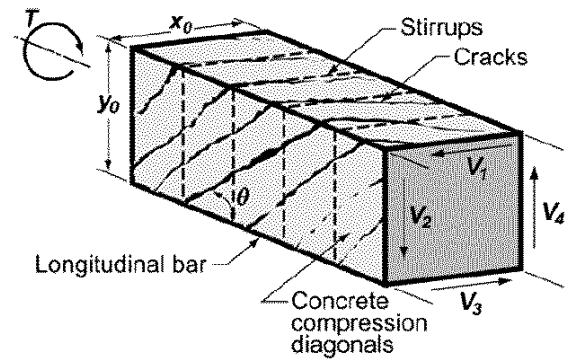
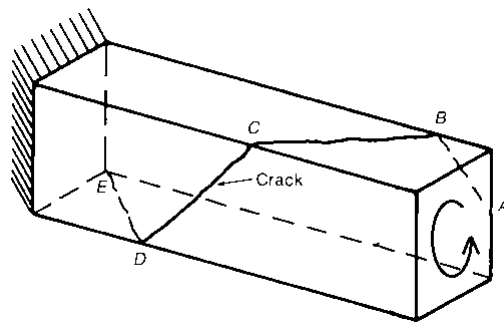
$$T_{cr} = 2A_m t \times \tau_0 = 2 \frac{2A_{cp}}{3} \frac{0.75A_{cp}}{P_{cp}} \times \tau_0 = \frac{(A_{cp})^2}{P_{cp}} \times 0.33\sqrt{f'_c}$$

22.7.5 Cracking torsion

22.7.5.1 Cracking torsion T_{cr} shall be calculated in accordance with Table 22.7.5.1 for solid and hollow cross sections, where N_u is positive for compression and negative for tension.

Table 22.7.5.1—Cracking torsion

Type of member	T_{cr}	
Nonprestressed member	$0.33\lambda\sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$	(a)
Prestressed member	$0.33\lambda\sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0.33\lambda\sqrt{f'_c}}}$	(b)
Nonprestressed member subjected to axial force	$0.33\lambda\sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.33A_g\lambda\sqrt{f'_c}}}$	(c)



22.7—Torsional strength

22.7.1 General

22.7.1.1 This section shall apply to members if $T_u \geq \phi T_{th}$, where ϕ is given in Chapter 21 and threshold torsion T_{th} is given in 22.7.4. If $T_u < \phi T_{th}$, it shall be permitted to neglect torsional effects.

22.7.4 Threshold torsion

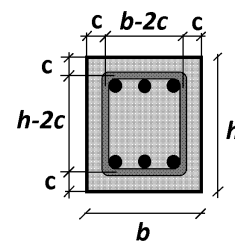
22.7.4.1 Threshold torsion T_{th} shall be calculated in accordance with Table 22.7.4.1(a) for solid cross sections and Table 22.7.4.1(b) for hollow cross sections, where N_u is positive for compression and negative for tension.

Table 22.7.4.1(a)—Threshold torsion for solid cross sections

Type of member	T_{th}	
Nonprestressed member	$0.083\lambda\sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$	(a)
Prestressed member	$0.083\lambda\sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0.33\lambda\sqrt{f'_c}}}$	(b)
Nonprestressed member subjected to axial force	$0.083\lambda\sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.33A_g\lambda\sqrt{f'_c}}}$	(c)

Table 22.7.4.1(b)—Threshold torsion for hollow cross sections

Type of member	T_{th}	
Nonprestressed member	$0.083\lambda\sqrt{f'_c} \left(\frac{A_g^2}{P_g} \right)$	(a)
Prestressed member	$0.083\lambda\sqrt{f'_c} \left(\frac{A_g^2}{P_g} \right) \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0.33\lambda\sqrt{f'_c}}}$	(b)
Nonprestressed member subjected to axial force	$0.083\lambda\sqrt{f'_c} \left(\frac{A_g^2}{P_g} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.33A_g\lambda\sqrt{f'_c}}}$	(c)

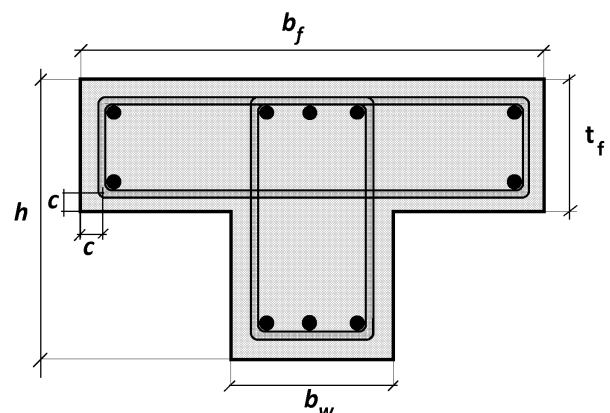


$$A_c = bh$$

$$P_c = 2(b+h)$$

$$A_{oh} = (b-2c)(h-2c)$$

$$P_h = 2(b-2c) + 2(h-2c)$$



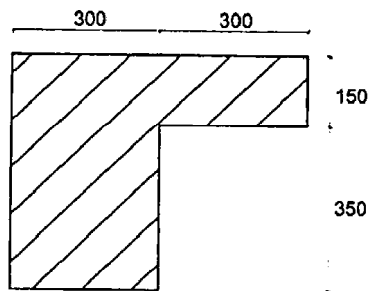
$$A_c = b_w h + t_f (b_f - b_w)$$

$$P_c = 2 b_f + 2h$$

$$A_{oh} = (b_w - 2c)(h - 2c) + (t_f - 2c)(b_f - 2c - b_w)$$

$$P_h = 2(b_f - 2c) + 2(h - 2c)$$

۲۸- لنگر پیچشی ترک خوردگی مقطع بتنی معمولی درجا مطابق شکل به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (نوع بتن C25 است و مقادیر بر روی شکل بر حسب میلی متر است.)



(۱) 21.35 kN.m

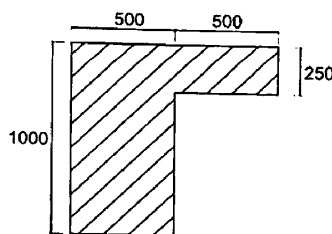
(۲) 17.35 kN.m

(۳) 16.25 kN.m

(۴) 23.45 kN.m

$$T_{cr} = 0.33\lambda\sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) = 0.33\sqrt{25} \left(\frac{(300 \times 500 + 300 \times 150)^2}{500 \times 2 + 600 \times 2} \right) = 28.5 \text{ kN.m}$$

۴۱- مقطع یک تیر بتن مسلح درجا مطابق شکل زیر که با بتن معمولی و از رده C30 و آرماتورها از رده S400 می باشند، تحت تأثیر پیچش قرار می گیرد. لنگر نهایی پیچشی حداکثر چه مقدار باشد که مقطع به لحاظ محاسباتی نیازی به آرماتورهای پیچشی نداشته باشد؟ (ابعاد شکل به میلی متر است.)



(۱) 43 kN

(۲) 53 kN

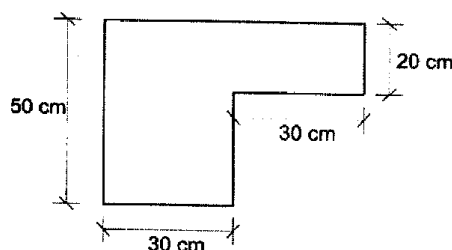
(۳) 23 kN

(۴) 33 kN

نیاز به آرماتور پیچشی نخواهد بود $\rightarrow T_u < 0.25T_{cr}$

$$T_u < 0.25T_{cr} = 0.25 \times 0.33\sqrt{30} \left(\frac{(500 \times 1000 + 500 \times 250)^2}{1000 \times 2 + 1000 \times 2} \right) = 44 \text{ kN.m}$$

۲۲- در صورتی که رده بتن C25 باشد، لنگر پیچشی ترک خوردگی مقطع مطابق شکل (بر حسب kN.m) به کدام یک از اعداد زیر نزدیک تر است؟



(۱) 26

(۲) 22

(۳) 24

(۴) 28

22.7.7 Cross-sectional limits

22.7.7.1 Cross-sectional dimensions shall be selected such that (a) or (b) is satisfied:

(a) For solid sections

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0.66 \sqrt{f'_c}\right) \quad (22.7.7.1a)$$

(b) For hollow sections

$$\left(\frac{V_u}{b_w d}\right) + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2}\right) \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0.66 \sqrt{f'_c}\right) \quad (22.7.7.1b)$$

۹-۵- مقاومت پیچشی خاموت ها

22.7.6.1 For nonprestressed and prestressed members, T_n shall be the lesser of (a) and (b):

$$(a) T_n = \frac{2 A_o A_t f_{yt}}{s} \cot \theta \quad (22.7.6.1a)$$

$$(b) T_n = \frac{2 A_o A_l f_y}{p_h} \cot \theta \quad (22.7.6.1b)$$

where A_o shall be determined by analysis, θ shall not be taken less than 30 degrees nor greater than 60 degrees; A_t is the area of one leg of a closed stirrup resisting torsion; A_l is the area of longitudinal torsional reinforcement; and p_h is the perimeter of the centerline of the outermost closed stirrup.

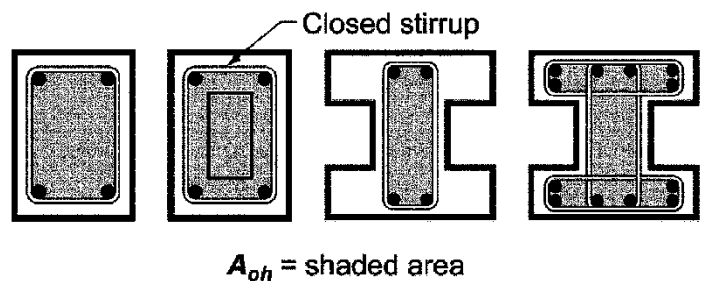
22.7.6.1.1 In Eq. (22.7.6.1a) and (22.7.6.1b), it shall be permitted to take A_o equal to $0.85 A_{oh}$.

22.7.6.1.2 In Eq. (22.7.6.1a) and (22.7.6.1b), it shall be permitted to take θ equal to (a) or (b):

(a) 45 degrees for nonprestressed members or members with $A_{ps} f_{se} < 0.4(A_{ps} f_{pu} + A_s f_y)$

(b) 37.5 degrees for prestressed members with $A_{ps} f_{se} \geq 0.4(A_{ps} f_{pu} + A_s f_y)$

A_{oh} = area enclosed by centerline of the outermost closed transverse torsional reinforcement, mm^2



9.7.5 Longitudinal torsional reinforcement

9.7.5.1 If torsional reinforcement is required, longitudinal torsional reinforcement shall be distributed around the perimeter of closed stirrups that satisfy 25.7.1.6 or hoops with a spacing not greater than 300 mm. The longitudinal reinforcement shall be inside the stirrup or hoop, and at least one longitudinal bar or tendon shall be placed in each corner.

9.7.5.2 Longitudinal torsional reinforcement shall have a diameter at least 0.042 times the transverse reinforcement spacing, but not less than 10 mm.

9.7.5.3 Longitudinal torsional reinforcement shall extend for a distance of at least $(b_t + d)$ beyond the point required by analysis.

9.7.6.3.3 Spacing of transverse torsional reinforcement shall not exceed the lesser of $p_h/8$ and 300 mm.

9.6.4.2 If torsional reinforcement is required, minimum transverse reinforcement $(A_v + 2A_t)_{min}/s$ shall be the greater of (a) and (b):

$$(a) 0.062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$$

$$(b) 0.35 \frac{b_w}{f_{yt}}$$

9.6.4.3 If torsional reinforcement is required, minimum area of longitudinal reinforcement $A_{t,min}$ shall be the lesser of (a) and (b):

$$(a) 0.42 \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}}{f_{yt}} - \left(\frac{A_t}{s} \right) p_h \frac{f_{yt}}{f_y}$$

$$(b) 0.42 \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}}{f_{yt}} - \left(\frac{0.175 b_w}{f_{yt}} \right) p_h \frac{f_{yt}}{f_y}$$

مثال:

یک تیر به ابعاد 650x400 mm تحت اثر لنگر پیچشی $T_u=41$ kN.m و برش $V_u=270$ kN قرار گرفته است. فرض کنید که میلگردها خمشی عضو $\phi 25$ می باشند.

$$f'_c = 28 \text{ MPa} \quad F_{yt} = 300 \text{ MPa}$$

۱- کنترل نیاز یا عدم نیاز به منظور کردن لنگر پیچشی

$$A_{cp} = 650 \times 400 = 260000 \quad P_{cp} = 800 + 1300 = 2100$$

$$T_{cr} = 0.33\sqrt{28} \frac{(A_{cp})^2}{P_{cp}} = 56.2 \times 10^6 \text{ N.mm} = 56.2 \text{ kN.mm} \rightarrow T_u = 41 > 0.75 \times \frac{56.2}{4}$$

۲- کنترل حداکثر پیچش قابل تحمل توسط مقطع

$$\left. \begin{aligned} A_{oh} &= (650 - 80 - 10)(400 - 80 - 10) = 173600 \text{ mm}^2 \\ A_o &= 0.85A_{oh} = 147560 \\ P_h &= [(650 - 80 - 10) + (400 - 80 - 10)] \times 2 = 1740 \text{ mm} \\ d &= 650 - 40 - 10 - 12.5 = 587.5 \text{ mm} \\ V_c &= 0.17\sqrt{28} \times bd = 0.17 \times \sqrt{28} \times 587.5 \times 400 = 211 \text{ kN} \end{aligned} \right\}$$

$$\left[\sqrt{\left(\frac{270000}{bd}\right)^2 + \left(\frac{41 \times 10^6 \times P_h}{1.7 \times A_{oh}^2}\right)} = 1.805 \text{ MPa} \right] < \left[0.75 \left(\frac{211000}{bd}\right) + 0.66\sqrt{28} = 3.29 \text{ MPa} \right] \quad \text{OK.}$$

۳- محاسبه خاموت تحت اثر پیچش

$$\left. \begin{aligned} T_n &= \frac{2A_o A_t F_{yt}}{s} = \frac{2 \times 147560 \times A_t \times 300}{s} \\ T_u &= 41 \times 10^6 \end{aligned} \right\} T_u \leq \phi T_n \rightarrow \frac{A_t}{s} = 0.617 \text{ mm}$$

۴- محاسبه خاموت لازم برای برش

$$\left. \begin{aligned} V_c &= 211 \text{ kN} \\ V_u &= 270 \text{ kN} \end{aligned} \right\} \phi V_s = V_u - \phi V_c = 111 \text{ kN} \rightarrow V_{s \text{ لازم}} = 148.6 \text{ kN.}$$

$$\left. \begin{aligned} V_s &= \frac{A_v d F_{yt}}{s} = \frac{A_v \times 587.5 \times 300}{s} \\ V_{s \text{ لازم}} &= 148.6 \text{ kN} \end{aligned} \right\} \rightarrow \frac{A_v}{s} \geq 0.84 \text{ mm}$$

۵- محاسبه A_v کل

$$\frac{A_{v\text{-Total}}}{s} = \frac{A_v + 2A_t}{s} = 0.84 + 2 \times 0.617 = 2.078$$

$$\frac{s}{S} = 100 \text{ mm} \quad A_{v\text{-Total}} = 207.8 \text{ mm}^2 \rightarrow 2.6 \phi 10 \rightarrow \text{Use } 3\phi 10$$

۶- کنترل محدودیت خاموتها:

$$100 < \text{Min} \left\{ \frac{1740}{8}, 300 \right\} \quad \text{OK.}$$

$$2.078 > \text{Max} \left\{ 0.062 \times \sqrt{28} \times \frac{400}{300}, 0.35 \times \frac{400}{300} \right\} = \text{Max} \{0.4374, 0.467\} \quad \text{OK.}$$

11.5.5.2 — Where torsional reinforcement is required by 11.5.5.1, the minimum area of transverse closed stirrups shall be computed by

$$(A_v + 2A_t) = 0.062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad (11-23)$$

but shall not be less than $(0.35b_w s)/f_{yt}$.

۷- محاسبه آرماتورهای طولی پیچشی

$$T_n = \frac{2A_0 A_l F_y}{P_h} = \frac{2 \times 147560 \times A_l \times 400}{1740} \quad \left. \begin{array}{l} \varphi T_n \leq T_u \\ T_u = 41 \times 10^6 \end{array} \right\} \rightarrow A_t = 805.77 \text{ mm}$$

۸- کنترل آرماتور پیچشی طولی حداقل

$$A_{l,min} = \frac{0.42\sqrt{28} \times 260000}{400} - 0.617 \times 1740 \times \frac{300}{400} = 1120.29 \text{ mm}^2$$

محاسبات ۹۴

۲۳- یک عضو بتن آرمه با مقطع مربع شکل به ابعاد $400 \times 400 \text{ mm}$ فقط تحت اثر لنگر پیچشی قرار دارد. در صورتی که آرماتورهای طولی شامل کلاً ۴ عدد $\Phi 20$ در چهار گوشه مقطع، خاموت بسته $\Phi 10 @ 100 \text{ mm}^c/c$ 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 کیلونیوتن‌متر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

۳۰ (۴)

۳۴ (۳)

۳۸ (۲)

۴۴ (۱)

محاسبات ۹۵

۲۶- یک مقطع مستطیل شکل بتن آرمه با $b=300 \text{ mm}$ ، $h=500 \text{ mm}$ ، $d=430 \text{ mm}$ ، نوع بتن C25، نوع فولاد S400، پوشش بتن ۵۰ mm و خاموت بسته $\Phi 10 @ 100 \text{ mm}$ تحت اثر نیروی برشی نهایی ۱۰۰ kN و لنگر پیچشی نهایی ۳۰ kN.m قرار دارد. حداکثر تنش بتن در این مقطع بر حسب MPa به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

۴.۰۰ (۱)

۳.۵۰ (۲)

۳.۴۰ (۳)

۳.۸۰ (۴)

محاسبات-۹۱

۱۲- در یک تیر بتن آرمه با مقطع مستطیلی به ارتفاع 50 cm و به پهنای 40 cm و با پوشش بتن 6 cm از مرکز آرماتورهای اصلی، چنانچه لنگر پیچشی نهایی برابر $T_u = 6 \text{ kN.m}$ باشد، میزان آرماتور عرضی لازم ناشی از پیچش به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟
فرض کنید بتن از رده C25 و آرماتورها از رده S340 است.

(۱) $\Phi 10 @ 150$

(۲) $\Phi 10 @ 250$

(۳) $\Phi 10 @ 350$

(۴) به لحاظ پیچش نیازی به آرماتور عرضی نمی‌باشد.

محاسبات ۹۵

۲۷- مقطع مستطیل شکل بتن آرمه به ابعاد $b = 300 \text{ mm}$ ، $h = 500 \text{ mm}$ ، پوشش بتن برابر 50 mm با خاموت بسته $\Phi 10 @ 100 \text{ mm}$ ، نوع بتن C25 و نوع فولاد خاموت S340 مفروض است. با فرض قابل قبول بودن آرماتورهای طولی مقطع، و در صورت عدم استفاده از محاسبات دقیق تر، لنگر پیچشی مقاوم تأمین شده توسط آرماتورهای پیچشی بر حسب kN.m به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

(۱) 28

(۲) 22

(۳) 41

(۴) 35

محاسبات-۹۰

۳۲- مقطع بتن آرمه‌ای به ابعاد $40 \times 60 \text{ cm}$ تحت اثر لنگر پیچشی $T_u = 10 \text{ kN.m}$ قرار دارد. در این مورد گزینه بهتر را انتخاب کنید. ($f_c = 35 \text{ MPa}$ و $f_y = 400 \text{ MPa}$)

(۱) طراحی برای آرماتورهای طولی پیچشی لازم بوده و می‌توان از آرماتورهای عرضی پیچشی صرف‌نظر کرد.

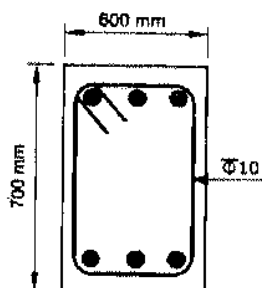
(۲) طراحی برای پیچش لازم است.

(۳) طراحی آرماتورهای عرضی پیچشی لازم بوده و می‌توان از آرماتورهای طولی پیچشی صرف‌نظر کرد.

(۴) طراحی برای پیچش ضرورتی ندارد.

محاسبات ۹۵

۳۰- با فرض اینکه برای یک تیر با مقطع نشان داده شده در شکل زیر طراحی برای برش و پیچش الزامی باشد، فقط از منظر حداقل آرماتور برشی و پیچشی و بدون توجه به سایر الزامات از جمله الزامات لرزه‌ای، حداکثر فاصله خاموت‌های بسته به قطر 10 میلی‌متر به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیکتر است؟ (فرض کنید پوشش بتن برابر 50 میلی‌متر، میلگردها از رده S340 و بتن از نوع C35 است)



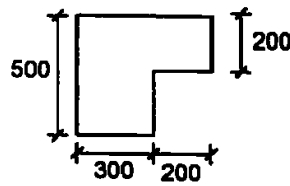
(۱) 150 mm

(۲) 125 mm

(۳) 300 mm

(۴) 250 mm

۳۲- لنگر پیچشی ترک خوردگی مقطع مطابق شکل در صورتیکه رده بتن C25 باشد، بر حسب کیلونیوتن متر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (واحدها در شکل بر حسب میلی متر است و $\phi_c = 0.65$).



24 (۱)

22 (۲)

16 (۳)

18 (۴)

محاسبات-۹۱

۷- در یک مقطع مستطیل شکل ($b=30\text{ cm}$, $h=50\text{ cm}$) در صورتی که پوشش بتن برابر 4 cm و خاموت مصرفی به صورت بسته از $\Phi 12$ و آرماتور طولی $6\Phi 20$ (در گوشه ها و در گونه ها) و بتن از رده C25 و فولاد از رده S400 (آرماتور طولی و عرضی) و نیروی برشی و لنگر پیچشی نهایی موثر به مقطع به ترتیب برابر $V_u=200\text{ kN}$ و $T_u=40\text{ kN.m}$ باشد، گزینه صحیح را انتخاب کنید؟

(۱) مقطع قابل قبول نیست.

(۲) با طراحی مناسب فاصله خاموت های بسته از یکدیگر می توان مقطع را قابل قبول دانست.

(۳) با طراحی مناسب فاصله خاموت های بسته از یکدیگر و مقدار آرماتور طولی می توان مقطع را قابل قبول دانست.

(۴) با طراحی مناسب مقدار آرماتور طولی می توان مقطع را قابل قبول دانست.

گزینه ۱:

این مقطع تحت اثر برش و پیچش بالا قرار دارد. با افزایش برش و پیچش، یا باید ابعاد مقطع را افزایش داد و یا اینکه خاموت ها را افزایش داد. در این سوال ابعاد مقطع ثابت است و تنها راه افزایش مقاومت افزایش حجم خاموت می باشد. از طرفی برای قرار دادن خاموت محدودیت داریم و مقدار خاموت نباید از یک حدی فراتر رود. آیین نامه برای کنترل خاموت گذاری در مقطع می گوید در مقاطع تحت اثر ترکیب برش و پیچش باید روابط زیر ارضا شوند

22.7.7 Cross-sectional limits

22.7.7.1 Cross-sectional dimensions shall be selected such that (a) or (b) is satisfied:

(a) For solid sections

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0.66 \sqrt{f'_c}\right) \quad (22.7.7.1a)$$

(b) For hollow sections

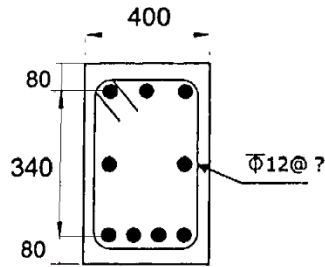
$$\left(\frac{V_u}{b_w d}\right) + \left(\frac{T_u P_h}{1.7 A_{oh}^2}\right) \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0.66 \sqrt{f'_c}\right) \quad (22.7.7.1b)$$

در صورتی که رابطه 22.7.7.1a ارضا نشود، تنها راه افزایش مقاومت برشی و پیچشی مقطع افزایش ابعاد مقطع افزایش می باشد:

$$\left(\sqrt{\left(\frac{200000}{300 \times 438}\right)^2 + \left(\frac{40 \times 10^6 \times 2 \times 616}{1.7(208 \times 408)^2}\right)^2} = 4.3\right) \leq 0.75(0.17\sqrt{25} + 0.66\sqrt{25}) = 3.11\text{ MPa}$$

بنابراین مقطع با ابعاد فعلی قابل قبول نمی باشد

۳۶- با فرض اینکه برای مقطع نشان داده شده در شکل زیر طراحی برای پیچش ضروری بوده و مقدار برش نهایی ناچیز باشد، حداکثر فاصله خاموت‌های بسته، بدون توجه به مقدار محاسباتی ناشی از لنگر پیچشی، حدوداً چند میلی‌متر می‌باشد؟ (بتن از رده C25 و فولاد از نوع S400 فرض شود. ابعاد در شکل به میلی‌متر است).



- (۱) 210
- (۲) 375
- (۳) 420
- (۴) 750

گزینه ۱

اگر پوشش بتن را "تا آکس خاموت" حدوداً $c = 80 - 10 - 6 = 64 \text{ mm}$ فرض کنیم:

$$s < \text{Min} \left(\frac{P_h}{8}, 300 \right) = \text{Min} \left(\frac{2(400 - 2 \times 64) + 2(500 - 2 \times 64)}{8}, 300 \right) = 161 \text{ mm}$$

تمرین: محاسبات ۸۷

۴۵- چنانچه برای مقابله با پیچش و برش در یک تیر بتنی از تنگ بسته استفاده شده باشد و سطح مقطع آرماتور عرضی لازم برای برش برابر A_v و سطح مقطع آرماتور عرضی لازم برای پیچش برابر A_p باشد سطح مقطع یکی از شاخه‌های تنگ به کار رفته در مقطع کدامیک از مقادیر زیر باید باشد؟

$$\frac{A_v}{2} + A_p \quad (۲)$$

$$A_v + A_p \quad (۴)$$

$$\frac{A_v}{2} + \frac{A_p}{2} \quad (۱)$$

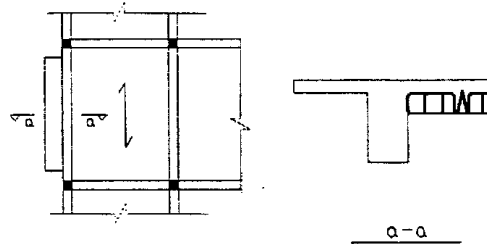
$$A_v + \frac{A_p}{2} \quad (۳)$$

گزینه ۲

تمرین: محاسبات ۸۳- پایه ۳

۴۰- در شکل زیر تیرچه‌ها موازی تیرکناری می‌باشند. دال طره متصل به این تیر لنگر پیچشی ضریبدار حداکثر برابر با $T_{ij} = 1.0 \text{ t.m}$ را به آن وارد می‌کند. در صورتیکه بخواهیم از اثر پیچش در تیر صرف‌نظر کنیم حداقل ابعاد لازم برای آن چه مقدار باید باشد؟

$$f_c = 200 \text{ kg/cm}^2 \text{ و } f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$



- (۱) ۴۰×۸۰ سانتیمتر
- (۲) // ۴۰×۷۰
- (۳) // ۴۰×۶۰
- (۴) -- ۴۰×۵۰

تمرین: محاسبات ۸۳- پایه ۳

- ۳۵- در یک تیر T شکل، از تنگ‌های بسته در بال و در جان، با فواصل $d/4$ ، استفاده شده است. کدامیک از جملات زیر صحیح می‌باشد؟
- (۱) تنگ بسته واقع در جان فقط در برش، و تنگ بسته واقع در بال فقط در پیچش کار می‌کند.
 - (۲) تنگ بسته واقع در جان در برش و پیچش، و تنگ بسته واقع در بال فقط در پیچش کار می‌کند.
 - (۳) تنگ بسته واقع در جان در برش و پیچش کار کرده، و تنگ بسته واقع در بال در هیچ یک از برش و پیچش موثر نیست.
 - (۴) هر دو تنگ بسته واقع در بال و در جان، در تحمل برش و پیچش کار می‌کنند.

تمرین: محاسبات ۸۹

۳۶- برای مسلح نمودن یک عضو بتن آرمه با مقطع مستطیلی شکل تحت اثر لنگر پیچشی تنها، کدامیک از گزینه‌های زیر صحیح است؟

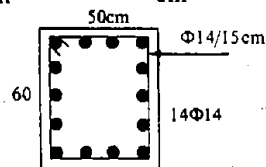
- (۱) آرماتور عرضی لازم بوده و آرماتور طولی به عنوان آرماتورهای اجرایی بکار برده می‌شوند.
- (۲) هر دو نوع آرماتورهای طولی و عرضی مورد نیاز هستند.
- (۳) آرماتور طولی لازم بوده و آرماتور عرضی به عنوان آرماتور اجرایی بکار برده می‌شوند.
- (۴) فقط آرماتور گونه در دو وجه مقطع کفایت می‌کند.

گزینه ۲

تمرین: محاسبات ۸۳- پایه ۱

۳۷- مقطع زیر متعلق به یک تیر لیه است که در حالت حدی نهایی برای برش $V_u = 40T$ و لنگر پیچشی $T_u = 3T - m$ طراحی شده است. کدام گزاره صحیح است؟ ابعاد حلقه خاموت‌ها 50×40 سانتی‌متر و ارتفاع مؤثر تیر ۵۴ سانتی‌متر است.

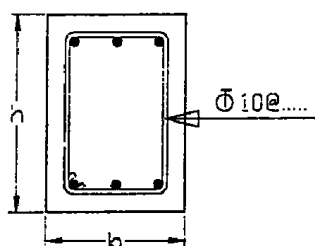
$$f_c = 200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad f_y = 4000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$



- (۱) خاموت‌ها و آرماتور طولی هر دو جوابگو هستند، مقطع نیز جوابگو است.
- (۲) خاموت‌ها و آرماتور طولی هر دو جوابگو هستند ولی مقطع جوابگو نیست.
- (۳) خاموت‌ها جوابگو نیستند، آرماتور طولی جوابگو است.
- (۴) خاموت‌ها جوابگو هستند، آرماتور طولی جوابگو نیست.

تمرین: محاسبات ۸۹

۳۲- در یک تیر بتنی مقدار آرماتور عرضی مورد نیاز برای برش برابر $10/47$ سانتیمتر مربع در هر متر طول و مقدار آرماتور عرضی مورد نیاز برای پیچش $5/23$ سانتیمتر مربع در هر متر طول محاسبه شده است. کدامیک از آرایش‌های زیر برای آرماتور عرضی این تیر صحیح می‌باشد؟



- (۱) $\Phi 10 @ 5 \text{ cm}$
- (۲) $\Phi 10 @ 7/5 \text{ cm}$
- (۳) $\Phi 10 @ 12/5 \text{ cm}$
- (۴) $\Phi 10 @ 15 \text{ cm}$

تمرین: محاسبات ۸۷

۴۴- چنانچه لنگر پیچشی نهایی ترک خوردگی یک عضو بتنی برابر 100 ton.m باشد حداکثر لنگر پیچشی نهایی قابل تحمل برای آنکه بتوان اساسا از اثر پیچش در محاسبات صرفنظر نمود، کدامیک از مقادیر زیر است؟

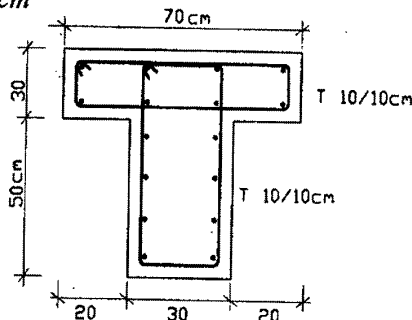
- (۱) ۲۵ تن - متر
 (۲) ۵۰ تن - متر
 (۳) ۷۵ تن - متر
 (۴) ۱۰۰ تن - متر

تمرین: محاسبات ۸۶

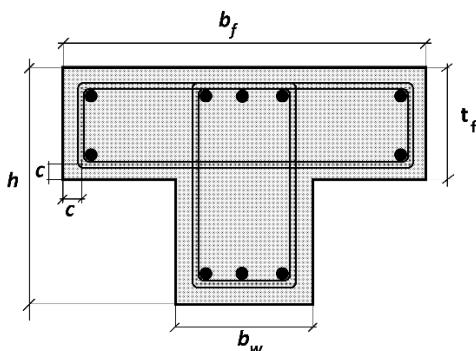
۴۰- در طراحی مقاطع اعضای بتن آرمه تحت اثر برش و پیچش توأم، باید فولادهای برشی و پیچشی به صورت جدا محاسبه شده و
 الف) از مقادیر به دست آمده هر کدام بزرگ تر است انتخاب شده و به فولادهای محاسبه شده برای سایر تلاشها اضافه شوند.
 ب) $1/33$ برابر بزرگ ترین مقدار فولاد برای برش یا پیچش همراه با فولادهای محاسبه شده برای سایر تلاش ها در مقطع استفاده شود.
 ج) فولادهای عرضی پیچشی با فولادهای برشی جمع شده و در مقطع استفاده شوند.
 د) مقادیر فولاد به دست آمده با هم جمع و به فولادهای محاسبه شده برای سایر تلاش ها اضافه شوند.
 گزینه ۴

تمرین: محاسبات ۸۳- پایه ۲

۳۷- در تیر T شکل زیر با وجود تنگهای بسته پیچشی در بال و جان، مقاومت پیچشی نهایی مقطع چقدر است؟
 $f_c = 3000 \text{ kg/cm}^2$ و $f_y = 3000 \text{ kg/cm}^2$



- (۱) $T_r = 7.5 \text{ T.m}$
 (۲) $T_r = 13.2$
 (۳) $T_r = 4.8$
 (۴) $T_r = 10.5$



$$A_c = b_w h + t_f (b_f - b_w)$$

$$P_c = 2 b_f + 2h$$

$$A_{oh} = (b_w - 2c)(h - 2c) + (t_f - 2c)(b_f - b_w)$$

$$P_h = 2(b_f - 2c) + 2(h - 2c)$$

$$A_o = 0.85 A_{oh}$$

۱۰- ستونهای کوتاه

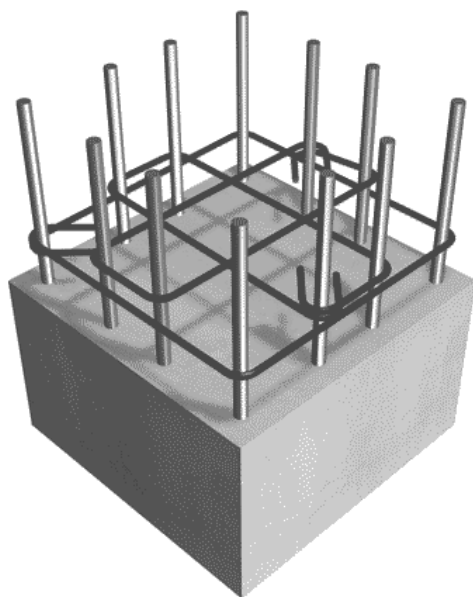
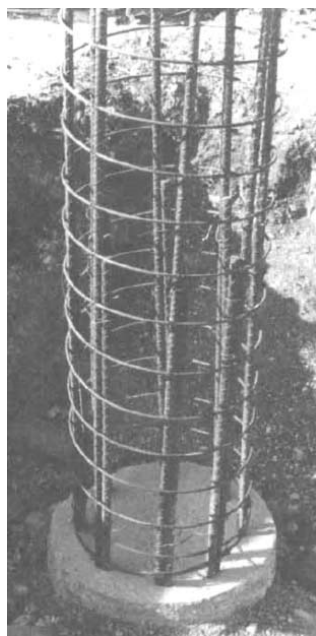
در این فصل به بررسی ستونها کوتاه پرداخته می شود. منظور از کلمه "کوتاه" یعنی ستونهایی که لاغری آنها به حدی کم است که کمانش تأثیری بر رفتار آنها نداشته و خرابی آنها وابسته به کمانش نیست. اثر کمانش در فصل بعدی بررسی خواهد شد.

۱۰-۱- تأثیر محصور کردن بتن

به دو شکل زیر توجه کنید.

در سمت راست یک ستون مربع با تنگ بسته داریم.

در سمت چپ یک ستون گرد با دورپیچ (spiral) داریم.

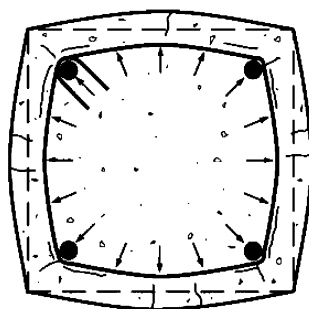


وجود تنگها و دورپیچ ها موجب ایجاد محصوریت در بتن می شود.

مقطع زیر مربوط به یک ستون تحت فشار است.

با افزایش فشار کرنشهای جانبی موجب افزایش ابعاد مقطع ستون می شود.

تنگها محیطی مانع افزایش ابعاد می شوند و یک فشار جانبی به بتن وارد می کنند



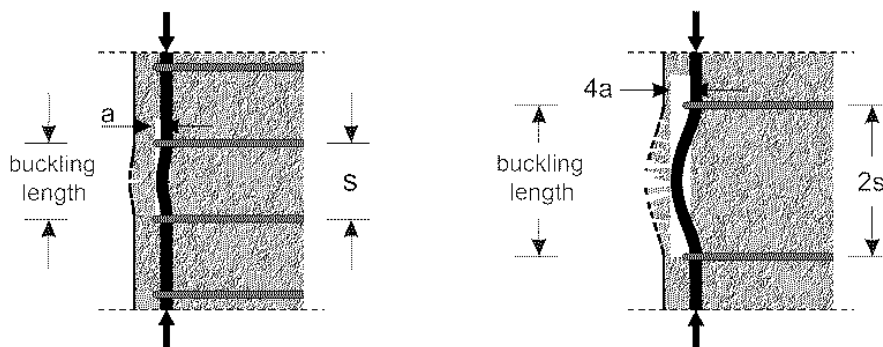
سوال: در شکل فوق تنگها تحت کشش خواهند بود یا فشار؟

پاسخ: تحت کشش

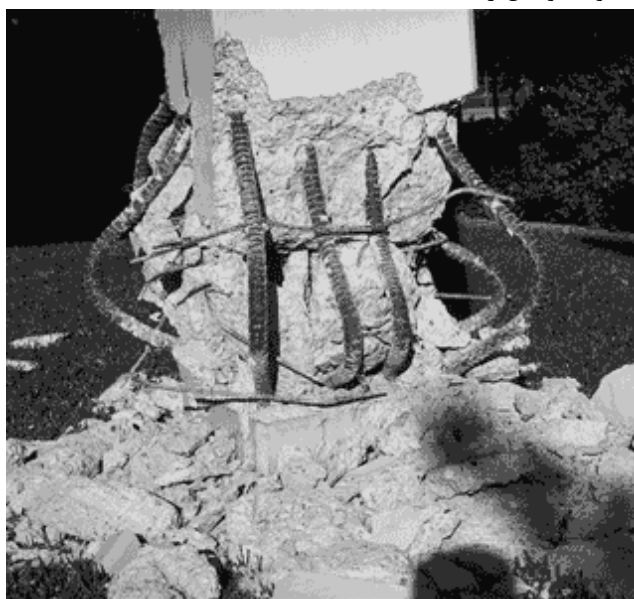
سوال: در شکل فوق بتن هسته داخلی (بتن قرار گرفته در داخل تنگ) تحت کشش جانبی است یا فشار جانبی؟

پاسخ: تحت فشار جانبی

تنگها علاوه بر ایجاد محصوریت برای بتن، مانع کمانش میلگردهای طولی نیز می شوند. فاصله تنگها (S در شکل) تاثیر قابل توجهی در جلوگیری از کمانش میلگردهای طولی دارد.



در شکل زیر از تنگهای ضعیف و با فواصل زیاد استفاده شده است:



در شکل زیر فشار جانبی بتن تحت فشار موجب شکم دهی تنگها به سمت بیرون شده است. پس از شکم دهی تنگها، میلگردهای طولی نیز کمانش می کنند. میلگردهایی که به صورت دایره توپر ترسیم شده اند، توسط سنجاق و یا گوشه تنگها به صورت مستقیم مهار شده اند ولی میلگردهایی که با دایره توخالی نشان داده شده اند، به صورت مستقیم مهار نشده اند. احتمال کمانش میلگردهای بدون مهار بیشتر است.

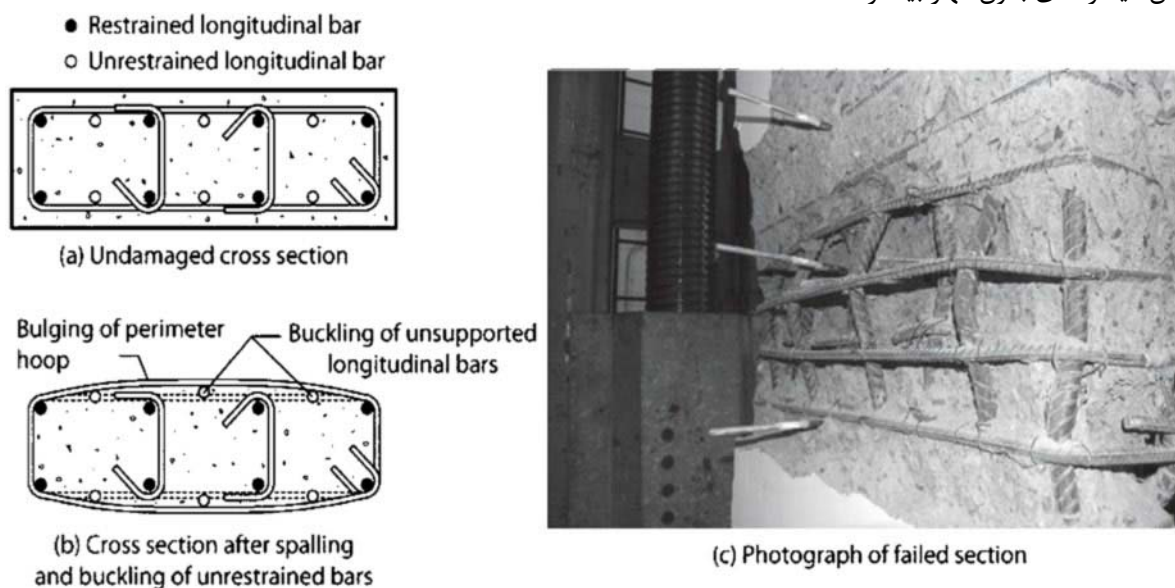
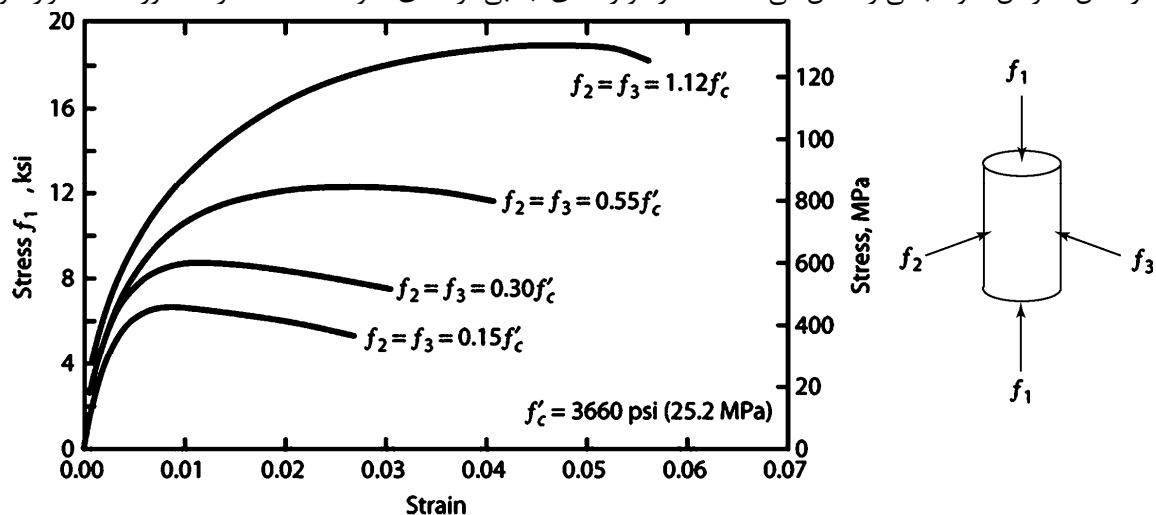


FIGURE 5.14 Failure of cross sections with unsupported longitudinal reinforcement. (After Arteta and Moehle, 2014.)

سوال: فشار جانبی وارد بر بتن چه تاثیری بر مقاومت و رفتار آن دارد؟

شکل زیر نمودار تنش- کرنش نمونه بتنی را نشان می دهد که در دو راستای جانبی (راستای ۲ و ۳) تحت فشار محصور کننده قرار دارد.



Richart et al. (1928) proposed that the axial strength of confined concrete could be represented by

$$f_{c1max} = f'_c + kf_3 \quad (3.11)$$

in which f_3 is the smallest principal compressive stress (positive in compression). The test data show that the value of k is slightly higher for low confinement stress than for higher confinement stress. Richart et al. (1928) recommended a single value of $k = 4.1$. Subsequent comparisons with larger data sets demonstrate that Eq. (3.11) with $k = 4.1$ adequately models the data trend over a large range of confinement stresses (Figure 3.15).

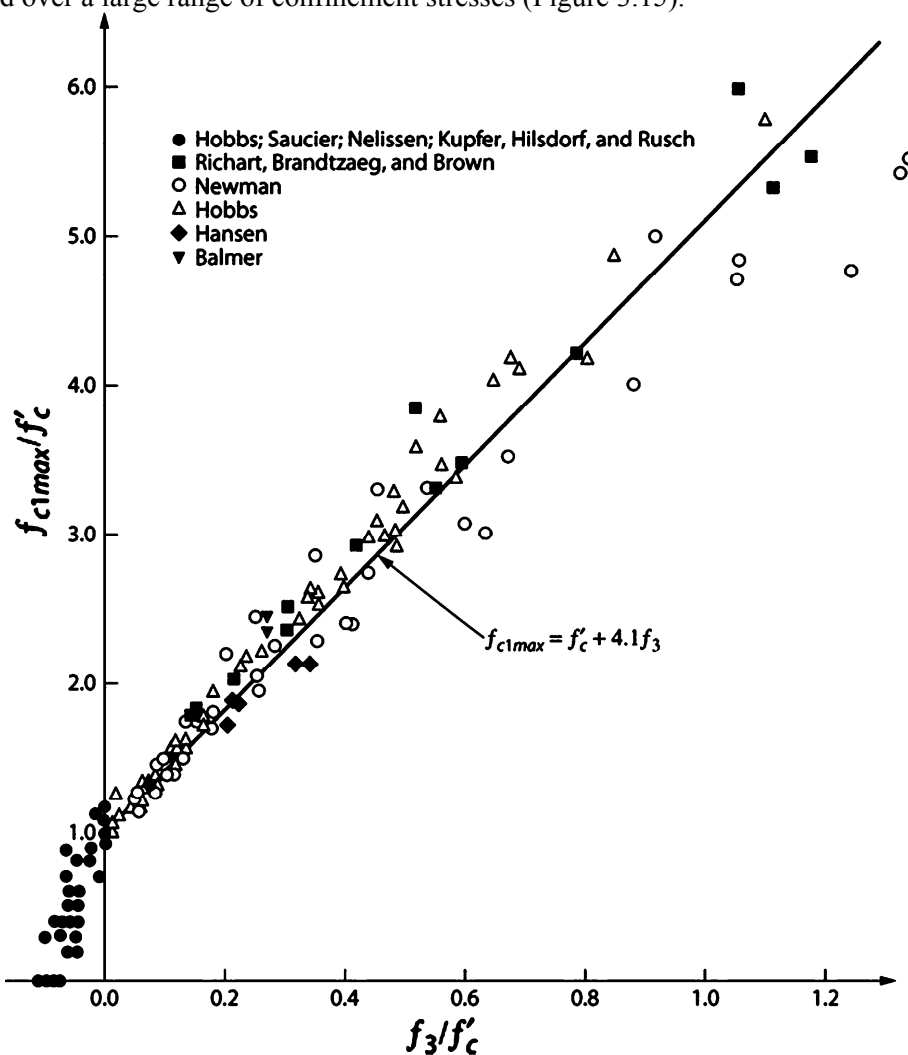


FIGURE 3.15 Comparison of measured confined concrete strength versus Eq. (3.11). (After Hobbs et al., 1977.)

نمودار فوق نشان میدهد می توان مقاومت بتن در راستای ۱ را با رابطه زیر تقریب زد:

$$\sigma_1 = f'_c + 4.1\sigma_3$$

شکل زیر نتایج آزمایش بر روی ستونی با آرایش مختلف تنگ را نشان می دهد. محور افقی کرنش طولی ستونها را نشان می دهد. شکل پذیری ستون A از همه نمونه بیشتر است. نمونه P که یک ستون بدون میلگرد طولی و بدون تنگ می باشد، تحت کرنش 0.003 گسیخته شده است.

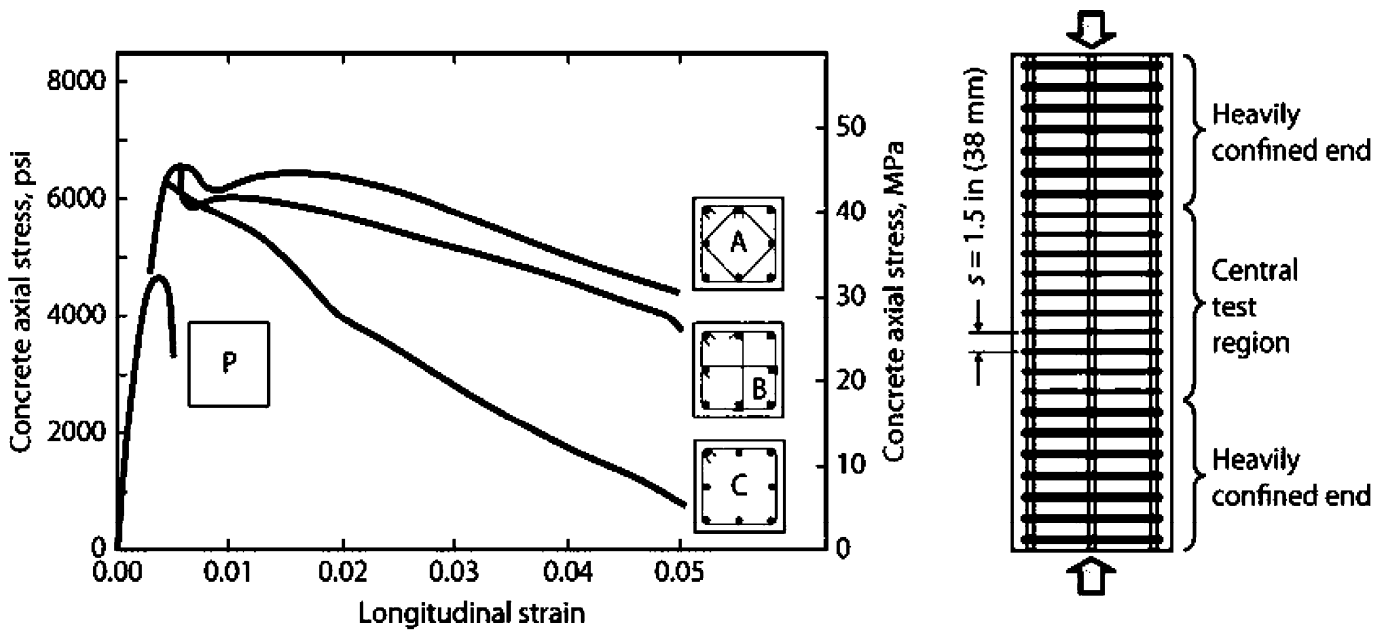


FIGURE 4.1 Stress–strain response of plain concrete (P) and three confined concrete cross sections. (After Moehle and Cavanagh, 1985, used with permission from ASCE.)

۲-۱۰- ضوابط مهار میلگردهای طولی ستون

با توجه به اهمیت بالای آرماتورهای عرضی (تنگها) آیین نامه ضوابطی را برای آنها وضع کرده است. در بند زیر (مبحث نهم) ضوابط مهار میلگردهای طولی توسط تنگها قید شده است:

۹-۱۵ برش و پیچش

۹-۱۵-۱۲ جزئیات تکمیلی آرماتورهای عرضی

۹-۱۵-۱۲-۵ در هر مقطع تعداد خاموتها باید طوری باشد که هریک از میلگردهای زیر در گوشه یک خاموت با زاویه داخلی حداکثر ۱۳۵ درجه قرار گیرد و به طور جانبی نگهداشته شود:

الف- هر میلگردی که در گوشه‌های عضو واقع شود

ب- هر میلگرد غیر گوشه‌ای به صورت حداکثر یک در میان

پ- هر میلگردی که فاصله آزاد آن تا میلگرد نگهداری شده مجاور بیشتر از ۱۵۰ میلی‌متر باشد.

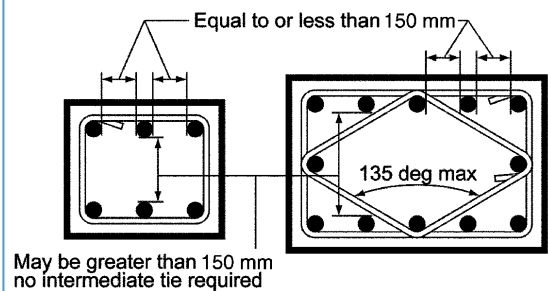
در مواردی که میلگردهای طولی روی محیط دایره قرار گیرند، می‌توان از خاموت‌های مدور استفاده کرد مشروط بر آنکه انتهای آنها به قلاب استاندارد ۱۳۵ درجه ختم شود یا به نحوی مناسب در بتن قسمت داخلی دایره مهار شود.

25.7—Transverse reinforcement

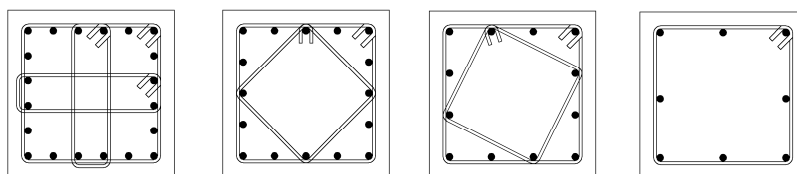
25.7.2 Ties

25.7.2.3 Rectilinear ties shall be arranged to satisfy (a) and (b):

- (a) Every corner and alternate longitudinal bar shall have lateral support provided by the corner of a tie with an included angle of not more than 135 degrees
- (b) No unsupported bar shall be farther than 150 mm clear on each side along the tie from a laterally supported bar



طبق بندهای فوق میلگردهای غیر گوشه باید به صورت حداکثر یک در میان مهار شوند. در شکل‌های زیر میلگردها به صورت یک در میان مهار شده‌اند.



محاسبات ۸۳- پایه ۲

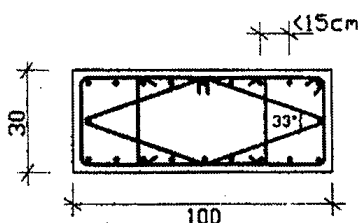
۳۳- در مقطع ستون بتن‌آرمه زیر، در صورتیکه فاصله آزاد ما بین آرماتورهای طولی کمتر از ۱۵ سانتیمتر باشد،

(۱) از نظر فاصله آرماتورهای طولی از همدیگر مشکل فنی وجود دارد.

(۲) از نظر نسبت ابعاد ستون مشکل فنی وجود دارد.

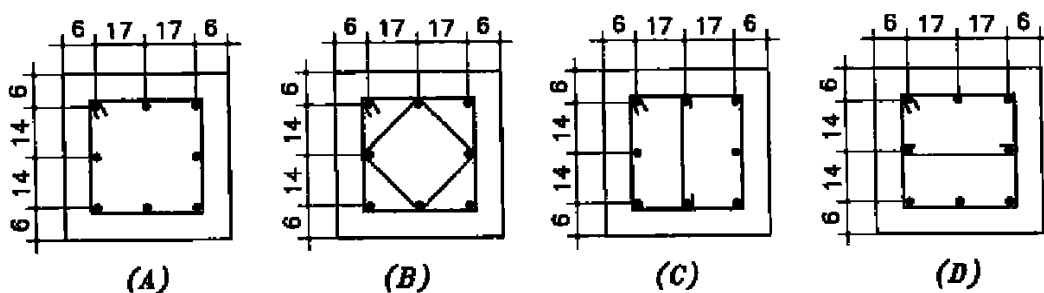
(۳) عرض ستون کمتر از حد مجاز می‌باشد.

(۴) از نظر تنگ‌گذاری مقطع ستون مشکل فنی وجود دارد.



گزینه ۴ در شکل فوق میگرد میانی (که در ضلع بلندتر قرار گرفته) توسط یک لوزی بسته مهار شده است. زاویه این لوزی در وسط برابر ۱۴۷ درجه می‌باشد که بیش از ۱۳۵ درجه بوده و توانایی کافی برای مهار میلگرد میانی را ندارد و قابل قبول نیست.

۴۱- برای ستون بتن آرمه واقع در یک ساختمان بتنی با شکل پذیری متوسط کدامیک از موارد زیر در مورد خاموت گذاری صحیح است؟ (اعداد بر حسب سانتیمتر می باشد.)



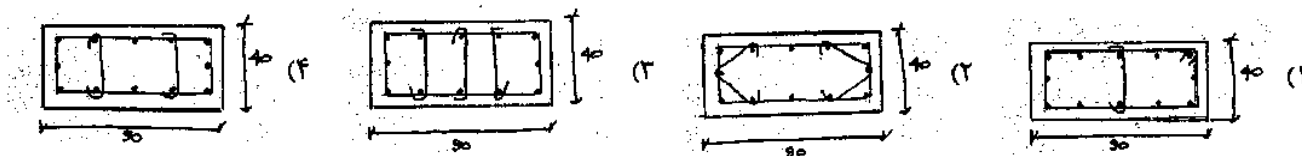
- (۱) فقط گزینه B قابل استفاده است.
- (۲) گزینه های A و B قابل استفاده هستند.
- (۳) گزینه های B و C قابل استفاده هستند.
- (۴) هر سه گزینه B و C و D قابل استفاده هستند.

گزینه ۳

• در شکل فوق باید فواصل خالص بین میلگردها نشان داده شود و طراح به اشتباه فاصله آکس تا آکس میلگردها را نشان دهد است.

نظارت - ۱۳۸۳

۴۵- در نقشه های یک ساختمان بتن مسلح که در شرایط اقلیمی متوسط ساخته می شود، ستون ها دارای مقطع ۹۰×۴۰ (س م) می باشند و در آنها از $۱۲\bar{\Phi} ۲۸$ به عنوان آرماتورهای طولی و $\bar{\Phi} / ۱۰$ برای آرماتورهای عرضی استفاده شده است. اگر در نقشه ها نحوه خاموت گذاری با جزئیات کافی ارائه نشده باشد و دسترسی به مهندس محاسبه نیز نباشد. کدامیک از گزینه های توصیه شده ذیل را که با شرایط آئین نامه آبا هم خوانی داشته باشد تأیید می کنید؟



گزینه ۳

فاصله خالص بین میلگردهای طولی بیش از 150 mm می باشد و بنابراین باید همگی مهار شوند.

به شکل توجه نمایید. در یکی از ستونها از تنگهای بسته مثلی با فواصل 237 mm و در دیگری از آرماتور دورپیچ استفاده شده است.

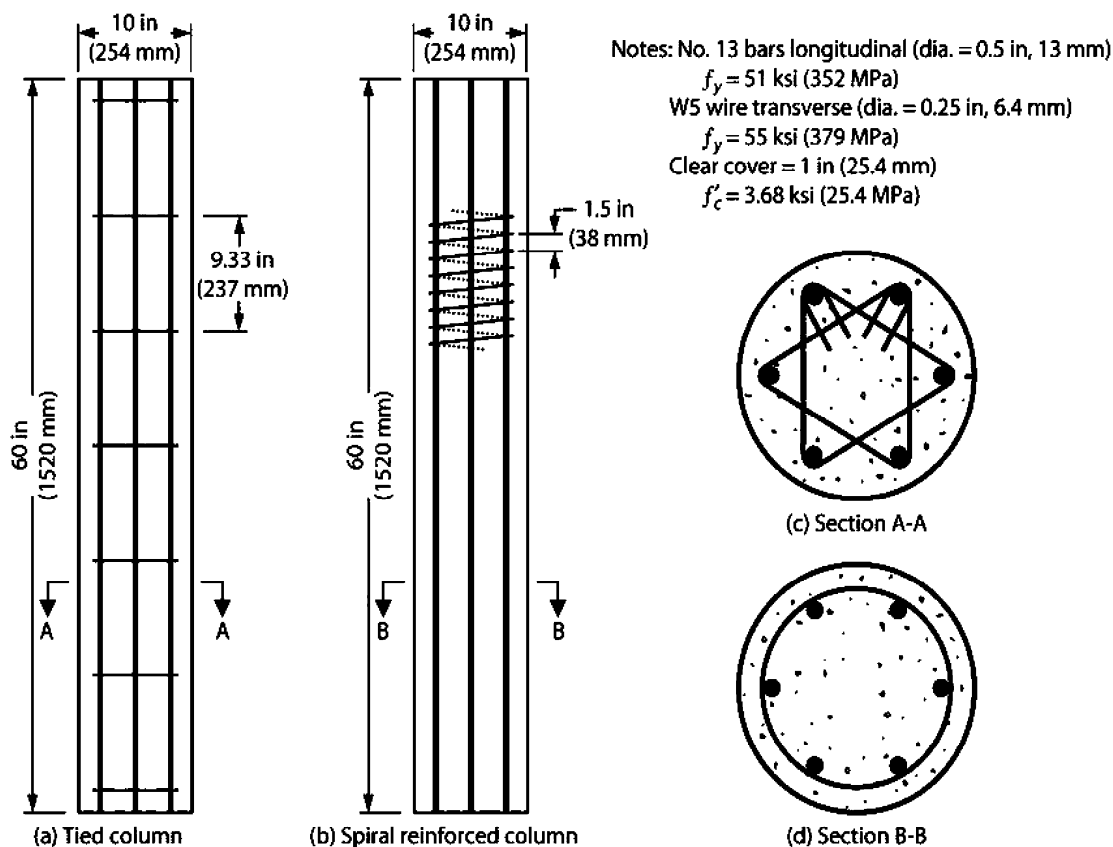


FIGURE 5.1 Two test columns. (After Gamble and Thomson, 1977, courtesy of the University of Illinois at Urbana-Champaign.)

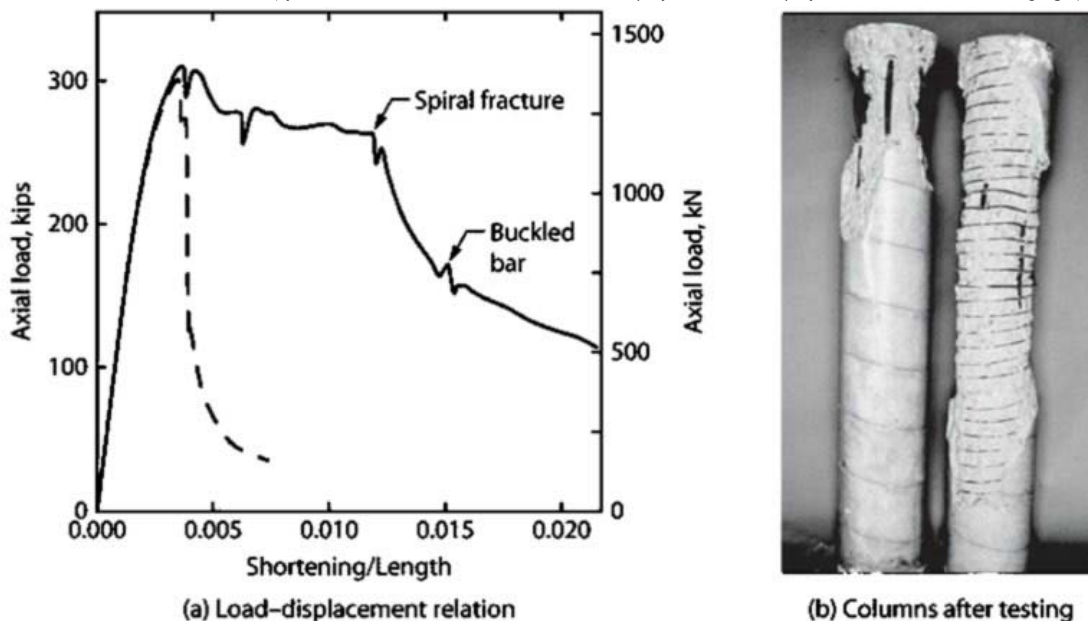
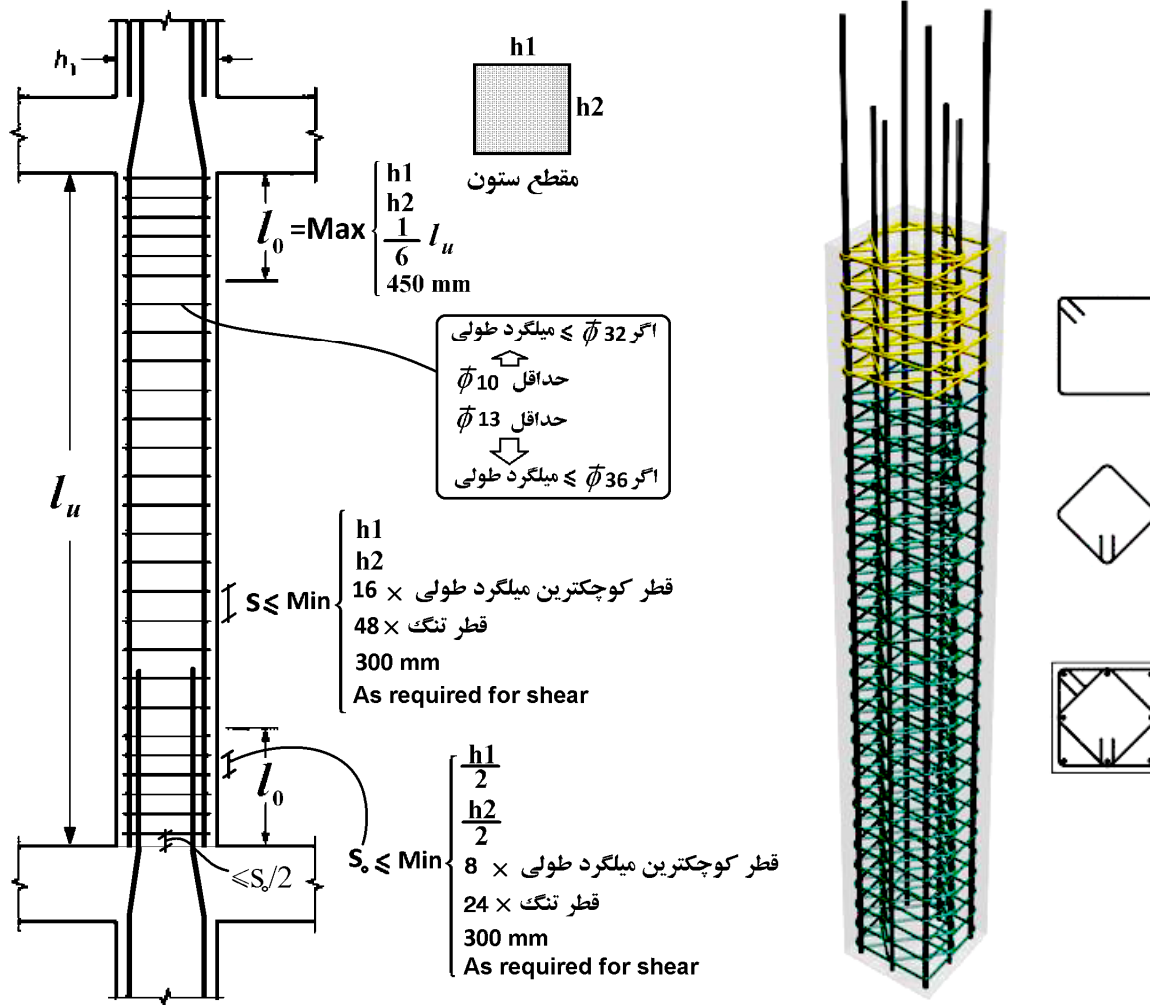


FIGURE 5.2 Behavior of test columns under concentric compression: (a) relation between total axial load and total column shortening; (b) photograph of columns after testing. (After Gamble and Thomson, 1977, courtesy of the University of Illinois at Urbana-Champaign.)

• در هر دو ستون مقاومت نهایی ستونها تقریبا یکسان است. منتها ستون با دورپیچ شکل پذیری بیشتری را دارد.

نکته: مراحل تخریب ستون با دورپیچ را به صورت زیر میتوان خلاصه کرد:

- ۱- تحت اثر بار محوری ابتدا پوسته تخریب می شود.
- ۲- افزایش تغییر شکل محوری در ستون در اثر افزایش بار محوری
- ۳- تسلیم دورپیچ ها و کاهش فشار جانبی آنها
- ۴- تخریب هسته



18.4—Intermediate moment frames

18.4.3 Columns

18.4.3.3 At both ends of the column, hoops shall be provided at spacing s_o over a length l_o measured from the joint face. Spacing s_o shall not exceed the smallest of (a) through (d):

- (a) 8 times the diameter of the smallest longitudinal bar enclosed
- (b) 24 times the diameter of the hoop bar
- (c) One-half of the smallest cross-sectional dimension of the column
- (d) 300 mm

Length l_o shall not be less than the greatest of (e), (f), and (g):

- (e) One-sixth of the clear span of the column
- (f) Maximum cross-sectional dimension of the column
- (g) 450 mm

18.4.3.4 The first hoop shall be located not more than $s_o/2$ from the joint face.

CHAPTER 25—REINFORCEMENT DETAILS

25.7—Transverse reinforcement

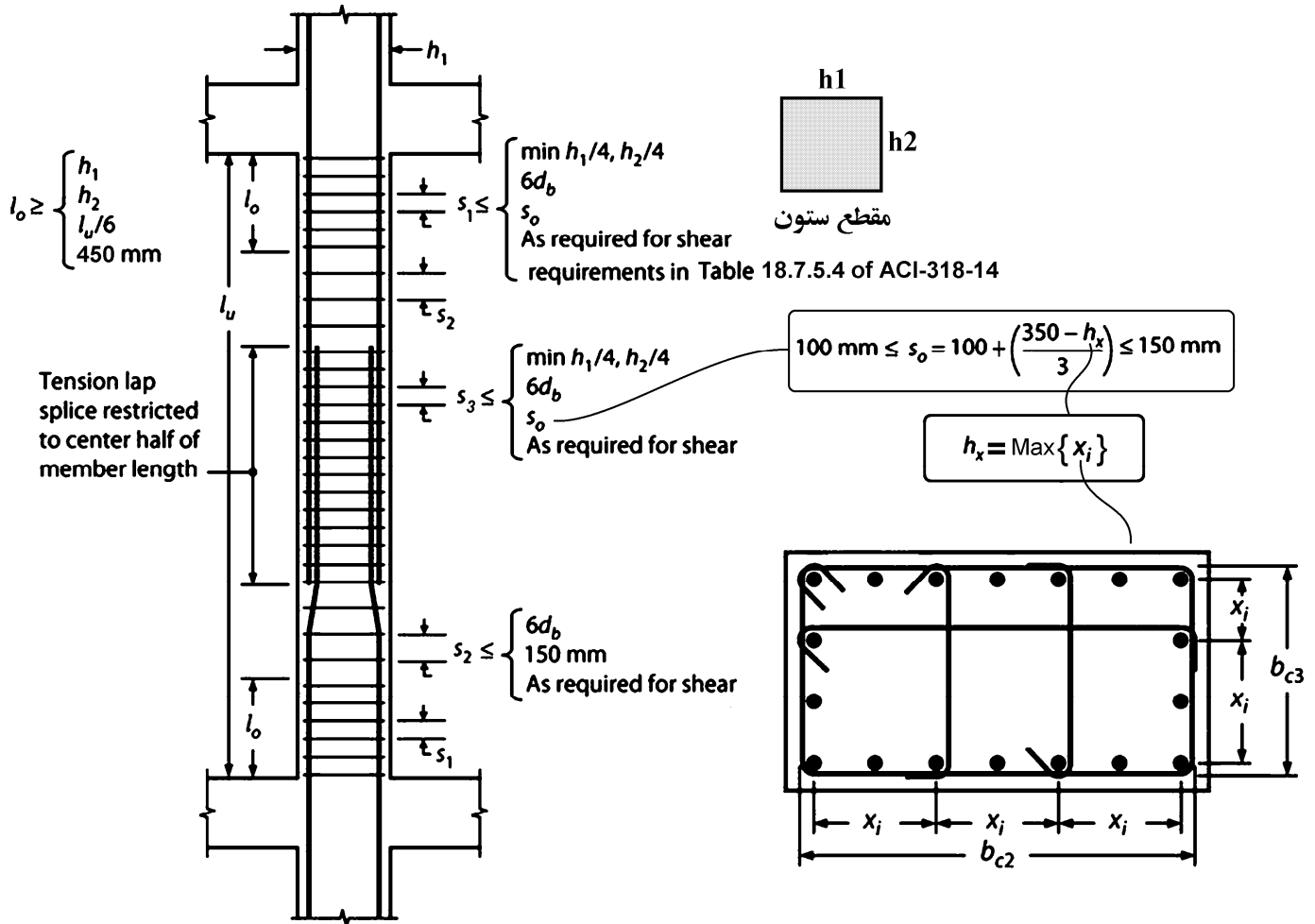
25.7.2 Ties

25.7.2.1 Ties shall consist of a closed loop of deformed bar with spacing in accordance with (a) and (b):

- (a) Clear spacing of at least $(4/3)d_{agg}$
- (b) Center-to-center spacing shall not exceed the least of $16d_b$ of longitudinal bar, $48d_b$ of tie bar, and smallest dimension of member

25.7.2.2 Diameter of tie bar shall be at least (a) or (b):

- (a) No. 10 enclosing No. 32 or smaller longitudinal bars
- (b) No. 13 enclosing No. 36 or larger longitudinal bars or bundled longitudinal bars



ضوابط شکل فوق در بندهای زیر تشریح شده است:

18.7—Columns of special moment frames

18.7—Columns of special moment frames

18.7.5 Transverse reinforcement

18.7.5.1 Transverse reinforcement required in 18.7.5.2 through 18.7.5.4 shall be provided over a length ℓ_o from each joint face and on both sides of any section where flexural yielding is likely to occur as a result of lateral displacements beyond the elastic range of behavior. Length ℓ_o shall be at least the greatest of (a) through (c):

- (a) The depth of the column at the joint face or at the section where flexural yielding is likely to occur
- (b) One-sixth of the clear span of the column
- (c) 450 mm

18.7.5 Transverse reinforcement

18.7.5.3 Spacing of transverse reinforcement shall not exceed the smallest of (a) through (c):

- (a) One-fourth of the minimum column dimension
- (b) Six times the diameter of the smallest longitudinal bar
- (c) s_o , as calculated by:

$$s_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \quad (18.7.5.3)$$

The value of s_o from Eq. (18.7.5.3) shall not exceed 150 mm and need not be taken less than 100 mm.

h_x = maximum center-to-center spacing of longitudinal bars laterally supported by corners of crossties or hoop legs around the perimeter of the column, mm

18.7.5.5 Beyond the length ℓ_o given in 18.7.5.1, the column shall contain spiral or hoop reinforcement satisfying 25.7.2 through 25.7.4 with spacing s not exceeding the lesser of six times the diameter of the smallest longitudinal column bars and 150 mm, unless a greater amount of transverse reinforcement is required by 18.7.4.3 or 18.7.6.

18.7.4.3 Mechanical splices shall conform to 18.2.7 and welded splices shall conform to 18.2.8. Lap splices shall be permitted only within the center half of the member length, shall be designed as tension lap splices, and shall be enclosed within transverse reinforcement in accordance with 18.7.5.2 and 18.7.5.3.

محاسبات ۹۲

۲- در یک ستون به ارتفاع آزاد 3.3 متر از قاب خمشی بتن مسلح ویژه با مقطع 400×600 میلی‌متر، حداقل طول ناحیه بحرانی در دو انتها، که باید میلگرد عرضی ویژه به کار رود، چقدر می‌باشد؟ فرض کنید ستون دارای بار محوری فشاری قابل ملاحظه است.

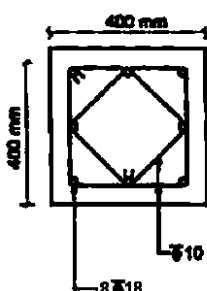
- ۱) 450 mm
۲) 550 mm
۳) 600 mm
۴) 750 mm

گزینه ۳

$$l_0 = \text{Max} \left(\frac{3300}{6}, 600, 450 \right) = 600 \text{ mm}$$

محاسبات ۹۲

۳۷- برای ستون با مقطع نشان داده شده حداکثر فاصله تنگ‌ها، برحسب میلیمتر در خارج از ناحیه بحرانی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ فرض کنید ستون برای شکل‌پذیری زیاد طرح شده، پوشش روی تنگ‌ها برابر 50 mm و آرماتور از نوع S400 و بتن از رده C25 می‌باشد. (فرض نمائید نیروی برشی کنترل‌کننده طرح نمی‌باشد).



- ۱) 100
۲) 150
۳) 200
۴) 250

گزینه ۱

$$\text{Min}(6d_b, 150, \text{shear check}) = \text{Min}(6 \times 18, 150) = 108 \text{ mm}$$

محاسبات ۹۲

۳۴- برای یک ستون بتنی با مقطع 500×500 میلی‌متر از $16\Phi 20$ با توزیع یکنواخت در پیرامون مقطع ستون به عنوان آرماتور طولی و در سرتاسر طول ستون از تنگ‌هایی به قطر 8 میلی‌متر و به فاصله 80 میلی‌متر استفاده شده است. در صورتیکه در مراحل اجرا بنا به دلایلی قرار باشد از تنگ‌هایی به قطر 12 میلی‌متر برای این ستون استفاده شود، حداکثر فاصله لازم تنگ‌ها برای این ستون در نواحی بحرانی به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیکتر است؟ فرض کنید ستون برای شکل‌پذیری متوسط طراحی شده است.

- ۱) 160 میلی‌متر
۲) 100 میلی‌متر
۳) 140 میلی‌متر
۴) 120 میلی‌متر

گزینه ۱

حداکثر فواصل در ناحیه بحرانی ستون متوسط:

$$s < \text{Min} \left(8 \times d_b, 24 \times d_{tie}, 0.5 \times \text{بعد ستون}, 300, \text{shear check} \right)$$

در مورد مقدار برش وارد بر ستون اطلاعات داده نشده است. اگر مقدار نیروی برشی وارد بر ستون معلوم باشد، بسته به مقدار نیروی برشی، محدود $d/2$ و یا $d/4$ نیز باید رعایت شود.

