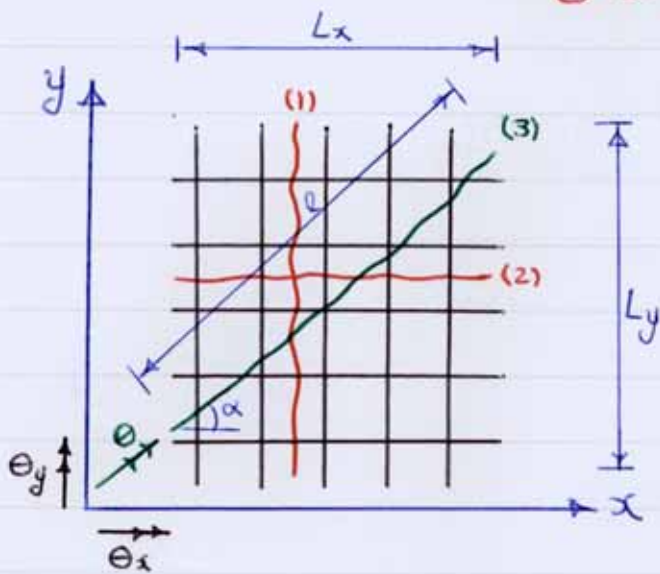


« روش لولای گسختگی در دال ۳ »



فصله جداگانه

$$W_E = W_I$$

$$\begin{cases} W_{I_1} = M_{rx} \cdot L_y \cdot \theta_y & \leftarrow \text{لولای ۱} \\ W_{I_2} = M_{ry} \cdot L_x \cdot \theta_x & \leftarrow \text{لولای ۲} \end{cases}$$

از لولای صبروت شماره ۳ ایجاد شد ضوایم داشت :

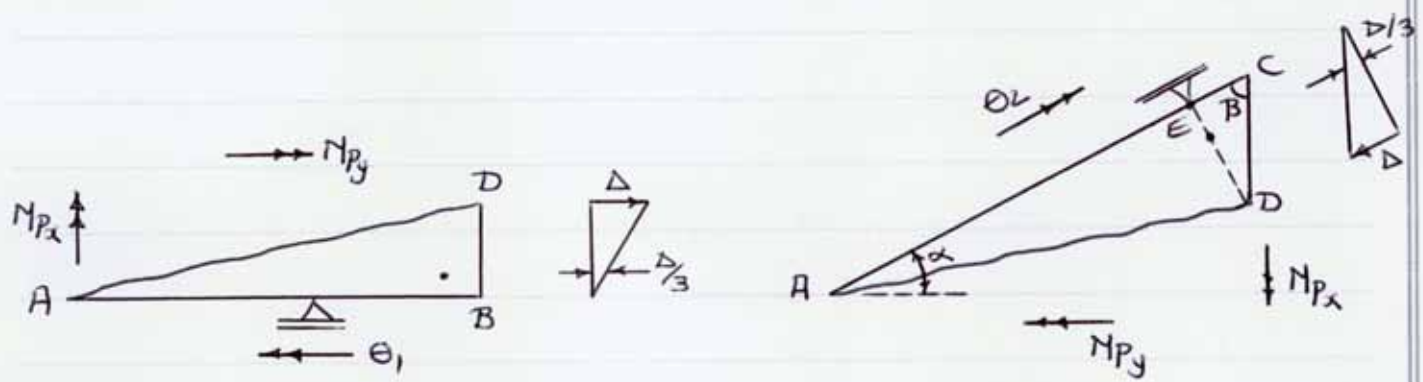
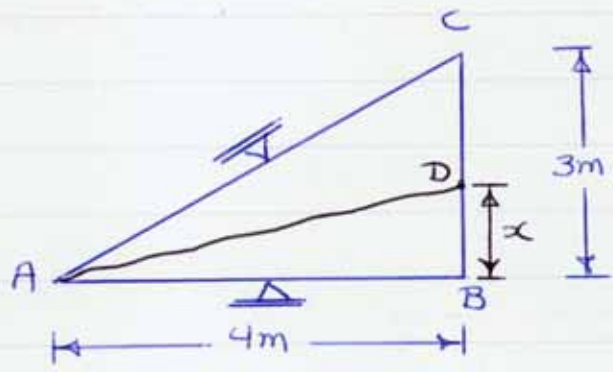
$$W_{I_3} = M_{rx} \cdot L_y \cdot \theta_y + M_{ry} \cdot L_x \cdot \theta_x$$

$$\begin{cases} L_y = l \sin \alpha \\ L_x = l \cos \alpha \end{cases} \quad \begin{cases} \theta_y = \theta \sin \alpha \\ \theta_x = \theta \cos \alpha \end{cases}$$

* زاویه α برای محاسبه θ_x و θ_y ، زاویه محور چرخش با محور x است نه زاویه محور گسختگی با محور x . البته امکان دارد که محور چرخش و گسختگی منطبق باشند ولی همیشه اینگونه نیست.

مراحل حل باروش لولای گسختگی :

- (۱) رسم دیاگرام آزاد اجزا
- (۲) تعیین محل ایجاد Δ و کشیدن آن در کنار دیاگرام
- (۳) تعیین مرکز سطح دیاگرام و مقدار تعیین مکان این نقطه نسبت به Δ
- (۴) نوشتن کار خارجی (W_E)
- (۵) نوشتن لگرای معادله لولای (در جهت x و y) (توجه به جهت و منفی بودن)
- (۶) تعیین زاویه چرخش θ و جهت آن بر روی دیاگرام (تعیین زاویه محور چرخش با محور افقی)
- (۷) نوشتن کار داخلی (W_I)
- (۸) کار داخلی = کار خارجی



$$\theta_1 = \frac{\Delta}{x}$$

$$\theta_2 = \frac{\Delta}{ED} = \frac{\Delta}{(3-x)\sin\beta}$$

$$W_E = \left(\frac{1}{2} \times 3 \times 4\right) W_u \left(\frac{\Delta}{3}\right) = 2W_u \cdot \Delta$$

$$W_I = [M_{Py} \times 4 \times \theta_1] + [M_{Py} \times \theta_2 \cos\alpha \times 4 + M_{Px} \times \theta_2 \sin\alpha \times x]$$

فصل یازدهم

طراحی سیستمهای دال دو طرفه

۱۵-۰ علائم اختصاری

A_n = حداقل سطح مقطع آرمانی مورد احتیاج، میلینتر مربع

دال h_1 = ابعاد مربوط به محیط بحرانی برش سوراخ شدگی که به واسطه $\frac{1}{2}$ از لبه

تکیه‌گاه قرار دارند. (h_1 در امتداد محور طولی تراز پوششی و h_2 در امتداد

عرضی آن)، میلینتر

h_m = عرض جان تیر، میلینتر

c_1 = بعد ستون مستطیلی یا ستون مربع معادل، سر ستون یا گنبد سر ستون

در امتداد دهانه‌ای که لنگرها برای آن محاسبه می‌شوند، میلینتر

c_2 = بعد ستون مستطیلی یا ستون مربع معادل، سر ستون یا گنبد سر ستون در

امتداد عمود بر دهانه‌ای که لنگرها برای آن محاسبه می‌شوند، میلینتر

C = ضریب سختی پیشی، میلینتر به توان چهار

C^4_A = ضریب لنگر منفی در دهانه کوتاه دال

C^4_{AD} = ضریب لنگر مثبت برای بار مرده در دهانه کوتاه دال

C^4_{AL} = ضریب لنگر مثبت برای بار زنده در دهانه کوتاه دال

C^2_{Π} = ضریب لنگر منفی در دهانه بلند دال

C^4_{mD} = ضریب لنگر مثبت برای بار مرده در دهانه بلند دال

۱۴-۳-۳ محدودیت عرض ترک خوردگی

۱۴-۳-۳-۱ عرض ترک خوردگی در تیرها و دالهای یکطرفه نباید از مقدار ۰.۳۵ میلینتر تجاوز نماید.

۱۴-۳-۳-۲ محدودیت عرض ترک خوردگی بند ۱۴-۳-۳-۱ در مواردی که سازه در

معرض شرایط محیطی مهمتر قرار دارد، و یا در مواردی که سازه باید آب بندی شود،

کافی نیست. در این نوع موارد به کارگیری ضوابط ویژه دیگری الزامی است.

ACI 318 به روش زیر
 هم لایه‌های هم‌تراز و لایه‌های ناهم‌تراز (تیرها و دالها) باید در تیرها و دالها
 هم لایه‌های هم‌تراز و لایه‌های ناهم‌تراز (تیرها و دالها) باید در تیرها و دالها
 هم لایه‌های هم‌تراز و لایه‌های ناهم‌تراز (تیرها و دالها) باید در تیرها و دالها

- ℓ_1 = طول دهانه، مرکز تا مرکز تکیه گاه‌ها، در امتدادی که لنگر‌ها برای آن محاسبه می‌شوند، میلی‌متر
 ℓ_{1a} = طول دهانه آزاد در امتدادی که لنگر‌ها محاسبه می‌شوند، میلی‌متر
 ℓ_2 = طول دهانه، مرکز تا مرکز تکیه گاه‌ها، در امتداد عمود بر امتداد ℓ_1 ، میلی‌متر
 ℓ_d = طول گیرایی، میلی‌متر
 m = نسبت طول دهانه کوتاه به دهانه بلند دال دو طرفه، ℓ_a/ℓ_n
 M_{AD}^* = لنگر مثبت برای بار مرده در دهانه کوتاه دال، نیوتن - میلی‌متر
 $M_{AD(a)}$ = لنگر منفی برای بارهای مرده و زنده در دهانه کوتاه دال، نیوتن - میلی‌متر
 M_{AI}^* = لنگر مثبت بار زنده در دهانه کوتاه دال، نیوتن - میلی‌متر
 M_{AD}^* = لنگر مثبت برای بار مرده در دهانه بلند دال، نیوتن - میلی‌متر
 $M_{AD(a)}$ = لنگر منفی برای بارهای مرده و زنده در دهانه بلند دال، نیوتن - میلی‌متر
 M_{III}^* = لنگر مثبت برای بار زنده در دهانه بلند، نیوتن - میلی‌متر
 M_{II} = لنگر استاتیکی کل نهایی، نیوتن - میلی‌متر
 M_{II} = لنگر خمشی نهایی، نیوتن - میلی‌متر
 M_{IIr} = کسری از لنگر متعادل نشده که بوسیله خمش منتقل می‌شود، نیوتن - میلی‌متر
 M_{III} = کسری از لنگر متعادل نشده که بوسیله برش منتقل می‌شود، نیوتن - میلی‌متر
 w_d = شدت بار مرده نهایی در واحد سطح، مگاپاسکال (نیوتن بر میلی‌متر مربع)
 w_D = شدت بار مرده در واحد سطح، مگاپاسکال (نیوتن بر میلی‌متر مربع)

- C_{III}^* = ضریب لنگر مثبت برای بار زنده در دهانه بلند دال
 l = فاصله دورترین تار فشاری تا مرکز سطح آرمانور کششی طولی، میلی‌متر
 d_p = قطر میلگرد، میلی‌متر
 E_{II} = مدول الاستیسیته بتن تیر، مگاپاسکال (نیوتن بر میلی‌متر مربع)
 E_{III} = مدول الاستیسیته بتن دال، مگاپاسکال (نیوتن بر میلی‌متر مربع)
 f_y = مقاومت مشخصه فولاد (f_{yk})، مگاپاسکال (نیوتن بر میلی‌متر مربع)، که برای سهولت در این فصل حرف k در زیرنویس حذف شده است.
 h_b = ضخامت کل تیر، میلی‌متر
 h_s = ضخامت کل دال، میلی‌متر
 I_b = معان اینرسی تیر، نسبت به محور گذرنده از مرکز ثقل آن، میلی‌متر به توان چهار
 I_s = معان اینرسی دال در نوار پوششی نسبت به محور مرکزی مقطع دال، میلی‌متر به توان چهار
 I_{sb} = معان اینرسی تیر - دال، در نوار پوششی نسبت به محور مرکزی مقطع سیستم کامل دال و تیر، میلی‌متر به توان چهار
 K_c = سختی خمشی ستون، نیوتن - میلی‌متر
 K_{cc} = سختی خمشی ستون معادل، نیوتن - میلی‌متر
 K_t = سختی پیچشی عضو پیچشی، نیوتن - میلی‌متر
 K_{ts} = مطابق رابطه ۴-۱۵
 ℓ_A = طول آزاد دهانه کوتاه دال دو طرفه، میلی‌متر
 ℓ_D = طول آزاد دهانه بلند دال دو طرفه، میلی‌متر
 ℓ_n = طول آزاد دهانه، فاصله بر تار تکیه گاه‌ها، میلی‌متر

□ ۱-۱۵ گستره

۱-۱۵-۱ ضوابط این فصل مربوط به طراحی سیستمهایی از دالها است که در آنها دال در دو امتداد تحت اثر خمش قرار می‌گیرد و در این دو امتداد آزمایش‌ورگاری می‌شود. سیستم دال می‌تواند دارای تیرهای زیرسری باشد و یا مستقیماً روی ستونها یا دیوارهایی تکیه داشته باشد.

۱-۱۵-۲ سیستمهایی که در آنها دالها مستقیماً روی ستونها بدون سرستون، دال تخت یا با سرستون، دال قارچی، تکیه دارند بشرطی مشمول ضوابط این فصل می‌شوند که آن قسمت از سرستون که خارج از بزرگترین مخروط یا هرم ناقص محاط در داخل ستون، و سرستون یا زاویه تمایل بال‌ها با وجوه کمتر از ۴۵ درجه نسبت به محور ستون، قرار می‌گیرد. از نظر سازواری نادرده، انگاشته می‌شود. در این حالت ابعاد e_1 و e_2 ستون ابعاد سطح تقاطع همین مخروط یا هرم یا دال، یا تکیه سرستون، در صورت وجود، محسوب می‌شود و دهانه آزاد دال، e ، با توجه به همین ابعاد تعیین می‌شود.

۱-۱۵-۳ سیستمهای دالهای مشبک با یا بدون قطعات برکننده بین تیرچه‌ها، باشرط آنکه تیرچه‌ها در دو امتداد وجود داشته باشند، مشمول ضوابط این فصل می‌شوند.

□ ۲-۱۵ تعاریف

سیستم دال

به مجموعه‌ای از قطعات صفحه‌ای با 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.

$W_{(total)}$ = مجموع شدت بار مرده و زنده در واحد سطح، مگاباسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع)

W_L = شدت بار زنده در واحد سطح، مگاباسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع)

W_D = شدت بارهای قائم در واحد سطح، مگاباسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع)

W_n = شدت بار نهایی در واحد سطح، مگاباسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع)

x = عرض مقطع مستطیل، میلیمتر

y = طول مقطع مستطیل، میلیمتر

α = نسبت سطحی خمشی مقطع تیر به سطحی خمشی تنواری از دال که از

طرفین به محورهای مرکزی چشمه‌های مجاور، در صورت وجود، محدود

شده باشد. $(\alpha = E_{t1} I_1 / E_{t2} I_2)$

α_c = نسبت سطحی خمشی ستونهای بالا و پایین دال به مجموع سطحی خمشی

دالها و تیرهای در اتصال در امتداد دهانه‌ای که انگرها برای آن محاسبه

می‌شوند.

α_{min} = حداقل α_c

α_1 = α_c در امتداد l_1

α_2 = α_c در امتداد l_2

β = نسبت بار مرده در واحد سطح به بار زنده در واحد سطح، بدون ضرایب بار

بار

β_1 = نسبت سطحی بیخشی مقطع تیر لبه به سطحی خمشی عرضی از دال برآورد

طول دهانه تیر، که فاصله مرکزنا مرکز تکیه‌گاهها فرض

می‌شود. $(\beta_1 = \frac{E_{cb} C}{2 E_{cs} l_s})$

ϕ_s = ضریب جرمی ایمنی فولاد

ارتفاع بیشتری دارد، قرار می‌گیرد مشروط بر آنکه این عرض در هر سمت چنان بزرگتر از چهار برابر ضخامت دال نباشد.

چشمه دال
قسمتی از سیستم دال است که به محورهای ستونها، تیرها، یا دیوارهای تکیه‌گاهی محدود می‌شود.

□ ۱۵-۳ روش‌های طراحی

۱۵-۳-۱ در این آیین‌نامه برای طراحی سیستم دالها، چهار روش توصیه می‌شود که هر یک با رعایت محدودیت‌های خاصی کاربرد دارند. اما طراحی به هر روشی که در آن شرایط تعادل نیروها و همسازی تغییر شکلها رعایت شود، و در هیچ مقطعی ظرفیت باربری دال کمتر از عاملهای مؤثر بر آن نباشد، و شرایط بهره‌برداری، از جمله محدودیت مربوط به انادگی در دالها، رعایت گردد، مورد قبول است.

۱۵-۳-۲ چهار روش طراحی توصیه شده در این آیین‌نامه بشرح زیر است:

- الف - روش 'قاب معادل'
- ب - روش 'مستقیم'
- پ - روش 'ضرایب لنگر خمشی'
- ت - روش 'پلاستیک'

روشهای (الف) و (ب) برای تحلیل و طراحی مجموعه دالها و تیرهای تکیه‌گاهها، در صورت وجود، و روش‌های (پ) و (ت) برای تحلیل و طراحی دالها به طور مجزا

قاب معادل
به تعریف بند ۱۵-۶-۳ مراجعه شود.

نوار پوششی
به قسمتی از نوار پوششی گفته می‌شود که در دو سمت محور ستونهای واقع در یک ردیف در پلان قرار می‌گیرد و به محورهای طولی گذرنده از وسط چشمه‌های مجاور محدود شود.

نوار ستونی
به قسمتی از نوار پوششی گفته می‌شود که در دو سمت محور ستونها واقع شود و عرضی آن در هر سمت محور برابر با $0.25l_1$ و یا $0.25l_2$ هر کدام کوچکتر است، باشد. این نوار شامل تیر بین ستونها در صورت وجود، نیز می‌شود.

نوار میانی
نواری از سیستم دال است که در حد فاصل دو نوار ستونی قرار می‌گیرد.

نوار کناری
در سیستم تیر - دال نواری از دال است که در هر سمت تیر در نوار ستونی قرار می‌گیرد.

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 ۲۵ درجه آن قسمت از جان تیر باشد که در زیر یا در روی دال، هر کدام

و بقیه آن، M_{sw} ، با اثر نیروی برشی خارج از مرکز که در اطراف ستون در دال ایجاد می‌شود، مستقل می‌گردد. مقدار M_{sw} از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$M_{sw} = \frac{M_u}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{h_1}{h_2}}} \quad (1-10)$$

۲-۳-۴-۱۵ لنگر خمشی M_{sw} توسط عرضی از دال که به دو مقطع به فواصل $1/5$ بر اساس ضخامت دال یا ضخامت کتیبه دال از بر خارج می‌شوند در دو سمت آن محدود است، تحمل می‌شود. آرمانتورهای مورد نیاز برای تحمل این لنگر خمشی باید در همین عرض جای داده شوند.

۲-۳-۴-۱۵ طراحی برای آن قسمت از لنگر خمشی که با اثر نیروی برشی خارج از محوری که در اطراف ستون در دال یا کتیبه دال منتقل می‌شود، M_{sw} ، باید بر اساس ضوابط بند ۱۲-۱۷-۵ صورت گیرد.

۲-۳-۴-۱۵ کتیبه دالها

۲-۳-۴-۱۵ در مواردی که برای کاهش مقدار آرمانتور منفی روی ستونهای دالهای تخت یا قارچی، اقدام به ایجاد کتیبه در روی ستون می‌شود، ضوابط بندهای ۱۵-۴-۲ تا ۱۵-۴-۴ باید رعایت شوند.

۲-۳-۴-۱۵ بعد کتیبه در هر سمت محور ستون نباید کمتر از یک ششم طول دهانه (مرکز تا مرکز تکیه گاهها) در امتداد آن دهانه در نظر گرفته شود.

مورد استفاده قرار می‌گیرند. جزییات این روش‌ها به ترتیب در قسمت‌های ۱۵-۶ تا ۱۵-۹ داده شده‌اند.

□ ۲-۱۵ ضوابط کلی طراحی دالها

۱-۴-۱۵ ضخامت دال:

۱-۴-۱۵ در تعیین ضخامت دالهای شمول این فصل باید ضوابط مربوط به حالات حدی بهره برداری مطابق فصل چهاردهم رعایت شوند.

۲-۴-۱۵ طراحی برای خمش و برش:

۱-۴-۲-۱۵ دالها و تیرهای زیر سری آنها باید برای لنگرهای خمشی و تلاشهای برشی موجود در هر مقطع و بر اساس ضوابط فصل‌های یازدهم و دوازدهم طراحی شوند. در دالها رعایت حداقل آرمانتور کششی مطابق بند ۱۱-۵-۲ ضرورت ندارد. ضوابط آرمانتور گذاری در دالها در قسمت ۱۵-۵ داده شده‌اند.

۲-۴-۲-۱۵ طراحی برای انتقال بار از دال به ستون و یا دیوار زیرسری به صورت برشی با پیشگی باید بر اساس ضوابط فصل دوازدهم صورت گیرد.

۳-۴-۲-۱۵ انتقال لنگر خمشی در اتصالات دال به ستون

۱-۴-۳-۱۵ در مواردی که لنگر خمشی متعادل نشده‌ای، M_u ، ناشی از بارهای قائم، باد یا زلزله باید بین دال، بدون تیر، و ستون منتقل شود، قسمتی از آن، M_{sw} ، یا عملاً در خمشی

۱۵-۴-۵ در نواحی مشترک بین یک نوار ستونی و یک نوار میانی مقاطع دال فقط بازشوها با ابعاد کمتر از یک چهارم عرض نوار در هر جهت می‌توان پیش‌بینی کرد.

۱۵-۴-۶ در صورت ایجاد بازشو در سیستم دال، باید ضوابط طراحی برای برش مطابق بند ۱۲-۱۷-۴ رعایت شوند.

۱۵-۴-۷ در دالهای تیر-ستونی، بازشوها نباید از محل تیرها عبور کنند، مگر آنکه تحلیل قابل قبولی ارائه شود.

□ ۱۵-۵ آرماتورگذاری در دالها

۱-۵-۱ ضوابط کلی آرماتورگذاری
 ۱-۵-۱-۱ مقادیر آرماتورهای لازم در مقاطع مختلف دال در هر امتداد بر مبنای لنگرهای خمشی وارد بر آن مقاطع محاسبه می‌شوند. مقادیر آرماتورهای به کار رفته در دالها در هر صورت نباید کمتر از مقادیر نظیر حرارت و جمع شدگی مطابق بند ۸-۷ در نظر گرفته شوند.

۱-۵-۱-۲ 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 ۸-۷ تعیین می‌شوند.

۱۵-۴-۳ ضخامت کتیبه نباید کمتر از یک چهارم ضخامت دال باشد.

۱۵-۴-۴ در محاسبه مقدار آرماتورهای منفی در ناحیه کتیبه نباید ضخامت کتیبه را بیشتر از یک چهارم فاصله بعد کتیبه از بر ستون یا از بر ستون منظور کرد.

۱۵-۴-۵ بازشوها در سیستم دالها

۱۵-۴-۱ در سیستمهای دالها می‌توان بازشوها را با هر اندازه پیش‌بینی کرد، مشروط بر آنکه با انجام تحلیل ویژه بتوان نشان داد سیستم از مقاومت کافی برخوردار است و ضوابط مربوط به حالات حدی بهره‌برداری بویژه ضوابط مربوط به تغییر شکلهای رازضا می‌کند.

۱۵-۴-۲ در صورتی که تحلیل ویژه‌ای انجام نشود، باید ضوابط بندهای ۱۵-۴-۳ تا ۱۵-۴-۵ را در تعیین محل و ابعاد بازشوها رعایت کرد. در تمامی موارد باید در طرفین بازشوها در هر امتداد، آرماتورهای اضافی به اندازه آرماتورهای قطع شده قرار داد.

۱۵-۴-۳ در نواحی مشترک بین دو نوار میانی مقاطع دال می‌توان هر بازشویی با هر اندازه‌ای پیش‌بینی کرد.

۱۵-۴-۴ در نواحی مشترک بین دو نوار ستونی مقاطع دال فقط بازشوها را با ابعاد کمتر از یک هشتم عرض نوار در هر جهت می‌توان پیش‌بینی کرد.

۳-۲-۵-۱۵ آرمانتورهای ویژه باید در بالای دال به زاویه ۴۵ درجه و تقریباً در امتداد قطر گذرنده از گوشه دال، و در پایین دال عمود بر این قطر قرار گیرند.

۴-۲-۵-۱۵ آرمانتورهای ویژه باید در هر امتداد تا طولی برابر با حداقل یک پنجم دهانه برزرگر، قرار داده شوند.

۵-۲-۵-۱۵ آرمانتورهای ویژه را می‌توان در دو سفروه در امتدادهای مندرج در بند ۳-۲-۵-۱۵ با در دو شبکه به موازات دو ضلع دال قرار داد.

۳-۵-۱۵ جزئیات ویژه برای آرمانتورگذاری دالهای بدون تیر

۱-۳-۵-۱۵ در آرمانتورگذاری دالهای تخت و خارجی علاوه بر ضوابط بندهای ۱-۵-۱۵ ضوابط بندهای ۲-۳-۵-۱۵ تا ۷-۳-۵-۱۵ نیز باید رعایت شوند.

۲-۳-۵-۱۵ برای تعیین محل خم یا قطع کردن میلگردها باید طولهای حداقل مندرج در شکل ۲-۳-۵-۱۵ رعایت شوند.

۳-۳-۵-۱۵ در مواردی که دهانه‌های مجاور هم مستوی نباشند، ادامه آرمانتورهای منفی فراتر از بر تکیه‌گاه مطابق آنچه در شکل ۲-۳-۵-۱۵ نشان داده شده است باید بر مبنای طول دهانه برزرگر محاسبه شود.

۳-۱-۵-۱۵ میلگردهای خمشی مثبت عمود بر بعد ناپیوسته دال باید تا لبه دال ادامه یابند و علاوه به طولی حداقل معادل ۱۵۰ سانتیمتر به طور مستقیم، با قلاب یا بدون آن، در تیر پیشانی یا دیوار یا ستون داخل شوند.

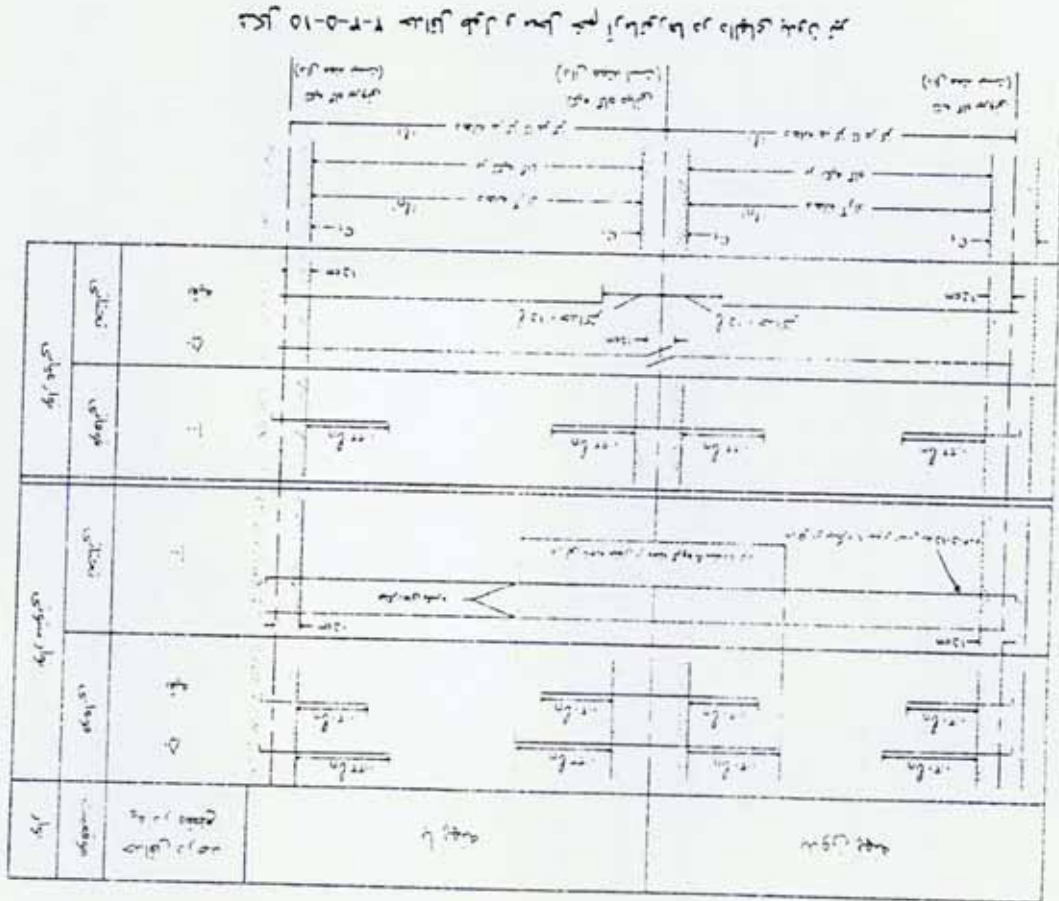
۴-۱-۵-۱۵ میلگردهای خمشی منفی عمود بر لبه ناپیوسته دال باید با خم یا قلاب یا وسیله مهارتی دیگری در داخل تیر پیشانی یا دیوار ستون به طور کامل مهار شوند. برای این میلگردها باید گیرایی کامل در مقطع بر داخلی تکیه‌گاه، بر اساس ضوابط فصل هجدهم، تأمین شود.

۵-۱-۵-۱۵ در مواردی که دال در لبه ناپیوسته به تیر پیشانی یا دیوار منتهی نشود یا فراتر از تکیه‌گاه کسول شود، مهار کردن میلگردهای عمود بر این لبه می‌تواند داخل دال صورت گیرد.

۲-۵-۱۵ جزئیات ویژه برای آرمانتورگذاری دالهای با تیر

۱-۲-۵-۱۵ سیستمهای تیر - دالی که در آنها برزرگر از یک باشد، در گوشه‌های خارجی دالها بسایند آرمانتورهای ویژه‌ای بشیخ بندهای ۲-۲-۵-۱۵ تا ۵-۲-۵-۱۵ در پایین و بالای دال اضافه کرد.

۲-۲-۵-۱۵ هر یک از آرمانتورهای ویژه در پایین و بالای دال در واحد عرض، باید قادر باشد حداکثر لنگر خمشی مثبت دال را تحمل کند.



شکل ۱۵-۱۰-۲: تیر سینه‌های دال دو طرفه

۲-۳-۵-۱۵ خم کردن میلگردهای مثبت برای ادامه آنها به عنوان آرماتور منفی بشرطی مجاز است که در تأمین طولهای حداقل توصیه شده در شکل ۲-۳-۵-۱۵ زاویه خم بزرگتر از ۲۵ درجه در نظر گرفته نشود.