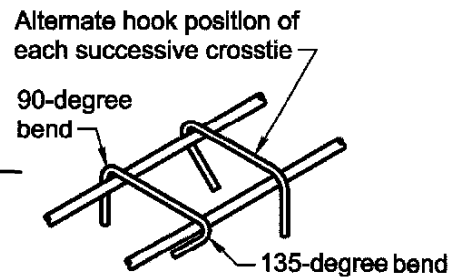
$$s < \text{Min}(8 \times 20, 24 \times 12, 0.5 \times 500, 300) = 160 \text{ mm}$$

همچنین حجم خاموت ($\frac{A_v}{s}$) نباید کاهش یابد:

$$\frac{\pi \times 12^2}{s} \geq \frac{\pi \times 8^2}{80} \rightarrow S \leq 180 \text{ mm}$$

18.7.5.2 Transverse reinforcement shall be in accordance with (a) through (f):

- (a) Transverse reinforcement shall comprise either single or overlapping spirals, circular hoops, or rectilinear hoops with or without crossties.
- (b) Bends of rectilinear hoops and crossties shall engage peripheral longitudinal reinforcing bars.
- (c) Crossties of the same or smaller bar size as the hoops shall be permitted, subject to the limitation of 25.7.2.2. Consecutive crossties shall be alternated end for end along the longitudinal reinforcement and around the perimeter of the cross section.
- (d) Where rectilinear hoops or crossties are used, they shall provide lateral support to longitudinal reinforcement in accordance with 25.7.2.2 and 25.7.2.3.
- (e) Reinforcement shall be arranged such that the spacing h_x of longitudinal bars laterally supported by the corner of a crosstie or hoop leg shall not exceed 350 mm around the perimeter of the column.
- (f) Where $P_u > 0.3A_gf'_c$ or $f'_c > 70$ MPa in columns with rectilinear hoops, every longitudinal bar or bundle of bars around the perimeter of the column core shall have lateral support provided by the corner of a hoop or by a seismic hook, and the value of h_x shall not exceed 200 mm P_u shall be the largest value in compression consistent with factored load combinations including E .



25.3.4 Seismic hooks used to anchor stirrups, ties, hoops, and crossties shall be in accordance with (a) and (b):

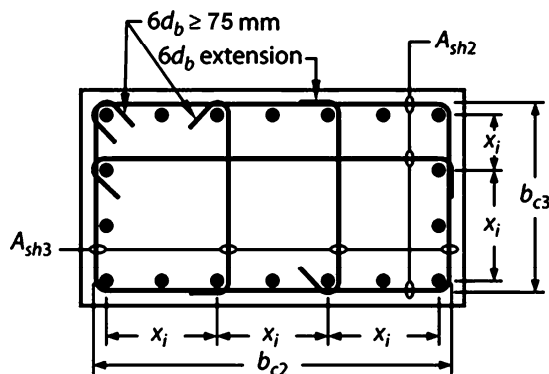
- (a) Minimum bend of 90 degrees for circular hoops and 135 degrees for all other hoops
- (b) Hook shall engage longitudinal reinforcement and the extension shall project into the interior of the stirrup or hoop

در نواحی بحرانی ستونهای ویژه (ناحیه l_0)
 اگر نیروی فشاری ستون زیاد باشد ($P_u > 0.3A_gf'_c$)
 تمامی میلگردهای طولی ستون باید مهار جانبی داشته باشند.
 اگر از سنجاق استفاده شود هر دو انتهای سنجاق باید ۱۳۵ درجه باشد (لرزه ای باشد)

به شکل زیر توجه نمایید (بر گرفته از Moehle). شکلها مربوط به ناحیه بحرانی ستون ویژه می باشد.

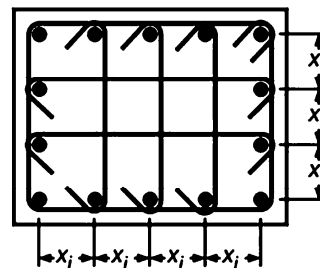
در شکل سمت راست بار محوری ضریب دار ستون بیش از $0.3A_gf'_c$ می باشد و به همین جهت تمامی میلگردهای طولی توسط مهار شده اند. همچنین "هر دو" انتهای سنجاق ها دارای خم ۱۳۵ درجه هستند (seismic hook).
 در شکل سمت چپ بار محوری ضریب دار ستون کمتر از $0.3A_gf'_c$ می باشد و به همین جهت میلگردهای طولی یک در میان مهار شده اند. در این حالت یک انتهای سنجاق مهار کننده می تواند دارای خم ۹۰ درجه باشد و انتهای دیگر آن ۱۳۵ درجه باشد. در این حالت محل خم ۱۳۵ درجه باید به صورت یک در میان در طول ستون عوض شود.

- Every corner and alternate longitudinal bar shall have lateral support, and no bar shall be farther than 150 mm clear from a laterally supported bar.
- Consecutive crossties around the perimeter and along the length have their 90° hooks on opposite sides of column.
- The dimension x_i from centerline to centerline of supported bars shall not exceed 350 mm.



(a) $P_u < 0.3A_gf'_c$ and $f'_c \leq 70$ MPa

- Every longitudinal bar around the perimeter of the column core shall have lateral support provided by the corner of a hoop or by a seismic hook.
- The dimension x_i from centerline to centerline of supported bars shall not exceed 200 mm.



(b) $P_u \geq 0.3A_gf'_c$ or $f'_c > 70$ MPa

18.7—Columns of special moment frames

18.7.5 Transverse reinforcement

18.7.5.4 Amount of transverse reinforcement shall be in accordance with Table 18.7.5.4.

The concrete strength factor k_f and confinement effectiveness factor k_n are calculated according to Eq. (18.7.5.4a) and (18.7.5.4b).

$$(a) \quad k_f = \frac{f'_c}{175} + 0.6 \geq 1.0 \quad (18.7.5.4a)$$

$$(b) \quad k_n = \frac{n_l}{n_l - 2} \quad (18.7.5.4b)$$

where n_l is the number of longitudinal bars or bar bundles around the perimeter of a column core with rectilinear hoops that are laterally supported by the corner of hoops or by seismic hooks.

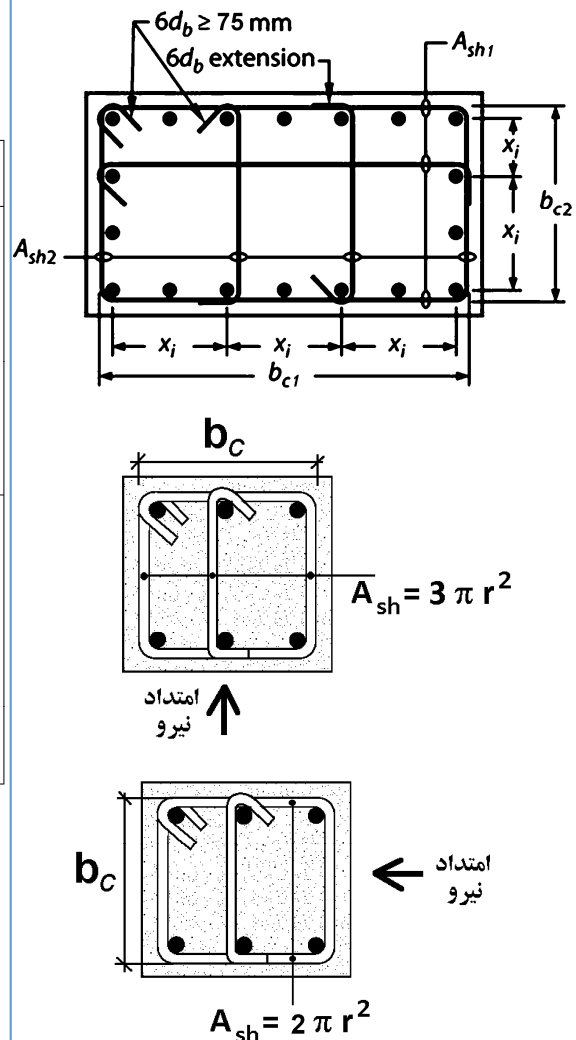
Table 18.7.5.4—Transverse reinforcement for columns of special moment frames

Transverse reinforcement	Conditions	Applicable expressions	
A_{sh}/sb_c for rectilinear hoop	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ and $f'_c \leq 70$ MPa	Greater of (a) and (b)	$0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (a)
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ or $f'_c > 70$ MPa	Greatest of (a), (b), and (c)	$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (b) $0.2k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (c)
ρ_s for spiral or circular hoop	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ and $f'_c \leq 70$ MPa	Greater of (d) and (e)	$0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (d)
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ or $f'_c > 70$ MPa	Greatest of (d), (e), and (f)	$0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (e) $0.35k_f \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (f)

18.7.5.5 Beyond the length ℓ_o given in 18.7.5.1, the column shall contain spiral or hoop reinforcement satisfying 25.7.2 through 25.7.4 with spacing s not exceeding the lesser of six times the diameter of the smallest longitudinal column bars and 150 mm, unless a greater amount of transverse reinforcement is required by 18.7.4.3 or 18.7.6.

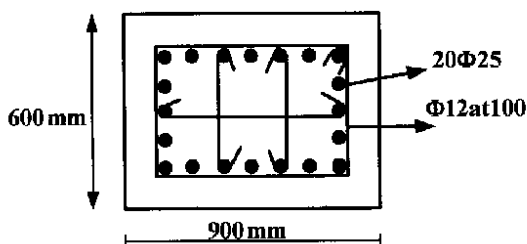
b_c = cross-sectional dimension of member core measured to the outside edges of the transverse reinforcement composing area A_{sh} , mm

A_{ch} = cross-sectional area of a member measured to the outside edges of transverse reinforcement, mm²



۴۰- ستونی با مقطع زیر، برای شکل پذیری زیاد طراحی شده است. سطح مقطع لازم تنگ‌های ویژه A_{sh} بر حسب mm^2 کدام

است؟ (فاصله‌ی لبه خارجی ستون تا پشت تنگ‌ها ۴۵mm ، $f_c = ۲۰\text{MPa}$ ، $f_y = ۴۰۰\text{MPa}$)



۳۴۲ (۱)

۲۴۷ (۲)

۳۵۰ (۳)

۲۵۳ (۴)

با فرض اینکه نیروی محوری ستون کمتر از $0.3A_g f'_c$ باشد:

$$\frac{A_{sh}}{(s \times b_c)} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.3 \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{F_{yt}} \\ 0.09 \times \frac{f'_c}{F_{yt}} \end{array} \right.$$

$$\frac{A_{sh}}{(100 \times 810)} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.3 \times \left(\frac{900 \times 600}{810 \times 510} - 1 \right) \frac{20}{400} = 0.004608 \\ 0.09 \times \frac{20}{400} = 45 \end{array} \right. \rightarrow A_{sh} = 373 \text{ mm}^2$$

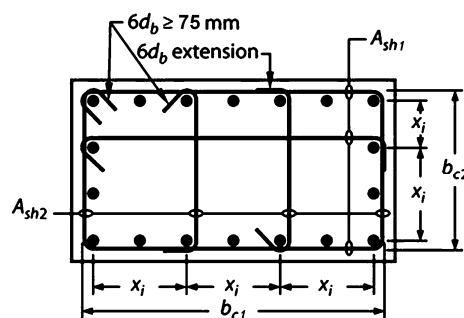
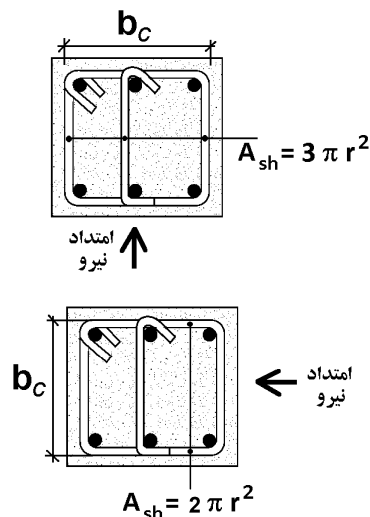


Table 18.7.5.4—Transverse reinforcement for columns of special moment frames

Transverse reinforcement	Conditions	Applicable expressions	
A_{sh}/sb_c for rectilinear hoop	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ and $f'_c \leq 70 \text{ MPa}$	Greater of (a) and (b)	$0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (a)
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ or $f'_c > 70 \text{ MPa}$	Greatest of (a), (b), and (c)	$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (b)
			$0.2k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (c)



۲۰- در ستون‌های با مقطع $60 \times 60 \text{ cm}$ در یک قاب خمشی با شکل‌پذیری زیاد، مقدار پوشش بتن برابر 45 mm ، قطر میلگردهای طولی 20 میلیمتر، قطر میلگردهای عرضی 10 میلیمتر، فاصله میلگردهای عرضی از یکدیگر 100 میلیمتر، بتن از رده $C25$ و فولاد مصرفی از رده $S400$ می‌باشد. چنانچه مقدار آرماتور عرضی مورد نیاز براساس تحلیل سازه برای ستون‌های این قاب برابر 250 میلیمتر مربع باشد، کدامیک از مقادیر زیر نزدیکترین مقدار به حداقل مقدار آرماتور عرضی ویژه لازم در ناحیه بحرانی ستون‌های مذکور می‌باشد؟

(۱) 480 میلیمتر مربع

(۲) 360 میلیمتر مربع

(۳) 280 میلیمتر مربع

(۴) 250 میلیمتر مربع

گزینه ۲

با فرض اینکه نیروی محوری ستون کمتر از $0.3A_g f'_c$ باشد:

$$b_c = 600 - 2(45) = 510 \text{ mm}$$

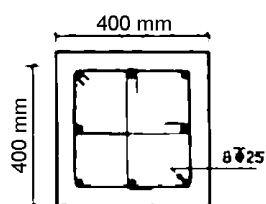
$$A_{ch} = (510)^2 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{sh}}{(s \times b_c)} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.3 \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{F_{yt}} \\ 0.09 \times \frac{f'_c}{F_{yt}} \end{array} \right\}$$

$$\frac{A_{sh}}{100 \times 510} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.3 \left(\frac{600^2}{510^2} - 1 \right) \left(\frac{25}{400} \right) = 0.0072 \\ 0.09 \times \frac{25}{400} = 0.005625 \end{array} \right\} \rightarrow A_{sh} = 367 \text{ mm}^2$$

۳۶- حداکثر فاصله تنگهای ویژه را در ناحیه بحرانی ستون با مقطع زیر که دارای 8Φ25 بوده و برای شکل پذیری زیاد طرح شده است تعیین کنید. قطر تنگ 10 mm، پوشش روی تنگها برابر 40 mm، میلگردها از نوع S400 و بتن از رده C25 فرض می شود.

(فرض کنید نیروی برشی کنترل کننده نمی باشد)



100 mm (۱)

50 mm (۲)

70 mm (۳)

80 mm (۴)

پاسخ: گزینه ۳

• محاسبه مقدار s_0 :

$$x_i = \frac{(400 - 2(40 + 10 + 12.5))}{2} = 137.5 \text{ mm} \rightarrow h_x = 137.5 \rightarrow s_0 = 100 + \frac{(350 - 137.5)}{3} = 170$$

مقدار s_0 نباید بیش از 150 mm باشد:

$$\rightarrow s_0 = 150 \text{ mm}$$

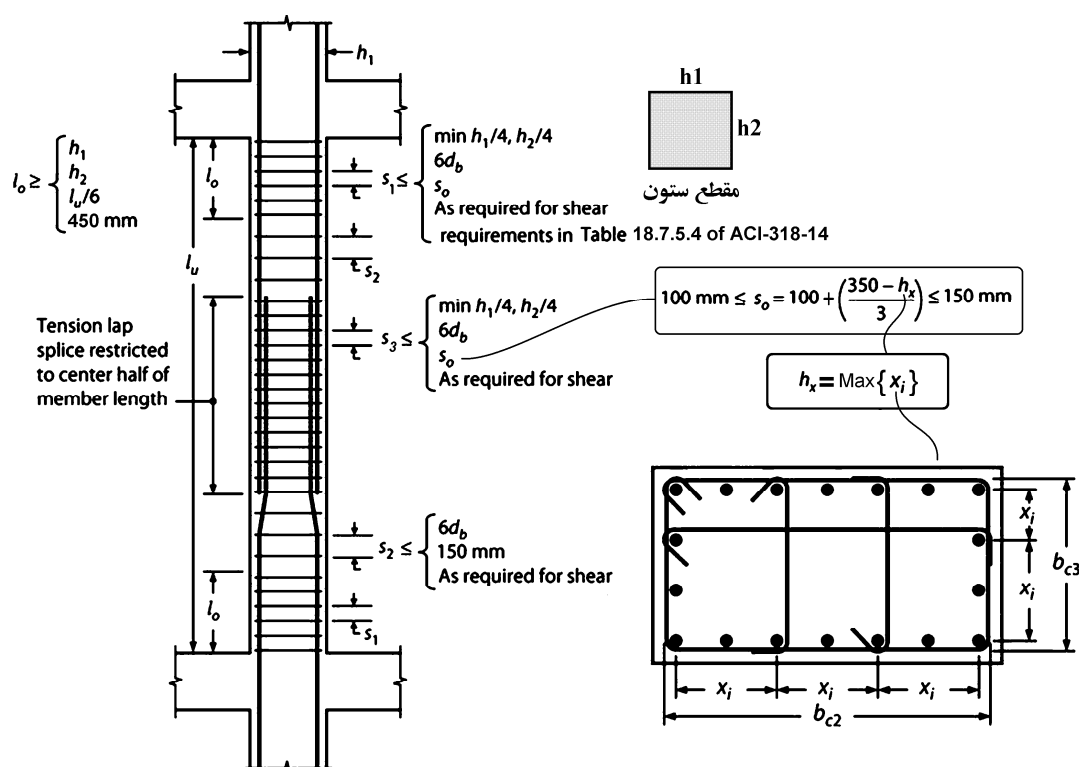
• کنترل و محاسبه حداقل فاصله بر اساس روابط Table 18.7.5.4:

$$\frac{3 \times \pi \times 5^2}{s \times 320} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.3 \left(\frac{400^2}{320^2} - 1 \right) \left(\frac{25}{400} \right) = 0.0105 \\ 0.09 \times \frac{25}{400} = 0.005625 \end{array} \right\} \rightarrow s < 70 \text{ mm}$$

با توجه به شکل زیر فاصله تنگها در ناحیه بحرانی از رابطه زیر بدست می آید:

$$s_1 \leq \text{Min} \left(\frac{\text{ستون بعد}}{4}, 6 \times d_b, s_0, \text{shear check, Table 18.7.5.4} \right)$$

$$s_1 \leq \text{Min}(100, 6 \times 25, 150, \text{shear check, } 70) = 70 \text{ mm}$$



تذکر: ضوابط صفحه قبل مربوط به تنگها می باشد و هدف از آنها ایجاد محصوریت در ستون می باشد. علاوه بر ضوابط صفحه قبل ستون برای برش نیز باید کنترل شود. در تمام طول ستون، باید ضوابط برش نیز کنترل شود:

$$V_u \leq \phi(V_C + V_S)$$

که در آن $V_C = 0.17\sqrt{f'_c} bd$ و $V_S = \frac{A_v}{s} d \cdot F_y$ و $\phi = 0.75$ است. همچنین بسته به میزان برش وارد بر مقطع فواصل زیر نیز باید کنترل شوند:

18.4.3.5 Outside of length ℓ_o , spacing of transverse reinforcement shall be in accordance with 10.7.6.5.2.

10.7.6.5.2 Maximum spacing of shear reinforcement shall be in accordance with Table 10.7.6.5.2.

Table 10.7.6.5.2—Maximum spacing of shear reinforcement

V_s		Maximum s , mm	
		Nonprestressed column	Prestressed column
$\leq 0.33\sqrt{f'_c}b_w d$	Lesser of:	$d/2$	$3h/4$
		600	
$> 0.33\sqrt{f'_c}b_w d$	Lesser of:	$d/4$	$3h/8$
		300	

۱۱- ارتفاع آزاد یک ستون $40 \times 40 \text{ cm}$ بتنی قاب خمشی با شکل پذیری متوسط، برابر 6 متر و حداقل بار محوری نهائی آن $N_u = 250 \text{ kN}$ است. حداکثر فاصله تنگها در نزدیک دو انتهای این ستون بر حسب میلیمتر چقدر می تواند باشد؟

(قطر تنگها 8 میلیمتر، قطر میلگردهای اصلی ستون 20 میلیمتر و رده بتن C25 و پوشش بتن برابر 40 میلیمتر فرض شود.)

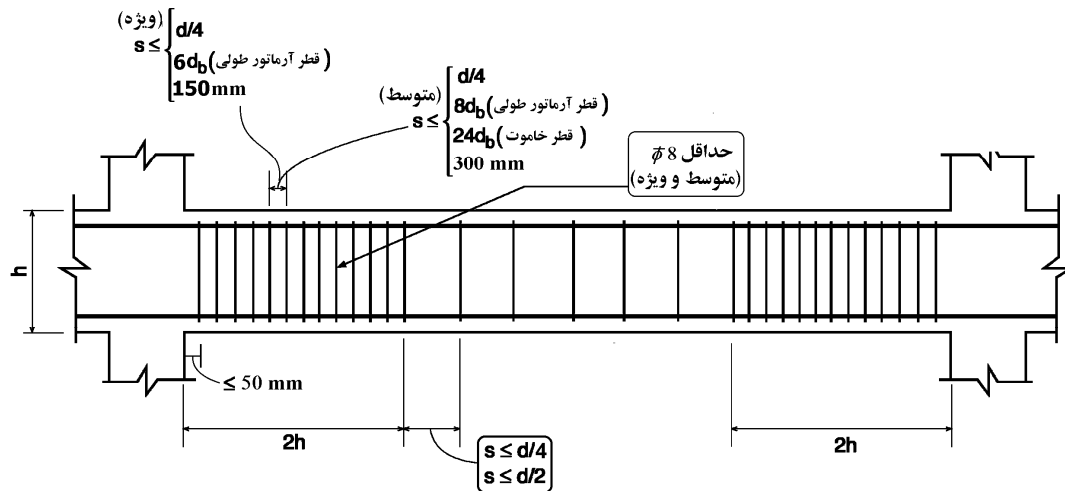
- 160 (۱)
125 (۲)
100 (۳)
85 (۴)

گزینه ۴:

$$(N_u = 250 \text{ kN}) < 0.1f_c A_g = 0.1 \times 25 \times 400 \times 400 = 400000 \text{ N} = 400 \text{ kN}$$

با توجه به اینکه نیروی محوری وارد بر عضو کمتر از $0.1f_c A_g$ می باشد، ناچیز بوده و فواصل آرماتورهای عرضی مربوط به تیرها باید رعایت شود:

$$s < \text{Min} \left\{ \frac{d}{4}, 8d_b, 24d_s, 300 \text{ mm} \right\} = \text{Min} \left\{ \frac{340}{4}, 8 \times 20, 24 \times 8, 300 \text{ mm} \right\} = 85 \text{ mm}$$



۳۵- در یک ساختمان بتنی درجا با شکل پذیری متوسط، در صورتی که نیروی محوری نهایی ستونهای طبقه بام 12 درصد حاصل ضرب مقاومت فشاری مشخصه بتن در سطح مقطع کلی ستون باشد، حداکثر فاصله خاموتهای بسته در طول ستون در نواحی بحرانی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (فرض کنید برش نهایی عضو نیاز به آرماتور بیشتری را ایجاد نکند. بتن از رده C25 و فولاد از نوع S340 است. میلگردهای طولی $\Phi 20$ ، خاموتها $\Phi 10$ و ابعاد ستون 500×500 میلی متر و ارتفاع مؤثر مقطع 420 میلی متر است.)

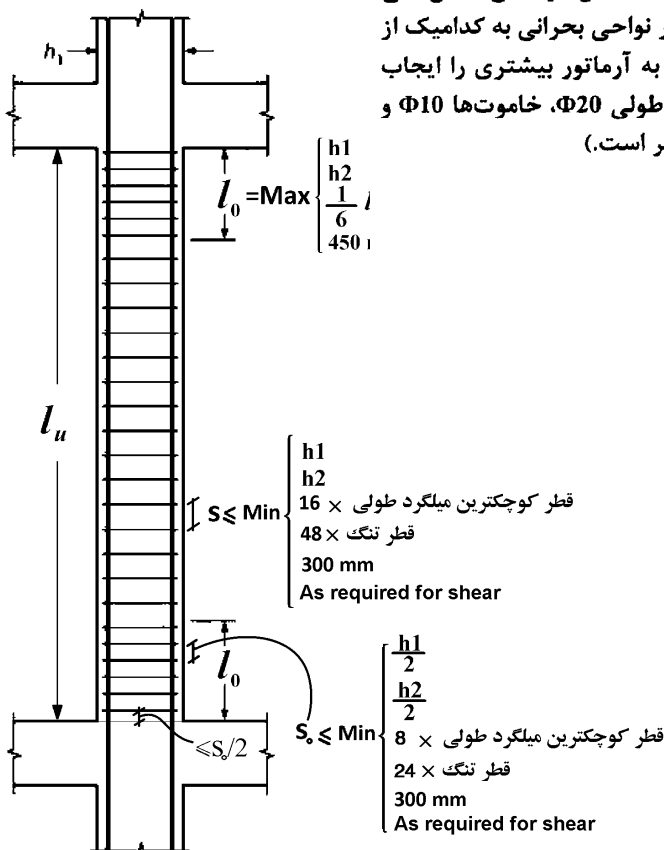
- 200 میلی متر (۱)
80 میلی متر (۲)
105 میلی متر (۳)
160 میلی متر (۴)

گزینه ۴

از آنجا که نیروی وارد بر ستون $0.12f_c A_g$ می باشد، این عضو "عضو فشاری" محسوب می شود و

حداکثر فواصل تنگها در ناحیه بحرانی برابر است با :

$$s < \text{Min}(8 \times 20, 24 \times 10, 0.5 \times 500, 300) = 160 \text{ mm}$$



مثال) یک ستون کوتاه تحت اثر بار محوری $P_{dead} = 1000kN$ و $P_{Live} = 400kN$ و $P_E = 500 kN$ قرار دارد. ابعاد مقطع ستون $500mm \times 500mm$ می باشد. آرماتورهای طولی $A_s = 12\phi 25 = 5890mm^2$ می باشد. قطر تنگ ها را 10ϕ فرض نمایید.

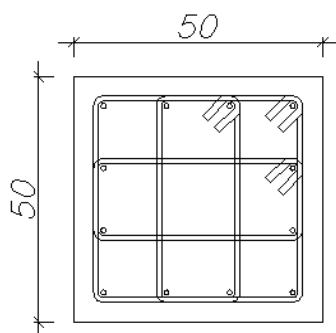
برش ضریب دار وارد بر مقطع ستون نیز برابر $V_u = 300 KN$ می باشد.

$$f'_c = 25 MPa, F_y = 400MPa, F_{yt} = 300MPa$$

فواصل تنگها را در ناحیه بحرانی محاسبه نمایید (شکل پذیری ویژه)

$$\left. \begin{aligned} P_u &= 1.2P_D + P_L + P_E = 2100 kN \\ 0.3A_g f'_c &= 1800 kN \end{aligned} \right\} P_u > 0.3A_g f'_c$$

با توجه به کنترل فوق تمامی میلگردهای طولی نیاز به مهار جانبی توسط قلاب لرزه ای و یا گوشه تنگ بسته دارند:



$$h_x = \frac{500 - 80 - 20 - 25}{3} = 125 mm < (200 mm) OK.$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{C_1}{4} &= 125 mm \\ 6d_b &= 150 mm \end{aligned} \right\} S_{max} = 125 mm$$

$$S_0 = 100 + \left(\frac{350 - 125}{3} \right) = 175 mm \rightarrow s_0 = 150 mm$$

$$K_f = \frac{24}{175} + 0.6 = 0.737 \rightarrow K_f = 1$$

$$K_n = \frac{12}{12 - 2} = 1.2$$

$$\left. \begin{aligned} 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{F_{yt}} &= 0.3 \left(\frac{500^2}{(500 - 80)^2} - 1 \right) \frac{25}{300} = 0.01043 \\ 0.09 \frac{f'_c}{F_{yt}} &= 0.0075 \\ 0.2K_f K_n \frac{P_u}{F_{yt} A_{ch}} &= 0.0104 \end{aligned} \right\} 0.0104$$

$$\frac{A_{sh}}{s b_c} = \frac{4 \times \pi \times 5^2}{s(500 - 80)} = \frac{0.748}{s} > 0.0104 \rightarrow s < 71 mm \rightarrow Use s = 70 mm$$

* علاوه بر محاسبات فوق می بایست برش نیز کنترل گردد. با توجه به اینکه $V_u = 300 KN$ خواهیم داشت:

$$V_u \leq \phi(V_C + V_S) \rightarrow 300 \times 10^3 \leq 0.75 \times (0.17\sqrt{24} \times 500 \times 437.5 + V_S) \rightarrow V_S = 217819.2 N = 217.82 KN$$

$$0.33\sqrt{24} \times 500 \times 437.5 = 353.64 KN > V_S = 217.82 KN \rightarrow S_{max} = \frac{d}{2} = 218.75 mm \rightarrow OK$$

مقدار $s = 70 mm$ به لحاظ اجرایی مناسب نیست و بنابراین بهتر است طرح فوق تغییر کند. برای مثال به جای تنگ 10ϕ از تنگ 12ϕ استفاده شود.

مثال:

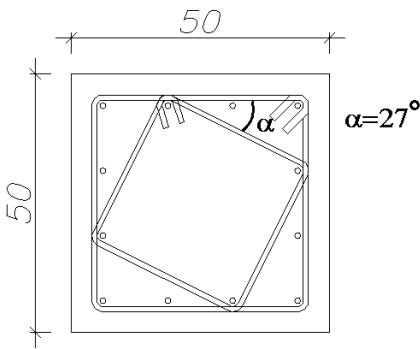
حداکثر بار محوری ضریب دار در یک ستون ویژه برابر $P_u = 1500 \text{ kN}$ می باشد. ابعاد مقطع ستون $500 \text{ mm} \times 500 \text{ mm}$ می باشد. آرماتورهای طولی $A_s = 12\phi 25 = 5890 \text{ mm}^2$ می باشد. قطر خاموت ها را $\phi 10$ فرض نمایید.

$$f'_c = 25 \text{ MPa}, \quad F_y = 400 \text{ MPa}, \quad F_{yt} = 300 \text{ MPa}$$

فواصل تنگها را در ناحیه بحرانی محاسبه نمایید.

$$\left. \begin{array}{l} P_u = 1500 \text{ kN} \\ 0.3A_g f'_c = 1875 \text{ kN} \end{array} \right\} P_u < 0.3A_g f'_c$$

با توجه به کنترل فوق لازم نیست تمامی میلگردهای طولی توسط قلاب لرزه ای و یا گوشه تنگ بسته مهار شوند و مهار یک در میان آنها کافی است:



$$h_x = \frac{2}{3}(500 - 80 - 25 - 20) = 250 \text{ mm} < (350 \text{ mm}) \text{ OK.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{C_1}{4} = 125 \text{ mm} \\ 6d_b = 150 \text{ mm} \\ S_0 = 100 + \left(\frac{350 - 250}{3} \right) = 133 \text{ mm} \rightarrow s_0 = 133 \text{ mm} \end{array} \right\} S_{max} = 125 \text{ mm}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{F_{yt}} = 0.3 \left(\frac{500^2}{(500 - 80)^2} - 1 \right) \frac{25}{300} = 0.0104 \\ 0.09 \frac{25}{F_{yt}} = 0.0075 \end{array} \right\} 0.0104$$

$$\frac{A_{sh} = \pi \times 5^2 (2 + \sin \alpha + \cos \alpha) = 262.6 \text{ mm}^2}{s b_c = s(500 - 80)} = \frac{0.62}{s} > 0.0104 \rightarrow s \leq 59 \text{ mm} \rightarrow \text{Use } s = 50 \text{ mm}$$

بنابراین در مقطع فوق باید فواصل آرماتورهای عرضی 50 mm انتخاب شود.

مقدار $s=50 \text{ mm}$ به لحاظ اجرایی مناسب نیست و بنابراین بهتر است طرح فوق تغییر کند. برای مثال به جای تنگ $\phi 10$ از تنگ $\phi 12$ استفاده شود.

25.7—Transverse reinforcement

25.7.3 Spirals

25.7.3.1 Spirals shall consist of evenly spaced continuous bar or wire with clear spacing conforming to (a) and (b):

- (a) At least the greater of 25 mm and $(4/3)d_{agg}$
- (b) Not greater than 75 mm

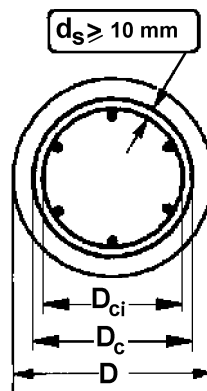
25.7.3.2 For cast-in-place construction, spiral bar or wire diameter shall be at least 9.5 mm.

25.7.3.3 Volumetric spiral reinforcement ratio ρ_s shall satisfy Eq. (25.7.3.3).

$$\rho_s \geq 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (25.7.3.3)$$

where the value of f_{yt} shall not be taken greater than 700 MPa.

25.7.3.4 Spirals shall be anchored by 1-1/2 extra turns of spiral bar or wire at each end.



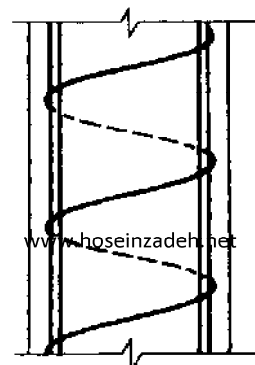
$$\rho_s = \frac{\pi d_s^2}{D_c S} \geq 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

ستون با شکل پذیری معمولی و متوسط + ستون غیر لرزه ای

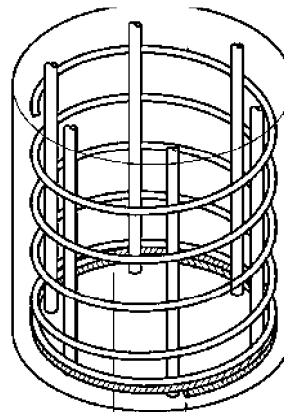
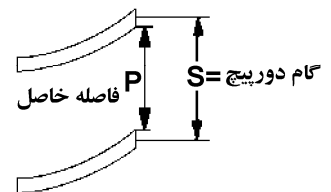
ستون با شکل پذیری ویژه

$$\rho_s = \frac{\pi d_s^2}{D_c S} \geq \text{Max} \begin{cases} 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.35 k_f \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}} \end{cases}$$

if $P_u > 0.3 A_g f'_c$ or $f'_c > 70 \text{ MPa}$



$$25\text{mm} \leq P \leq 75\text{mm}$$



1.5 دور پیچیدن اضافی
میلگرد در انتها

18.7—Columns of special moment frames

18.7.5 Transverse reinforcement

18.7.5.4 Amount of transverse reinforcement shall be in accordance with Table 18.7.5.4.

The concrete strength factor k_f and confinement effectiveness factor k_n are calculated according to Eq. (18.7.5.4a) and (18.7.5.4b).

(a) $k_f = \frac{f'_c}{175} + 0.6 \geq 1.0$ (18.7.5.4a)

(b) $k_n = \frac{n_t}{n_t - 2}$ (18.7.5.4b)

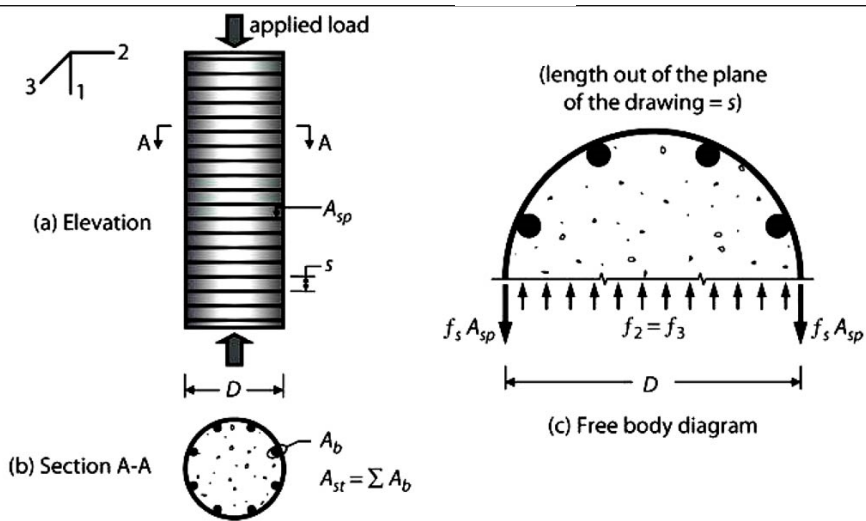
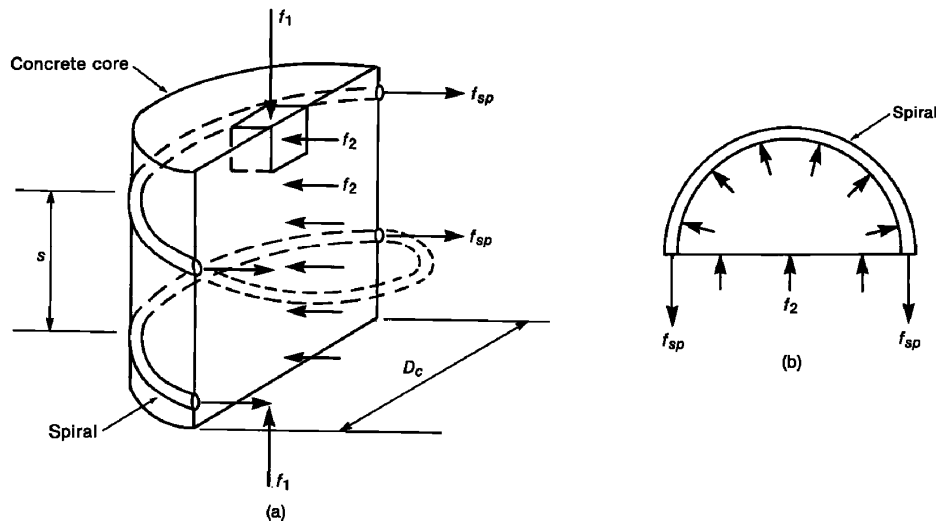
Table 18.7.5.4—Transverse reinforcement for columns of special moment frames

Transverse reinforcement	Conditions	Applicable expressions
ρ_s for spiral or circular hoop	$P_u \leq 0.3 A_g f'_c$ and $f'_c \leq 70 \text{ MPa}$	Greater of (d) and (e) $0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (d)
	$P_u > 0.3 A_g f'_c$ or $f'_c > 70 \text{ MPa}$	$0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (e)
		Greatest of (d), (e), and (f) $0.35 k_f \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (f)

A_{sh} = total cross-sectional area of transverse reinforcement, including crossties, within spacing s and perpendicular to dimension b_c , mm^2

ρ_s = ratio of volume of spiral reinforcement to total volume of core confined by the spiral, measured out-to-out of spirals

اثبات رابطه $\rho_s < 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$



به شکل (c) توجه کنید. در اثر اعمال بار محوری فشاری به ستون، دورپیچ تحت تنش کششی f_s و بتن هسته تحت تنش فشاری f_2 می باشد. با توجه به تعادل نیروها می توان حداکثر تنش f_2 وارد بر بتن را زمانی که دورپیچ به تسلیم می رسد ($f_s = f_{yt}$) بدست آورد:

$$f_2 (\text{مساحت بتن}) = 2f_s (\text{مساحت دورپیچ}) \rightarrow f_2 \times DS = 2 \times f_{yt} \times A_{sp} \rightarrow f_2 = \frac{2f_{yt}A_{sp}}{DS}$$

در روابط فوق S فاصله (گام) دورپیچ می باشد. از طرفی نسبت حجم دورپیچ به حجم هسته برابر است با:

$$\rho_s = \frac{\text{حجم دورپیچ}}{\text{حجم هسته}} = \frac{\pi D_c A_{sp}}{\left(\frac{\pi D_c^2 s}{4}\right)} = \frac{4A_{sp}}{D_c \times s}$$

بنابراین میتوان نوشت:

$$\left. \begin{aligned} f_2 &= \frac{2f_{yt}A_{sp}}{D_c S} \\ \rho_s &= \frac{4A_{sp}}{D_c \times s} \end{aligned} \right\} f_2 = \frac{\rho_s f_{yt}}{2}$$

با ایجاد f_2 تنش مقاوم هسته چقدر خواهد بود؟ با توجه به رابطه زیر با افزایش f_2 مقاومت فشاری ستون (f'_{cc}) افزایش می یابد:

$$f'_{cc} = f'_c + 4.1f_2$$

اگر بخواهیم مقاومت هسته محصور شده، بیش از مقاومت ستون اولیه (بدون محصورشدگی) باشد، حجم دورپیچ چقدر باید باشد؟

$$A_g f'_c < A_c f'_{cc} \rightarrow A_g f'_c < A_c (f'_c + 4.1f_2) \rightarrow A_g f'_c < A_c \left(f'_c + 4.1 \frac{\rho_s f_y}{2} \right)$$

$$\frac{A_g}{A_c} f'_c - f'_c < 4.1 \frac{\rho_s f_y}{2} \rightarrow 0.48 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} < \rho_s$$

رابطه فوق با کمی تقریب در ACI-318-14 به صورت $\rho_s < 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$ بیان شده است:

محاسبات ۹۵

۲۵- ستونی دایره‌ای به قطر ۵۰۰ میلی‌متر با آرماتور $\Phi 10$ دورپیچ با گام ۶۰ میلی‌متر (محور تا محور) مفروض است. در صورتی که پوشش بتن برابر ۵۰ میلی‌متر باشد، نسبت حجمی آرماتور دورپیچ به حجم کل هسته به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

- (۱) ۰.۰۲۱
(۲) ۰.۰۱۸
(۳) ۰.۰۱۳
(۴) ۰.۰۱۰

گزینه ۳

$$\rho = \frac{\pi D_c A_{sp}}{\left(\frac{\pi D_c^2 s}{4}\right)} = \frac{4 A_{sp}}{D_c \times s} = \frac{4\pi(5)^2}{(500 - 100)60} = 0.013$$

محاسبات ۹۳

۲- در یک ستون با مقطع دایره‌ای به قطر ۴۵۰ mm و پوشش بتن ۴۵ mm، حداکثر گام دورپیچ، بدون توجه به نیازهای محاسباتی، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (قطر دورپیچ را ۱۰ میلی‌متر فرض کنید)

- (۱) ۴۵ mm
(۲) ۵۵ mm
(۳) ۷۵ mm
(۴) ۱۰۰ mm

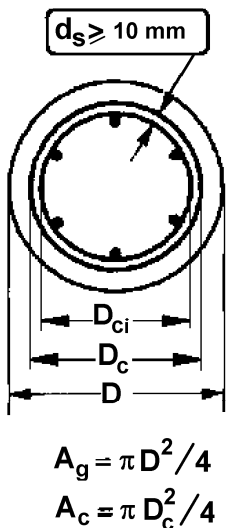
گزینه ۱

با فرض C25 برای بتن و S300 برای دورپیچ، گام دورپیچ باید چنان باشد که رابطه زیر تامین شود:

$$\left(\rho_s = \frac{\pi D_c A_{sp}}{\left(\frac{\pi D_c^2 s}{4}\right)} = \frac{4 A_{sp}}{D_c s} = \frac{4(\pi \times 5^2)}{(450 - 90)s} = \frac{0.872}{s} \right) > \left(0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0.45 \left(\frac{\pi(450)^2}{\pi(450 - 90)^2} - 1 \right) \frac{25}{300} = 0.021 \right)$$

$$s < 41 \text{ mm}$$

همچنین گام دورپیچ باید کمتر از $(75 + 10) = 85 \text{ mm}$ باشد.



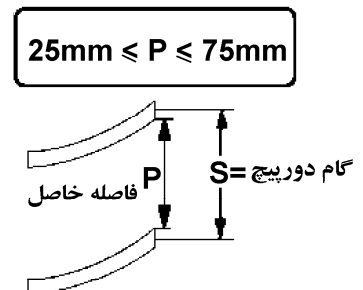
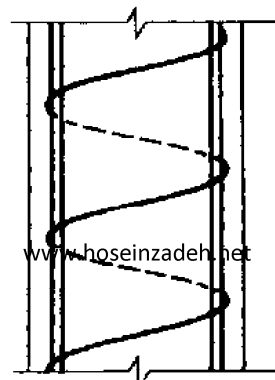
$$\rho_s = \frac{\pi d_s^2}{D_c s} \geq 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

ستون با شکل پذیری معمولی و متوسط
+ ستون غیر لرزه ای

ستون با شکل پذیری ویژه

$$\rho_s = \frac{\pi d_s^2}{D_c s} \geq \text{Max} \begin{cases} 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.35 k_f \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}} \end{cases}$$

if $P_u > 0.3 A_g f'_c$ or $f'_c > 70 \text{ MPa}$



۳۲- ستونی با مقطع دایره و قطر خارجی 400 میلی‌متر در یک قاب خمشی با شکل‌پذیری متوسط مفروض است. پوشش بتن برابر 50 میلی‌متر، آرماتور طولی $6\Phi 25$ ، آرماتور دورپیچ از $\Phi 10$ و رده بتن C25 می‌باشند. حداقل نسبت حجمی آرماتور دورپیچ لازم به حجم کل هسته به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ نوع فولاد آرماتور طولی S400 و نوع فولاد دورپیچ S340 می‌باشد.
($f_{yd} = \Phi_s f_y$, $f_{cd} = \Phi_c f_c$, $\Phi_c = 0.65$)

0.024 (۴) 0.022 (۳) 0.028 (۲) 0.026 (۱)

$$\rho_s > 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0.45 \left(\frac{\pi \times 200^2}{\pi \times (200 - 50)^2} - 1 \right) \frac{25}{340} = 0.0257$$

۲۲- یک ستون بتنی درجا ریز با مقطع دایره‌ای با قطر $D = 500 \text{ mm}$ مفروض است. در صورتی‌که پوشش بتن از روی آرماتور دورپیچ برابر 50 mm، نوع بتن C30 و نوع فولاد مصرفی S340 باشد، حداقل نسبت حجمی آرماتور دورپیچ 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

$$\rho = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c}{f_{yt}} = 0.45 \left(\frac{500^2}{400^2} - 1 \right) \frac{30}{340} = 0.0223$$

مثال: یک ستون کوتاه با مقطع دایره تحت اثر بار محوری $P_{dead} = 1000kN$ و $P_{Live} = 800kN$ و $P_E = 500 kN$ قرار دارد. قطر ستون 600mm می باشد.

آرماتورهای طولی $A_s = 12\phi 25 = 5890mm^2$ می باشد.

قطر آرماتور دورپیچ را $\phi 10$ فرض نمایید.

$$f'_c = 25 MPa, F_y = 400MPa, F_{yt} = 300MPa$$

فواصل دورپیچ ها را در دو حالت شکل پذیری متوسط و ویژه محاسبه نمایید.

متوسط:

طبق بند 27.5.3.1 فاصله خالص دورپیچ ها باید بین 25mm تا 75mm منظور شود. با توجه به اینکه قطر دورپیچ 10mm می باشد، محدوده مجاز گام دورپیچ بین 35mm تا 85mm می باشد.

حجم دورپیچ برابر است با:

$$\left. \begin{aligned} \rho_s &= \frac{\pi D_c A_{sp}}{\left(\frac{\pi D_c^2 s}{4}\right)} = \frac{4 A_{sp}}{D_c \times s} = \frac{4(\pi \times 5^2)}{(600 - 80)s} = \frac{0.6038}{s} \\ \rho &= 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0.45 \left(\frac{\pi \times (300)^2}{\pi \times (300 - 40)^2} - 1\right) \frac{25}{300} = 0.0124 \end{aligned} \right\} \rho_s > \rho \rightarrow s < 48.69 mm$$

ویژه:

$$\left. \begin{aligned} P_u &= 1.2P_D + P_L + P_E = 2500 kN \\ 0.3A_g f'_c &= 2120.6 kN \end{aligned} \right\} P_u > 0.3A_g f'_c$$

$$K_f = \frac{25}{175} + 0.6 = 0.743 \rightarrow K_f = 1$$

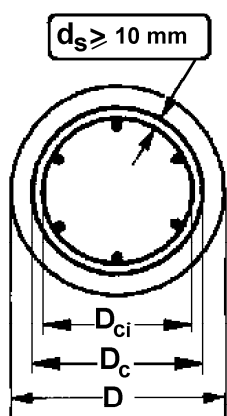
$$\rho_1 = 0.45 \left(\frac{\pi \times (300)^2}{\pi \times (300 - 40)^2} - 1\right) \frac{25}{300} = 0.0124$$

$$\rho_2 = 0.12 \frac{25}{300} = 0.01$$

$$K_f = \frac{25}{175} + 0.6 = 0.743 \rightarrow K_f = 1 \rightarrow \rho_3 = 0.35 \times 1 \times \frac{2500000}{300 \times \pi \times (300 - 40)^2} = 0.0137$$

$$\left. \begin{aligned} \rho &= 0.0137 \end{aligned} \right\}$$

$$\rho_s \geq \rho \rightarrow \frac{0.6038}{s} \geq 0.0137 \rightarrow s \leq 44.07 mm$$



$$A_g = \pi D^2 / 4$$

$$A_c = \pi D_c^2 / 4$$

$$\rho_s = \frac{\pi d_s^2}{D_c s} \geq 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

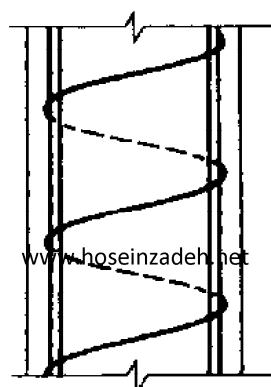
ستون با شکل پذیری معمولی و متوسط
+ ستون غیر لرزه ای

ستون با شکل پذیری ویژه

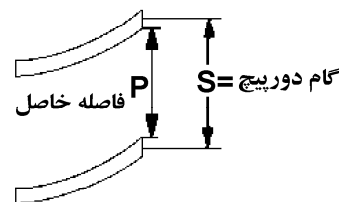
$$\rho_s = \frac{\pi d_s^2}{D_c s} \geq \text{Max} \left\{ \begin{aligned} &0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ &0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ &0.35 k_f \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}} \end{aligned} \right.$$

if

$$P_u > 0.3A_g f'_c \text{ or } f'_c > 70 MPa$$



$$25mm \leq P \leq 75mm$$

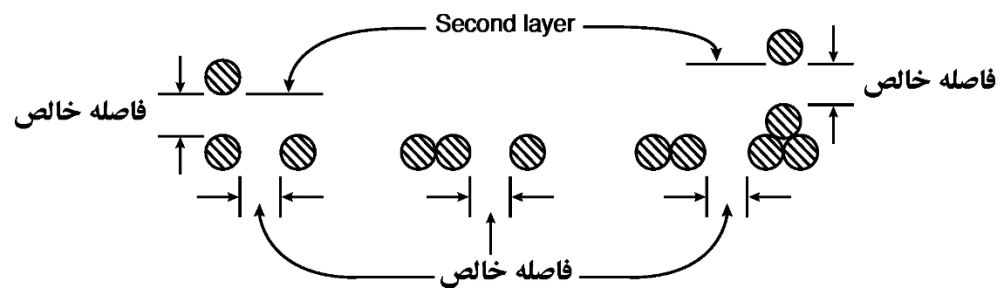


25.2—Minimum spacing of reinforcement

25.2.1 For parallel nonprestressed reinforcement in a horizontal layer, clear spacing shall be at least the greatest of 1 in., d_b , and $(4/3)d_{agg}$.

25.2.2 For parallel nonprestressed reinforcement placed in two or more horizontal layers, reinforcement in the upper layers shall be placed directly above reinforcement in the bottom layer with a clear spacing between layers of at least 1 in.

25.2.3 For longitudinal reinforcement in columns, pedestals, struts, and boundary elements in walls, clear spacing between bars shall be at least the greatest of 1.5 in., $1.5d_b$, and $(4/3)d_{agg}$.

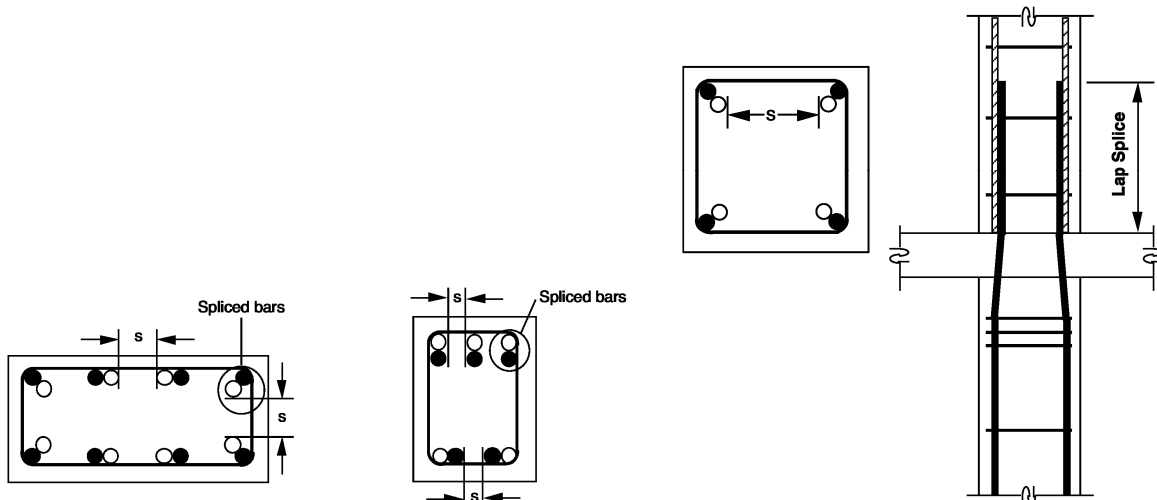


حداقل فاصله خالص	اعضای خمشی	Max (d_b , 25mm)
	اعضای فشاری	Max ($1.5 d_b$, 40 mm)

ضوابط مبحث نهم (ویرایش ۹۲) در رابطه با حداقل و حداکثر فاصله میلگردها:

۹-۱۴-۱۱-۴-۱ در اعضای فشاری با خاموت‌های بسته یا دورپیچ، فاصله آزاد بین هر دو میلگرد طولی نباید از ۱/۵ برابر قطر بزرگترین میلگرد و نه از ۴۰ میلی‌متر، کمتر باشد.
 ۹-۱۴-۱۱-۶-۱ محدودیت‌های فاصله آزاد بین میلگردها باید در مورد فاصله آزاد وصله‌های پوششی با وصله‌ها یا میلگردهای مجاور نیز رعایت شوند.

نکته مهم: ضوابط فوق در محل وصله نیز باید رعایت شود. به شکل زیر توجه کنید:



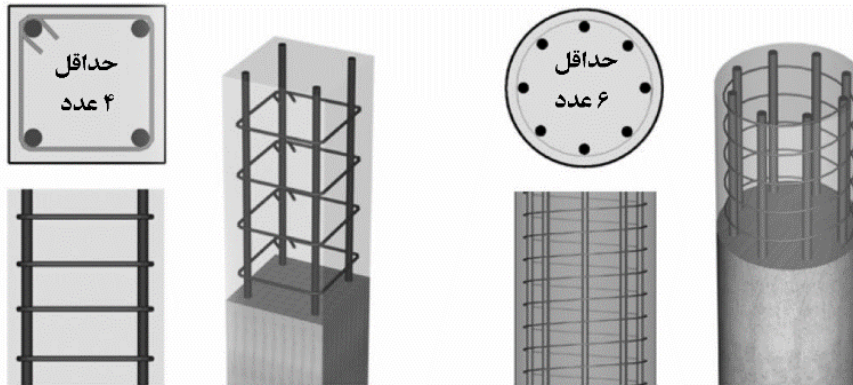
۹-۱۴-۹ محدودیت‌های آرمانورها در مقاطعات فشاری (ستون‌ها)

۹-۱۴-۹-۲ حداقل تعداد میلگردهای طولی در مقاطعات فشاری به شرح زیر است:

الف- میلگردهای داخل تنگ‌های مدور یا مستطیلی، چهار عدد

ب- میلگردهای داخل تنگ‌های مثلثی، سه عدد

پ- میلگردهای داخل دورپیچ، شش عدد، مطابق بند ۹-۱۴-۹-۳.



(a) Rectangular tied Column

(b) Round spiral Column

10.7.3 Longitudinal reinforcement

10.7.3.1 For nonprestressed columns and for prestressed columns with average $f_{pe} < 225$ psi, the minimum number of longitudinal bars shall be (a), (b), or (c):

- (a) Three within triangular ties
- (b) Four within rectangular or circular ties
- (c) Six enclosed by spirals or for columns of special moment frames enclosed by circular hoops

۹-۱۰- محدودیت حداقل و حداکثر درصد میلگرد طولی در اعضای فشاری

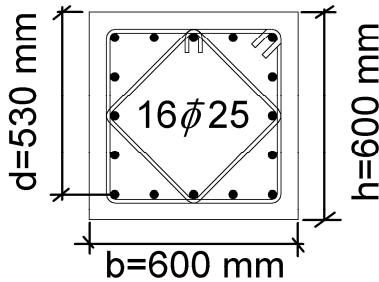
در تمامی ستونها درصد میلگرد طولی حداقل 0.01 و حداکثر 0.08 می باشد:

CHAPTER 10—COLUMNS

10.6—Reinforcement limits

10.6.1 Minimum and maximum longitudinal reinforcement

10.6.1.1 For nonprestressed columns and for prestressed columns with average $f_{pe} < 1.6 \text{ MPa}$, area of longitudinal reinforcement shall be at least $0.01A_g$ but shall not exceed $0.08A_g$.



$$0.01 < \rho = \frac{A_s}{bh} = \frac{16 \times \left(\frac{\pi \times 25^2}{4}\right)}{600 \times 600} = 0.022 < 0.08$$

R10.6.1.1 Limits are provided for both the minimum and maximum longitudinal reinforcement ratios.

Minimum reinforcement—Reinforcement is necessary to provide resistance to bending, which may exist regardless of analytical results, and to reduce the effects of creep and shrinkage of the concrete under sustained compressive stresses. Creep and shrinkage tend to transfer load from the concrete to the reinforcement, and the resultant increase in reinforcement stress becomes greater as the reinforcement ratio decreases. Therefore, a minimum limit is placed on the reinforcement ratio to prevent reinforcement from yielding under sustained service loads (Richart 1933).

Maximum reinforcement—The amount of longitudinal reinforcement is limited to ensure that concrete can be effectively consolidated around the bars and to ensure that columns designed according to the Code are similar to the test specimens by which the Code was calibrated. The 0.08 limit applies at all sections, including splice regions, and can also be considered a practical maximum for longitudinal reinforcement in terms of economy and requirements for placing. Longitudinal reinforcement in columns should usually not exceed 4 percent if the column bars are required to be lap spliced, as the lap splice zone will have twice as much reinforcement if all lap splices occur at the same location.

نکته مهم: در ستونهای قابهای خمشی ویژه حداکثر میلگرد طولی ستون به 0.06 محدود می شود:

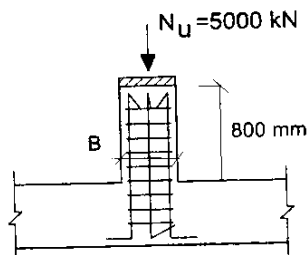
18.7—Columns of special moment frames

18.7.4 Longitudinal reinforcement

18.7.4.1 Area of longitudinal reinforcement, A_{st} , shall be at least $0.01A_g$ and shall not exceed $0.06A_g$.

نکته مهم: محدودیت حداکثر میلگرد در محل وصله نیز باید رعایت شود.

۲۲- در صورتیکه نیروی محوری طراحی برای یک پدستال بتنی با شکل پذیری معمولی مطابق شکل زیر برابر $N_u = 5000 \text{ kN}$ باشد، حداقل بعد مقطع این پدستال مربعی بر حسب میلی‌متر به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (بتن از رده C25 و میلگرد از نوع S340 فرض شود).



B = 450 (۱)

B = 690 (۲)

B = 425 (۳)

B = 530 (۴)

گزینه ۱

حداقل بعد یک عضو فشاری زمانی بدست می‌آید که بیشترین درصد مجاز میلگرد در آن قرار داده شود. با توجه به اصلاحیه مبحث نهم حداکثر درصد میلگرد مجاز برای اعضای فشاری برابر ۸ درصد می‌باشد. بنابراین با فرض اینکه میلگرد طولی پدستال برابر ۸ درصد باشد، داریم:

$$5000 \times 10^3 \leq \varphi \times 0.8 [0.85 f'_c A_g + (F_y - 0.85 f'_c) A_s]$$

$$5000 \times 10^3 \leq 0.65 \times 0.8 [0.85 \times 25 \times B^2 + (340 - 0.85 \times 25) \times (0.08 \times B^2)]$$

$$5000 \times 10^3 \leq 24.31 B^2 \rightarrow 453 \leq B$$

۱۰-۱۰- محدودیت ابعاد مقطع ستون

۱۰-۱۰-۱- حداقل بعد ستون و نسبت ابعاد

- شکل پذیری متوسط
- در ACI-318-14 ضابطه صریحی برای "حداقل" بعد ستون با شکل پذیری "متوسط" ارائه نشده است ولی به لحاظ اجرایی توصیه می شود که بعد ستون کمتر از 300 mm منظور نشود.
- در مبحث نهم (ویرایش ۹۲) "حداقل" بعد ستون با شکل پذیری "متوسط" برابر 250 mm تعیین شده است. همچنین برای ستونهای مستطیلی با ابعاد b و h باید $b \geq 0.3h$ باشد:

<p>۹-۲۳-۳ ضوابط ساختمانهای با شکل پذیری متوسط</p> <p>۹-۲۳-۳-۲ اعضای تحت فشار و خمش در قابها ($N_u > 0.15f_{cd}A_g$)</p> <p>۹-۲۳-۳-۱ محدودیت های هندسی</p> <p>۹-۲۳-۳-۱-۱ در ستون ها محدودیت های هندسی (الف) و (ب) این بند باید رعایت شوند:</p> <p>الف- عرض مقطع نباید کمتر از سدهم بعد دیگر آن و نباید کمتر از ۲۵۰ میلی متر باشد.</p> <p>ب- نسبت عرض مقطع به طول آزاد ستون نباید از $\frac{1}{25}$ کمتر باشد.</p>

• شکل پذیری ویژه

- در ACI-318-14 و نیز مبحث نهم (ویرایش ۹۲) "حداقل" بعد ستون با شکل پذیری "ویژه" برابر 300 mm منظور تعیین شده است. همچنین برای ستونهای مستطیلی با ابعاد b و h باید $b \geq 0.4h$ باشد و یا به عبارت دیگر $h \leq 2.5b$ باشد:

<p>18.7—Columns of special moment frames</p> <p>18.7.2 Dimensional limits</p> <p>18.7.2.1 Columns shall satisfy (a) and (b):</p> <p>(a) The shortest cross-sectional dimension, measured on a straight line passing through the geometric centroid, shall be at least 300 mm</p> <p>(b) The ratio of the shortest cross-sectional dimension to the perpendicular dimension shall be at least 0.4.</p>	<p>۹-۲۳-۴ ضوابط ساختمانهای با شکل پذیری زیاد</p> <p>۹-۲۳-۴-۲ اعضای تحت اثر توأم فشار و خمش در قابها ($N_u > 0.15f_{cd}A_g$)</p> <p>۹-۲۳-۴-۱ محدودیت های هندسی</p> <p>۹-۲۳-۴-۱-۱ در این اعضاء محدودیت های هندسی (الف) و (ب) این بند باید رعایت شوند:</p> <p>الف- عرض مقطع نباید کمتر از چهار دهم بعد دیگر آن و نباید کمتر از ۳۰۰ میلی متر باشد.</p> <p>ب- نسبت عرض مقطع به طول آزاد عضو آن در اعضایی که زیر اثر لنگرهای خمشی موجود در دو انتها در دو جهت خم می شوند، نباید کمتر از $\frac{1}{6}$ و در اعضاء طره ای نباید کمتر از $\frac{1}{10}$ باشد.</p>
--	--

محاسبات-۹۰

۴۲- در قاب با شکل پذیری زیاد برای اعضای تحت اثر توأم فشار و خمش (ستون) با مقطع مستطیل کدامیک از ابعاد زیر نمی تواند قابل قبول باشد؟ (ابعاد بر حسب میلیمتر می باشند)

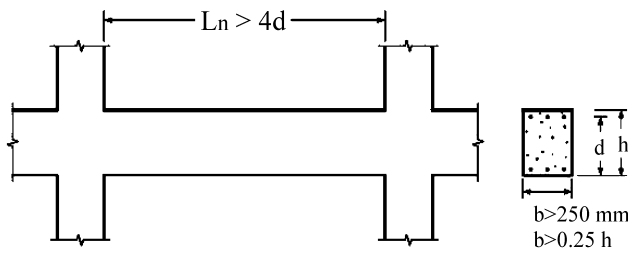
- (۱) 300×300
- (۲) 800×300
- (۳) 350×350
- (۴) 2000×800

گزینه ۲

در گزینه دوم $2.5 \not\leq 2.66 = \frac{800}{300} = \frac{h}{b}$

۱۰-۱-۲- حداقل بعد تیر و نسبت ابعاد

- شکل پذیری متوسط
- در ACI-318-14 ضابطه صریحی برای "حداقل" عرض تیر با شکل پذیری "متوسط" ارائه نشده است ولی به لحاظ اجرایی توصیه می شود که عرض تیر کمتر از 300 mm منظور نشود.
- در مبحث نهم (ویرایش ۹۲) "حداقل" عرض تیر با شکل پذیری "متوسط" برابر 250 mm تعیین شده است. همچنین برای ستونهای مستطیلی با ابعاد b و h باید $b \geq 0.25h$ باشد:



۳-۲۳-۹ ضوابط ساختمانهای با شکل پذیری متوسط
 ۱-۳-۲۳-۹ اعضای تحت خمش در قابها ($N_u \leq 0.15f_{cd}A_g$)
 ۱-۱-۳-۲۳-۹ محدودیت‌های هندسی
 ۱-۱-۳-۲۳-۹ در اعضای خمشی قابها محدودیت‌های هندسی (الف) تا (پ) این بند باید رعایت شوند:
 الف- ارتفاع مؤثر مقطع نباید بیشتر از یک چهارم طول دهانه آزاد باشد.
 ب- عرض مقطع نباید کمتر از یک چهارم ارتفاع آن و ۲۵۰ میلی‌متر باشد.
 پ- عرض مقطع نباید:
 - بیشتر از عرض عضو تکیه‌گاهی، در صفحه عمود بر محور طولی عضو خمشی، به اضافه سه‌چهارم ارتفاع عضو خمشی، در هر طرف عضو تکیه‌گاهی
 - بیشتر از عرض عضو تکیه‌گاهی به اضافه یک‌چهارم بعد دیگر مقطع عضو تکیه‌گاهی، در هر طرف عضو تکیه‌گاهی اختیار شود.

• شکل پذیری ویژه

- در ACI-318-14 و نیز مبحث نهم (ویرایش ۹۲) "حداقل" عرض تیر با شکل پذیری "ویژه" برابر 250 mm تعیین شده است. همچنین برای ستونهای مستطیلی با ابعاد b و h باید $b \geq 0.3h$ باشد:

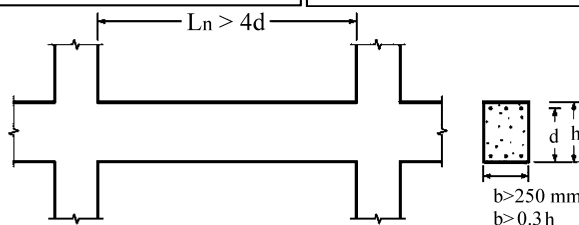
۴-۲۳-۹ ضوابط ساختمانهای با شکل پذیری زیاد
 ۱-۴-۲۳-۹ اعضای تحت خمش در قابها ($N_u \leq 0.15f_{cd}A_g$)
 ۱-۱-۴-۲۳-۹ محدودیت‌های هندسی
 ۱-۱-۴-۲۳-۹ در اعضای خمشی قابها محدودیت‌های هندسی (الف) تا (پ) این بند باید رعایت شوند:
 الف- ارتفاع مؤثر مقطع نباید بیشتر از یک چهارم طول دهانه آزاد باشد.
 ب- عرض مقطع نباید کمتر از سه دهم ارتفاع آن و ۲۵۰ میلی‌متر باشد.
 پ- عرض مقطع نباید:
 - بیشتر از عرض عضو تکیه‌گاهی، در صفحه عمود بر محور طولی عضو خمشی، به اضافه سه‌چهارم ارتفاع عضو خمشی در هر طرف عضو تکیه‌گاهی،
 - بیشتر از عرض عضو تکیه‌گاهی، به اضافه یک‌چهارم بعد دیگر مقطع عضو تکیه‌گاهی در هر طرف آن.

18.6—Beams of special moment frames

18.6.2 Dimensional limits

18.6.2.1 Beams shall satisfy (a) through (c):

- (a) Clear span ℓ_n shall be at least $4d$
- (b) Width b_w shall be at least the lesser of $0.3h$ and 250 mm
- (c) Projection of the beam width beyond the width of the supporting column on each side shall not exceed the lesser of c_2 and $0.75c_1$.



۲۵- اگر در عضوی از یک قاب ساختمانی بتنی با شکل پذیری متوسط، مقدار نیروی محوری نهایی در حالت‌های مختلف ترکیبات بار، در محدوده $0.08 f_c A_g$ تا $0.13 f_c A_g$ باشد، حداقل نسبت عرض به بعد دیگر مقطع مورد قبول چقدر می‌باشد؟ لزومی به کنترل محدودیت‌های دیگر نیست و $\phi_c = 0.65$ فرض شود.

(۱) محدودیتی وجود ندارد.

(۲) 0.3

(۳) 0.25

(۴) 0.5

گزینه ۲

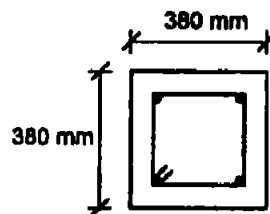
$$N_{u-max} = 0.13 f_c = \frac{0.13}{0.65} f_{cd} = 0.2 f_{cd}$$

$$N_{u-min} = 0.08 f_c = \frac{0.08}{0.65} f_{cd} = 0.123 f_{cd}$$

معیار تیر یا ستون بودن محدوده نیروی محوری عضو می‌باشد. در ترکیب بارهایی که نیروی محوری کم است، عضو تیر محسوب می‌شود و باید ضوابط تیر را رعایت کند و در ترکیب بارهایی که نیروی محوری بیشتر از $0.15 f_{cd} A_g$ می‌باشد عضو ستون محسوب شده و باید ضوابط ستونها در مورد آن رعایت شود.

بنابراین با توجه به محدوده نیروهای وارد بر عضو، هم باید ضوابط تیر رعایت شود و هم ضوابط ستون ضابطه نسبت بعد کمتر به بعد بزرگتر در ستونها تعیین کننده تر است و گزینه ۲ صحیح است.

۲۸- در مورد ستون (عضو تحت فشار و خمش) با مقطع 380×380 mm با آرماتور طولی $4\Phi 25$ و تنگ $\Phi 10 @ 150$ mm c/c و پوشش بتن 40 mm گزینه صحیح را انتخاب کنید؟



(۱) چنانچه قطر تنگ از $\Phi 10$ به $\Phi 12$ تغییر یابد آرماتورگذاری قابل قبول تلقی می‌گردد.

(۲) آرماتورگذاری عضو مورد نظر قابل قبول نیست.

(۳) آرماتورگذاری عضو مورد نظر قابل قبول است.

(۴) چنانچه آرماتورهای طولی از $4\Phi 25$ به $4\Phi 30$ تغییر یابد آرماتورگذاری قابل قبول می‌گردد.

گزینه ۲

فاصله میلگردهای طولی برابر است با:

$$s = 380 - 2(40 + 10 + 12.5) = 255 \text{ mm}$$

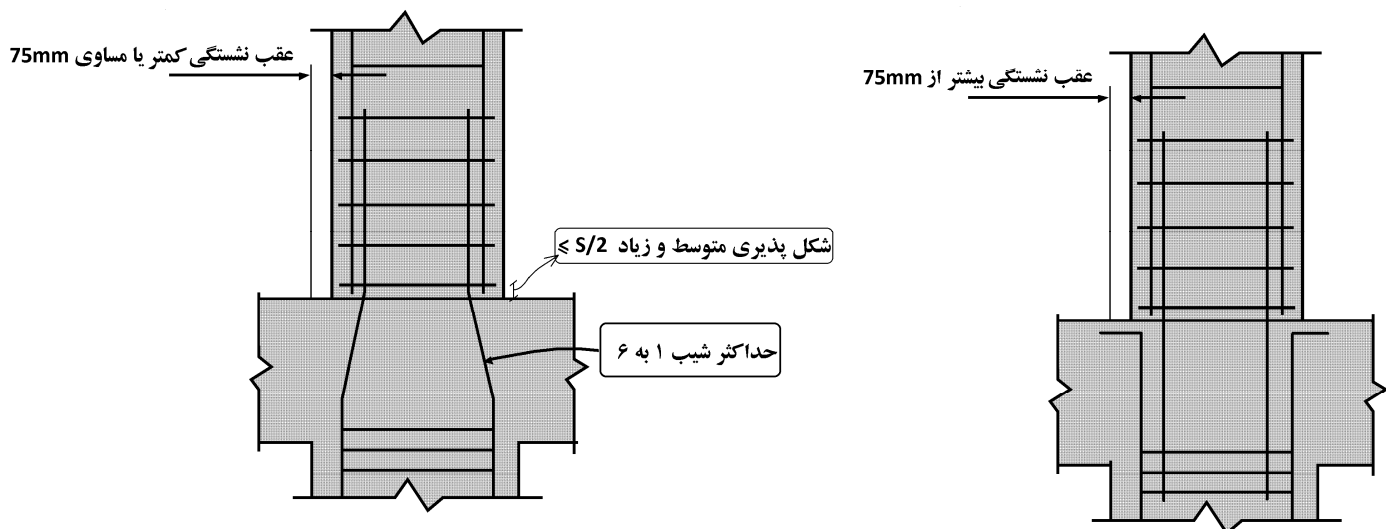
که غیر قابل قبول است. برای این ستون باید از آرایش ۸ تایی به جای آرایش ۴ تایی برای میلگردهای طولی استفاده شود.

۹-۱۴-۱۱-۳ میلگردهای انتظار خم شده

۹-۱۴-۱۱-۳-۱ شیب قسمت مایل میلگردهای خم شده نسبت به محور ستون نباید از ۱ به ۶ تجاوز کند. قسمت‌های فوقانی و تحتانی قسمت مایل باید موازی با محور ستون باشند. میلگردهای انتظار باید در محل خم با خاموت‌ها، دورپیچ‌ها و یا قسمت‌هایی از سیستم سازه‌ای کف مهار شوند. مهار مذکور باید برای تحمل نیرویی معادل ۱/۵ برابر مولفه نیروی محاسباتی قسمت مایل در امتداد مهار، طرح شود. در صورت استفاده از خاموت‌ها یا دورپیچ فاصله آنها تا نقاط خم شده نباید از ۵۰ میلی‌متر بیشتر باشد.

۹-۱۴-۱۱-۳-۲ خم کردن میلگردهای انتظار باید قبل از جاگذاری میلگردها انجام پذیرد.

۹-۱۴-۱۱-۳-۳ در مواردی که وجه ستون یا دیوار بیشتر از ۷۵ میلی‌متر عقب نشستگی یا پیش‌آمدگی داشته باشد میلگردهای طولی ممتد نباید به صورت خم شده به کار برده شوند، و در محل عقب نشستگی باید میلگردهای انتظار مجزا برای اتصال به میلگردهای وجوه عقب نشسته پیش‌بینی شوند. در هر حالت باید ضوابط مربوط به مهارها و وصله‌ها در منطقه تغییر مقطع رعایت شوند.



CHAPTER 10—COLUMNS

10.7—Reinforcement detailing

10.7.4 Offset bent longitudinal reinforcement

10.7.4.1 The slope of the inclined portion of an offset bent longitudinal bar relative to the longitudinal axis of the column shall not exceed 1 in 6. Portions of bar above and below an offset shall be parallel to axis of column.

10.7.4.2 If the column face is offset 75 mm or more, longitudinal bars shall not be offset bent and separate dowels, lap spliced with the longitudinal bars adjacent to the offset column faces, shall be provided.

با توجه به روابط زیر، مقاومت فشاری (فشار خالص) ستونهای بتنی برابر است با:

$$\text{ستون تنگ دار} \rightarrow \varphi P_n = \varphi 0.8 [0.85 f'_c (A_g - A_s) + F_y A_s] = 0.65 \times 0.8 [0.85 f'_c A_g + (F_y - 0.85 f'_c) A_s]$$

$$\text{ستون با دورپیچ} \rightarrow \varphi P_n = \varphi 0.85 [0.85 f'_c (A_g - A_s) + F_y A_s] = 0.75 \times 0.85 [0.85 f'_c A_g + (F_y - 0.85 f'_c) A_s]$$

22.4.2 Maximum axial compressive strength

22.4.2.1 Nominal axial compressive strength P_n shall not exceed $P_{n,max}$ in accordance with Table 22.4.2.1, where P_o is calculated by Eq. (22.4.2.2) for nonprestressed members and composite steel and concrete members, and by Eq. (22.4.2.3) for prestressed members.

Table 22.4.2.1—Maximum axial strength

Member	Transverse reinforcement	$P_{n,max}$	
Nonprestressed	Ties conforming to 22.4.2.4	$0.80P_o$	(a)
	Spirals conforming to 22.4.2.5	$0.85P_o$	(b)

R22.4.2 Maximum axial compressive strength

R22.4.2.1 To account for accidental eccentricity, the design axial strength of a section in pure compression is limited to 80 to 85 percent of the nominal axial strength. These percentage values approximate the axial strengths at eccentricity-to-depth ratios of 0.10 and 0.05 for tied and spirally reinforced members conforming to 22.4.2.4 and 22.4.2.5, respectively. The same axial load limitation applies to both cast-in-place and precast compression members.

22.4.2.2 For nonprestressed members and composite steel and concrete members, P_o shall be calculated by:

$$P_o = 0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \quad (22.4.2.2)$$

where A_{st} is the total area of nonprestressed longitudinal reinforcement.