۵-۳-۵-۱۵ در دالهای واقع در قله‌های مهار نشده، محل قطع یا خم میلگردها باید با محاسبه تعیین شوند ولی در هر صورت طول میلگردها نباید کوچکتر از مفاد زیر توصیه شده در شکل ۲-۳-۵-۱۵ در نظر گرفته شوند.

۶-۳-۵-۱۵ در هر نوار ستونی در زیر دال باید حداقل دو میلگرد به طور سراسری از داخل هسته ستونها عبور داده شوند. این میلگردها را می‌توان در محل ستونها به طور کامل مهار یا با میلگردهای دیگری وصله کرد. مشروط بر آنکه طول وصله از نوع A، مطابق بند ۲-۱۲-۱۸ باشد. چنانچه محل وصله این آرماتورها خارج از هسته ستونها باشد، طول وصله باید حداقل 2l_e باشد.

۷-۳-۵-۱۵ سطح مقطع کل میلگردهای بند ۶-۳-۵-۱۵ نباید کمتر از مقدار حاصل از رابطه زیر در نظر گرفته شود:

$$A_{s,req} = \frac{0.5W_u \phi_k l_n}{\phi_s \phi_k} \quad (۲-۱۵)$$

در این رابطه W_u شدت بارهای قائم وارد بر دال در شرایط بهره‌برداری است و مقدار آن به دو برابر شدت بار مرده محدود می‌شود.

۱۵-۶-۲ طراحی دالها و تیرها برای خمشی و برش بر اساس مفاد زیر به دست آمده در بند ۱۵-۶-۲ صورت می‌گیرد.

۱۵-۶-۳ قاب معادل

۱۵-۶-۱ هر سازه متشکل از تعدادی قاب معادل عمود بر هم در امتداد ردیفهای ستونها یا دیوارها، در امتدادهای طولی و عرضی ساختمان در نظر گرفته می‌شود.

۱۵-۶-۲ هر قاب از ستونها یا دیوارهای موجود در یک ردیف و توار پوششی شامل تیرهای موجود بین ستونها و دیوارها و قسمتی از عرض دالهای طرفین تیر که به محورهای طولی گذرانده از وسط چشمهها محدود است، تشکیل می‌شود.

۱۵-۶-۳ هر قاب برای بارهای وارده به توار پوششی تحلیل می‌شود.

۱۵-۶-۴ اثر ناشی از سختی پیچشی توارهایی که در امتداد عمود بر قاب معادل قرار دارند، بر روی سختی خمشی ستونها و دیوارهای تکیه‌گاهی در قاب معادل باید در نظر گرفتن قطعیات پیچشی مطابق با بندهای ۱۵-۶-۵ و ۱۵-۶-۶ در محاسبات منظور می‌شود.

۱۵-۶-۵ در قابهای کاری، توار پوششی مشتمل است بر تیرهای موجود بین ستونها یا دیوارها و قسمتی از عرض دال که به محور طولی گذرانده از وسط چشمه مجاور آن محدود می‌شود.

□ ۱۵-۶-۱ روش "قاب معادل"

۱۵-۶-۱ گستره

۱۵-۶-۱ روش طراحی قاب معادل را می‌توان برای طراحی سیستمهایی که در آنها دالها، تیرهای بین تکیه‌گاهها، در صورت وجود، و ستونها تشکیل قابهای متعامد دهند، تحت اثر بارهای قائم به کار برد.

۱۵-۶-۲ نتایج تحلیل بارهای قائم و تحلیل بارهای جانبی را می‌توان با فرض‌هایی مناسب با هم ترکیب کرد و در طراحی به کار برد. در صورت عدم استفاده از فرضیات مناسب برای ترکیب نتایج تحلیل بارهای قائم و جانبی می‌توان تلاشهای ناشی از بارهای جانبی را فقط به تیرها و ستونها و در صورت عدم وجود تیرها به توارهای ستونی و ستونها اعمال نمود.

۱۵-۶-۲ روش طراحی

۱۵-۶-۱ سیستم دالها و تیرهای بین تکیه‌گاهها در صورت وجود و ستونها یا دیوارها، بر اساس فرض‌های مندرج در بندهای ۱۵-۶-۳ تا ۱۵-۶-۶ به صورت قابهای معادل تحت اثر بارهای قائم تحلیل می‌شوند.

۱۵-۶-۲ لنگرهای خمشی به دست آمده از تحلیل قاب معادل، مطابق بند ۱۵-۶-۹ بین تیرها و دالها تقسیم می‌شوند.

الف - قسمتی از دال دارای عرض برابر با عرض ستون، سر ستون یا کتیبه در امتداد قاب

معادل مورد نظر،

ب - برای سیستم تیر - دال قسمتی از دال که در بند الف گفته شده به اضافه جان تیر عمود بر قاب معادل مورد نظر در رو و زیر دال،

پ - تیر عمود بر قاب معادل مورد نظر مطابق با تعریف بند ۳-۱۵.

۲-۵-۶-۱۵ ضریب سختی پیشی مقطع، C ، با تقسیم مقطع قطعه به تعدادی مستطیل و

با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$C = \frac{1}{3} \sum \left(1 - 0.63 \frac{x}{y} \right) x^3 y \quad (3-15)$$

در این رابطه x و y به ترتیب عرض و طول هر مستطیل است. تقسیم مقطع قطعه باید طوری باشد که C بیشترین مقدار ممکن را به دست دهد.

۳-۵-۶-۱۵ سختی پیشی قطعه، K_{ib} ، با استفاده از روابط زیر محاسبه می‌شود:

$$K_{ib} = \left(\frac{I_{ib}}{I_c} \right) K_{ic} \quad (4-15)$$

$$K_{ic} = \sum \frac{9E_{cs}C}{f_2(1-f_2)^3} \quad (5-15)$$

« I_{ib} » ممان اینرسی مجموعه تیر - دال در نوار پوششی و « I_{cs} » ممان اینرسی دال تنها در این نوار، هر یک نسبت به میانگین خود، است پارامترهای f_2 و f_3 به دهانه‌های عمود بر قاب معادل و در طرفین آن مربوط می‌شوند.

۶-۳-۶-۱۵ هر قاب معادل را می‌توان به صورت یک قاب کامل برای بارهای قائم و یا به صورت دربرقاب‌هایی متشکل از نوار پوششی هر طبقه همراه با ستونهای بالا و پایین آن طبقه، با در نظر گرفتن ضوابط بند ۲-۹-۳-۱۰ و ۳-۹-۳-۱۰ تحلیل کرد.

۷-۳-۶-۱۵ در مواردی که سر ستونهای فلزی برای ستونها به کار رود می‌توان التیر کمکی این قطعات را بر سختی قاب و نیز مقاومت خمشی و برشی قطعات، در نظر گرفت.

۸-۳-۶-۱۵ می‌توان از اثرهای ناشی از تغییر طول دالها تحت اثر بارهای محسوری و نیز تغییر شکل ناشی از برش در تیرها صرف نظر کرد.

۲-۶-۱۵ ممان اینرسی قطعات در قاب معادل

۱-۲-۶-۱۵ ممان اینرسی مناطق تمامی قطعات را در قاب معادل می‌توان بر اساس مقطع بتن ترک نخورده محاسبه کرد.

۲-۴-۶-۱۵ تغییرات ممان‌های اینرسی ناشی از تغییرات ابعاد در تیرها، دالها، و ستونها با دیوارها باید در محاسبات منظور شوند.

۵-۶-۱۵ قطعات پیشی

۱-۵-۶-۱۵ قطعات پیشی، موضوع بند ۲-۴-۶-۱۵، با این فرض که طولی معادل عرض نوار پوششی داشته باشند و مقطع آنها از هیچک از مقادیر زیر کوچکتر نباشند، در

محاسبات منظور می‌شوند:

۶-۷-۱۵ لنگرهای خمشی مورد استفاده در طراحی قطعات در هیچ حالت نباید کمتر از لنگرهای خمشی ایجاد شده در قالب، تحت اثر بارهای زنده نهایی روی تمام دهانه‌ها باشند.

۸-۶-۱۵ لنگرهای خمشی در توار پوششی

۱-۸-۶-۱۵ حداکثر لنگر خمشی منفی در تکیه‌گاه‌های میانی، در توار پوششی و در توارهای ستونی و میانی، برابر با لنگر خمشی در مقطع گذرنده از برستون فاصله محور ستون از این بر در حال نباید بزرگتر از $0.175 l_1$ در نظر گرفته شود

۲-۸-۶-۱۵ حداکثر لنگر خمشی منفی در تکیه‌گاه‌های خارجی که دارای برستون یا تکیه باشند، در دهانه عمود بر لبه دال، برابر با لنگر خمشی در مقطعی به فاصله نصف تصویر افقی برستون با تکیه از برستون یا تکیه‌گاه است.

۳-۸-۶-۱۵ در صورتی که تکیه‌گاه دارای مقطعی به شکل دایره یا چندضلعی منظم باشد، برای آن می‌توان یک مقطع مربع شکل با همان مساحت منظور کرد، و بر تکیه‌گاه را بر این مربع در نظر گرفت.

۴-۸-۶-۱۵ چنانچه سیستم دالی محدود دینهای قسمت ۱۵-۷-۱ را در مورد کاربرد در روش طراحی مستقیم داشته باشد، می‌توان مجموع قدر مطلق‌های لنگرهای خمشی مثبت و متوسط لنگرهای خمشی منفی در هر دهانه از قالب معادل را تا مقدار ارایه شده در رابطه ۸-۱۵ کاهش داد و مقادیر لنگرهای خمشی مثبت و منفی را به تناسب اصلاح کرد.

۱۵-۶-۶-۱۵ سختی خمشی ستونها در قالب معادل

۱۵-۶-۶-۱۵ برای منظور کردن اثر قطعات پیچشی در هر گروه از قالب معادل، می‌توان ستونی با سختی خمشی معادل K_{ce} که از رابطه زیر به دست می‌آید، در نظر گرفت:

$$\frac{1}{K_{ce}} = \frac{1}{\sum K_e} + \frac{1}{K_{in}} \quad (۶-۱۵)$$

در این رابطه $\sum K_e$ مجموع سختی‌های خمشی ستونهای بالا و پایین است و K_{in} سختی پیچشی قطعه پیچشی است.

۱۵-۶-۷-۷ بارگذاری متناوب

۱۵-۶-۷-۱۵ چنانچه نحوه قرار گرفتن بارهای زنده کاملاً روشن باشد، قالب باید برای این وضعیت بارگذاری تحلیل و طراحی شود.

۱۵-۶-۷-۲ چنانچه نحوه قرار گرفتن بارهای زنده کاملاً روشن نباشد ولی مقدار بار زنده از سه چهارم بار مرده و هم از $5000 (N/m^2)$ کمتر باشد، یا در صورتی که ماهیت بارهای زنده چنان باشد که تمام دهانه‌ها هم زمان بارگذاری شوند، قالب باید برای بار زنده نهایی هم‌زمان روی تمام دهانه‌ها تحلیل و طراحی شوند.

۱۵-۶-۷-۳ در صورتی که هیچکدام از شرایط بندهای ۱۵-۶-۷-۱ و ۱۵-۶-۷-۲ برقرار نباشد، بارگذاری متناوب روی دهانه‌ها الزامی است. در این صورت برای تعیین حداکثر لنگر خمشی مثبت در یک دهانه باید آن دهانه و دهانه‌های مجاور رومندی را به طور یک درمیان با سه چهارم بار زنده نهایی بارگذاری کرد. همچنین برای تعیین حداکثر لنگر خمشی منفی روی یک تکیه‌گاه باید دهانه‌های مجاور آن تکیه‌گاه را با سه چهارم بار زنده نهایی بارگذاری کرد.

جدول ۱۵-۶-۲ سهم نوار ستونی از لنگرهای خمشی نوار پوششی

		f_2/f_1	
		0.5	1
درصد لنگر خمشی منفی	$a_1 f_2 / f_1 = 0$	75	75
	$a_1 f_2 / f_1 \geq 1$	90	75
درصد لنگر خمشی مثبت	$a_1 f_2 / f_1 = 0$	100	100
	$a_1 f_2 / f_1 \geq 1$	75	75
درصد دهانه‌ها	$a_1 f_2 / f_1 = 0$	100	100
	$a_1 f_2 / f_1 \geq 1$	90	75
		60	60
		90	75
		45	45

برای مقادیر پارامترهایی که در بین اعداد مندرج در جدول قرار دارند می‌توان درونبندی

خطی انجام داد.

ب - در مواردی که تکیه‌گاهها از دیوارهایی تشکیل شوند که در طولی حداقل مساوی به سه چهارم عرض f_2 گسترده اند، لنگر خمشی منفی نوار پوششی در این تکیه‌گاهها به صورت یکتواخت در طول f_2 تقسیم می‌شود.

پ - هر نوار میانی متعلق به یک چشمه باید برای مجموع لنگرهای خمشی منظور شده برای دو نیم دیوار آن طراحی شود.

ت - نوار میانی متعلق به دالهایی که در مجاورت تکیه‌گاههای دیواری و موازی با آنها قرار دارند باید برای لنگر خمشی معادل با دو برابر لنگر خمشی متعلق به نیم نوار میانی در نوار پوششی مجاور طراحی شوند.

۹-۶-۱۵ تقسیم لنگرهای خمشی در نوار پوششی

۱-۹-۶-۱۵ لنگرهای خمشی محاسباتی در نوار پوششی را می‌توان مطابق با ضوابط بندهای ۱۵-۹-۶-۲ و ۱۵-۹-۶-۳ بین نوار ستونی و نوار میانی و سپس بین تیر و دال تقسیم کرد. این ضوابط در مورد دالهایی که در چهار سمت با تیرهای تکیه‌گاهی عملکرد یکپارچه دارند، در صورتی به کار برده می‌شوند که نسبت سختی‌های تیرها در دو امتداد عمود بر هم، در رابطه زیر صدق کند:

$$0.2 \leq \frac{\alpha_1 p_2^2}{\alpha_2 p_1^2} \leq 5 \quad (7-15)$$

در این دالها چنانکه رابطه فوق صادق نباشد، برای تقسیم لنگرهای خمشی باید تحلیل دقیقتری انجام داد.

۲-۹-۶-۱۵ لنگرهای خمشی در نوار پوششی بر اساس ضوابط زیر بین نوار ستونی و نوار میانی تقسیم می‌شوند:

الف- درصدهایی از لنگرهای خمشی نوار پوششی که به نوار ستونی مربوط می‌شوند در جدول ۱۵-۹-۶-۲ نشان داده شده اند. تقاضای این لنگرها و لنگرهای موجود در هر مقطع از نوار پوششی ۴۴ نوار میانی است.

۱۵-۷-۲-۱ سیستم دال باید در هر امتداد حداقل سه دهانه پیوسته داشته باشد.

۱۵-۷-۳-۱ دالها باید مستطیلی شکل باشند و نسبت طول به عرض آنها، محور تا محور تکیه‌گاهها، بزرگتر از ۲ نباشد.

۱۵-۷-۴-۱ دهانه‌های متوالی در هر امتداد نباید بیشتر از یک سوم دهانه بزرگتر بایکدیگر اختلاف طول داشته باشند.

۱۵-۷-۵-۱ برون محوری هیچکدام از ستونها نسبت به صفحه شتاب در هر امتداد نباید بیشتر از ده درصد طول دهانه عمود بر صفحه شتاب در آن امتداد باشد.