مقاومت کششی (کشش خالص بدون خمش) به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\varphi P_{nt} = \varphi F_y A_s = 0.9 F_y A_s$$

22.4.3 Maximum axial tensile strength

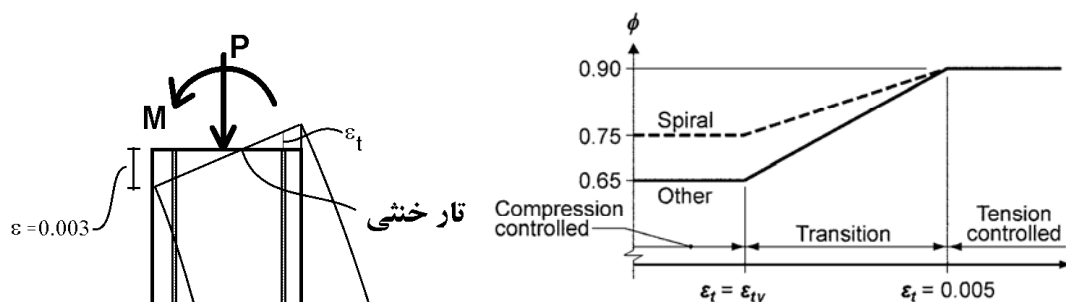
22.4.3.1 Nominal axial tensile strength of a nonprestressed, composite, or prestressed member, P_{nt} , shall not be taken greater than $P_{nt,max}$, calculated by:

$$P_{nt,max} = f_y A_{st} + (f_{se} + \Delta f_p) A_{pt} \quad (22.4.3.1)$$

where $(f_{se} + \Delta f_p)$ shall not exceed f_{py} , and A_{pt} is zero for nonprestressed members.

ضرایب کاهش مقاومت در فشار و کشش:

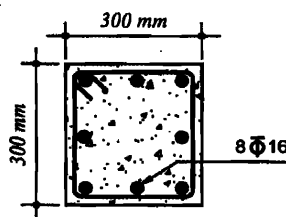
مطابق شکل زیر در صورتی که همراه با نیروی محوری P ، لنگر M نیز به مقطع وارد شود، به طوریکه کرنش در آخرین ردیف میلگرد کششی (ϵ_t) بیش از 0.05 باشد، ضریب کاهش مقاومت برابر $\phi = 0.9$ خواهد بود. در غیر این صورت مطابق نمودار کاهش میابد:



اگر لنگر وارد بر مقطع صفر و یا ناچیز باشد، کل مقطع تحت فشار خواهد بود و آرماتور کششی نخواهیم داشت. در این حالت مقدار ϕ برای ستونهای تنگ دار برابر 0.65 و برای ستون با دورپیچ برابر 0.75 خواهد بود.

محاسبات ۹۴

۳۵- نسبت حداکثر نیروی محوری فشاری مقاوم به حداکثر نیروی محوری کششی مقاوم یک ستون بتنی با مقطع شکل زیر با تنگ‌های موازی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ رده بتن C25 و فولاد میلگردها S400 است.



(۱) 2.9

(۲) 2.3

(۳) 3.4

(۴) 2.5

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

مقاومت فشاری:

$$\begin{aligned} \phi P_{nc} &= \phi(0.8P_0) = \phi \times 0.8 \left(0.85f'_c(A_g - A_s) + f_y A_s \right) \\ &= 0.65 \times 0.8(0.85 \times 25(300^2 - 1608) + 400 \times 1607.68) = 1311 \text{ kN} \end{aligned}$$

مقاومت کششی:

$$\phi P_{nt} = 0.9P_{n,t} = 0.9(f_y A_s) = 0.9(400 \times 1607.68) = 578.8 \text{ kN}$$

$$\frac{\phi P_{nc}}{\phi P_{nt}} = 2.26$$

محاسبات-۹۱

۲۹- حداکثر نیروی محوری مقاوم ستون بتنی کوتاه با مقطع مربع و به ضلع ۴۰۰ mm: که با ۸ عدد آرماتور طولی به قطر

۲۵ mm مسلح شده، چند کیلونیوتن است؟ ($f_c = 25 \text{ MPa}$ $f_y = 400 \text{ MPa}$)

(۴) ۲۷۶۱

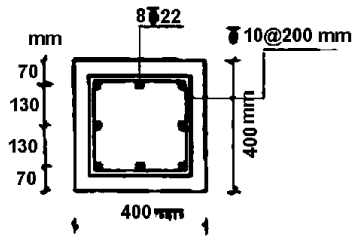
(۳) ۲۷۱۶

(۲) ۲۶۷۱

(۱) ۲۵۴۱

$$\begin{aligned} \phi P_{nc} &= \phi(0.8P_0) = \phi \times 0.8 \left(0.85f'_c(A_g - A_s) + f_y A_s \right) \\ &= 0.65 \times 0.8(0.85 \times 25 \times (160000 - 8 \times 490.6) + 400 \times 8 \times 490.6) = 2541 \text{ kN} \end{aligned}$$

۲۹- مقطع روبرو برای یک ستون کوتاه مهارشده بتنی درجا که تحت اثر نیروی محوری ناشی از بار مرده برابر 1200 kN و نیروی محوری فشاری ناشی از بار زنده برابر 800 kN قرار دارد، طرح شده است. کدام عبارت در رابطه با طراحی مقطع ستون صحیح است؟



(فرض کنید بتن از رده C25 و میلگردها از نوع S400 می باشند.)

۱) مقطع ستون به علت کمبود مقاومت فشاری قابل قبول نیست.

۲) مقطع ستون به علت فاصله غیرمجاز آرماتورهای طولی قابل قبول نیست.

۳) مقطع ستون به علت نامناسب بودن فاصله آرماتورهای عرضی قابل قبول نیست.

۴) مقطع ستون قابل قبول است.

گزینه ۱

$$A_s = 8 \times 3.14 \times 11^2 = 3039 \text{ mm}^2$$

$$A_g = 400 \times 400 - 3039 = 156960 \text{ mm}^2$$

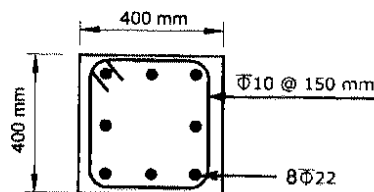
$$\varphi P_{nc} = \varphi(0.8P_0) = \varphi \left(0.8 \left(0.85f'_c(A_g - A_s) + f_y A_s \right) \right)$$

$$= 0.65(0.8(0.85 \times 25 \times 156960 + 400 \times 3039)) = 2366 \text{ kN}$$

$$P_u = 1.2 \times 1200 + 1.6 \times 800 = 2720 \text{ kN}$$

$$2366 \not\geq 2720 \text{ N.G.}$$

۲۰- در ستون بتنی درجا ریخته شده غیر لرزه بر شکل زیر، حداکثر نیروی محوری مقاوم مقطع حدوداً چه مقدار است؟ (میلگردهای اصلی از نوع S500 و بتن از نوع C35 می باشند)



- ۱) 2356 kN
- ۲) 2982 kN
- ۳) 3312 kN
- ۴) 3982 kN

مثال: یک ستون کوتاه تحت اثر بار محوری $P_{dead} = 1000 \text{ kN}$ و $P_{live} = 800 \text{ kN}$ قرار دارد. ابعاد مقطع ستون $400 \text{ mm} \times 400 \text{ mm}$ می باشد.

مساحت میلگردهای طولی لازم برای این ستون را محاسبه نمایید ($f'_c = 25 \text{ MPa}$)

$$P_u = 1.2D + 1.6L = 1.2 \times 1000 + 1.6 \times 800 = 2480 \text{ KN}$$

$$P_u \leq \varphi P_n \rightarrow 2480 \leq \varphi \times 0.8P_0$$

$$2480 \times 1000 \leq \varphi \times 0.8 \times [A_g \times 0.85f'_c + A_s(F_y - 0.85f'_c)] \xrightarrow{\varphi=0.65} A_s = 3651.28 \text{ mm}^2$$

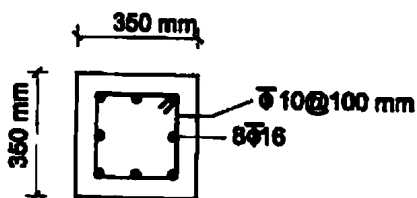
ب) مساحت میلگردهای طولی لازم برای ستون فوق با فرض دایره ای بودن مقطع ستون و با فرض استفاده از دورپیچ (با مساحت معادل):

$$2480 \times 1000 \leq \varphi \times 0.85 \times [A_g \times 0.85f'_c + A_s(F_y - 0.85f'_c)] \xrightarrow{\varphi=0.75} A_s = 1294.247 \text{ mm}^2$$

تمرین: محاسبات ۹۲

۳۵- نسبت مقاومت فشاری به مقاومت کششی ستونی با مقطع شکل زیر به کدامیک از مقادیر زیر

نزدیکتر می‌باشد؟ $f_c = 25 \text{ MPa}$ و $f_y = 400 \text{ MPa}$



۲.۸۸ (۱)

۲.۳۸ (۲)

۱ (۳)

۳.۶ (۴)

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

مقاومت فشاری:

$$\begin{aligned} \phi P_{nc} &= \phi(0.8P_0) = \phi \times 0.8 \left(0.85f'_c(A_g - A_s) + f_y A_s \right) \\ &= 0.65 \times 0.8(0.85 \times 25(350^2 - 1608) + 400 \times 1607.68) = 1670 \text{ kN} \end{aligned}$$

مقاومت کششی:

$$\phi P_{nt} = 0.9P_{n,t} = 0.9(f_y A_s) = 0.9(400 \times 1607.68) = 578.8 \text{ kN}$$

$$\frac{\phi P_{nc}}{\phi P_{nt}} = 2.88$$

تمرین: محاسبات ۸۳- پایه ۳

۳۴- در صورتیکه ابعاد یک ستون 50×50 سانتیمتری باندازه ۱۰٪ افزایش داده شود، ولی درصد فولاد برابر با یک درصد ثابت بماند، حداکثر

ظرفیت بار محوری ستون چند درصد افزایش خواهد یافت؟

$$f_c = 200 \text{ kg/cm}^2 \text{ و } f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

(۲) حدود ۱۵٪

(۱) حدود ۱۰٪

(۴) حدود ۲۵٪

(۳) حدود ۲۰٪

گزینه ۳

با افزایش ۱۰ درصدی در ابعاد، "مساحت" ستون ۲۱ درصد افزایش می‌یابد ($1.1 \times 1.1 = 1.21$) از طرفی با توجه به اینکه درصد میلگرد ثابت است (۱٪)، با افزایش مساحت مقطع، مساحت میلگردها نیز ۲۱ درصد افزایش خواهند یافت.

بنابراین هم مساحت مقطع و هم مساحت میلگردها به میزان ۲۱ درصد افزایش یافته است و ظرفیت محوری نیز ۲۱ درصد افزایش خواهد یافت.

تمرین: محاسبات ۸۹

۳۷- جهت طراحی یک ساختمان، ابعاد اولیه مقطع یک ستون در تحلیل $40 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}$ منظور گردیده است، در زمان

تیب‌بندی ستونها ابعاد مقطع به $45 \text{ cm} \times 45 \text{ cm}$ افزایش یافته است. در این صورت :

(۱) در صورتی که ستون مذکور در طبقه نهایی باشد، نیاز به تحلیل مجدد نخواهد بود، در غیر این صورت باید تحلیل مجدد صورت پذیرد.

(۲) به دلیل آنکه ابعاد مقطع ستون بزرگتر گردیده است نیازی به تحلیل مجدد نمی‌باشد.

(۳) در صورتی که با افزایش سختی ستون، سختی تیرها را نیز افزایش دهیم نیاز به تحلیل مجدد نمی‌باشد.

(۴) از آنجا که سختی مقطع حدوداً ۶۰٪ افزایش می‌یابد به تحلیل مجدد نیاز می‌باشد.

گزینه ۴

تمرین محاسبات ۸۶

۳۶- ابعاد مقطع یک ستون کوتاه 50×50 سانتیمتر است اگر این ابعاد ده درصد افزایش یابد و در صد فولاد آن

برابر با یک درصد ثابت بماند، حداکثر ظرفیت بار محوری ستون چند درصد افزایش خواهد یافت؟

$$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2 \quad f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

(د) حدود ۱۲٪

(ج) حدود ۲۱٪

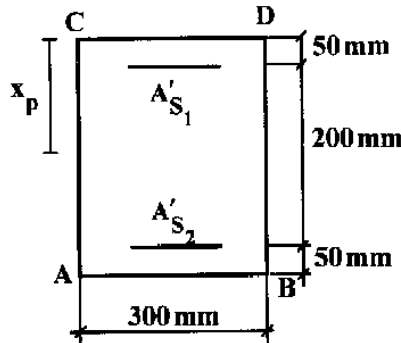
(ب) حدود ۳۰٪

(الف) حدود ۱۵٪

گزینه ۳

محاسبات-۹۱

۲۶- در مقطع ستون روبه‌رو، فاصله‌ی مرکز پلاستیک تا وجه CD (x_p)، کدام است؟



$$f_c = 25 \text{ MPa} \quad A'_{s1} = 2000 \text{ mm}^2$$

$$f_y = 400 \text{ MPa} \quad A'_{s2} = 1000 \text{ mm}^2$$

۱۲۵ (۱)

۱۳۴ (۲)

۱۴۳ (۳)

۱۵۳ (۴)

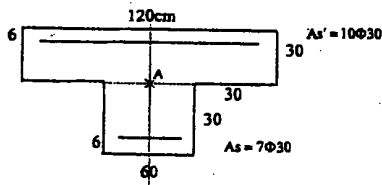
$$m = \frac{F_y}{0.85 f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.82$$

$$X = \frac{A'_{s1} \times (m-1) \times 50 + A'_{s2} \times (m-1) \times 250 + (300 \times 300) \times 150}{A'_{s1} \times (m-1) + A'_{s2} \times (m-1) + 300 \times 300} = 137 \text{ mm}$$

تمرین: محاسبات ۸۴- پایه ۳

۳۶- ستونی با مقطع شکل مقابل در نظر است. به این ستون در حالت حدی نهایی بار محوری $N_u = 400 \text{ T}$ در امتداد محور گذرنده از

نقطه A وارد می‌شود. بگوئید این بار چه لنگر خمشی در ستون ایجاد می‌کند؟



(۴) ۲۱/۲ تن متر

(۳) ۲۵/۵ تن متر

(۲) ۱۸/۸ تن متر

(۱) صفر

البته باید در صورت سوال مشخصات بتن و فولاد (f'_c ، F_y) ارائه میشد. با فرض $f'_c = 25 \text{ MPa}$ ، $F_y = 400 \text{ MPa}$ داریم:

$$m = \frac{F_y}{0.85 f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.82$$

$$\left. \begin{aligned} A_s &= 4945.5 \text{ mm}^2 \\ A'_s &= 7065 \text{ mm}^2 \end{aligned} \right\}$$

$$X = \frac{A_s \times (m-1) \times 60 + A'_s \times (m-1) \times 540 + (300 \times 600) \times 150 + (300 \times 1200) \times 450}{A_s \times (m-1) + A'_s \times (m-1) + (300 \times 600) + (300 \times 1200)} = 347 \text{ mm}$$

بنابراین خروج از مرکزیت برابر $347-300=47 \text{ mm}$ می‌باشد. بنابراین لنگر برابر $M = 400 \times 0.047 = 18.8 \text{ t.m}$ می‌باشد.

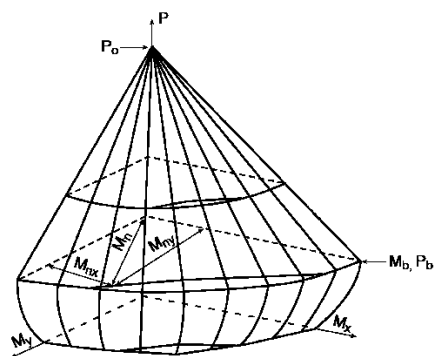
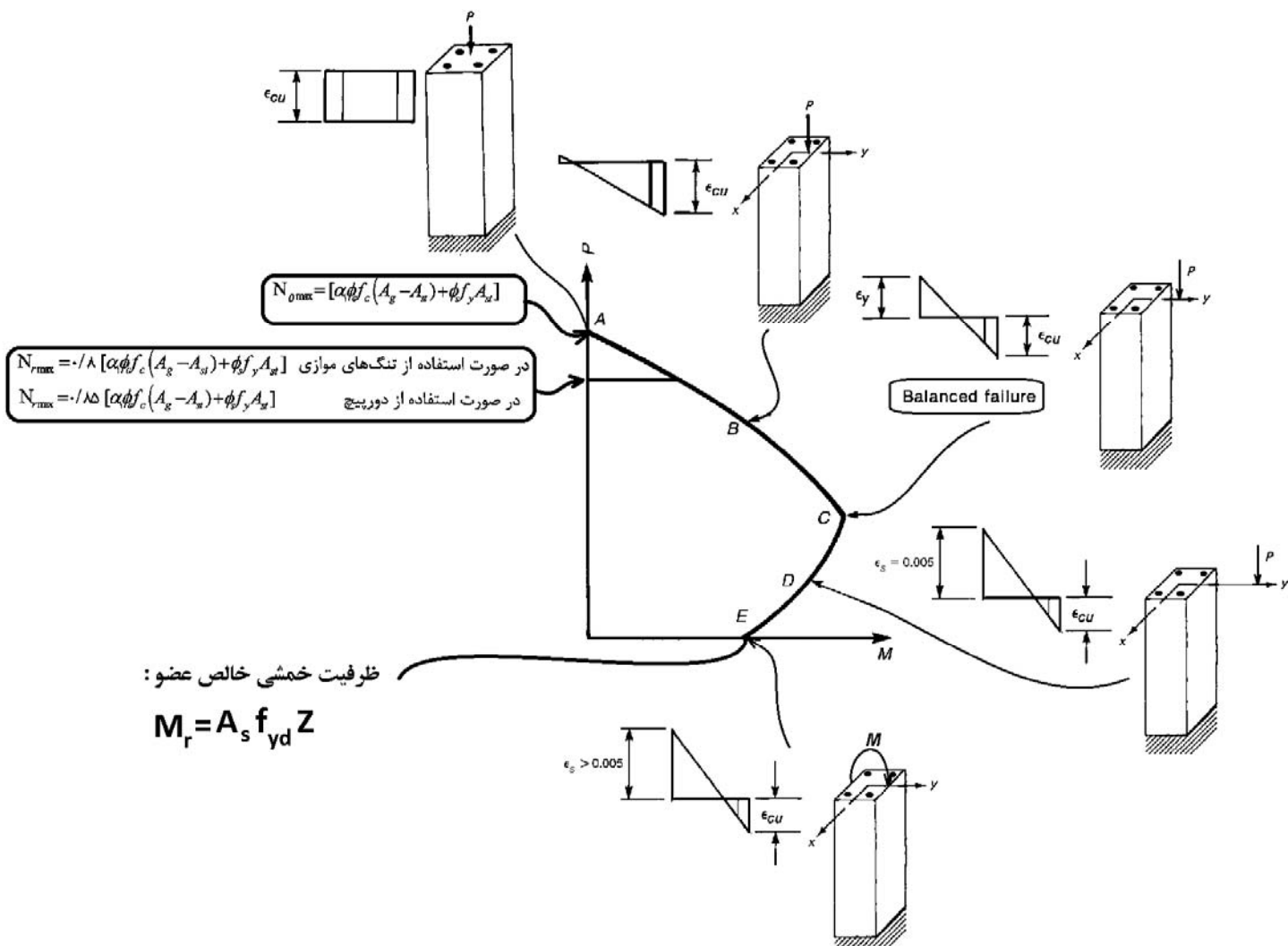
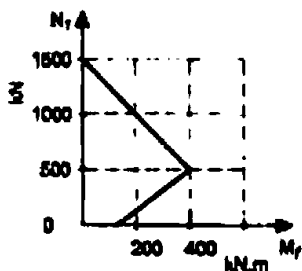


Figure 7-6 Biaxial Interaction Surface

۳۰- منحنی اندرکنش فشار و خمش برای یک ستون کوتاه بتنی با تنگ بسته مطابق شکل روبرو داده شده است. نیروی محوری مقاوم مقطع به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر



است؟

- (۱) 800 کسونیون
- (۲) 1000 کیلونون
- (۳) 1200 کیلونون
- (۴) 400 کیلونون

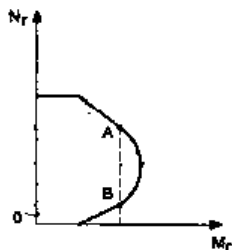
$$\phi P_n = 0.8 \times 1500 = 1200 \text{ kN}$$

۱۲۰- در طراحی خمشی ستون مربعی با آرایش متقارن هشت میلگرد، کاهش ترمه میلگردهای میانی وجوه چه تأثیری در ظرفیت محوری و خمشی ستون دارد؟

- (۱) ظرفیت محوری و خمشی تغییری نمی‌کنند.
- (۲) ظرفیت محوری تغییری نکرده ولی خمشی کاهش می‌یابد.
- (۳) ظرفیت محوری کاهش یافته ولی خمشی تغییری نمی‌کند.
- (۴) ظرفیت محوری و خمشی هر دو کاهش می‌یابند.

گزینه ۴

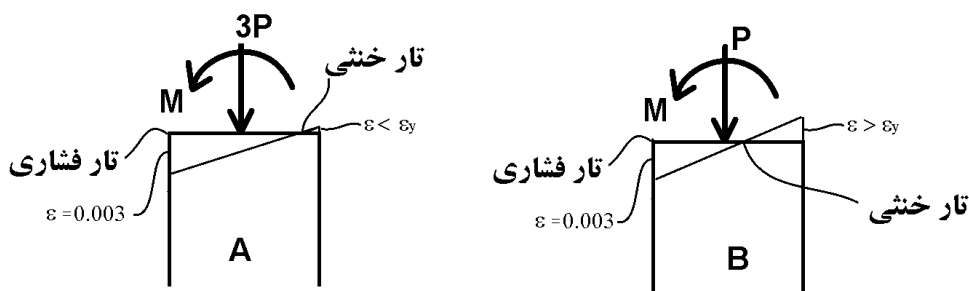
۵- دو نقطه A و B در منحنی اندرکنش نیروی محوری فشاری (N_r) و لنگر خمشی (M_r) ستونی با مقدار لنگر خمشی یکسان مفروض است. در مورد این دو نقطه گزینه صحیح را انتخاب کنید.



- (۱) فاصله محور خمشی مقطع تا دورترین تار فشاری مقطع در حالت A بیشتر از همان فاصله در حالت B می‌باشد.
- (۲) فاصله محور خمشی مقطع تا دورترین تار فشاری مقطع در حالت A کمتر از همان فاصله در حالت B می‌باشد.
- (۳) فاصله محور خمشی مقطع تا دورترین تار فشاری مقطع در دو حالت A و B یکسان است.
- (۴) فاصله محور خمشی مقطع تا دورترین تار فشاری مقطع بستگی به نقاط روی منحنی اندرکنش ندارد.

گزینه ۱

در نقطه A مقطع در ناحیه کنترل فشار قرار دارد و بنابراین ناحیه کششی کوچکتر می‌باشد. در نقطه B مقطع در ناحیه کنترل کشش قرار دارد و بنابراین ناحیه کششی بزرگتر می‌باشد.



۲۴- در طراحی یک ستون بتنی درجا با مقطع دایره‌ای برای یک ترکیب بارگذاری خاص، تمام ضوابط فنی رعایت و نسبت S_u (نیروی ایجاد شده در مقطع یا نیروی نهایی موجود) به S_r (نیروی مقاوم مقطع)، با فرض استفاده از میلگردهای مارپیچ، ۰.۹۷ محاسبه شده است. اگر با رعایت تمام ضوابط فنی، در این ستون به جای میلگرد مارپیچ از تنگ‌های موازی معادل آن استفاده شود، در مورد نسبت S_u به S_r کدام گزینه صحیح خواهد بود؟ (توجه شود که در ترکیب بارگذاری موردنظر، برش نهایی در ستون در برابر نیروی مقاوم برشی مقطع ناچیز و غیرکنترل‌کننده می‌باشد)

(۱) نسبت S_u به S_r ممکن است حداکثر به ۱.۰۳ برسد.

(۲) نسبت S_u به S_r تغییر نمی‌کند.

(۳) نسبت S_u به S_r کاهش می‌یابد.

(۴) نسبت S_u به S_r حدود ۱۵ درصد افزایش می‌یابد.

گزینه ۱

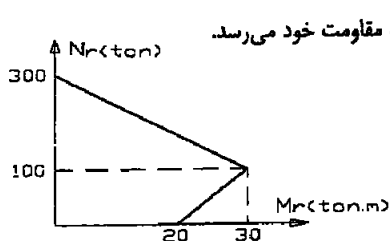
در صورتی که نیروی مورد نظر فشار خالص باشد، مقاومت فشاری ستون با تنگ کمتر از مقاومت همان ستون با دورپیچ می‌باشد:

$$\frac{S_u}{S_{r-\text{دورپیچ}}} = 0.97 \quad \rightarrow \quad \frac{S_u}{S_{r-\text{تنگ}}} = \frac{S_u}{\frac{0.8}{0.85} S_{r-\text{دورپیچ}}} = \frac{0.97}{\frac{0.8}{0.85}} = 1.03$$

ولی اگر نیروی وارد به صورت خمشی باشد، این نسبت تغییر نمی‌کند. بنابراین بسته به نوع نیروی وارد شده ممکن است این نسبت بین ۰.۹۷ تا ۱.۰۳ تغییر کند.

تمرین: محاسبات ۸۹

۳۵- منحنی اندرکنش لنگر خمشی- نیروی محوری یک ستون با مقطع مربع شکل به صورت زیر می‌باشد. اگر نیروهای وارد بر مقطع برابر $N_u = 200 \text{ ton}$ ، $M_u = 10 \text{ ton.m}$ باشد کدامیک از عبارات زیر در خصوص مقطع این ستون صحیح است؟



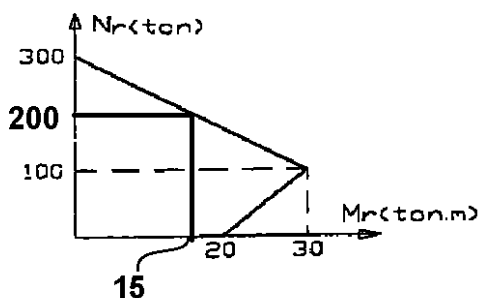
(۱) مقطع گسیخته می‌شود و همزمان تنش کششی در فولاد به حد تسلیم و تنش در بتن به مقاومت خود می‌رسد.

(۲) مقطع گسیخته نمی‌شود.

(۳) مقطع گسیخته می‌شود و تنش در فولاد به حد تسلیم می‌رسد.

(۴) مقطع گسیخته می‌شود ولی تنش کششی در فولاد به حد تسلیم نمی‌رسد.

گزینه ۴. با توجه به اینکه نقطه شکست بالای نقطه بالانس است، فولادهای کششی تسلیم نمی‌شوند.



مثال:

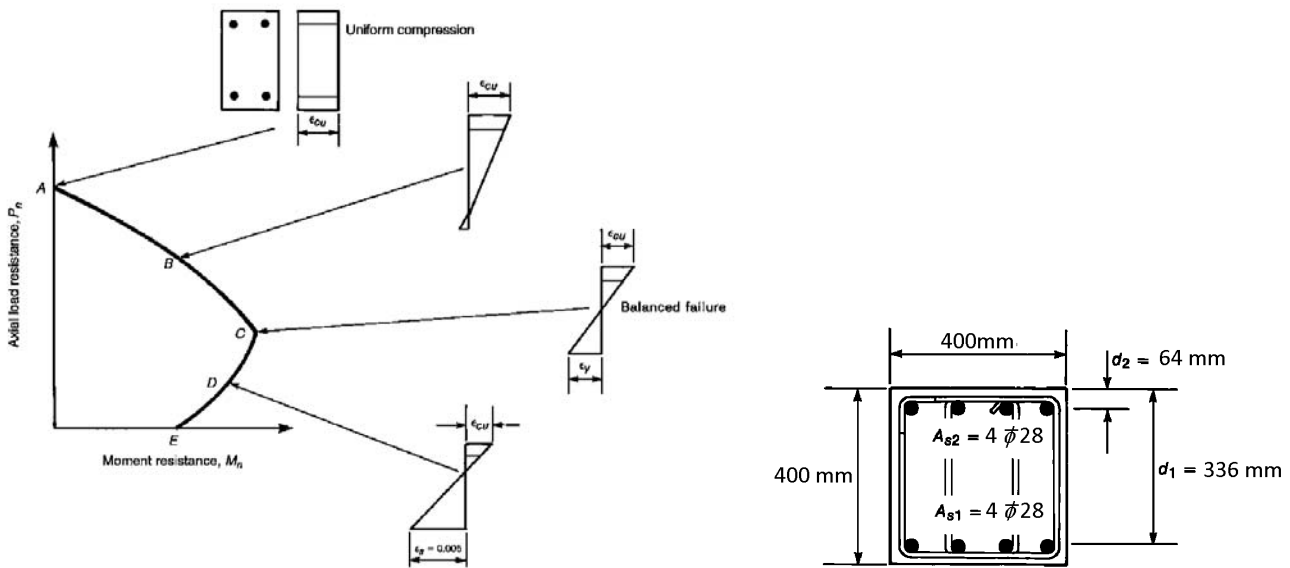
نمودار اندرکنش خمش و نیروی محوری را برای مقطع زیر رسم نمایید:

$$A_g = 400 \times 400 = 160000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s1} = A_{s2} = 4\pi \times 14^2 = 2462 \text{ mm}^2$$

$$f'_c = 25 \text{ MPa}$$

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



۱- محاسبه مقاومت فشاری ستون (نقطه A)

$$P_0 = 0.85 \times 25(160000 - 2 \times 2462) + 400 \times (2462 \times 2) = 5265729 \text{ N} = 5265 \text{ kN}$$

۲- محاسبه مقاومت فشاری و خمشی در نقطه B

$$\epsilon_{s1} = 0$$

$$\epsilon_{s2} = \frac{(336 - 64)}{336} \times 0.003 = 0.0024$$

$$a = 0.85x = 0.85 \times 336 = 285.6 \text{ mm}$$

$$C_c = (285.6 \times 400) \times (0.85 \times 25) = 2427.6 \text{ kN}$$

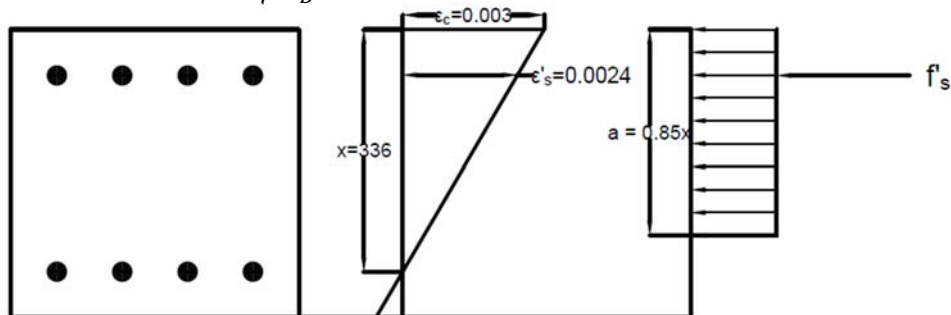
$$C_s = 2462 \times (400 - 0.85 \times 25) = 932864.5 = 933 \text{ kN}$$

$$P_B = C_c + C_s = 2427.6 + 933 = 3360 \text{ kN}$$

$$\phi P_B = 0.65 \times 3360 = 2184 \text{ kN}$$

$$M_B = C_c \times \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + C_s \times \left(\frac{h}{2} - 64\right) = 265728295 = 266 \text{ kN.m}$$

$$\phi M_B = 0.65 \times 266 = 172.72 \text{ kN.m}$$



۲- محاسبه مقاومت فشاری و خمشی در نقطه C

$$\varepsilon_{s1} = 0.002$$

$$\varepsilon_{s2} = 0.002048$$

$$x = \frac{3}{5} \times 336 = 201.6 \text{ mm}$$

$$a = 0.85x = 0.85 \times 201.6 = 171.36 \text{ mm}$$

$$C_c = (171.36 \times 400) \times (0.85 \times 25) = 1456.56 \text{ kN}$$

$$C_s = 2462 \times (400 - 0.85 \times 25) = 932864.5 = 932.9 \text{ kN}$$

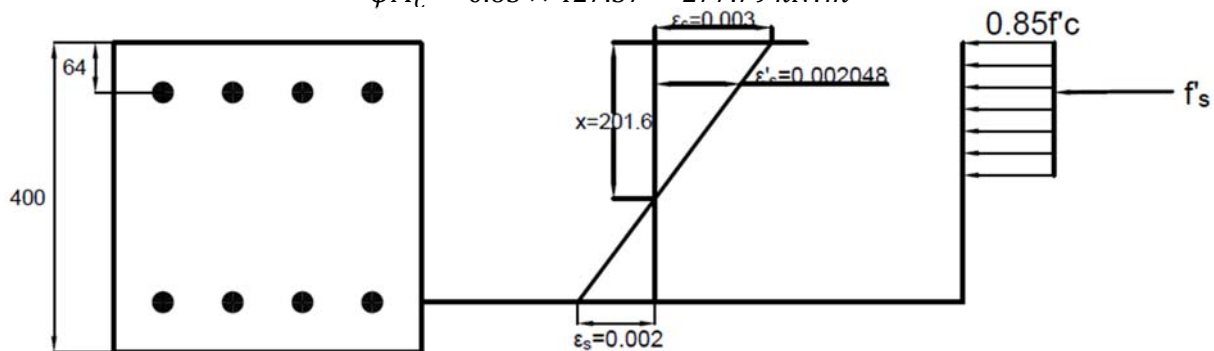
$$T_s = 2462 \times (400) = 985203 = 985.2 \text{ kN}$$

$$P_c = C_c + C_s - T_s = 1456.56 + 932.9 - 985.2 = 1404 \text{ kN}$$

$$\phi P_c = 0.65 \times 1404 = 912.7 \text{ kN}$$

$$M_c = C_c \times \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + C_s \times \left(\frac{h}{2} - 64\right) + T_s \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 427371184 = 427.37 \text{ kN.m}$$

$$\phi M_c = 0.65 \times 427.37 = 277.79 \text{ kN.m}$$



۲- محاسبه مقاومت فشاری و خمشی در نقطه D

$$\varepsilon_{s1} = 0.005$$

$$\varepsilon_{s2} = 0.001476$$

$$x = \frac{3}{8} \times 336 = 126 \text{ mm}$$

$$a = 0.85x = 0.85 \times 126 = 107.1 \text{ mm}$$

$$C_c = (107.1 \times 400) \times (0.85 \times 25) = 910.35 \text{ kN}$$

$$C_s = 2462 \times (0.001476 \times 2 \times 10^5 - 0.85 \times 25) = 674.83 \text{ kN}$$

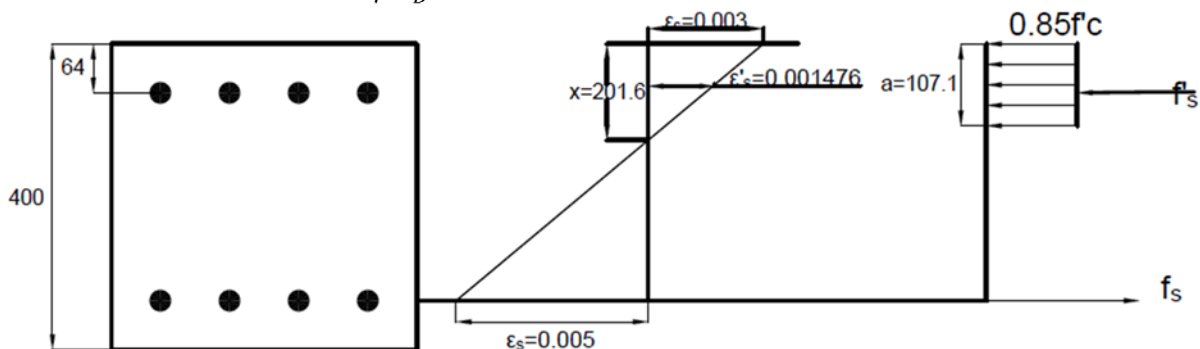
$$T_s = 2462 \times (400) = 985.2 \text{ kN}$$

$$P_D = C_c + C_s - T_s = 910.35 + 674.83 - 985.2 = 599.98 \text{ kN}$$

$$\phi P_D = 0.9 \times 599.98 = 540 \text{ kN.m}$$

$$M_D = C_c \times \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + C_s \times \left(\frac{h}{2} - 64\right) + T_s \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 359.086 \text{ kN.m}$$

$$\phi M_D = 0.9 \times 359.086 = 323.18 \text{ kN.m}$$



$$C_c = (0.85 \times x \times 400) \times (0.85 \times 25) = 7225 \times x \text{ N}$$

$$C_s = 2462 \times \left(\frac{x - d'}{x} \times 0.003 \times E - 0.85 \times 25 \right) = 2462 \times \left(\frac{x - 64}{x} \times 0.003 \times 2 \times 10^5 - 0.85 \times 25 \right) \text{ N}$$

$$T_s = 2462 \times (400) = 985203 \text{ N} = 985.2 \text{ kN}$$

$$P_D = C_c + C_s - T_s = 0 \rightarrow C_c + C_s = T_s$$

$$7225x + 2462 \times \left(\frac{x - 64}{x} \times 0.003 \times 2 \times 10^5 - 0.85 \times 25 \right) = 985203 \rightarrow x = 87.9333 \text{ mm}$$

$$C_c = 7225x = 635.32 \text{ kN}$$

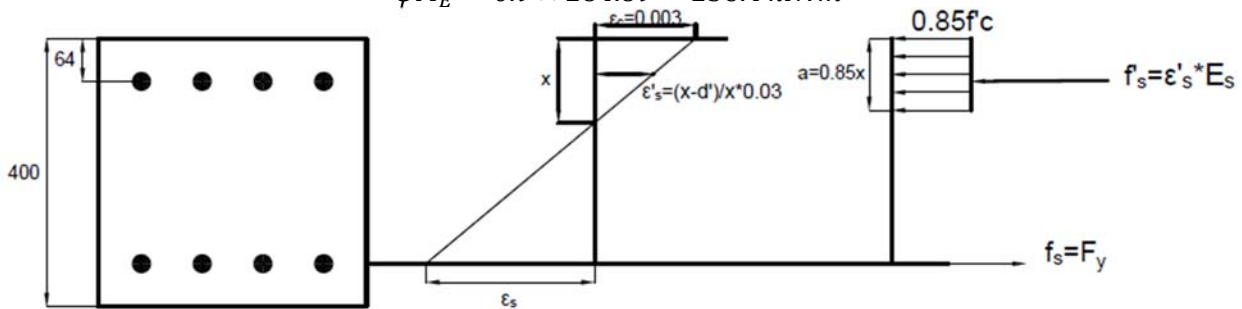
$$C_s = 2462 \times \left(\frac{x - 64}{x} \times 0.003 \times 2 \times 10^5 - 0.85 \times 25 \right) = 349.88 \text{ kN}$$

$$a = 0.85x = 74.74 \text{ mm}$$

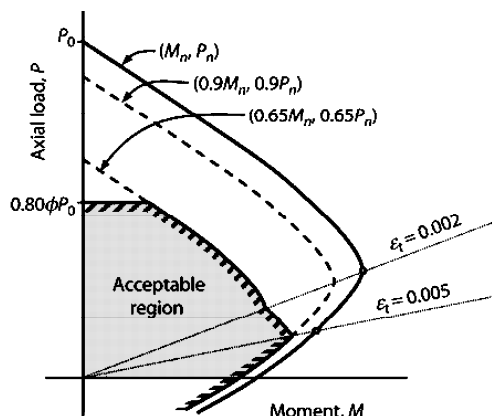
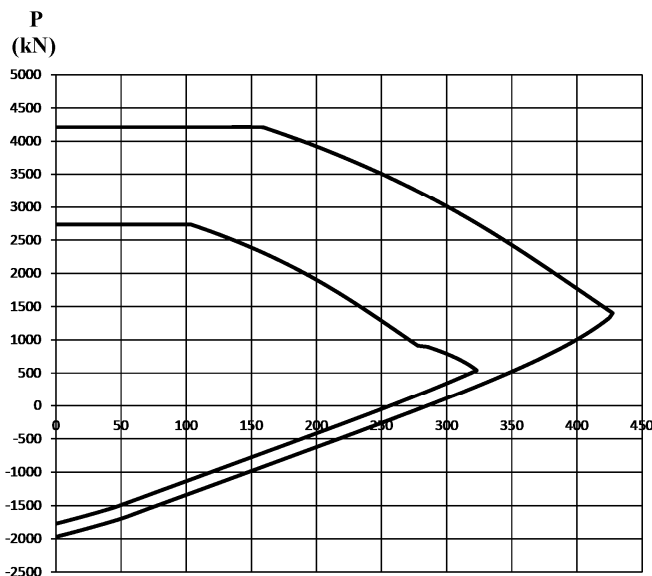
$$M_E = C_c \times \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_s \times \left(\frac{h}{2} - 64 \right) + T_s \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 284.89 \text{ kN.m}$$

$$M_E = C_c \times \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s \times (d - 64) = 284.89 \text{ kN.m}$$

$$\phi M_E = 0.9 \times 284.89 = 256.4 \text{ kN.m}$$



منحنی اندرکنش مثال قبل پس از اعمال ضرایب کاهش مقاومت در شکل زیر رسم شده است.



21.2.2 Strength reduction factor for moment, axial force, or combined moment and axial force shall be in accordance with Table 21.2.2.

21.2.2.1 For deformed reinforcement, ϵ_{ty} shall be f_y/E_s . For Grade 420 deformed reinforcement, it shall be permitted to take ϵ_{ty} equal to 0.002.

Table 21.2.2—Strength reduction factor ϕ for moment, axial force, or combined moment and axial force

Net tensile strain ϵ_t	Classification	ϕ			
		Type of transverse reinforcement			
		Spirals conforming to 25.7.3		Other	
$\epsilon_t \leq \epsilon_{ty}$	Compression-controlled	0.75	(a)	0.65	(b)
$\epsilon_{ty} < \epsilon_t < 0.005$	Transition ^[1]	$0.75 + 0.15 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{(0.005 - \epsilon_{ty})}$	(c)	$0.65 + 0.25 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{(0.005 - \epsilon_{ty})}$	(d)
$\epsilon_t \geq 0.005$	Tension-controlled	0.90	(e)	0.90	(f)

[1]For sections classified as transition, it shall be permitted to use ϕ corresponding to compression-controlled sections.

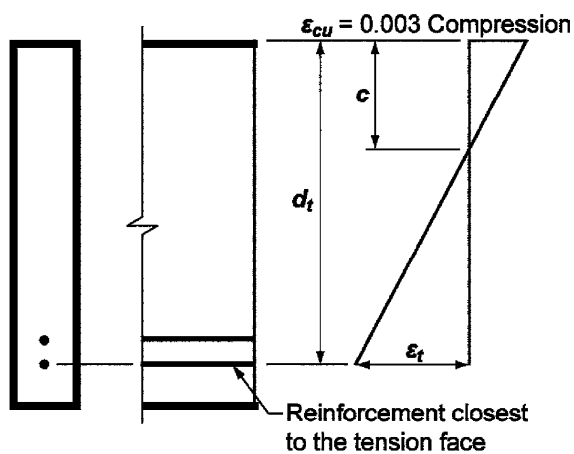


Fig. R21.2.2a—Strain distribution and net tensile strain in a nonprestressed member.

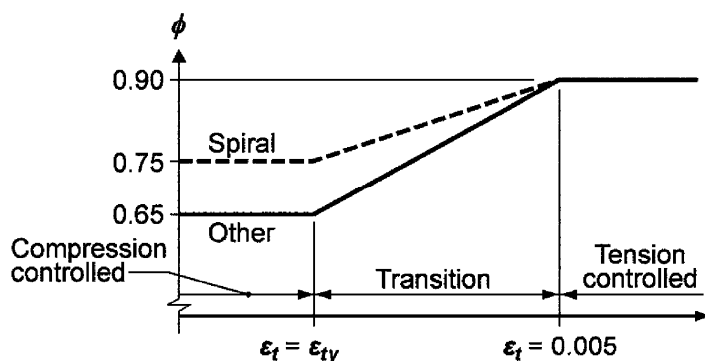
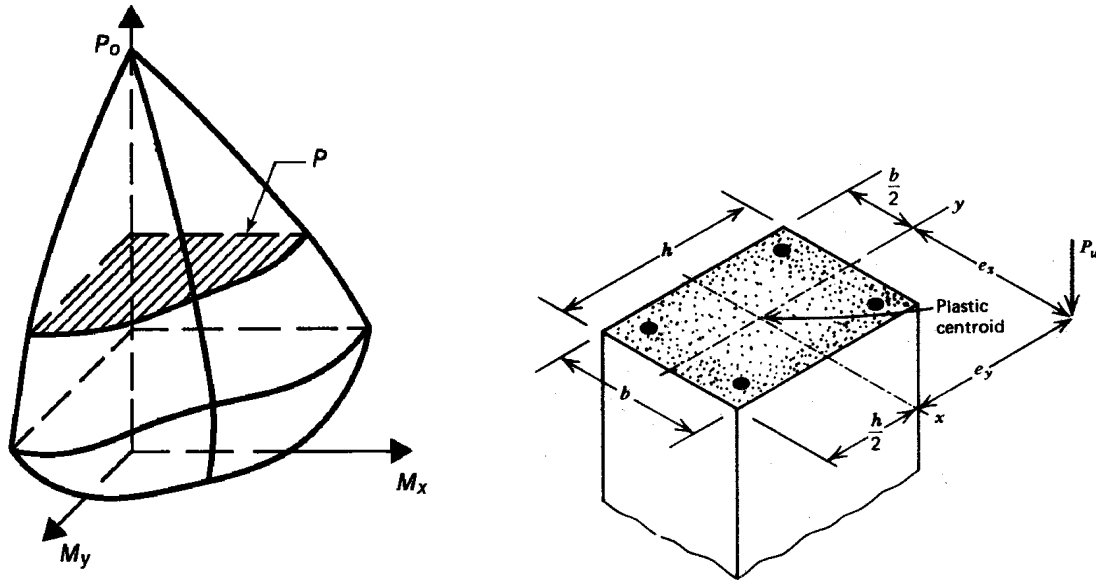
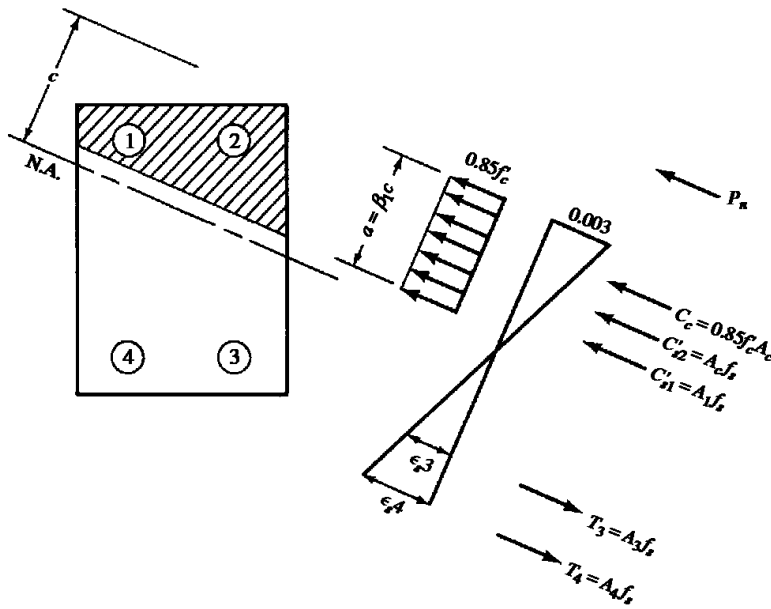


Fig. R21.2.2b—Variation of ϕ with net tensile strain in extreme tension reinforcement, ϵ_t .

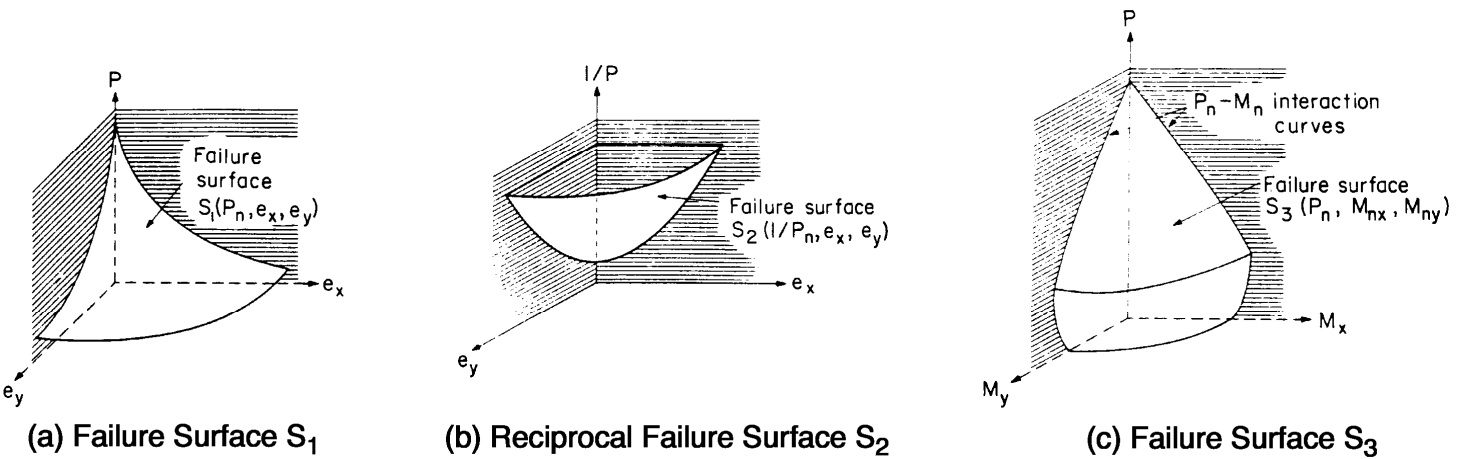
۱۳- خمش دو محوره همراه با نیروی محوری



۱۳-۱- روش سازگاری کرنش



۱۳-۲- روش بار معکوس



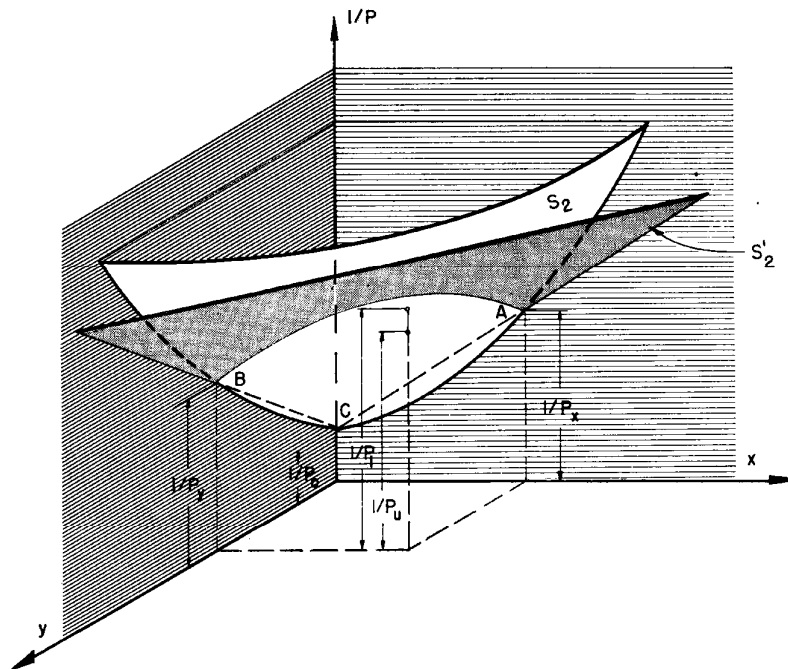


Figure 7-10 Reciprocal Load Method

$$\frac{1}{P_n} + \frac{1}{P_o} \approx \frac{1}{P_{ox}} + \frac{1}{P_{oy}}$$

P_o : ظرفیت محوری خالص فشاری ستون

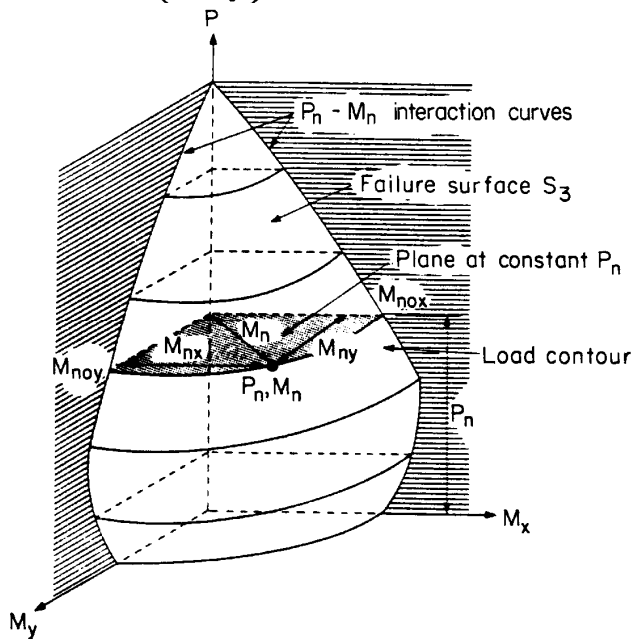
P_n : ظرفیت محوری ستون تحت اثر لنگرهای همزمان M_x و M_y

This equation is simple in form and the variables are easily determined. Axial load strengths P_o , P_{ox} , and P_{oy} are determined using any of the methods presented above for uniaxial bending with axial load. Experimental results have shown the above equation to be reasonably accurate when flexure does not govern design. The equation should only be used when:

$$P_n \geq 0.1f'_cA_g$$

(8)

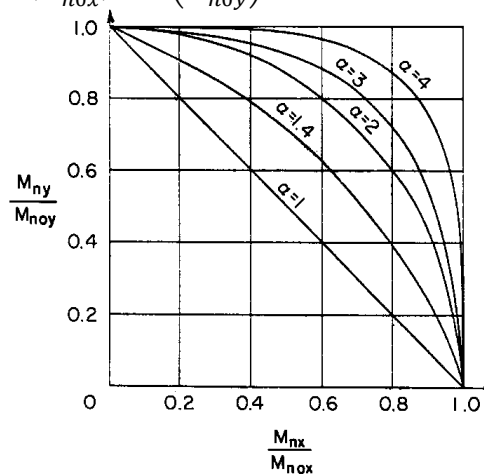
$$\left(\frac{M_{nx}}{M_{nox}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{ny}}{M_{noy}}\right)^\beta = 1.0$$

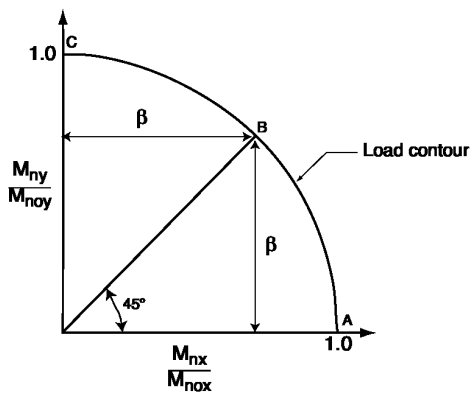


طبق توصیه برسلا می توان از رابطه زیر استفاده کرد ($\alpha = \beta$):

Bresler indicated that, typically, α varied from 1.15 to 1.55, with a value of 1.5 being reasonably accurate for most square and rectangular sections having uniformly distributed reinforcement:

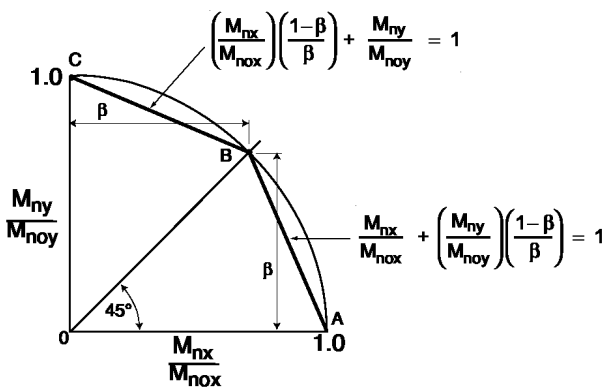
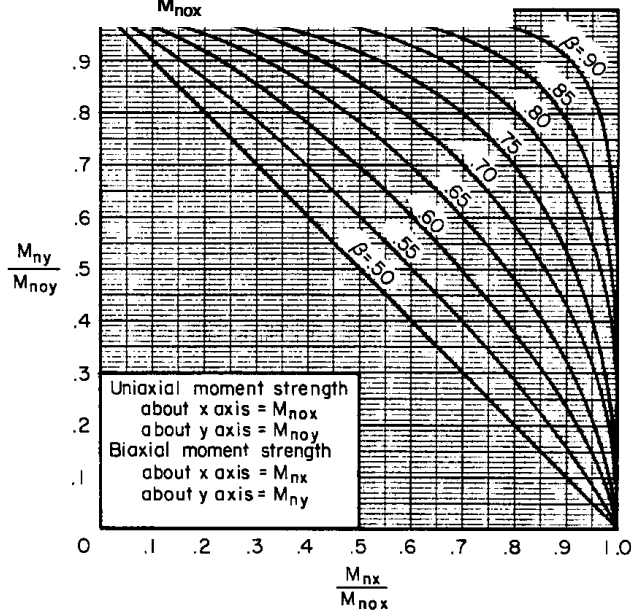
$$\left(\frac{M_{nx}}{M_{nox}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{ny}}{M_{noy}}\right)^\alpha = 1$$





$$(\beta)^\alpha + (\beta)^\alpha = 1 \rightarrow (\beta)^\alpha = 0.5 \rightarrow \alpha \ln(\beta) = \ln 0.5$$

$$\alpha = \frac{\ln(0.5)}{\ln(\beta)} \quad \beta = 0.5^{(\frac{1}{\alpha})}$$



$$\frac{M_{nx}}{M_{nox}} \left(\frac{1-\beta}{\beta} \right) + \frac{M_{ny}}{M_{noy}} = 1 \text{ for } \frac{M_{ny}}{M_{nx}} > \frac{M_{noy}}{M_{nox}}$$

$$M_{nx} \left(\frac{M_{noy}}{M_{nox}} \right) \left(\frac{1-\beta}{\beta} \right) + M_{ny} = M_{noy}$$

$$M_{nx} \frac{b}{h} \left(\frac{1-\beta}{\beta} \right) + M_{ny} \approx M_{noy}$$

For lightly loaded columns, β will generally vary from 0.55 to about 0.70. Hence, a value of 0.65 for β is generally a good initial choice in a biaxial bending analysis.

مثال) مقطع مناسب برای یک ستون تحت اثر بارهای داده شده تعیین نمایید.

$$P_u = 5400 \text{ kN} \quad M_{ux} = 411.48 \text{ kN.m} \quad M_{uy} = 171.45 \text{ kN.m}$$

حل با روش منحنی هم بار:

با توجه به بار محوری، ابعاد مقطع تخمین زده می شود:

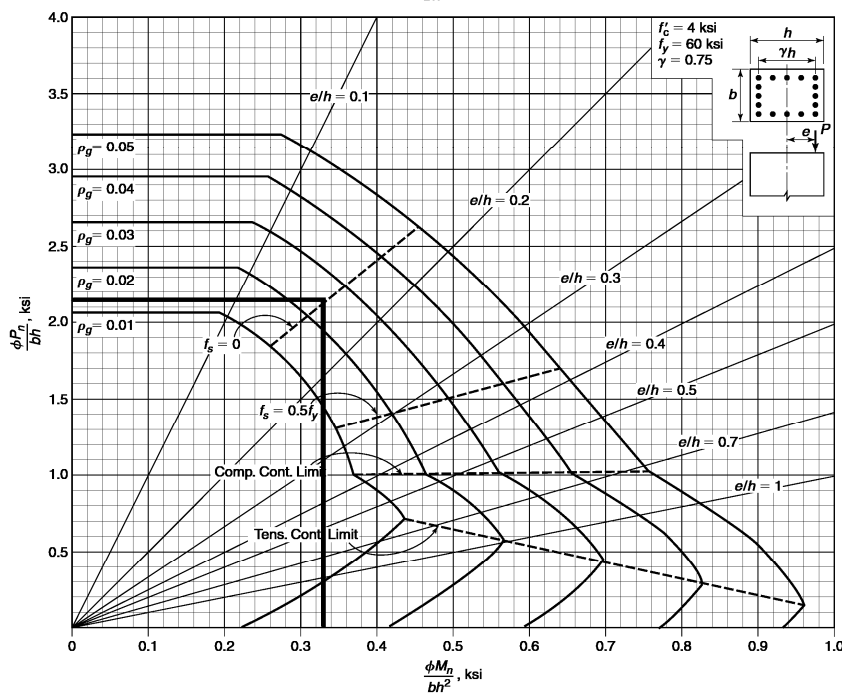
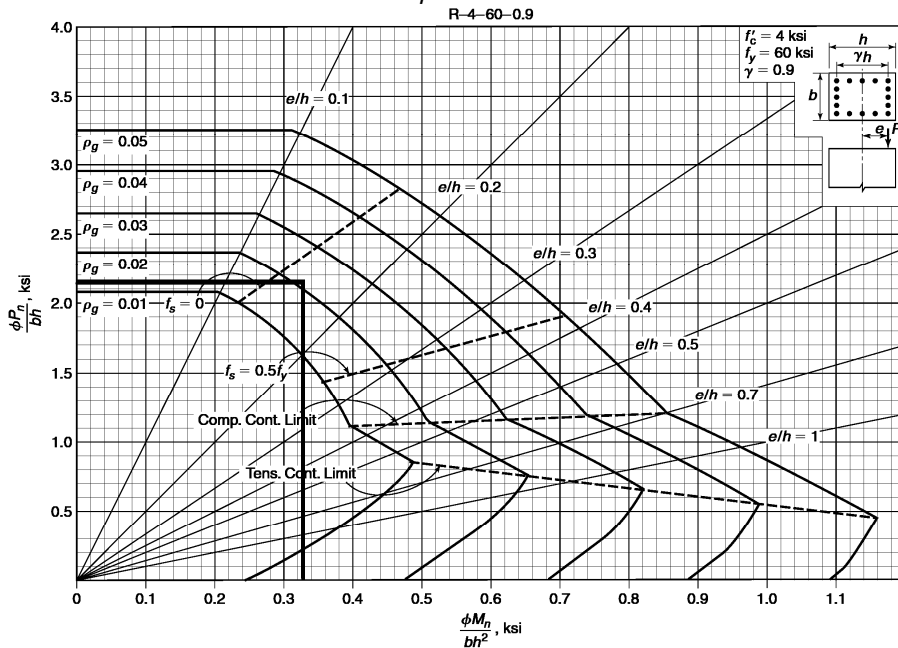
$$A_c > \frac{5400000}{0.45(28 + .01 \times 400)} = 372670 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{USE } 600 \times 600 \text{ mm}$$

$$\gamma = \frac{600 - 2 \times 64}{600} = 0.787$$

$$P_u = 5400 \text{ kN} , \quad M_{oux} = 411.48 + \frac{1 - 0.65}{0.65} \times 171.45 = 503.8 \text{ kN.m}$$

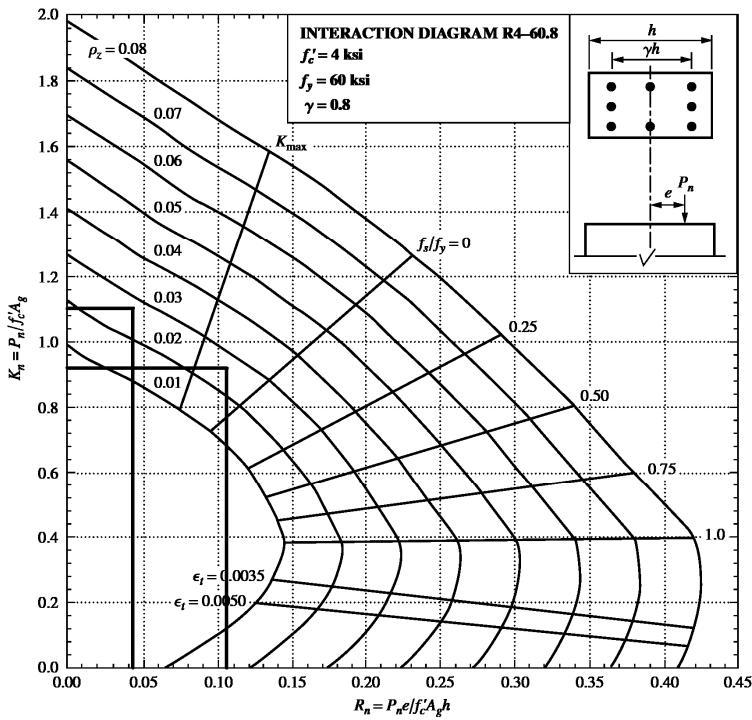
$$\frac{P_u}{bh} = \frac{5400000}{600 \times 600} = 15 \text{ MPa} = 2.14 \text{ ksi} , \quad \frac{M_{oux}}{bh^2} = \frac{503.8 \times 10^6}{600^3} = 2.33 \text{ MPa} = 0.33 \text{ ksi}$$

$$\text{Use } 16 \varphi 28 \rightarrow 2.73\%$$



کنترل مقطع انتخاب شده در مثال قبل با روش بار معکوس:

$$P_0 = 0.85f'_c(600^2) + (F_y - 0.85f'_c)9852 = 12471.37 \text{ KN}$$



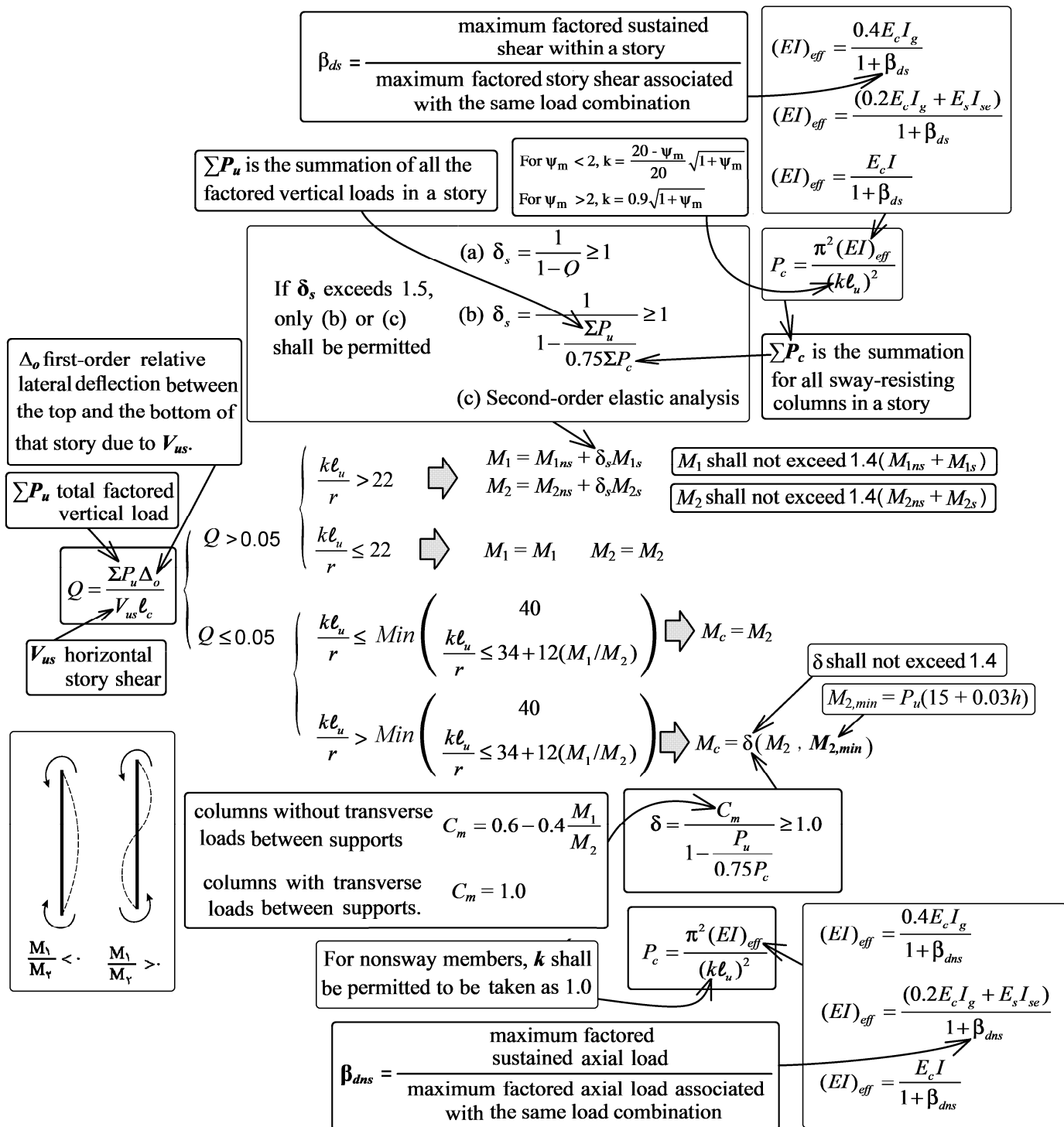
$$\frac{nx}{bh^2} = \frac{411.48 \times 10^6}{0.65 \times 28 \times 600^3} = 0.105 \quad \rightarrow \quad \frac{P_{nx}}{f'_c bh} = 0.92$$

$$P_{nox} = 0.92 \times 28 \times 600^2 = 9273600 \text{ N} = 9273.6 \text{ kN}$$

$$\frac{Mny}{f'_c bh^2} = \frac{171.45 \times 10^6}{0.65 \times 28 \times 600^3} = 0.0436 \quad \rightarrow \quad \frac{P_{ny}}{f'_c bh} = 1.1$$

$$P_{noy} = 1.1 \times 28 \times 600^2 = 11088000 \text{ N} = 11088 \text{ kN}$$

$$\rightarrow \phi P_n = 5516.1 \text{ kN}$$



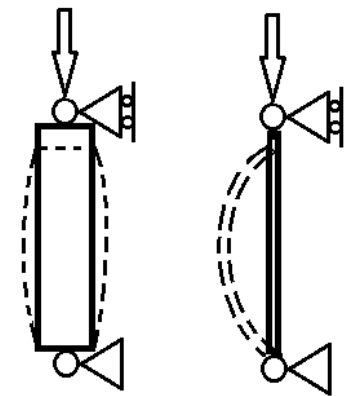
پارامترهای تاثیر گذار در مقاومت ستونهای لاغر

- لاغری ستون $(\frac{kl_u}{r})$
- ستون EI_{eff}
- شکل دیاگرام لنگر در ستونهای مهار شده (C_m)
- خزش (ضریب β)
- طبقه ای که ستون در آن قرار گرفته است مهار شده است یا مهار نشده

$$P = A_c(0.85f'_c) + A_sF_y$$

$$P = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

کدامیک از این دو رابطه تعیین کننده مقاومت ستون است؟

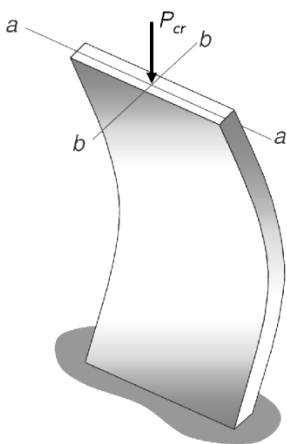


ستون چاق

ستون لاغر

مقاومت فشاری ستون چاق (کوتاه) از رابطه $A_c(0.85f'_c) + A_sF_y$ بدست می آید. یعنی تا جایی نیرو تحمل می کند که "له" شود.
مقاومت فشاری ستون لاغر از رابطه $P = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$ بدست می آید. یعنی تا جایی نیرو تحمل می کند که کمانش کند.

در ستونهای زیر محور کمانش کدام است؟

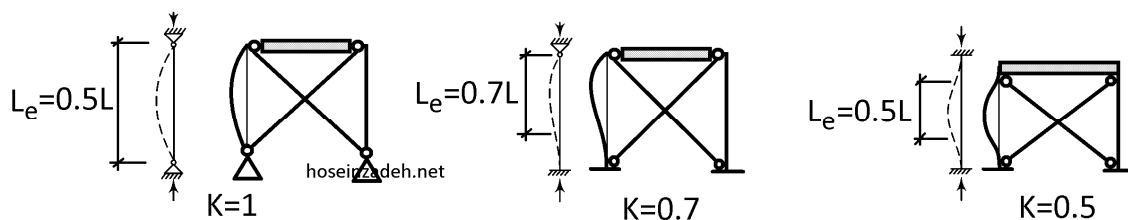


۱۴-۱- ضریب K

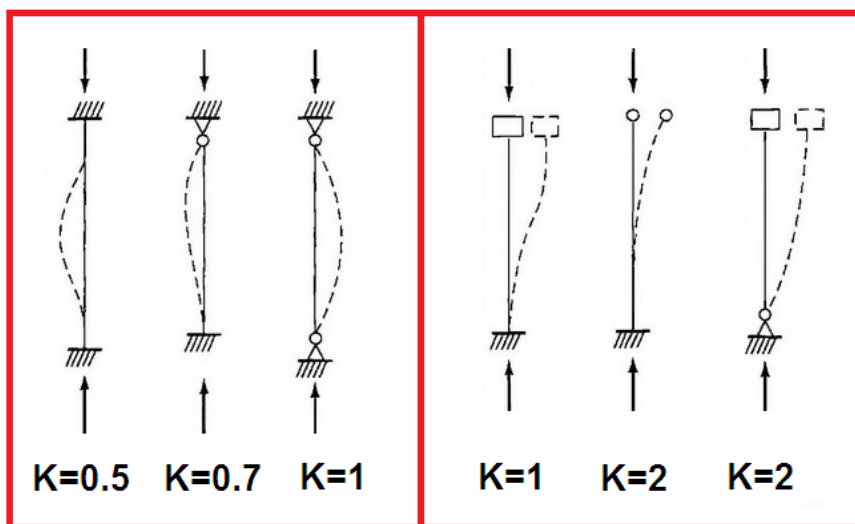
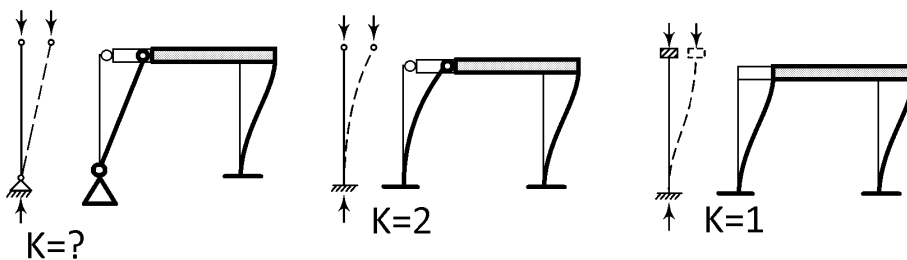
در سه سازه زیر، ستونها مهار شده هستند (به جهت وجود مهاربند).

در هر سه سازه تیر صلب فرض شده است.

بسته به شرایط تکیه گاهی ستون (گیردار یا مفصلی بودن)، شکل کمانش و ضریب طول مؤثر متفاوت شده است.



در سه سازه زیر، ستونها مهار نشده هستند.

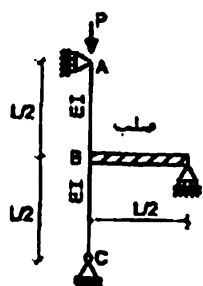


مهار انتقالی دارد.

مهار انتقالی ندارد.

محاسبات آذر ۹۲

۵۳- در سازه نشان داده شده در شکل، ضریب طول مؤثر ستون AB به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟



است؟

۴ (۱)

۱ (۲)

۲ (۳)

۰.۵ (۴)

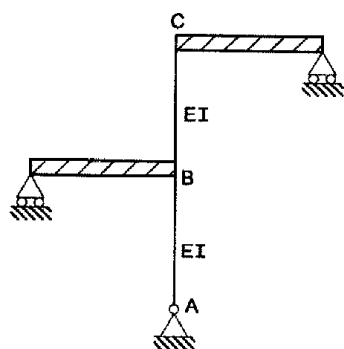
گزینه ۳

ستون AB یک ستون یک سر گیردار- یک سر مفصل می باشد و بدون مهار جانبی می باشد و ضریب طول مؤثر $K=2$ می باشد. طول مؤثر ستون

$$L_e = K \left(\frac{L}{2}\right) = 2 \left(\frac{L}{2}\right) = L$$

برابر است با: L

۲۶- در سازه شکل زیر، ضریب طول موثر ستونهای AB و BC چقدر است؟ (تیرها صلب فرض شوند).



- (۱) $K_{AB} = 2, K_{BC} = 2$
- (۲) $K_{AB} = 2, K_{BC} = 1$
- (۳) $K_{AB} = 1, K_{BC} = 2$
- (۴) $K_{AB} = 1, K_{BC} = 1$

گزینه ۲

هر دو ستون مهار نشده محسوب می شوند.

ضریب طول موثر ستون "یکسر مفصل- یکسر گیردار" مهارنشده برابر ۲ می باشد. بنابراین $K_{AB} = 2$

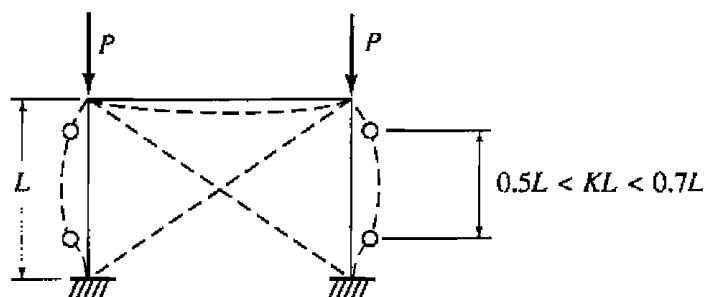
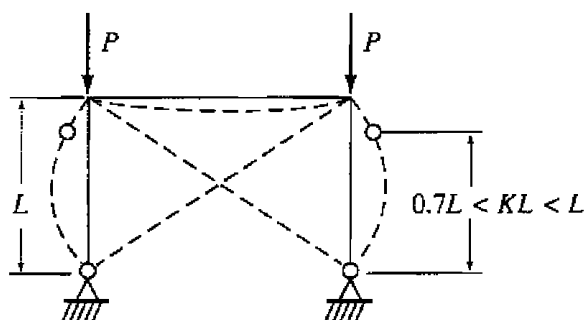
ضریب طول موثر ستون "دوسرگیردار" مهارنشده برابر ۱ می باشد. بنابراین $K_{BC} = 1$

در ستونهای متصل به سازه ضریب K چگونه تعیین می شود؟

در شکل زیر (سمت راست) اگر تیر صلب باشد و مانع دوران ستون شود، $K=0.7$ خواهد بود.

در شکل زیر (سمت راست) اگر سختی خمشی تیر به صفر میل کند و نتواند مانع دوران ستون شود، $K=0.5$ خواهد بود.

بنابراین در شکل زیر (سمت راست) ضریب طول موثر ستون بسته به سختی تیر متصل به آن بین 0.5 و 0.7 متغییر خواهد بود.



با استفاده از روابط و نمودارهای زیر می توان مقدار ضریب K ستون را بر اساس نسبت سختی ستون و تیر متصل به آن محاسبه نمود.

$$k = \min [0.7 + 0.1 \psi_m, 0.85 + 0.05 \psi_{\min}] \leq 1.0$$

مهار شده

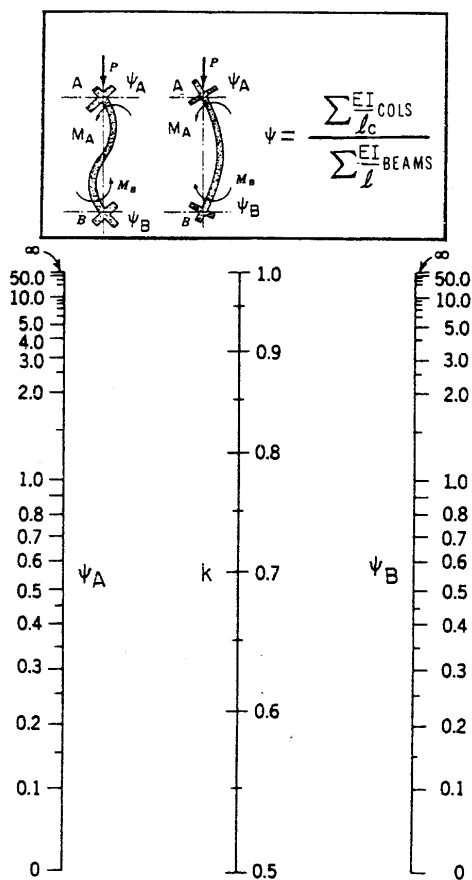


Figure 11-9 Effective Length Factors for Compression Members in a Nonsway Frame

For $\psi_m < 2$, $k = \frac{20 - \psi_m}{20} \sqrt{1 + \psi_m}$ For $\psi_m > 2$, $k = 0.9 \sqrt{1 + \psi_m}$

مهار نشده

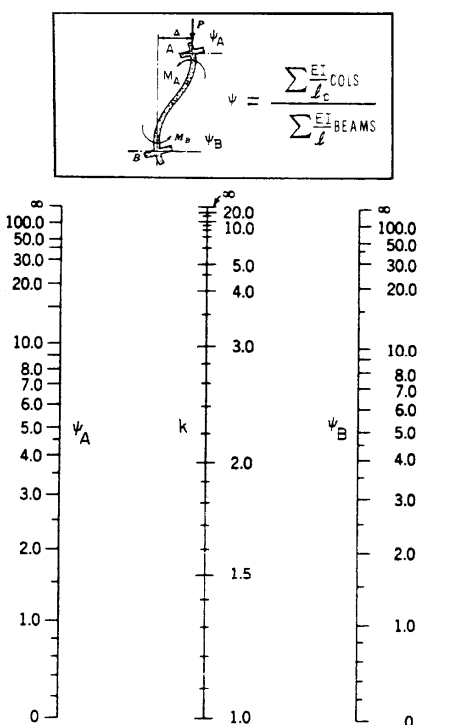
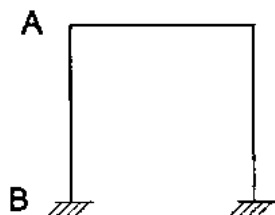


Figure 11-10 Effective Length Factors for Compression Members in a Sway Frame

۳- ضریب طول مؤثر ستون AB در قاب مهار نشده بتنی با تکیه‌گاه‌های گیردار مطابق شکل، در صورتیکه $\psi_A = 1.0$ باشد، به کدامیک از اعداد زیر نزدیکتر است؟



1.20 (۱)

1.35 (۲)

1.50 (۳)

1.70 (۴)

گزینه ۲

ψ_m متوسط ψ در بالا و پایین ستون AB می باشد. با توجه به اینکه تکیه گاهها گیردار هستند، $\psi_B = 1$ می باشد. مقدار ψ_A را نیز خود مسئله

$$\psi_m = \frac{\psi_A + \psi_B}{2} = 1 \text{ بنابراین}$$

پس از محاسبه ψ_m مقدار K بدست می آید:

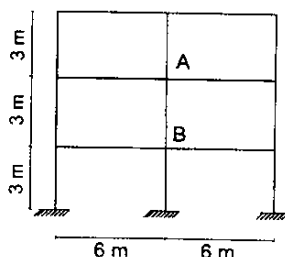
$$k = \frac{20 - \psi_m}{20} \sqrt{1 + \psi_m} = \frac{20 - 1}{20} \sqrt{1 + 1} = 1.34$$

۲۴- در یک قاب بتن آرمه، در صورتیکه ابعاد مقطع تمام ستون‌ها 400×400 میلی‌متر و تمام تیرها

400×600 میلی‌متر ($h = 600 \text{ mm}$, $b = 400 \text{ mm}$) باشد، ضریب طول مؤثر ستون AB در صفحه

قاب به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (قاب مهار نشده فرض شود و استفاده از نتایج

تحلیل دقیق مدنظر نیست).



1.40 (۱)

1.10 (۲)

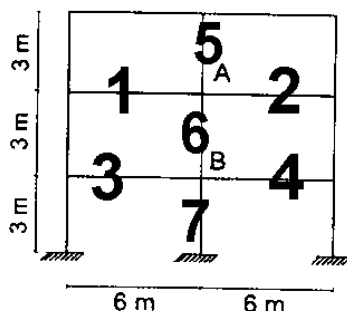
1.20 (۳)

1.30 (۴)

گزینه ۱

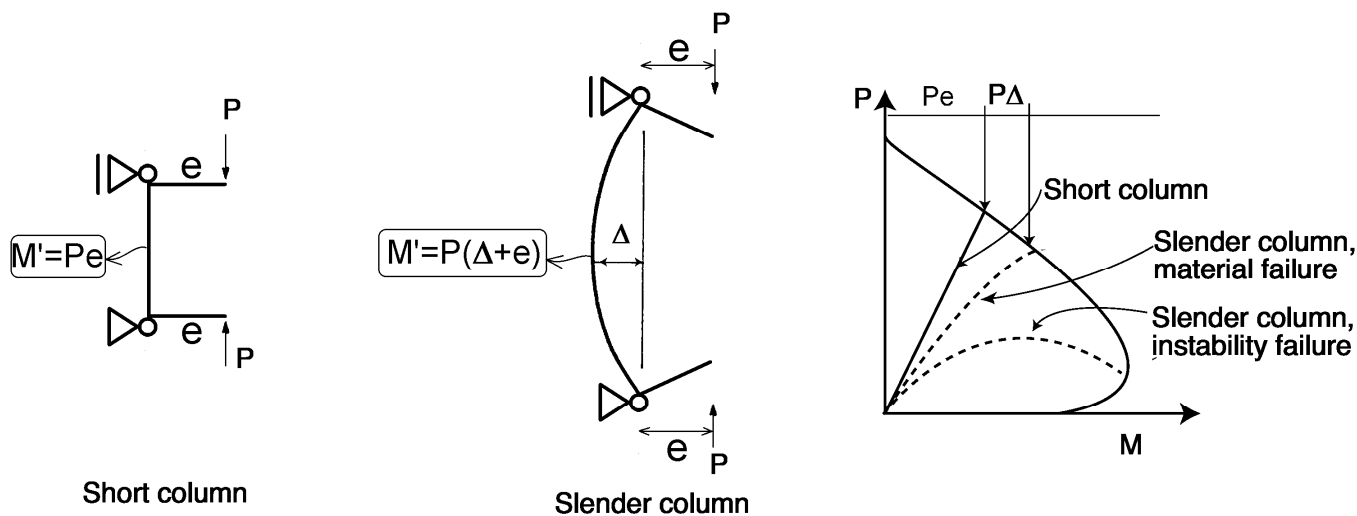
$$\psi_A = \psi_A = \frac{0.7 \left(\left(\frac{EI}{L} \right)_5 + \left(\frac{EI}{L} \right)_6 \right)}{0.35 \left(\left(\frac{EI}{L} \right)_1 + \left(\frac{EI}{L} \right)_2 \right)} = \frac{0.7 \times \left(\frac{400^4}{3} + \frac{400^4}{3} \right)}{0.35 \left(\frac{400 \times 600^3}{6} + \frac{400 \times 600^3}{6} \right)} = 4 \times \left(\frac{4}{6} \right)^3 = \frac{32}{27} = 1.19$$

$$\psi_m = \frac{\psi_A + \psi_B}{2} = 1.19 \quad \rightarrow \quad k = \frac{20 - \psi_m}{20} \sqrt{1 + \psi_m} = 1.4$$

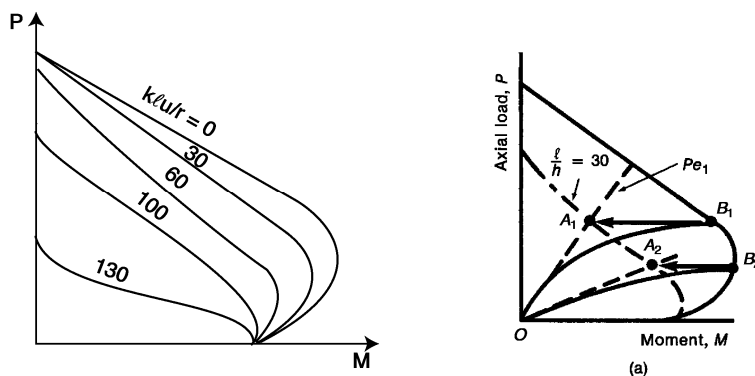


۱۴-۲- تاثیر لاغری بر لنگر داخلی ستون

به ستون لاغر توجه کنید. در دو انتهای ستون لنگر $M=Pe$ وارد شده است. ولی به علت لاغری بالا و تغییر شکل ستون، لنگر در وسط ستون برابر $M=P\Delta+Pe$ می باشد. در حالیکه در ستونهای کوتاه (ستون سمت چپ) افزایش لنگر نداریم. این افزایش لنگر در ستونهای لاغر در شکل سمت راست در دیاگرام اندرکنش نشان داده شده است.

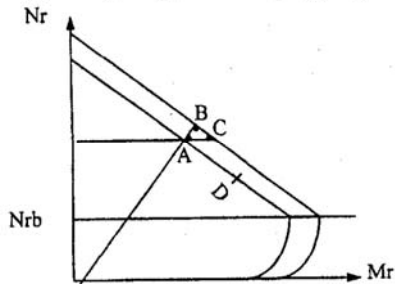


جهت منظور کردن اثرات لاغری می توان مطابق شکل پایین (سمت چپ) بر اساس لاغری ستون، دیاگرام اندرکنش را محدود کرد.



نظارت ۱۳۸۳

۵۵- موقعیت ستونی در دیاگرام اندرکنش آن قبل از تاثیر اثر $P\Delta$ با نقطه A مشخص می شود. بگویید بعد از تاثیر اثر $P\Delta$ کدام یک از نقاط زیر می تواند نمایشگر موقعیت آن باشد؟

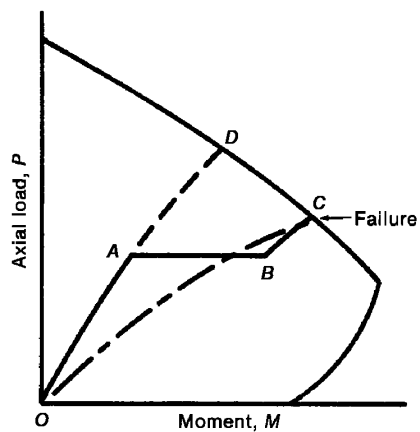


- (۱) نقطه A تغییر پیدا نمی کند.
- (۲) نقطه A به نقطه B تغییر مکان می دهد.
- (۳) نقطه A به نقطه C تغییر مکان می دهد.
- (۴) نقطه A به نقطه D تغییر مکان می دهد.

گزینه ۳

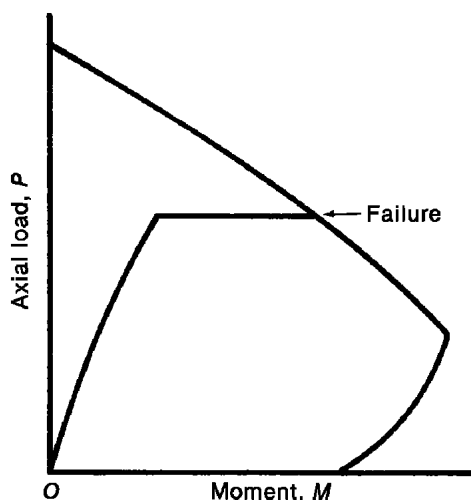
۳-۱۴- تاثیر سرعت بارگذاری و خزش

در شکل زیر در مسیر OA، ابتدا بارگذاری بهره برداری در زمان کوتاهی (rapid) انجام شده است. در مسیر AB مقدار بار وارد بر ستون ثابت است ولی به علت پدیده خزش با گذر زمان تغییر شکل های ناشی از خزش ایجاد می شود و این تغییرشکلها منجر به افزایش لنگر می شوند. در مسیر BC مجدداً بارگذاری در زمان کوتاه و به صورت سریع انجام شده است. در شکل زیر در مسیر OAD کل بارگذاری بدون وقفه و به صورت سریع انجام شده است. مشاهده می شود که خزش موجب کاهش مقاومت فشاری ستون شده است.



(a) "Rapid-sustained-rapid" loading history.

در شکل زیر ابتدا بارگذاری سریع انجام شده است و سپس بار ثابت مانده است. با گذر زمان و بدون افزایش در مقدار بار خرابی ایجاد شده است. این خرابی به دلیل پدیده خزش می باشد. این خرابی کمانش خزشی نامیده می شود.



(b) Creep buckling.

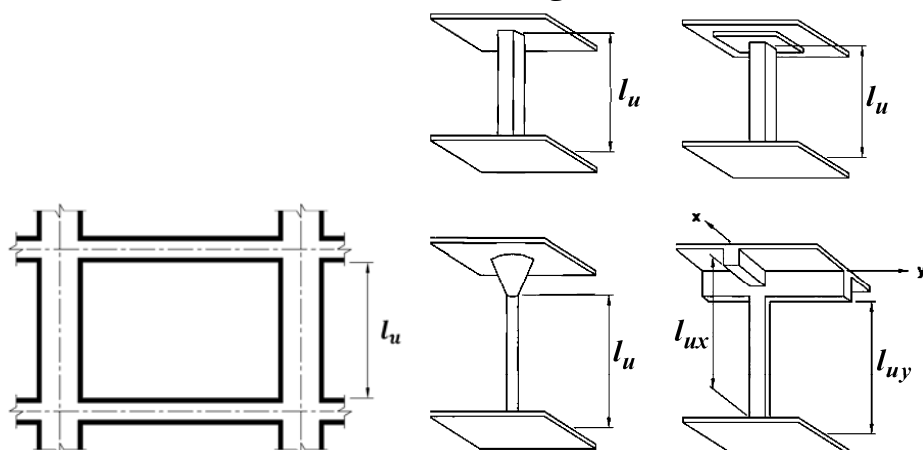
آیین نامه ACI جهت منظور کردن اثرات خزش در خرابی اعضای فشاری، در محاسبات صلبیت خمشی ستون (EI) را طبق رابطه زیر کاهش می دهد:

$$\frac{EI}{(1 + \beta)}$$

$$P_c = \frac{\pi^2 E I_{eff}}{(k l_u)^2}$$

۱- تعیین طول خالص ستون l_u

در محاسبه بار بحرانی کمانشی ستون از طول خالص ستون مطابق شکل استفاده می شود.



۲- تعیین β_{dns}

β_{dns} shall be the ratio of maximum factored sustained axial load to maximum factored axial load associated with the same load combination

β_{ds} = the ratio of maximum factored sustained shear within a story to the maximum factored shear in that story associated with the same load combination

اگر ستون مهار شده محسوب شود، ضریب β_{dns} محاسبه و استفاده خواهد شد.

اگر ستون مهار نشده باشد، ضریب β_{ds} محاسبه و استفاده خواهد شد.

$$P_c = \frac{\pi^2 EI_{eff}}{(kl_u)^2} \quad \text{۳- تعیین } EI_{eff} \text{ ستون جهت استفاده در رابطه}$$

جهت محاسبه بار بحرانی از صلبیت خمشی موثر (EI_{eff}) استفاده خواهد شد. مقدار EI_{eff} را می توان با یکی از سه رابطه زیر محاسبه کرد.

6.6.4.4.4 For noncomposite columns, $(EI)_{eff}$ shall be calculated in accordance with (a), (b), or (c):

$$(a) (EI)_{eff} = \frac{0.4E_c I_g}{1 + \beta_{dns}} \quad (6.6.4.4.4a)$$

$$(b) (EI)_{eff} = \frac{(0.2E_c I_g + E_s I_{se})}{1 + \beta_{dns}} \quad (6.6.4.4.4b)$$

$$(c) (EI)_{eff} = \frac{E_c I}{1 + \beta_{dns}} \quad (6.6.4.4.4c)$$

where β_{dns} shall be the ratio of maximum factored sustained axial load to maximum factored axial load associated with the same load combination and I in Eq. (6.6.4.4.4c) is calculated according to Table 6.6.3.1.1(b) for columns and walls

Table 6.6.3.1.1(b)—Alternative moments of inertia for elastic analysis at factored load

Member	Alternative value of I for elastic analysis		
	Minimum	I	Maximum
Columns and walls	$0.35I_g$	$\left(0.80 + 25 \frac{A_s}{A_g}\right) \left(1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0.5 \frac{P_u}{P_o}\right)$	$0.875I_g$
Beams, flat plates, and flat slabs	$0.25I_g$	$(0.10 + 25\rho) \left(1.2 - 0.2 \frac{b_w}{d}\right) I_g$	$0.5I_g$

Notes: For continuous flexural members, I shall be permitted to be taken as the average of values obtained for the critical positive and negative moment sections. P_u and M_u shall be calculated from the load combination under consideration, or the combination of P_u and M_u that produces the least value of I .

- نکته مهم: در محاسبات فوق در صورتی که ستون مهار شده باشد (Nonsway) در محاسبه EI_{eff} از ضریب β_{dns} استفاده می شود. ولی اگر سازه مهار نشده باشد (Sway) در این صورت از ضریب β_{ds} استفاده خواهد شد.

محاسبات ۹۵

۳۸- در یک قاب بتن آرمه با مهارجانبی دو ستون لاغر با مشخصات مصالح، مقطع و ارتفاع یکسان را در نظر بگیرید. هر دو ستون دارای بار محوری دائمی نهایی برابر ۸۰۰ kN می باشند. ستون اول دارای بار محوری نهایی کل ۱۶۰۰ kN و ستون دوم دارای بار محوری کل نهایی ۱۲۰۰ kN است. ضریب طول مؤثر برای هر دو ستون واحد فرض می شود. اگر بار بحرانی ستون اول ۴۵۰۰ kN باشد، براساس رابطه دقیق تر، بار بحرانی ستون دوم حدوداً چند کیلونیوتن است؟

۱) ۳۷۵۰ ۲) ۴۰۵۰ ۳) ۵۰۰۰ ۴) ۵۸۵۰

گزینه ۲

$$\left. \begin{aligned} P_{cI} &= \frac{\pi^2 (EI_e)_I}{(kl_u)^2} \\ P_{cII} &= \frac{\pi^2 (EI_e)_{II}}{(kl_u)^2} \end{aligned} \right\} \xrightarrow{\text{یکسان } k, l_u} \frac{P_{cI}}{P_{cII}} = \frac{(EI_e)_I}{(EI_e)_{II}} = \frac{\left(\frac{0.2E_c I_g + E_s I_{se}}{1 + \beta_{dns}}\right)_I}{\left(\frac{0.2E_c I_g + E_s I_{se}}{1 + \beta_{dns}}\right)_{II}}$$

$$\xrightarrow{\text{یکسان } E_c I_g, E_s I_{se}} \frac{P_{cI}}{P_{cII}} = \frac{(1 + \beta_{dns})_{II}}{(1 + \beta_{dns})_I} = \frac{\left(1 + \frac{800}{1200}\right)_{II}}{\left(1 + \frac{800}{1600}\right)_I} = 1.111 \quad \rightarrow \quad \frac{4500}{P_{cII}} = 1.1111 \quad \rightarrow \quad P_{cII} = 4050 \text{ kN}$$

جهت محاسبه Ψ لازم نسبت سختی ستون به تیر محاسبه شود. در این محاسبه می توان EI تیرها و ستونها را مطابق بند زیر منظور کرد.

6.6.3.1 Factored load analysis

6.6.3.1.1 Moment of inertia and cross-sectional area of members shall be calculated in accordance with Tables 6.6.3.1.1(a) or 6.6.3.1.1(b), unless a more rigorous analysis is used. If sustained lateral loads are present, I for columns and walls shall be divided by $(1 + \beta_{ds})$, where β_{ds} is the ratio of maximum factored sustained shear within a story to the maximum factored shear in that story associated with the same load combination.

Table 6.6.3.1.1(a)—Moment of inertia and cross-sectional area permitted for elastic analysis at factored load level

Member and condition		Moment of Inertia	Cross-sectional area
Columns		$0.70I_g$	$1.0A_g$
Walls	Uncracked	$0.70I_g$	
	Cracked	$0.35I_g$	
Beams		$0.35I_g$	
Flat plates and flat slabs		$0.25I_g$	

Table 6.6.3.1.1(b)—Alternative moments of inertia for elastic analysis at factored load

Member	Alternative value of I for elastic analysis		
	Minimum	I	Maximum
Columns and walls	$0.35I_g$	$\left(0.80 + 25 \frac{A_{sr}}{A_g}\right) \left(1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0.5 \frac{P_u}{P_o}\right)$	$0.875I_g$
Beams, flat plates, and flat slabs	$0.25I_g$	$(0.10 + 25\rho) \left(1.2 - 0.2 \frac{b_w}{d}\right) I_g$	$0.5I_g$

Notes: For continuous flexural members, I shall be permitted to be taken as the average of values obtained for the critical positive and negative moment sections. P_u and M_u shall be calculated from the load combination under consideration, or the combination of P_u and M_u that produces the least value of I .

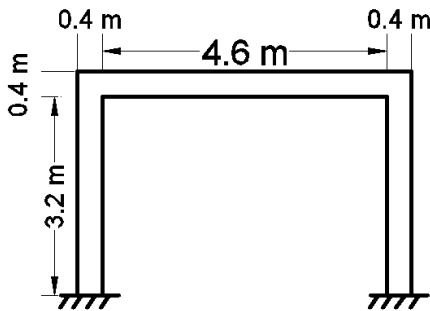
۵- تعیین ضریب K

مقدار ضریب طول موثر K بر اساس نسبت سختی اعضا در دو گره انتهایی (Ψ) عضو فشاری محاسبه می شود.

۶- محاسبه بار کمانشی ستون

$$P_c = \frac{\pi^2 E I_{eff}}{(k l_u)^2}$$

مثال: بار کمانشی ستون زیر را تحت اثر ترکیب بارهای $1.2D+L+E$ و $1.2D+1.6L$ بدست آورید.
سازه دارای دیوار برشی بوده و قاب ها با مهار جانبی (nonsway) محسوب می شوند.

ابعاد ستون: $400 \times 400 \text{ mm}$ ابعاد تیر: $500 \times 400 \text{ mm}$ 

$$\begin{aligned} P_D &= 800 \text{ kN} \\ P_L &= 400 \text{ kN} \\ P_E &= \pm 300 \text{ kN} \end{aligned}$$

الف) تحت اثر ترکیب بار $1.2D+1.6L$:

$$l_u = 3200 \text{ mm} \quad -1$$

$$\beta_{dns} = \frac{1.2 \times 800}{1.2 \times 800 + 1.6 \times 400} = 0.6 < 1 \quad -2$$

$$E I_{eff} = \frac{0.4 E_c I_g}{1 + \beta_{dns}} = \frac{0.4 \times (4700 \sqrt{25}) \times \left(\frac{400^4}{12}\right)}{1 + 0.6} = 1.25333 \times 10^{13} \text{ mm}^4 \quad -3$$

$$\psi_{top} = \frac{\left(\frac{EI}{L}\right)_{column}}{\left(\frac{EI}{L}\right)_{beam}} = \frac{0.7(I)_{column}}{0.35(I)_{beam}} \times \frac{(L)_{beam}}{(L)_{column}} = \frac{0.7 \times 400}{0.35 \times 500} \times \frac{5000}{3400} = 2.35 \quad \left. \begin{aligned} \psi_{bot} &= 1 \\ \psi_m &= 1.675 \end{aligned} \right\} -4$$

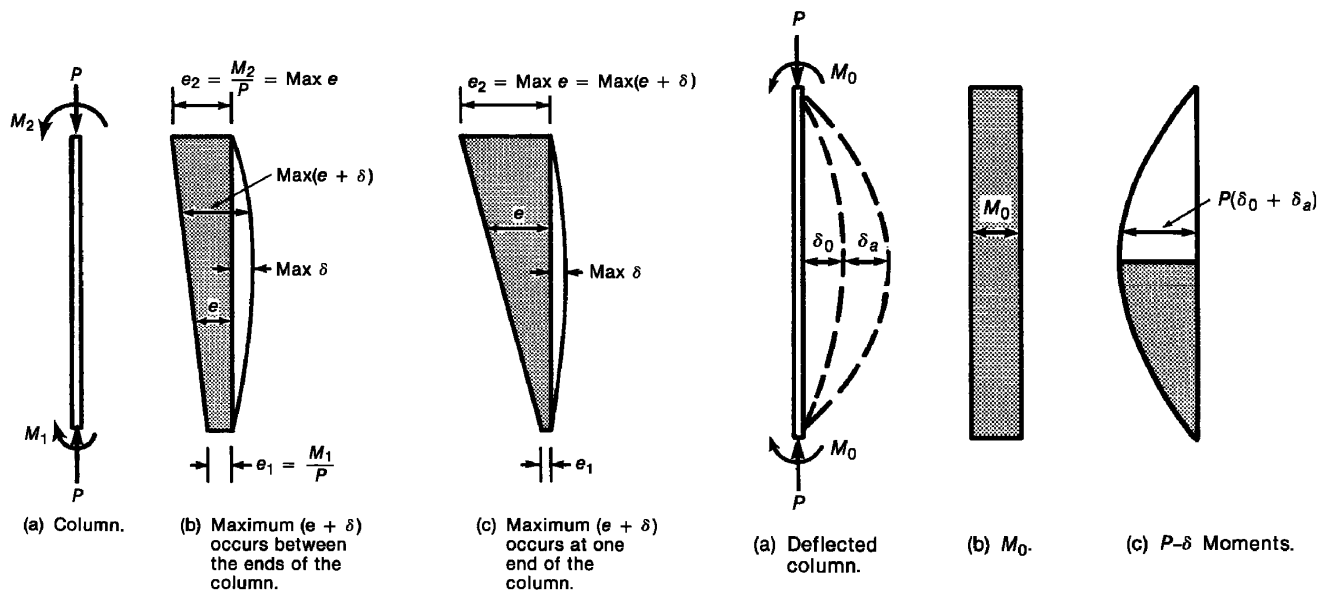
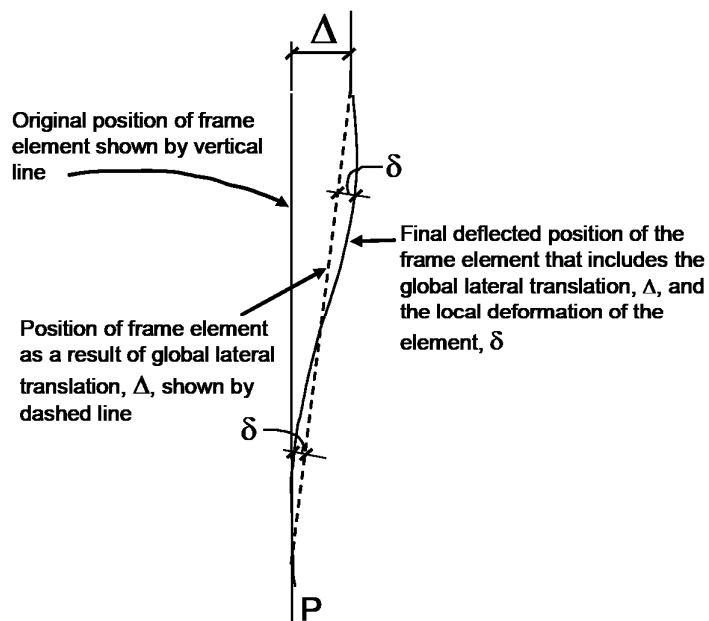
$$K = \min(0.7 + 0.1 \times 1.675, 0.85 + 0.05 \times 1, 1) = 0.8675 \quad -5$$

$$P_c = \frac{\pi^2 E I_{eff}}{(k l_u)^2} = P_c = \frac{\pi^2 \times 1.25333 \times 10^{13}}{(0.8675 \times 3200)^2} = 16051893 \text{ N} = 16052 \text{ kN} \quad -6$$

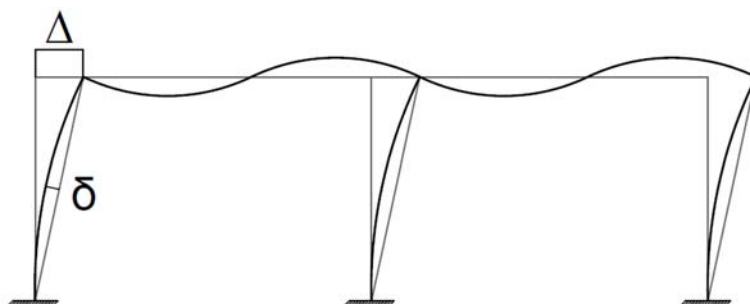
ب) تحت اثر ترکیب بار $1.2D+L+E$:

$$\begin{aligned} l_u &= 3200 \text{ mm} \\ \beta_{dns} &= \frac{1.2 \times 800}{1.2 \times 800 + 400 + 300} = 0.578 < 1 \\ EI &= \frac{0.4 \times 4700 \sqrt{25} \times \frac{400^4}{12}}{1 + 0.578} = 1.2708 \times 10^{13} \end{aligned}$$

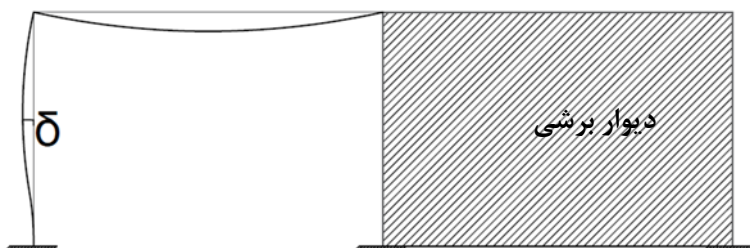
$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k l_u)^2} = P_c = \frac{\pi^2 \times 1.2708 \times 10^{13}}{(0.8675 \times 3200)^2} = 16275638 \text{ N} = 16276 \text{ kN}$$



«سازه بدون مهار جانبی (Sway)»



«سازه با مهار جانبی (Nonsway)»



۱۴-۵- شرط صرف نظر کردن از اثرات لاغری ستون

6.2.5 Slenderness effects shall be permitted to be neglected if (a) or (b) is satisfied:

(a) For columns not braced against sidesway

$$\frac{kl_u}{r} \leq 22 \quad (6.2.5a)$$

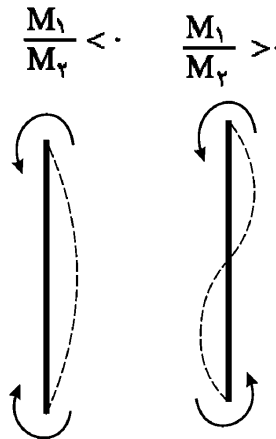
(b) For columns braced against sidesway

$$\frac{kl_u}{r} \leq 34 + 12(M_1/M_2) \quad (6.2.5b)$$

and

$$\frac{kl_u}{r} \leq 40 \quad (6.2.5c)$$

where M_1/M_2 is negative if the column is bent in single curvature, and positive for double curvature.



محاسبات ۹۳

۶۰- برای یک ستون مهارشده بتن مسلح با مقطع 400×400 میلی‌متر و ضریب طول مؤثر واحد، با طول آزاد سه متر، حداکثر نسبت لنگر خمشی نهایی کوچکتر به لنگر خمشی نهایی بزرگتر دو انتهای ستون $\frac{M_1}{M_2}$ ، به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیکتر باشد تا بتوان از اثر لاغری صرف‌نظر کرد؟ (انحنای در یک جهت فرض شود)

0.5 (۴)

0.6 (۳)

0.7 (۲)

1 (۱)

گزینه ۲

با توجه به اینکه ستون مهار شده است، برای صرف نظر کردن از لاغری، رابطه زیر باید برقرار شود:

$$\left(\frac{kl_u}{r} = \frac{1 \times 3000}{0.3 \times 400} = 25 \right) < \left(34 + 12 \left(-\frac{M_1}{M_2} \right) \right) \rightarrow \frac{M_1}{M_2} < 0.75$$

محاسبات-۹۱

۱۰- در یک قاب خمشی، چنانچه ابعاد ستون‌ها 50×50 cm و ابعاد تیرها 40×60 cm ($b=40$ cm , $h=60$ cm) و فاصله محور تا محور تیرهای طبقات 300 cm و ضریب طول مؤثر ستون $k=1.2$ باشد، در مورد طراحی آرماتورهای ستون گزینه صحیح را انتخاب نمایید؟

(۱) صرف‌نظر کردن از اثر لاغری این ستون بستگی به لنگرهای خمشی دو انتهای ستون دارد.

(۲) صرف‌نظر کردن از اثر لاغری این ستون بستگی به مقدار آرماتورهای طولی ستون دارد.

(۳) می‌توان از اثر لاغری ستون صرف‌نظر نمود.

(۴) نمی‌توان از اثر لاغری ستون صرف‌نظر نمود.

گزینه ۳:

در ستونهای مهار نشده ضریب طول مؤثر ستون بزرگتر از یک بدست می‌آید و بنابراین با توجه به اینکه در صورت مسئله عنوان شده است $k=1.2$ می‌باشد، ستون مهار نشده می‌باشد. لاغری ستون از رابطه $\frac{kl_u}{r}$ بدست می‌آید که در آن طول خالص ستون و شعاع ژیراسیون مقطع ستون می‌باشد و برای مقطع مستطیلی تقریباً برابر است با $r=0.3b=0.3 \times 500 = 150$ mm بنابراین لاغری این ستون برابر است با:

$$\frac{kl_u}{r} = \frac{1.2 \times (3000 - 600)}{150} = 19.2 < 22$$

لاغری این ستون پایین است و می‌توان از اثرات لاغری صرف نظر کرد

محاسبات ۹۳

۲۹- یک عضو بتنی فشاری مهارشده ($K=1.0$) با ابعاد مقطع 400×400 mm تحت اثر لنگرهای خمشی $M_1=M_2$ مطابق شکل قرار دارد. برای آنکه بتوان از اثر لاغری در این عضو صرفنظر نمود، حداکثر طول آزاد آن باید به کدامیک از اعداد زیر نزدیکتر باشد؟ (شعاع ژیراسیون برابر 0.3 بعد مقطع در نظر گرفته شود و $\phi_c = 0.65$)



- (۱) 6.0 m
(۲) 2.65 m
(۳) 4.8 m
(۴) 5.5 m

گزینه ۳

$$\left(\frac{Kl_u}{r} = \frac{1 \times l_u}{0.3 \times 400}\right) \leq \text{Min} \left[40, 34 + 12 \left(\frac{M_1}{M_2}\right)\right]$$

$$l_u \leq 120 \text{Min} [40, 34 + 12(+1)] = 4800 \text{ mm}$$

محاسبات ۹۵

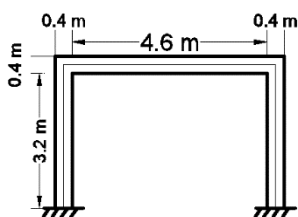
۲۵- در یک قطعه فشاری بتن مسلح مهارشده در صورتی که $K = 1.0$ و طول آزاد عضو 5.0 متر و ابعاد مقطع 400×400 mm باشد و لنگرهای خمشی مؤثر در دو انتهای عضو 60 و 80 کیلونیوتن متر و این لنگرها موجب انحنای ستون در دو جهت شوند، گزینه صحیح را انتخاب کنید. شعاع ژیراسیون مقطع برابر 0.3 بُعد کلی مقطع در نظر گرفته شود.

- (۱) چون انحنای ستون در دو جهت است، می‌توان از اثر لاغری صرفنظر نمود.
(۲) چون مقدار K برابر واحد است، می‌توان از اثر لاغری صرفنظر نمود.
(۳) نمی‌توان از اثر لاغری صرفنظر نمود.
(۴) چون لنگرهای خمشی دو انتهای ستون هم علامت هستند، می‌توان از اثر لاغری صرفنظر نمود.

گزینه ۳

$$\left(K \frac{l_u}{r} = 1 \frac{5000 \text{ mm}}{0.3 \times 400} = 41.66\right) > \text{Min} \left(34 + 12 \frac{M_1}{M_2}, 40\right)$$

مثال: در ستون زیر بررسی نمایید که آیا نیازی به منظور کردن اثرات لاغری هست یا نه؟
سازه دارای دیوار برشی بوده و قاب‌ها با مهار جانبی محسوب می‌شوند (Nonsway).

ابعاد ستون: 400×400 mmابعاد تیر: 500×400 mm

$$\begin{aligned} I_{D-top} &= 400 \text{ kN} & M_{D-bot} &= 200 \text{ kN} \\ I_{L-top} &= 200 \text{ kN} & M_{L-bot} &= 100 \text{ kN} \\ I_{E-top} &= \pm 80 \text{ kN} & M_{E-bot} &= \pm 80 \text{ kN} \end{aligned}$$

حل:

	M1	M2	M1/M2
1.4D	280	560	0.5
1.2D+1.6L	400	800	0.5
1.2D+L+E	420	760	0.552632
1.2D+L-E	260	600	0.433333

$$\left[\frac{Kl_u}{r} = \frac{0.8675 \times 3200}{0.3 \times 400} = 23.13\right] < [34 - 12 \times 0.5526 = 27.37]$$

6.6.4.4 *Stability properties*

6.6.4.4.1 The stability index for a story, Q , shall be calculated by:

$$Q = \frac{\sum P_u \Delta_o}{V_{us} \ell_c} \quad (6.6.4.4.1)$$

where $\sum P_u$ and V_{us} are the total factored vertical load and horizontal story shear, respectively, in the story being evaluated, and Δ_o is the first-order relative lateral deflection between the top and the bottom of that story due to V_{us} .

6.6.4.3 It shall be permitted to analyze columns and stories in structures as nonsway frames if (a) or (b) is satisfied:

- (a) The increase in column end moments due to second-order effects does not exceed 5 percent of the first-order end moments
- (b) Q in accordance with 6.6.4.4.1 does not exceed 0.05

6.6.4.5 Moment magnification method: Nonsway frames

6.6.4.5.1 The factored moment used for design of columns and walls, M_c , shall be the first-order factored moment M_2 amplified for the effects of member curvature.

$$M_c = \delta M_2 \quad (6.6.4.5.1)$$

6.6.4.5.2 Magnification factor δ shall be calculated by:

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75P_c}} \geq 1.0 \quad (6.6.4.5.2)$$

$$P_c = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{(kl_u)^2}$$

6.6.4.5.3 C_m shall be in accordance with (a) or (b):

(a) For columns without transverse loads applied between supports

$$C_m = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2} \quad (6.6.4.5.3a)$$

6.6.4.4.3 The effective length factor k shall be calculated using E_c in accordance with 19.2.2 and I in accordance with 6.6.3.1.1. For nonsway members, k shall be permitted to be taken as 1.0, and for sway members, k shall be at least 1.0.

where M_1/M_2 is negative if the column is bent in single curvature, and positive if bent in double curvature. M_1 corresponds to the end moment with the lesser absolute value.

(b) For columns with transverse loads applied between supports.

$$C_m = 1.0 \quad (6.6.4.5.3b)$$

6.6.4.5.4 M_2 in Eq. (6.6.4.5.1) shall be at least $M_{2,min}$ calculated according to Eq. (6.6.4.5.4) about each axis separately.

$$M_{2,min} = P_u(15 + 0.03h) \quad (6.6.4.5.4)$$

If $M_{2,min}$ exceeds M_2 , C_m shall be taken equal to 1.0 or calculated based on the ratio of the calculated end moments M_1/M_2 , using Eq. (6.6.4.5.3a).

6.6.4.6 Moment magnification method: Sway frames

6.6.4.6.1 Moments M_1 and M_2 at the ends of an individual column shall be calculated by (a) and (b).

$$(a) M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s} \quad (6.6.4.6.1a)$$

$$(b) M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s} \quad (6.6.4.6.1b)$$

6.6.4.6.2 The moment magnifier δ_s shall be calculated by (a), (b), or (c). If δ_s exceeds 1.5, only (b) or (c) shall be permitted:

$$(a) \delta_s = \frac{1}{1-Q} \geq 1 \quad (6.6.4.6.2a)$$

$$(b) \delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{0.75 \sum P_c}} \geq 1 \quad (6.6.4.6.2b)$$

(c) Second-order elastic analysis

where $\sum P_u$ is the summation of all the factored vertical loads in a story and $\sum P_c$ is the summation for all sway-resisting columns in a story. P_c is calculated using Eq. (6.6.4.4.2) with k determined for sway members from 6.6.4.4.3 and $(EI)_{\text{eff}}$ from 6.6.4.4.4 or 6.6.4.4.5 as appropriate with β_{ds} substituted for β_{dns} .

سراسری ۹۵

۱۱۹- از میان دو نوع اثر لاغری، در طراحی ستونهای لاغر، که شامل ناپایداری عضوی (نوع ۱)، و جابه‌جایی جانبی (نوع ۲) است، کدام نوع همواره در جهت افزایش لنگر ماکزیمم عمل می‌کند؟

(۱) نوع ۱

(۲) نوع ۲

(۳) بستگی به نسبت لنگر دو انتها دارد.

(۴) بستگی به میزان بار محوری عضو دارد.

گزینه ۲

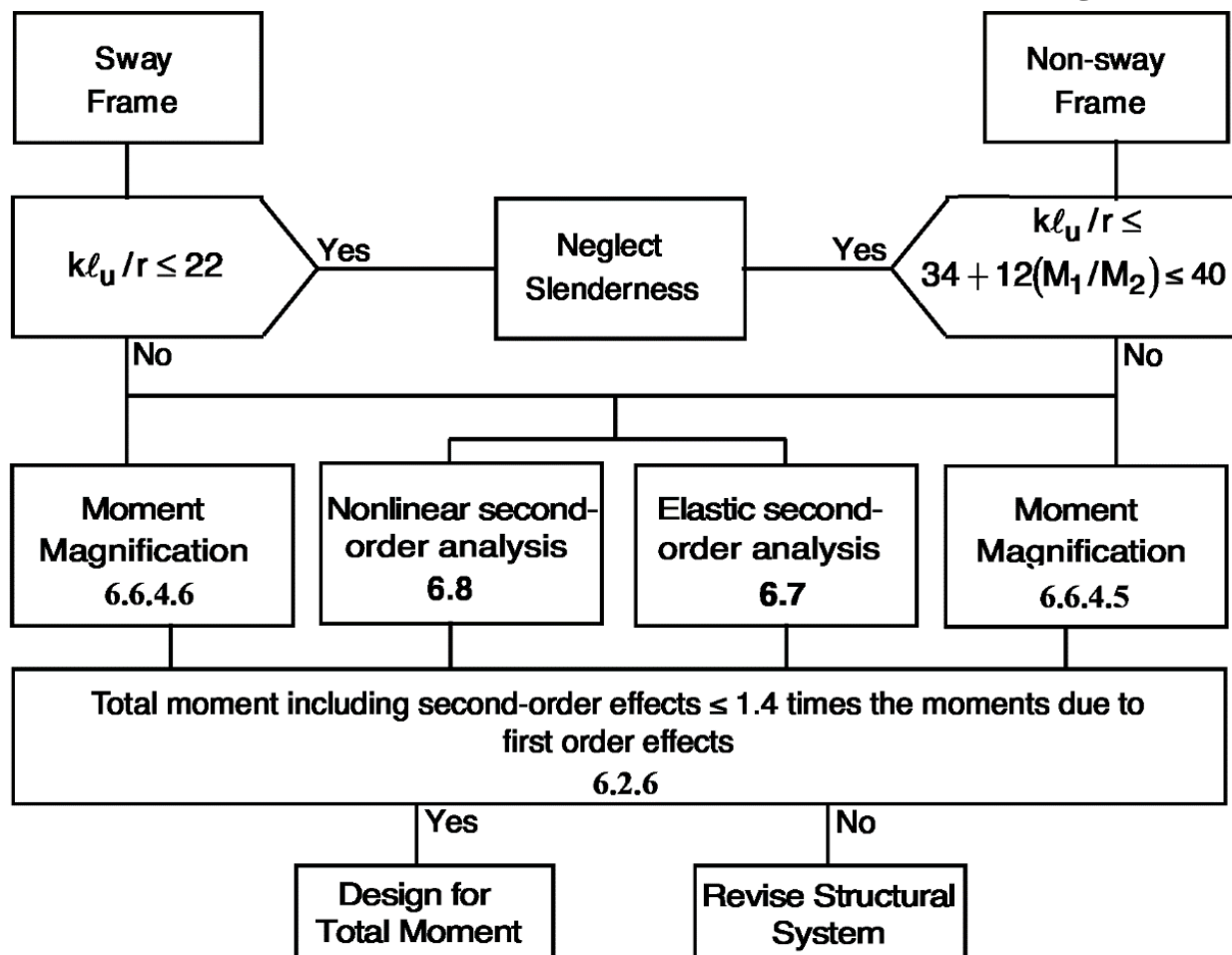
۳۶- برای تشدید لنگر در ستونهای یک قاب بتن آرمه با حرکت جانبی، کدامیک از روشهای زیر صحیح هستند؟

- ۱) با یک آنالیز الاستیک مرتبه اول، لنگر هر ستون را به دست آورده و با محاسبه ضریب تشدید لنگر ستون و ضرب آن در لنگر بدست آمده از آنالیز، لنگر تشدید یافته را بدست می‌آوریم.
- ۲) با یک آنالیز الاستیک مرتبه دوم (آنالیز $P - \Delta$)، لنگر هر ستون را بدست آورده و به عنوان لنگر تشدید یافته تلقی می‌نماییم.
- ۳) با یک آنالیز غیرخطی کامل، لنگر هر ستون را به دست آورده و به عنوان لنگر تشدید یافته تلقی می‌نماییم.
- ۴) هر سه مورد فوق

گزینه ۴

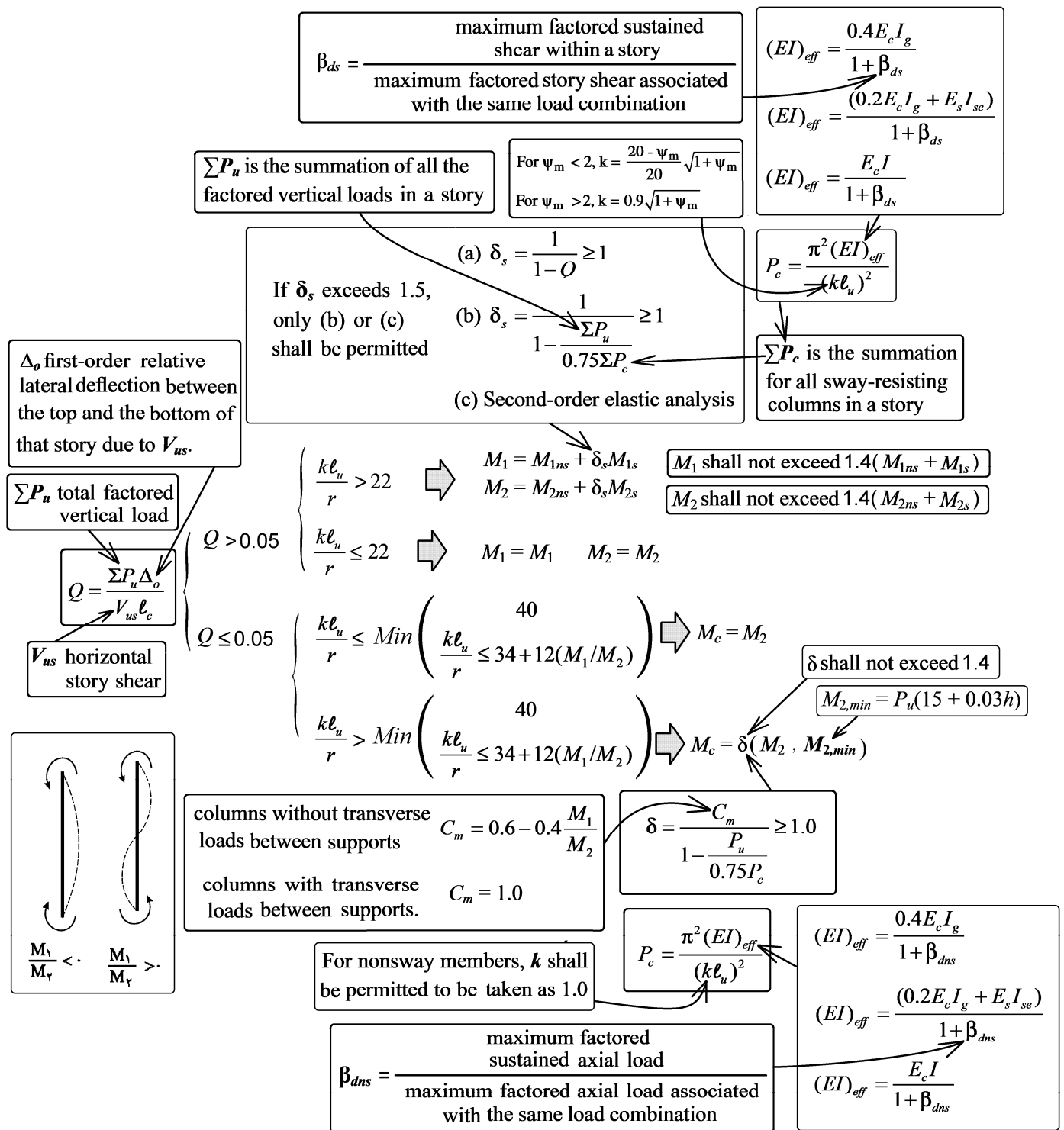
6.2.3 Methods of analysis permitted by this chapter shall be (a) through (e):

- (a) The simplified method for analysis of continuous beams and one-way slabs for gravity loads in 6.5
- (b) First-order in 6.6
- (c) Elastic second-order in 6.7
- (d) Inelastic second-order in 6.8
- (e) Finite element in 6.9



تبصره: مطابق آیین نامه، لنگر پس از تشدید نباید بیش از 1.4 برابر لنگر اولیه شود. در غیر اینصورت باید در هندسه سازه تجدید نظر گردد:

6.2.6 Unless slenderness effects are neglected as permitted by 6.2.5, the design of columns, restraining beams, and other supporting members shall be based on the factored forces and moments considering second-order effects in accordance with 6.6.4, 6.7, or 6.8. M_u including second-order effects shall not exceed $1.4M_u$ due to first-order effects.



میلگردهای طولی ستون C3 را بر اساس بارهای وارد شده طراحی نمایید.

$$f'_c = 28 \text{ MPa}; F_y = 420 \text{ MPa}$$

فرض کنید تغییر مکان جانبی نسبی طبقه همکف تحت اثر زلزله برابر 5 mm می باشد.

ابعاد مقطع تمامی تیرها در طبقه همکف: ارتفاع تیر=600 mm، عرض تیر=500 mm

ابعاد مقطع ستونها در طبقه همکف و نیز طبقه اول: 600x600 mm

طول ستون در طبقه همکف (آکس تا آکس طبقه) = $l_c = 7700 \text{ mm}$

$$l_u = 7700 - \frac{600}{2} = 7400 \text{ mm} = \text{طول خالص ستون همکف}$$

بار محوری و لنگر خمشی ضریب دار برای ستون C3 در جدول زیر آمده است. علامت لنگر ها در جهت ساعت گرد مثبت در نظر گرفته شده است. این نتایج بر اساس آنالیز مرتبه اول و در نظر گرفتن 0.7I برای ستونها و 0.35I برای تیرها بدست آمده است.

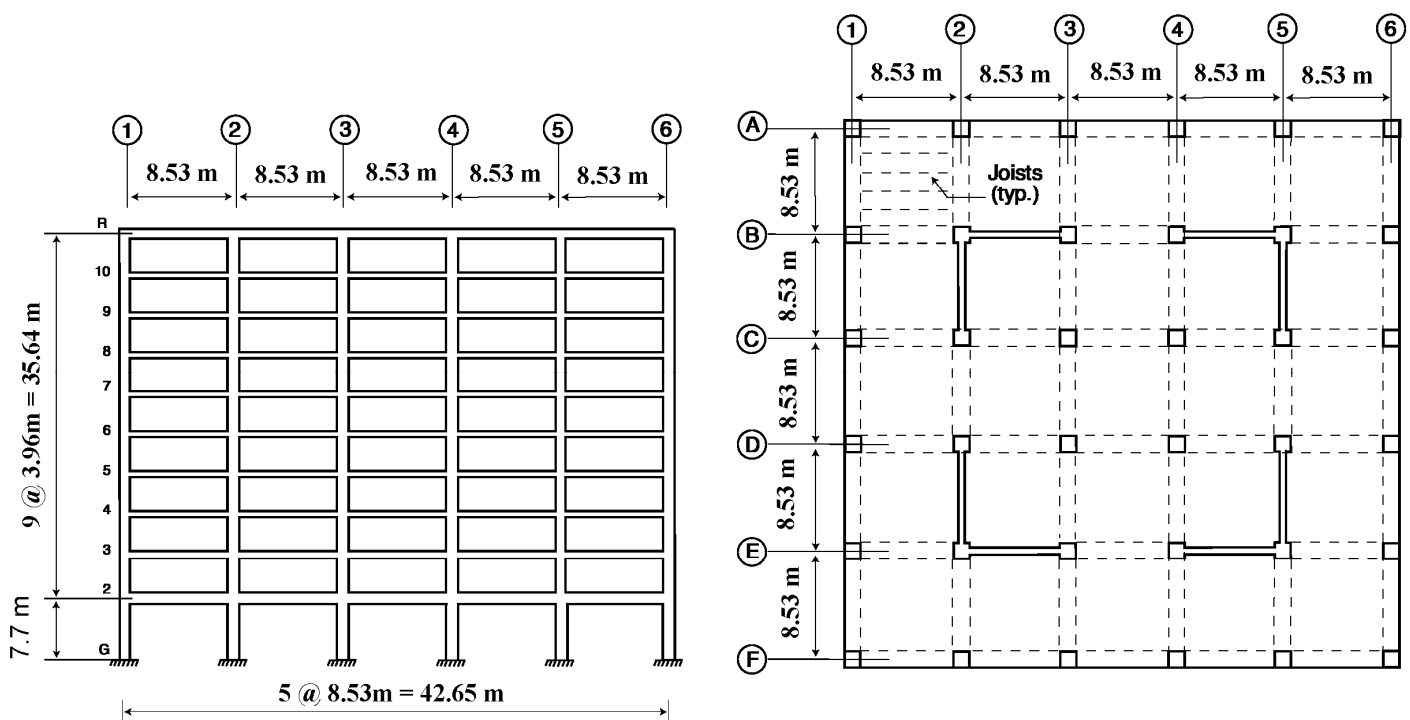
		Axial load (kN)	M-top (kN.m)	M-bot (kN.m)
	D	4710.5	1.37	0.96
	L	1061.50	44.44	22.36
	E	21.60	5.49	16.90
1.00	1.4D	6594.70	1.92	1.34
2.00	1.2D+1.6L	7351.00	72.75	36.92
3.00	1.2D+5*L+E	6204.95	29.35	29.23
4.00	1.2D+0.5*L-E	6161.75	18.38	-4.57

مجموع بار محوری و برشی ستونها در طبقه همکف برابر است با

$$\sum P_D = 168169 \text{ kN}$$

$$\sum P_L = 16240 \text{ kN}$$

$$\sum V_{Ex} = 19100 \text{ kN}$$



حل:

در این سوال نیروهای وارد بر ستون بر اساس نتایج تحلیل مرتبه اول ارائه شده است. بنابراین ابتدا باید جهت منظور کردن اثرات لاغری لنگرهای ارائه شده، در صورت لزوم تشدید شوند. بدین منظور ابتدا باید تعیین شود که ستون مورد نظر مهار شده هست یا مهار نشده.

۱- بررسی ستون از لحاظ حرکت جانبی با توجه به بند زیر اگر اندیس پایداری (Q) کمتر از 0.05 باشد، طبقه مهار شده (Nonsway) محسوب می شود.

6.6.4.4 Stability properties

6.6.4.4.1 The stability index for a story, Q , shall be calculated by:

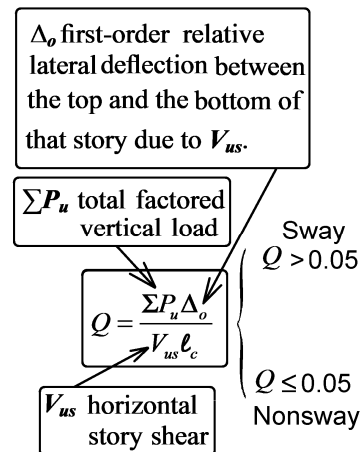
$$Q = \frac{\sum P_u \Delta_o}{V_{us} l_c} \quad (6.6.4.4.1)$$

where $\sum P_u$ and V_{us} are the total factored vertical load and horizontal story shear, respectively, in the story being evaluated, and Δ_o is the first-order relative lateral deflection between the top and the bottom of that story due to V_{us} .

6.6.4.3 It shall be permitted to analyze columns and stories in structures as nonsway frames if (a) or (b) is satisfied:

(a) The increase in column end moments due to second-order effects does not exceed 5 percent of the first-order end moments

(b) Q in accordance with 6.6.4.4.1 does not exceed 0.05



با توجه به اطلاعات مسئله در صفحه قبل، اندیس پایداری طبقه همکف در جدول زیر محاسبه شده است.

$$\left. \begin{aligned} \sum P_u &= 1.2 \sum P_D + 0.5 \sum P_L = 1.2 \times 168169 + 0.5 \times 16240 = 209922.8 \text{ kN} \\ V_{us} &= 19100 \text{ kN} \text{ طبق صورت مسئله} \\ \Delta_o &= 5 \text{ mm} \text{ طبق صورت مسئله} \\ l_c &= 6700 \text{ mm} \text{ طبق صورت مسئله} \end{aligned} \right\}$$

$$\rightarrow Q = \frac{P_u \Delta_o}{V_{us} l_c} = 0.0082 < 0.05 \quad \rightarrow \text{مهار شده (Nonsway)}$$

سازه مهار شده (Nonsway) می باشد و بنابراین لزوم اعمال اثر P-delta از روابط 6.2.5.b و 6.2.5.c باید بررسی شود:

6.2.5 Slenderness effects shall be permitted to be neglected if (a) or (b) is satisfied:

(a) For columns not braced against sidesway

$$\frac{kl_u}{r} \leq 22 \quad (6.2.5a)$$

(b) For columns braced against sidesway

$$\Rightarrow \frac{kl_u}{r} \leq 34 + 12(M_1/M_2) \quad (6.2.5b)$$

and

$$\Rightarrow \frac{kl_u}{r} \leq 40 \quad (6.2.5c)$$

where M_1/M_2 is negative if the column is bent in single curvature, and positive for double curvature.

$$\begin{aligned} \text{Sway } Q > 0.05 & \left\{ \begin{array}{l} \frac{kl_u}{r} > 22 \Rightarrow \begin{array}{l} M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s} \\ M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s} \end{array} \\ \frac{kl_u}{r} \leq 22 \Rightarrow M_1 = M_1 \quad M_2 = M_2 \end{array} \right. \\ \text{Nonsway } Q \leq 0.05 & \left\{ \begin{array}{l} \frac{kl_u}{r} \leq \text{Min} \left(\frac{40}{\frac{kl_u}{r} \leq 34 + 12(M_1/M_2)} \right) \Rightarrow M_c = M_2 \\ \frac{kl_u}{r} > \text{Min} \left(\frac{40}{\frac{kl_u}{r} \leq 34 + 12(M_1/M_2)} \right) \Rightarrow M_c = \delta(M_2, M_{2,min}) \end{array} \right. \end{aligned}$$

جهت کنترل روابط فوق ابتدا لاغری ستون C3 محاسبه می شود:

$$\left. \begin{array}{l} r = \sqrt{\frac{I}{A}} \cong 0.3 \text{ (بعد ستون)} = 0.3 \times 600 = 1800 \text{ mm} \\ K = 1 \\ \text{طول آزاد ستون } l_u = 6400 \text{ mm} \end{array} \right\} \frac{Kl_u}{r} = 35.56$$

*در سازه های مهار شده میتوان مقدار K را برابر یک منظور کرد

کنترل لاغری برای ترکیب بارهای مختلف در جدول زیر انجام شده است.

	M-top (kN.m)	M-bot (kN.m)	Curvature	M1	M2	$\text{Min} \left\{ \frac{34 + 12(M_1/M_2)}{40} \right\}$	$\frac{Kl_u}{r}$	Slender?
1.4D	1.92	1.34	double	1.34	1.92	$\text{Min}(42.4, 40)=40$	35.56	NO
1.2D+1.6L	72.75	36.92	double	36.92	72.75	$\text{Min}(40.09, 40)=40$	35.56	NO
1.2D+.5*L+E	29.35	29.23	double	29.23	29.35	$\text{Min}(45.95, 40)=40$	35.56	NO
1.2D+0.5*L-E	18.38	-4.57	single	-4.57	18.38	$\text{Min}(31.02, 40)=32.02$	35.56	YES

در ترکیب بار چهارم، لاغری ستون بیش از حد تعیین شده می باشد و بنابراین منظور کردن اثر لاغری در ترکیب بار چهارم الزامی است:

$$\frac{Kl_u}{r} = 35.56 > 32.02 \quad \rightarrow \text{Slender}$$

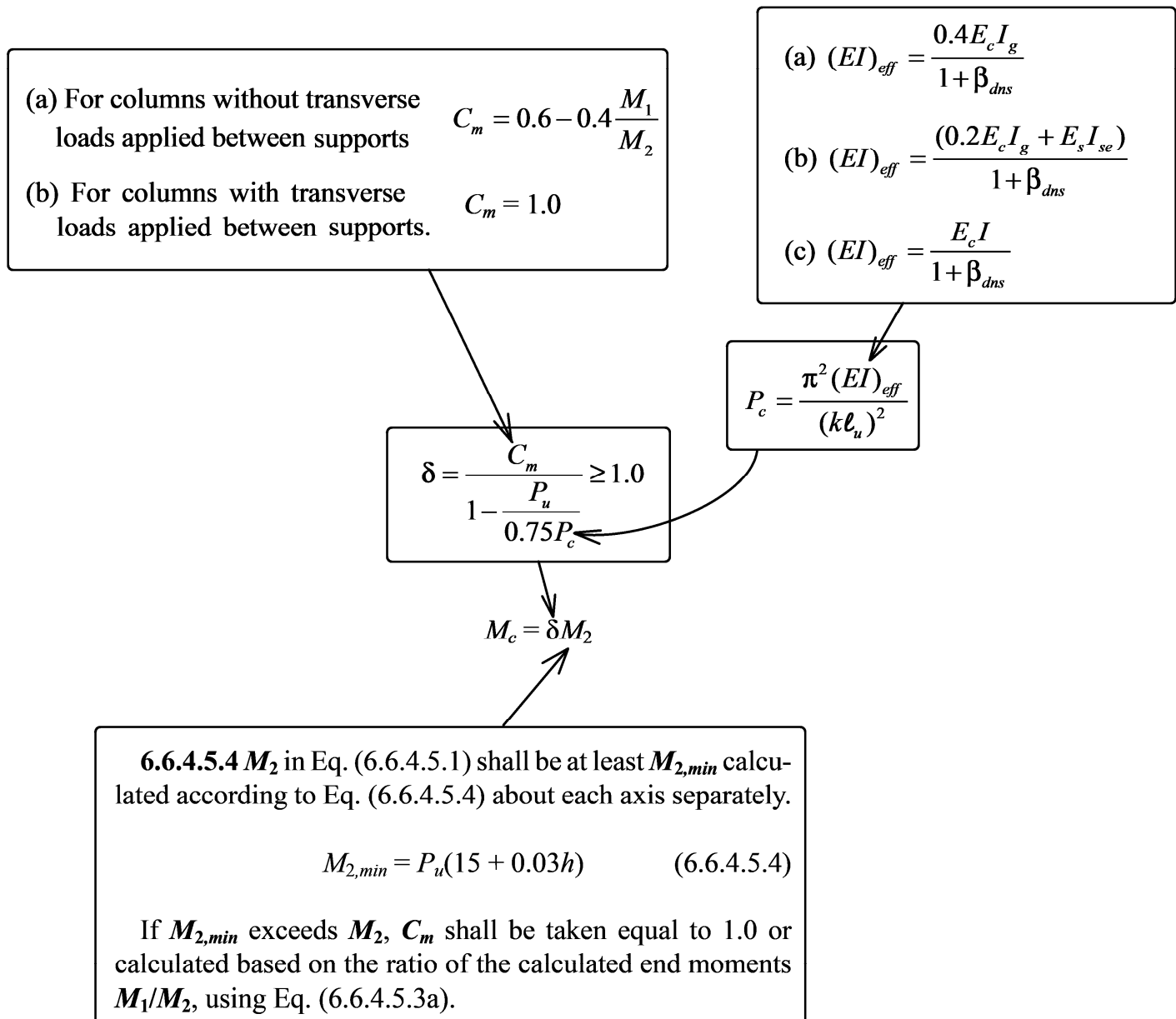
۳- محاسبه لنگر تشدید یافته در ترکیب بار 4
تحت اثر ترکیب بار 1.2D+0.5L-E:

$$\left. \begin{aligned} I_g &= \frac{H^4}{12} = \frac{600^4}{12} = 1.08 \times 10^{10} \text{ mm}^4 \\ \beta_{dns} &= \frac{1.2D}{1.2D + 0.5L - E} = 0.917 \\ E &= 4700\sqrt{f'_c} = 24870 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} EI_{eff} = \frac{0.4EI_g}{1 + \beta_{dns}} = 5.6034 \times 10^{13}$$

بار بحرانی ستون برابر خواهد بود با:

$$\left. \begin{aligned} P_c &= \frac{\pi^2 EI_{eff}}{(kL_u)^2} = 13502000 \text{ N} = 13502 \text{ kN} \\ C_M &= 0.6 + 0.4 \times \frac{4.57}{18.38} = 0.6994 \\ P_u &= 6161.75 \text{ kN} \end{aligned} \right\} \delta_{ns} = \frac{C_M}{1 - \frac{P_u}{0.75P_c}} = 1.786$$

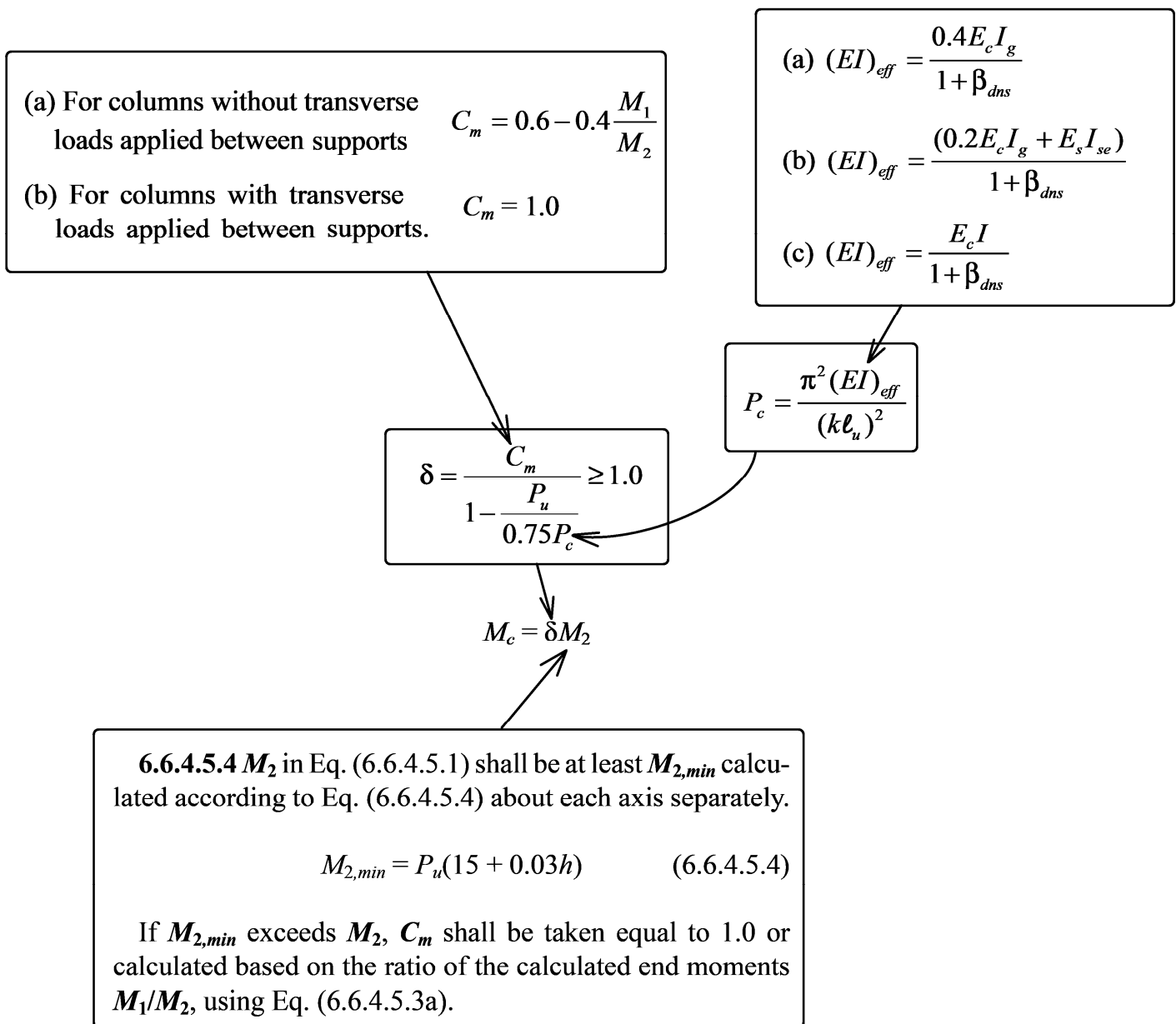
- نکته مهم: در محاسبات فوق در صورتی که ستون مهار شده باشد (Nonsway) در محاسبه EI_{eff} از ضریب β_{dns} استفاده می شود. ولی اگر طبقه مهار نشده باشد (Sway) در این صورت از ضریب β_{ds} استفاده خواهد شد.



		Axial load (kN)	M-top (kN.m)	M-bot (kN.m)	M-min	δ_{ns}	Mu (kN.m)
1	1.4D	6594.70	1.92	1.34	-	-	1.92
2	1.2D+1.6L	7351.00	72.75	36.92	-	-	72.75
3	1.2D+.5*L+E	6204.95	29.35	29.23	-	-	29.35
4	1.2D+0.5*L-E	6161.75	18.38	-4.57	203.34	1.78	362.3

در ترکیب بارهای ۱ الی ۳ تشدید لنگر لازم نیست.
در ترکیب بار ۴ با توجه بندهای قبل باید لنگر محاسبه شده (لنگر مرتبه اول) باید تشدید شود. منتهی قبل از تشدید باید بررسی شود که لنگر اولیه کمتر از لنگر حداقل نباشد:

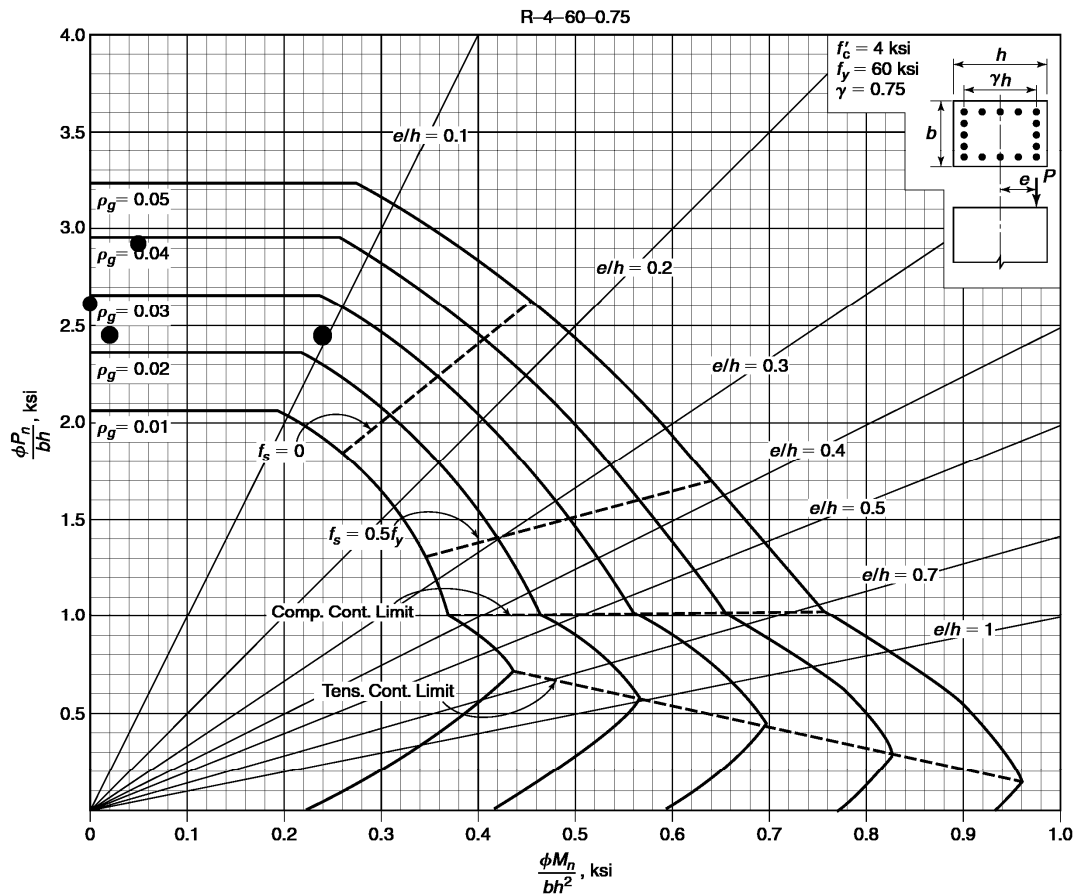
$$\begin{aligned}
 & \left. \begin{aligned} M_{top} &= 18.38 \\ M_{bot} &= -4.57 \end{aligned} \right\} M_c = \delta M_2 = 1.78 \times 203.34 \\
 M_{min} &= P_u(15 + 0.03h) = 6161.75(15 + 0.03 \times 600) = 203.34 \text{ kN.m} \\
 & \hspace{15em} = 362.3 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$



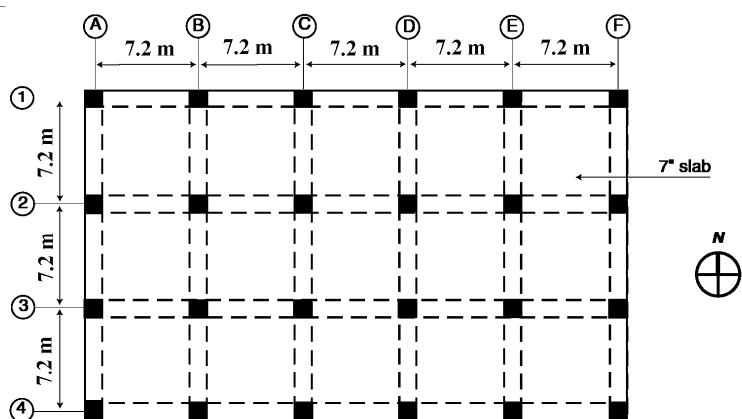
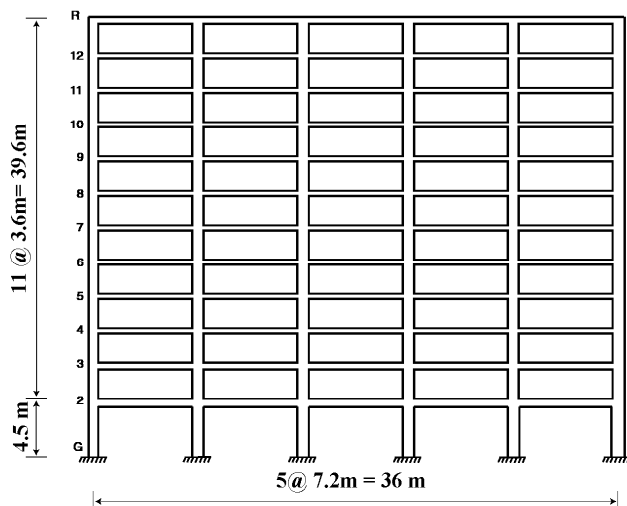
Pu (kN)	Mu (kN.m)	Pu/bh (Mpa)	Pu/bh (ksi)	Mu/bh ² (Mpa)	Mu/bh ² (ksi)
6594.70	1.92	18.32	2.62	0.01	0.00
7351.00	72.75	20.42	2.92	0.34	0.05
6204.95	29.35	17.24	2.46	0.14	0.02
6161.75	362.30	17.12	2.45	1.68	0.24

با فرض اینکه از میلگرد $\phi 25$ استفاده شود، داریم:

$$\gamma = \frac{600 - 2 \times 62.5}{600} = 0.7917$$



در سازه زیر ستون C1 را تحت اثر بارهای داده شده کنترل نمایید و مقدار آرماتور لازم برای آن را محاسبه نمایید. ($f_c=28 \text{ MPa}$)



ابعاد تیرها و ستونها در طبقه همکف:

ابعاد تیر: ارتفاع تیر=600 mm ، عرض تیر=500 mm

ابعاد ستون: $600 \times 600 \text{ mm}$

طول ستون همکف (آکس تا آکس طبقه)= $4500 - 300 = 4200 \text{ mm}$

طول ستون طبقه اول (آکس تا آکس طبقه)= 3600 mm

طول خالص ستون همکف= $4500 - 600 = 3900 \text{ mm}$

بار محوری و لنگر خمشی ضریب دار برای ستون C1 در جدول زیر مشخص شده است. علامت لنگر ها در جهت ساعت گرد مثبت در نظر گرفته شده است.

		Axial load (kN)	M-top (kN.m)	M-bot (kN.m)
	D	2799	1.37	0.96
	L	1328.00	44.44	22.36
	EY	-217.35	3.00	189.00
1	1.4D	3918.60	1.92	1.34
2	1.2D+1.6L	5483.60	72.75	36.92
3	1.2D+0.5L+EY	3805.45	26.87	201.33
4	1.2D+0.5L-EY	4240.15	20.87	-176.67
5	0.9D+EY	2301.75	4.23	189.86
6	0.9D-EY	2736.45	-1.77	-188.14

مجموع بار محوری و برشی ستونها در طبقه همکف (۱۸ ستون):

$$\sum P_D = 80527.5 \text{ kN}$$

$$\sum P_L = 38959 \text{ kN}$$

$$\sum P_{EY} = 0 \text{ چرا؟}$$

$$\sum V_{EY} = 7169 \text{ kN}$$

• تغییر مکان جانبی نسبی طبقه همکف تحت اثر زلزله EY برابر 21 mm می باشد.