۱۵-۷-۶-۱ بارهای قائم وارد بر سیستم دال باید به طور یکسان پخش شده باشند. بارهای زنده نباید بزرگتر از دو برابر بارهای مرده باشند.

۱۵-۷-۷-۱ در دالهایی که در چهار طرف روی تیرهایی تکیه دارند و با آنها یکپارچه هستند، نسبت سختی‌های تیرها در دو امتداد عمود بر هم باید در رابطه ۱۵-۷-۱۵ صدق کند.

۱۵-۷-۲-۲ روش طراحی

۱۵-۷-۲-۱-۱ سازه مطابق آنچه در بند ۱۵-۶-۳ گفته شده است در هر امتداد به تعدادی شتاب معادل تقسیم می‌شود.

۱۵-۶-۳-۱ لنگرهای خمشی در تراز ستونی بر اساس ضوابط زیر بین تیر و دال تقسیم می‌شوند:

الف - چنانچه $I_1 / I_2 \leq \alpha_1$ ، حداقل مساری با یک باشد، ۸۵ درصد از لنگر خمشی در تراز ستونی متعلق به تیر است. در صورتی که $I_1 / I_2 \leq \alpha_1$ ، کوچکتر از یک باشد سهم تیر با درون پایی خطی بین ۸۵ درصد و صفر برای $I_1 / I_2 \leq \alpha_1$ به ترتیب برابر با یک و صفر به دست می‌آید.

ب - لنگر خمشی سهم دال در تراز ستونی برابر با تقاضای لنگر خمشی در این تراز و لنگر خمشی در تیر است.

پ - تیرها باید علاوه بر لنگرهای خمشی انتقال یافته از سیستم دال، لنگرهای خمشی ناشی از وزن خود، وزن دیوارهای منگی بر آنها، و بارهای متمرکز وارد بر آنها را نیز تحمل کنند.

۱۵-۶-۱۰ تلاش برشی در سیستم‌های تیر - دال

تلاش‌های برشی در دالها و در تیرها در سیستم‌های تیر - دال باید طبق ضوابط بند ۱۵-۷-۸ تعیین شوند.

□ ۱۵-۷-۲ روش مستقیم

۱۵-۷-۱ گستره

۱۵-۷-۱-۱ روش طراحی مستقیم را می‌توان در مورد سیستمهایی که دالهای آنها علاوه بر ضوابط بند ۱۵-۶-۱ محدودیهایی نداشته‌اند تا ۱۵-۷-۲-۱ تا ۱۵-۷-۱-۷ را هم داشته باشند به کار برد.

۳-۷-۱۵ لنگر خمشی استاتیکی در هر دهانه

در یک سیستم دال مجموع قادر مطلق‌های لنگر خمشی مثبت و وسط دهانه و متوسط لنگرهای خمشی منفی تکیه‌گاه‌ها در هر دهانه از یک توار پوشش برابر با لنگر خمشی استاتیکی آن توار در آن دهانه است و از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$M_0 = \frac{w_u l_n^2}{8} \quad (A-10)$$

طول آزاد دهانه l_n در رابطه ۸-۱۵ فاصله بر توار داخلی ستونها، سرستونها، کتیبه‌ها یا دیوارهای تکیه‌گاهی است. مقدار l_n در هر حال نباید کوچکتر از $0.85 l_1$ در محاسبات منظور شود. در صورتیکه تکیه‌گاه‌ها دارای مقطعی به شکل دایره یا چند ضلعی منظم باشند، برای آنها می‌توان یک مقطع مربع شکل با همان مساحت منظور کرد و l_n را تا بر این مقطع فرضی در نظر گرفت.

۲-۷-۱۵ لنگرهای خمشی مثبت و منفی در هر دهانه

در هر دهانه میانی از یک توار پوشش، لنگر خمشی استاتیکی حاصل از بند ۳-۷-۱۵، بشرح زیر بین لنگر خمشی مثبت وسط دهانه و لنگرهای خمشی منفی تکیه‌گاه‌ها تقسیم می‌شود:

- الف - لنگر خمشی منفی هر تکیه‌گاه $0.65 M_0$
- ب - لنگر خمشی مثبت وسط دهانه $0.35 M_0$

۲-۴-۷-۱۵ در هر دهانه کناری از یک توار پوشش، لنگر خمشی استاتیکی حاصل از بند ۳-۷-۱۵ بشرح جدول شماره ۲-۴-۷-۱۵ بین لنگر خمشی مثبت وسط دهانه و لنگرهای خمشی منفی تکیه‌گاه‌ها تقسیم می‌شود:

۲-۲-۷-۱۵ مجموع قادر مطلق‌های حداکثر لنگر خمشی مثبت و متوسط لنگرهای خمشی منفی تکیه‌گاه‌ها در هر دهانه از قباب معادل، که لنگر خمشی استاتیکی نامیده می‌شود، بر طبق بند ۳-۷-۱۵ تعیین می‌شود.

۳-۲-۷-۱۵ لنگر خمشی استاتیکی به دست آمده در هر دهانه مطابق بند ۲-۷-۱۵ بین لنگرهای خمشی مثبت وسط دهانه و لنگرهای خمشی منفی تکیه‌گاه‌ها در توار پوشش تقسیم می‌شود.

۴-۲-۷-۱۵ لنگرهای خمشی مثبت و منفی توار پوشش مطابق بند ۹-۶-۱۵ بین تیر و دالها تقسیم می‌شوند و طراحی تیر و دالها برای آن لنگرها خواهد بود.

۵-۲-۷-۱۵ اثر بارگذاری متناوب در دهانه‌ها بر روی لنگرهای خمشی با استفاده از ضوابط بند ۶-۷-۱۵ تعیین می‌شوند.

۶-۲-۷-۱۵ لنگرهای خمشی در ستونها و دیوارهای تکیه‌گاهی با استفاده از ضوابط بند ۷-۷-۱۵ تعیین می‌شوند.

۷-۲-۷-۱۵ تلاش‌های برشی در تیرها و دالها با استفاده از ضوابط بند ۷-۷-۱۵ تعیین می‌شوند.

۵-۷-۱۵ تغییرات در لنگرهای خمشی مثبت و منفی

۱-۵-۷-۱۵ باز بخش لنگرهای خمشی بر اساس آنچه که در فصل دهم گفته شده است، در مورد سیستمهای دالهایی که با روش مستقیم طراحی می‌شوند، معتبر نیست. اما لنگرهای خمشی مثبت و منفی در یک دهانه را می‌توان تا حدود درصد کم با زیاد کرد مشروط بر آنکه تاثیر متقابل آن در سایر لنگرهای خمشی در نظر گرفته شود.

۶-۷-۱۵ لنگر خمشی در ستونها و دیوارها

۱-۶-۷-۱۵ ستونها و دیوارهایی که تکیه‌گاه خارجی قالب معادل را تشکیل می‌دهند باید برای لنگر خمشی نوار برشی در این تکیه‌گاه حاصل از بند ۱۵-۷-۴ طراحی شوند. این لنگرها به نسبت سختی‌های ستونها یا دیوارها در بالا و پایین طبقه تقسیم می‌شوند.

۲-۶-۷-۱۵ ستونها و دیوارهایی که تکیه‌گاه داخلی قالب معادل را تشکیل می‌دهند باید

برای لنگر خمشی حاصل از رابطه زیر طراحی شوند. این لنگر به نسبت سختی‌های خمشی ستونها یا دیوارها در بالا و پایین طبقه تقسیم می‌شوند:

$$M_u = 0.07 \left[(w_d + 1.5w_l) l_2^2 l_m^2 - w_d l_2^2 l_m^2 \right] \quad (9-10)$$

در این رابطه l_m ، l_2 ، l_1 ، l_2 به دهانه کوتاه‌تر مربوط می‌شوند.

۷-۷-۱۵ تلاش برشی در سیستمهای تیر - دال

۱-۷-۷-۱۵ تیرهایی که در آنها $\alpha_1 l_1 / l_2$ حداقل مساوی با یک باشد باید برای برش ناشی از باری طراحی شوند که در محدوده خطوط مورب ۴۵ درجه رسم شده از گوشه‌های دالهای طرفین تیر و محورهای چشمه‌های طرفین به دالها وارد می‌شود، به عبارت ساده‌تر همان باری که از توزیع دوزنقه - مثلثی حاصل می‌شود.

جدول ۱۵-۷-۲-۴ تقسیم لنگر خمشی استاتیکی در دهانه کاری

شرایط تکیه‌گاهی		تکیه‌گاه کناری		لنگر خمشی
		دال با تیر	دال تحت	
تکیه‌گاه ساده	کاملاً گیردار	۰.۷۵	۰.۲۵	منفی در تکیه‌گاه میانی
	با تیر لیه بدون تیر لیه	۰.۷۰	۰.۳۰	
تکیه‌گاه در وسط دهانه مثبت	یکپارچه	۰.۷۰	۰.۳۰	منفی در تکیه‌گاه کناری
	با تیر لیه بدون تیر لیه	۰.۷۰	۰.۳۰	

۳-۴-۷-۱۵ لنگرهای خمشی منفی بندهای ۱۵-۷-۴-۱ و ۱۵-۷-۴-۲ مطابق با

تعریف بند ۱۵-۷-۳-۲ لنگرهای خمشی در بر تکیه‌گاهها محسوب می‌شوند.

۴-۴-۷-۱۵ مقاطع مجاور تکیه‌گاههای میانی باید برای بزرگترین لنگر خمشی موجود در دو سمت تکیه‌گاه طراحی شوند.

۵-۴-۷-۱۵ تیرهای لیه یا لبه‌های دال باید برای لنگر پیشی برابر با لنگر خمشی منفی سهم دال در تکیه‌گاه کناری طراحی شوند.

۶-۴-۷-۱۵ در تکیه‌گاه کناری، لنگر خمشی انتقالی از سیستم دال به ستون موضوع بند ۱۵-۴-۳، لنگر خمشی مقاوم نوار ستونی در نظر گرفته می‌شوند. این لنگر خمشی فقط در محاسبات مربوط به برش در دال منظور می‌شود.

$$\frac{b_w h^3}{(h^3)_d} \geq 2$$

(۱۰-۱۵)

نسبت طول آزاد به عرض آزاد دال، کوچکتر از ۲ یا مساوی با آن باشد.

۵-۱-۸-۱۵ بارهای وارد به دال تنها بارهای قائم بوده و بطور یکدراخت پخش شده باشد.

۲-۸-۱۵ روش طراحی

۱-۲-۸-۱۵ هر دال را باید با توجه به شرایط انتهایی در تکیه‌گاه‌ها بصورت مجزا در نظر گرفت و در هر امتداد به نوارهایی با مشخصات زیر تقسیم کرد:

الف- نوار میانی یا عرض برابر با نصف عرض دال، در نیمه وسط دال.
ب- نوارهای کناری هر یک با عرضی برابر با یک چهارم عرض دال، در طرفین نوار میانی.

۲-۲-۸-۱۵ تغییرات لنگرهای خمشی مثبت و منفی در عرض نوار میانی یکدراخت در

نظر گرفته می‌شود.

۳-۲-۸-۱۵ تغییرات لنگرهای خمشی مثبت و منفی در عرض هر یک از نوارهای کناری

غیر یکدراخت ولی بصورت خطی در نظر گرفته می‌شود. این لنگرهای در سرز مشترک با نوار میانی برابر با مقادیر مربوط در نوار میانی و در سرز خارجی برابر با یک سوم این مقادیر منظور می‌شوند.

۲-۷-۷-۱۵ تیرهایی که در آنها $\ell_1/\ell_2/\ell_3$ کوچکتر از یک است باید برای برش ناشی از باری طراحی شوند که با استفاده از درونیایی خطی بین مقدار گفته شده در بند ۱-۷-۷-۱۵ برای $\ell_1/\ell_2/\ell_3$ برابر با یک و مقدار صفر برای ℓ_1 برابر با صفر به دست می‌آید.

۳-۷-۷-۱۵ در طراحی تیرها باید علاوه بر برش متحمل شده از دالها، برش ناشی از بارهایی را که مستقیماً روی آنها وارد شوند هم منظور گردد.

۴-۷-۷-۱۵ مقاومت برشی دال در طول مرز مشترک با تیر باید چنان باشد که دال نتواند برش منتقل شده از دال به تیر، موضوع بندهای ۱-۷-۷-۱۵ و ۲-۷-۷-۱۵ را تحمل کند.

۵-۷-۷-۱۵ مقاومت برشی دال مطابق فصل دوازدهم تعیین می‌شود.

□ ۸-۱۵ روش ضرایب لنگر خمشی

۱-۸-۱۵ گستره

۱-۱-۸-۱۵ روش ضرایب لنگر خمشی را در مورد دالهای مستطیلی شکلی که محدودیتهای بندهای ۲-۱-۸-۱۵ تا ۵-۱-۸-۱۵ داشته باشند می‌توان به کار برد.

۲-۱-۸-۱۵ دال در چهار طرف روی تیرها یا دیوارهایی تکیه داشته باشد.

۳-۱-۸-۱۵ ابعاد تیرهای زیر سری دال چنان باشند که رابطه زیر برقرار باشد:

۳-۸-۱۵ ضخامت دال

۱-۳-۸-۱۵ در این روش ضخامت دال در هیچ حالت نباید کمتر از مقادیر زیر در نظر گرفته شود:

الف- در دالهایی که در یک سمت یا بیشتر غیر پیوسته هستند، محیط دال مستقیم بر ۱۲۰

ب- در دالهایی که در چهار سمت پیوسته هستند، محیط دال تقسیم بر ۱۶۰

ب- ۱۰۰ میلی‌متر

۴-۸-۱۵ تلاش برشی در تیر و دال

۱-۴-۸-۱۵ تیرها باید برای برش ناشی از بارهایی طرح شوند که در محدوده خطوط

مورب ۴۵ درجه رسم شده از گوشه‌های دالهای طرفین تیر و محورهای چسبیده‌های طرفین

به دالها وارد می‌شوند، یعنی باری که از توزیع دوزرقه‌های مثالی به دست می‌آید.

۲-۴-۸-۱۵ در طراحی تیرها علاوه بر برش متقل شده از دالها، باید برشی ناشی از

بارهایی را که مستقیماً روی آنها وارد می‌شوند هم منظور کرد.

۳-۴-۸-۱۵ مقاومت برشی دال در طول مرز مشترک با تیر باید چنان باشد که دال بتواند

برش متقل شده از دال، موضوع بند ۱۵-۸-۴-۱ را تحمل کند. فرض می‌شود این برش

بطور یکنواخت در طول تکیه‌گاه‌های دال تقسیم شود.