۱- بررسی ستون از لحاظ حرکت جانبی

با توجه به بند زیر اگر اندیس پایداری (Q) کمتر از 0.05 باشد، طبقه مهار شده (Nonsway) محسوب می شود و در غیر این صورت مهار نشده (Sway) محسوب می شود.

6.6.4.4 Stability properties

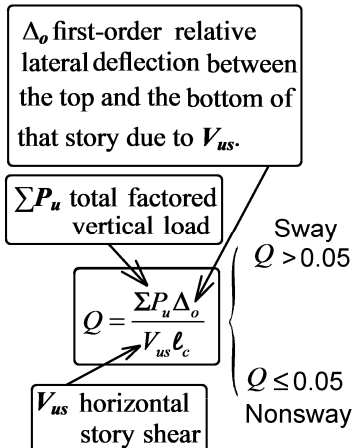
6.6.4.4.1 The stability index for a story, Q , shall be calculated by:

$$Q = \frac{\sum P_u \Delta_o}{V_{us} l_c} \quad (6.6.4.4.1)$$

where $\sum P_u$ and V_{us} are the total factored vertical load and horizontal story shear, respectively, in the story being evaluated, and Δ_o is the first-order relative lateral deflection between the top and the bottom of that story due to V_{us} .

6.6.4.3 It shall be permitted to analyze columns and stories in structures as nonsway frames if (a) or (b) is satisfied:

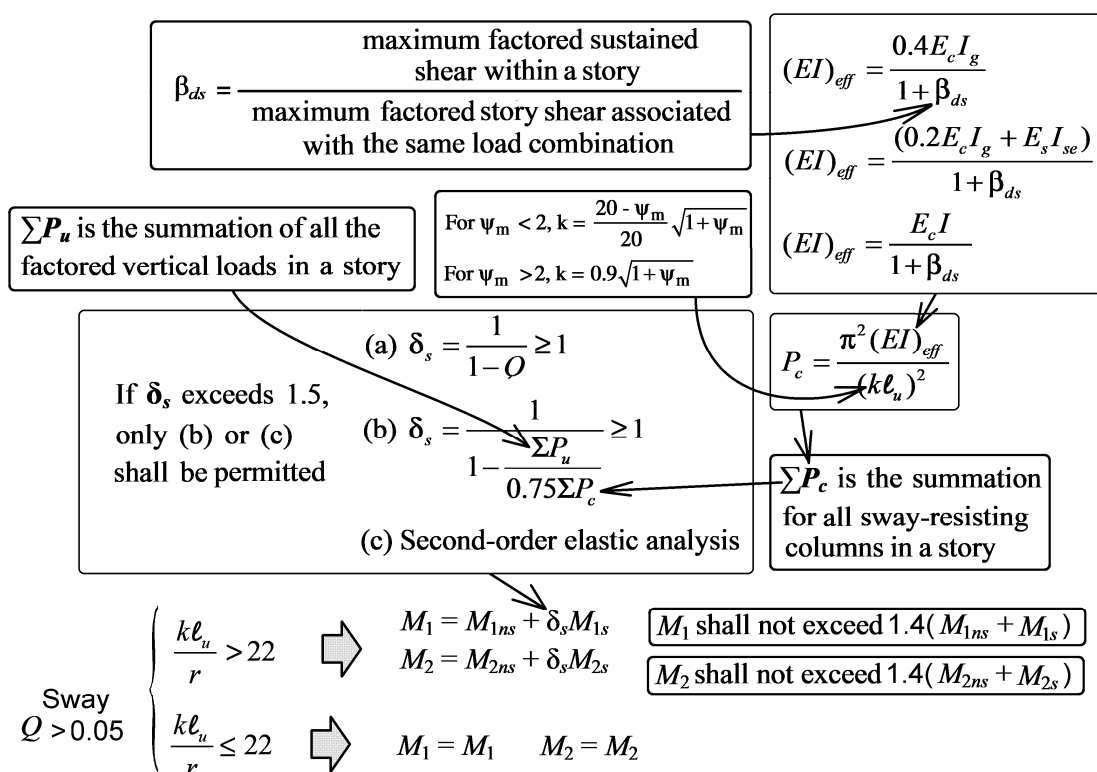
- (a) The increase in column end moments due to second-order effects does not exceed 5 percent of the first-order end moments
 (b) Q in accordance with 6.6.4.4.1 does not exceed 0.05



با توجه به اطلاعات مسئله در صفحه قبل، اندیس پایداری طبقه همکف در جدول زیر محاسبه شده است.

		Pu-story (kN)	Δ_o (mm)	Vu-story (kN)	l_c (mm)	$Q = \frac{P_u \Delta_o}{V_{us} l_c}$
1	1.4D	112738.50	-	-	4200	-
2	1.2D+1.6L	158967.40	-	-	4200	-
3	1.2D+0.5L+EY	116112.50	21.00	7169.00	4200	0.0810
4	1.2D+0.5L-EY	116112.50	21.00	7169.00	4200	0.0810
5	0.9D+EY	72474.75	21.00	7169.00	4200	0.0505
6	0.9D-EY	72474.75	21.00	7169.00	4200	0.0505

با توجه به اینکه اندیس پایداری ($Q=0.081$) بیش از 0.05 بدست آمده است، طبقه همکف مهار نشده (Sway) محسوب می شود.



در ستون C1 تنها یک تیر در راستای y به آن متصل است و داریم:

$$\psi_{top} = \frac{\sum \left(\frac{EI}{L}\right)_{col}}{\sum \left(\frac{EI}{L}\right)_{beam}} = \frac{0.7 \left(\left(\frac{I}{L}\right)_{col-bot} + \left(\frac{I}{L}\right)_{col-top} \right)}{0.35 \left(\frac{I}{L}\right)_{beam}} = \frac{0.7 \left(\left(\frac{600^4/12}{4200}\right) + \left(\frac{600^4/12}{3600}\right) \right)}{0.35 \left(\frac{500 \times 600^3/12}{7200}\right)} = 8.914 \quad \psi_m = 4.957$$

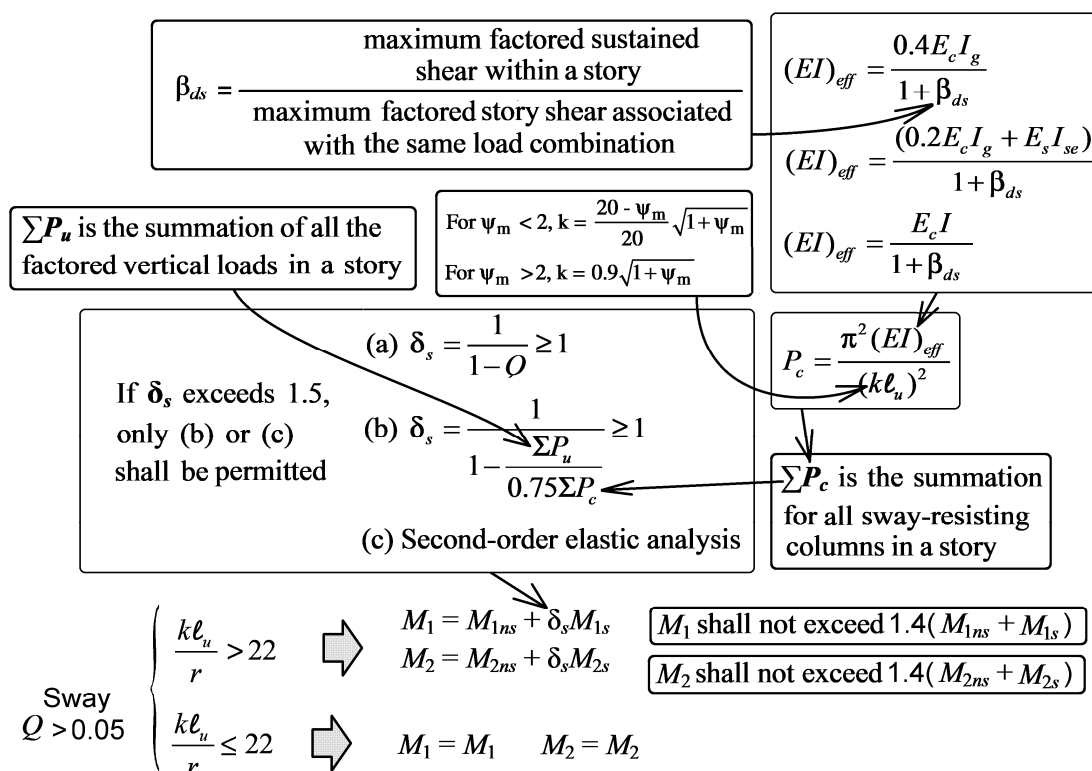
$\psi_{bot} = 1$

$$K = 0.9 \sqrt{1 + \psi_m} = 0.9 \sqrt{1 + 4.957} = 2.197$$

$$\left. \begin{array}{l} r = 0.3H = 0.3 \times 600 = 180 \text{ mm} \\ K = 2.197 \\ l_u = 3900 \text{ mm} \text{ طول آزاد ستون} \end{array} \right\} \frac{Kl_u}{r} = 47.6 > 22 \rightarrow \text{تشدید لنگر الزامی است}$$

با توجه به رابطه $\delta_s = \frac{1}{1-Q}$ ، ضریب تشدید لنگر را می توان بر اساس اندیس پایداری محاسبه نمود. مقدار Q برای ترکیب بارهای مختلف تغییر می کند. بنابراین برای هر ترکیب بار مقدار ضریب تشدید لنگر متفاوت خواهد بود. در جدول زیر لنگرهای تشدید یافته محاسبه شده است.

	M-top (kN.m)	M-bot (kN.m)	M1	M2	M1ns (kN.m)	M2ns (kN.m)	M1s (kN.m)	M2s (kN.m)	Q	δ_s	Mu
D	1.37	0.96									
L	44.44	22.36									
EY	3.00	189.00									
1.4D	1.92	1.34	1.34	1.92	1.34	1.92	-	-	-		1.92
1.2D+1.6L	72.75	36.92	36.92	72.75	36.92	72.75	-	-	-		72.75
1.2D+0.5L+E	26.87	201.33	26.87	201.33	23.87	12.33	3.00	189.00	0.0810	1.09	217.99
1.2D+0.5L-E	20.87	-176.67	20.87	-176.67	23.87	12.33	-3.00	-189.00	0.0810	1.09	-193.32
0.9D+EY	4.23	189.86	4.23	189.86	1.23	0.86	3.00	189.00	0.0505	1.05	199.93
0.9D-EY	-1.77	-188.14	-1.77	-188.14	1.23	0.86	-3.00	-189.00	0.0505	1.05	-198.20



۴- محاسبه مقدار $\sum P_c$ و $\sum P_u$ در طبقه همکف

جهت محاسبه بار بحرانی ستونهای طبقه همکف باید لاغری کلیه آنها محاسبه شود. با توجه به اینکه ستونها مشابه هستند داریم:

در ستونهای قرار گرفته در آکس های ۱ و ۴ که تنها یک تیر در راستای y به آنها متصل است، داریم:

$$\psi_{top} = \frac{\sum \left(\frac{EI}{L}\right)_{col}}{\sum \left(\frac{EI}{L}\right)_{beam}} = \frac{0.7 \left(\left(\frac{I}{L}\right)_{col-bot} + \left(\frac{I}{L}\right)_{col-top} \right)}{0.35 \left(\frac{I}{L}\right)_{beam}} = \frac{0.7 \left(\left(\frac{600^4/12}{4200}\right) + \left(\frac{600^4/12}{3600}\right) \right)}{0.35 \left(\frac{500 \times 600^3/12}{7200}\right)} = 8.914 \quad \left. \vphantom{\psi_{top}} \right\} \psi_m = 4.957$$

$\psi_{bot} = 1$

$$\left. \begin{aligned} I_g &= \frac{600^4}{12} = 1.08 \times 10^{10} \text{ mm}^4 \\ \beta_{ds} &= \frac{\text{بار جانبی دائمی}}{\text{بار جانبی کل}} = 0 \\ E &= 4700 \sqrt{f'_c} = 24870 \text{ MPa} \\ K &= 0.9 \sqrt{1 + \psi_m} = 0.9 \sqrt{1 + 4.957} = 2.197 \\ l_u &= \text{طول آزاد ستون} = 3900 \text{ mm} \end{aligned} \right\} EI_{eff} = \frac{0.4EI_g}{1 + \beta_{ds}} = 1.0744 \times 10^{14} \rightarrow P_c = \frac{\pi^2 EI_{eff}}{(kl_u)^2} = 14429 \text{ kN}$$

در ستونهای قرار گرفته در آکس های ۲ و ۳ که تنها یک تیر در راستای y به آنها متصل است، داریم:

$$\psi_{top} = \frac{\sum \left(\frac{EI}{L}\right)_{col}}{\sum \left(\frac{EI}{L}\right)_{beam}} = \frac{0.7 \left(\left(\frac{I}{L}\right)_{col-bot} + \left(\frac{I}{L}\right)_{col-top} \right)}{0.35 \left(\frac{I}{L}\right)_{beam} + 0.35 \left(\frac{I}{L}\right)_{beam}} = \frac{0.7 \left(\left(\frac{600^4/12}{4200}\right) + \left(\frac{600^4/12}{3600}\right) \right)}{2 \times 0.35 \left(\frac{500 \times 600^3/12}{7200}\right)} = 4.457 \quad \left. \vphantom{\psi_{top}} \right\} \psi_m = 2.73$$

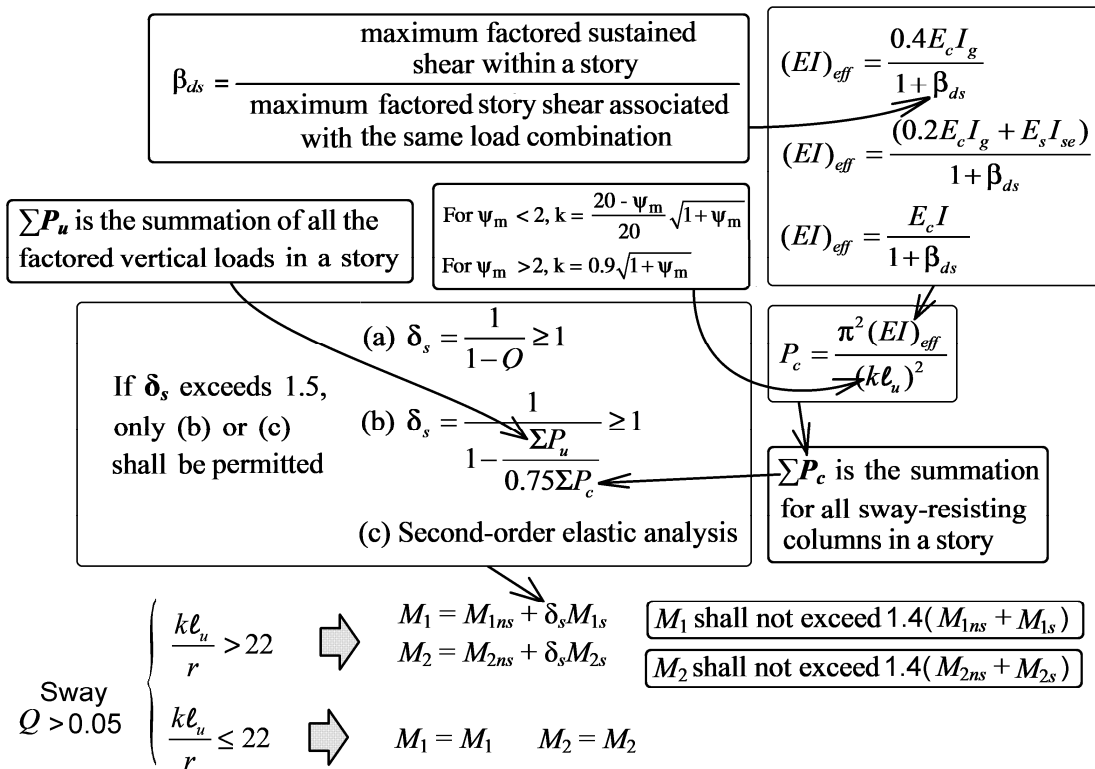
$\psi_{bot} = 1$

$$\left. \begin{aligned} I_g &= \frac{600^4}{12} = 1.08 \times 10^{10} \text{ mm}^4 \\ \beta_{ds} &= \frac{\text{بار جانبی دائمی}}{\text{بار جانبی کل}} = 0 \\ E &= 4700 \sqrt{f'_c} = 24870 \text{ MPa} \\ K &= 0.9 \sqrt{1 + \psi_m} = 0.9 \sqrt{1 + 2.73} = 1.7378 \\ l_u &= \text{طول آزاد ستون} = 3900 \text{ mm} \end{aligned} \right\} EI_{eff} = \frac{0.4EI_g}{1 + \beta_{ds}} = 1.0744 \times 10^{14} \rightarrow P_c = \frac{\pi^2 EI_{eff}}{(kl_u)^2} = 23084 \text{ kN}$$

$$\sum P_c = 12 \times 14429 + 12 \times 23084 = 450156 \text{ kN}$$

$$\sum P_u = 12 \times 14429 + 12 \times 23084 = 450156 \text{ kN}$$

	M1ns (kN.m)	M2ns (kN.m)	M1s (kN.m)	M2s (kN.m)	Pu-story (kN)	Pc-story	δ_s	Mu
1.4D	1.34	1.92	0.00	0.00	112738.50	4.5038E+05	1.5	1.92
1.2D+1.6L	36.92	72.75	0.00	0.00	158967.40	4.5038E+05	1.89	72.75
1.2D+0.5L+EY	23.87	12.33	3.00	189.00	116112.50	4.5038E+05	1.52	300.33
1.2D+0.5L-EY	23.87	12.33	-3.00	-189.00	116112.50	4.5038E+05	1.52	-275.67
0.9D+EY	1.23	0.86	3.00	189.00	72474.75	4.5038E+05	1.27	241.49
0.9D-EY	1.23	0.86	-3.00	-189.00	72474.75	4.5038E+05	1.27	-239.77



- ۱۲۱- در صورتی که در طراحی ستون بتنی لاغر بارزنده محوری فشاری ستون نصف شود، نسبت به حالت بارزنده کامل، کدام گزینه صحیح است؟ طبقات سازه از نظر جاتی میهار شده میباشند و ضریب طول مؤثر واحد فرض شود.
- (۱) با توجه به عدم تغییر مد کمانشی، بار بحرانی تغییر نمی کند.
 - (۲) با توجه به عدم تغییر مد کمانشی، ضریب تشدید تغییر نمی کند.
 - (۳) بار بحرانی ستون کاهش می یابد.
 - (۴) بار بحرانی ستون افزایش می یابد.

گزینه ۳

$$P_c = \frac{\pi^2 EI_{eff}}{(kl_u)^2}$$

$$EI_{eff} = \frac{0.4E_c I_g}{1 + \beta_{dns}}$$

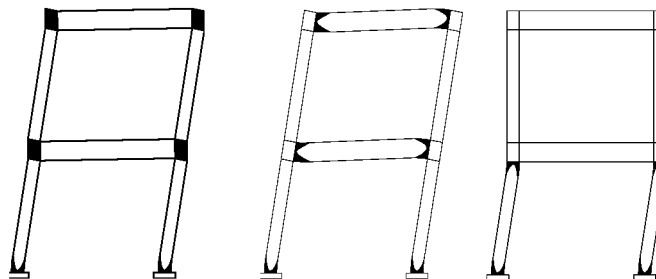
با کاهش سهم بار زنده، درصد بار دائمی افزایش می یابد و در نتیجه ضریب β_{dns} افزایش یافته و EI_{eff} کاهش می یابد.

۱۵- تیر ضعیف - ستون قوی

در قابهای خمشی ویژه قابها باید به گونه ای طراحی شوند که تیرها ضعیف تر از ستون باشند، تا شروع خرابی از مقطع ستونها نباشد.

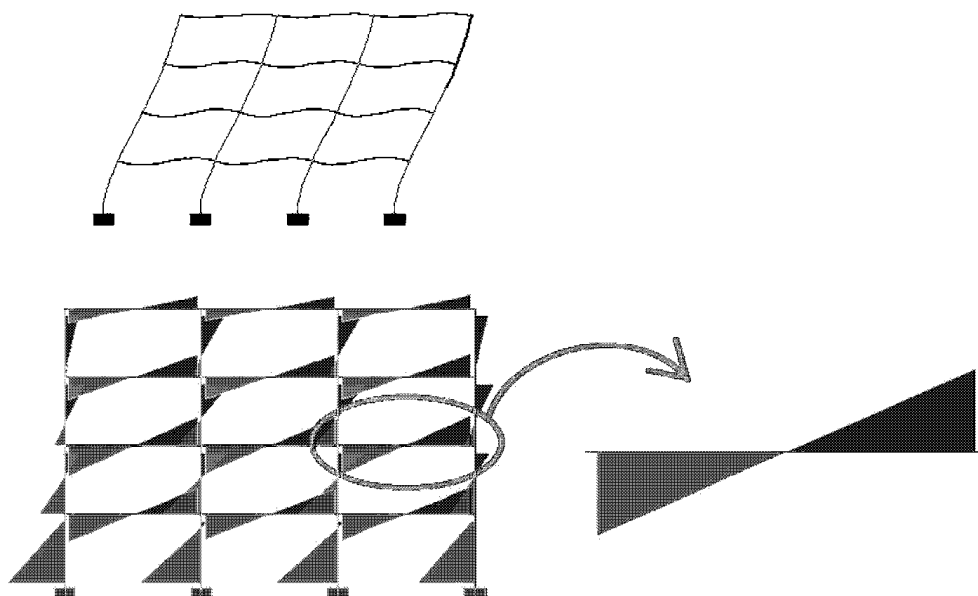
خرابی قابهای خمشی :

- خرابی در دو انتهای ستونها
- خرابی در دو انتهای تیرها
- خرابی در گره اتصال

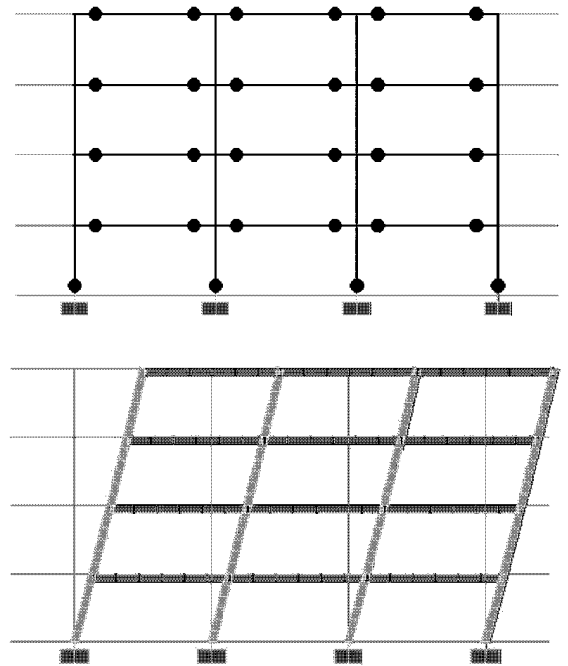
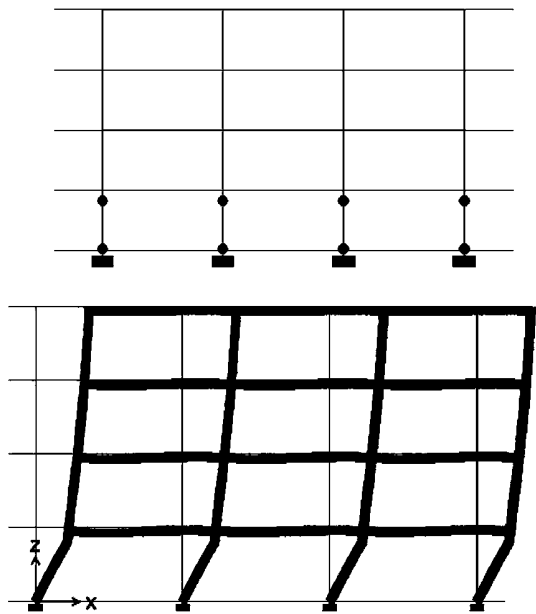


چرا در زلزله خرابی در دو انتهای اعضا رخ می دهد؟

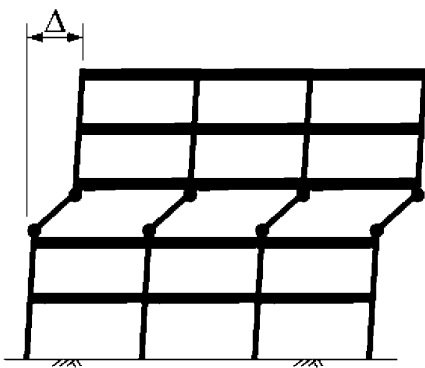
به شکلهای زیر توجه کنید. هنگام زلزله حداکثر **لنگر** در دو انتهای ستونها و تیرها ایجاد می شود و به همین جهت خرابی از دو انتها شروع می شود.



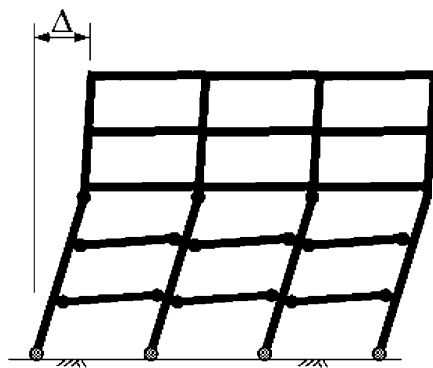
در کدامیک از قابهای زیر تیر ستونها ضعیف تر از تیر می باشند؟
 رفتار کدام سازه بهتر است و به چه دلیل؟



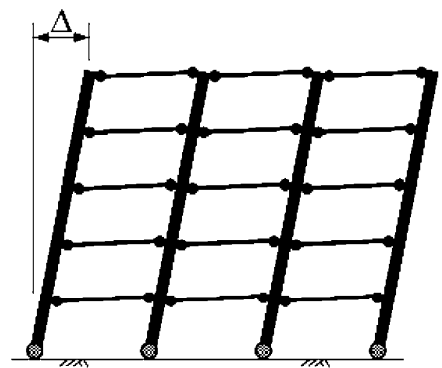
- در شکل سمت چپ ستونها ضعیف تر از تیر می باشند.
- در شکل سمت راست تیرها ضعیف تر از ستون می باشند.



(a) Story mechanism



(b) Intermediate mechanism



(c) Beam mechanism

مطابق بند زیر در ستونهای قابهای باشکل پذیری زیاد (ویژه) مجموع مقاومت خمشی ستونها در گره اتصال باید بیش از 1.2 برابر مقاومت خمشی تیرها در همان گره باشد. رعایت این ضابطه برای ستونهای قابهای خمشی با شکل پذیری متوسط لازم نیست.

18.7—Columns of special moment frames

18.7.3 Minimum flexural strength of columns

18.7.3.1 Columns shall satisfy 18.7.3.2 or 18.7.3.3.

18.7.3.2 The flexural strengths of the columns shall satisfy

$$\sum M_{nc} \geq (6/5) \sum M_{nb} \quad (18.7.3.2)$$

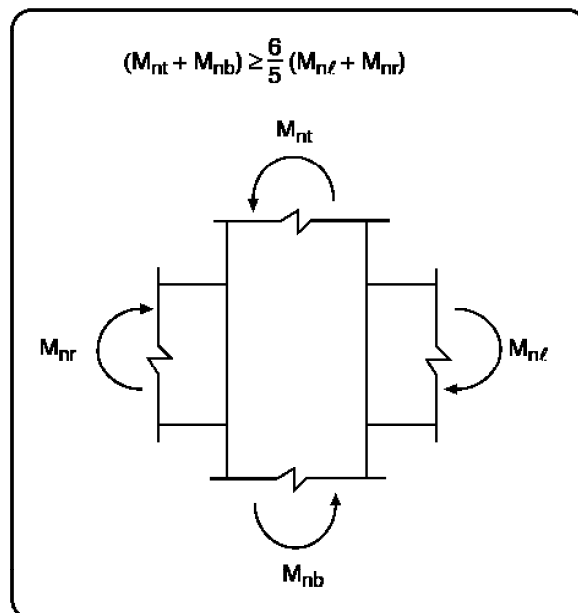
where

$\sum M_{nc}$ is sum of nominal flexural strengths of columns framing into the joint, evaluated at the faces of the joint. Column flexural strength shall be calculated for the factored axial force, consistent with the direction of the lateral forces considered, resulting in the lowest flexural strength.

$\sum M_{nb}$ is sum of nominal flexural strengths of the beams framing into the joint, evaluated at the faces of the joint. In T-beam construction, where the slab is in tension under moments at the face of the joint, slab reinforcement within an effective slab width defined in accordance with 6.3.2 shall be assumed to contribute to M_{nb} if the slab reinforcement is developed at the critical section for flexure.

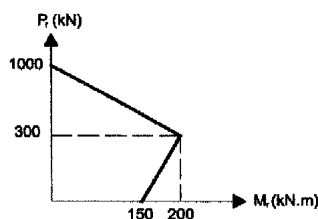
Flexural strengths shall be summed such that the column moments oppose the beam moments. Equation (18.7.3.2) shall be satisfied for beam moments acting in both directions in the vertical plane of the frame considered.

18.7.3.3 If 18.7.3.2 is not satisfied at a joint, the lateral strength and stiffness of the columns framing into that joint shall be ignored when calculating strength and stiffness of the structure. These columns shall conform to 18.14.



محاسبات-۹۱

۲۳- در قاب یک دهانه و یک طبقه با شکل پذیری زیاد در صورتی که لنگر خمشی مقاوم تیر در بر ستون (مثبت و منفی) برابر 135 kN.m و دیاگرام اندرکنش نیروی محوری - لنگر خمشی برای ستون مطابق شکل و نیروی محوری موثر به ستون $P_D=233 \text{ kN}$, $P_L=72 \text{ kN}$, $P_E= \pm 24 \text{ kN}$ و ترکیب بارگذاری مورد نظر $1.2D + L + E$ باشد، نسبت $\frac{M_c}{M_g}$ در اتصال تیر به ستون در نامساعدترین حالت بار محوری در ترکیب بارگذاری مذکور به کدام یک از اعداد زیر نزدیکتر است؟



1.30 (۱)

1.20 (۲)

1.40 (۳)

1.10 (۴)

گزینه ۱:

M_c مقاومت خمشی ستون و M_g (Girder) مقاومت خمشی تیر می باشد. در حقیقت هدف بررسی ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی می باشد. مقدار M_c را که خود مساله داده است (135 kN.m). ما تنها باید مقاومت خمشی ستون (M_c) را محاسبه کنیم. مقاومت خمشی ستونهای بتنی متغیر بوده و عدد ثابتی نیست و بستگی به مقدار نیروی محوری موثر بر آن دارد. تحت اثر ترکیب بار فوق نیروی محوری ستون برابر است با:

$$P = 1.2 \times 233 + 72 \pm 24 = \begin{cases} 376 \text{ kN} \\ 328 \text{ kN} \end{cases}$$

با توجه به دیاگرام اندرکنشی داده شده، مقاومت خمشی ستون تحت اثر بار 376 kN کمتر (بحرانی) بوده و برابر است با:

$$M_c = 200 - \left(\frac{376 - 300}{1000 - 300} \right) \times 200 = 178.29 \text{ kN.m}$$

بنابراین ستون قوی تر از تیر می باشد. دقت شود که قاب یک دهانه و یک طبقه می باشد و بنابراین در گره مورد نظر تنها یک تیر و یک ستون داریم. برای گرههایی که دو ستون و دو تیر متصل است، مجموع مقاومت خمشی تیرها و ستونها را باید منظور کنیم.

در قابهای ویژه برش در ناحیه گره اتصال باید کنترل شود که این کار توسط نرم افزار انجام می شود.

18.8.4 Shear strength

18.8.4.1 V_n of the joint shall be in accordance with Table 18.8.4.1.

Table 18.8.4.1—Nominal joint shear strength V_n

Joint configuration	V_n
For joints confined by beams on all four faces ^[1]	$1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ ^[2]
For joints confined by beams on three faces or on two opposite faces ^[1]	$1.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ ^[2]
For other cases	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ ^[2]

^[1] Refer to 18.8.4.2.

^[2] λ shall be 0.75 for lightweight concrete and 1.0 for normalweight concrete. A_j is given in 18.8.4.3.

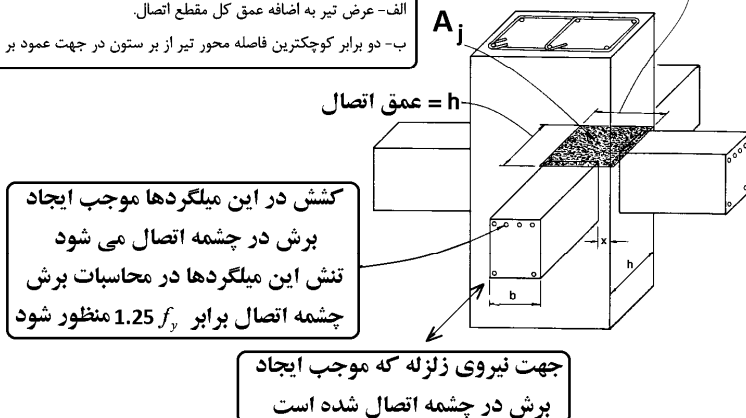
18.8.4.2 In Table 18.8.4.1, a joint face is considered to be confined by a beam if the beam width is at least three-quarters of the effective joint width. Extensions of beams at least one overall beam depth h beyond the joint face are considered adequate for confining that joint face. Extensions of beams shall satisfy 18.6.2.1(b), 18.6.3.1, 18.6.4.2, 18.6.4.3, and 18.6.4.4.

18.8.4.3 Effective cross-sectional area within a joint, A_j , shall be calculated from joint depth times effective joint width. Joint depth shall be the overall depth of the column, h . Effective joint width shall be the overall width of the column, except where a beam frames into a wider column, effective joint width shall not exceed the lesser of (a) and (b):

- Beam width plus joint depth
- Twice the smaller perpendicular distance from longitudinal axis of beam to column side

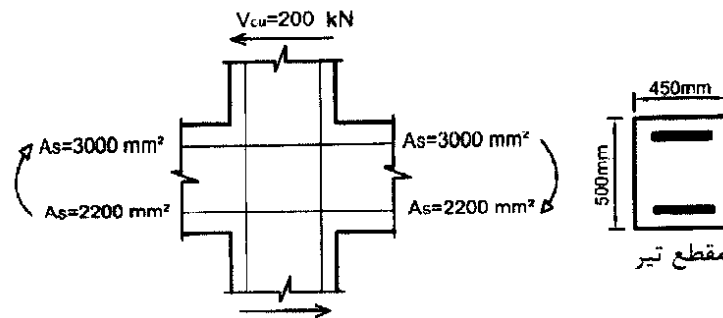
21.2.4.3 For beam-column joints and diagonally reinforced coupling beams, ϕ for shear shall be 0.85.

عمق این مقطع برابر با عمق کلی مقطع ستون است. در مواردی که تیر اصلی به تکیه‌گاهی به پهنای بیشتر اتصال می‌یابد عرض مؤثر اتصال کوچکترین دو مقدار (الف) و (ب) اختیار شود:
الف- عرض تیر به اضافه عمق کل مقطع اتصال.
ب- دو برابر کوچکترین فاصله محور تیر از بر ستون در جهت عمود بر محور تیر.



- در ستونهای میانی که از چهار طرف توسط تیر محصور هستند، مقاومت برشی گره اتصال به $1.7\sqrt{f'_c}A_j$ افزایش می یابد. به شرطی که: عرض تیرها حداقل 0.75 برابر عرض ستون باشد.

۴۶- در شکل زیر یک اتصال تیر به ستون بتنی نشان داده شده است. چنانچه این اتصال مربوط به یک ساختمان با شکل پذیری زیاد باشد، نیروی برشی نهایی مؤثر به اتصال به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ نوع میلگرد S400، رده بتن C25، ابعاد مقطع ستون 500×500 میلی متر است. فرض می شود امکان تشکیل مفصل پلاستیک در تیرهای هر دو سمت ستون وجود دارد. مقدار نیروی برشی نهایی ستون در شکل زیر مشخص شده است.



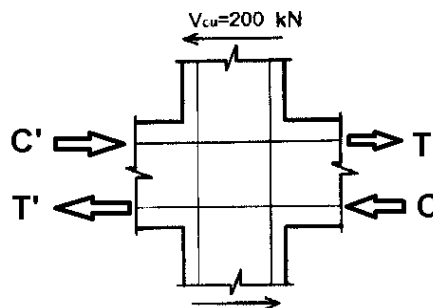
2700 kN (۱)

2600 kN (۲)

2400 kN (۳)

2300 kN (۴)

گزینه ۳



$$C = T = A_s(1.25f_y) = 3000 \times 1.25 \times 400 = 1500 \text{ kN}$$

$$C' = T' = A_s(1.25f_y) = 2200 \times 1.25 \times 400 = 1100 \text{ kN}$$

$$V_p = T + C' - V_{cu} = 1500 + 1100 - 200 = 2400 \text{ kN}$$

۴۷- نیروی برشی نهایی مؤثر به اتصال تیر به ستون یک ساختمان بتنی با شکل پذیری زیاد، 2300 کیلو نیوتن است. چنانچه مقطع ستون، مربعی به طول اضلاع 500×500 میلی متر بوده و از هر چهار طرف به تیرهای با پهنا 400 میلی متر متصل شده باشد، حداقل رده بتن مورد نیاز (برای تمام اعضای سازه از یک رده بتن استفاده می شود) چقدر است؟ محور هر چهار تیر را منطبق بر محورهای اصلی ستون فرض کنید. همچنین فرض کنید که در این اتصال، آرمانورگذاری عرضی ویژه قرار داده می شود.

C35 (۴)

C25 (۳)

C30 (۲)

C40 (۱)

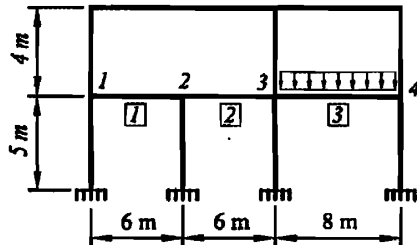
گزینه ۱

$$(2300 \times 10^3) < (\phi V_n = \phi \times 1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j = 0.85 \times 1.7 \times \sqrt{f'_c} \times 500^2) \rightarrow f'_c > 40.5 \text{ MPa}$$

Table 18.8.4.1—Nominal joint shear strength V_n

Joint configuration	V_n
For joints confined by beams on all four faces ^[1]	$1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ ^[2]
For joints confined by beams on three faces or on two opposite faces ^[1]	$1.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ ^[2]
For other cases	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ ^[2]

۳۱- 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 1 و 2 باری غیر از وزن تیر وارد نمی‌شود، اما در دهانه 3 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 به‌طور محافظه‌کارانه از نیروی برشی ستون‌ها صرف‌نظر شود، نیروی برشی نهایی مؤثر در بحرانی‌ترین اتصال (گره‌های 1 تا 4) برحسب کیلونیوتن به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ فرض شود که میلگردها از رده S400 و بتن از رده C25 می‌باشد.



2900 (۱)

3200 (۲)

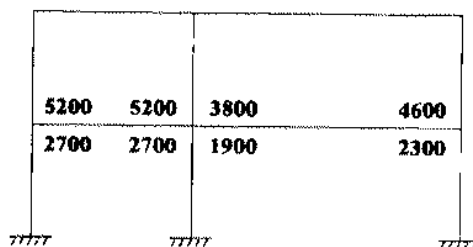
3600 (۳)

4000 (۴)

گزینه ۳

$$\left. \begin{aligned} T &= 1.25F_y A_s = 1.25 \times 400 \times 4000 = 2000 \text{ kN} \\ C' &= T' = 1.25F_y A_s = 1.25 \times 400 \times 3200 = 1600 \text{ kN} \end{aligned} \right\} T + C' = 3600 \text{ kN}$$

۲۲- شکل زیر یک قاب بتن آرمه با شکل‌پذیری زیاد را نشان می‌دهد. اعداد بالا و پایین تیر طبقه اول به ترتیب سطح مقطع میلگردهای بالا و پایین تیر در محل تکیه‌گاه را بر حسب میلی‌متر مربع نشان می‌دهد. به لحاظ لرزه‌ای، نیروی برشی نهایی مؤثر به اتصال ستون میانی، چند برابر بیشترین نیروی برشی نهایی مؤثر به اتصال ستون‌های کناری است؟ (از برش در ستون‌ها صرف‌نظر و ابعاد مقطع تیر و عمق مؤثر آن در هر دو دهانه یکسان فرض شود). نزدیکترین گزینه به جواب را انتخاب کنید.



2 (۱)

1 (۲)

1.873 (۳)

1.365 (۴)

گزینه ۴

نیروی برشی مؤثر به ستون میانی:

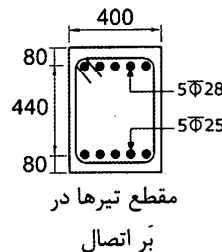
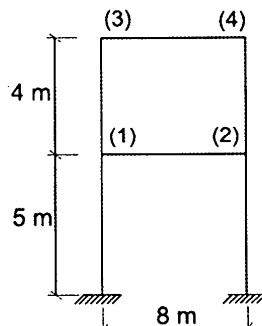
$$V_p = \text{Max} \left(\frac{1.25F_y(5200 + 1900)}{1.25F_y(3800 + 2700)} \right) = 1.25F_y(5200 + 1900) = 1.25F_y(7100)$$

نیروی برشی مؤثر به ستون کناری:

$$V_p = \text{Max} \left(\frac{1.25F_y(5200)}{1.25F_y(4600)} \right) = 1.25F_y(5200)$$

$$\frac{1.25F_y(7100)}{1.25F_y(5200)} = 1.365$$

۳۱- شکل زیر یک قاب ساختمانی بتنی با سیستم قاب خمشی بتن آرمه ویژه را نشان می‌دهد. ابعاد مقطع تیرها 400×600 mm و ابعاد مقطع ستون‌ها 600×600 mm است. اگر مقدار نیروی برشی ستون‌های طبقه دوم (ناشی از تشکیل مفصل پلاستیک در تیرها) برابر 340 کیلونیوتن باشد، آنگاه نیروی برشی نهایی مؤثر در بحرانی‌ترین اتصال طبقه اول (گره‌های 1 و 2) برحسب کیلونیوتن به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (میلگردها از رده S400 و بتن از رده C30 بوده و ابعاد مقطع تیرها به میلی‌متر است).



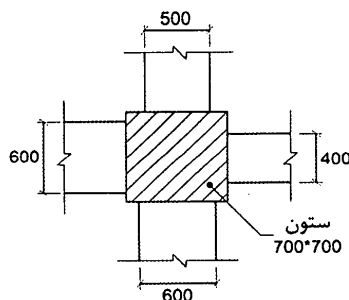
- (۱) 1880
- (۲) 1570
- (۳) 1540
- (۴) 1200

گزینه ۴

$$V_{\text{اتصال}} = 1.25F_y A_s - V_{\text{col}} = 1.25 \times 400 \times \left(5 \times 3.14 \times \frac{28^2}{4} \right) - 340000 = 1199 \text{ kN}$$

۳۲- شکل زیر اتصال چهار تیر بتنی با مقاطع به ابعاد 400×400 mm ، 500×500 mm ، 600×600 mm به یک ستون با مقطع 700×700 mm را نشان می‌دهد. در خصوص این اتصال کدام یک از گزینه‌های زیر صحیح است؟

(ابعاد در شکل به میلی‌متر است)



- (۱) اتصال از سه سمت محصورشده محسوب نمی‌شود.
- (۲) اتصال از دو سمت مقابل محصورشده محسوب می‌شود.
- (۳) اتصال از چهار سمت محصورشده محسوب می‌شود.
- (۴) اتصال در صورتی از چهار سمت محصورشده تلقی می‌شود که مقاومت فشاری بتن تیر بیش از مقاومت فشاری بتن ستون باشد.

گزینه ۱

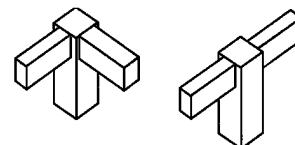
حداقل بعد تیر، برای اینکه به عنوان تیر محصور کننده منظور شود، برابر 3/4 بعد ستون می باشد:

$$\frac{3}{4} \times 700 = 525 \text{ mm}$$

بنابراین تنها تیرهای با عرض 600 mm به عنوان تیر محصور کننده خواهند بود.

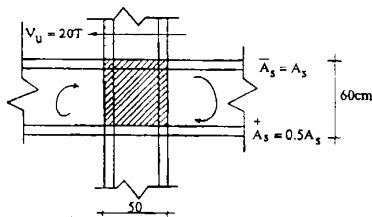
بنابراین اتصال از دو سمت "مجاور" محصور شده محسوب می شود.

محصور شده از دو سمت مقابل
محصور شده از دو سمت مجاور



۴۰- اتصال تیر به ستون مقابل متعلق به یک قاب بتن آرمه است که برای شکل‌پذیری زیاد طراحی می‌شود. تعیین کنید حداکثر مقدار A_s را برای آنکه چشمه اتصال بتواند به لحاظ برش جوابگو باشد. اتصال از چهار سمت محصور است. ابعاد مقطع ستون 50×50 سانتی‌متر و ابعاد مقطع تیرها 50×60 سانتی‌متر است. برش در ستون فوقانی 20 تن است.

$$f_c = 200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad f_y = 4000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$



$$A_s = 24 \text{ cm}^2 \quad (1)$$

$$A_s = 28 \quad (2)$$

$$A_s = 30 \quad (3)$$

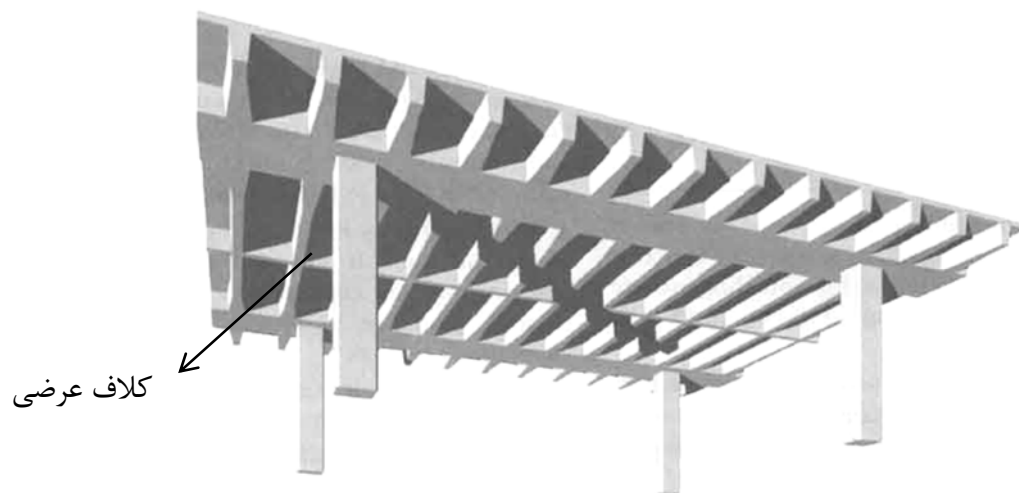
$$A_s = 35 \quad (4)$$

گزینه ۱

$$\left. \begin{aligned} (V_u = 1.25F_y(A_s^- + A_s^+) - V_{col} = 1.25 \times 400 \times (1.5A_s) - 200 \text{ kN}) \\ (\phi V_n = \phi \times 1.7\lambda\sqrt{f_c'}A_j = 0.85 \times 1.7 \times \sqrt{20} \times 500^2) \end{aligned} \right\} V_u < \phi V_n \rightarrow A_s = 2420 \text{ mm}^2$$

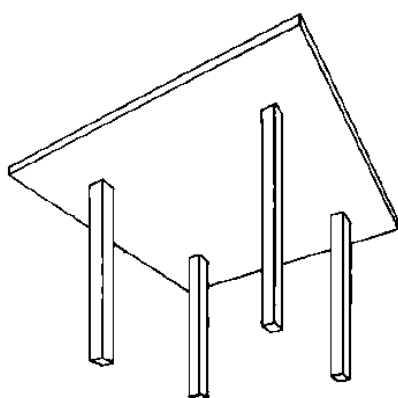
Table 18.8.4.1—Nominal joint shear strength V_n

Joint configuration	V_n
For joints confined by beams on all four faces ^[1]	$1.7\lambda\sqrt{f_c'}A_j$ ^[2]
For joints confined by beams on three faces or on two opposite faces ^[1]	$1.2\lambda\sqrt{f_c'}A_j$ ^[2]
For other cases	$1.0\lambda\sqrt{f_c'}A_j$ ^[2]

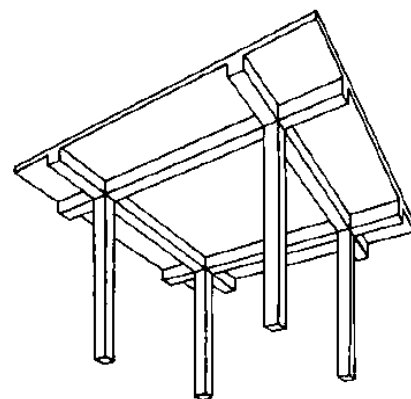


دال پشت بند دار (ribbed slab)

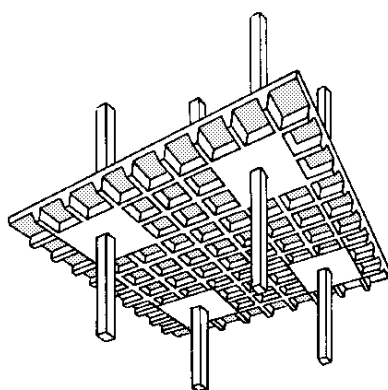
به جای استفاده از تیرچه در سقف (شکل بالا) می توان مطابق شکلهای پایین از دال بتنی استفاده کرد:



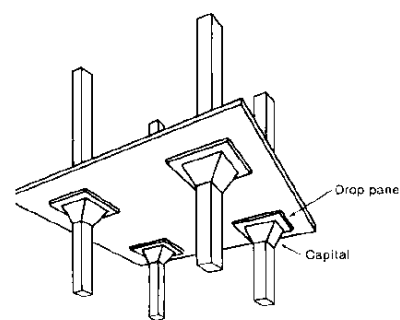
دال تخت



دال تخت + تیر



دال مشک



دال تخت + پهنه (سرستون)

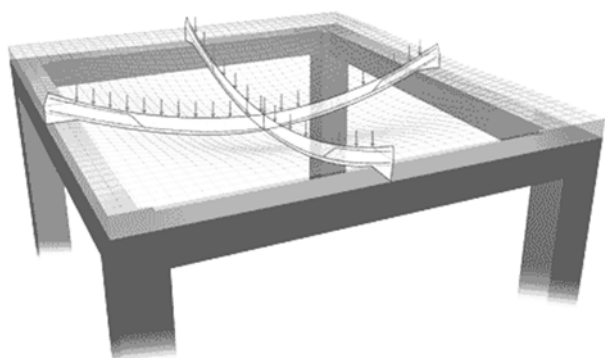
در دال تخت + تیر، بار سقف از طریق دال به تیرها منتقل می شود و سپس از طریق تیر به ستون منتقل می شود. در داخل تخت بار مستقیماً از طریق دال به ستون منتقل می شود.

در شکل زیر شبکه آرماتورهای یک دال نمایان است.

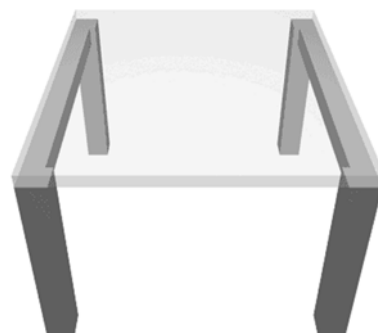


۱۷-۱- دال یک طرفه و دو طرفه

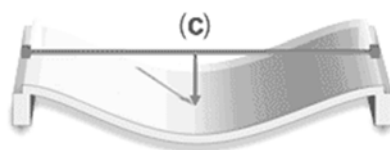
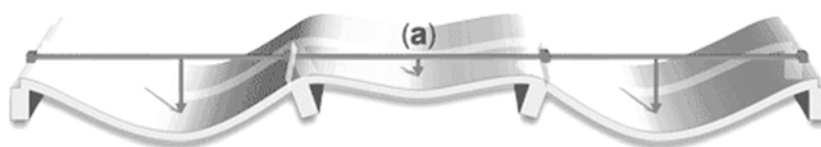
اگر دالی به جای اینکه در هر چهار طرف تکیه گاه داشته باشد (به تیر تکیه کند) تنها در دو طرف (یک راستا) تکیه گاه داشته باشد. و یا اگر چهار تکیه گاه داشته باشد ولی نسبت طول به عرض آن بیش از ۲ باشد، به آن دال یکطرفه گویند.



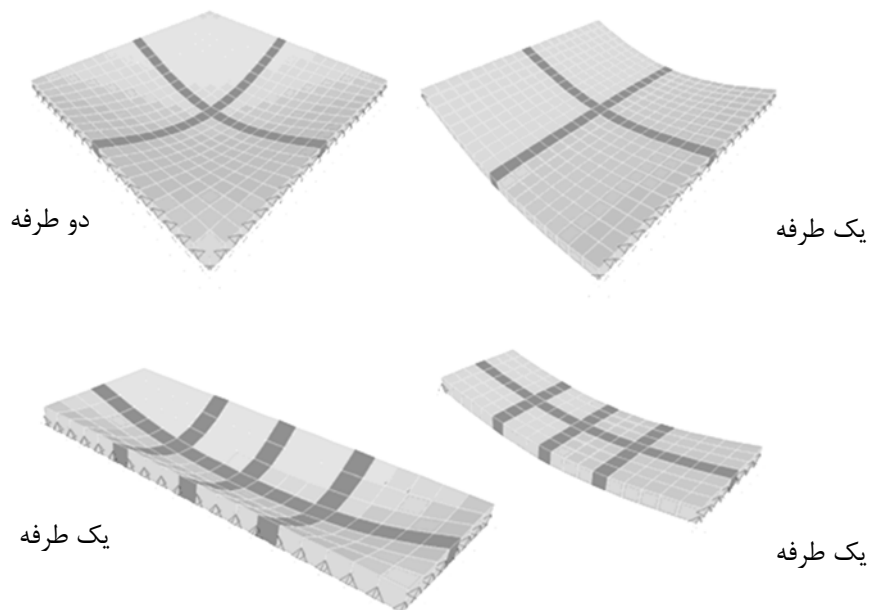
دال دو طرفه: در هر چهار لبه تیر (تکیه گاه) داریم



دال یک طرفه: تنها در دو لبه تیر (تکیه گاه) داریم



کدام یک از دالهای زیر یک طرفه می باشند؟

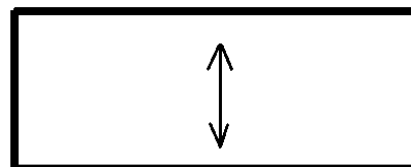
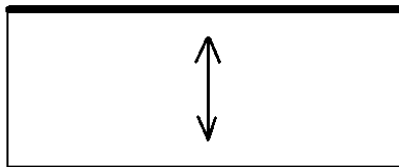
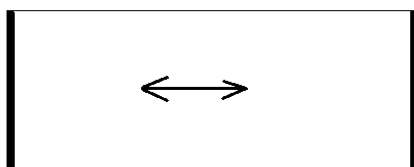


محاسبات پایه ۱- ۱۳۸۴

- ۳۶- برای یک دال بتنی مستطیلی ادامه‌دار از چهار طرف، به ابعاد $۶,۳۰$ متر در $۲,۸۰$ متر و ضخامت $۲۲,۵$ سانتی‌متر، که در هر چهار لبه دارای تیر و در هر چهار گوشه دارای ستون است، کدام گزینه صحیح است؟
- (۱) باربری در هر حالتی در هر دو جهت صورت می‌گیرد.
 - (۲) باربری در هر حالتی فقط در جهت عرض دال ($۲,۸۰$ متری) صورت می‌گیرد.
 - (۳) باربری در هر حالتی فقط در جهت طولی دال ($۶,۳۰$ متری) صورت می‌گیرد.
 - (۴) باربری در هر یک از دو جهت بستگی به سختی تیرهای زیر سری دارد.

گزینه ۴

اگر در هر چهار طرف دال تیر با سختی بالا داشته باشیم (شکل سمت راست) بار در راستای عرضی منتقل می‌شود
اگر تنها در راستای عرضی تیر با سختی بالا داشته باشیم (شکل سمت چپ) بار در راستای طولی منتقل می‌شود.



beams not supporting or attached to partitions or other construction likely to be damaged by large deflections

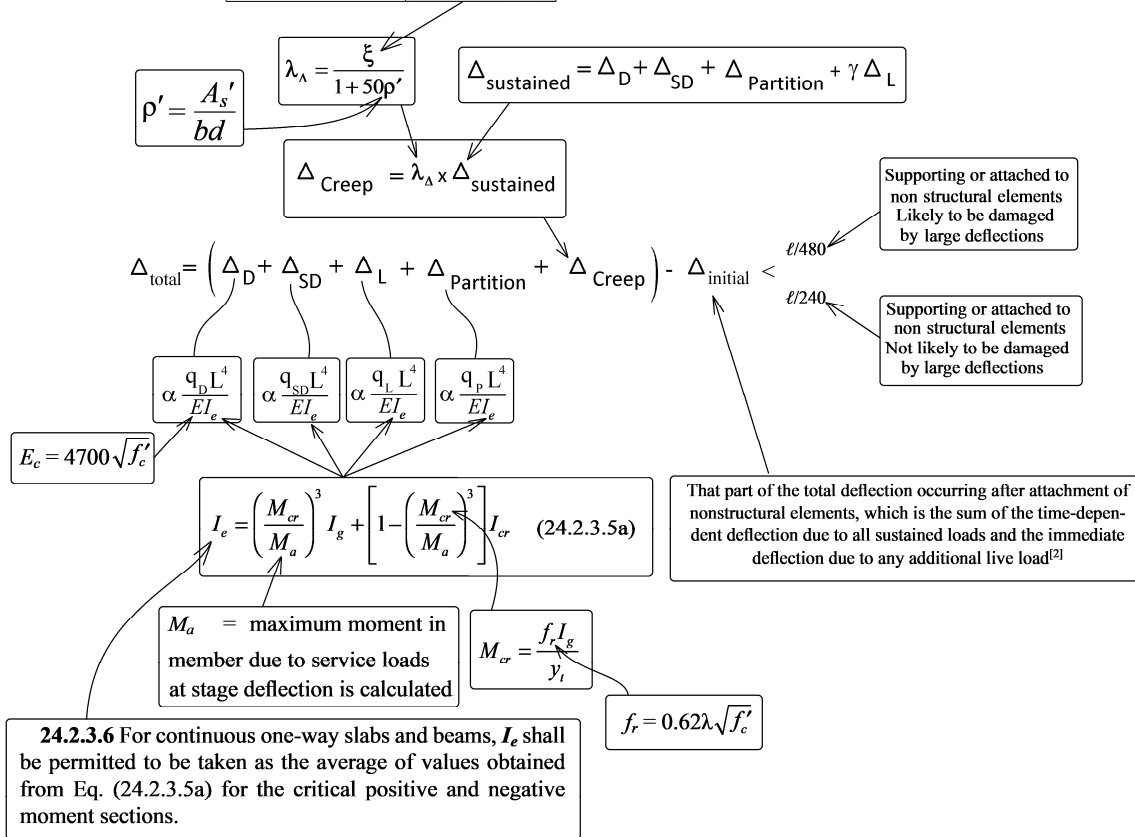


Table 9.3.1.1—Minimum depth of nonprestressed beams

Support condition	Minimum h
Simply supported	$\ell/16$
One end continuous	$\ell/18.5$
Both ends continuous	$\ell/21$
Cantilever	$\ell/8$

9.3.1.1.1 For f_y other than 420 MPa, the expressions in Table 9.3.1.1 shall be multiplied by $(0.4 + f_y/700)$.

Sustained load duration, months	Time-dependent factor ξ
3	1.0
6	1.2
12	1.4
60 or more	2.0



24.2.3.6 For continuous one-way slabs and beams, I_e shall be permitted to be taken as the average of values obtained from Eq. (24.2.3.5a) for the critical positive and negative moment sections.

$$\Delta_{\text{immediate}} = (\Delta_D + \Delta_{SD} + \Delta_L + \Delta_{\text{Partition}}) - (\Delta_D + \Delta_{SD}) < \ell/360$$

بار دائمی (sustained load) شامل کل بار مرده، تیغه بندی و بخشی از بارهای زنده ($\gamma\Delta_L$) میباشد. مقدار γ بر اساس نوع کاربری و بر اساس قضاوت مهندسی باید تعیین شود. برای مثال برای مسکونی می توان γ را برابر با 0.20 الی 0.25 در نظر گرفت. طبق آیین نامه می توان در محاسبه Δ تنها بخشی از تغییر شکل را که پس از اتصال اجزای غیر سازه ای ایجاد می شود منظور کرد. بنابراین پس از محاسبه تغییر مکان کل عضو، می توان مقدار Δ_{initial} را از آن کم کرد. مقدار Δ_{initial} را می توان برابر با تغییر شکل اولیه بار مرده (بدون خزش) در نظر گرفت. و یا بسته به نحوه اجرای سازه و زمان اتصال اجزای غیر سازه ای، برابر با بار مرده اولیه همراه با خزش سه ماهه ناشی از بار مرده در نظر گرفت. در این رابطه باید بر اساس قضاوت مهندسی عمل کرد. توصیه می شود در جهت اطمینان مقدار Δ_{initial} برابر صفر منظور شود.

۱۷-۲-۱- روش تقریبی کنترل خیز (تیرها، دالهای یک طرفه و سقف های تیرچه بلوک)

در روش تقریبی به جای کنترل و محاسبه مستقیم خیز اعضا، ضخامت اعضا کنترل می شود. بدین منظور جدول حداقل ضخامت اعضا برای تیرها و دالها ارائه شده است. برای مثال در جدول مربوط به کنترل عمق مقطع تیرها، برای تیرهای دو سرمفصل، عمق مقطع تیر (h) باید حداقل برابر $l/16$ طول دهانه آن باشد ($h > \frac{l}{16}$)

CHAPTER 9—BEAMS

9.3—Design limits

9.3.1 Minimum beam depth

9.3.1.1 For nonprestressed beams not supporting or attached to partitions or other construction likely to be damaged by large deflections, overall beam depth h shall satisfy the limits in Table 9.3.1.1, unless the calculated deflection limits of 9.3.2 are satisfied.

Table 9.3.1.1—Minimum depth of nonprestressed beams

Support condition	Minimum $h^{(1)}$
Simply supported	$l/16$
One end continuous	$l/18.5$
Both ends continuous	$l/21$
Cantilever	$l/8$

⁽¹⁾Expressions applicable for normalweight concrete and $f_y = 420$ MPa. For other cases, minimum h shall be modified in accordance with 9.3.1.1.1 through 9.3.1.1.3, as appropriate.

9.3.1.1.1 For f_y other than 400 MPa, the expressions in Table 9.3.1.1 shall be multiplied by $(0.4 + f_y/700)$.

9.3.2 Calculated deflection limits

9.3.2.1 For nonprestressed beams not satisfying 9.3.1 and for prestressed beams, immediate and time-dependent deflections shall be calculated in accordance with 24.2 and shall not exceed the limits in 24.2.2.

CHAPTER 7—ONE-WAY SLABS

7.3—Design limits

7.3.1 Minimum slab thickness

7.3.1.1 For solid nonprestressed slabs not supporting or attached to partitions or other construction likely to be damaged by large deflections, overall slab thickness h shall not be less than the limits in Table 7.3.1.1, unless the calculated deflection limits of 7.3.2 are satisfied.

Table 7.3.1.1—Minimum thickness of solid nonprestressed one-way slabs

Support condition	Minimum $h^{(1)}$
Simply supported	$l/20$
One end continuous	$l/24$
Both ends continuous	$l/28$
Cantilever	$l/10$

⁽¹⁾Expression applicable for normalweight concrete and $f_y = 420$ MPa. For other cases, minimum h shall be modified in accordance with 7.3.1.1.1 through 7.3.1.1.3, as appropriate.

7.3.1.1.1 For f_y other than 400 MPa, the expressions in Table 7.3.1.1 shall be multiplied by $(0.4 + f_y/700)$.

7.3.2 Calculated deflection limits

7.3.2.1 For nonprestressed slabs not satisfying 7.3.1 and for prestressed slabs, immediate and time-dependent deflections shall be calculated in accordance with 24.2 and shall not exceed the limits in 24.2.2.

جدول زیر نمونه مشابه جداول فوق در مبحث نهم (ویرایش ۱۳۹۲) می باشد.

۹-۱۷-۲-۵-۳ در ساختمان‌های متعارف و تحت بارگذاری‌های معمول در تیرها و دال‌های یکطرفه‌ای که ارتفاع یا ضخامت آنها از مقادیر مندرج در جدول شماره ۹-۱۷-۲ بیشتر است، محاسبه تغییرشکل الزامی نیست. مشروط بر آنکه این تیرها و دال‌ها بر قطعاتی غیرسازه‌ای مانند دیوارهای تقسیم که تغییر شکل زیاد در آنها خساراتی ایجاد کند، متصل نباشند و یا آنها را نگهداری نکنند.

جدول ۹-۱۷-۲ حداقل ارتفاع یا ضخامت تیر یا دال یکطرفه

عضو	با تکیه‌گاه‌های ساده	با تکیه‌گاه‌های پیوسته از یک طرف	با تکیه‌گاه‌های پیوسته از دو طرف	کنسول
تیرها یا دال‌های یکطرفه پشت بنددار	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18.5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$
دال‌های یکطرفه توپر یا سقف‌های تیرچه و بلوک	$\frac{l}{20}$	$\frac{l}{24}$	$\frac{l}{28}$	$\frac{l}{10}$

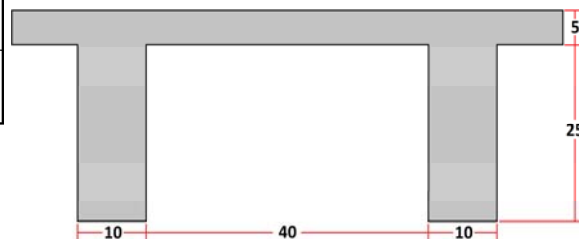
تبصره- جدول فوق برای فولاد طولی نوع S ۴۰۰ تنظیم شده است. برای سایر انواع فولادها مقادیر

جدول باید در ضریب $(\frac{f_y}{700} + 0.4)$ ضرب شوند.

مثال: اگر شکل تیرچه ها به صورت شکل زیر باشد، حداکثر طول تیرچه دوسرمفصل را چنان تعیین کنید. فرض کنید تیرچه مربوط به یک ساختمان متعارف بوده و تیرچه به قطعات غیرسازه ای که تغییر شکل زیاد در آنها خسارت ایجاد کند متصل نیست.

جدول ۹-۱۷-۲ حداقل ارتفاع یا ضخامت تیر با دال یکطرفه

کنسول	با تکیه‌گاه‌های پیوسته از دو طرف	با تکیه‌گاه‌های پیوسته از یک طرف	با تکیه‌گاه‌های ساده	عضو
$\frac{l}{8}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{18/5}$	$\frac{l}{16}$	تیرها یا دال‌های یکطرفه پشت‌بنددار
$\frac{l}{10}$	$\frac{l}{28}$	$\frac{l}{24}$	$\frac{l}{20}$	دال‌های یکطرفه توپر یا سقف‌های تیرچه و بلوک



تبصره- جدول فوق برای فولاد طولی نوع S ۴۰۰ تنظیم شده است. برای سایر انواع فولادها مقادیر

جدول باید در ضریب $(\frac{f_y}{400} + 0.4)$ ضرب شوند.

با فرض اینکه تنش تسلیم میلگردهای طولی تیرچه $F_y=400$ MPa باشد:

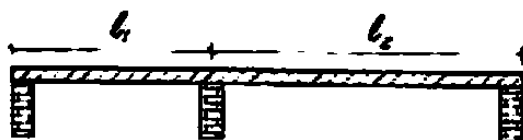
$$h \geq \frac{l}{20} \xrightarrow{h=30\text{ cm}} l \leq 600\text{ cm}$$

با فرض اینکه تنش تسلیم میلگردهای طولی تیرچه $F_y=300$ MPa باشد:

$$h \geq \frac{l}{20} \left(0.4 + \frac{300}{700}\right) \xrightarrow{h=30\text{ cm}} l \leq 724\text{ cm}$$

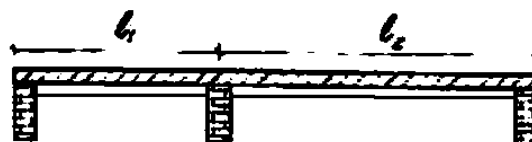
محاسبات ۹۲

۲۷- بام یک ساختمان معمولی، تشکیل شده است از یک دال یک‌طرفه دو دهانه، که روی سه دیوار با طول بلند اجرا خواهد شد. اگر نخواهیم وارد محاسبات تغییر شکل دال بشویم، در طراحی برای بدست آوردن کمترین ضخامت دال، از کدام گزینه باید شروع کنیم؟ (طول مؤثر دهانه‌های دال را به ترتیب 3 و 5 متر فرض نمایید. بارهای وارد به بام کاملاً متعارف می‌باشند)!



- ۱) ضخامت ۱۹۰ میلیمتر و میلگرد رده S340
- ۲) ضخامت ۱۷۰ میلیمتر و میلگرد رده S400
- ۳) ضخامت ۱۵۰ میلیمتر و میلگرد رده S340
- ۴) ضخامت ۲۵۰ میلیمتر و میلگرد رده S400

گزینه ۱.



$$\frac{l}{24} = \frac{500}{24} = 20.83\text{ cm} = 208\text{mm} \quad S400$$

$$\frac{l}{24} \left(0.4 + \frac{340}{700}\right) = 18.45\text{ cm} = 185\text{mm} \quad S340$$

۱۷-۲-۲- روش تقریبی کنترل خیز (دالهای دو طرفه)

در دالهای دوطرفه بدون تیر داخلی طبق بندهای زیر (مبحث نهم ویرایش ۹۲ و ACI318-14) می توان ضخامت دال را چنان تعیین کرد که نیاز به کنترل خیز نباشد:

8.3—Design limits

8.3.1 Minimum slab thickness

8.3.1.1 For nonprestressed slabs without interior beams spanning between supports on all sides, having a maximum ratio of long-to-short span of 2, overall slab thickness h shall not be less than the limits in Table 8.3.1.1, and shall be at least the value in (a) or (b), unless the calculated deflection limits of 8.3.2 are satisfied:

- (a) Slabs without drop panels as given in 8.2.4... 125 mm.
- (b) Slabs with drop panels as given in 8.2.4..... 100 mm.

Table 8.3.1.1—Minimum thickness of nonprestressed two-way slabs without interior beams (mm)^[1]

f_y , MPa ^[2]	Without drop panels ^[3]			With drop panels ^[3]		
	Exterior panels		Interior panels	Exterior panels		Interior panels
	Without edge beams	With edge beams ^[4]		Without edge beams	With edge beams ^[4]	
280	$\ell_n/33$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$	$\ell_n/40$	$\ell_n/40$
420	$\ell_n/30$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$
520	$\ell_n/28$	$\ell_n/31$	$\ell_n/31$	$\ell_n/31$	$\ell_n/34$	$\ell_n/34$

^[1] ℓ_n is the clear span in the long direction, measured face-to-face of supports (mm).
^[2]For f_y between the values given in the table, minimum thickness shall be calculated by linear interpolation.
^[3]Drop panels as given in 8.2.4.
^[4]Slabs with beams between columns along exterior edges. Exterior panels shall be considered to be without edge beams if α_f is less than 0.8. The value of α_f for the edge beam shall be calculated in accordance with 8.10.2.7.

۹-۱۷-۲-۶ حداقل ضخامت دال های تخت که در آنها تیرهای میانی بین تکیه گاه ها وجود ندارد، جهت عدم کنترل تغییرشکل، براساس مقادیر مندرج در جدول شماره ۹-۱۷-۳ در نظر گرفته شود. این ضخامت در هر حال نباید کمتر از مقادیر بندهای الف و ب اختیار شود:
 الف) در دال های بدون کتیبه مطابق تعریف بندهای ۹-۱۸-۳-۴ و ۹-۱۸-۳-۴، مقدار ۱۲۵ میلی متر.
 ب) در دال های با کتیبه یا سرستون مطابق تعریف بندهای ۹-۱۸-۳-۴ و ۹-۱۸-۳-۴، مقدار ۱۰۰ میلی متر.

جدول ۹-۱۷-۳ حداقل ضخامت دال های دوطرفه بدون تیر میانی

نوع فولاد	بدون کتیبه		با کتیبه		چشمه های درونی	چشمه های بیرونی
	چشمه های بیرونی		چشمه های درونی			
	بدون تیر لبه	با تیر لبه	بدون تیر لبه	با تیر لبه		
S۲۴۰	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{40}$
S۴۰۰	$\frac{\ell_n}{30}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$

تبصره ۱- کتیبه ها یا سرستون های عنوان شده در این جدول باید مطابق تعریف بند ۹-۱۸-۳ باشند.

تبصره ۲- تیرهای لبه باید دارای نسبت سختی، α برابر با حداقل ۰/۸ باشند.

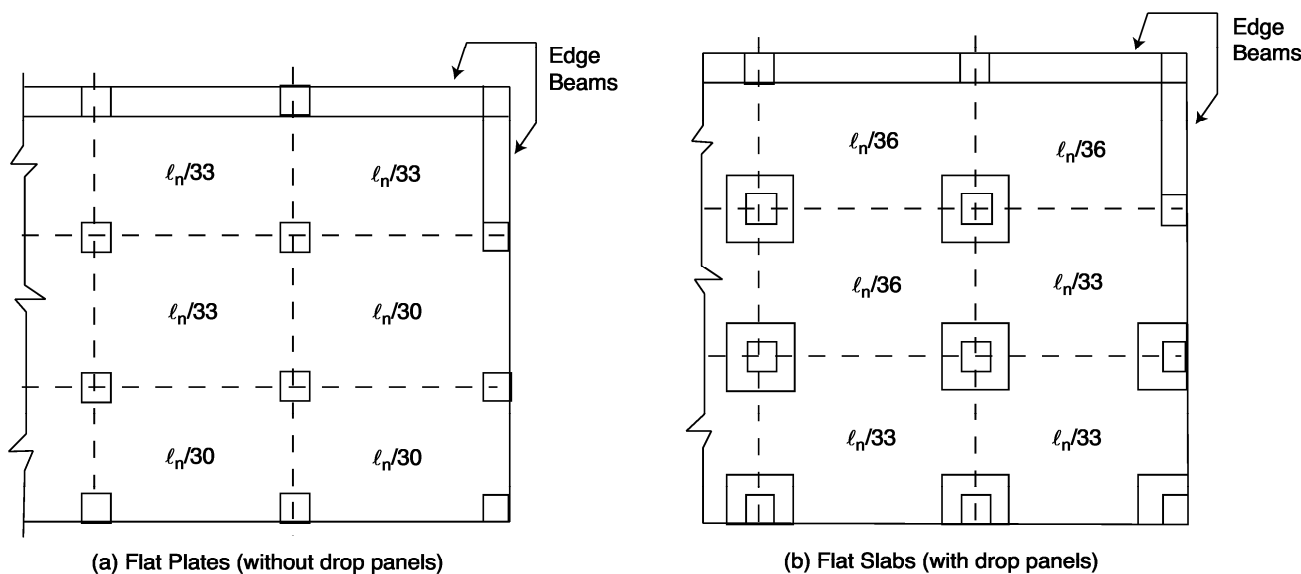


Figure 10-4 Minimum Thickness of Slabs without Interior Beams (Grade 60 Reinforcement)

8.3.1.2 For nonprestressed slabs with beams spanning between supports on all sides, overall slab thickness h shall satisfy the limits in Table 8.3.1.2, unless the calculated deflection limits of 8.3.2 are satisfied.

Table 8.3.1.2—Minimum thickness of nonprestressed two-way slabs with beams spanning between supports on all sides

$\alpha_{fm}^{[1]}$	Minimum h , mm		
$\alpha_{fm} \leq 0.2$	8.3.1.1 applies		(a)
$0.2 < \alpha_{fm} \leq 2.0$	Greater of:	$\frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta (\alpha_{fm} - 0.2)}$	(b) ^{[2],[3]}
		125	(c)
$\alpha_{fm} > 2.0$	Greater of:	$\frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$	(d) ^{[2],[3]}
		90	(e)

^[1] α_{fm} is the average value of α_f for all beams on edges of a panel and α_f shall be calculated in accordance with 8.10.2.7.

^[2] ℓ_n is the clear span in the long direction, measured face-to-face of beams (mm).

^[3] β is the ratio of clear spans in long to short directions of slab.

8.3.1.2.1 At discontinuous edges of slabs conforming to 8.3.1.2, an edge beam with $\alpha_f \geq 0.80$ shall be provided, or the minimum thickness required by (b) or (d) of Table 8.3.1.2 shall be increased by at least 10 percent in the panel with a discontinuous edge.

در دالهای دوطرفه با تیر میانی نیز باید از بند های زیر استفاده کرد:

۹-۱۷-۲-۶-۵ حداقل ضخامت دالهایی که در تمام اضلاع روی تیرها تکیه دارند و نسبت طول دهانه بزرگتر به طول دهانه کوچکتر در آنها کمتر از ۲ است، جهت عدم کنترل تغییر شکل، باید به شرح (الف) و (ب) تعیین شود:

الف) در دالهایی که نسبت α_m در آنها مساوی یا کوچکتر از ۰/۲ است، طبق ضابطه بند ۹-۱۷-۲-۶-۴ تعیین می‌شود.

ب) در دالهایی که نسبت α_m در آنها بزرگتر از ۰/۲ و کوچکتر از ۲ است، طبق رابطه (۹-۱۷-۶-۱) به دست می‌آید:

$$h = \frac{\ell_n (8.0 + 0.6 f_y)}{36.0 + 5.0 \beta (\alpha_m - 0.2)} \quad (9-17-6-1)$$

ضخامت دال در این حالت نباید کمتر از ۱۲۵ میلی‌متر در نظر گرفته شود

پ) در دالهایی که نسبت α_m در آنها مساوی یا بزرگتر از ۲ است طبق رابطه (۹-۱۷-۶-۲):

$$h = \frac{\ell_n (8.0 + 0.6 f_y)}{36.0 + 9.0 \beta} \quad (9-17-6-2)$$

ضخامت دال در این حالت نباید کمتر از ۹۰ میلی‌متر در نظر گرفته شود.