۴-۴-۸-۱۵ تلاش برشی در دالها و بارهای روی تیرها را می‌توان با کمک ضرایب جدول

شماره ۱۵-۴-۸-۴ به دست آورد. در این جدول نسبت‌های تقسیم بار یکنواخت وارد به

۴-۲-۸-۱۵ مقادیر حداکثر لنگر خمشی مثبت وسط دهانه و لنگرهای خمشی منفی در بر

تکیه‌گاه‌ها در واحد عرض نوار میانی برش زبر تعیین می‌شوند:

الف- لنگرهای خمشی منفی در بر تکیه‌گاه برای بارهای مرده و زنده با استفاده از ضرایب

داده شده در جدول ۱۵-۴-۲-۲ الف و روابط زیر تعیین می‌شوند:

$$M_{A(D+L)}^+ = C_A^+ W_{(D+L)} \ell^2_A \quad (11-15)$$

$$M_{B(D+L)}^+ = C_B^+ W_{(D+L)} \ell^2_B \quad (12-15)$$

ب- لنگرهای خمشی مثبت وسط دهانه برای بارهای مرده با استفاده از ضرایب داده شده

در جدول ۱۵-۴-۲-۲ ب و روابط زیر تعیین می‌شوند:

$$M_{AD}^+ = C_{AD}^+ W_D \ell^2_A \quad (13-15)$$

$$M_{BD}^+ = C_{BD}^+ W_D \ell^2_B \quad (14-15)$$

ب- لنگرهای خمشی مثبت وسط دهانه برای بارهای زنده با استفاده از ضرایب داده شده

در جدول ۱۵-۴-۲-۲ ب و روابط زیر تعیین می‌شوند:

$$M_{AL}^+ = C_{AL}^+ W_L \ell^2_A \quad (15-15)$$

$$M_{BL}^+ = C_{BL}^+ W_L \ell^2_B \quad (16-15)$$

۵-۲-۸-۱۵ در مواردی که لنگر خمشی در یک طرف تکیه‌گاه دو دال کمتر از ۸۰ درصد

این لنگر در طرف دیگر تکیه‌گاه باشد، اختلاف لنگرها باید به نسبت سختی‌های خمشی دو

دال بین آنها تقسیم شود.

۶-۲-۸-۱۵ در صورتیکه که دالی در طرف دیگر تکیه‌گاهی ادامه نداشته باشد، باید آن را

در هر نوار برای لنگر خمشی منفی معادل سه چهارم لنگر خمشی مثبت وسط دهانه در

همان نوار طرح کرد.

۱۵-۹-۲ در صورت استفاده از این روش طراحی باید نسبت به مقاومت برشی دال در حالت حدی نهایی متفاوت مطابق فصل دوازدهم اطمینان حاصل نمود.

۱۵-۹-۳ در صورت استفاده از این روش طراحی باید نسبت به عملکرد مطلوب دال در حالات حدی بهره‌برداری، تغییر شکلیها و ترک‌خوردگیها، بر طبق ضوابط فصل چهاردهم اطمینان حاصل نمود.

۱۵-۹-۲ ضوابط کلی طراحی

۱۵-۹-۱ طراحی پلاستیک را می‌توان به روشهای زیر انجام داد:

الف- روش نوارها یا روش استاتیکی که راه حل "حد تحتانی" نامیده می‌شود.

ب- روش لوله‌های گسیختگی یا روش سینماتیکی که راه حل "حد فوقانی" نامیده می‌شود.

۱۵-۹-۲ آرمانتورگذاری در دال باید چنان صورت گیرد که نسبت به تک‌افزونی ظرفیت دورانی مقاطع دال اطمینان حاصل گردد. برای این منظور کافی است نسبت آرمانتور کششی در هر امتداد از نصف نسبت مربوط به مقطع متعادل، $(1.5 P_n)$ کمتر در نظر گرفته شود.

۱۵-۹-۳ نسبت لنگرهای خمشی در روی تکیه‌گاه‌های پیوسته به لنگرهای خمشی وسط دهانه مربوط نباید کمتر از 0.5 و بیشتر از 2 اختیار شود.

۱۵-۹-۴ در مواردی که روش طراحی نزاری به کار برده می‌شود، بهتر است تابع توزیع لنگرهای خمشی تا حد امکان مطابق با آنچه در تحلیل خطی دال به دست می‌آید،

دال که در دو جهت A و B منتقل می‌شوند، داده شده است. فرض می‌شود این برشها بطور یکساخت در طول تکیه‌گاه‌های دال تقسیم می‌شوند.

۱۵-۸-۴-۵ مقاومت برشی دال بر طبق ضوابط فصل دوازدهم تعیین می‌شود.

۱۵-۸-۵ لنگرهای خمشی در تیرها

۱۵-۸-۱ لنگر خمشی تیرها یا بر اساس بارهای منتقل شده به آنها از دالها، مطابق بند

۱۵-۸-۴، یا بر اساس بار یکساخت معادلی برابر با مقادیر زیر محاسبه می‌شود.

الف- برای تیرهای تکیه‌گاه ضلع کوتاه دال:

$$\frac{w_u l}{3} \quad (17-15)$$

ب- برای تیرهای تکیه‌گاه ضلع بلند دال:

$$\left(\frac{w_u l}{3}\right)\left(\frac{l-m}{2}\right) \quad (18-15)$$

در این روابط l ضلع کوتاه دال و m نسبت ضلع کوتاه به ضلع بلند دال است.

□ ۱۵-۹ روش پلاستیک

۱۵-۹-۱ گستره

۱۵-۹-۱ روش طراحی پلاستیک دالها را می‌توان در مورد تمامی دالها، صرفنظر از

شکل هندسی و شرایط مرزی آنها، تحت اثر بارهای قائم در حالت حدی نهایی مقاومت به کار برد.

جدول ۱۵-۸-۲-۴-الف ضرایب لنگرهای منفی

$m = \frac{\ell_A}{\ell_B}$	ضریب	حالت ۱	حالت ۲	حالت ۳	حالت ۴	حالت ۵	حالت ۶	حالت ۷	حالت ۸	حالت ۹
۱.۰۰	C_A^+	-	۰.۴۵	-	۰.۵۰	۰.۷۵	۰.۷۱	-	۰.۳۳	۰.۶۱
	C_B^-	-	۰.۴۵	۰.۷۶	۰.۵۰	-	-	۰.۷۱	۰.۶۱	۰.۳۳
۰.۹۵	C_A^+	-	۰.۵۰	-	۰.۵۵	۰.۷۹	۰.۷۵	-	۰.۳۸	۰.۶۵
	C_B^-	-	۰.۴۱	۰.۷۲	۰.۴۵	-	-	۰.۶۷	۰.۵۶	۰.۲۹
۰.۹	C_A^+	-	۰.۵۵	-	۰.۶۰	۰.۸۰	۰.۷۹	-	۰.۴۳	۰.۶۸
	C_B^-	-	۰.۳۶	۰.۷۰	۰.۴۰	-	-	۰.۶۲	۰.۵۲	۰.۲۵
۰.۸۵	C_A^+	-	۰.۶۰	-	۰.۶۶	۰.۸۲	۰.۸۳	-	۰.۴۹	۰.۷۲
	C_B^-	-	۰.۳۱	۰.۶۵	۰.۳۴	-	-	۰.۵۷	۰.۴۶	۰.۲۱
۰.۸	C_A^+	-	۰.۶۵	-	۰.۷۱	۰.۸۶	۰.۸۶	-	۰.۵۵	۰.۷۵
	C_B^-	-	۰.۲۶	۰.۶۱	۰.۲۹	-	-	۰.۵۱	۰.۴۱	۰.۱۷
۰.۷۵	C_A^+	-	۰.۶۹	-	۰.۷۶	۰.۹۵	۰.۸۸	-	۰.۶۱	۰.۷۸
	C_B^-	-	۰.۲۲	۰.۵۶	۰.۲۴	-	-	۰.۴۶	۰.۳۶	۰.۱۴
۰.۷	C_A^+	-	۰.۷۴	-	۰.۸۱	۰.۹۶	۰.۹۱	-	۰.۶۸	۰.۸۱
	C_B^-	-	۰.۱۷	۰.۵۰	۰.۱۹	-	-	۰.۳۸	۰.۲۹	۰.۱۱
۰.۶۵	C_A^+	-	۰.۷۷	-	۰.۸۵	۰.۹۷	۰.۹۲	-	۰.۷۴	۰.۸۳
	C_B^-	-	۰.۱۴	۰.۴۳	۰.۱۵	-	-	۰.۳۱	۰.۲۵	۰.۰۸
۰.۶	C_A^+	-	۰.۸۱	-	۰.۸۹	۰.۹۸	۰.۹۵	-	۰.۸۰	۰.۸۵
	C_B^-	-	۰.۱۰	۰.۳۵	۰.۱۱	-	-	۰.۲۴	۰.۱۹	۰.۰۶
۰.۵۵	C_A^+	-	۰.۸۴	-	۰.۹۲	۰.۹۹	۰.۹۶	-	۰.۸۵	۰.۸۶
	C_B^-	-	۰.۰۷	۰.۲۸	۰.۰۷	-	-	۰.۱۹	۰.۱۶	۰.۰۵
۰.۵	C_A^+	-	۰.۸۶	-	۰.۹۴	۰.۹۰	۰.۹۷	-	۰.۸۷	۰.۸۷
	C_B^-	-	۰.۰۶	۰.۲۲	۰.۰۶	-	-	۰.۱۰	۰.۱۰	۰.۰۴

پیش‌بینی شود. تعیین آرمان‌آور لازم در دال می‌تواند بر اساس تغییر پلاستیکی این توزیع و با نامین شرایط تعادل صورت گیرد.

۱۵-۹-۲-۵ در مواردی که روش طراحی اولاهای گسیختگی به کار برده می‌شود، باید مکانیزم‌های گسیختگی محتمل متناوبی برای دال در نظر گرفته شود و اطمینان حاصل گردد که بار نهایی تعیین شده برای دال حداقل مقدار ممکن می‌باشد.

نسبت $\frac{f}{v} = \omega$	شماره	جدول ۱۵-۸-۲-۴-۳-۲-۱							
		۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸
۰.۸	C ^{AL}	۳۱	۳۸	۴۵	۵۲	۵۹	۶۶	۷۳	۸۰
	C ^{AD}	۳۱	۳۸	۴۵	۵۲	۵۹	۶۶	۷۳	۸۰
	C ^{BD}	۳۱	۳۸	۴۵	۵۲	۵۹	۶۶	۷۳	۸۰
۰.۷	C ^{AL}	۳۱	۳۸	۴۵	۵۲	۵۹	۶۶	۷۳	۸۰
	C ^{AD}	۳۱	۳۸	۴۵	۵۲	۵۹	۶۶	۷۳	۸۰
	C ^{BD}	۳۱	۳۸	۴۵	۵۲	۵۹	۶۶	۷۳	۸۰
۰.۶	C ^{AL}	۳۱	۳۸	۴۵	۵۲	۵۹	۶۶	۷۳	۸۰
	C ^{AD}	۳۱	۳۸	۴۵	۵۲	۵۹	۶۶	۷۳	۸۰
	C ^{BD}	۳۱	۳۸	۴۵	۵۲	۵۹	۶۶	۷۳	۸۰
۰.۵	C ^{AL}	۳۱	۳۸	۴۵	۵۲	۵۹	۶۶	۷۳	۸۰
	C ^{AD}	۳۱	۳۸	۴۵	۵۲	۵۹	۶۶	۷۳	۸۰
	C ^{BD}	۳۱	۳۸	۴۵	۵۲	۵۹	۶۶	۷۳	۸۰
۰.۴	C ^{AL}	۳۱	۳۸	۴۵	۵۲	۵۹	۶۶	۷۳	۸۰
	C ^{AD}	۳۱	۳۸	۴۵	۵۲	۵۹	۶۶	۷۳	۸۰
	C ^{BD}	۳۱	۳۸	۴۵	۵۲	۵۹	۶۶	۷۳	۸۰

جدول ۱۵-۸-۲-۴-۳-۲-۱

نسبت $\frac{f}{v} = \omega$	شماره	جدول ۱۵-۷-۲-۴-۳-۲-۱							
		۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸
۰.۸	C ^{AL}	۳۱	۳۸	۴۵	۵۲	۵۹	۶۶	۷۳	۸۰
	C ^{AD}	۳۱	۳۸	۴۵	۵۲	۵۹	۶۶	۷۳	۸۰
	C ^{BD}	۳۱	۳۸	۴۵	۵۲	۵۹	۶۶	۷۳	۸۰
۰.۷	C ^{AL}	۳۱	۳۸	۴۵	۵۲	۵۹	۶۶	۷۳	۸۰
	C ^{AD}	۳۱	۳۸	۴۵	۵۲	۵۹	۶۶	۷۳	۸۰
	C ^{BD}	۳۱	۳۸	۴۵	۵۲	۵۹	۶۶	۷۳	۸۰
۰.۶	C ^{AL}	۳۱	۳۸	۴۵	۵۲	۵۹	۶۶	۷۳	۸۰
	C ^{AD}	۳۱	۳۸	۴۵	۵۲	۵۹	۶۶	۷۳	۸۰
	C ^{BD}	۳۱	۳۸	۴۵	۵۲	۵۹	۶۶	۷۳	۸۰
۰.۵	C ^{AL}	۳۱	۳۸	۴۵	۵۲	۵۹	۶۶	۷۳	۸۰
	C ^{AD}	۳۱	۳۸	۴۵	۵۲	۵۹	۶۶	۷۳	۸۰
	C ^{BD}	۳۱	۳۸	۴۵	۵۲	۵۹	۶۶	۷۳	۸۰
۰.۴	C ^{AL}	۳۱	۳۸	۴۵	۵۲	۵۹	۶۶	۷۳	۸۰
	C ^{AD}	۳۱	۳۸	۴۵	۵۲	۵۹	۶۶	۷۳	۸۰
	C ^{BD}	۳۱	۳۸	۴۵	۵۲	۵۹	۶۶	۷۳	۸۰

جدول ۱۵-۷-۲-۴-۳-۲-۱

فصل شانزدهم

دیوارها

۱۶-۰. علائم اختصاری

-
- = A_g مساحت کل مقطع، میلپنجر مربع
 - = t_f موازمت فشاری مشخصه بتن، مگاپاسکال (نیوتن بر میلپنجر مربع)
 - = h ضخامت کل عضو، میلپنجر
 - = k ضریب طول موثر
 - = f_c فاصله قائم آزاد بین تکیه گاه ها، میلپنجر
 - = N_s بار محوری محاسباتی نهایی دیوار، نیوتن
 - = ضریب جزئی ایمنی بتن ϕ_c