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

α_m = متوسط مقدار α برای تمام تیرهای روی لبه یک چشمه دال

β = نسبت طول دهانه آزاد بزرگتر به طول دهانه آزاد کوچکتر در دالهای دوطرفه

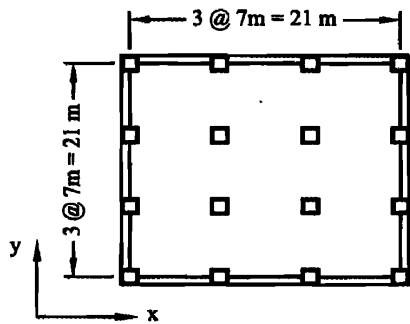
ℓ_n = طول دهانه آزاد در امتداد دهانه بزرگتر دالهای دوطرفه، که برابر با فاصله بر تا بر تکیه‌گاهها

یا تیرهای تکیه‌گاهی می‌باشد، میلی‌متر

h در روابط فوق ضخامت دال است.

$$\alpha = \frac{(EI)_{\text{تیر}}}{(EI)_{\text{دال}}} = \frac{\text{ممان اینرسی تیر}}{\text{ممان اینرسی دال}}$$

۲۶- در یک ساختمان با دال دوطرفه بدون تیر میانی و بدون کتیبه با پلان مطابق شکل، در صورتی که ابعاد مقطع ستون ها 400×400 میلی متر و ضخامت دال برابر 200 میلی متر و تیرهای لبه با ابعاد مقطع b = 400 mm و h = 400 mm باشند، نسبت سختی α تیر کناری به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟



1.0 (۱)

1.2 (۲)

1.4 (۳)

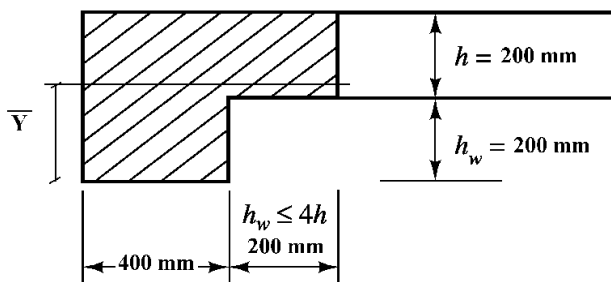
1.6 (۴)

گزینه ۱

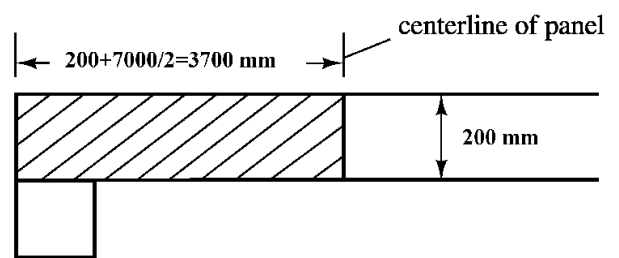
$$Y_{beam} = \frac{400 \times 400 \times 200 + 200 \times 200 \times 300}{400^2 + 200^2} = 220 \text{ mm}$$

$$I_{beam} = \frac{400^4}{12} + 400^2 \times (220 - 200)^2 + \frac{200^4}{12} + 200^2 \times (300 - 220)^2 = 2586666667 \text{ mm}^4$$

$$\alpha = \frac{2586666667}{\left(\frac{(3700) \times 200^3}{12}\right)} = 1.048$$

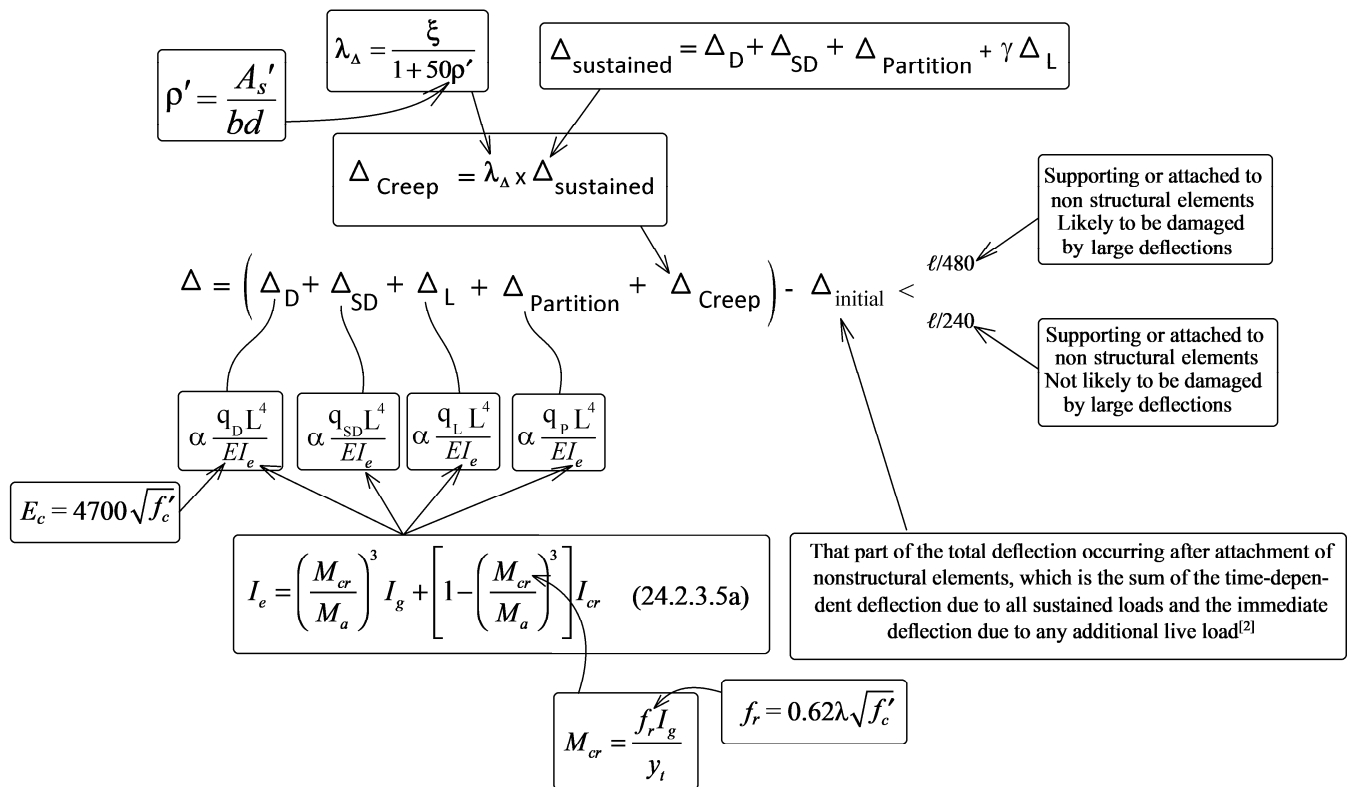


(a) Edge beam dimensions



(b) Slab dimensions

در روش دقیق مطابق شکل زیر باید تغییر شکل حداکثر در عضو محاسبه شود و با مقادیر مجاز مقایسه شود:



بنابراین باید مراحل زیر انجام شود:

۱- محاسبه لنگر ترک خوردگی عضو

در محاسبه لنگر ترک خوردگی مقطع از اثر میلگردها صرف نظر می شود. نحوه محاسبه لنگر ترک خوردگی قبلا در بند ۳-۹- همین جزوه تشریح شده است.

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{(0.62\lambda\sqrt{f'_c}) I_g}{y_t}$$

λ: ضریب بتن سبک می باشد و برای بتن عادی برابر 1 می باشد.

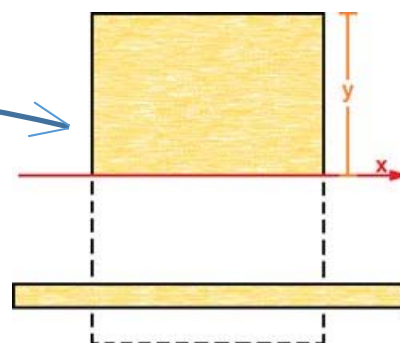
I_g: ممان اینرسی مقطع ترک نخورده (کل مقطع با فرض عدم وجود میلگرد)

y_t: فاصله دورترین تار کششی مقطع از تار خشی مقطع ترک نخورده

۲- محاسبه ممان اینرسی موثر عضو

24.2.3.5 For nonprestressed members, effective moment of inertia, I_e , shall be calculated by Eq. (24.2.3.5a) unless obtained by a more comprehensive analysis, but I_e shall not be greater than I_g .

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \quad (24.2.3.5a)$$



24.2.3.6 For continuous one-way slabs and beams, I_e shall be permitted to be taken as the average of values obtained from Eq. (24.2.3.5a) for the critical positive and negative moment sections.

24.2.3 Calculation of immediate deflections

24.2.3.1 Immediate deflections shall be calculated using methods or formulas for elastic deflections, considering effects of cracking and reinforcement on member stiffness.

مقادیر خیز بر اساس روابط تحلیل سازه و بارهای وارد بر سازه تعیین می شود. برای مثال برای تیرهای دوسرهمفصل مقدار خیز تحت بار مرده از رابطه زیر بدست می آید:

$$\Delta_D = \frac{5}{384} \frac{q_D L^4}{EI_e}$$

۴- محاسبه خیز بلند مدت

طبق بند زیر تغییر شکل ناشی از خزش را می توان از رابطه زیر بدست آورد:

$$\Delta_{Creep} = \lambda_{\Delta} \times \Delta_{\text{بار دائمی}}$$

λ_{Δ} ضریب خزش می باشد. اگر در جهت اطمینان از کمک میلگرد فشاری صرف نظر شود ($\rho' = 0$) مقدار این ضریب برای بلند مدت (بالای ۵ سال) برابر $\lambda_{\Delta} = 2$ خواهد شد. در این حالت تغییرشکل ناشی از خزش برابر خواهد بود با:

$$\Delta_{Creep} = 2 \times \Delta_{\text{بار دائمی}}$$

مقدار بار دائمی بر اساس قضاوت مهندسی برابر بار مرده همراه با درصدی از بار زنده در نظر گرفته می شود:

$$\Delta_{\text{بار دائمی}} = \Delta_D + \Delta_{SD} + \Delta_{Partition} + \gamma \times \Delta_{Live}$$

مقدار γ بر اساس قضاوت مهندسی تعیین می شود. برای مثال برای کاربری مسکونی می توان حدوداً ۲۰ درصد بار زنده را دائمی فرض کرد ($\gamma = 0.2$).

24.2.4 Calculation of time-dependent deflections

24.2.4.1 Nonprestressed members

24.2.4.1.1 Unless obtained from a more comprehensive analysis, additional time-dependent deflection resulting from creep and shrinkage of flexural members shall be calculated as the product of the immediate deflection caused by sustained load and the factor λ_{Δ}

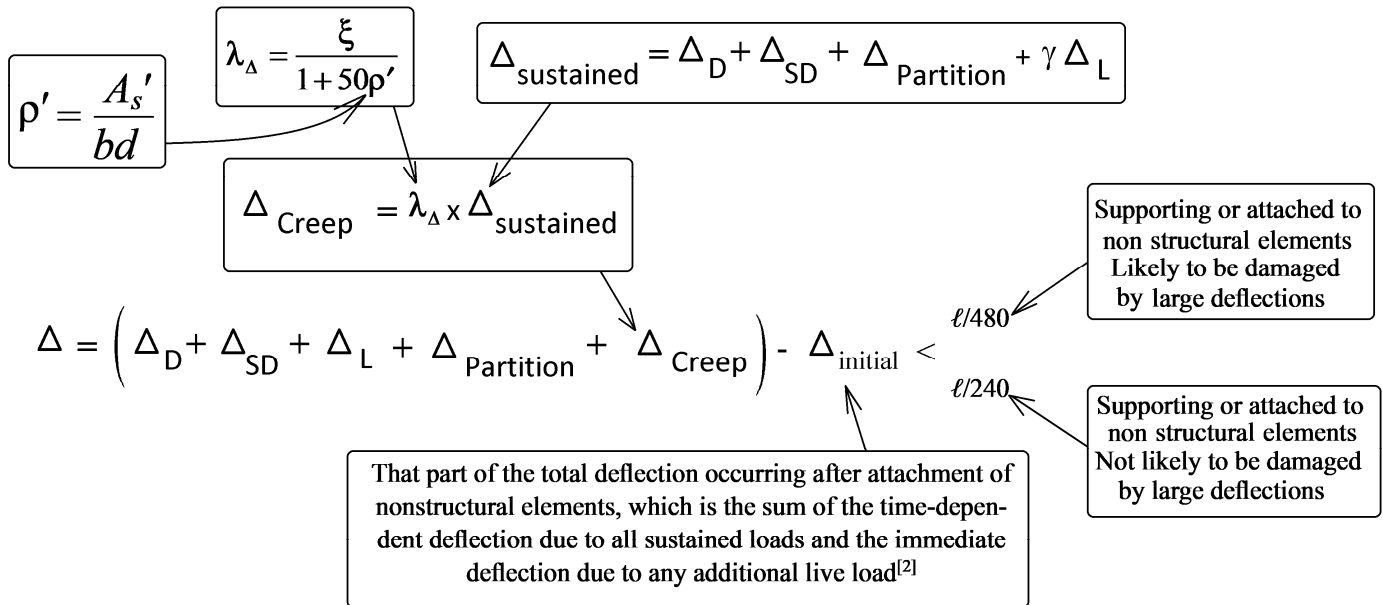
$$\lambda_{\Delta} = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \quad (24.2.4.1.1)$$

24.2.4.1.2 In Eq. (24.2.4.1.1), ρ' shall be calculated at midspan for simple and continuous spans, and at the support for cantilevers.

24.2.4.1.3 In Eq. (24.2.4.1.1), values of the time-dependent factor for sustained loads, ξ , shall be in accordance with Table 24.2.4.1.3.

Table 24.2.4.1.3—Time-dependent factor for sustained loads

Sustained load duration, months	Time-dependent factor ξ
3	1.0
6	1.2
12	1.4
60 or more	2.0



مطابق بند زیر در صورتی که سقف متصل به اجزای غیر سازه ای (آسیب پذیر) نباشد، حداکثر تغییر شکل کل مجاز عضو $\frac{\ell}{240}$ می باشد. در صورتی که طراح تشخیص دهد عضو به اجزای غیر سازه ای متصل می باشد که این اعضا در برابر تغییر شکل آسیب پذیر هستند، تغییر شکل مجاز برابر $\frac{\ell}{480}$ خواهد بود.

CHAPTER 24—SERVICEABILITY REQUIREMENTS

24.1—Scope

24.1.1 This chapter shall apply to member design for minimum serviceability, including (a) through (d):

- (a) Deflections due to service-level gravity loads (24.2)
- (b) Distribution of flexural reinforcement in one-way slabs and beams to control cracking (24.3)
- (c) Shrinkage and temperature reinforcement (24.4)
- (d) Permissible stresses in prestressed flexural members (24.5)

24.2—Deflections due to service-level gravity loads

24.2.1 Members subjected to flexure shall be designed with adequate stiffness to limit deflections or deformations that adversely affect strength or serviceability of a structure.

24.2.2 Deflections calculated in accordance with 24.2.3 through 24.2.5 shall not exceed the limits in Table 24.2.2.

Table 24.2.2—Maximum permissible calculated deflections

Member	Condition	Deflection to be considered	Deflection limitation
Flat roofs	Not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to maximum of L_r , S , and R	$\ell/180$ ^[1]
Floors		Immediate deflection due to L	$\ell/360$
Roof or floors	Supporting or attached to non-structural elements	That part of the total deflection occurring after attachment of nonstructural elements, which is the sum of the time-dependent deflection due to all sustained loads and the immediate deflection due to any additional live load ^[2]	$\ell/480$ ^[3]
	Likely to be damaged by large deflections		$\ell/240$ ^[4]
	Not likely to be damaged by large deflections		

^[1]Limit not intended to safeguard against ponding. Ponding shall be checked by calculations of deflection, including added deflections due to ponded water, and considering time-dependent effects of sustained loads, camber, construction tolerances, and reliability of provisions for drainage.

^[2]Time-dependent deflection shall be calculated in accordance with 24.2.4, but shall be permitted to be reduced by amount of deflection calculated to occur before attachment of nonstructural elements. This amount shall be calculated on basis of accepted engineering data relating to time-deflection characteristics of members similar to those being considered.

^[3]Limit shall be permitted to be exceeded if measures are taken to prevent damage to supported or attached elements.

^[4]Limit shall not exceed tolerance provided for nonstructural elements.

ضوابط کنترل دقیق خیز در مبحث نهم به شرح زیر می باشد:

۴-۲-۱۷-۹ محاسبه تغییر شکل در تیرها و دال‌های یکطرفه

۴-۲-۱۷-۹-۱ تغییر شکل آبی اجزای بتن آرمه را می‌توان با استفاده از روش‌های معمول تحلیل سازه‌ها و روابطی که بر اساس رفتار خطی مصالح تنظیم شده‌اند، محاسبه کرد. در این روش‌ها و روابط مقدار E_c باید بر طبق رابطه (۹-۱۳-۱) و ممان اینرسی مؤثر قطعه باید طبق ضوابط بند ۴-۲-۱۷-۹ در نظر گرفته شوند.

۴-۲-۱۷-۹-۲ ممان اینرسی مؤثر اعضا براساس مشخصات مقطع و میزان ترک‌خوردگی آنها به شرح الف و ب این بند محاسبه می‌شود:

الف) در وسط دهانه اعضای با تکیه‌گاه‌های ساده و در تکیه‌گاه اعضای طره‌ای از رابطه (۹-۱۷-۱) محاسبه می‌شود:

$$I_e = I_{cr} + (I_g - I_{cr}) \left(\frac{M_{cr}}{M_g} \right)^2 \quad (9-17-1)$$

در این رابطه مقدار M_{cr} از رابطه (۹-۱۷-۲) محاسبه می‌شود:

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad (9-17-2)$$

مقدار f_r نیز با استفاده از رابطه (۹-۱۷-۳) محاسبه می‌شود:

$$f_r = 0.6 \sqrt{f_c} \quad (9-17-3)$$

مقدار I_e در هیچ حالت نباید بیشتر از I_g در نظر گرفته شود.

ب) در قطعات یکسره، ممان اینرسی مؤثر برابر با مقدار متوسط ممان اینرسی مؤثر قطعه که براساس مشخصات مقاطع بحرانی در وسط دهانه و بر روی تکیه‌گاه‌ها و با استفاده از رابطه (۹-۱۷-۴) محاسبه شده باشد، در نظر گرفته می‌شود. در اعضای یکسره میله‌ای ممان اینرسی مؤثر را می‌توان برابر با مقدار این ممان اینرسی در مقطع بحرانی، در وسط دهانه منظور کرد.

$$I_e = \frac{1}{4} (I_{eL} + 2I_{em} + I_{eR}) \quad (9-17-4)$$

۴-۲-۱۷-۹-۳ تغییر شکل اضافی ایجاد شده در اعضا در طول زمان را که معمولاً «اضافه افتادگی درازمدت» نامیده می‌شود، در صورت عدم استفاده از روش‌های تحلیلی دقیق‌تر، می‌توان از حاصلضرب تغییر شکل آبی ناشی از بار دائمی در ضریب λ که از رابطه (۹-۱۷-۵) مشخص شده است، به دست آورد:

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50 \rho'} \quad (9-17-5)$$

ρ' : درصد میلگرد فشاری

در این رابطه ρ' مربوط به مقطع وسط دهانه در اعضای با تکیه‌گاه‌های ساده یا پیوسته و مقطع تکیه‌گاه، در اعضای طره‌ای است. مقدار ضریب وابسته به زمان، ξ ، برابر با مقادیر زیر در نظر گرفته می‌شود:

جدول ۹-۱۷-۱۰- مقدار ضریب ξ وابسته به زمان

۲/۰	زمان ۵ سال یا بیشتر
۱/۴	زمان ۱۲ ماه
۱/۲	زمان ۶ ماه
۱/۰	زمان ۳ ماه

جدول ۹-۱۷-۱ محدودیت تغییر شکل در تیرها و دال‌ها

ملاحظات	محدودیت تغییر شکل	تغییر شکل مورد نظر	انواع قطعه
-	$\frac{l}{180}$	تغییر شکل آبی ناشی از بارهای زنده	۱- بام‌های تخت که به قطعاتی غیرسازه‌ای متصل نیستند یا آنها را نگهداری نمی‌کنند لذا تغییر شکل زیاد آسبایی در این قطعات ایجاد نمی‌کند.
-	$\frac{l}{360}$		۲- مانند بالا در مورد کف‌ها
تبصره ۱	$\frac{l}{480}$	آن قسمت از تغییر شکل که بعد از اتصال قطعات غیر سازه‌ای ایجاد می‌شود. منظور مجموع اضافه	۳- بام‌ها یا کف‌هایی که به قطعات غیرسازه‌ای متصل هستند یا آنها را نگهداری می‌کنند و تغییر شکل زیاد ممکن است آسبایی در این قطعات ایجاد کند.
تبصره ۲ و تبصره ۳	$\frac{l}{240}$	افتادگی دراز مدت ناشی از بارهای دائمی و تغییر شکل آبی ناشی از بارهای زنده است.	۴- بام‌ها یا کف‌هایی که به قطعات غیرسازه‌ای متصل هستند یا آنها را نگهداری می‌کنند ولی تغییر شکل زیاد آسبایی در این قطعات ایجاد نمی‌کند.

تبصره ۱- در صورتی که بتوان با اتخاذ تدابیری ویژه از ایجاد آسبایی به قطعات غیرسازه‌ای جلوگیری کرد، حد مربوط به محدودیت را می‌توان افزایش داد.

تبصره ۲- تغییر شکل نباید از حد رواداری قطعات غیر سازه‌ای تجاوز کند. در صورتی که در قطعه خیز ایجاد شده باشد، حد محدودیت مشخص شده در مورد تفاضل تغییر شکل و خیز اعمال می‌گردد.

تبصره ۳- اضافه تغییر شکل دراز مدت براساس ضابطه ۴-۲-۱۷-۹ محاسبه می‌شود ولی می‌توان اضافه تغییر شکل درازمدت را که قبل از اتصال قطعات غیرسازه‌ای در عضو ایجاد شده محاسبه نمود و از کل مقدار اضافه تغییر شکل درازمدت کاست. در محاسبات تغییر- شکل مورد نظر مقدار باقیمانده دخالت داده می‌شود.

۲۹- مقطع تیر بتن مسلح با تکیه‌گاه‌های ساده به طول دهانه ۸ متر دارای ممان اینرسی ترک نخورده برابر $I_g = 120 \times 10^8 \text{ mm}^4$ و ممان اینرسی مقطع ترک‌خورده برابر $I_{cr} = 50 \times 10^8 \text{ mm}^4$ می‌باشد. تیر تحت بار مرده گسترده یکنواخت 20 kN/m (شامل وزن تیر) دارای جابجایی قائم آنی در وسط تیر برابر 8 mm می‌باشد اگر بار مرده گسترده یکنواخت به دو برابر افزایش یابد، جابجایی آنی (ارتجاعی) تیر به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (لنگر خمشی نظیر ترک‌خوردگی مقطع تیر برابر $M_{cr} = 80 \text{ kN.m}$ فرض شود).

(۱) ۱۶.۰ میلی‌متر

(۲) ۲۰.۰ میلی‌متر

(۳) ۱۸.۵ میلی‌متر

(۴) ۱۷.۵ میلی‌متر

گزینه ۳

با افزایش بار وارد شده، لنگر وارد بر تیر (Ma) نیز افزایش یافته و در نتیجه ممان اینرسی موثر مقطع کاهش می‌یابد: محاسبه ممان اینرسی موثر تحت بار گسترده 20 kN/m :

$$M_a = \frac{qL^2}{8} = \frac{20 \times 8^2}{8} = 160 \text{ kN.m} \left\{ \begin{array}{l} M_{cr} = 80 \text{ kN.m} \\ I_g = 120 \times 10^8 \\ I_{cr} = 50 \times 10^8 \end{array} \right. \quad I_e = 50 \times 10^8 + (120 \times 10^8 - 50 \times 10^8) \left(\frac{80}{160} \right)^3 = 58.75 \times 10^8$$

محاسبه ممان اینرسی موثر تحت بار گسترده 40 kN/m :

$$M_a = \frac{qL^2}{8} = \frac{40 \times 8^2}{8} = 320 \text{ kN.m} \left\{ \begin{array}{l} M_{cr} = 80 \text{ kN.m} \\ I_g = 120 \times 10^8 \\ I_{cr} = 50 \times 10^8 \end{array} \right. \quad I_e = 50 \times 10^8 + (120 \times 10^8 - 50 \times 10^8) \left(\frac{80}{320} \right)^3 = 51.09 \times 10^8$$

بنابراین پس از افزایش بار ممان اینرسی مقطع کاهش می‌یابد و در نتیجه مقدار خیز در حالت دوم بیش از دو برابر خواهد بود:

$$\Delta_{\text{حالت دوم}} = \Delta_{\text{حالت اول}} \times \frac{58.75}{51.09} \times 2 = \Delta_{\text{حالت اول}} \times 2.3 = 8 \times 2.3 = 18.39 \text{ mm}$$

۱۹- در صورتیکه نسبت سطح مقطع آرماتور فشاری به سطح مقطع مؤثر در تمام طول یک تیر طره بتن آرمه برابر 0.006 و تغییرشکل آنی ناشی از بار دائمی در انتهای آزاد تیر برابر 5 میلی‌متر باشد، اضافه افتادگی درازمدت بعد از ده سال در انتهای آزاد آن تیر بر حسب میلی‌متر حدوداً چه مقدار خواهد شد؟ فرض کنید از روشهای تحلیلی دقیق‌تر استفاده نشود.

(۴) ۱۵.۵

(۳) ۶.۰

(۲) ۷.۷

(۱) ۹.۵

گزینه ۲

$$\Delta_{\text{خزش}} = \lambda \times 5 = \frac{2}{1 + 50 \times 0.006} \times 5 = 7.69 \text{ mm}$$

۱۹- برای تیر بتنی درجا با تکیه‌گاه ساده تحت بار گسترده یکنواخت، تغییرشکل اضافی ایجاد شده در طول زمان (اضافه افتادگی درازمدت) برابر 30 mm برآورد شده است. بتن از رده C30 و نسبت سطح مقطع آرمانور فشاری به سطح مقطع مؤثر برابر 0.0025 است. اگر به جای بتن C30، از بتن C25 استفاده شود، برای آنکه اضافه افتادگی مزبور بیشتر از 30 mm نشود، حداقل مقدار نسبت سطح مقطع آرمانور فشاری به سطح مقطع مؤثر حدوداً به چه میزانی باید در نظر گرفته شود؟ (جرم مخصوص بتن‌ها یکسان فرض شده و از اثر تغییرات نوع بتن و فولاد فشاری در ممان اینرسی مؤثر مقطع صرف‌نظر شود)

- (۱) 0.0035
(۲) 0.0040
(۳) 0.0055
(۴) 0.0070

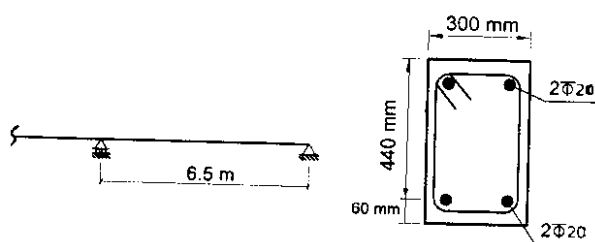
$$\left. \begin{aligned} (\Delta_{\text{خزش}})_I &= \Delta_{\text{آنی ناشی از بار دائمی}} \times \lambda = \frac{5q_{\text{بار دائمی}} L^4}{384EI_e} \times \lambda \\ (\Delta_{\text{خزش}})_{II} &= \Delta_{\text{آنی ناشی از بار دائمی}} \times \lambda = \frac{5q_{\text{بار دائمی}} L^4}{384EI_e} \times \lambda \end{aligned} \right\} (\Delta_{\text{خزش}})_{II} = (\Delta_{\text{خزش}})_I \rightarrow \left(\frac{\lambda}{E}\right)_I = \left(\frac{\lambda}{E}\right)_{II}$$

با تغییر مقاومت فشاری بتن، مدول الاستیسیته نیز تغییر می‌کند:

$$\frac{E_I}{E_{II}} = \frac{(4700\sqrt{30})}{(4700\sqrt{25})} = 1.095 \quad \rightarrow \quad \lambda_{II} = \frac{E_{II}}{E_I} \lambda_I$$

$$\frac{\xi}{1 + 50\rho'} = \frac{1}{1.095} \times \frac{\xi}{1 + 50 \times 0.0025} \quad \rightarrow \quad \rho' = 0.0046$$

۱۶- در تیر یک ساختمان اداری مطابق شکل زیر، تغییرمکان آنی وسط دهانه برای بارهای مرده برابر $\Delta_D = 9.2 \text{ mm}$ و برای بارهای زنده برابر $\Delta_L = 6.9 \text{ mm}$ براساس تحلیل با سختی مؤثر محاسبه شده است. در صورتیکه بار مرده به‌عنوان بار دائمی سازه باشد، تغییرشکل کل نهایی وسط دهانه تیر برحسب میلی‌متر در طول عمر مفید سازه ناشی از بارهای مرده و زنده به کدامیک از موارد زیر نزدیک‌تر است؟ (بتن از رده C25 و میلگرد از نوع S400 فرض شود).



(۱) 35

(۲) 22

(۳) 25

(۴) 31

گزینه ۴

به تغییرشکل فوق باید تغییرشکل ناشی از خزش اضافه شود.

اضافه افتادگی درازمدت (تغییر شکل ناشی از خزش) برابر است با:

$$\Delta_{\text{اضافه افتادگی درازمدت}} = \lambda \times \Delta_{\text{آنی ناشی از بار دائمی}} = \left(\frac{\xi}{1 + 50\rho'}\right) \times \Delta_{\text{آنی ناشی از بار دائمی}} = \left(\frac{2}{1 + 50 \left(\frac{2 \times 314}{300 \times 440}\right)}\right) \times 9.2 = 14.86 \text{ mm}$$

تغییر شکل کل نهایی تیر برابر خواهد بود با:

$$\Delta_{\text{زنده}} + \Delta_{\text{مرده}} + \Delta_{\text{اضافه افتادگی درازمدت}} = 6.9 + 9.2 + 14.86 = 30.96 \text{ mm}$$

۱۲۰- برای تیر بتن مسلح با تکیه‌گاه‌های ساده تحت بار دائمی گسترده، افزایش چه عاملی تأثیر بیشتری در کاهش نسبت تغییر شکل زمانی به تغییر شکل آنی در وسط تیر دارد؟

- (۱) مقاومت کششی بتن
- (۲) مقدار آرماتور کششی
- (۳) مقاومت فشاری بتن
- (۴) مقدار آرماتور فشاری

گزینه ۴

۵۲- در یک تیر بتن مسلح، چنانچه تغییرشکل آنی ناشی از بار دائمی، در وسط دهانه ۱۰ میلی‌متر باشد، تغییر شکل کل تیر ناشی از بارهای دائمی پس از ۶ سال در همان نقطه، حداکثر چه مقدار می‌تواند باشد؟ (در محاسبات از روش‌های تحلیلی دقیق‌تر استفاده نمی‌شود و از مقدار آرماتور فشاری صرف‌نظر گردد.)

- (۱) ۱۵ میلی‌متر
- (۲) ۲۰ میلی‌متر
- (۳) ۱۰ میلی‌متر
- (۴) ۳۰ میلی‌متر

گزینه ۴

$$\Delta = \Delta_{\text{آنی ناشی از بار دائمی}} + \Delta_{\text{خزش}} = 10 + \frac{\xi}{1 + 50\rho'} 10 = 10 + 2 \times 10 = 30 \text{ mm}$$

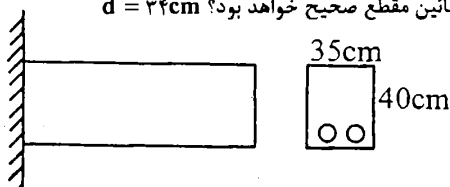
۳۱- اگر تغییر شکل آنی ناشی از بار دائم در یک تیر بتن مسلح ۱۲.۵ میلی‌متر باشد، در بدترین شرایط، در دراز مدت تغییر شکل آن چقدر پیش‌بینی می‌شود؟

- (۱) ۲۵ میلی‌متر
- (۲) ۳۷.۵ میلی‌متر
- (۳) ۵۰ میلی‌متر
- (۴) ۲۲.۵ میلی‌متر

گزینه ۲

$$\begin{aligned} \Delta_{\text{آنی ناشی از بار دائمی}} + \Delta_{\text{آنی ناشی از بار دائمی}} = 2\Delta_{\text{آنی ناشی از بار دائمی}} + \Delta_{\text{خزش}} &= \Delta_{\text{آنی ناشی از بار دائمی}} + \Delta_{\text{آنی ناشی از بار دائمی}} \\ \Delta_{\text{آنی ناشی از بار دائمی}} + \Delta_{\text{آنی ناشی از بار دائمی}} &= \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \Delta_{\text{آنی ناشی از بار دائمی}} + \Delta_{\text{آنی ناشی از بار دائمی}} \\ &= 3\Delta_{\text{آنی ناشی از بار دائمی}} = 37.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

۴۰- افتادگی آنی ناشی از بار مرده تیر کنسولی شکل مقابل ۰٫۵ سانتی‌متر می‌باشد. در صورتی‌که بخواهیم اضافه افتادگی ۵ ساله تیر حداکثر ۰٫۸ سانتی‌متر باشد، کدام مورد بعنوان میلگردهای حداقل لازم در پائین مقطع صحیح خواهد بود؟ $d = ۲۴\text{cm}$



- (۱) $2\phi 16$
- (۲) $2\phi 18$
- (۳) $2\phi 20$
- (۴) $2\phi 22$

گزینه ۳

$$\begin{aligned} \Delta_{\text{خزش}} &= \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \Delta_{\text{آنی ناشی از بار دائمی}} \\ \rightarrow 8 \text{ mm} &= \frac{2}{1 + 50\rho'} \times 5 \text{ mm} \\ \rightarrow \rho' = 0.005 &\rightarrow \frac{A_s}{350 \times 340} = 0.005 \rightarrow A_s = 595 \text{ mm}^2 \rightarrow 2\phi 20 \end{aligned}$$

۱۱۹- یک تیر بتنی با دهانه ساده و میلگرد کششی تنها، برای بارهای گسترده $w_D = 15 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ و $w_L = 30 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ طراحی شده است. در صورتی که خیز حداکثر آنی تحت بارهای دائم برابر $2/1$ میلیمتر باشد، و ۲۰ درصد بار زنده به طور دائم بر تیر وارد شود، خیز حداکثر تحت بارهای دائم پس از گذشت ۱۰ سال چند میلی‌متر است؟

(۱) ۴/۲

(۲) ۴/۸

(۳) ۵/۳

(۴) ۶/۳

گزینه ۴

$$\Delta_{\text{بار دائمی}} = \Delta_{\text{خزش}} + \Delta_{\text{آنی ناشی از بار دائمی}} = 2 \times \Delta_{\text{آنی ناشی از بار دائمی}} + \Delta_{\text{آنی ناشی از بار دائمی}} = 3 \times \Delta_{\text{آنی ناشی از بار دائمی}} = 3 \times 2.1 = 6.3 \text{ mm}$$

۳۳- یک تیر بتنی دو سر ساده تحت بار گسترده یکنواخت مرده 50 kN/m قرار دارد. تحت این بارگذاری، ممان اینرسی موثر مقطع (I_e)، 5 درصد بیش از ممان اینرسی مقطع ترک خورده (I_{cr}) بوده و تغییر شکل آنی در وسط دهانه 14.5 mm است. اگر علاوه بر بار مرده مذکور، بار گسترده یکنواخت زنده برابر 25 kN/m نیز به تیر اعمال شود، آنگاه تغییر شکل آنی در وسط دهانه ناشی از بار زنده، به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر خواهد بود؟

13 mm (۲)

23 mm (۱)

8 mm (۴)

10 mm (۳)

گزینه ۴

روش تقریبی:

تحت بار مرده $I_e = 1.05I_{cr}$ می‌باشد پس از اعمال بار زنده مقدار I_e قدری کاهش خواهد یافت. بنابراین:

$$I_{cr} < I_e < 1.05I_{cr}$$

بنابراین تغییر قابل توجهی در میزان ممان اینرسی مقطع نداریم.

در نتیجه مقدار تغییرمکان آنی ناشی از بار زنده تقریباً برابر است با:

$$q_D = 50 \rightarrow \Delta_D = 14.5 \text{ mm}$$

$$q_L = 25 \rightarrow \Delta_L \approx 7.25 \text{ mm}$$

روش دقیق:

قبل از اعمال بار زنده:

$$\left. \begin{aligned} I_e &= I_{cr} + (I_g - I_{cr}) \left(\frac{M_{cr}}{M_D} \right)^3 \\ I_e &= 1.05I_{cr} \end{aligned} \right\} (I_g - I_{cr}) \left(\frac{M_{cr}}{M_D} \right)^3 = 0.05I_{cr}$$

بعد از اعمال بار زنده (با توجه به اینکه پس از اعمال بار زنده مقدار بار 1.5 برابر می‌شود):

$$I_e = I_{cr} + (I_g - I_{cr}) \left(\frac{M_{cr}}{1.5M_D} \right)^3 = I_{cr} + \left((I_g - I_{cr}) \left(\frac{M_{cr}}{M_D} \right)^3 \right) \times 0.296$$

$$= I_{cr} + 0.05I_{cr} \times 0.296 = 1.0148I_{cr}$$

$$\left. \begin{aligned} \Delta_D &= \frac{5}{384} \frac{q_D L^4}{EI_e} = \frac{5}{384} \frac{50L^4}{E(1.05I_{cr})} = 14 \text{ mm} \\ \Delta_{D+L} &= \frac{5}{384} \frac{(q_D + q_L)L^4}{EI_e} = \frac{5}{384} \frac{75L^4}{E(1.0148I_{cr})} = 14 \text{ mm} \times \left(\frac{75}{50} \right) \times \left(\frac{1.05}{1.0148} \right) = 21.73 \text{ mm} \end{aligned} \right\}$$

$$\Delta_L = 21.73 - 14 = 7.73 \text{ mm}$$

با توجه به بندهای زیر، آرماتور حداقل در دالها برابر با آرماتور افت و حرارت می باشد. بنابراین:

$$\frac{A_s}{bd} > \text{Max} \left(\frac{1.4}{F_y}, \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{F_y} \right)$$

تیرها و ستونها

$$\left\{ \begin{array}{l} F_y < 420 \rightarrow \frac{A_s}{bh} > 0.002 \\ F_y \geq 420 \rightarrow \frac{A_s}{bh} > \text{Max} \left(\frac{0.0018 \times 420}{F_y}, 0.0014 \right) \end{array} \right.$$

دالها و پی

CHAPTER 7—ONE-WAY SLABS

7.6—Reinforcement limits

7.6.1 *Minimum flexural reinforcement in nonprestressed slabs*

7.6.1.1 A minimum area of flexural reinforcement, $A_{s,min}$, shall be provided in accordance with Table 7.6.1.1.

Table 7.6.1.1— $A_{s,min}$ for nonprestressed one-way slabs

Reinforcement type	f_y	$A_{s,min}$	
Deformed bars	< 420	0.0020 A_g	
Deformed bars or welded wire reinforcement	≥ 420	Greater of:	$\frac{0.0018 \times 420}{f_y} A_g$
			0.0014 A_g

CHAPTER 8—TWO-WAY SLABS

8.6—Reinforcement limits

8.6.1 *Minimum flexural reinforcement in nonprestressed slabs*

8.6.1.1 A minimum area of flexural reinforcement, $A_{s,min}$, shall be provided near the tension face in the direction of the span under consideration in accordance with Table 8.6.1.1.

Table 8.6.1.1— $A_{s,min}$ for nonprestressed two-way slabs

Reinforcement type	f_y	$A_{s,min}$	
Deformed bars	< 420	0.0020 A_g	
Deformed bars or welded wire reinforcement	≥ 420	Greater of:	$\frac{0.0018 \times 420}{f_y} A_g$
			0.0014 A_g

CHAPTER 24—SERVICEABILITY REQUIREMENTS

24.4—Shrinkage and temperature reinforcement

24.4.3.2 The ratio of deformed shrinkage and temperature reinforcement area to gross concrete area shall satisfy the limits in Table 24.4.3.2.

Table 24.4.3.2—Minimum ratios of deformed shrinkage and temperature reinforcement area to gross concrete area

Reinforcement type	f_y	$A_{s,min}$	
Deformed bars	< 420	0.0020 A_g	
Deformed bars or welded wire reinforcement	≥ 420	Greater of:	$\frac{0.0018 \times 420}{f_y} A_g$
			0.0014 A_g

24.4.3.3 The spacing of deformed shrinkage and temperature reinforcement shall not exceed the lesser of $5h$ and 18 in.

۱- نسبت سطح مقطع میلگرد حرارت و جمع شدگی لازم به کل سطح مقطع بتن، برای شالوده‌ای به ضخامت 1.5 متر و میلگرد رده S340، حداقل چقدر باید باشد؟ رده بتن C20 بوده و بتن شالوده به صورت درجا اجرا می‌شود.

- ۱) 0.0017 (۱)
۲) 0.0015 (۲)
۳) 0.0020 (۳)
۴) 0.0026 (۴)

گزینه ۳

$$F_y = 340 < 420 \rightarrow \left(\frac{A_s}{bh}\right)_{min} = 0.002$$

۴۳- مقدار کل آرماتورهای حرارت و جمع شدگی در یک مترمربع پلان از یک پی گسترده به ضخامت دو متر برحسب کیلوگرم حدوداً چقدر می‌باشد؟ (میلگرد از نوع S340 فرض شود).

- ۱) 44 (۱)
۲) 31 (۲)
۳) 63 (۳)
۴) 22 (۴)

گزینه ۳

مساحت آرماتور در هر راستا برابر است با:

$$\left(\frac{A_s}{bh}\right)_{min} = 0.002 \rightarrow \left(\frac{A_s}{1000 \times 2000}\right)_{min} = 0.002 \rightarrow A_s = 4000 \text{ mm}^2 = 4 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

حجم میلگرد در یک راستا (طول میلگردها ۱ متر است):

$$V = 4 \times 10^{-3} \times 1 = 4 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

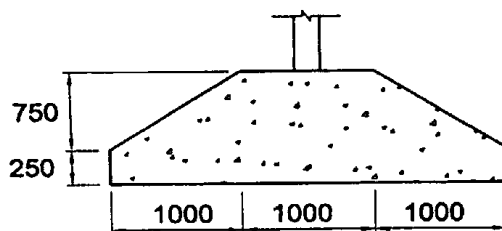
با توجه به اینکه آرماتور افت و حرارت باید در دو جهت متعامد قرار داده شود، کل حجم آرماتور طولی در یک مترمربع از پی برابر خواهد بود با:

$$V = 8 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

وزن مخصوص فولاد $\frac{kg}{m^3}$ 7850 می‌باشد و بنابراین وزن میلگرد برابر خواهد بود با:

$$W = 8 \times 10^{-3} \text{ m}^3 \times 7850 = 62.8 \text{ kg}$$

۳۹- پی نواری بتنی درجا در زیر یک دیوار دارای مقطع نشان داده شده، می‌باشد. مقدار حداقل سطح مقطع آرماتور حرارت و جمع شدگی در این پی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (بتن از رده C25 و فولاد از نوع S400 می‌باشد).



۱) $25 \times 10^2 \text{ mm}^2$

۲) $28 \times 10^2 \text{ mm}^2$

۳) $43 \times 10^2 \text{ mm}^2$

۴) $46 \times 10^2 \text{ mm}^2$

گزینه ۴

مساحت مقطع پی برابر است با:

$$A_g = (250 \times 3000) + \left(\frac{3000 + 1000}{2}\right) \times 750 = 2250000 \text{ mm}^2$$

حداقل میلگرد افت و حرارت در مقطع:

$$\left(\frac{A_s}{A_g}\right)_{min} = 0.002 \rightarrow A_{s-min} = 0.002 A_g = 4500 \text{ mm}^2$$

CHAPTER 7—ONE-WAY SLABS**7.6—Reinforcement limits****7.6.3 Minimum shear reinforcement**

7.6.3.1 A minimum area of shear reinforcement, $A_{v,min}$, shall be provided in all regions where $V_u > \phi V_c$. For precast prestressed hollow-core slabs with untopped $h > 12.5$ in., $A_{v,min}$ shall be provided in all regions where $V_u > 0.5\phi V_{cw}$.

CHAPTER 10—COLUMNS**10.6—Reinforcement limits****10.6.2 Minimum shear reinforcement**

10.6.2.1 A minimum area of shear reinforcement, $A_{v,min}$, shall be provided in all regions where $V_u > 0.5\phi V_c$.

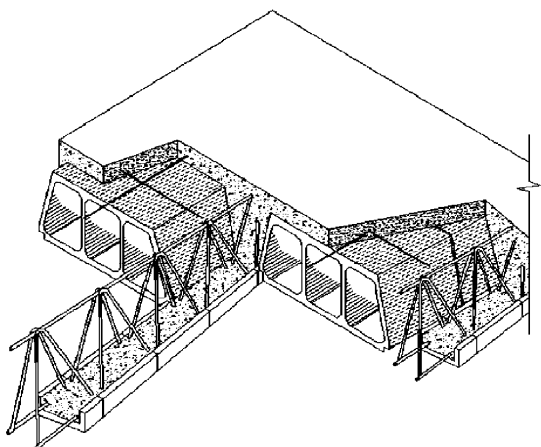
CHAPTER 9—BEAMS**9.6—Reinforcement limits****9.6.3 Minimum shear reinforcement**

9.6.3.1 A minimum area of shear reinforcement, $A_{v,min}$, shall be provided in all regions where $V_u > 0.5\phi V_c$ except for the cases in Table 9.6.3.1. For these cases, at least $A_{v,min}$ shall be provided where $V_u > \phi V_c$.

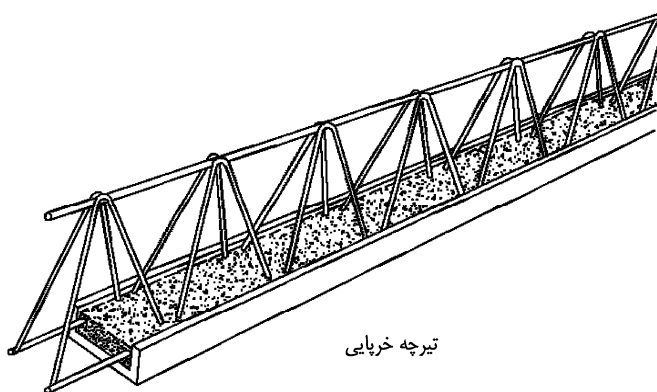
Table 9.6.3.1—Cases where $A_{v,min}$ is not required if $0.5\phi V_c < V_u \leq \phi V_c$

Beam type	Conditions
Shallow depth	$h \leq 250$ mm
Integral with slab	$h \leq$ greater of $2.5l_f$ or $0.5b_w$ and $h \leq 600$ mm
Constructed with steel fiber-reinforced normalweight concrete conforming to 26.4.1.5.1(a), 26.4.2.2(d), and 26.12.5.1(a) and with $f'_c \leq 42$ MPa	$h \leq 600$ mm and $V_u \leq \phi 2\sqrt{f'_c}b_w d$
One-way joist system	In accordance with 9.8

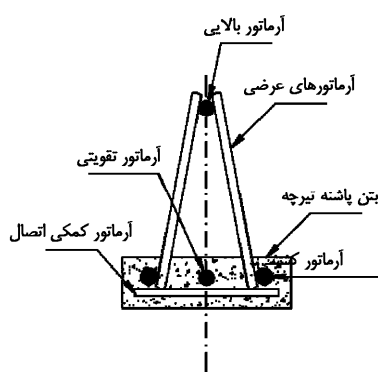
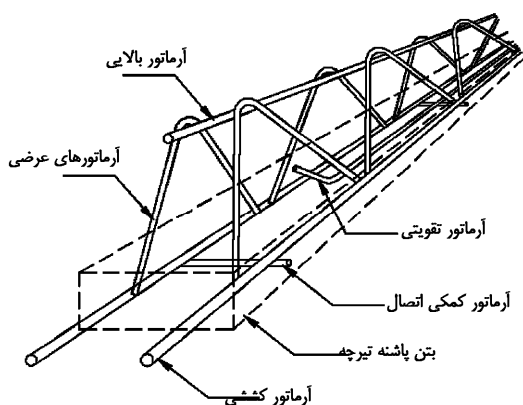




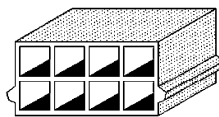
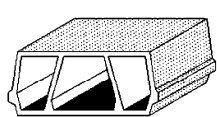
سقف تیرچه و بلوک با تیرچه‌ی بتنی



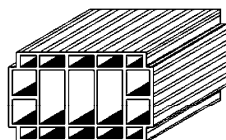
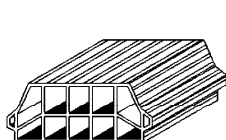
تیرچه خریایی



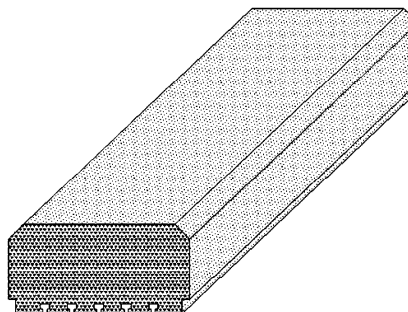
اجزای تیرچه پیش ساخته خریایی



ب- بلوکهای بتنی



ج- بلوکهای سفالی



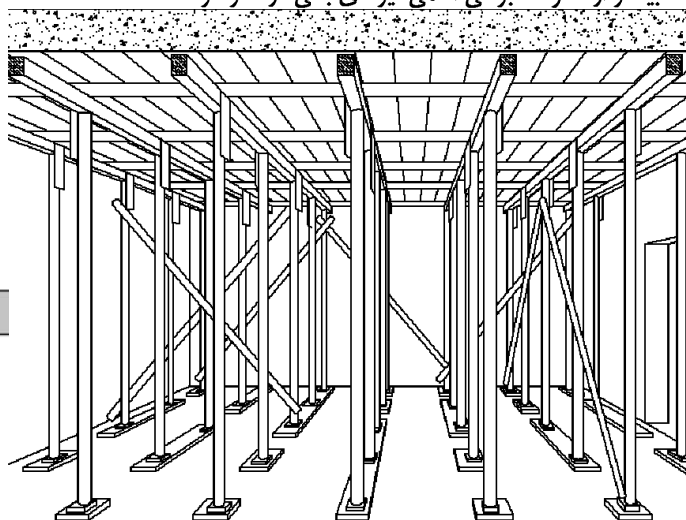
الف- بلوک پلی استایرن



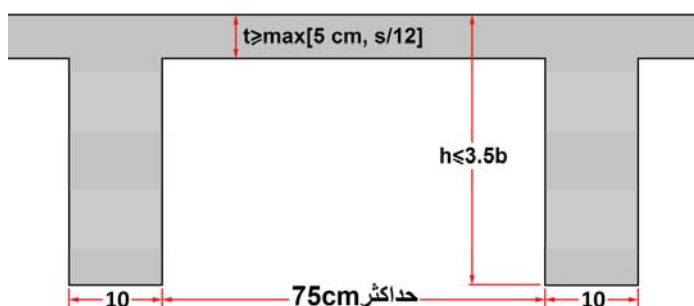
۳-۲- ضوابط و محدودیت‌های سقف‌های تیرچه و بلوک و اجزای آن‌ها: (نشریه ۵۴۳)

۳-۲-۱- ضوابط و محدودیت‌های کلی سقف تیرچه و بلوک

- ۱) سیستم تیرچه‌ای، شامل ترکیبی یکپارچه از تیرچه‌های متساوی‌الفاصله (قرار گرفته در یک راستا و یا دو راستای عمود برهم) و یک دال فوقانی است.^۱
- ۲) فاصله آزاد تیرچه‌ها نباید بیشتر از ۷۵ سانتی‌متر باشد.^۲
- ۳) عرض تیرچه‌ها نباید کمتر از ۱۰ سانتی‌متر و ارتفاع کل آنها نباید بیشتر از ۳/۵ برابر حداقل عرض آنها باشد.^۱
- ۴) حداقل فاصله افقی بین دو سطح قائم بلوک‌های مجاور در طرفین یک تیرچه که در مقابل یکدیگر نصب می‌شوند، نباید کمتر از ۶/۵ سانتی‌متر باشد.
- ۵) ضخامت دال بتنی فوقانی نباید از $\frac{1}{13}$ فاصله آزاد بین تیرچه‌ها و نه از ۵ سانتی‌متر کمتر اختیار شود.^۱
- ۶) حداکثر دهانه مورد پوشش سقف (در جهت طول تیرچه پیش ساخته خرپایی) با تیرچه‌های منفرد نباید از ۸ متر بیشتر شود. در جهت اطمینان توصیه می‌گردد تا دهانه مورد پوشش بیشتر از ۷ متر نباشد. در صورت وجود سربارهای زیاد و یا دهانه‌های بیش از ۷ متر، مطابق بند ۳-۶-۶- از تیرچه‌های مضاعف استفاده شود.
- ۷) سقف‌های اجرا شده با تیرچه و بلوک، در مواردی که بار یکنواخت روی سقف عمل نماید، عملکرد بسیار مناسبی دارند. در صورت وجود بار منفرد سنگین یا متحرک و یا مرتعش، بکاربردن سقف تیرچه و بلوک توصیه نمی‌شود.
- ۸) در سقف‌های تیرچه و بلوک، بار متمرکزی که ممکن است روی کف وجود داشته باشد، بار ناشی از چرخ اتومبیل‌ها در پارکینگ‌ها و یا بار خطی ناشی از وجود تیغه‌های آجری روی تیرچه‌ها است. در مورد پارکینگ‌ها، بکارگیری سیستم تیرچه و بلوک معمول، اساساً توصیه نمی‌شود. در صورتی که الزامی در کار باشد، توصیه می‌شود تا ضخامت دال بتنی (روی بلوک‌ها) حداقل ۸ سانتی‌متر در نظر گرفته شود و مقاومت دال در برش سوراخ‌کننده (برش پانچ) برای بار چرخ کنترل گردد. در محاسبه تیرچه‌ها برای بار متمرکز، یا می‌توان کف را با استفاده از یکی از روش‌های کلاسیک، تحلیل کامل نمود و یا بار را با تقریب خوبی بین سه تیرچه مجاور یکدیگر به طور مساوی توزیع کرد.
- ۹) در صورتی که طول تیرچه‌ها بیش از ۴ متر باشد، مطابق توضیحات بند ۲-۳-۲-۶- یک یا چند کلاف میانی (تیر عرضی) در جهت عمود بر تیرچه‌ها تعبیه می‌شود.
- ۱۰) لوله‌ها و مجراهایی که در داخل دال قرار داده می‌شوند، نباید به مقدار قابل توجهی مقاومت سیستم را کاهش دهند. ضخامت دال باید به اندازه حداقل ۲/۵ سانتی‌متر بیشتر از ارتفاع کل لوله‌ها و مجراها باشد.
- ۱۱) در سقف‌های تیرچه و بلوک با تیرچه‌ی خرپایی، می‌توان مقاومت برشی تامین شده توسط بتن در تیرچه‌ها را ۱۰ درصد بیشتر از مقاومت برشی اسمی تیرهای بتنی در نظر گرفت.



شمع‌بندی و قالب‌بندی سقف تیرچه و بلوک



۲-۳-۱-۱-آرماتورهای کششی

- ۱) حداقل تعداد میلگردهای کششی دو عدد بوده و سطح مقطع آن‌ها از طریق محاسبه تعیین می‌شود. روش محاسبه در پیوست ۲ این نشریه توضیح داده شده است.
- ۲) آرماتورهای کششی باید از نوع آجدار باشد. توصیه می‌شود از آرماتورهای با فولاد نوع نیم سخت و سخت استفاده شود.
- ۳) در عمل باید از تطبیق مقاومت آرماتورهای مورد استفاده با مقاومت قید شده در جداول و محاسبات اطمینان حاصل کرد.
- ۴) در صورت استفاده از میلگردهای کششی به تعداد بیش از دو عدد، دو میلگرد طولی باید در سرتاسر طول تیرچه ادامه یابند. طول موردنیاز بقیه میلگردها را می‌توان مطابق ضوابط طول آرماتورهای تقویتی محاسبه نمود و آنها را در مقطعی که مورد نیاز نیستند و با در نظر گرفتن محل قطع تئوریک و محل قطع عملی، قطع کرد.
- ۵) قطر میلگردهای کششی نباید از ۸ میلی‌متر کمتر و از ۱۶ میلی‌متر بیشتر باشد. چنانچه کارخانه تولیدی از روش نقطه جوش مقاومتی برای اتصال میلگردها استفاده نماید، می‌توان قطر میلگردهای کششی را تا میزان حداقل ۶ میلی‌متر تقلیل داد. در مورد تیرچه‌هایی که ضخامت بتن پاشنه آن‌ها، ۵/۵ سانتی‌متر یا بیشتر باشد، می‌توان حداکثر قطر میلگرد را به ۲۰ میلی‌متر افزایش داد.
- ۶) مطابق آیین‌نامه بتن ایران (آبا)، حداقل نسبت آرماتور بکار رفته در تیرچه‌ها از این رابطه بدست می‌آید:

$$\rho_{\min} = \text{Max}\left(\frac{1.4}{f_y}, \frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y}\right) \quad (26-2)$$

محاسبه ρ و ρ_{\min} با در نظر گرفتن عرض جان تیرچه محاسبه می‌شود. در این رابطه f_c مقاومت مشخصه بتن بر حسب $\text{MPa (N/mm}^2)$ و f_y مقاومت مشخصه فولاد آرماتور بر حسب $\text{MPa (N/mm}^2)$ می‌باشد.

در صورتی که درصد آرماتور کششی حاصل از محاسبه، از ρ_{\min} کمتر باشد، می‌توان با قراردادن $1/33$ برابر سطح مقطع آرماتورهای حاصل از محاسبه، از رابطه (۲۶-۲) صرفنظر نمود.

۷) حداکثر آرماتور کششی تیرچه‌ها برابر مقدار ρ مطابق روابط عنوان‌شده در پیوست ۳ بدست می‌آید. ولی توصیه می‌شود که سطح مقطع آرماتورهای کششی از ۲/۵ درصد سطح مقطع جان تیرچه بیشتر نشود.

۸) فواصل آزاد بین میلگردهای کششی نباید از هیچ‌یک از سه مقدار قطر میلگرد بزرگتر، ۲۵ میلی‌متر و $1/33$ برابر قطر اسمی بزرگترین سنگدانه بتن، کمتر باشد.

۹) ضخامت پوشش بتنی روی آرماتورها نباید کمتر از مقادیر زیر اختیار شود.

- قطر میلگردها

- بزرگترین اندازه اسمی سنگدانه‌های تا ۳۲ میلی‌متر، یا ۵ میلی‌متر بیشتر از بزرگترین اندازه اسمی سنگدانه‌های بزرگتر از ۳۲ میلی‌متر

علاوه بر آن، ضخامت پوشش بتنی روی آرماتورهای تیرچه، متناسب با شرایط محیطی، نباید از مقادیر داده شده در (جدول ۱-۲) کمتر باشد.

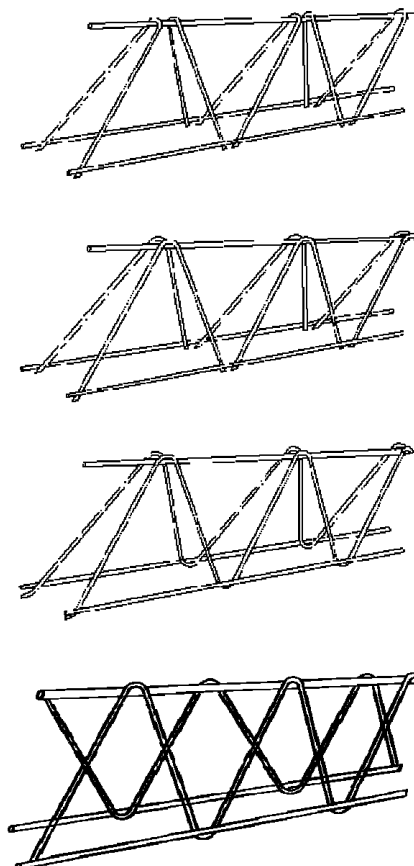
جدول ۱-۲- مقادیر حداقل پوشش بتن

شرایط محیطی	ملازم	متوسط	شدید	بسیار شدید	فوق‌العاده شدید
حداقل پوشش بتن برحسب میلی‌متر	۲۰	۳۰	۳۵	۵۰	۶۰

Table 20.6.1.3.1—Specified concrete cover for cast-in-place nonprestressed concrete members

Concrete exposure	Member	Reinforcement	Specified cover, mm
Cast against and permanently in contact with ground	All	All	75
Exposed to weather or in contact with ground	All	No. 6 through No. 18 bars	50
		No. 5 bar, W31 or D31 wire, and smaller	40
Not exposed to weather or in contact with ground	Slabs, joists, and walls	No. 14 and No. 18 bars	40
		No. 11 bar and smaller	20
	Beams, columns, pedestals, and tension ties	Primary reinforcement, stirrups, ties, spirals, and hoops	40

(۱) آرماتورهای عرضی به صورت منفرد و یا مطابق (شکل ۷-۲) بصورت مضاعف بکار برده می‌شوند.



شکل ۷-۲- نمونه‌هایی از خرابای تیرچه با آرماتورهای عرضی مضاعف

(۲) حداقل سطح مقطع آرماتورهای عرضی برابر $0.35 \frac{b_w \cdot s}{f_y}$ می‌باشد که b_w عرض جان تیرچه، s فاصله دو میلگرد عرضی

متوالی و f_y مقاومت مشخصه فولاد آرماتورهای عرضی برحسب (N/mm^2) MPa می‌باشد.

(۳) قطر میلگردهای عرضی از ۵ میلی‌متر تا ۱۰ میلی‌متر تغییر می‌کند. حداقل قطر برای خرابای با میلگردهای عرضی منفرد، ۶ میلی‌متر و برای خرابای با میلگردهای عرضی مضاعف، ۵ میلی‌متر است. در مورد خراباهای کارخانه‌ای، میلگردهای عرضی از نوع نیم‌سخت و به صورت مضاعف می‌باشند. چنانچه کارخانه‌ی تولیدی از تکنیک نقطه‌ی جوش اتوماتیک استفاده نماید، می‌توان از دو میلگرد هر یک به قطر حداقل ۴ میلی‌متر استفاده نمود.

(۴) حداقل زاویه میلگرد عرضی نسبت به خط افق، ۳۰ درجه است و این زاویه معمولاً از ۴۵ درجه کمتر نیست.

(۵) فاصله میلگردهای عرضی متوالی در تیرچه‌ها، حداکثر ۲۰ سانتی‌متر است.

(۶) استفاده از آرماتور با نورد سرد برای آرماتور عرضی بلامانع است.

۲-۳-۱-۳- آرما تور فوقانی

- (۱) آرما تور فوقانی باید از نوع آجدار باشد.
- (۲) قطر آن با توجه به نوع فولاد آرما تور، طول دهانه، فاصله تیرچه‌ها، ارتفاع خریای تیرچه و ضخامت بتن پوششی و همچنین فواصل جوش‌های میلگرد عرضی، از ۶ میلی‌متر تا ۱۲ میلی‌متر متفاوت است. (جدول ۲-۲) به عنوان راهنمای تعیین حداقل قطر میلگرد بالایی تیرچه‌های غیرکارخانه‌ای توصیه می‌شود.

جدول ۲-۲- حداقل قطر میلگرد فوقانی

دهانه	قطر میلگرد بالایی
تا ۴ متر	۸ میلی‌متر
۴ متر تا ۵/۵ متر	۱۰ میلی‌متر
۵/۵ متر تا ۷ متر	۱۲ میلی‌متر

چنانچه تیرچه‌ها در کارخانه و با روش نقطه جوش (جوش مقاومتی) تولید شوند، مقادیر قطر میلگرد بالایی مندرج در (جدول ۲-۲) را می‌توان به میزان ۲ میلی‌متر کاهش داد.

۲-۳-۲-۵- ضوابط و محدودیت‌های آرما تور افت و حرارت (حرارت و جمع‌شدگی) و آرما تور منفی

(۱) آرما تورهای افت و حرارت در دو جهت عمود بر هم و در قسمت دال فوقانی و در حدود ۲ سانتی‌متر پایین‌تر از سطح دال قرار می‌گیرند.

(۲) حداقل قطر میلگردهای افت و حرارت، ۶ میلی‌متر می‌باشد.

(۳) نسبت سطح مقطع آرما تور حرارت و جمع‌شدگی به کل سطح مقطع بتن (سطح مقطع دال بالایی) در هر دو امتداد (عمود بر تیرچه و در راستای تیرچه) نباید از مقادیر زیر کمتر اختیار شود:

الف - برای میلگردهای آجدار S220 ، S300 و S350 ۰/۰۰۲

ب - برای میلگردهای آجدار S400 و شبکه‌های جوش شده صاف یا آجدار ۰/۰۰۱۸

ج - برای میلگردهای آجدار S500 و بالاتر ۰/۰۰۱۵

(۴) حداکثر فاصله‌ی بین دو میلگرد افت و حرارت در هر دو راستا، ۲۵ سانتی‌متر است.

(۵) آرما تور بالایی تیرچه در صورتی که داخل دال بتنی بالایی قرار گیرد، می‌تواند به عنوان آرما تور افت و حرارت در راستای تیرچه منظور شود. ولی به هر حال حداکثر فاصله‌ی ذکر شده در بند قبل بین آرما تورهای حرارتی باید رعایت گردد.

(۶) باوجود طرح تیرچه‌ها با فرض تکیه‌گاه ساده، لازم است تا آرما تور منفی معادل ۱۵ درصد سطح مقطع آرما تورهای کششی وسط دهانه، در روی تکیه‌گاه اضافه شود. این میلگردها حداقل تا فاصله‌ی $\frac{1}{5}$ دهانه آزاد از تکیه‌گاه به طرف داخل دهانه ادامه

می‌یابند.

۲-۳-۶- ضوابط و محدودیت‌های کلاف میانی

- ۱) عملکرد کلاف میانی، جلوگیری از پیچش تیرچه‌ها (تیرهای T شکل) و همچنین توزیع یکنواخت بار روی سقف تیرچه و بلوک است. همچنین در محل‌هایی که بار منفرد وجود داشته باشد، کلاف میانی اجرا می‌شود.
- ۲) جهت کلاف میانی عمود بر تیرچه‌ها می‌باشد. حداقل عرض کلاف میانی برابر عرض بتن پاشنه‌ی یک تیرچه و ارتفاع آن برابر ارتفاع سقف خواهد بود.
- ۳) میلگردهای کلاف میانی حداقل یک عدد در بالا و حداقل یک عدد در پایین آن تعبیه می‌شوند. این میلگردها آجدار و حداقل قطر آنها ۶ میلی‌متر خواهد بود.
- ۴) در صورتی که بار زنده‌ی سقف کمتر از ۳۵۰ کیلوگرم بر مترمربع و طول دهانه‌ی مؤثر کمتر از ۴ متر باشد، نیازی به تعبیه کلاف میانی نیست. ولی اگر در این حالت، طول دهانه بیشتر از ۴ متر باشد، یک کلاف میانی در سقف تعبیه می‌شود. حداقل سطح مقطع آرماتورهای طولی این کلاف، برابر نصف سطح مقطع آرماتورهای کششی وسط دهانه‌ی تیرچه‌ها می‌باشد.
- ۵) در صورتی که بار زنده‌ی سقف بیشتر از ۳۵۰ کیلوگرم بر مترمربع و طول دهانه مؤثر کمتر از ۴ متر باشد، یک کلاف میانی مورد نیاز است. در این حالت برای طول دهانه‌ی ۴ متر تا ۷ متر، دو کلاف میانی و برای دهانه‌ی بیش از ۷ متر، ۳ کلاف میانی اجرا می‌شوند. حداقل سطح مقطع آرماتورهای طولی هر کلاف، برابر سطح مقطع آرماتورهای کششی وسط دهانه تیرچه‌ها می‌باشد.

9.8—Nonprestressed one-way joist systems

9.8.1 *General*

9.8.1.1 Nonprestressed one-way joist construction consists of a monolithic combination of regularly spaced ribs and a top slab designed to span in one direction.

9.8.1.2 Width of ribs shall be at least 4 in. at any location along the depth.

9.8.1.3 Overall depth of ribs shall not exceed 3.5 times the minimum width.

9.8.1.4 Clear spacing between ribs shall not exceed 30 in.

9.8.1.5 V_c shall be permitted to be taken as 1.1 times the value calculated in 22.5.

9.8.1.6 For structural integrity, at least one bottom bar in each joist shall be continuous and shall be anchored to develop f_y at the face of supports.

9.8.1.7 Reinforcement perpendicular to the ribs shall be provided in the slab as required for flexure, considering load concentrations, and shall be at least that required for shrinkage and temperature in accordance with 24.4.

9.8.1.8 One-way joist construction not satisfying the limitations of 9.8.1.1 through 9.8.1.4 shall be designed as slabs and beams.

9.8.2 *Joist systems with structural fillers*

9.8.2.1 If permanent burned clay or concrete tile fillers of material having a unit compressive strength at least equal to f'_c in the joists are used, 9.8.2.1.1 and 9.8.2.1.2 shall apply.

9.8.2.1.1 Slab thickness over fillers shall be at least the greater of one-twelfth the clear distance between ribs and 1.5 in.

9.8.2.1.2 For calculation of shear and negative moment strength, it shall be permitted to include the vertical shells of fillers in contact with the ribs. Other portions of fillers shall not be included in strength calculations.

9.8.3 *Joist systems with other fillers*

9.8.3.1 If fillers not complying with 9.8.2.1 or removable forms are used, slab thickness shall be at least the greater of one-twelfth the clear distance between ribs and 2 in.

مثال: در یک سازه مسکونی ابعاد لازم برای سقف تیرچه بلوک را در یک دهانه ۶ متری تعیین نمایید. برای میلگردهای خمشی کششی از AIII استفاده شده است. ($f_c=21 \text{ MPa}$)

۱- کنترل خیز: در طراحی فرض می کنیم که تیرچه ها به صورت ساده به تیرهای اطراف متصل شده اند.

$$t_{min} = \frac{600}{20} = 30 \text{ cm}$$

۲- محاسبه بار وارد بر واحد سطح سقف:

بار مرده:

$0.01 \times 21 = 0.21 \text{ kPa}$	(۱) سرامیک
$0.03 \times 21 = 0.63 \text{ kPa}$	(۲) ۳ سانتیمتر ملات ماسه سیمان
$0.13 \times 6 = 0.78 \text{ kPa}$	(۳) ۱۳ فوم بتن
0.5 kPa	(۴) سقف کاذب یا ۳ سانتیمتر گچ و گچ و خاک
1 kPa	(۵) وزن بلوک سفالی
$\frac{(0.25 \times 0.1 \times 2 + 0.05 \times 1)25}{1^2} = 2.5 \text{ kPa}$	(۵) وزن بتن
5.65 kPa	جمع کل

$$1 \text{ kN/m}^2 \text{ (Partition)} + 2 \text{ kN/m}^2 = 3 \text{ kPa}$$

بار زنده:

$$q_u = 1.2 \times 5.65 + 1.6 \times 3 = 11.58 \text{ kPa}$$

بار ضریب دار:

۳- کنترل ضخامت 5 cm بتن

$$M_u = \frac{11.58 \times 0.4^2}{12} = 0.154 \text{ kN.m}$$

$$M_n = 0.42\sqrt{21} \times \frac{1000 \times 50^2}{6} = 801950 \text{ N.mm} = 0.8 \text{ kN.m}$$

$$0.156 < 0.6 \times 0.8 \quad OK.$$

CHAPTER 14—PLAIN CONCRETE

14.5—Design strength

14.5.2 Flexure

14.5.2.1 M_n shall be the lesser of Eq. (14.5.2.1a) calculated at the tension face and Eq. (14.5.2.1b) calculated at the compression face:

$$M_n = 0.42\lambda\sqrt{f'_c} S_m \quad (14.5.2.1a)$$

$$M_n = 0.85f'_c S_m \quad (14.5.2.1b)$$

where S_m is the corresponding elastic section modulus.

Table 21.2.1—Strength reduction factors ϕ

Action or structural element	ϕ	Exceptions
(a) Moment, axial force, or combined moment and axial force	0.65 to 0.90 in accordance with 21.2.2	Near ends of pre-tensioned members where strands are not fully developed, ϕ shall be in accordance with 21.2.3.
(b) Shear	0.75	Additional requirements are given in 21.2.4 for structures designed to resist earthquake effects.
(c) Torsion	0.75	—
(d) Bearing	0.65	—
(e) Post-tensioned anchorage zones	0.85	—
(f) Brackets and corbels	0.75	—
(g) Struts, ties, nodal zones, and bearing areas designed in accordance with strut-and-tie method in Chapter 23	0.75	—
(h) Components of connections of precast members controlled by yielding of steel elements in tension	0.90	—
(i) Plain concrete elements	0.60	—
(j) Anchors in concrete elements	0.45 to 0.75 in accordance with Chapter 17	—

۴- طراحی آرماتورهای کششی تیرچه

$$M_u = \frac{(0.5 \times q_u) \times 6^2}{8} = \frac{(0.5 \times 11.58) \times 6^2}{8} = 26 \text{ kN.m}$$

با فرض استفاده از دو عدد میلگرد $\phi 14$:

$$d = 300 - 20 - 7 = 273 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s F_y \left(273 - \frac{a}{2} \right) = A_s \times 400 \times \left(273 - \frac{0.85 \times 21 \times 100}{2} \right) = 29359143 \text{ N.mm} = 29.35 \text{ kN.m}$$

$$M_u < 0.9 \times M_n \quad OK.$$

۵- کنترل حداقل و حداکثر مقدار آرماتور

$$\rho = \frac{2 \times 3.14 \times 7^2}{273 \times 100} = 0.011 = 1.1 \% > 0.35 \% \quad OK$$

۶- آرماتور فوقانی:

طبق جدول، $\phi 12$ انتخاب می شود.

۷- آرماتور افت حرارت:

$$1\phi 6@ 250mm \rightarrow \rho = \frac{28.26}{50 \times 250} = 0.00226 > 0.0018 OK$$

۸- کلاف میانی

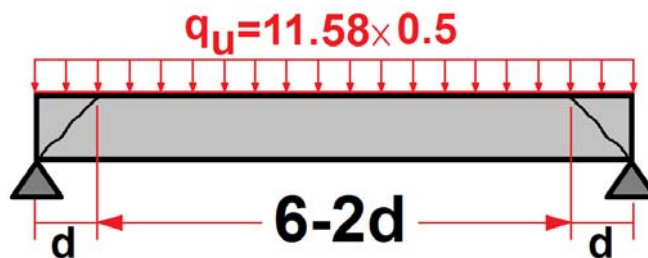
سطح مقطع آرماتورهای کلاف میانی باید حداقل برابر با نصف آرماتورهای کششی تیرچه باشد. با توجه به اینکه میلگردهای کششی دو عدد میلگرد $\phi 14$ می باشند، می توان از دو عدد میلگرد $\phi 10$ استفاده کرد.

۹- آرماتور منفی

مساحت لازم برای میلگرد منفی حداقل برابر 0.15 مساحت میلگردهای مثبت می باشد. بنابراین باید مساحت مقطع میلگرد منفی حداقل برابر

0.46 cm^2 باشد. می توان از میلگرد $\phi 10$ استفاده کرد.

۱۰- طراحی میلگردهای برشی



$$V_u = \frac{q_u \times 0.5 \times (L - 2 \times d)}{2} = \frac{1158 \times 0.5 \times (6 - 2 \times 0.273)}{2} = 15756 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 1.1 \times 0.75 \times 0.17 \sqrt{21} (100 \times 273) = 17545 \text{ N}$$

$$\phi V_s = 15756 - 17545 < 0$$

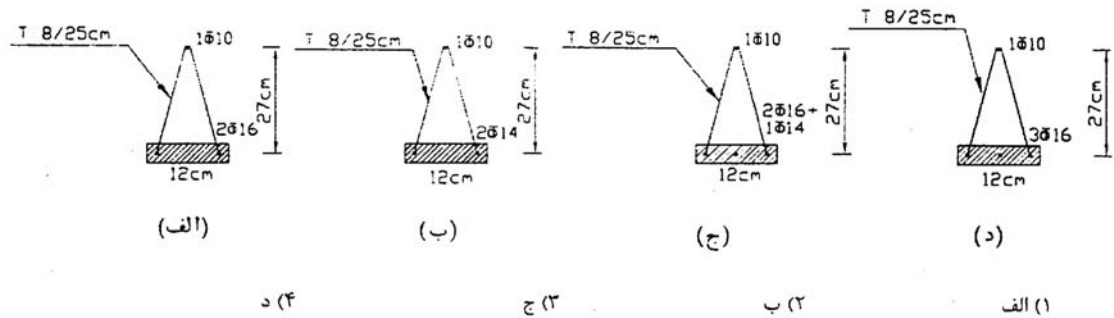
آرماتور حداقل برشی باید استفاده شود. می توان از $\phi 6$ با فواصل 150mm استفاده کرد:

$$A_v = 28.26 \text{ mm}^2$$

$$A_{v-min} = 0.35 \frac{b_w}{F_y} s = 0.35 \frac{100}{300} 150 = 17.5 \text{ mm}^2$$

۴۱- برای پوشش سقف یک ساختمان بتنی از سیستم تیرچه و بلوک استفاده می‌شود. شدت بار مرده و زنده در حد سرویس به ترتیب ۶۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع است. دهانه تیرچه‌ها ۶/۲۰ متر و فاصله مرکز تا مرکز آنها ۵۰ سانتیمتر است. ارتفاع بلوکها ۲۵ سانتیمتر و ضخامت دال روی آن ۵ سانتیمتر است بگویید کدام مقطع زیر برای تیرچه‌ها مناسبتر است:

$$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2, f_y = 3000 \text{ kg/cm}^2$$



گزینه ۱ (الف)

تفاوت گزینه‌ها در میلگرد خمشی تیرچه‌ها می‌باشد، بنابراین باید مقاومت خمشی تیرچه‌ها کنترل شود:

$$q_u = 0.5(1.2q_D + 1.6q_L) = 0.5(1.2 \times 600 + 1.6 \times 200) = 520 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 5.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

با فرض اینکه بازوی خمش حدوداً $Z=0.9d$ باشد، داریم:

$$M_u = \frac{(q_u) \times l^2}{8} = \frac{(5.2) \times 6^2}{8} = 23.4 \text{ kN.m} < \phi A_s F_y Z = 0.9 A_s \times 300 \times (0.9 \times 270) \rightarrow A_s = 357 \text{ mm}^2$$

$$2\phi 16 = 400 \text{ mm}^2$$

$$2\phi 14 = 307 \text{ mm}^2$$

$$2\phi 16 + 1\phi 14 = 553 \text{ mm}^2$$

۱۱-۹ تیرها

۱-۱۱-۹- گستره

۱-۱۱-۹ ضوابط این فصل به طراحی تیرهای ساده، تیرهای مرکب بتنی، تیرچه‌های یک طرفه و تیرهای عمیق در حالت حدی نهایی مقاومت، اختصاص دارد.

۶-۲-۱۱-۹ حداقل ارتفاع تیر

۱-۶-۲-۱۱-۹ در ساختمان‌های متعارف و تحت بارگذاری‌های معمول، در تیرهایی که ارتفاع آن‌ها از مقادیر مندرج در جدول ۱-۱۱-۹ بیشتر است، محاسبه‌ی افتادگی (خیز) الزامی نمی‌باشد؛ به شرط آن که این تیرها بر قطعات غیر سازه‌ای مانند تیغه‌ها متصل نباشند و یا آن‌ها را نگه داری نکنند و افتادگی زیاد در آن‌ها خساراتی ایجاد نکند.

جدول ۱-۱۱-۹ حداقل ارتفاع تیر

عضو	تکیه‌گاه‌های ساده	تکیه‌گاه‌های پیوسته از یک طرف	تکیه‌گاه‌های پیوسته از دو طرفه	کنسول
تیرها یا تیرچه‌ها	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18.5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$

تصوه: l در جدول طول آزاد دهانه‌ی تیر است. مقادیر جدول برای بتن معمولی و آرماتورهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگا پاسکال می‌باشد. برای سایر موارد، حداقل ارتفاع باید بر اساس ضوابط ۲-۶-۲-۱۱-۹ و ۲-۶-۲-۱۱-۹ تغییر یابد.

۲-۶-۲-۱۱-۹ برای سایر انواع فولادها، مقادیر جدول ۱-۱۱-۹ باید در ضریب $(0.4 + \frac{f_y}{700})$ ضرب شوند.

۵-۶-۲-۱۱-۹ در تیرهایی که حداقل ارتفاع ذکر شده در جدول ۱-۱۱-۹ را ندارند، افتادگی‌های آنی و دراز مدت باید مطابق ضوابط افتادگی ناشی از بارهای ثقلی در مرحله‌ی بهره برداری مطابق فصل ۹-۱۹ محاسبه و کنترل شوند.

با توجه به جدول فوق حداقل ارتفاع تیرچه‌ها باید برابر 36.26 cm باشد:

$$t_{min} = \frac{700}{16} \left(0.4 + \frac{300}{700} \right) = 36.26 \text{ cm}$$

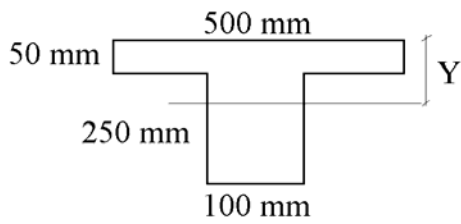
ارتفاع کلی تیرچه‌ها برابر $h=30 \text{ cm}$ می‌باشد و بنابراین کافی نیست.

راه کار:

۱- کنترل خیز تیرچه با روش دقیق

۲- افزایش عمق تیرچه‌های بتنی

۱- محاسبه لنگر ترک خوردگی (M_{cr})

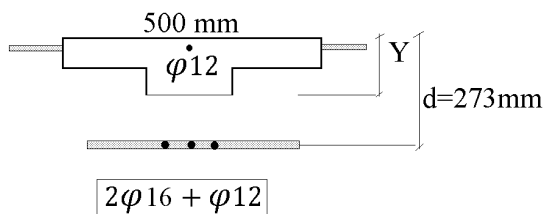


$$Y = \frac{500 \times 50 \times 25 + 250 \times 100 \times 175}{500 \times 50 + 250 \times 100} = 100 \text{ mm}$$

$$I_g = \frac{500 \times 50^3}{12} + 500 \times 50(75)^2 + \frac{100 \times 250^3}{12} + 100 \times 250(75)^2 = 416.66 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{0.62\sqrt{20} \times 416.66 \times 10^6}{200} = 5.776 \text{ kN.m}$$

۲- محاسبه ممان اینرسی ترک خورده مقطع (I_{cr})



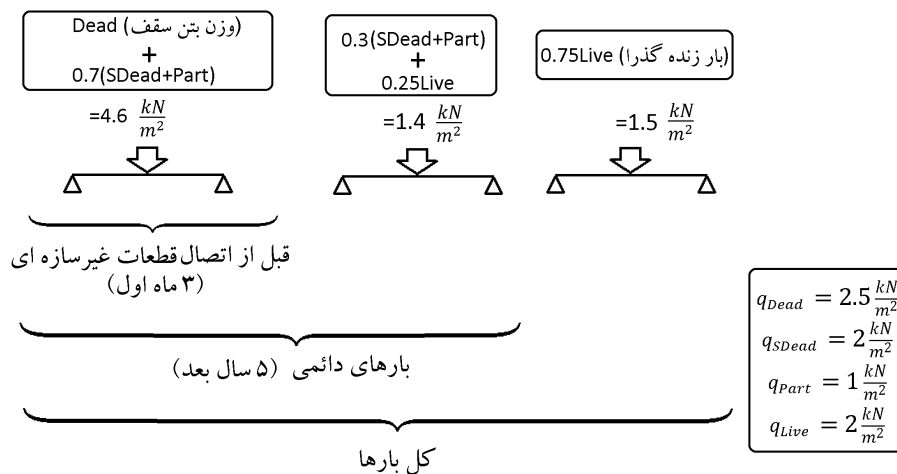
$$n = \frac{2 \times 10^5}{4700\sqrt{20}} = 9.515$$

$$nA_s = 9.515 \times (2 \times \phi 16 + 1 \times \phi 12) = 4902.3 \text{ mm}^2$$

$$(n-1)A'_s = 8.515 \times (\phi 12 + \phi 8) = 1391.06 \text{ mm}^2$$

$$Y = 63 \text{ mm}$$

$$I_{cr} = \frac{400 \times 50^3}{12} + (50 \times 400) \times (Y - 25)^2 + \frac{100 \times Y^3}{3} + nA_s(d - Y)^2 + (n-1)A'_s(Y - d')^2 = 257 \times 10^6 \text{ mm}^4$$



۳- محاسبه مقدار بار وارد بر تیرچه در طول زمان

وزن بتن تیرچه ها (Dead):

وزن مرده تیرچه ها جزء بارهایی است که قبل از اتصال قطعات غیر سازه ای انجام می شود.

وزن مرده مربوط به کف سازی (SDead):

در سه ماهه اول معمولاً سفید کاری انجام نمی شود و قطعات غیر سازه ای نصب نمی شود. قسمتی از کف سازی ممکن است قبل از اتصال قطعات غیر سازه ای انجام شود و قسمتی دیگر پس از اتصال قطعات غیر سازه ای انجام شود. این درصد بسته به نوع سازه و بر اساس قضاوت مهندسی انتخاب می شود.

وزن مرده مربوط به تیغه بندی (Partition):

طبق پیش نویس مبحث ششم، بار تیغه بندی جزء بارهای مرده محسوب می شود. همانند بار مربوط به کفسازی، درصدی از وزن مربوط به تیغه ها ممکن است قبل از اتصال قطعات غیر سازه ای باشد.

در این مثال فرض می شود ۷۰ درصد کل بار مرده کف سازی و تیغه بندی قبل از اتصال قطعات غیر سازه ای و در سه ماهه اول اعمال میشود و ۳۰ درصد باقیمانده پس از اتصال قطعات غیر سازه ای اعمال میشود.

در آیین نامه ها و نشریه ها پیشنهادی برای این فرض ارائه نشده است. بسته به نظر طراح و کاربری سازه ممکن است عددی بین صفر درصد تا ۱۰۰ درصد برای این مورد در نظر گرفته شود.

اگر بخواهیم در جهت اطمینان عمل کنیم، می توانیم فرض کنیم ۱۰۰ درصد بار مرده کف سازی و تیغه بندی پس از اتصال قطعات غیرسازه ای اعمال می شود.

بار زنده:

تمامی بار زنده پس از اتصال قطعات غیر سازه ای اعمال میشود. قسمتی از بارهای زنده حالت دائمی دارند و ایجاد خزش می کنند. درصد دائمی بار زنده بر اساس کاربری سازه و قضاوت مهندسی تعیین می شود. در این مثال فرض می شود ۲۵ درصد بارهای زنده دائمی هستند. با تعاریف فوق داریم:

بار وارد بر تیرچه قبل از اتصال قطعات غیر سازه ای و در سه ماهه اول:

$$Dead + 0.7 \times (SDead + Part) = 2.5 + 0.7(2 + 1) = 4.6 \frac{kN}{m^2}$$

بار "دائمی" وارد بر تیرچه پس از اتصال قطعات غیر سازه ای :

$$0.3 \times (SDead + Part) + 0.25 Live = 0.3 \times (2 + 1) + 0.25 \times 2 = 1.4 \frac{kN}{m^2}$$

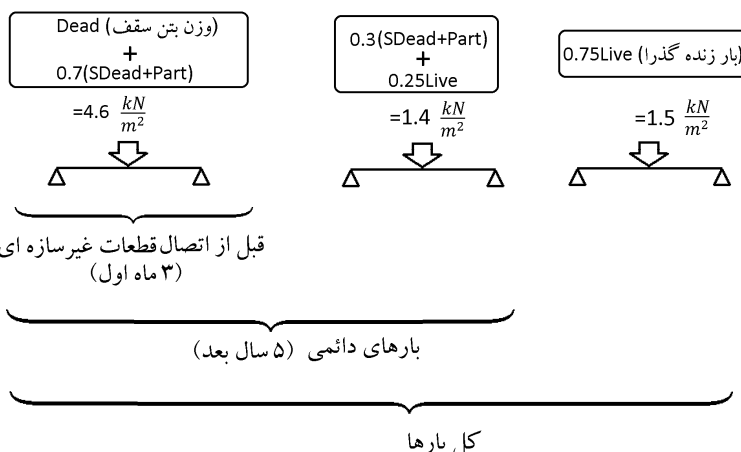
بار "غیر دائمی" وارد بر تیرچه:

$$0.75Live = 0.75 \times 2 = 1.5 \frac{kN}{m^2}$$

۴- محاسبه ممان اینرسی موثر (I_e)

بسته به میزان لنگر وارد بر تیر، ممان اینرسی موثر نیز تغییر می کند. بنابراین در هر مرحله که بارها افزایش می یابند، ممان اینرسی نیز کاهش می یابد.

طبق ACI در هر مرحله از بارگذاری می توان لنگر سرویس (M_a) و مقدار ممان اینرسی مربوطه (I_{cr}) را محاسبه کرد:



24.2.3.5 For nonprestressed members, effective moment of inertia, I_e, shall be calculated by Eq. (24.2.3.5a) unless obtained by a more comprehensive analysis, but I_e shall not be greater than I_g.

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \quad (24.2.3.5a)$$

M_a = maximum moment in member due to service loads at stage deflection is calculated, N-mm

ممان اینرسی موثر تحت اثر بار مرده وزن تیرچه و قسمتی از وزن کف سازی (۳ ماه اول و قبل از اتصال قطعات غیرسازه ای):

$$\left. \begin{aligned} M_a &= M_{D+0.7SD+0.7Part} = \frac{0.5qL^2}{8} \\ &= \frac{0.5 \times (4.6) \times 7^2}{8} = 14.09 \text{ kN.m} \\ M_{cr} &= 5.776 \text{ kN.m} \\ I_g &= 416.66 \times 10^6 \\ I_{cr} &= 257 \times 10^6 \end{aligned} \right\} I_{e-D+0.7SD+0.7Part} = \left(\frac{5.776}{14.09} \right)^3 \times 416.66 + \left[1 - \left(\frac{5.776}{14.09} \right)^3 \right] 257 = 268 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

ممان اینرسی موثر تحت اثر بارهای مرده (D+SD+Partition):

$$\left. \begin{aligned} M_a &= M_{D+SD+Partition} = \frac{0.5 \times (3.5 + 2) \times 7^2}{8} \\ &= 16.84 \text{ kN.m} \\ M_{cr} &= 5.776 \text{ kN.m} \\ I_g &= 416.66 \times 10^6 \\ I_{cr} &= 257 \times 10^6 \end{aligned} \right\} I_{e-D+SD+Part} = \left(\frac{5.776}{16.84} \right)^3 \times 416.66 + \left[1 - \left(\frac{5.776}{16.84} \right)^3 \right] 257 = 263.4 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

ممان اینرسی موثر تحت اثر بارهای دائمی (D+SD+Partition+0.25L):

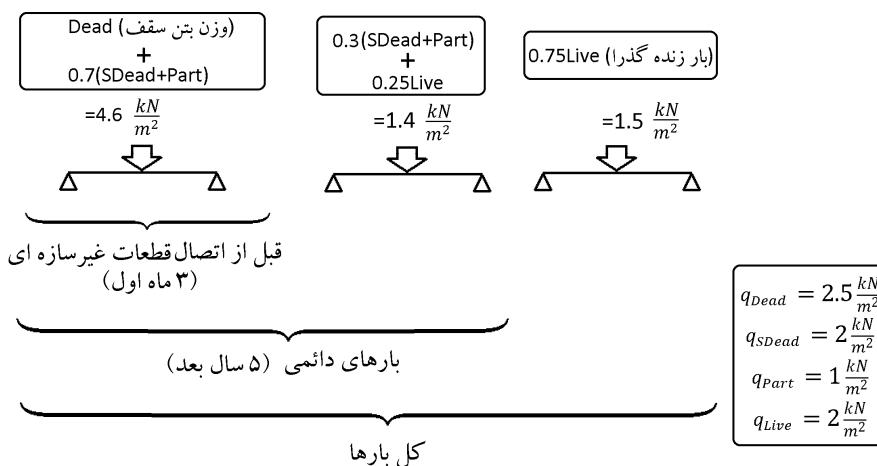
$$\left. \begin{aligned} M_a &= M_{D+SD+Partition+0.25L} = \frac{0.5 \times (4.6 + 1.6) \times 7^2}{8} \\ &= 18.375 \text{ kN.m} \\ M_{cr} &= 5.776 \text{ kN.m} \\ I_g &= 416.66 \times 10^6 \\ I_{cr} &= 257 \times 10^6 \end{aligned} \right\} I_{e-D+SD+Part+0.25L} = \left(\frac{5.776}{18.375} \right)^3 \times 416.66 + \left[1 - \left(\frac{5.776}{18.375} \right)^3 \right] 257 = 262 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

ممان اینرسی موثر تحت اثر کل بارها (Total=D+SD+Partition+L):

$$\left. \begin{aligned} M_a &= M_{D+SD+Partition+L} = \frac{0.5 \times (4.6 + 1.4 + 1.5) \times 7^2}{8} \\ &= 22.96 \text{ kN.m} \\ M_{cr} &= 5.776 \text{ kN.m} \\ I_g &= 416.66 \times 10^6 \\ I_{cr} &= 257 \times 10^6 \end{aligned} \right\} I_{e-D+SD+Partition+L} = \left(\frac{5.776}{22.96} \right)^3 \times 416.66 + \left[1 - \left(\frac{5.776}{22.96} \right)^3 \right] 257 = 260 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

* در روابط فوق ضریب 0.5 مربوط به فواصل تیرچه ها میباشد.

۵- محاسبه تغییر شکلهای آنی:



بارهای مرده، قبل از اتصال قطعات غیر سازه ای (۳ ماه اول):

$$\left. \begin{aligned} I_{e-D+0.7SD+0.7Part} &= 268 \times 10^6 \text{ mm}^4 \\ q_{D+0.7SD+0.7Part} &= 0.5 \times (4.6) = 2.3 \text{ kN.m} \\ E_c &= 4700\sqrt{20} = 21019 \text{ MPa} \\ L &= 7\text{m} \end{aligned} \right\}$$

$$\Delta_{D+0.7SD+0.7Part} = \frac{5 qL^4}{384 EI_e} = 12.75 \text{ mm}$$

کل بارهای مرده همراه با بار تیغه بندی (D+SD+Part):

$$\left. \begin{aligned} I_{e-D+SD+Part} &= 263.4 \times 10^6 \text{ mm}^4 \\ q_{D+SD+Part} &= 0.5(3.5 + 2) = 2.75 \text{ kN.m} \\ E_c &= 4700\sqrt{20} = 21019 \text{ MPa} \\ L &= 7\text{m} \end{aligned} \right\}$$

$$\Delta_{D+SD+Part} = \frac{5 qL^4}{384 EI_e} = 15.52 \text{ mm}$$

بارهای دائمی (D+SD+Part+0.25L):

$$\left. \begin{aligned} I_{D+SD+Part+0.25L} &= 262 \times 10^6 \text{ mm}^4 \\ q_{D+SD+Part+0.25L} &= 0.5 \times (3.5 + 2.5) = 3 \text{ kN.m} \\ E_c &= 4700\sqrt{20} = 21019 \text{ MPa} \\ L &= 7\text{m} \end{aligned} \right\}$$

$$\Delta_{D+SD+Part+0.25L} = \frac{5 qL^4}{384 EI_e} = 17 \text{ mm}$$

کل بارها (D+SD+Part+L):

$$\left. \begin{aligned} I_{e-D+SD+Part+L} &= 260 \times 10^6 \text{ mm}^4 \\ q_{D+SD+Part+L} &= 0.5 \times (3.5 + 2.5 + 1.5) = 3.75 \text{ kN.m} \\ E_c &= 4700\sqrt{20} = 21019 \text{ MPa} \\ L &= 7\text{m} \end{aligned} \right\}$$

$$\Delta_{D+SD+Part+L} = \frac{5 qL^4}{384 EI_e} = 21.45 \text{ mm}$$

تغییر شکل آنی تحت اثر بار زنده (Live):

$$\Delta_L = \Delta_{D+SD+Part+L} - \Delta_{D+SD+Part} = 21.45 - 15.52 = 5.93 \text{ mm}$$

24.2.4 Calculation of time-dependent deflections

24.2.4.1 Nonprestressed members

24.2.4.1.1 Unless obtained from a more comprehensive analysis, additional time-dependent deflection resulting from creep and shrinkage of flexural members shall be calculated as the product of the immediate deflection caused by sustained load and the factor λ_{Δ}

$$\lambda_{\Delta} = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \quad (24.2.4.1.1)$$

24.2.4.1.2 In Eq. (24.2.4.1.1), ρ' shall be calculated at midspan for simple and continuous spans, and at the support for cantilevers.

24.2.4.1.3 In Eq. (24.2.4.1.1), values of the time-dependent factor for sustained loads, ξ , shall be in accordance with Table 24.2.4.1.3.

Table 24.2.4.1.3—Time-dependent factor for sustained loads

Sustained load duration, months	Time-dependent factor ξ
3	1.0
6	1.2
12	1.4
60 or more	2.0

تبصره ۱	$\frac{l_e}{480}$	آن قسمت از تغییر شکل که بعد از اتصال قطعات غیر سازه‌ای ایجاد می‌شود. منظور مجموع اضافه افتادگی دراز مدت ناشی از بارهای دائمی و تغییر شکل آبی ناشی از بارهای زنده است.	۳- بامها یا کفهایی که به قطعات غیرسازه‌ای متصل هستند یا آنها را نگهداری می‌کنند و تغییر شکل زیاد ممکن است آسیبی در این قطعات ایجاد کند.	$(\Delta_{\text{creep-5year}} - \Delta_{\text{creep-3month}}) + \Delta_L$
تبصره ۲ و تبصره ۳	$\frac{l_e}{240}$	۴- بامها یا کفهایی که به قطعات غیرسازه‌ای متصل هستند یا آنها را نگهداری می‌کنند ولی تغییر شکل زیاد آسیبی در این قطعات ایجاد نمی‌کند.		

تبصره ۱- در صورتی که بتوان با اتخاذ تدابیری ویژه از ایجاد آسیب به قطعات غیرسازه‌ای جلوگیری

کرد، حد مربوط به محدودیت را می‌توان افزایش داد.

تبصره ۲- تغییر شکل نباید از حد رواداری قطعات غیر سازه‌ای تجاوز کند. در صورتی که در قطعه

خیز ایجاد شده باشد، حد محدودیت مشخص شده در مورد تفاضل تغییر شکل و خیز

اعمال می‌گردد.

تبصره ۳- اضافه تغییر شکل دراز مدت براساس ضابطه ۹-۱۷-۲-۴-۳ محاسبه می‌شود ولی

می‌توان اضافه تغییر شکل درازمدت را که قبل از اتصال قطعات غیرسازه‌ای در عضو ایجاد

شده محاسبه نمود و از کل مقدار اضافه تغییر شکل درازمدت کاست. در محاسبات

تغییر شکل مورد نظر مقدار باقیمانده دخالت داده می‌شود.

میلگرد فوقانی تیرچه $\phi 12$ می باشد. همراه با میگرد فوقانی، در قسمت بال فشاری، میلگرد افت و حرارت نیز $\phi 8$ فرض شده است:

$$\rho' = \frac{\phi 12 + \phi 8}{bd} = \frac{3.14 \times 6^2 + 3.14 \times 4^2}{500 \times 273} = 0.0012 \left\{ \begin{array}{l} \lambda_{5\text{-year}} = \frac{2}{1 + 50\rho'} = 1.886 \\ \xi = 2 \end{array} \right.$$

$$\rho' = \frac{\phi 12 + \phi 8}{bd} = \frac{3.14 \times 6^2 + 3.14 \times 4^2}{500 \times 273} = 0.0012 \left\{ \begin{array}{l} \lambda_{3\text{-month}} = \frac{1}{1 + 50\rho'} = 0.94 \\ \xi = 1 \end{array} \right.$$

$$\Delta_{\text{creep-5year}} = (\lambda_{5\text{year}})(\Delta_{D+SD+ \text{Partition}+0.25L}) = 1.886 \times 17 = 32 \text{ mm}$$

$$\Delta_{\text{creep-3month}} = (\lambda_{3\text{month}})(\Delta_{D+0.7SD+0.7 \text{Part}}) = 0.94 \times 12.75 = 11.86 \text{ mm}$$

$$\Delta_{\text{زنده}} + \Delta_{\text{مردم پس از اتصال غیر سازه ای}} + \Delta_{\text{خزش}} = \Delta_{\text{بار زنده + اضافه افتادگی درازمدت}} \\ = (\Delta_{\text{creep-5year}} - \Delta_{\text{creep-3month}}) + (\Delta_{D+SD+Partition} - \Delta_{D+0.7SD+0.7 Part}) \\ + (\Delta_{D+SD+Partition+L} - \Delta_{D+SD+Partition}) \\ \Delta_{\text{بار زنده + اضافه افتادگی درازمدت}} = (32 - 11.86) + (15.52 - 12.75) + (21.45 - 15.52) = 28.84 \text{ mm}$$

$$28.84 \text{ mm} < \left(\frac{L}{240} = \frac{7000}{240} = 29.16 \text{ mm} \right) \text{ OK}$$

$$\Delta_L = (21.45 - 15.52) = 5.93 < \left(\frac{L}{360} = \frac{7000}{360} = 19.4 \text{ mm} \right) \text{ OK}$$

۹-۱۹-۲-۴ محدودیت تغییر مکان در تیرها و دالها

۹-۱۹-۲-۴-۱ تغییر مکان‌های ایجاد شده در تیرها و دالها نباید از مقادیر مشخص شده در جدول ۹-۱۹-۲ تجاوز کنند.

جدول ۹-۱۹-۲ محدودیت تغییر مکان در تیرها و دالها

ملاحظات	حد تغییر مکان	تغییر مکان مورد نظر	انواع عضو
-	$\frac{1}{180}$	تغییر مکان آبی ناشی از بارهای زنده	۱- بام‌های تخت که به اعضای غیرسازه‌ای متصل نیستند یا آن‌ها را نگهداری نمی‌کنند لذا تغییر مکان زیاد آسیبی در این اعضا ایجاد نمی‌کند. ۲- مانند بالا در مورد کفها
تبصره ۱	$\frac{1}{480}$	آن قسمت از تغییر مکان که بعد از اتصال اعضای غیرسازه ای ایجاد می‌شود. منظور مجموع اضافه تغییر مکان درازمدت ناشی از بارهای دائمی و تغییر مکان آبی ناشی از بارهای زنده است.	۳- بام‌ها یا کف‌هایی که به اعضای غیرسازه‌ای متصل هستند یا آن‌ها را نگهداری می‌کنند و تغییر مکان زیاد ممکن است آسیبی در این اعضا ایجاد کند.
تبصره ۲ و ۳	$\frac{1}{240}$		۴- بام‌ها یا کف‌هایی که به اعضای غیرسازه‌ای متصل هستند یا آن‌ها را نگهداری می‌کنند ولی تغییر مکان زیاد آسیبی در این اعضا ایجاد نمی‌کند.

تبصره ۱- در صورتی که بتوان با اتخاذ تدابیری ویژه از ایجاد آسیب به اعضای غیرسازه‌ای جلوگیری کرد، حد مربوط به این محدودیت را می‌توان افزایش داد.

تبصره ۲- حد تعیین شده نباید از حد رواداری قطعات غیرسازه‌ای تجاوز کند.

تبصره ۳- اضافه تغییر مکان دراز مدت شامل آن قسمت از تغییر مکان که قبل از اتصال به اعضای غیرسازه ای ایجاد شده است، نمی‌شود. اضافه تغییر مکان مورد نظر تفاضل ایندو، قبل و بعد از اتصال این اعضا، می‌باشد.

۹-۱۹-۲-۴-۲ در ساختمان‌های متعارف مسکونی، اداری و تجاری رعایت محدودیت‌های شماره‌های ۲ و ۴ از جدول ۹-۱۹-۲ کافی تلقی می‌شود.

CHAPTER 6—STRUCTURAL ANALYSIS

6.5—Simplified method of analysis for nonprestressed continuous beams and one-way slabs

6.5.1 It shall be permitted to calculate M_u and V_u due to gravity loads in accordance with this section for continuous beams and one-way slabs satisfying (a) through (e):

- (a) Members are prismatic
- (b) Loads are uniformly distributed
- (c) $L \leq 3D$
- (d) There are at least two spans
- (e) The longer of two adjacent spans does not exceed the shorter by more than 20 percent

6.5.4 V_u due to gravity loads shall be calculated in accordance with Table 6.5.4.

Table 6.5.4—Approximate shears for nonprestressed continuous beams and one-way slabs

Location	V_u
Exterior face of first interior support	$1.15w_u\ell_n/2$
Face of all other supports	$w_u\ell_n/2$

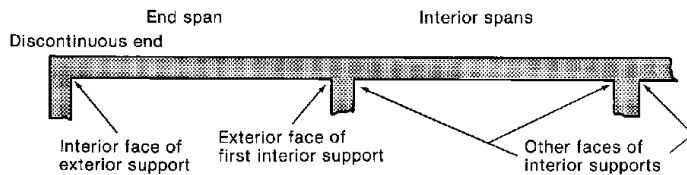
6.5.2 M_u due to gravity loads shall be calculated in accordance with Table 6.5.2.

Table 6.5.2—Approximate moments for nonprestressed continuous beams and one-way slabs

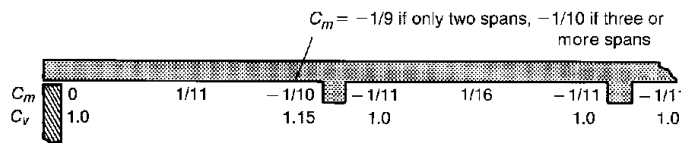
Moment	Location	Condition	M_u
Positive	End span	Discontinuous end integral with support	$w_u\ell_n^2/14$
		Discontinuous end unrestrained	$w_u\ell_n^2/11$
	Interior spans	All	$w_u\ell_n^2/16$
Negative ^[1]	Interior face of exterior support	Member built integrally with supporting spandrel beam	$w_u\ell_n^2/24$
		Member built integrally with supporting column	$w_u\ell_n^2/16$
	Exterior face of first interior support	Two spans	$w_u\ell_n^2/9$
		More than two spans	$w_u\ell_n^2/10$
	Face of other supports	All	$w_u\ell_n^2/11$
Face of all supports satisfying (a) or (b)	(a) slabs with spans not exceeding 10 ft (b) beams where ratio of sum of column stiffnesses to beam stiffness exceeds 8 at each end of span	$w_u\ell_n^2/12$	

^[1]To calculate negative moments, ℓ_n shall be the average of the adjacent clear span lengths.

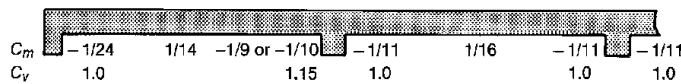
6.5.3 Moments calculated in accordance with 6.5.2 shall not be redistributed.



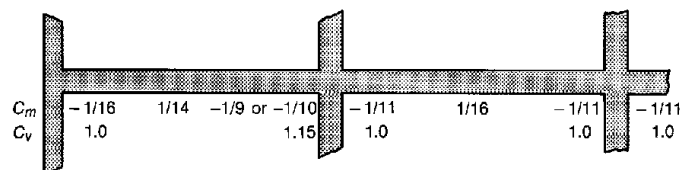
(a) Terminology.



(b) Moment and shear coefficients—Discontinuous end unrestrained.



(c) Moment and shear coefficients—Discontinuous end integral with support where support is a spandrel girder.



(d) Moment and shear coefficients—Discontinuous end integral with support where support is a column.

۹-۱۵-۴ آرماتورگذاری در دالها

۹-۱۵-۴-۱ ضوابط کلی آرماتورگذاری

۹-۱۵-۴-۱-۳ فاصله میلگردهای خمشی در دالها، جز در دالهای مشبک، نباید از دو برابر ضخامت دال و نه از ۳۵۰ میلی‌متر تجاوز کند. در دالهای مشبک، حداقل آرماتورگذاری در ناحیه‌ای از دال که روی حفره‌ها قرار دارد بر طبق بند ۹-۱۵-۴-۱-۲ تعیین می‌شوند. در مورد دال‌های در معرض شرایط محیطی شدید فاصله میلگردها به دو برابر ضخامت و ۲۵۰ میلی‌متر و برای شرایط محیطی خیلی شدید و فوق‌العاده شدید به ۱/۵ برابر ضخامت و ۲۰۰ میلی‌متر محدود می‌شود.

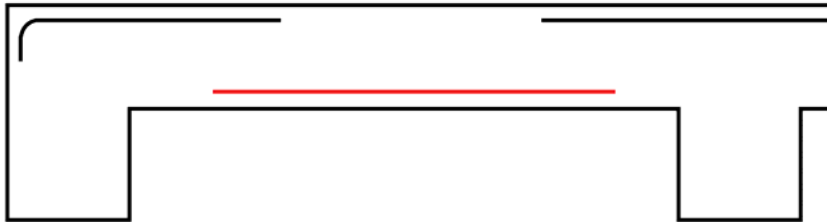
۹-۱۵-۴-۱-۱ مقادیر آرماتورهای لازم در مقاطع مختلف دال در هر امتداد بر مبنای لنگرهای خمشی وارد بر آن مقاطع محاسبه می‌شوند. مقادیر آرماتورهای به‌کار رفته در ناحیه کششی دال‌ها در هر صورت نباید کمتر از مقادیر نظیر حرارت و جمع‌شدگی مطابق بند ۹-۱۵-۴-۱-۲ در نظر گرفته شوند. در دال‌های یکطرفه که آرماتورهای خمشی صرفاً در یک جهت قرار می‌گیرند باید حداقل میلگردهای حرارت و جمع‌شدگی مطابق بند ۹-۱۵-۴-۱-۲ در جهت دیگر قرار داده شوند.

۹-۱۵-۴-۱-۴ میلگردهای خمشی مثبت عمود بر بعد ناپیوسته دال باید تا لبه دال ادامه یابند و به‌علاوه، به‌طولی حداقل معادل ۱۵۰ میلی‌متر به‌طور مستقیم، با قلاب یا بدون آن، در تیر پیشانی یا دیوار یا ستون داخل شوند.

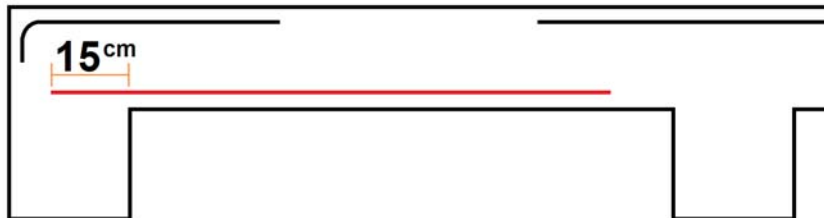
۹-۱۵-۴-۱-۲ نسبت سطح مقطع میلگرد های حرارت و جمع‌شدگی به‌کل سطح مقطع بتن برای دال‌هایی به ضخامت کمتر یا مساوی ۱۰۰۰ میلی‌متر نباید از مقادیر زیر کمتر اختیار شود:

- برای میلگردهای S۲۴۰، S۳۴۰ ۰/۰۰۲
- برای میلگردهای S۴۰۰ ۰/۰۰۱۸
- برای میلگردهای S۵۰۰ ۰/۰۰۱۵

توضیح بند ۹-۱۵-۴-۱-۴:



آیین نامه حالت فوق را نمی‌پذیرد.



حالت فوق مورد پذیرش آیین نامه است.

مثال:

دال یک طرفه با سه دهانه با طول 5.4m متر را طراحی نمایید. بار مرده سقف برابر 9 kN/m² و بار زنده با احتساب وزن تیغه ها برابر 6 kN/m² می باشد. عرض تیرهای تکیه گاهی برابر 500 mm می باشد.
بار ضریب دار:

$$q_u = \text{Max}[1.2 \times 9 + 1.6 \times 6, 1.4 \times 9] = 20.4 \text{ kPa}$$

۱- تعیین ضخامت دال

۱-۱- کنترل خیز دال:

ضخامت بر اساس برای دهانه انتهایی تعیین می شود:

$$\frac{5400}{24} = 225 \text{ mm}$$

۱-۲- کنترل برش در دال

با فرض استفاده از میلگرد $\phi 14$ برای دال:

$$d = 225 - 27 = 198 \text{ mm}$$

$$\left. \begin{aligned} V_u &= \frac{1.15 \times 20.4 \times (5.4 - 0.5 - 2 \times 0.198)}{2} = 52.83 \text{ kN} \\ \phi V_c &= 0.75 \times 0.17 \sqrt{25} \times (1000 \times 198) = 126.22 \text{ kN} \end{aligned} \right\}$$

ضخامت دال برابر $h=225 \text{ mm}$ مناسب بوده و به آرماتور برشی نیاز ندارد.

۲- محاسبه میلگردهای خمشی منفی در تکیه گاه خارجی:

$$\left. \begin{aligned} M_{u-ext}^- &= \frac{20.4 \times (5.4 - 0.5)^2}{24} = 20.4 \text{ kN.m} \\ \phi M_n &= 0.9 \times A_s \times 400 \times (0.9 \times 198) \end{aligned} \right\} \rightarrow A_s = 318 \text{ mm}^2$$

$$A_{s-min} = 0.002 \times 225 \times 1000 = 450 \text{ mm}^2$$

می توان از $\phi 12@25$ استفاده کرد. در این صورت مقدار A_s در یک متر عرض دال برابر 452 mm^2 خواهد بود که بیشتر از مقدار حداقل است.

۳- محاسبه میلگردهای خمشی منفی در اولین تکیه گاه داخلی:

$$\left. \begin{aligned} M_{u-1st-int}^- &= \frac{20.4 \times 4.9^2}{10} = 48.98 \text{ kN.m} \\ \phi M_n &= 0.9 \times A_s \times 400 \times (0.9 \times 198) \end{aligned} \right\} \rightarrow A_s = 763.5 \text{ mm}^2$$

با فرض استفاده از $\phi 14@20$ مقدار A_s در یک متر دال 769.3 mm^2 خواهد بود:

$$\phi M_n = 0.9 \times 769.3 \times 400 \times \left(198 - \frac{769.3 \times 400}{2 \times 1000 \times 0.85 \times 25} \right) = 52.83 \text{ kN.m}$$

قابل قبول است.

۴- محاسبه میلگردهای خمشی منفی در تکیه گاه داخلی دهانه میانی:

$$\left. \begin{aligned} M_{u-2st-int}^- &= \frac{20.4 \times 4.9^2}{11} = 44.53 \text{ kN.m} \\ \phi M_n &= 0.9 \times A_s \times 400 \times (0.9 \times 198) \end{aligned} \right\} \rightarrow A_s = 694 \text{ mm}^2$$

با فرض استفاده از $\phi 14@20$ مقدار A_s در یک متر دال 769.3 mm^2 خواهد بود:

$$\phi M_n = 0.9 \times 769.3 \times 400 \times \left(198 - \frac{769.3 \times 400}{2 \times 1000 \times 0.85 \times 25} \right) = 52.83 \text{ kN.m}$$

قابل قبول است.

۵- محاسبه میلگردهای خمشی مثبت در اولین دهانه:

$$\left. \begin{aligned} M_{u-1st}^+ &= \frac{20.4 \times 4.9^2}{14} = 34.98 \text{ kN.m} \\ \phi M_n &= 0.9 \times A_s \times 400 \times (0.9 \times 198) \end{aligned} \right\} \rightarrow A_s = 545 \text{ mm}^2$$

با فرض استفاده از $\phi 12@20$ مقدار A_s در یک متر دال 565.2 mm^2 خواهد بود:

$$\phi M_n = 0.9 \times 565.2 \times 400 \times \left(198 - \frac{565.2 \times 400}{2 \times 1000 \times 0.85 \times 25} \right) = 39.2 \text{ kN.m}$$

قابل قبول است.

۶- محاسبه میلگردهای خمشی مثبت در دهانه میانی:

$$\left. \begin{aligned} M_{u-1st}^+ &= \frac{20.4 \times 4.9^2}{16} = 30.61 \text{ kN.m} \\ \phi M_n &= 0.9 \times A_s \times 400 \times (0.9 \times 198) \end{aligned} \right\} \rightarrow A_s = 477 \text{ mm}^2$$

با فرض استفاده از $\phi 12@25$ مقدار A_s در یک متر دال 452 mm^2 خواهد بود:

$$\phi M_n = 0.9 \times 452 \times 400 \times \left(198 - \frac{452 \times 400}{2 \times 1000 \times 0.85 \times 25} \right) = 31.55 \text{ kN.m}$$

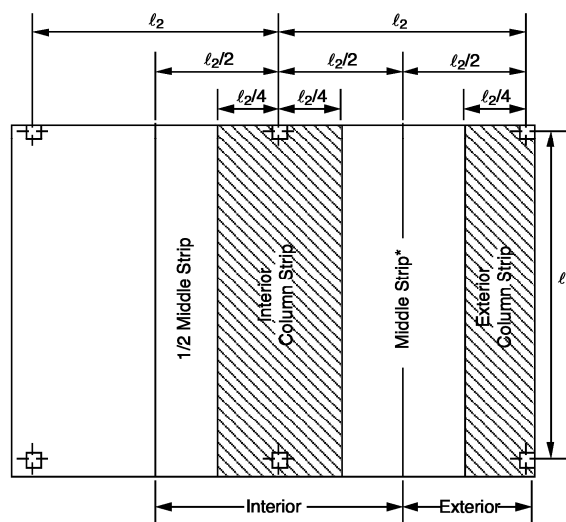
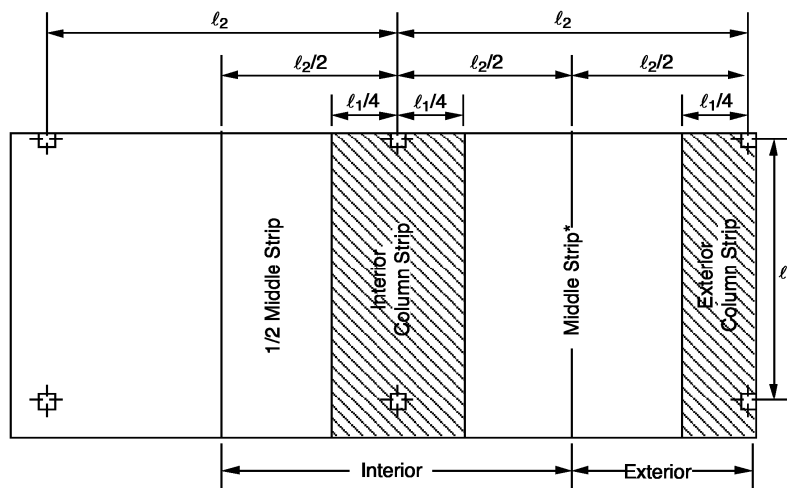
قابل قبول است.

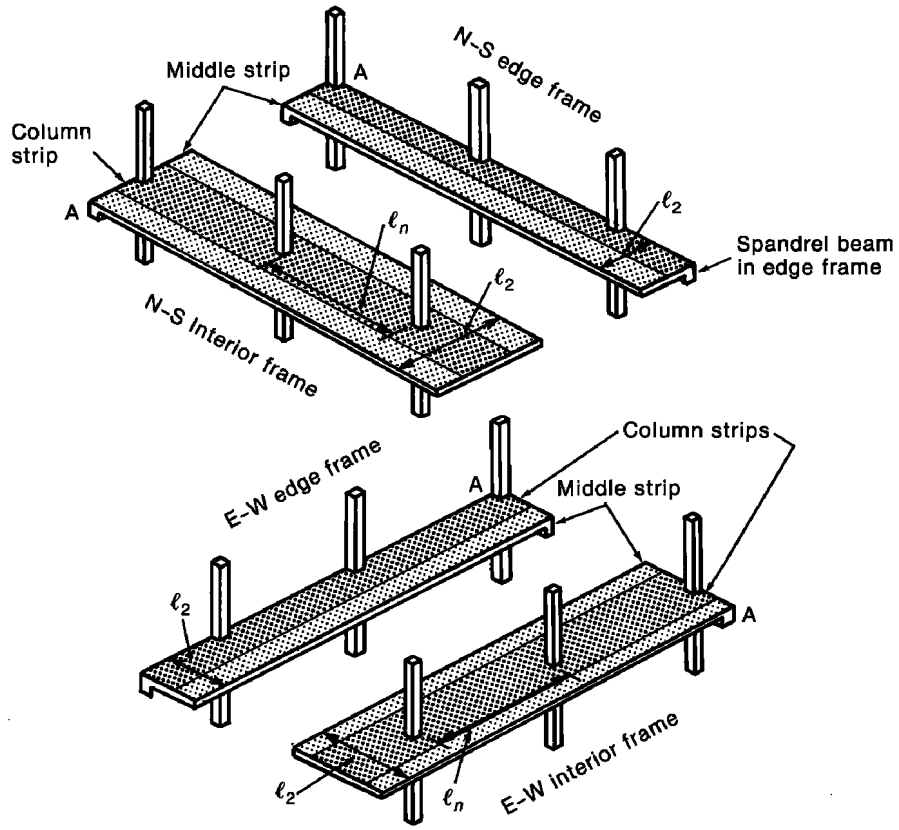
روش مستقیم
 OR
 روش قاب معادل

تحلیل } تعیین برش و لنگر در دال :

طراحی } تعیین ضخامت بر اساس خیز و برش
 تعیین آرماتورهای خمشی

۲۰-۱- روش آنالیز مستقیم

(a) Column strip for $l_2 \leq l_1$ (b) Column strip for $l_2 > l_1$



۹-۱۸-۲ تعاریف

۹-۱۸-۲-۱ سیستم دال

به مجموعه‌ای از قطعات صفحه‌ای یا بدون تیر گفته می‌شود که تحت اثر بارهای عمود بر صفحه خود قرار می‌گیرند. سیستم‌های معمول دال‌ها عبارتند از تیر-دال، دال تخت، دال قارچی و دال مشبک.

۹-۱۸-۲-۲ نوار پوششی

به قسمتی از سیستم دال گفته می‌شود که در دو سمت محور ستون‌های واقع در یک ردیف در پلان قرار می‌گیرد و به محوره‌های طولی گذرنده از وسط چشمه‌های مجاور محدود شود.

۹-۱۸-۲-۳ نوار ستونی

به قسمتی از نوار پوششی گفته می‌شود که در دو سمت محور ستون‌ها واقع شود و عرض آن در هر سمت محور برابر با $0.25l_1$ یا $0.25l_2$ هر کدام کوچکتر است، باشد. این نوار شامل تیر بین ستون‌ها در صورت وجود، نیز می‌شود.

۹-۱۸-۲-۴ نوار میانی

نواری از سیستم دال است که در حد فاصل دو نوار ستونی قرار می‌گیرد.

۹-۱۸-۲-۵ نوار کناری

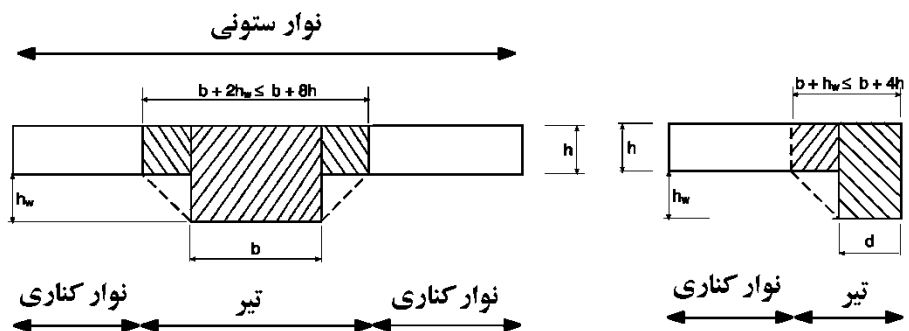
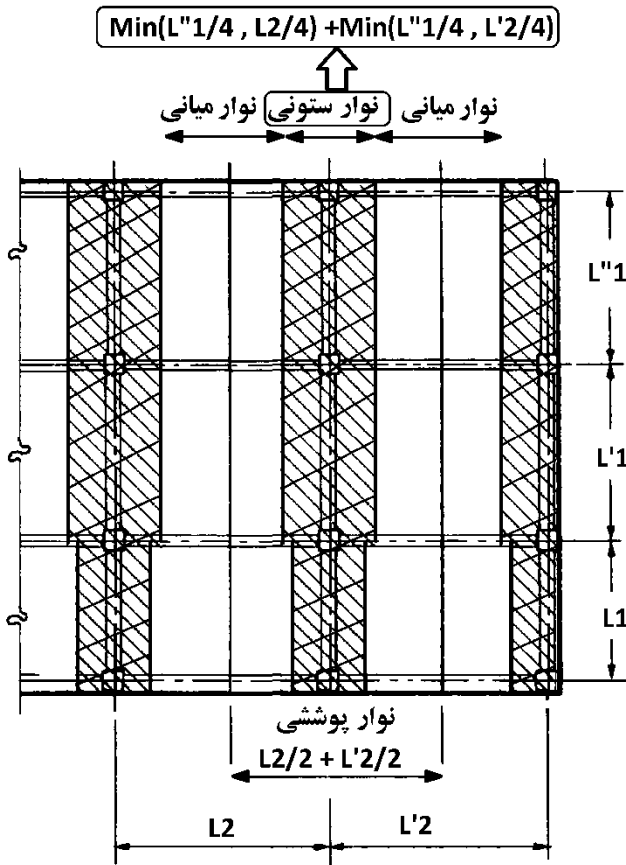
در سیستم (تیر، دال) نواری از دال است که در هر سمت تیر در نوار ستونی قرار می‌گیرد.

۹-۱۸-۲-۶ تیر در سیستم (تیر، دال)

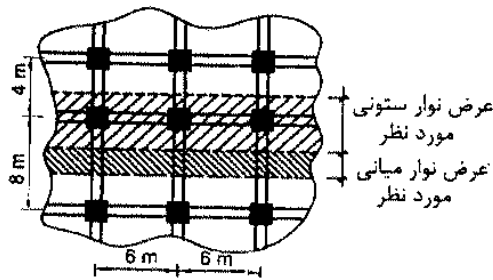
تیر در دال‌ها شامل جان تیر و قسمتی از دال است که در هر سمت تیر دارای عرضی برابر با تصویر مایل ۴۵ درجه آن قسمت از جان تیر باشد که در زیر یا در روی دال، هر کدام ارتفاع بیشتری دارد، قرار می‌گیرد مشروط بر آنکه این عرض در هر سمت جان بزرگتر از چهار برابر ضخامت دال نباشد.

۹-۱۸-۲-۷ چشمه دال

قسمتی از سیستم دال است که به محوره‌های ستون‌ها، تیرها، یا دیوارهای تکیه‌گاهی محدود می‌شود.



۳۳- شکل روبرو پلان قسمتی از یک سقف با سیستم دال دوطرفه را نشان می‌دهد. برای تحلیل و طراحی این دال عرض نوار میانی و نوار ستونی نشان داده شده در شکل به ترتیب چقدر باید در نظر گرفته شود؟



- (۱) ۳ متر و ۲ متر
- (۲) ۴ متر و ۲ متر
- (۳) ۵ متر و ۲.۵ متر
- (۴) ۶ متر و ۳ متر

گزینه ۳

عرض نوار ستونی:

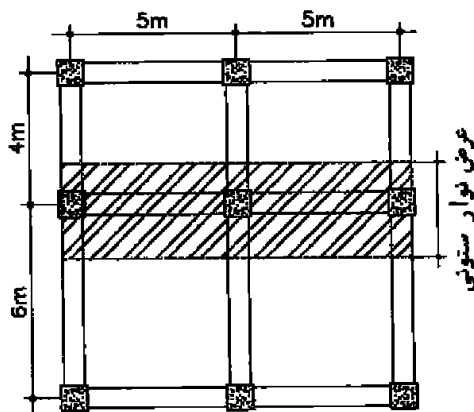
$$\text{Min} \left(\frac{6}{4}, \frac{8}{4} \right) + \text{Min} \left(\frac{6}{4}, \frac{4}{4} \right) = 1.5 + 1 = 2.5m$$

عرض نوار میانی:

$$8 - 2 \times \text{Min} \left(\frac{6}{4}, \frac{8}{4} \right) = 8 - 3 = 5m$$

تمرین: محاسبات ۸۷

۳۷- در دال دوطرفه زیر که قسمتی از دال‌های یک کف است، برای محاسبه آرماتورهای موردنیاز در نوار ستونی نشان داده شده در شکل، عرض نوار ستونی کدامیک از مقادیر زیر باید در نظر گرفته شود؟



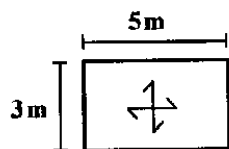
- (۱) ۵ متر
- (۲) ۳ متر
- (۳) ۲.۵ متر
- (۴) ۲ متر

گزینه ؟

$$\text{Min} \left(\frac{5}{4}, \frac{6}{4} \right) + \text{Min} \left(\frac{5}{4}, \frac{4}{4} \right) = 1.25 + 1 = 2.25 m$$

محاسبات-۹۱

۲۷- دال دو طرفه‌ی زیر در چهار طرف تکیه‌گاه ساده می‌باشد. اگر W_a و W_b به ترتیب سهم بار، در امتداد کوتاه و بلند از کل بار W باشند، $\frac{W_a}{W_b}$ کدام است؟



$f_c = 25 \text{ MPa}$ و $f_y = 400 \text{ MPa}$ و ضخامت دال و 20 cm

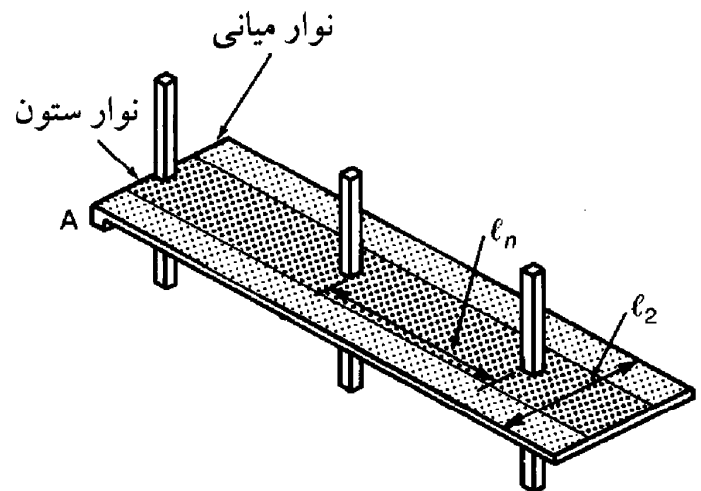
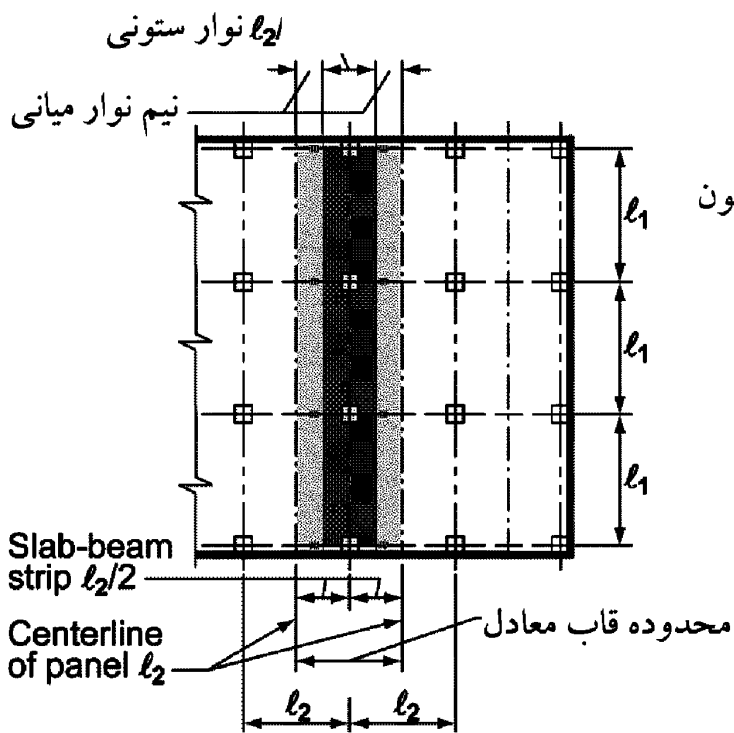
- (۱) ۲/۲۲
- (۲) ۲/۲۷
- (۳) ۷/۲۷
- (۴) ۷/۲۲

$$\frac{W_a}{W_b} = \left(\frac{5}{3} \right)^4 = 7.72$$

مثال:



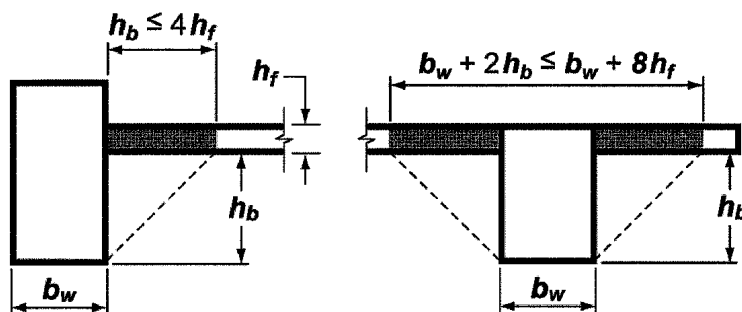
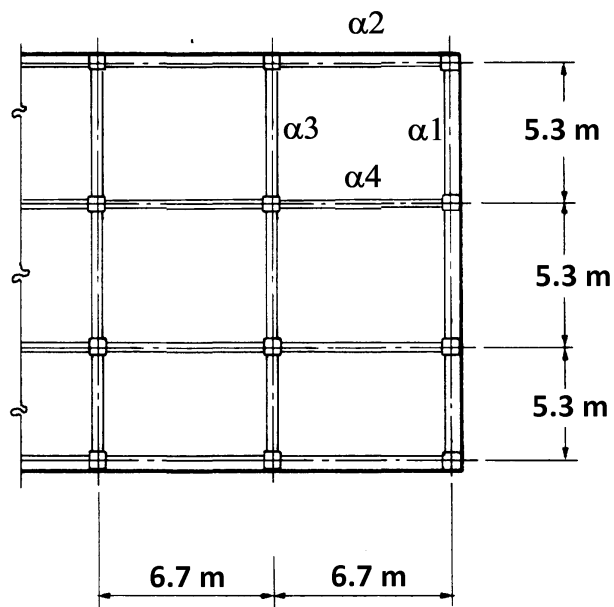
Column	45x45	cm
Internal-Beam	35x50	cm
External-Beam	35x70	cm
L2	670	cm
L1	530	cm
Fy	400	Mpa
q-Dead	400	kg/m ²
q-Live	500	kg/m ²
qu=1.2*D+1.6L	1280	kg/m ²



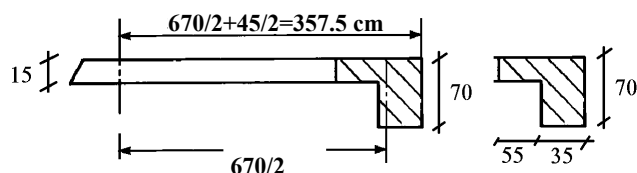
حل:

(در ابتدا فرض می کنیم ضخامت دال 15 cm است.)

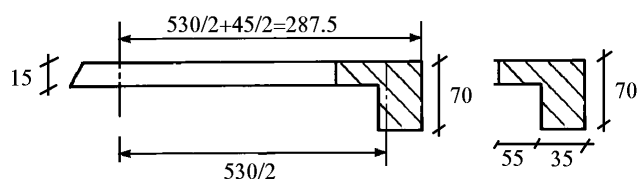
۱- محاسبه alpha برای تیرهای اطراف دهانه:



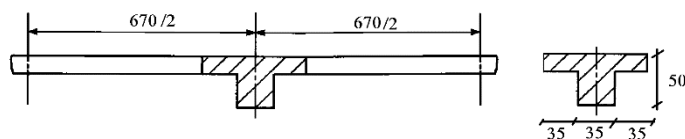
$$\left. \begin{aligned} I - beam &= 1482624 \text{ cm}^4 \\ I - slab &= \frac{357.5 \times 15^3}{12} = 100546.8 \text{ cm}^4 \end{aligned} \right\} \alpha 1 = \frac{1482624}{100546.8} = 14.74$$



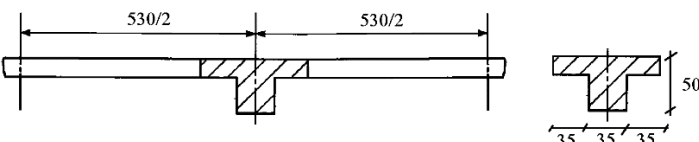
$$\left. \begin{aligned} I - beam &= 1482624 \text{ cm}^4 \\ I - slab &= \frac{287.5 \times 15^3}{12} = 80859 \text{ cm}^4 \end{aligned} \right\} \alpha 2 = \frac{1482624}{80859} = 18.33$$



$$\left. \begin{aligned} I - beam &= 585247.39 \text{ cm}^4 \\ I - slab &= \frac{670 \times 15^3}{12} = 188437 \text{ cm}^4 \end{aligned} \right\} \alpha 3 = \frac{585247.39}{188437} = 3.1$$



$$\left. \begin{aligned} I - beam &= 585247.39 \text{ cm}^4 \\ I - slab &= \frac{530 \times 15^3}{12} = 149062 \text{ cm}^4 \end{aligned} \right\} \alpha 4 = \frac{585247}{149062} = 3.93$$



۲- کنترل خیز بر اساس روابط تقریبی:

۶-۲-۱۷-۹ محاسبه تغییرشکل در دال‌های دوطرفه

۳-۶-۲-۱۷-۹ در سیستم دال‌های دوطرفه که بر اساس ضوابط فصل هجدهم طراحی شده‌اند در صورتی که ضخامت دال بیشتر از مقادیر مشخص شده در بندهای ۴-۶-۲-۱۷-۹ و ۵-۶-۲-۱۷-۹ باشد، کنترل تغییرشکل تحت بارهای متعارف الزامی نیست.

۴-۶-۲-۱۷-۹ حداقل ضخامت دال‌های تخت که در آنها تیرهای میانی بین تکیه‌گاه‌ها وجود ندارد، جهت عدم کنترل تغییرشکل، براساس مقادیر مندرج در جدول شماره ۳-۱۷-۹ در نظر گرفته شود. این ضخامت در هر حال نباید کمتر از مقادیر بندهای الف و ب اختیار شود:

الف) در دال‌های بدون کتیبه مطابق تعریف بندهای ۲-۴-۳-۱۸-۹ و ۳-۴-۳-۱۸-۹، مقدار ۱۲۵ میلی‌متر.

ب) در دال‌های با کتیبه یا سرستون مطابق تعریف بندهای ۲-۴-۳-۱۸-۹ و ۳-۴-۳-۱۸-۹، مقدار ۱۰۰ میلی‌متر.

۵-۶-۲-۱۷-۹ حداقل ضخامت دال‌هایی که در تمام اضلاع روی تیرها تکیه دارند و نسبت طول دهانه بزرگتر به طول دهانه کوچکتر در آنها کمتر از ۲ است، جهت عدم کنترل تغییر شکل، باید به شرح (الف) و (ب) تعیین شود:

الف) در دال‌هایی که نسبت α_m در آنها مساوی یا کوچکتر از ۰/۲ است، طبق ضابطه بند ۴-۶-۲-۱۷-۹ تعیین می‌شود.

ب) در دال‌هایی که نسبت α_m در آنها بزرگتر از ۰/۲ و کوچکتر از ۲ است، طبق رابطه (۱-۶-۱۷-۹) به دست می‌آید:

$$h = \frac{l_n(1.0 + 0.6f_y)}{36000 + 5000\beta(\alpha_m - 0.2)} \quad (1-6-17-9)$$

ضخامت دال در این حالت نباید کمتر از ۱۲۵ میلی‌متر در نظر گرفته شود:

پ) در دال‌هایی که نسبت α_m در آنها مساوی یا بزرگتر از ۲ است طبق رابطه (۲-۶-۱۷-۹):

$$h = \frac{l_n(1.0 + 0.6f_y)}{36000 + 9000\beta} \quad (2-6-17-9)$$

ضخامت دال در این حالت نباید کمتر از ۹۰ میلی‌متر در نظر گرفته شود.

$$\alpha_m = \frac{14.74 + 18.33 + 3.1 + 3.93}{4} = 10.025 > 2$$

$$h = \frac{(670 - 45)(800 + 0.6 \times 400)}{36000 + 9000 \times \left(\frac{670-45}{530-45}\right)} = 13.65 \text{ cm} \rightarrow h = 15 \text{ cm is OK}$$

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

α_m = متوسط مقدار α برای تمام تیرهای روی لبه یک چشمه دال

β = نسبت طول دهانه آزاد بزرگتر به طول دهانه آزاد کوچکتر در دال‌های دوطرفه

8.10—Direct design method

8.10.1 General

8.10.1.1 Two-way slabs satisfying the limits in 8.10.2 shall be permitted to be designed in accordance with this section.

8.10.2 Limitations for use of direct design method

8.10.2.1 There shall be at least three continuous spans in each direction.

8.10.2.2 Successive span lengths measured center-to-center of supports in each direction shall not differ by more than one-third the longer span.

8.10.2.3 Panels shall be rectangular, with the ratio of longer to shorter panel dimensions, measured center-to-center of supports, not to exceed 2.

8.10.2.4 Column offset shall not exceed 10 percent of the span in direction of offset from either axis between center-lines of successive columns.

8.10.2.5 All loads shall be due to gravity only and uniformly distributed over an entire panel.

8.10.2.6 Unfactored live load shall not exceed two times the unfactored dead load.

$$0.2 \leq \frac{\alpha_{f1} l_2^2}{\alpha_{f2} l_1^2} \leq 5.0 \quad (8.10.2.7a)$$

where α_{f1} and α_{f2} are calculated by:

$$\alpha_f = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s} \quad (8.10.2.7b)$$

$$\frac{\alpha_3 \times 670^2}{\alpha_2 \times 530^2} = 0.24 > 0.2 \quad OK$$

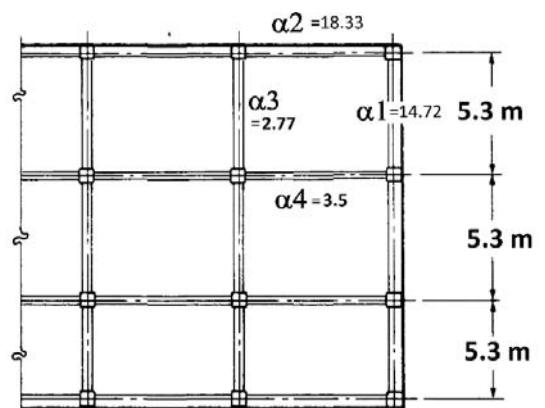
۳- کنترل شرایط استفاده از روش طرح مستقیم:

$$(530 - 530) < \frac{530}{3} \quad OK$$

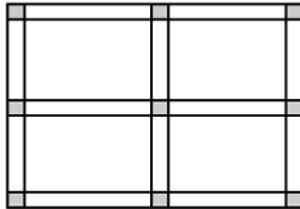
$$\frac{670}{530} < 2 \quad OK$$

Offset is Zero OK

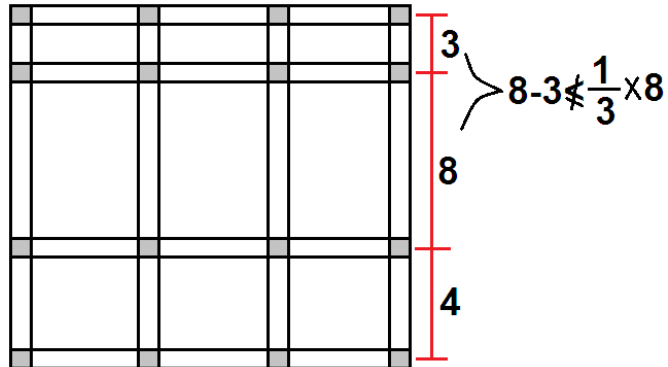
$$\frac{500}{400} < 2 \quad OK.$$



(۱) در هر جهت حداقل ۳ دهانه پیوسته وجود داشته باشد. به عنوان مثال، در پلان زیر نمی توان از روش طرح مستقیم استفاده کرد:

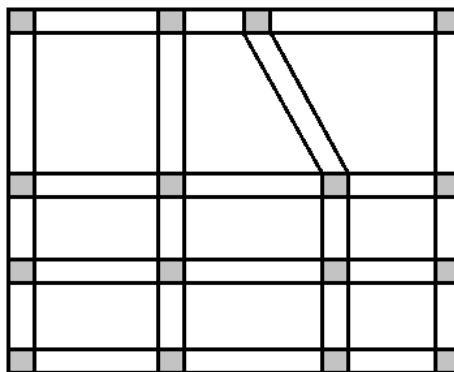


(۲) اختلاف طول مرکز به مرکز دهانه های پشت سر هم در هر جهتی نباید از مقدار $\frac{1}{3}$ طول دهانه بزرگتر تجاوز کند.



(۳) برای پانل های مستطیلی نباید نسبت بعد بزرگتر به بعد کوچکتر پانل، از ۲ تجاوز کند.

(۴) آفست پانل ها ناچیز باشد.



(۵) بار باید فقط شامل بارهای مرده و زنده باشند و بصورت یکنواخت روی سطح پخش گردند.

(۶) بار زنده از ۲ برابر بار مرده نباید فراتر برود. (بدون ضریب)

(۷) رابطه 8.10.2.7a بایستی برقرار باشد.

8.10.3 Total factored static moment for a span

8.10.3.1 Total factored static moment M_o for a span shall be calculated for a strip bounded laterally by the panel centerline on each side of the centerline of supports.

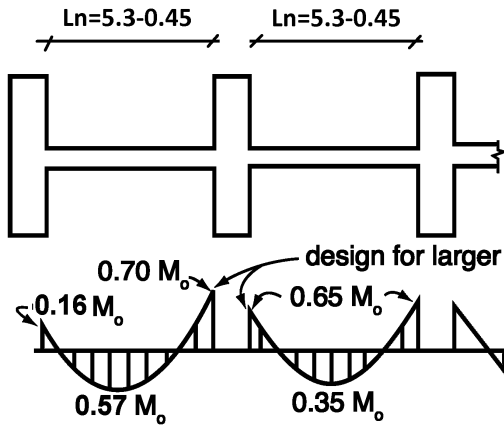
8.10.3.2 The absolute sum of positive and average negative M_u in each direction shall be at least:

$$M_o = \frac{q_u \ell_2 \ell_n^2}{8} \quad (8.10.3.2)$$

8.10.3.2.1 In Eq. (8.10.3.2), ℓ_n is the clear span length in the direction that moments are considered, shall extend from face to face of columns, capitals, brackets, or walls, and shall be at least $0.65\ell_1$.

8.10.3.2.2 In Eq. (8.10.3.2), if the transverse span of panels on either side of the centerline of supports varies, ℓ_2 shall be taken as the average of adjacent transverse spans.

8.10.3.2.3 In Eq. (8.10.3.2), if the span adjacent and parallel to a slab edge is being considered, the distance from edge to panel centerline shall be substituted for ℓ_2 .



$$M_{Neg1} = 0.16 \times 25216 = 4034.56 \text{ kg.m}$$

$$M_{Pos1} = 0.57 \times 25216 = 14373.12 \text{ kg.m}$$

$$M_{Neg2} = 0.7 \times 25216 = 17651 \text{ kg.m}$$

$$M_{Neg3} = 0.65 \times 25216 = 16390 \text{ kg.m}$$

$$M_{Pos2} = 0.35 \times 25216 = 8826 \text{ kg.m}$$

8.10.4 Distribution of total factored static moment

8.10.4.1 In an interior span, M_o shall be distributed as follows: $0.65M_o$ to negative moment and $0.35M_o$ to positive moment.

8.10.4.2 In an end span, M_o shall be distributed in accordance with Table 8.10.4.2.

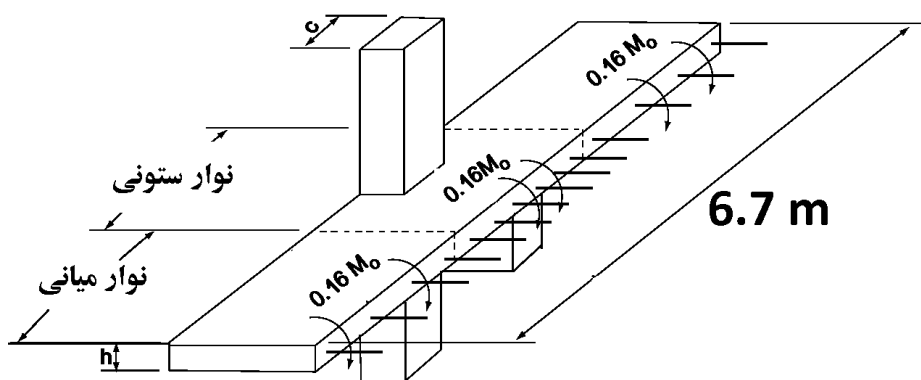
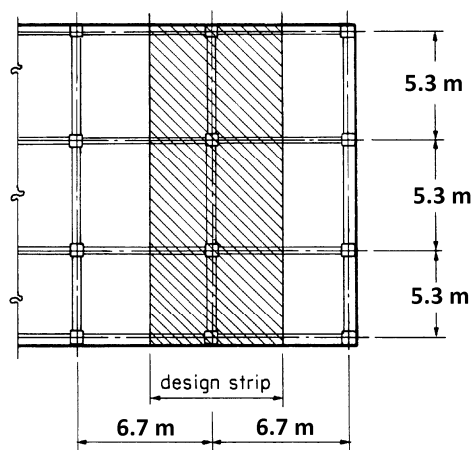
Table 8.10.4.2—Distribution coefficients for end spans

	Exterior edge unrestrained	Slab with beams between all supports	Slab without beams between interior supports		Exterior edge fully restrained
			Without edge beam	With edge beam	
Interior negative	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65
Positive	0.63	0.57	0.52	0.50	0.35
Exterior negative	0	0.16	0.26	0.30	0.65

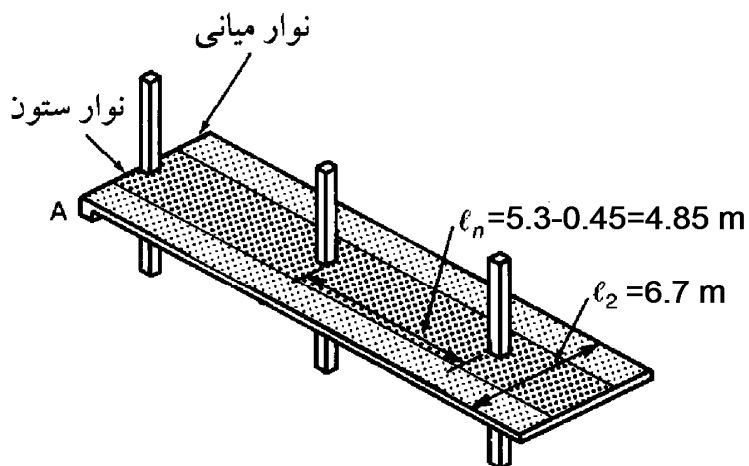
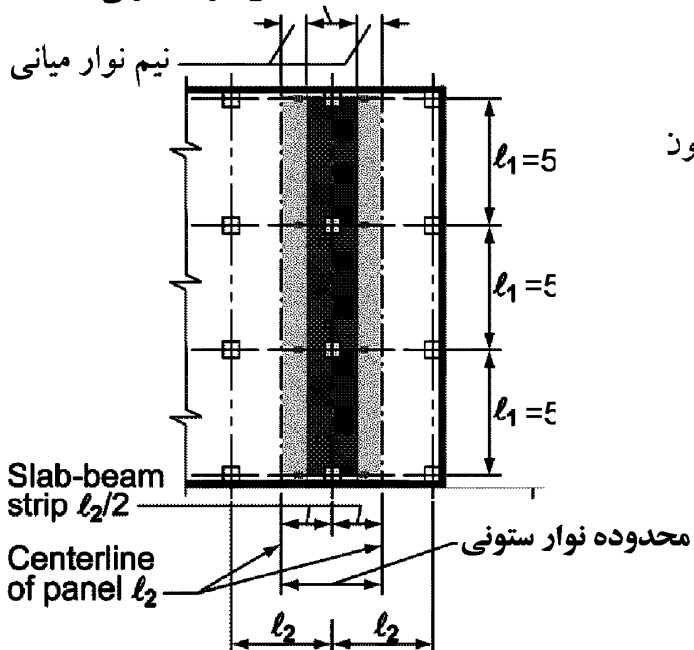
8.10.4.3 Modification of negative and positive factored moments by up to 10 percent shall be permitted if the total factored static moment for a panel, M_o , in the direction considered is at least that calculated by Eq. (8.10.3.2). Moment redistribution in accordance with 6.6.5 is not permitted.

8.10.4.4 Critical section for negative M_u shall be at the face of rectangular supports.

8.10.4.5 Negative M_u shall be the greater of the two interior negative M_u calculated for spans framing into a common support unless an analysis is made to distribute the unbalanced moment in accordance with stiffnesses of adjoining elements.



نوار ستونی l_2



8.10.5 Factored moments in column strips

۷- تعیین سهم نوار ستونی از لنگرها

8.10.5.1 The column strip shall resist the portion of interior negative M_u in accordance with Table 8.10.5.1.

Table 8.10.5.1—Portion of interior negative M_u in column strip

$\alpha_f \ell_2 / \ell_1$	ℓ_2 / ℓ_1		
	0.5	1.0	2.0
0	0.75	0.75	0.75
≥ 1.0	0.90	0.75	0.45

Note: Linear interpolations shall be made between values shown.

8.10.5.2 The column strip shall resist the portion of exterior negative M_u in accordance with Table 8.10.5.2.

Table 8.10.5.2—Portion of exterior negative M_u in column strip

$\alpha_f \ell_2 / \ell_1$	β_t	ℓ_2 / ℓ_1		
		0.5	1.0	2.0
0	0	1.0	1.0	1.0
	≥ 2.5	0.75	0.75	0.75
≥ 1.0	0	1.0	1.0	1.0
	≥ 2.5	0.90	0.75	0.45

Note: Linear interpolations shall be made between values shown. β_t is calculated using Eq. (8.10.5.2a), where C is calculated using Eq. (8.10.5.2b).

$$\beta_t = \frac{E_{cb} C}{2E_{cs} I_s} \quad (8.10.5.2a)$$

$$C = \Sigma \left(1 - 0.63 \frac{x}{y} \right) \frac{x^3 y}{3} \quad (8.10.5.2b)$$

8.10.5.3 For T- or L-sections, it shall be permitted to calculate the constant C in Eq. (8.10.5.2b) by dividing the section, as given in 8.4.1.8, into separate rectangular parts and summing the values of C for each part.

8.10.5.4 If the width of the column or wall is at least $(3/4)\ell_2$, negative M_u shall be uniformly distributed across ℓ_2 .

8.10.5.5 The column strip shall resist the portion of positive M_u in accordance with Table 8.10.5.5.

Table 8.10.5.5—Portion of positive M_u in column strip

$\alpha_f \ell_2 / \ell_1$	ℓ_2 / ℓ_1		
	0.5	1.0	2.0
0	0.60	0.60	0.60
≥ 1.0	0.90	0.75	0.45

Note: Linear interpolations shall be made between values shown.

8.10.5.6 For slabs with beams between supports, the slab portion of column strips shall resist column strip moments not resisted by beams.