جدول ۱۵-۸-۴-۴ نسبت تقسیم بار یکنواخت وارد به دال در امتدادهای l_A و l_H

$m = \frac{l_A}{l_B}$	ضریب	حالت ۱	حالت ۲	حالت ۳	حالت ۴	حالت ۵	حالت ۶	حالت ۷	حالت ۸	حالت ۹
۱.۰۰	W_A	۰.۵	۰.۵	۰.۱۷	۰.۵	۰.۸۳	۰.۷۱	۰.۴۹	۰.۳۳	۰.۲۷
	W_B	۰.۵	۰.۵	۰.۸۳	۰.۵	۰.۱۷	۰.۲۹	۰.۷۱	۰.۶۷	۰.۳۳
۰.۹۵	W_A	۰.۵۵	۰.۵۵	۰.۲۰	۰.۵۵	۰.۸۶	۰.۷۵	۰.۳۳	۰.۳۸	۰.۲۹
	W_B	۰.۴۵	۰.۴۵	۰.۸۰	۰.۴۵	۰.۱۴	۰.۲۵	۰.۶۷	۰.۶۲	۰.۳۹
۰.۹	W_A	۰.۶۰	۰.۶۰	۰.۲۳	۰.۶۰	۰.۸۸	۰.۸۶	۰.۳۷	۰.۴۳	۰.۳۵
	W_B	۰.۴۰	۰.۴۰	۰.۷۷	۰.۴۰	۰.۱۲	۰.۲۱	۰.۶۲	۰.۵۷	۰.۲۵
۰.۸۵	W_A	۰.۶۶	۰.۶۶	۰.۲۸	۰.۶۶	۰.۹۰	۰.۸۷	۰.۴۳	۰.۴۹	۰.۳۹
	W_B	۰.۳۴	۰.۳۴	۰.۷۲	۰.۳۴	۰.۱۰	۰.۱۳	۰.۵۷	۰.۵۱	۰.۲۱
۰.۸	W_A	۰.۷۱	۰.۷۱	۰.۳۳	۰.۷۱	۰.۹۲	۰.۹۶	۰.۴۶	۰.۵۵	۰.۳۳
	W_B	۰.۲۹	۰.۲۹	۰.۶۷	۰.۲۹	۰.۰۸	۰.۰۴	۰.۵۴	۰.۴۵	۰.۱۱
۰.۷۵	W_A	۰.۷۶	۰.۷۶	۰.۳۹	۰.۷۶	۰.۹۴	۰.۹۷	۰.۵۰	۰.۶۱	۰.۳۹
	W_B	۰.۲۴	۰.۲۴	۰.۶۱	۰.۲۴	۰.۰۶	۰.۰۳	۰.۴۹	۰.۳۹	۰.۱۴
۰.۷۰	W_A	۰.۸۱	۰.۸۱	۰.۴۵	۰.۸۱	۰.۹۵	۰.۹۶	۰.۶۲	۰.۷۲	۰.۴۹
	W_B	۰.۱۹	۰.۱۹	۰.۵۵	۰.۱۹	۰.۰۵	۰.۰۳	۰.۳۸	۰.۲۸	۰.۱۱
۰.۶۵	W_A	۰.۸۵	۰.۸۵	۰.۵۳	۰.۸۵	۰.۹۶	۰.۹۳	۰.۶۹	۰.۸۱	۰.۴۹
	W_B	۰.۱۵	۰.۱۵	۰.۴۷	۰.۱۵	۰.۰۴	۰.۰۷	۰.۳۱	۰.۱۹	۰.۰۸
۰.۶۰	W_A	۰.۸۹	۰.۸۹	۰.۶۱	۰.۸۹	۰.۹۷	۰.۹۵	۰.۷۶	۰.۹۰	۰.۴۹
	W_B	۰.۱۱	۰.۱۱	۰.۳۹	۰.۱۱	۰.۰۳	۰.۰۵	۰.۲۴	۰.۱۰	۰.۰۶
۰.۵۵	W_A	۰.۹۲	۰.۹۲	۰.۶۹	۰.۹۲	۰.۹۸	۰.۹۶	۰.۷۹	۰.۹۵	۰.۵۵
	W_B	۰.۰۸	۰.۰۸	۰.۳۱	۰.۰۸	۰.۰۲	۰.۰۳	۰.۲۱	۰.۰۵	۰.۰۵
۰.۵۰	W_A	۰.۹۴	۰.۹۴	۰.۷۲	۰.۹۴	۰.۹۹	۰.۹۷	۰.۸۷	۰.۹۷	۰.۵۷
	W_B	۰.۰۶	۰.۰۶	۰.۲۸	۰.۰۶	۰.۰۱	۰.۰۲	۰.۱۳	۰.۰۳	۰.۰۳

فصل هفتم :

دیوارها

سسستم کی معادیم باربرہ

- ۱۔ اثر زمین لرزہ ہ خاصونی - فصل سیزدہم - ص ۷۱۲
- ۲۔ ضوابط شکل پذیری ہ ریکی - گفتار چہارم - ص ۴۱۸
- ۳۔ اوش تدریج بارین اخرا معادیم ہ ریکی - گفتار چہارم - ص ۴۲۴
- ۴۔ دیوار برشی با تاش ہ ریکی - گفتار چہارم - ص ۴۳۱
- ۵۔ اوش طراحی دیوار برشی ہ خاصونی - فصل دوازدهم - ص ۶۳۶
- ۶۔ دیوار با اخرا لبرای ہ خاصونی - فصل دوازدهم - ص ۶۷۰
- ۷۔ اوش کلیل تقریبی تر و تر صہ ہ ریکی - گفتار چہارم - ص ۶۷۴

دیوار مرکب

اندازه گیری

$$m = \frac{2c}{1/s_1 + 1/s_2}$$

$$I_1 + I_2 + 2mc = I$$

$$\omega^2 = \frac{3EI'}{a^3 E} + \frac{c}{I_1 + I_2} \times \frac{I}{mh}$$

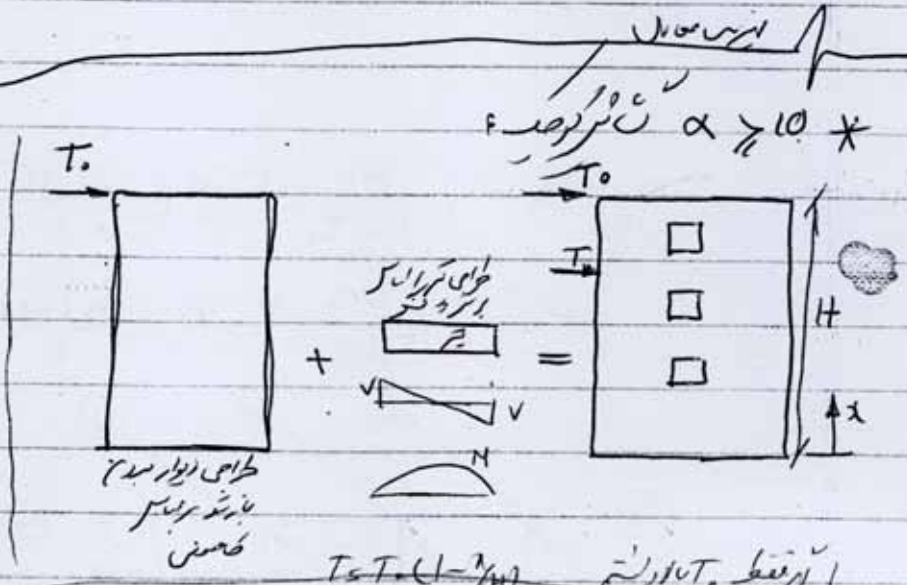
$$\alpha = \omega H$$

$$V = \frac{T_m}{I} h$$

$$M = \pm Va$$

$$T = T_0 (1 - \frac{y}{H})$$

تغییر تدریجی در طول دیوار

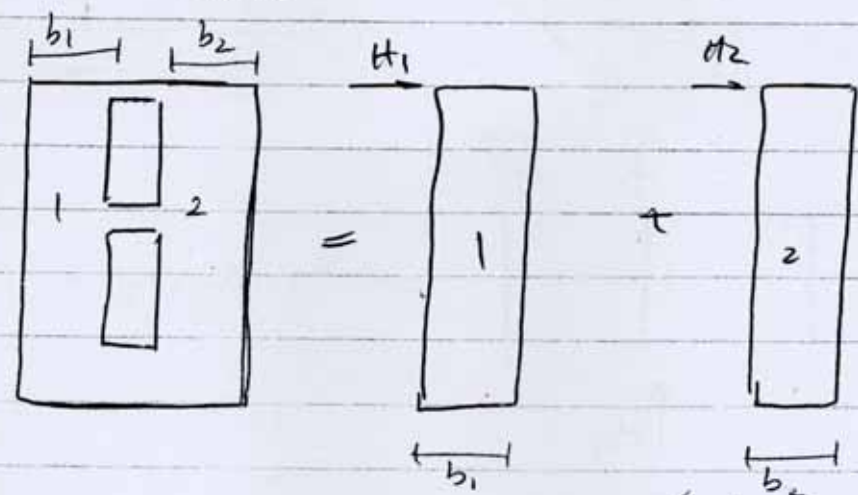


اینجا $\alpha \geq 10$ *
 در اینجا $\alpha \leq 1$ *

در فقط $T = T_0 (1 - \frac{y}{H})$
 در صورتی که فقط T در سطح دیوار است

$$H_1 = H' \frac{I_1}{I_1 + I_2}$$

$$H_2 = H' \frac{I_2}{I_1 + I_2}$$



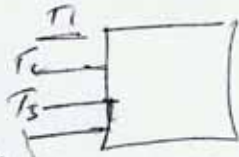
به این معنی که دیوار را می توانیم به این معنی

از قبل از جواب در دو طرف آن بکشید

$$F_a = T_0 \frac{mh}{I}$$

$$T_0 = T_1 + T_2 - \alpha T_n$$

مجموع نیروها که از طرف سازه وارد می شود



نشان می دهد $1 < \alpha < 10$

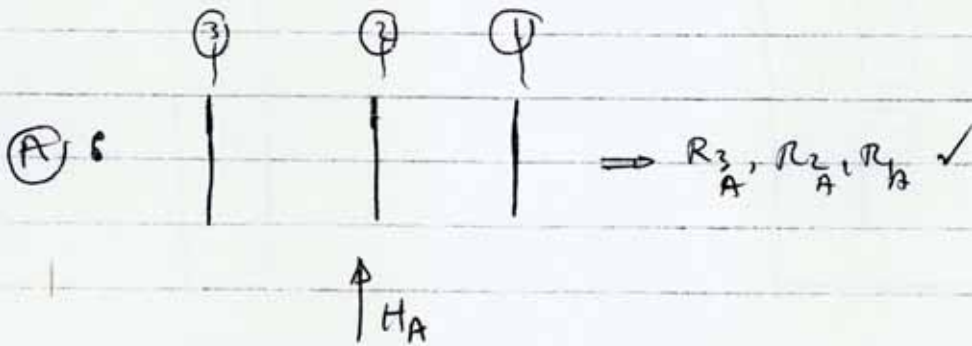
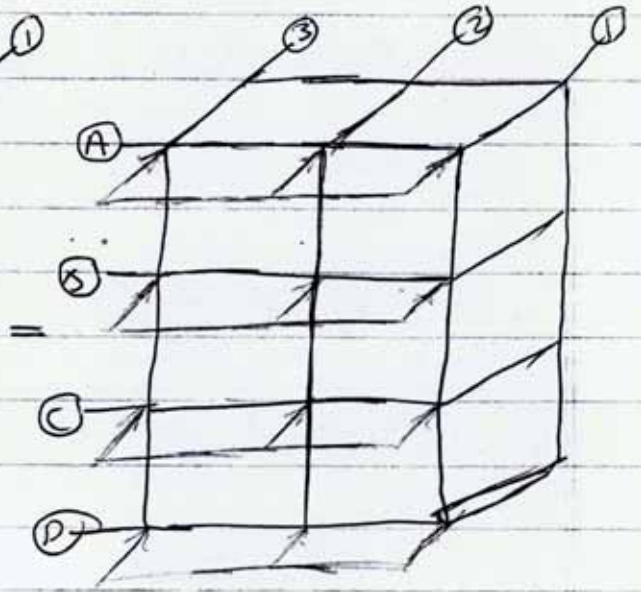
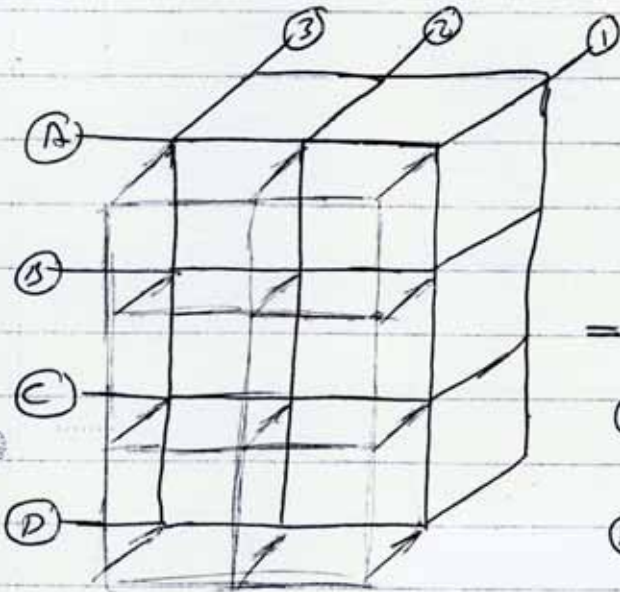
$$V = F_a \left[1 - j \frac{\alpha \cosh[\alpha(1-j)] - \sinh(\alpha j)}{\alpha \cosh(\alpha)} \right]$$

برای هر عرض در طول

h (وزن متوسط)

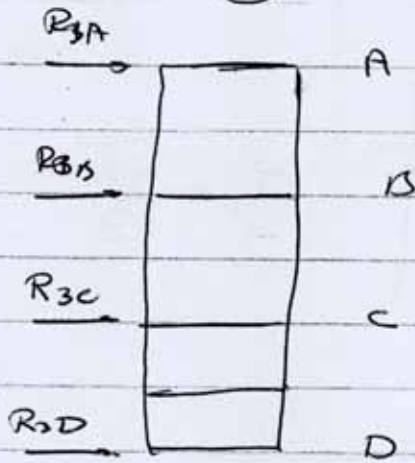
$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} T_0 H \left[\frac{(1-j)^2}{2} - \frac{2cm}{I} \psi \right]$$

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} T_0 H \left[\frac{(1-j)^2}{2} - \frac{2cm}{I} \psi \right]$$



(E)

(3)



ساختار استوار

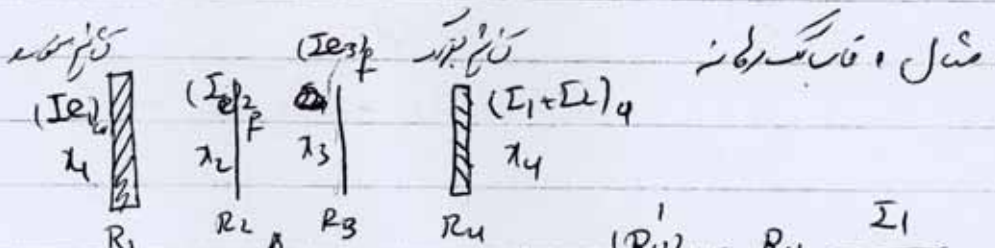
$$I_e = \frac{bh^3}{12}$$

(1) ساختار استوار

$$\frac{I_1}{\frac{b_1 h_1^3}{12}}, \frac{I_2}{\frac{b_2 h_2^3}{12}} \rightarrow \begin{cases} H_1 = H \frac{L_1}{L_1 + L_2} \\ H_2 = H \frac{L_2}{L_1 + L_2} \end{cases}$$

(2) ساختار استوار

$$I_e = \frac{I_1 + I_2 + 2mc}{\frac{\phi}{\alpha^2} + 1} \quad \begin{cases} \frac{\phi}{\alpha^2} & \alpha < 4 \\ 1 & \alpha > 4 \end{cases}$$

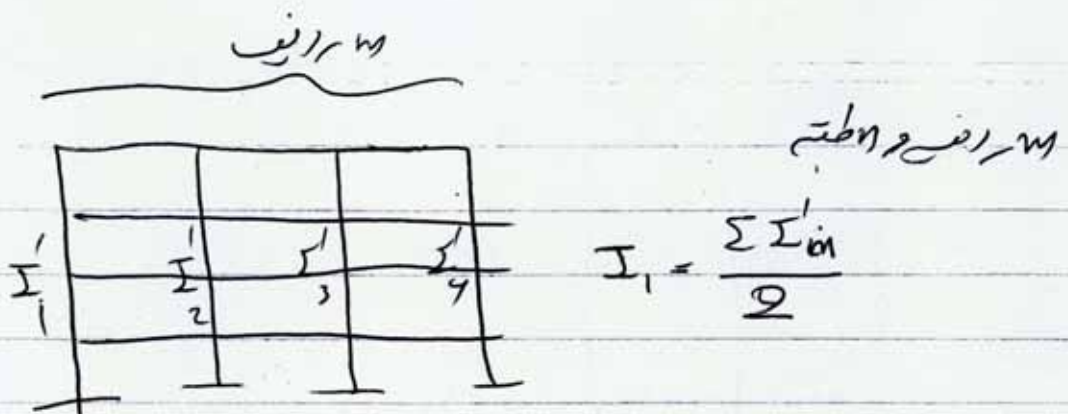


$$I_e = \frac{4\phi}{\alpha^2} + \frac{1}{6n^2}$$

$$(R_4)_1 = R_4 \frac{I_1}{I_1 + I_2}$$

$$(R_4)_2 = R_4 \frac{I_2}{I_1 + I_2}$$

(3)



$$\rightarrow (\bar{I}_e) = \frac{I_1}{\frac{4\psi}{\alpha^2} + \frac{1}{6n^2}}$$