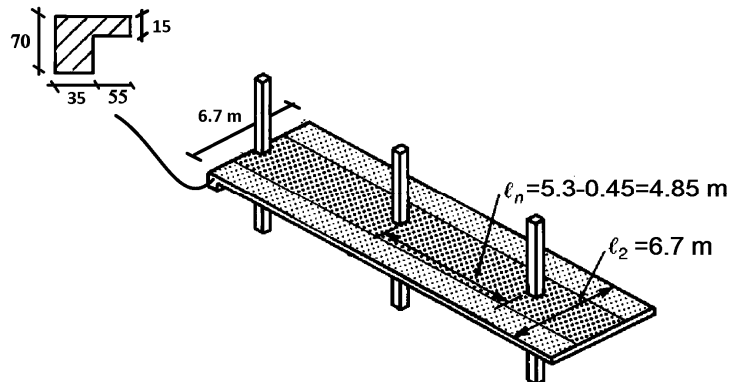
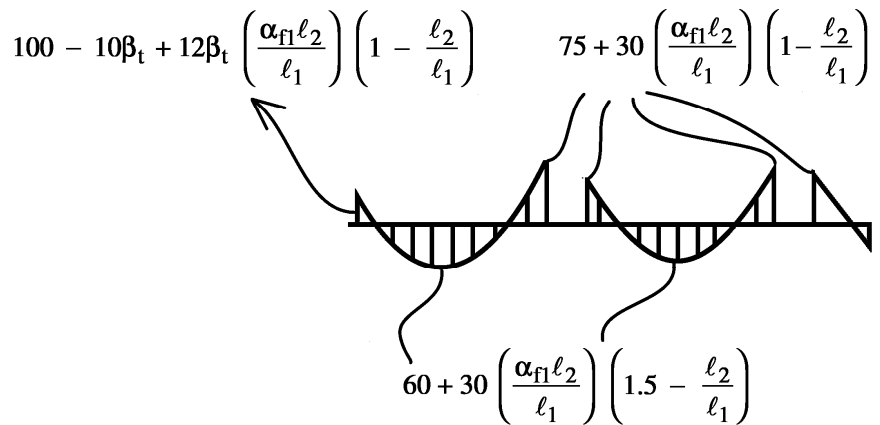
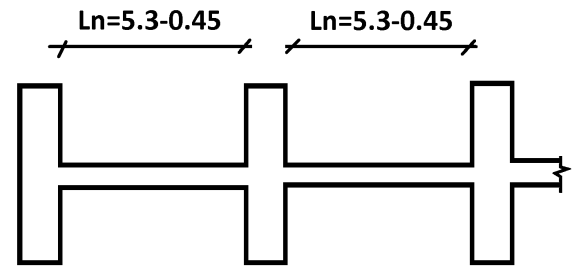
$$C = \left(1 - 0.63 \frac{55}{70} \right) \frac{55^3 \times 70}{3} + \left(1 - 0.63 \frac{15}{55} \right) \frac{15^3 \times 55}{3} = 736529 \text{ cm}^4 \rightarrow \beta_t = \frac{C}{2 \times \frac{670 \times 15^3}{12}} = 1.954 \leq 2.5$$

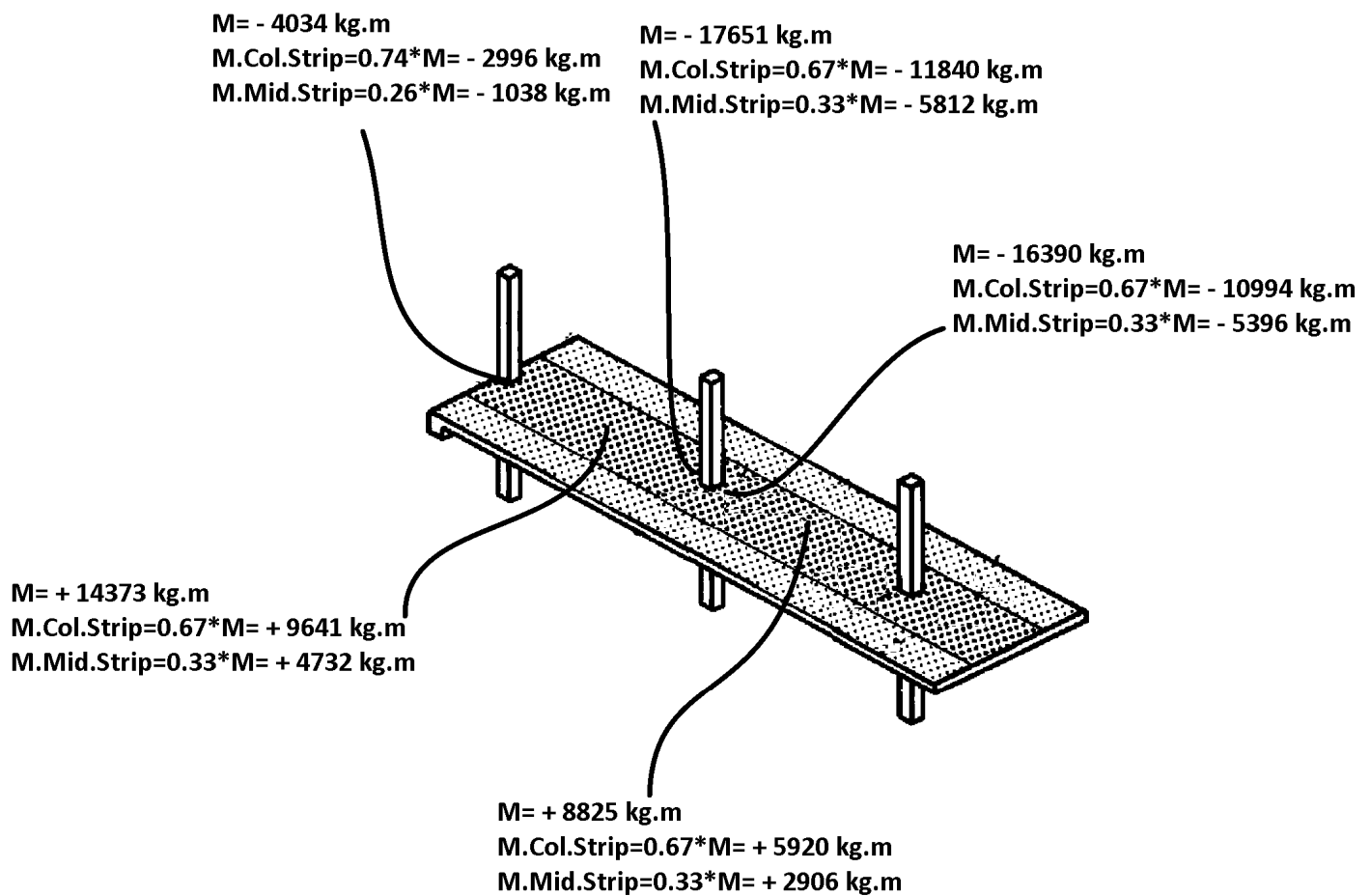
$$\frac{\alpha_{f1} \ell_2}{l_1} = \frac{3.1 \times 6.7}{5.3} = 3.91 > 1 \rightarrow \text{USE 1}$$

$$M_{NEG-EXT} = 100 - 10\beta_t + 12\beta_t \left(\frac{\alpha_{f1} \ell_2}{l_1} \right) \left(1 - \frac{L_2}{L_1} \right) = 100 - 19.54 + 12 \times 1.954 \times 1 \times \left(1 - \frac{6.7}{5.3} \right) = 74.26\%$$

$$M_{POS-EXT} = 60 + 30 \left(\frac{\alpha_{f1} \ell_2}{l_1} \right) \left(1.5 - \frac{L_2}{L_1} \right) = 60 + 30(1) \left(1.5 - \frac{6.7}{5.3} \right) = 67.07\%$$

$$M_{NEG-INT} = 75 + 30 \left(\frac{\alpha_{f1} \ell_2}{l_1} \right) \left(1 - \frac{L_2}{L_1} \right) = 75 + 30(1) \left(1 - \frac{6.7}{5.3} \right) = 67.07\%$$





8.10.5.7 Factored moments in beams

8.10.5.7.1 Beams between supports shall resist the portion of column strip M_u in accordance with Table 8.10.5.7.1.

Table 8.10.5.7.1—Portion of column strip M_u in beams

$a_f \ell_2 / \ell_1$	Distribution coefficient
0	0
≥ 1.0	0.85

Note: Linear interpolation shall be made between values shown.

8.10.5.7.2 In addition to moments calculated according to 8.10.5.7.1, beams shall resist moments caused by factored loads applied directly to the beams, including the weight of the beam stem above and below the slab.

8.10.6 Factored moments in middle strips

8.10.6.1 That portion of negative and positive factored moments not resisted by column strips shall be proportionately assigned to corresponding half middle strips.

8.10.6.2 Each middle strip shall resist the sum of the moments assigned to its two half middle strips.

8.10.6.3 A middle strip adjacent and parallel to a wall-supported edge shall resist twice the moment assigned to the half middle strip corresponding to the first row of interior supports.

۱۱۸- اگر از روش مستقیم برای طراحی دال‌های دو طرفه استفاده شود حداکثر مجاز برای باز توزیع لنگر چقدر است؟

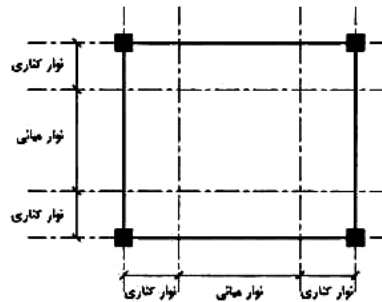
(۱) ۱۰٪

(۲) ۲۰٪

(۳) باز توزیع لنگر مجاز نیست.

(۴) همانند تیر سراسری پیوسته می‌باشد.

۱۱۸- پلان زیر برای یک دال بتن آرمه مفروض است. اگر این دال یک بار به عنوان دال متکی بر تیر قوی (حالت I) و یک بار به عنوان دال متکی بر ستون (حالت II) مورد نظر باشد، با توجه به شکل زیر لنگر بیشینه دال به ترتیب در حالت‌های I و II در کدام قسمت دال اتفاق می‌افتد؟



(۱) نوار میانی، نوار میانی

(۲) نوار میانی، نوار کناری

(۳) نوار کناری، نوار کناری

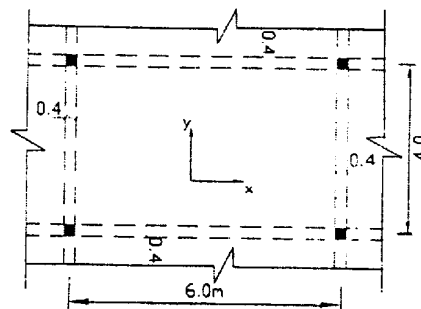
(۴) نوار کناری، نوار میانی

گزینه ۲

۴۴- در دال دو طرفه زیر که قسمتی از دال‌های یک کف است و مشمول ضوابط استفاده از روش مستقیم طرح دالها می‌شود، بگویید لنگرهای خمشی مثبت نهائی در نوار پوششی در دو جهت x و y به کدامیک از اعداد زیر نزدیک‌ترینند. شدت بار وارده به دال با در نظر

$$f_c = 200 \text{ kg/cm}^2, \quad f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{گرفتن وزن آن } w \begin{cases} D=0.6 \text{ t/m}^2 \\ L=0.4 \end{cases} \text{ است.}$$



$$(1) \quad M_y = 3.7 \text{ t.m} \quad , \quad M_x = 5.9 \text{ t.m}$$

$$(2) \quad M_y = 4.6 \text{ t.m} \quad , \quad M_x = 7.4 \text{ t.m}$$

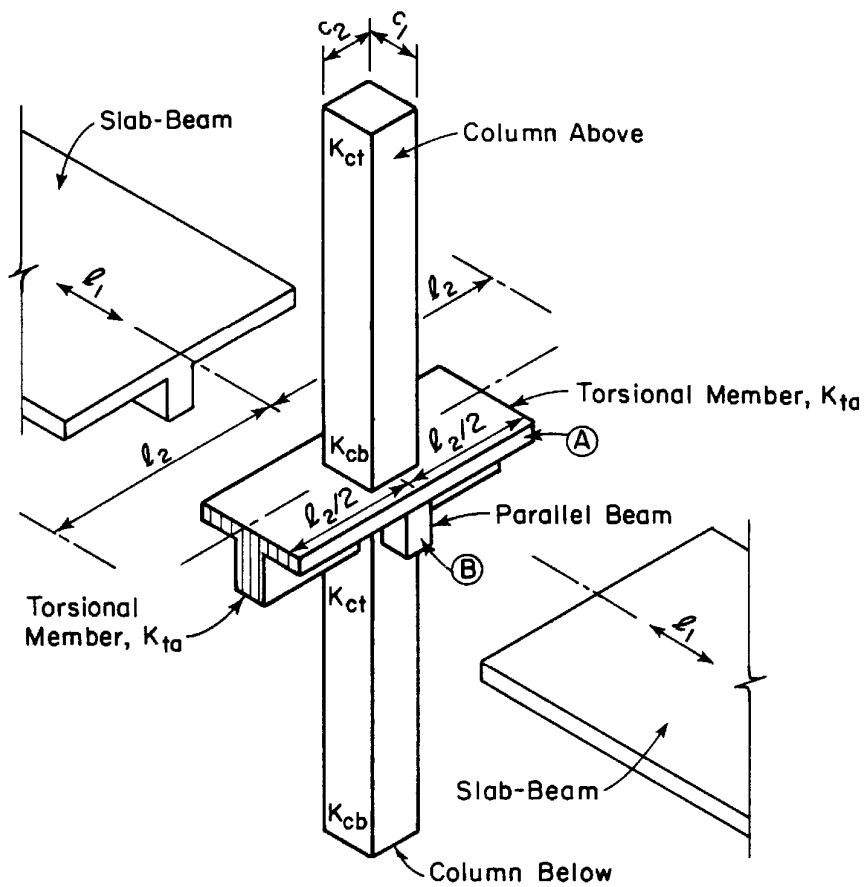
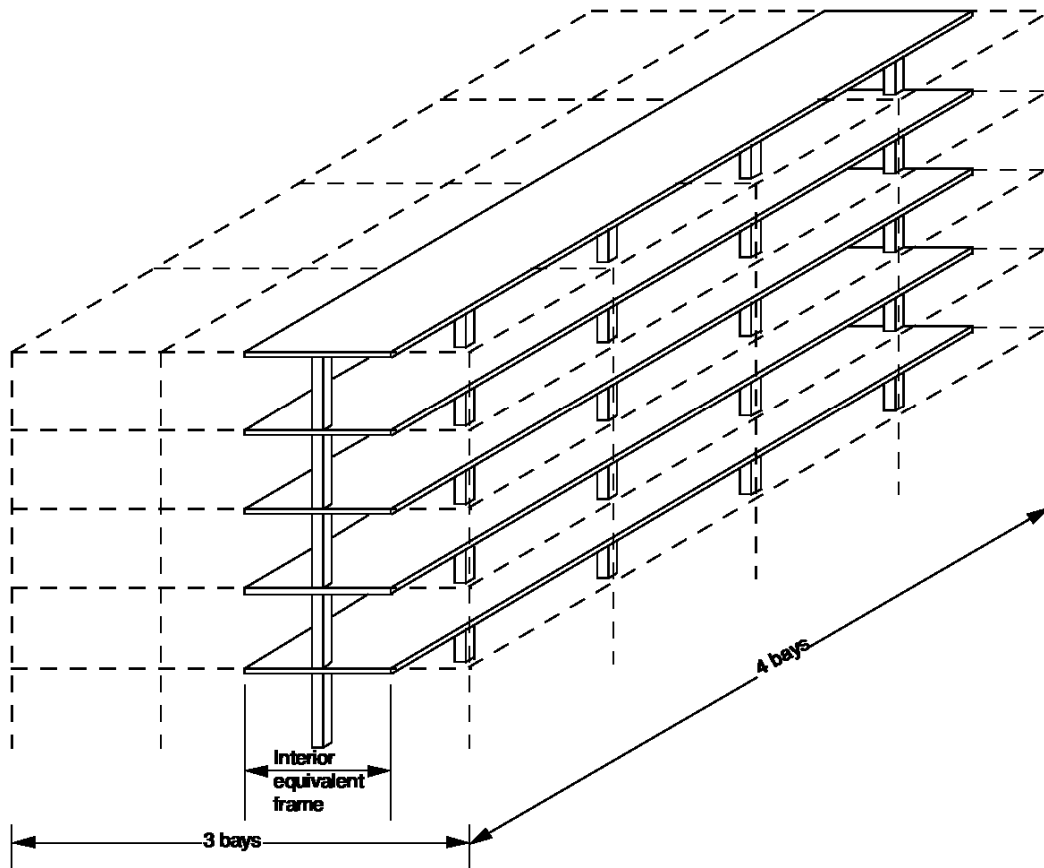
$$(3) \quad M_y = 6.9 \text{ t.m} \quad , \quad M_x = 11.0 \text{ t.m}$$

$$(4) \quad M_y = 8.6 \text{ t.m} \quad , \quad M_x = 13.0 \text{ t.m}$$

گزینه ۲

$$M_{0x} = \frac{q_u L_2 L_n^2}{8} = \frac{(1.2 \times 0.6 + 1.6 \times 0.4) \times 4 \times (6 - 0.4)^2}{8} = 21.32 \text{ ton.m} \quad \rightarrow \quad M_x^+ = 0.35 M_{0x} = 7.46 \text{ t.m.}$$

$$M_{0y} = \frac{q_u L_2 L_n^2}{8} = \frac{(1.2 \times 0.6 + 1.6 \times 0.4) \times 6 \times (4 - 0.4)^2}{8} = 13.2 \text{ ton.m} \quad \rightarrow \quad M_x^+ = 0.35 M_{0x} = 4.62 \text{ t.m.}$$



Equivalent Frame Members

8.7.3 Corner restraint in slabs

8.7.3.1 At exterior corners of slabs supported by edge walls or where one or more edge beams have a value of α_f greater than 1.0, reinforcement at top and bottom of slab shall be designed to resist M_u per unit width due to corner effects equal to the maximum positive M_u per unit width in the slab panel.

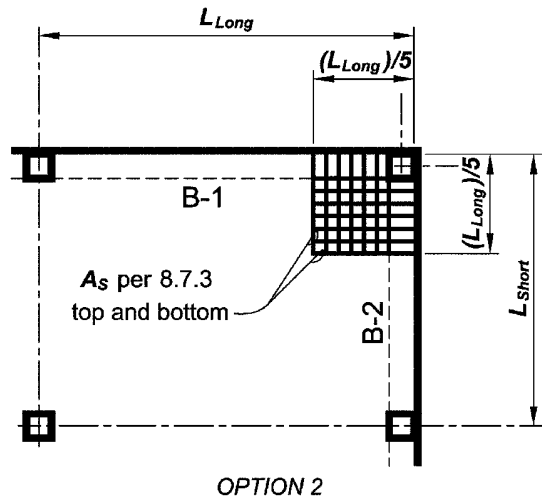
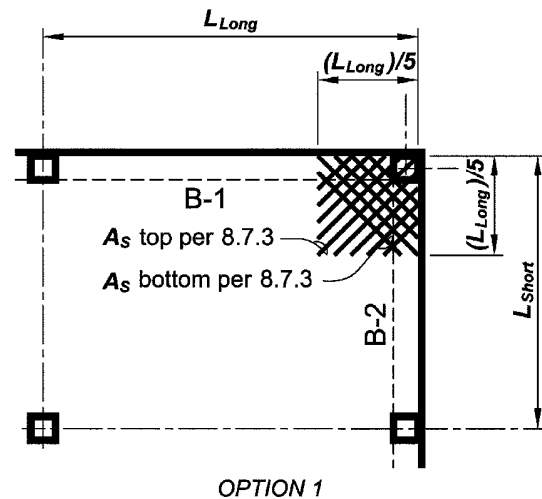
8.7.3.1.1 Factored moment due to corner effects, M_u , shall be assumed to be about an axis perpendicular to the diagonal from the corner in the top of the slab and about an axis parallel to the diagonal from the corner in the bottom of the slab.

8.7.3.1.2 Reinforcement shall be provided for a distance in each direction from the corner equal to one-fifth the longer span.

8.7.3.1.3 Reinforcement shall be placed parallel to the diagonal in the top of the slab and perpendicular to the diagonal in the bottom of the slab. Alternatively, reinforcement shall be placed in two layers parallel to the sides of the slab in both the top and bottom of the slab.

R8.7.3 Corner restraint in slabs

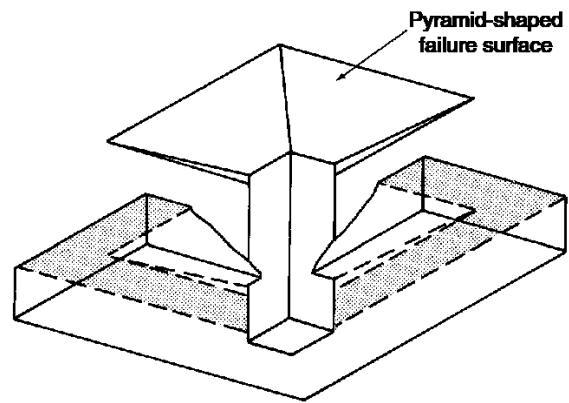
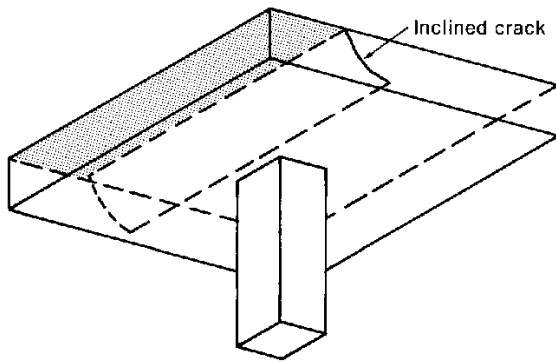
R8.7.3.1 Unrestrained corners of two-way slabs tend lift when loaded. If this lifting tendency is restrained by edge walls or beams, bending moments result in the slab. This section requires reinforcement to resist these moments and control cracking. Reinforcement provided for flexure in the primary directions may be used to satisfy this requirement. Refer to Fig. R8.7.3.1.



Notes:

1. Applies where B-1 or B-2 has $\alpha_f > 1.0$
2. Max. bar spacing $2h$, where h = slab thickness.

۲-۲۲- برش دو طرفه در دالها و پی ها



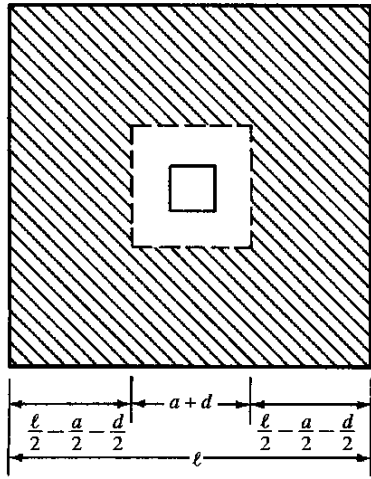
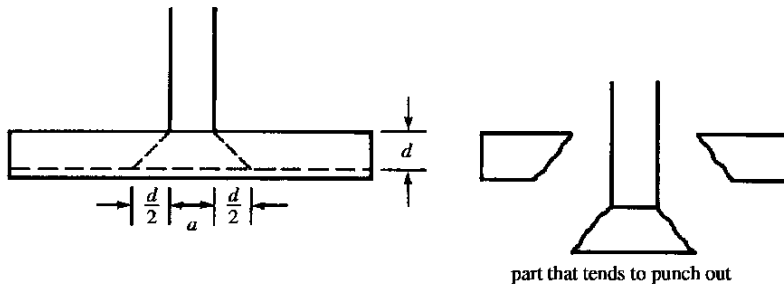
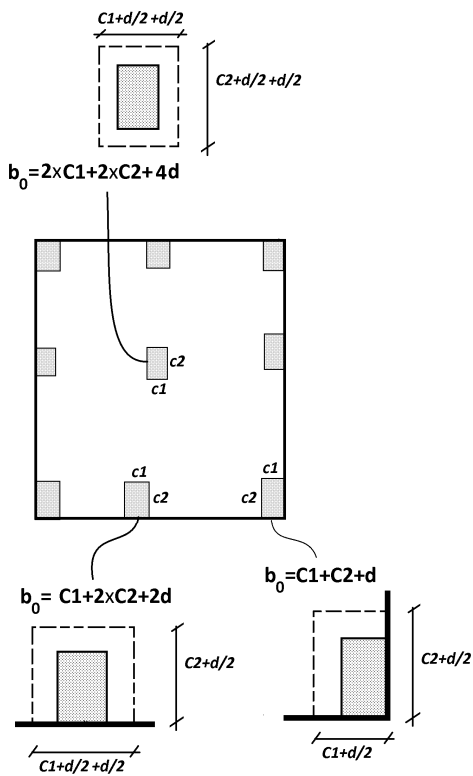


FIGURE 12.9 Two-way or punching shear.



22.6—Two-way shear strength

22.6.4 Critical sections for two-way members

22.6.4.1 For two-way shear, critical sections shall be located so that the perimeter b_o is a minimum but need not be closer than $d/2$ to (a) and (b):

- (a) Edges or corners of columns, concentrated loads, or reaction areas
- (b) Changes in slab or footing thickness, such as edges of capitals, drop panels, or shear caps

22.6.4.1.1 For square or rectangular columns, concentrated loads, or reaction areas, critical sections for two-way shear in accordance with 22.6.4.1(a) and (b) shall be permitted to be defined assuming straight sides.

22.6.4.1.2 For a circular or regular polygon-shaped column, critical sections for two-way shear in accordance with 22.6.4.1(a) and (b) shall be permitted to be defined assuming a square column of equivalent area.

22.6.4.2 For two-way members reinforced with headed shear reinforcement or single- or multi-leg stirrups, a critical section with perimeter b_o located $d/2$ beyond the outermost peripheral line of shear reinforcement shall also be considered. The shape of this critical section shall be a polygon selected to minimize b_o .

22.6.5 Two-way shear strength provided by concrete

22.6.5.1 For nonprestressed two-way members, v_c shall be calculated in accordance with 22.6.5.2. For prestressed two-way members, v_c shall be calculated in accordance with (a) or (b):

- (a) 22.6.5.2
- (b) 22.6.5.5, if the conditions of 22.6.5.4 are satisfied

22.6.5.2 v_c shall be calculated in accordance with Table 22.6.5.2.

Table 22.6.5.2—Calculation of v_c for two-way shear

v_c		
Least of (a), (b), and (c):	$0.33\lambda\sqrt{f'_c}$	(a)
	$0.17\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'_c}$	(b)
	$0.083\left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda\sqrt{f'_c}$	(c)

Note: β is the ratio of long side to short side of the column, concentrated load, or reaction area and α_s is given in 22.6.5.3.

22.6.5.3 The value of α_s is 40 for interior columns, 30 for edge columns, and 20 for corner columns.

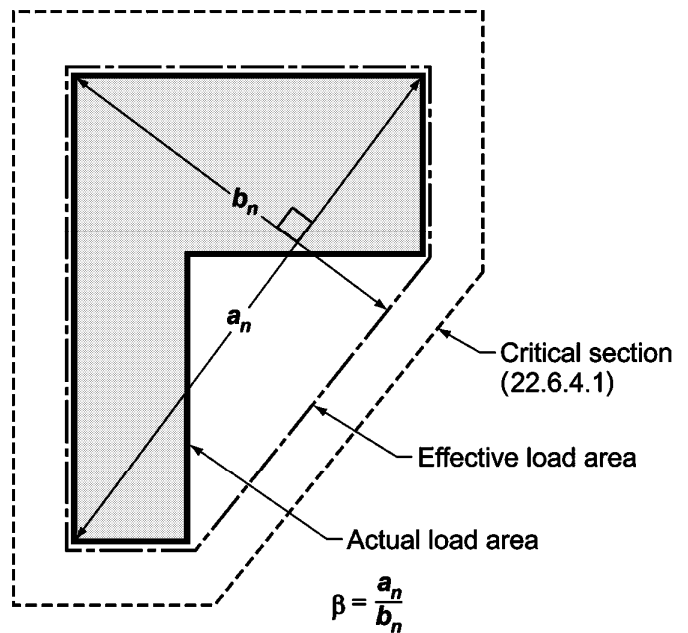
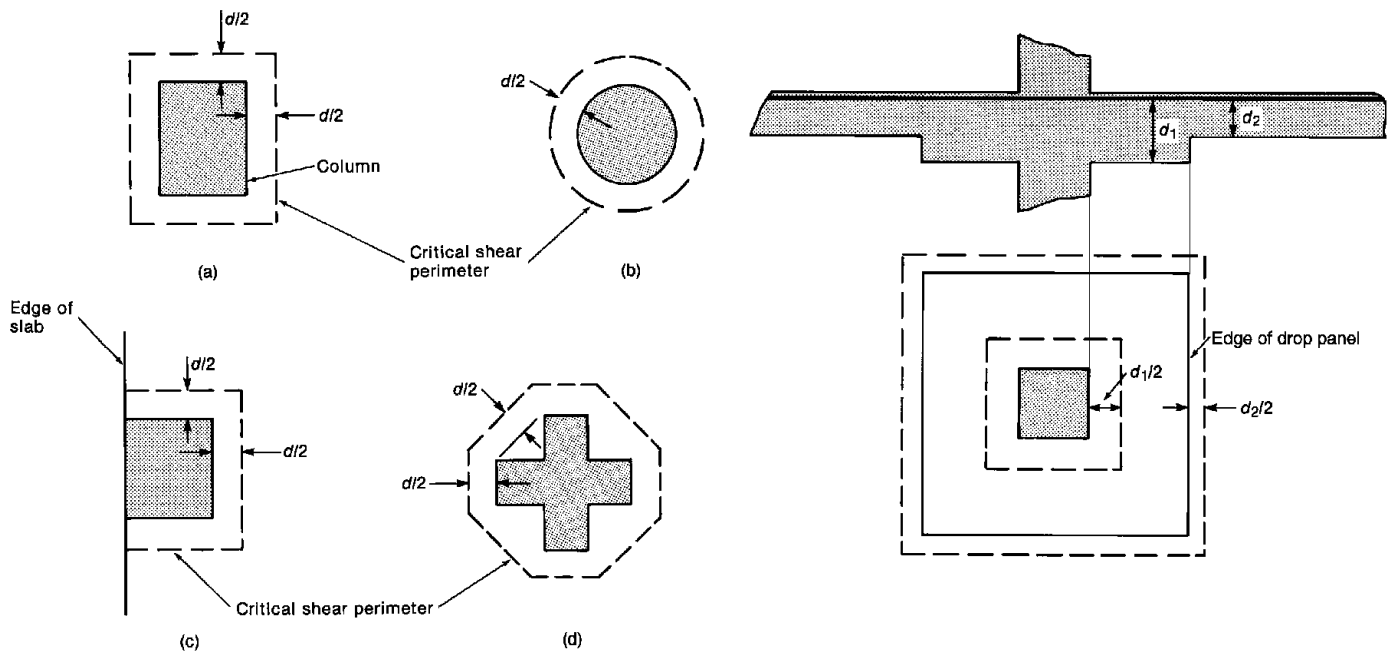


Fig. R22.6.5.2—Value of β for a nonrectangular loaded area



22.6.6 Maximum shear for two-way members with shear reinforcement

22.6.6.1 For two-way members with shear reinforcement, the value of v_c calculated at critical sections shall not exceed the limits in Table 22.6.6.1.

Table 22.6.6.1—Maximum v_c for two-way members with shear reinforcement

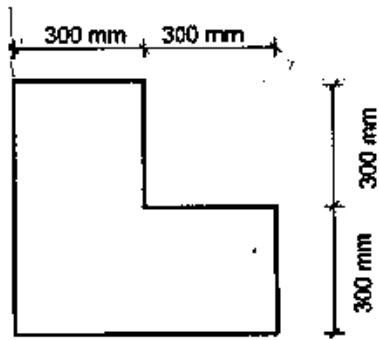
Type of shear reinforcement	Maximum v_c at critical sections defined in 22.6.4.1		Maximum v_c at critical section defined in 22.6.4.2	
Stirrups	$0.17\lambda\sqrt{f'_c}$	(a)	$0.17\lambda\sqrt{f'_c}$	(b)
Headed shear stud reinforcement	$0.25\lambda\sqrt{f'_c}$	(c)	$0.17\lambda\sqrt{f'_c}$	(d)

22.6.6.2 For two-way members with shear reinforcement, effective depth shall be selected such that v_u calculated at critical sections does not exceed the values in Table 22.6.6.2

Table 22.6.6.2—Maximum v_u for two-way members with shear reinforcement

Type of shear reinforcement	Maximum v_u at critical sections defined in 22.6.4.1	
Stirrups	$\phi 0.5\sqrt{f'_c}$	(a)
Headed shear stud reinforcement	$\phi 0.66\sqrt{f'_c}$	(b)

۵۹- دال تخت با عمق مؤثر 200 میلی متر روی یک ستون میانی با مقطعی مطابق شکل قرار دارد. محیط مقطع بحرانی (b_0) برای کنترل برش دوطرفه (پانچ) به کدامیک از اعداد زیر برحسب میلی متر نزدیکتر است؟

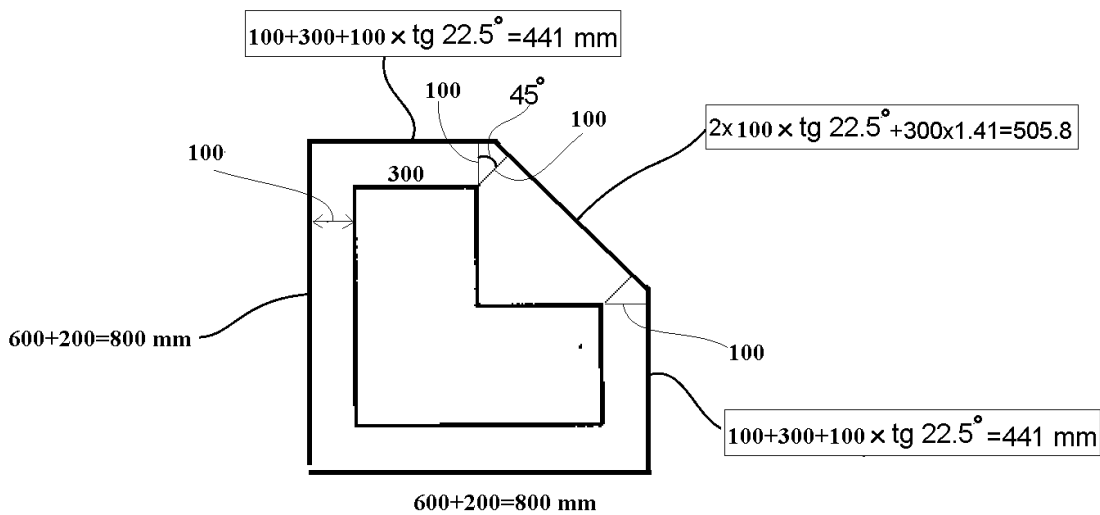


- (۱) 2800
(۲) 3000
(۳) 3200
(۴) 3400

گزینه ۲

محیط پانچ به فاصله $d/2$ از ستون محاسبه می شود. با توجه به اینکه عمق مؤثر دال 200mm می باشد، محیط پانچ به فاصله 100mm سنجیده می شود.

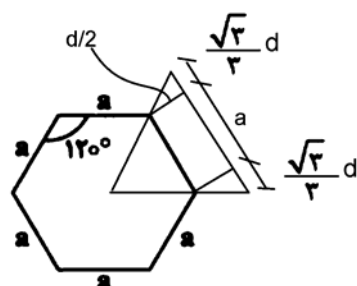
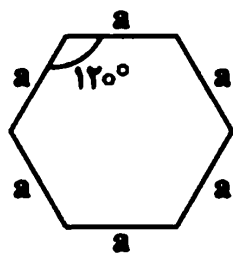
$$b_0 = 800 + 441 + 505.8 + 441 + 800 = 2987.8 \text{ mm}$$



- ضریب 0.707 در شکل فوق همان $\frac{\sqrt{2}}{2}$ می باشد.
- محیط پانچ به فاصله $d/2$ از بر گوشه های ستون اندازه گیری می شود.

۱۱۷- یک دال تخت با عمق مؤثر d دارای ستون‌های شش‌ضلعی منتظم مطابق شکل می‌باشد. محیط مقطع بحرانی برای

محاسبه مقاومت برشی دو طرفه (پانچ) دال کدام است؟



$$6a \quad (1)$$

$$6a + \sqrt{3}d \quad (2)$$

$$6a + 2\sqrt{3}d \quad (3)$$

$$6a + 4\sqrt{3}d \quad (4)$$

$$b_0 = 6 \left(a + 2 \frac{\sqrt{3}}{3} d \right) = 6a + 4\sqrt{3}d$$

۲۵- در یک ساختمان بتن آرمه با دال دو طرفه بدون تیر و با محوربندی منظم و با فاصله مرکز تا مرکز ستون‌ها از یکدیگر در هر دو جهت برابر 6 متر، در صورتی که ضخامت مؤثر دال 180 میلی‌متر، ابعاد مقطع ستونها 400×400 میلی‌متر، نوع بتن C25 و از آرماتور برشی و یا کلاهیک برشی استفاده نشده باشد، نیروی برشی مقاوم بتن V_c بر حسب کیلونیوتن برای عملکرد دو طرفه دال روی یک ستون میانی به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

$$460 \quad (4)$$

$$540 \quad (3)$$

$$690 \quad (2)$$

$$814 \quad (1)$$

گزینه ۳

$$\phi V_c = \phi \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 0.33 \\ 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \\ 0.083 \left(\frac{\alpha_0 \times d}{b_0} + 2 \right) \end{array} \right\} \sqrt{f'_c} b_0 d = \phi \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 0.33 \\ 0.17 \left(1 + \frac{2}{1} \right) = 0.51 \\ 0.083 \left(\frac{40 \times 180}{2320} + 2 \right) = 0.42 \end{array} \right\} \sqrt{f'_c} b_0 d$$

$$= \phi 0.33 \sqrt{f'_c} b_0 d = 0.75 \times 0.33 \sqrt{25} \times 2320 \times 180 = 516780 \text{ N} = 517 \text{ kN}$$

Table 22.6.5.2—Calculation of v_c for two-way shear

v_c		
Least of (a), (b), and (c):	$0.33 \lambda \sqrt{f'_c}$	(a)
	$0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c}$	(b)
	$0.083 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f'_c}$	(c)

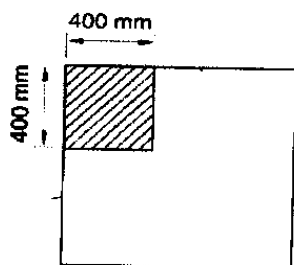
۱۵- بار محوری نهائی یک ستون 3500 kN است. محاسبات نشان می‌دهد که ظرفیت بتن برای تحمل برش دو طرفه (پانچ) برای شالوده این ستون که از رابطه $V_c = 2v_c b_0 d$ بدست می‌آید برابر 3200 کیلونیوتن می‌باشد اگر بخواهیم از میلگرد برشی برای جبران ضعف موجود استفاده کنیم، آنها را برای چه نیرویی بر حسب کیلونیوتن ($V_s = ?$) باید طراحی کنیم؟

- (۱) 300
(۲) 1900
(۳) 3500
(۴) 1450

گزینه ۲:

دقت شود که در صورت استفاده از آرماتور عرضی کمکی برای تحمل برش پانچ، مقاومت برشی بتن به نصف کاهش می‌یابد. بنابراین مقاومت بتن به جای 3200 kN برابر با 1600 kN منظور می‌شود. در این حالت میلگردهای برشی باید بتوانند نیرویی برابر با $3500 - 1600 = 1900$ kN را تحمل نمایند.

۵۵- ستون گوشه یک ساختمانی به ابعاد 400×400 میلی‌متر تحت اثر نیروی محوری فشاری، روی پی به ابعاد 1500×1500 mm قرار دارد. در صورتیکه در پی از آرماتور برشی و یا کلاهدک برشی استفاده نشده و عمق مؤثر پی $d = 500$ mm باشد، مقدار V_c برای کنترل برش در حالت حدی برای عملکرد دو طرفه بر حسب کیلونیوتن، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (رده بتن C25 و تنش برشی در مقطع بحرانی یکنواخت فرض شود).



(۱) 550

(۲) 850

(۳) 1250

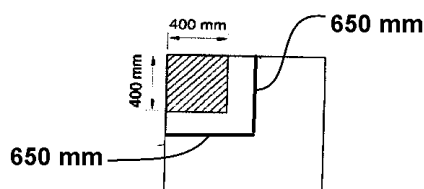
(۴) 1700

گزینه ۲

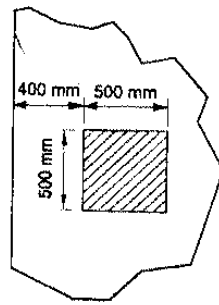
$$b_0 = 650 + 650 = 1300 \text{ mm} \quad \beta_c = \frac{400}{400} = 1 \quad \alpha_s = 20$$

$$\varphi V_c = \varphi \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 0.33 \\ 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \\ 0.083 \left(\frac{\alpha_0 \times d}{b_0} + 2 \right) \end{array} \right\} \sqrt{f'_c} b_0 d = \varphi \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 0.33 \\ 0.17 \left(1 + \frac{2}{1} \right) = 0.51 \\ 0.083 \left(\frac{20 \times 500}{1300} + 2 \right) = 0.8 \end{array} \right\} \sqrt{f'_c} b_0 d$$

$$= \varphi 0.33 \sqrt{f'_c} b_0 d = 0.75 \times 0.33 \sqrt{25} \times 1300 \times 500 = 804375 \text{ N} = 804 \text{ kN}$$



۳۲- ضخامت یک پی گسترده درجا برابر 1200 mm است. مقدار برش مقاوم دوطرفه پی مذکور، برای ستون بتنی کناری مطابق شکل زیر، برحسب کیلونیوتن، به کدامیک از مقادیر زیر، نزدیکتر است؟ (فرض کنید عمق مؤثر مقطع پی برابر 1100 میلی‌متر، میلگردها از رده S340 و بتن از نوع C25 و معمولی است. همچنین در محاسبات از اثر انتقال لنگر صرفنظر شود)



6430 (۱)

9150 (۲)

5350 (۳)

7830 (۴)

$$b_0 = (400 + 500) \times 2 + 1100 + 1100 + 500 = 4500 \text{ mm}$$

$$\phi V_c = \phi \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 0.33 \\ 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \\ 0.083 \left(\frac{\alpha_0 \times d}{b_0} + 2 \right) \end{array} \right\} \sqrt{f'_c} b_0 d = \phi \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 0.33 \\ 0.17 \left(1 + \frac{2}{1} \right) = 0.51 \\ 0.083 \left(\frac{30 \times 1100}{4500} + 2 \right) = 0.77 \end{array} \right\} \sqrt{f'_c} b_0 d$$

$$= \phi 0.33 \sqrt{f'_c} b_0 d = 0.75 \times 0.33 \sqrt{25} \times 4500 \times 1100 = 6125625 \text{ N} = 6125 \text{ kN}$$

محاسبات ۹۵

۲۶- حداکثر نیروی مقاوم برش دوطرفه یک دال تخت در مجاور یک ستون میانی با مقطع مربع، چنانچه از آرماتور برشی یا کلاهک برشی استفاده نشود، 635 کیلونیوتن است. اگر از آرماتور برشی کافی استفاده شود، می‌توان نیروی برشی مقاوم تا 703 کیلونیوتن را توسط فولاد برشی تأمین نمود. در این صورت کل نیروی برشی مقاوم به دست آمده برحسب kN به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک خواهد بود؟ [منظور از برش، برش دوطرفه است. نسبت $\left(\frac{d}{b_0}\right)$ خارج قسمت عمق مؤثر دال به محیط مقطع بحرانی) حدود 0.1 بوده و فرض می‌شود لنگر متعادل نشده‌ای از دال به ستون منتقل نمی‌شود.]

1338 (۴)

1020 (۳)

950 (۲)

703 (۱)

گزینه ۲

با افزودن میلگرد برشی، مقاومت برشی بتن به نصف کاهش می‌یابد بنابراین:

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s = \frac{635}{2} + 703 = 1020.5 \text{ kN}$$

مقدار فوق نباید از $\phi 0.5 \sqrt{f'_c} b_0 d$ فراتر رود. با توجه به اینکه مقدار $\phi V_c = \phi 0.33 \sqrt{f'_c} b_0 d$ برابر 635 kN می‌باشد، بنابراین حداکثر مقدار قابل قبول برای ϕV_n برابر است با:

$$\phi V_n < \phi 0.5 \sqrt{f'_c} b_0 d = 1.5 \times 635 = 952.5 \text{ kN}$$

22.6.6.2 For two-way members with shear reinforcement, effective depth shall be selected such that v_u calculated at critical sections does not exceed the values in Table 22.6.6.2

Table 22.6.6.2—Maximum v_u for two-way members with shear reinforcement

Type of shear reinforcement	Maximum v_u at critical sections defined in 22.6.4.1	
Stirrups	$\phi 0.5 \sqrt{f'_c}$	(a)
Headed shear stud reinforcement	$\phi 0.66 \sqrt{f'_c}$	(b)

۱۲۵- در سازه‌ای با سیستم دال تخت دو طرفه بدون تیر میانی بر روی ستون‌های با مقطع مربع به ابعاد هر ضلع برابر 700mm ، عمق مؤثر دال در برخی قسمت‌ها برابر 180mm و در سایر قسمت‌ها برابر 200mm می‌باشد. نیروی برشی مقاوم دو طرفه سوراخ‌شدگی (پانچ) دال نازک‌تر چند درصد دال ضخیم‌تر برای ستون‌های میانی است؟ از کلاهک برشی استفاده نمی‌شود.

(۱) ۷۵

(۲) ۸۰

(۳) ۸۴

(۴) ۸۸

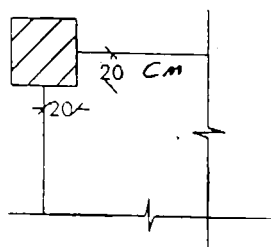
$$\frac{\varphi V_{c1}}{\varphi V_{c2}} = \frac{\varphi v_c b_{01} d_1}{\varphi v_c b_{02} d_2} = \frac{b_{01} d_1}{b_{02} d_2} = \frac{4(700 + 180) \times 180}{4(700 + 200) \times 200} = \frac{880 \times 180}{900 \times 200} = 0.88 = 88\%$$

۱۲۲- اگر عمق مؤثر دال شالوده گسترده زیر ستون داخلی بتنی با مقطع 400×400 میلی‌متر از 500mm به 600mm افزایش یابد، نیروی برشی مقاوم تأمین شده توسط بتن به چه میزان افزایش خواهد یافت؟

(۱) $\frac{1}{3}$ (۲) $\frac{1}{5}$ (۳) $\frac{1}{9}$ (۴) $\frac{2}{7}$

$$\frac{\varphi V_{c1}}{\varphi V_{c2}} = \frac{\varphi v_c b_{01} d_1}{\varphi v_c b_{02} d_2} = \frac{b_{01} d_1}{b_{02} d_2} = \frac{4(400 + 600) \times 600}{4(400 + 500) \times 500} = \frac{1000 \times 600}{900 \times 500} = \frac{4}{3} \rightarrow \frac{1}{3} \text{ افزایش}$$

۳۵- دال پله‌ای به ضخامت 15cm به شکل مقابل به ستون متصل شده است. حداکثر بار قائمی که می‌توان از کف به ستون انتقال داد



$$f_c = 200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \quad f_y = 4000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \quad d = 12\text{cm} \quad \text{چقدر است؟}$$

(۱) ۱۰ Ton

(۲) ۲٫۴

(۳) ۶٫۷

(۴) ۱۰

گزینه ۳

$$\varphi V_c = \varphi \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 0.33 \\ 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \\ 0.083 \left(\frac{\alpha_0 \times d}{b_0} + 2 \right) \end{array} \right\} \sqrt{f'_c} b_0 d = \varphi \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 0.33 \\ 0.17 \left(1 + \frac{2}{1} \right) = 0.51 \\ 0.083 \left(\frac{20 \times 120}{520} + 2 \right) = 0.54 \end{array} \right\} \sqrt{f'_c} b_0 d$$

$$= \varphi 0.33 \sqrt{f'_c} b_0 d = 0.75 \times 0.33 \sqrt{20} \times 520 \times 120 = 69 \text{ kN} = 6.9 \text{ ton}$$

۱۲۴- در دال تخت به عمق مؤثر ۲۰۰ میلی‌متر در اطراف ستون، براساس تحلیل و طراحی مقطع، فاصله میلگردهای کششی منفی بالای دال و مرکز ناحیه فشاری بتن، بر اثر لنگر خمشی مقاوم منفی، برابر ۱۵۰ میلی‌متر به دست آمده است. اگر از کتیبه به ضخامت ۵۰ میلی‌متر بر روی ستون‌ها استفاده شود، لنگر خمشی مقاوم منفی دال در اطراف ستون به چه میزانی افزایش خواهد یافت؟

$$\frac{1}{3} \quad (۱)$$

$$\frac{1}{4} \quad (۲)$$

$$\frac{2}{5} \quad (۳)$$

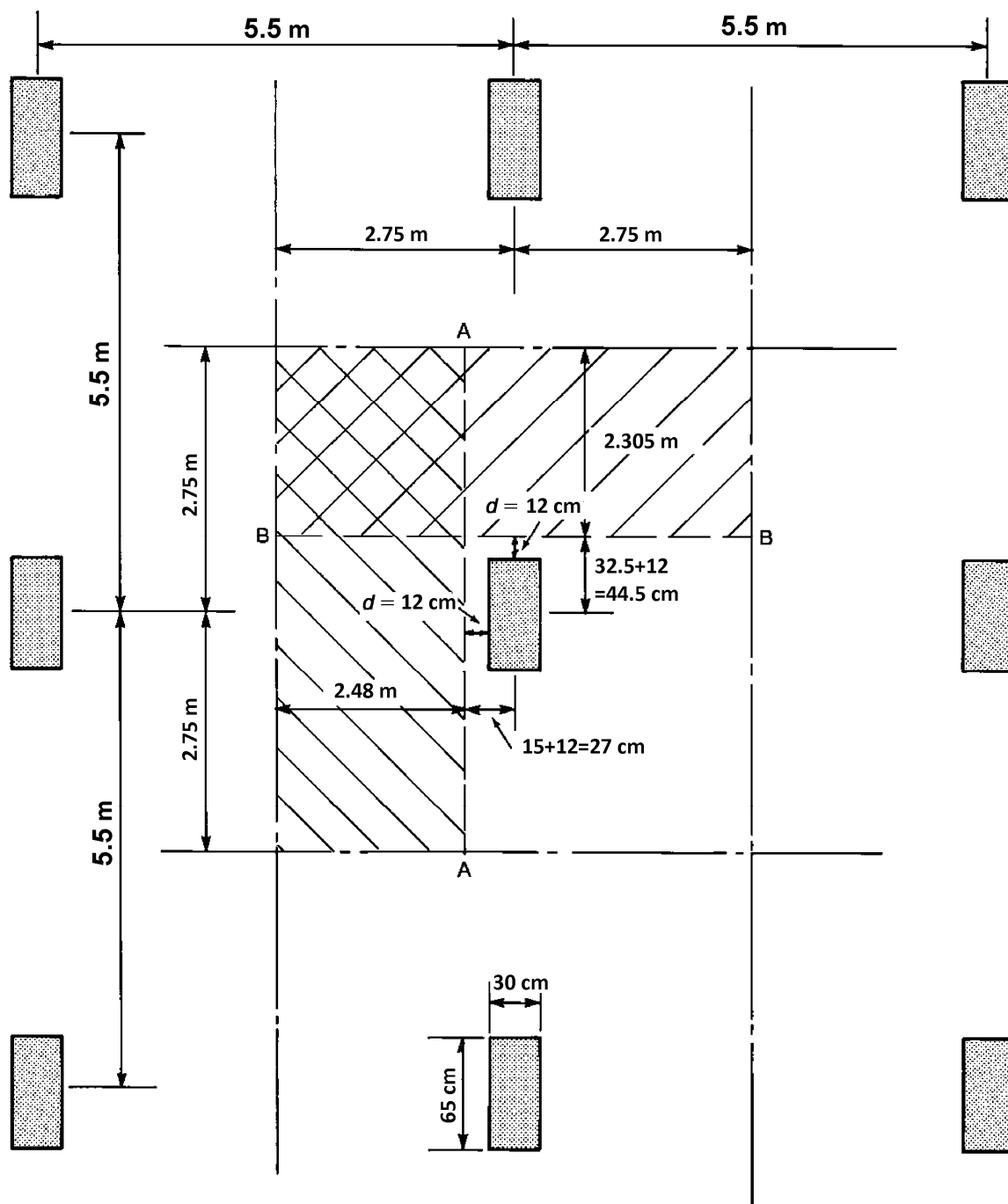
$$\frac{2}{7} \quad (۴)$$

گزینه ۱

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= A_s F_y Z_1 = A_s F_y (150) \\ M_2 &= A_s F_y Z_2 = A_s F_y (150 + 50) \end{aligned} \right\} \frac{M_2}{M_1} = \frac{200}{150}$$

$$M_2 = M_1 \times \left(1 + \frac{1}{3}\right)$$

مثال: ضخامت دال برابر 150mm می باشد. عمق موثر نیز برابر 120 mm می باشد. بار مرده کف سازی برابر 0.75kPa و بار زنده آن برابر 3 kPa می باشد. مقاومت فشاری بتن برابر 21MPa می باشد. مقاومت برشی را در اطراف ستون میانی کنترل نمایید.



$$q_u = 1.2(0.75 + 0.15 \times 25) + 1.6 \times 3 = 10.2 \text{ kPa}$$

کنترل برش یک طرفه:

مقدار برش حداکثر در مقطع A-A برابر است با:

$$V_u = 10.2 \times 2.48 \times 5.5 = 139.128 \text{ kN}$$

برش مقاوم برابر است با:

$$\phi V_n = 0.75 \times \frac{1}{6} \sqrt{21} \times 5500 \times 120 = 412500 \text{ N} = 386 \text{ kN}$$

کنترل برش دو طرفه:

مقدار برش حداکثر در مقطع پانچ برابر است با:

$$V_u = (5.5 \times 5.5 - 0.42 \times 0.77) \times 10.2 = 305.76 \text{ kN}$$

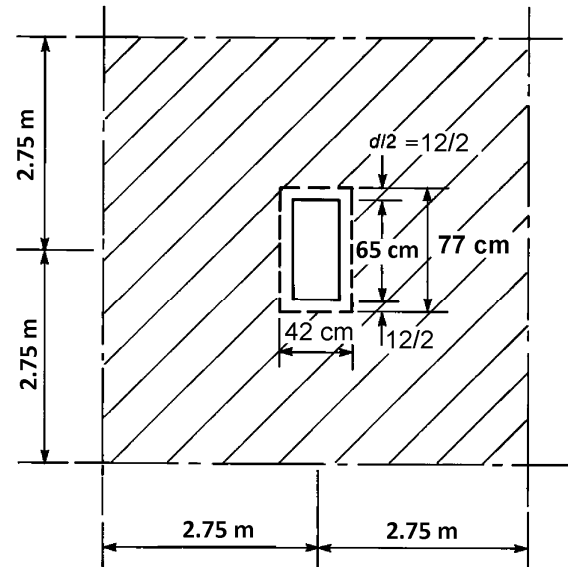
$$b_0 = (42 + 77) \times 2 = 238 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{65}{30} = 2.167$$

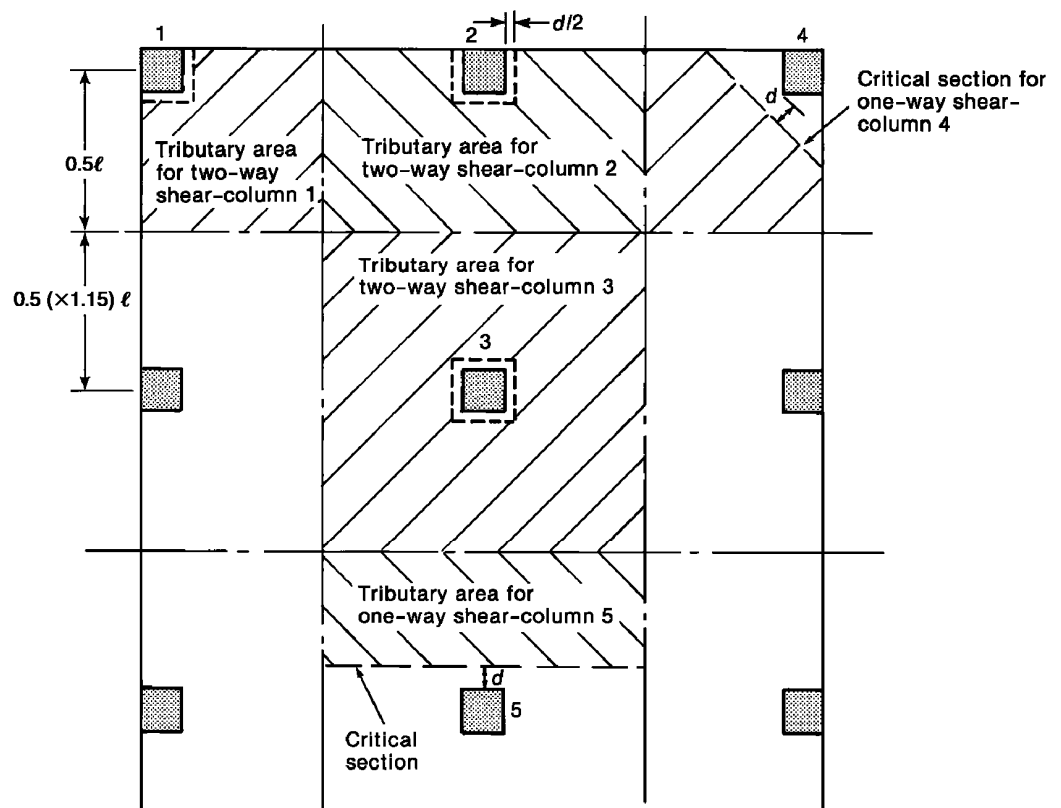
$$\left. \begin{aligned} V_{c1} &= 0.17 \left(1 + \frac{2}{(2.167)} \right) \sqrt{21} b_0 d = 1.498 b_0 d \\ V_{c2} &= 0.083 \left(\frac{40 \times 120}{2380} + 2 \right) \sqrt{21} b_0 d = 1.527 b_0 d \\ V_{c3} &= 0.33 \sqrt{21} b_0 d = 1.51 b_0 d \end{aligned} \right\} V_c = 1.498 b_0 d = 1.498 \times 2380 \times 120 = 427829 \text{ N}$$

$$= 428 \text{ kN}$$

$$0.75 \times V_c > V_u \quad OK$$



کنترل برش در ستونهای کناری:



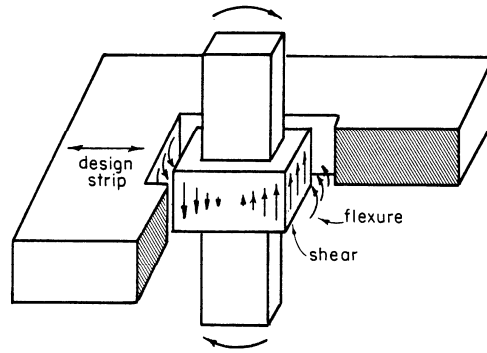
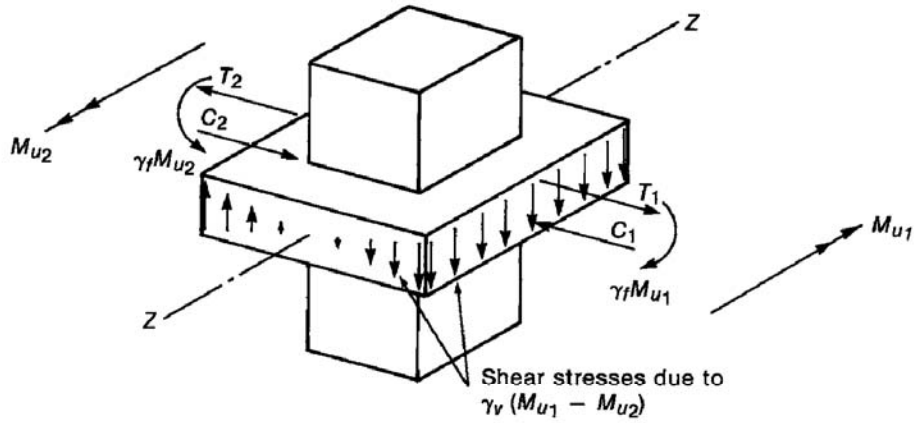
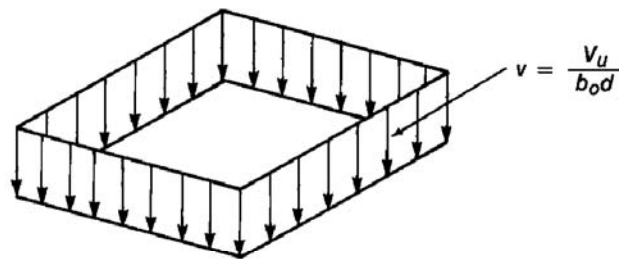


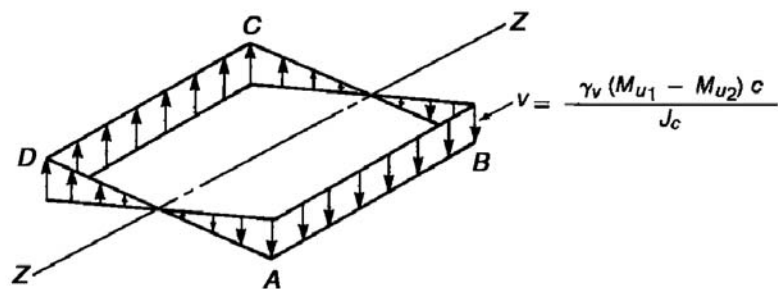
Fig. 16-9 Direct Shear and Moment Transfer



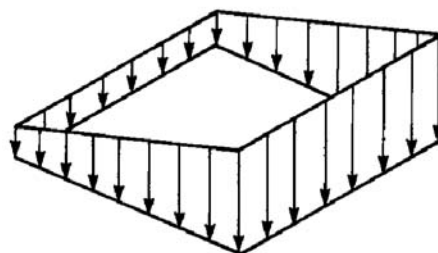
(a) Transfer of unbalanced moments to column.



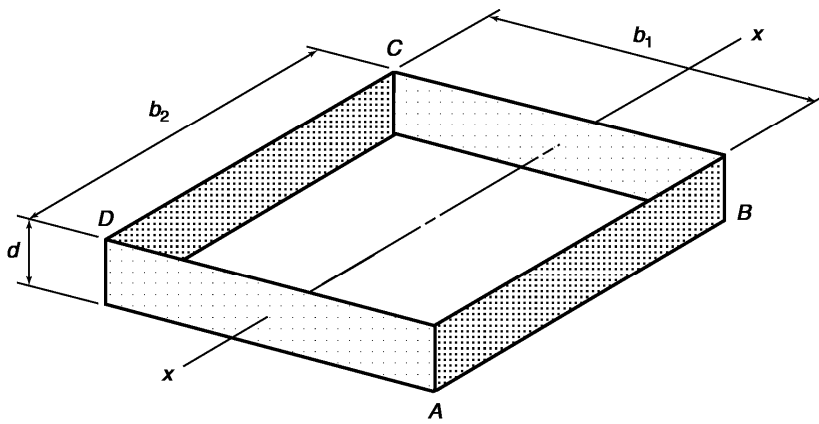
(b) Shear stresses due to V_u .



(c) Shear due to unbalanced moment.

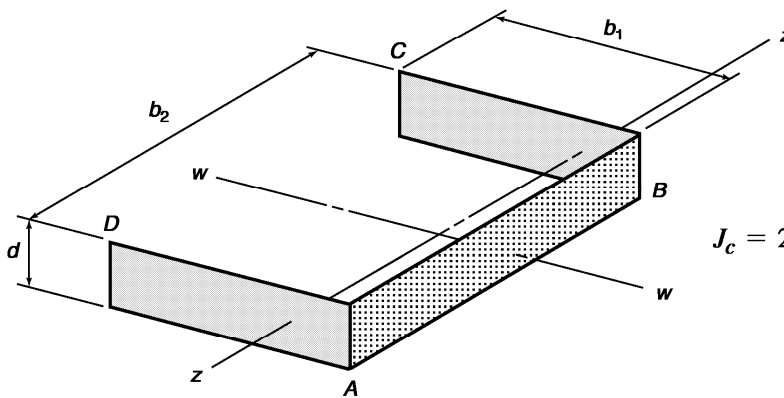


(d) Total shear stresses.



$$J_c = 2 \left(\frac{b_1 d^3}{12} + \frac{d b_1^3}{12} \right) + 2(b_2 d) \left(\frac{b_1}{2} \right)^2$$

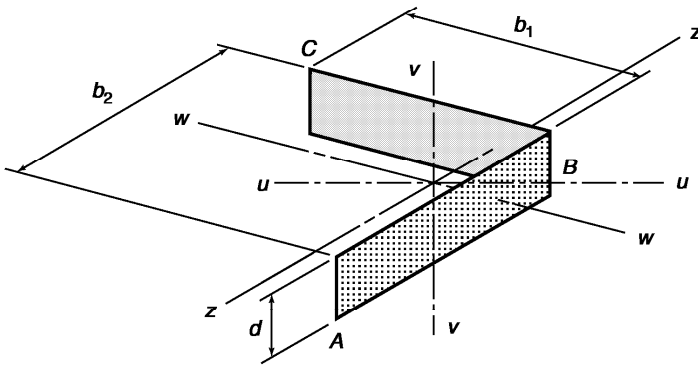
(a) Critical perimeter of an interior column.



$$c_{AB} = \frac{2(b_1 d) b_1 / 2}{2(b_1 d) + b_2 d}$$

$$J_c = 2 \left[\frac{b_1 d^3}{12} + \frac{d b_1^3}{12} + (b_1 d) \left(\frac{b_1}{2} - c_{AB} \right)^2 \right] + b_2 d c_{AB}^2$$

(b) Critical perimeter of edge column.



$$c_{AB} = \frac{(b_1 d) b_1 / 2}{b_1 d + b_2 d}$$

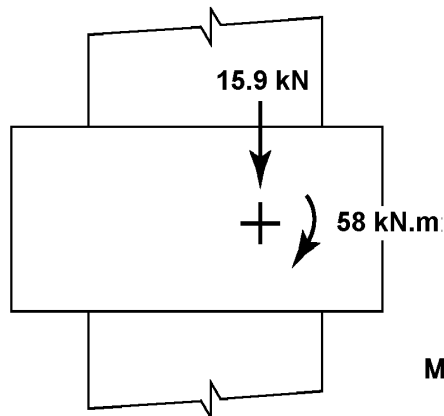
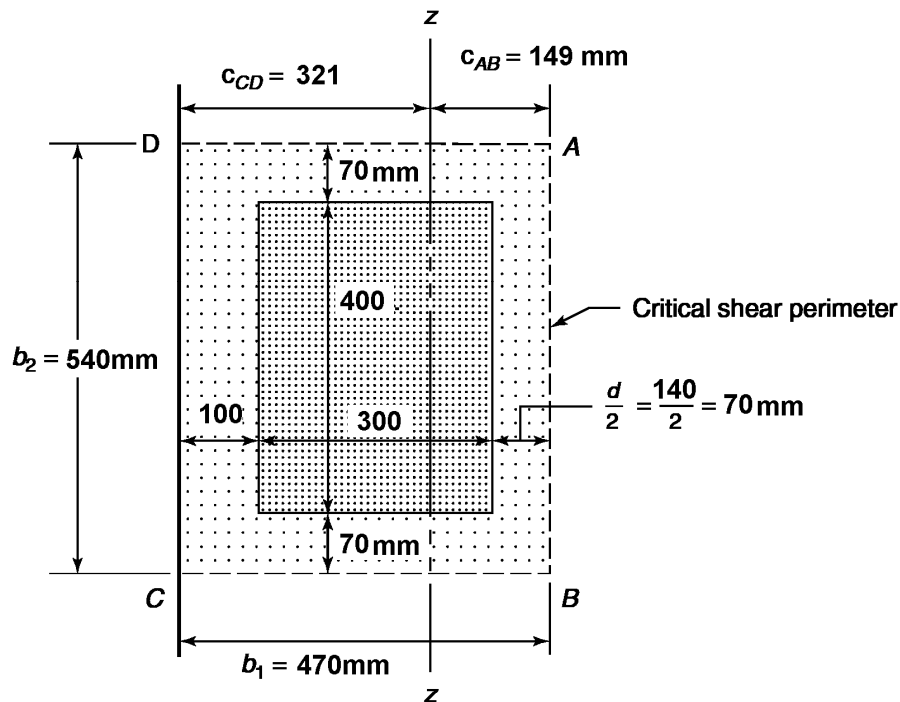
$$J_c = \left[\frac{b_1 d^3}{12} + \frac{d b_1^3}{12} + (b_1 d) \left(\frac{b_1}{2} - c_{AB} \right)^2 \right] + (b_2 d) c_{AB}^2$$

(c) Critical shear perimeter of corner column.

مثال:

یک ستون به ابعاد مقطع $300 \times 400 \text{ mm}$ مطابق شکل زیر در لبه یک دال بتنی (بدون تیر) قرار گرفته است. ضخامت دال 165 mm می باشد. عمق موثر دال برابر 140 mm می باشد. مقاومت فشاری بتن $f'_c = 24 \text{ MPa}$ می باشد. تنش تسلیم فولادهای طولی دال برابر $F_y = 400 \text{ MPa}$ می باشد.

لنگر منتقل شونده به ستون برابر 58 kN.m می باشد. نیروی برشی که از طریق دال به ستون منتقل می شود نیز برابر 159 kN می باشد.



Moments about centroid of shear perimeter.

مراحل کنترل اتصال برای لنگر نامتعادل

- ۱- تعیین محیط بحرانی برش: محیط بحرانی به فاصله $d/2$ از بر ستون خواهد بود که در شکل فوق نشان داده شده است.
- ۲- تعیین مرکز برش

$$C_{AB} = \frac{\sum Ay}{A} = \frac{2(470 \times 140) \times \frac{470}{2}}{2(470 \times 140) + 540 \times 140} = 149.26 \text{ mm}$$

۳- محاسبه ϕV_c و $\frac{V_u}{\phi V_c}$

$$b_0 = 1480 \text{ mm}$$

$$\left. \begin{aligned} V_{c1} &= 0.17 \left(1 + \frac{2}{(1.33)} \right) \sqrt{24} b_0 d = 2.085 b_0 d \\ V_{c2} &= 0.083 \left(\frac{30 \times 140}{1480} + 2 \right) \sqrt{24} b_0 d = 1.97 b_0 d \\ V_{c3} &= 0.33 \sqrt{24} b_0 d = 1.617 b_0 d \end{aligned} \right\} \phi V_c = 0.75 \times 1.617 b_0 d = 0.75 \times 1.617 \times 1480 \times 140 = 251229 \text{ N} = 251 \text{ kN}$$

$$\frac{V_u}{\phi V_c} = \frac{159}{251} = 0.63$$

۴- تعیین سهم انتقال لنگر به صورت خمشی

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{470}{540}}} = 0.616$$

۵- محاسبه J

$$J = 2 \left(\frac{470 \times 140^3}{12} \right) + 2 \left(\frac{470^3 \times 140}{12} \right) + 2 \times 470 \times 140 \times \left(\frac{470}{2} - 149.26 \right)^2 + 540 \times 140 \times 149.26^2 = 5.289 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

۶- محاسبه تنش برشی

$$(v_u)_{AB} = \frac{V_u}{b_0 d} \pm \frac{\gamma_v M_u c}{J} = \frac{159000}{1480 \times 140} \pm \frac{0.384 \times 58 \times 10^6 \times 149}{5.289 \times 10^9} = 0.767 + 0.627 = 1.395 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\begin{aligned} \phi v_c &= 1.212 \\ v_u &< \phi v_c \quad N.G \end{aligned}$$

محاسبات ۹۴

۵۶- در یک اتصال دال به ستون، لنگر خمشی متعادل نشده‌ای ناشی از بارهای ثقلی برابر 100 kN.m باید بین دال و ستون میانی یک ساختمان منتقل شود. قسمتی از این لنگر که با عملکرد خمشی منتقل می‌شود (برحسب kN.m) به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ فرض کنید ابعاد مقطع ستون 400×400 میلی‌متر و ضخامت دال 200 میلی‌متر (d=150 mm) می‌باشد.

(۴) صفر

60 (۲)

(۱) 100

گزینه ۲

$$M_{vf} = \frac{M_u}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} = \frac{M_u}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} = \frac{100}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{400+150}{400+150}}} = 60 \text{ kN.m}$$

13.3.3 Two-way isolated footings

13.3.3.1 The design and detailing of two-way isolated footings shall be in accordance with this section and the applicable provisions of Chapter 7 and Chapter 8.

13.3.3.2 In square two-way footings, reinforcement shall be distributed uniformly across entire width of footing in both directions.

13.3.3.3 In rectangular footings, reinforcement shall be distributed in accordance with (a) and (b):

(a) Reinforcement in the long direction shall be distributed uniformly across entire width of footing.

(b) For reinforcement in the short direction, a portion of the total reinforcement, $\gamma_s A_s$, shall be distributed uniformly over a band width equal to the length of short side of footing, centered on centerline of column or pedestal. Remainder of reinforcement required in the short direction, $(1 - \gamma_s) A_s$, shall be distributed uniformly outside the center band width of footing, where γ_s is calculated by:

$$\gamma_s = \frac{2}{(\beta + 1)} \quad (13.3.3.3)$$

where β is the ratio of long to short side of footing.

سراسری ۹۶

۱۲۴- یک شالوده منفرد به شکل مستطیل با ابعاد 2×3 متر در پلان، بر ستونی به ابعاد مقطع 600×600 mm را در وسط خود به زمین منتقل می‌نماید. بر اساس محاسبات مقاومت خمشی، در امتداد عرضی ۲۰ میلگرد به قطر هر یک ۱۸ میلی‌متر لازم شده است. در توار عرضی به عرض یک متر و طول دو متر که به صورت متقارن نسبت به محور ستون و در زیر ستون می‌باشد، چند میلگرد باید قرار گیرد؟

۱۰ (۱)

۹ (۲)

۸ (۳)

۷ (۴)

گزینه ۳

$$\gamma_s = \frac{2}{\left(\frac{3}{2} + 1\right)} = 0.8$$

تعداد میلگردها در ۲ متر میانی پی ۱۶ عدد می باشد:

$$0.8 \times 20 = 16$$

بنابراین در یک متر میانی باید ۸ عدد میلگرد قرار داده شود.

طبق بند زیر در صورتی که مقطع ستون مستطیلی شکل نباشد، مقطع بحرانی را می توان بر اساس مقطع معادل مربعی (با مساحت مساوی) محاسبه کرد.

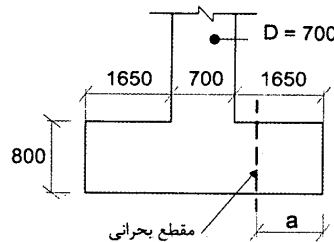
14.4.3 Footings

14.4.3.1 General

14.4.3.1.1 For footings supporting circular or regular polygon-shaped concrete columns or pedestals, it shall be permitted to assume a square section of equivalent area for determining critical sections.

محاسبات ۹۷

۳۴- فرض کنید یک پی منفرد به ابعاد $4 \times 4 \times 0.8$ m در زیر یک ستون بتنی دایره‌ای به قطر 700 میلی‌متر قرار دارد. برای تعیین مقدار حداکثر لنگر خمشی در پی منفرد، فاصله مقطع بحرانی تا بر پی (a) برحسب میلی‌متر به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (بتن از رده C25، میلگردها از نوع S400 و در شکل ابعاد به میلی‌متر است. عمق موثر مقطع پی را برابر 700 میلی‌متر فرض کنید).



1690 (۱)

1650 (۲)

1300 (۳)

950 (۴)

گزینه ۱

ابعاد ستون مربعی معادل با ستون دایره ای برابر است با:

$$\pi \times \frac{700^2}{4} = a^2 \quad \rightarrow \quad a = 620.2 \text{ mm}$$

$$a = \frac{4000 - 620.2}{2} = 1689.9 \text{ mm}$$

13.3—Shallow foundations**13.3.4 Two-way combined footings and mat foundations**

13.3.4.4 Minimum reinforcement in nonprestressed mat foundations shall be in accordance with 8.6.1.1.

CHAPTER 8—TWO-WAY SLABS**8.6—Reinforcement limits****8.6.1 Minimum flexural reinforcement in nonprestressed slabs**

8.6.1.1 A minimum area of flexural reinforcement, $A_{s,min}$, shall be provided near the tension face in the direction of the span under consideration in accordance with Table 8.6.1.1.

Table 8.6.1.1— $A_{s,min}$ for nonprestressed two-way slabs

Reinforcement type	f_y , MPa	$A_{s,min}$, mm ²	
Deformed bars	< 420	0.0020 A_g	
Deformed bars or welded wire reinforcement	≥ 420	Greater of:	$\frac{0.0018 \times 420}{f_y} A_g$
			0.0014 A_g

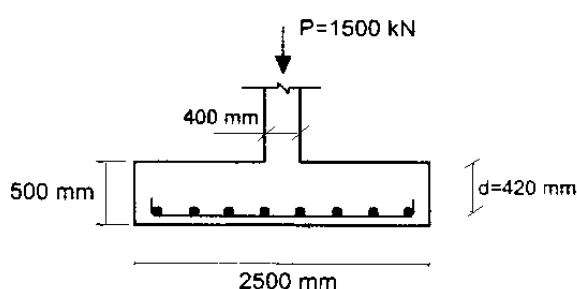
R8.6—Reinforcement limits**R8.6.1 Minimum flexural reinforcement in nonprestressed slabs**

R8.6.1.1 The required area of deformed or welded wire reinforcement used as minimum flexural reinforcement is the same as that required for shrinkage and temperature in 24.4.3.2. However, whereas shrinkage and temperature reinforcement is permitted to be distributed between the two faces of the slab as deemed appropriate for specific conditions, minimum flexural reinforcement should be placed as close as practicable to the face of the concrete in tension due to applied loads.

Figure R8.6.1.1 illustrates the arrangement of minimum reinforcement required near the top of a two-way slab supporting uniform gravity load. The bar cutoff points are based on the requirements shown in Fig. 8.7.4.1.3a.

To improve crack control and to intercept potential punching shear cracks with tension reinforcement, the licensed design professional should consider specifying continuous reinforcement in each direction near both faces of thick two-way slabs, such as transfer slabs, podium slabs, and mat foundations. Also refer to R8.7.4.1.3.

۱۹- مقدار آرماتور خمشی لازم در هر راستا برای پی منفرد مربعی شکل زیر تحت بار طراحی ستون بتنی برابر $P_u=1500$ kN به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (از وزن پی و بار روی آن صرفنظر شود. همچنین بتن از رده C25 و میلگرد از نوع S400 فرض شود).



$$A_s = 15 \times 10^2 \text{ mm}^2 \quad (۱)$$

$$A_s = 24 \times 10^2 \text{ mm}^2 \quad (۲)$$

$$A_s = 19 \times 10^2 \text{ mm}^2 \quad (۳)$$

$$A_s = 28 \times 10^2 \text{ mm}^2 \quad (۴)$$

گزینه ۲

$$q_u = \frac{1500}{2.5 \times 2.5} = 240 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

در محاسبات زیر (با توجه به درصد پایین میلگرد لازم) به صورت تقریبی بازوی خمش (Z) برابر $Z=0.95d$ فرض شده است:

$$M_u = \frac{q_u L^2}{2} = \frac{240 \times 1.05^2}{2} = 132.3 \text{ kN.m} < (\phi M_n = \phi A_s F_y Z = 0.9 A_s \times 400 \times (0.95 \times 420))$$

$$A_s = \frac{132.3 \times 10^6}{0.9 \times 400 \times (0.95 \times 420)} = 921 \text{ mm}^2$$

مساحت فوق مربوط به مساحت میلگردها در یک متر عرض پی است. با توجه به اینکه عرض پی برابر ۲.۵ متر می باشد، مساحت کل لازم در عرض ۲.۵ m برابر است با:

$$A_s = 921 \times 2.5 = 2302 \text{ mm}^2$$

کنترل آرماتور حداقل:

$$\frac{A_s}{bh} \geq 0.002 \quad \rightarrow \quad \frac{A_s}{2500 \times 500} \geq 0.002 \quad \rightarrow \quad A_s \geq 22500 \text{ mm}^2$$