دو مرکز افقی و عمودی

~~(I_e)~~

$$\alpha = \omega H$$

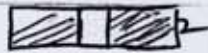
$$\omega^2 = \frac{6E'}{Eh(\Sigma I_1 + \Sigma I_2 + \dots)} \left(\frac{4I_1^2}{a_1^3} + \frac{4I_2^2}{a_2^3} + \dots \right)$$

نسبت مرکز افقی و عمودی

$$(\bar{I}_e)_{\omega} = \frac{I}{1 + \frac{8I\psi}{(\Sigma I_1 + \Sigma I_2 + \dots)\alpha^2}}$$

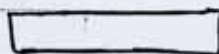


۱ یکنواخت



۲ متغیض

• 0



۴ مرکز جرم

• G



۵



۶

$$x_G = \frac{\sum M_i x_i}{\sum M} = \frac{\sum A_i x_i}{\sum A_i}$$

$$x_G = \frac{\sum I_i x_i}{\sum I_i}$$

$$I_1 = \frac{bh^3}{12}$$

$$I_2 = I_{1'} + I_{2'}$$

$$I_3 = (I_e)_w = \frac{I}{1 + \frac{8\epsilon\psi}{(\sum C)\alpha^2}}$$

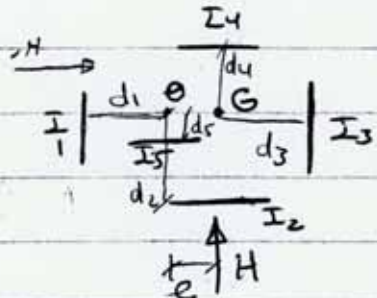
$$(I_e)_w = \frac{I}{\frac{16mc}{\alpha \cdot \alpha^2} \times \frac{\psi}{\alpha^2} + 1}$$

$$I_{e5} = \text{اصغر از طبقه}$$

$$(I_{e6}) = \text{بزرگترین طبقه}$$

(5)

(P.11) $\{ \dots \}$

$$R_i = I_i \left(\frac{H}{\sum I_i} + \frac{H e d_i}{\sum I_i d_i^2} \right)$$


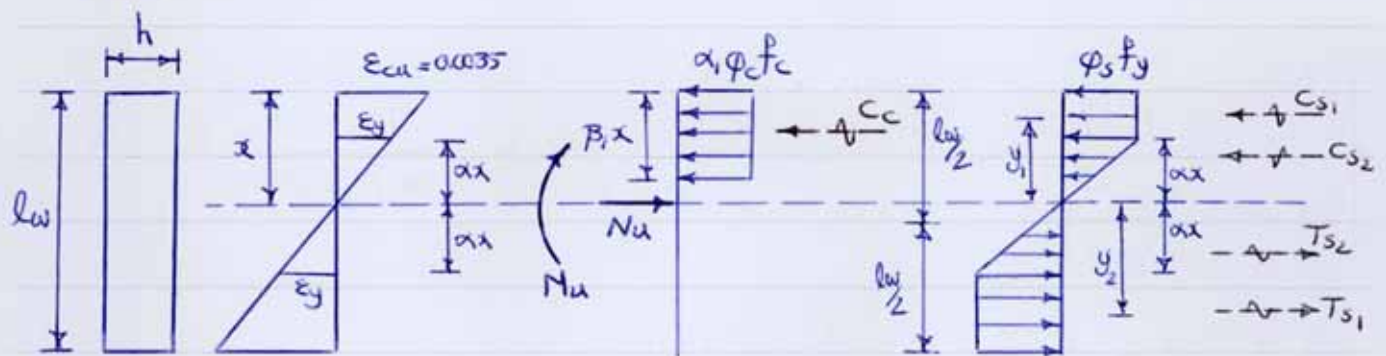
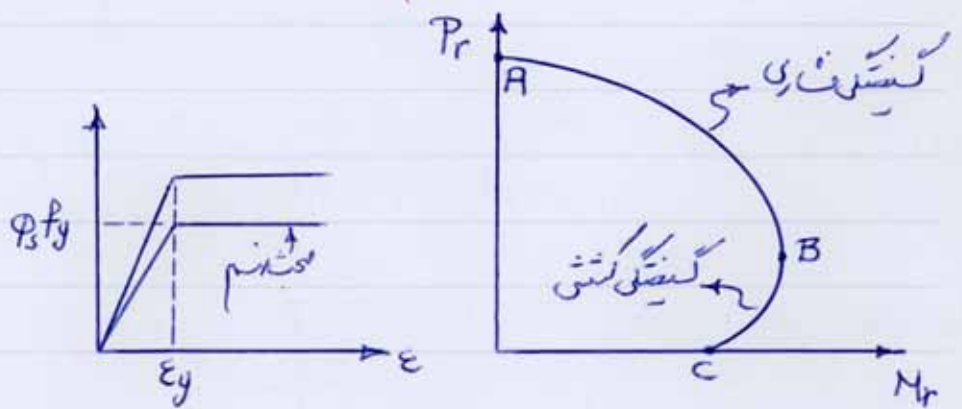
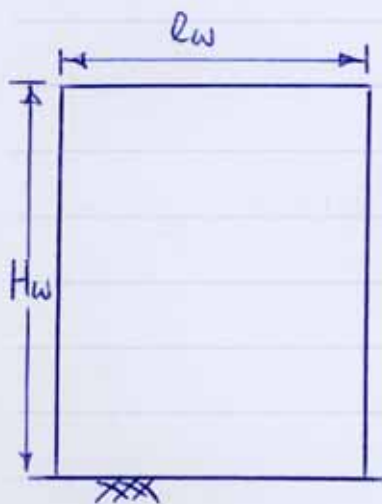
$$x_0 = \frac{\sum I_i x_i}{\sum I_i} \quad y_0 = \frac{\sum I_i y_i}{\sum I_i}$$

$$R_i = I_i \left(\frac{H}{\sum I_i} \right) \quad i = 1, 3$$

$$R_i' = I_i \left(\frac{H e d_i}{\sum I_i d_i^2} \right) \quad i = 1, 2, 3$$

$$R_i'' = R_i + R_i'$$

« لنگر مقاوم در دیوار برشی بدون بازشد »



$$\sum F_x = 0 \rightarrow C_c + C_{s1} + C_{s2} = N_u + T_{s1} + T_{s2}$$

$$\begin{cases} C_c = (\alpha_1 \phi_c f_c) (\beta_1 x) h \\ C_{s1} = (\phi_s f_y) \rho (1-\alpha) x h \\ C_{s2} = (\phi_s f_y) \frac{1}{2} \rho \alpha x h \\ T_{s2} = (\phi_s f_y) \frac{1}{2} \rho \alpha x h \\ T_{s1} = (\phi_s f_y) \rho [l_w - (1+\alpha)x] h \end{cases}$$

* این روابط را برای دیوار کنواخت بدون عضو برزی استفاده می‌کنیم. وقتی عضو برزی داریم تمام لنگر دیوار محوری را این عضو تحمل می‌نماید.

$$\rightarrow (\alpha_1 \phi_c f_c) (\beta_1 x) h + (\phi_s f_y) \rho (1-\alpha) x h = N_u + (\phi_s f_y) \rho [l_w - (1+\alpha)x] h$$

$$x [(\alpha_1 \phi_c f_c) \beta_1 h + (\phi_s f_y) \rho (1-\alpha) h + (\phi_s f_y) \rho (1+\alpha) h] = N_u + (\phi_s f_y) \rho l_w h$$

$$\Rightarrow x [(\alpha_1 \phi_c f_c) \beta_1 h + 2 (\phi_s f_y) \rho h] = N_u + (\phi_s f_y) \rho l_w h \quad (1)$$

طبقاً رابطه زیر در نمودار کشش داریم :

$$\frac{\alpha x}{x} = \frac{\epsilon_y}{0.0035} \rightarrow \alpha = \frac{\epsilon_y}{0.0035} \rightarrow \alpha = \frac{f_y}{700}$$

(1) $\rightarrow x = \frac{Nu + (\phi_s f_y) \rho l w h}{h [(\alpha_1 \phi_c f_c) \beta_1 + 2(\phi_s f_y) \rho]} \rightarrow$ صورت وینچ را بر $\phi_c f_c l w h$ تقسیم کنیم

$h l w = A_g \rightarrow x = \frac{\frac{Nu}{\phi_c f_c A_g} + \rho \frac{\phi_s f_y}{\phi_c f_c}}{\alpha_1 \beta_1 + 2\rho \frac{\phi_s f_y}{\phi_c f_c}} \cdot l w$

$$\begin{cases} k = \frac{Nu}{\phi_c f_c A_g} \\ \omega = \rho \frac{\phi_s f_y}{\phi_c f_c} \end{cases} \rightarrow x = \frac{k + \omega}{\alpha_1 \beta_1 + 2\omega} \cdot l w \quad (2)$$

فاصله تارزنی تا درترین تارزنی

$Nu \rightarrow (-)$ کشی

$$y_1 = \alpha x + \frac{1-\alpha}{2} x = \frac{1}{2} x (1+\alpha)$$

$$y_2 = l w - \frac{1}{2} [l w - (1+\alpha)x] - x = \frac{1}{2} [l w - x(1-\alpha)]$$

نسبت به محور زنی همان می گیریم :

$$\begin{aligned} M_r &= (\alpha_1 \phi_c f_c) (\beta_1 x) h (x - \frac{1}{2} \beta_1 x) + Nu (\frac{l w}{2} - x) \\ &+ (\phi_s f_y) \rho (1-\alpha) x h (\frac{1}{2} x (1+\alpha)) \\ &+ (\phi_s f_y) \rho [l w - (1+\alpha)x] h [\frac{1}{2} (l w - x(1-\alpha))] \end{aligned} \quad (3)$$

از رابطه (1) داریم :

$$(\alpha_1 \phi_c f_c) (\beta_1 x) h = Nu + (\phi_s f_y) \rho l w h (1 - \frac{2x}{l w}) \quad (4)$$

ضرایب رابطه (4) را در (3) قرار دهیم و به نام ضرایب داشته :

(5)

$$M_r = 0.5 A_s \phi_s f_y l_w \left[\left(1 + \frac{N_u}{A_s \phi_s f_y} \right) \left(1 - \frac{\beta_1 x}{l_w} \right) - \frac{2x^2}{l_w^2} \left(1 + \frac{\alpha^2}{3} - \beta_1 \right) \right] \quad (5)$$

$$M_r = 0.5 A_s \phi_s f_y l_w \left(1 + \frac{N_u}{A_s \phi_s f_y} \right) \left(1 - \frac{x}{l_w} \right) \quad (4)$$

رابطه (۴) همان رابطه (۵) است که ساده شده و تقریبی تر است.

این روابط صحت برای ناحیه BC (کشش) نمودار اندک کشش است. پس باید مطمئن شویم که مقطع در حالت گسیختگی کشش قرار دارد. در این منظور باید بصورت زیر عمل کنیم:

$$x_b = \frac{700}{700 + f_y} l_w$$

از روابط بالا می توان استفاده نمود.

$\left\{ \begin{array}{l} x < x_b \rightarrow \text{گسیختگی کششی} \\ x > x_b \rightarrow \text{گسیختگی فشرسی} \end{array} \right.$

single solid cantilever bar, while the braces remain straight and are directed along the radius of curvature of the bar (Fig. 3.6a). If the braces are hinged, each post deforms independently (Fig. 3.6b), and the braces turn while remaining horizontal. These two extreme cases do not actually occur as real braces always feature some degree of yielding and the posts deform as shown on Fig. 3.6c; the braces bend and undergo shear deformations. Local moments and shearing forces appear at points where the braces are rigidly connected to the

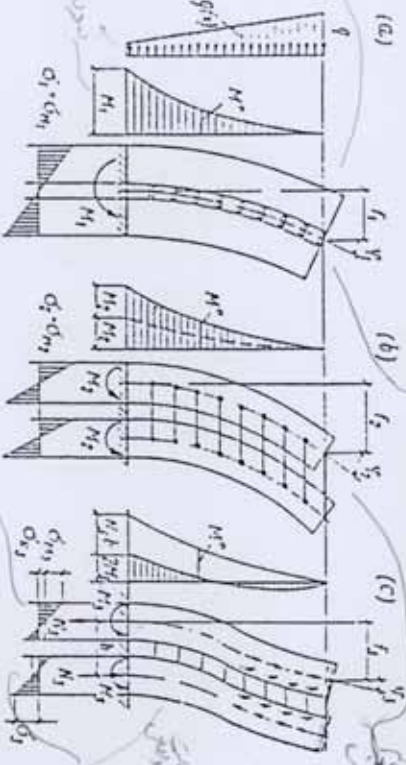


Fig. 3.6. Calculation diagrams and diagrams of stresses in posts of single-brace structures. The arrows show the forces transmitted to the posts by braces

posts. The shearing forces due to the braces build up along the length of the post and give rise to a normal force N in it. The outside moment in this pattern is

$$M^0 = 2M_2 + N_2 h$$

For braces of normal yielding properties, the second member on the right of the equation is several times as great as the first member, and therefore at the same external moment M^0 the moments in the posts according to the pattern of Fig. 3.6c will be much smaller than the ones according to the pattern of Fig. 3.6b. The stiffer the braces, the lesser the moments, and for absolutely rigid braces the pattern of Fig. 3.6c changes to that of Fig. 3.6a.

Allowance for the actual yielding of braces makes possible a more accurate evaluation of the displacement of the building top and the angle of the slope. As is evident from Fig. 3.6, these displacements, when calculated according to the pattern (b), are somewhat exaggerated: $f_2 \gg f_1$, $\varphi_2 \gg \varphi_1$.

The bearing system of a many-storied building may be modeled by various calculation patterns; most representative are the overhang

(cantilever), the discrete, the discrete-continual and the overhang (cantilever) substitution patterns whose principles can best be described by considering a simple one-braced vertical bearing structure (Fig. 3.7).

In the overhang (cantilever) pattern, the specified system a is substituted by hinged-and-braced cantilever bars b . The bending and the shearing stresses upon the braces are not taken into account. Each cantilever bar is calculated for its load which is determined

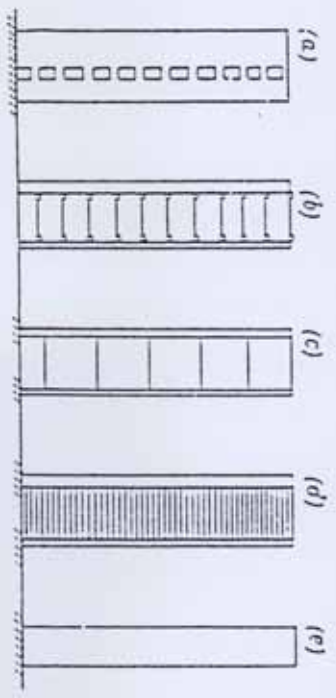


Fig. 3.7. Calculation diagrams of a single-brace bearing structure of a multi-story building: (a) actual design; (b) overhang (cantilever) design; (c) discrete design; (d) discrete-continual design; (e) overhang-substitution design

(on the basis of equal deflections) by distributing all of the load proportionately to the rigidities of the bars. This calculation pattern is most simple, but its use is justified only when the braces in a real bearing system are either flexible or rigid, which is a rare occurrence. In the discrete pattern (c) and others, the given system a is replaced by a frame c . In the main system the braces are cut out and unit forces corresponding to the assumed unknowns are applied at the points of the cut. Next, the usual canonical equations of the method of redundant reactions are set up to determine the values of the unknown forces. The unit and the load displacements entering these equations may be found with due regard for the shearing and normal forces, the deformations of supports and other factors.

When all of the braces are taken into account in the discrete pattern the number of the unknowns proves very great even for a small building. In this case to simplify the calculations, the shear braces are considered in groups, or part of the braces is omitted or substituted by hinged braces. On Fig. 3.7c every two actual shear braces (cross bars for each storey) are replaced by a single one, which halves the number of the unknowns. Despite similar simplifications, the possibilities for using the discrete calculation patterns are limited.

Handwritten notes:
 cantilever
 discrete
 discrete-continual
 overhang-substitution
 overhang

Handwritten notes:
 cantilever
 discrete
 discrete-continual
 overhang-substitution
 overhang

نورانی

Min } $\rho = 1.7$
 $\rho = 0.25$

The Behavior of Cantilever Walls

613

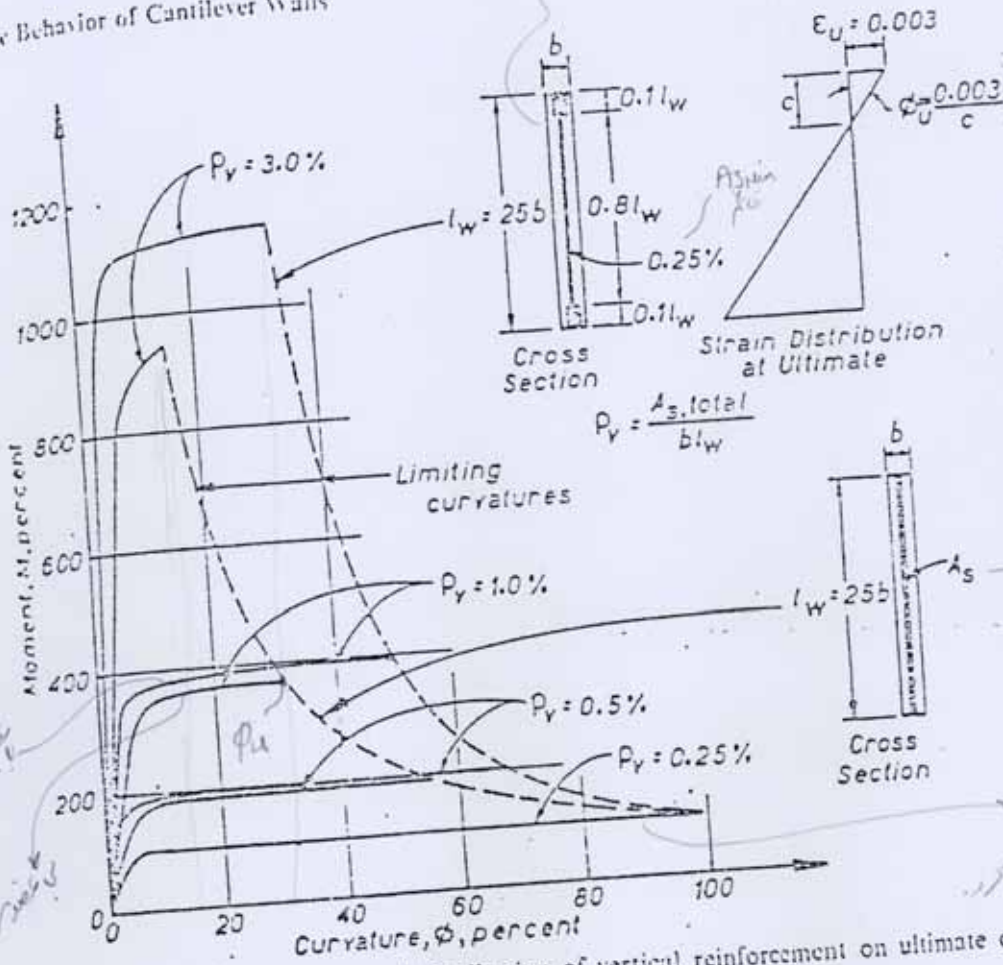


Fig. 12.2. Effect of amount and distribution of vertical reinforcement on ultimate curvature.

مقدار تقویت عمودی در دیوار

$$0.01 \times 300 \text{ cm} \times 20 \text{ cm} = 60 \text{ cm}^2$$

Diagram showing a rectangular cross-section with width 300 cm and height 20 cm, containing 60 cm² of reinforcement. Below it, a smaller section with width 120 cm and height 24 cm is shown, containing 24 cm² of reinforcement. The calculation 0.25×60 is written below the second diagram.

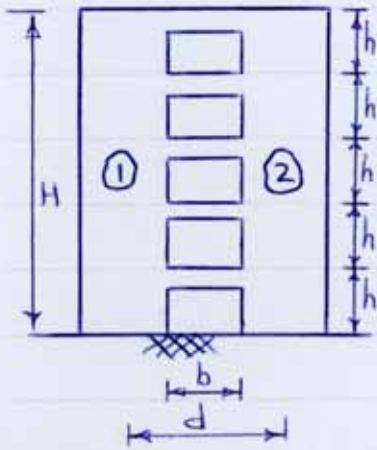
مقدار $\rho (0.25\%) > \rho (3\%)$

استخوانی است

نقطه شکست
 (0.25%)
 (3%)

« دیوار منظم با بازشو »

(۱) سقفی دیوار منظم با یک بازشو



$$k = \frac{3E(I_1 + I_2)}{H^3 \cdot k_1}$$

$$k_1 = \left[1 - \frac{3}{\mu} \left(\frac{1}{3} + \frac{\sinh(\alpha H)}{(\alpha H)^3 \operatorname{Ch}(\alpha H)} - \frac{1}{(\alpha H)^2} \right) \right]$$

$$\mu = 1 + \frac{I_1 + I_2}{d^2} \left(\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} \right)$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{12 I_b}{b^3 h} \left(\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} + \frac{d^2}{I_1 + I_2} \right)}$$

b عرض بازشو

h ارتفاع طبقه

I_1, I_2 محمان انبساطی پایه‌های اول و 2

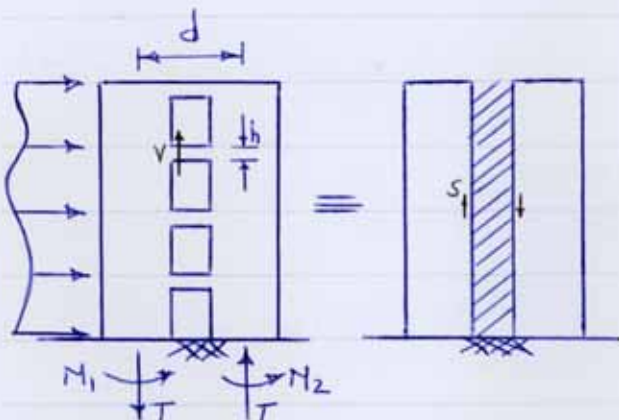
I_b محمان انبساطی تیر رابط

d فاصله مرکز به مرکز دو پایه

A_1, A_2 سطح مقطع پایه‌های اول و 2

H ارتفاع کل

(۲) تحلیل دیوارهای منظم با بازشو



$$s = dT/dy$$

dT تغییر نیرو در طولی

$$v = sh$$

s نیروی برشی تیرهای

$$M = v \cdot \frac{b}{2}$$

رابطه (العناصر پایه)

$$\begin{cases} M_e = M_1 + M_2 + T \cdot d \\ M_1/EI_1 = M_2/EI_2 \\ d^2 T/dy^2 - \alpha^2 T = -8M_e \end{cases}$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{12 I_b}{b^3 h} \left(\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} + \frac{d^2}{I_1 + I_2} \right)}$$

$$\delta = \frac{12 I_b \cdot d}{b^3 h (I_1 + I_2)}$$

۱-۲) دیوارکته اثر بار متمرکز



$$\frac{d^2 T}{dy^2} - \alpha^2 T = -\delta M_e \quad (1)$$

$$M_e = P \cdot y \quad (2)$$

$$\xrightarrow{(1), (2)} \frac{d^2 T}{dy^2} - \alpha^2 T = -\delta P y \quad (3)$$

حواب کلی رابطه (3) با جمل معادله در نظر اسل بصورت زیر خواهد بود:

$$T = A \sinh(\alpha y) + B \cosh(\alpha y) + \frac{\delta P}{\alpha^2} \cdot y \quad (4)$$

شرایط مرز در قرار می‌دهیم:

$$\begin{cases} y = H \rightarrow \frac{dT}{dy} = 0 \\ y = 0 \rightarrow T = 0 \end{cases}$$

با توجه به شرایط مرزی ضرایب A, B محاسبه شده و رابطه (4) در جرم زیر خواهد شد:

$$T = \frac{-\delta P}{\alpha^3 \cdot \cosh(\alpha H)} \sinh(\alpha y) + \frac{\delta P}{\alpha^2} \cdot y \quad (5)$$

$$S = \frac{\delta P}{\alpha^2} \left(1 - \frac{\cosh(\alpha y)}{\cosh(\alpha H)} \right) \quad (6)$$

T نیروی محوری در مقطع به فاصله y از بالای سازه
S تنش بر خض ممتد بدون سیستم (تنش)

در نتیجه نیروی برشی و گزشتی در زیر اتصال به صورت زیر می باشد :

$$V_b = S \cdot h = \frac{8Ph}{\alpha^2} \left(1 - \frac{C_{1h}(\alpha y)}{C_{1h}(\alpha H)} \right)$$

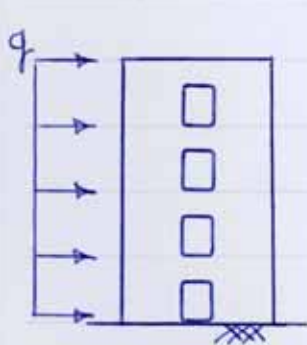
$$M_b = V_b \cdot \frac{b}{2} = \frac{8Phb}{2\alpha^2} \left(1 - \frac{C_{1h}(\alpha y)}{C_{1h}(\alpha H)} \right)$$

گزشتی در پایداری دوار به صورت زیر محاسبه می شود :

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} (M_e - T \cdot d)$$

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} (M_e - T \cdot d)$$

(۲-۲) دوارکات اثر بار یکنواخت :



$$M_e = q \cdot \frac{y^2}{2} \quad (1)$$

$$\frac{d^2 T}{dy^2} - \alpha^2 T = -8M_e \quad (2)$$

$$\xrightarrow{(1), (2)} \frac{d^2 T}{dy^2} - \alpha^2 T = -8q \cdot \frac{y^2}{2} \quad (3)$$

$$\Rightarrow T = A \sinh(\alpha y) + B \cosh(\alpha y) + \frac{8q}{\alpha^2} \left(\frac{y^2}{2} + \frac{1}{\alpha^2} \right) \quad (4)$$

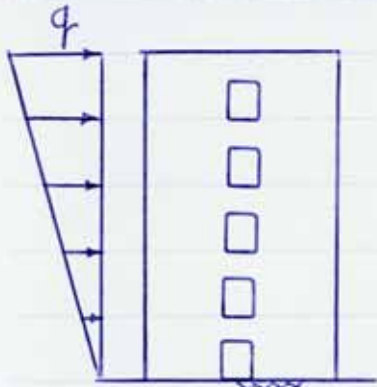
شرایط مرز

$$\left\{ \begin{array}{l} y=H \rightarrow dT/dy = 0 \\ y=0 \rightarrow T = 0 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T = \frac{-8q}{\alpha^3 \cosh(\alpha H)} \left(H - \frac{\sinh(\alpha H)}{\alpha} \right) \sinh(\alpha y) - \frac{8q}{\alpha^4} \cosh(\alpha y) + \frac{8q}{\alpha^2} \left(\frac{y^2}{2} + \frac{1}{\alpha^2} \right) \\ S = \frac{-8q}{\alpha^2 \cosh(\alpha H)} \left(H - \frac{\sinh(\alpha H)}{\alpha} \right) \cosh(\alpha y) - \frac{8q}{\alpha^3} \sinh(\alpha y) + \frac{8q y}{\alpha^2} \end{array} \right.$$

(۳)

(۳-۲) دیوار تحت اثر بار مثلثی :



$$\frac{d^2 T}{dy^2} - \alpha^2 T = -\delta M_e \quad (1)$$

$$M_e = \frac{1}{2} q y^2 \left(1 - \frac{y}{3H}\right) \quad (2)$$

$$\frac{d^2 T}{dy^2} - \alpha^2 T = -\frac{1}{2} \delta q y^2 \left(1 - \frac{y}{3H}\right) \quad (3)$$

$$\Rightarrow T = A \sinh(\alpha y) + B \cosh(\alpha y) - \frac{q}{\alpha^2} \left(\frac{\delta y^3}{6H} - \frac{\delta y^2}{2} + \frac{\delta y}{\alpha^2 H} - \frac{\delta}{\alpha^2} \right)$$

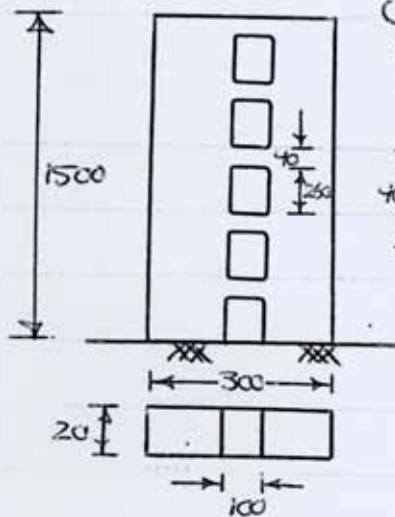
با اعمال شرط‌های مرز و جسم ثابت :

$$T = \frac{q\delta}{\alpha^3 \cosh(\alpha H)} \left(\frac{\sinh(\alpha H)}{\alpha} - \frac{H}{2} + \frac{1}{\alpha^2 H} \right) \sinh(\alpha y) - \frac{q\delta}{\alpha^2} \cosh(\alpha y) - \frac{\delta q}{\alpha^2} \left(\frac{y^3}{6H} - \frac{y^2}{2} + \frac{y}{\alpha^2 H} - \frac{1}{\alpha^2} \right)$$

$$s = dT/dy$$

تعمیر ۵: دیوارمشی سازه زیر یک بار بادوش (سی) و یک بار بارانوش (کامپیوتر) بررسی کنید و سختی کلی حاصل از درودش را با حجم مقابله بنمایید.

(ابعاد بر سانتی متر)



۵ طبقه آفری

(۱) روش دستی

$$\begin{aligned}
 h &= 3 \text{ m} & H &= 15 \text{ m} \\
 I_b &= \frac{0.2 \times 0.4^3}{12} = 1.07 \times 10^{-3} \text{ m}^4 \\
 I_1 &= I_2 = \frac{0.2 \times 1^3}{12} = 1.67 \times 10^{-2} \text{ m}^4 \\
 A_1 &= A_2 = 0.2 \times 1 = 0.2 \text{ m}^2 \\
 d &= 2 \text{ m} \\
 b &= 1 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\mu = 1 + \frac{I_1 + I_2}{d^2} \left(\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} \right) = 1 + \frac{2 \times 1.67 \times 10^{-2}}{2^2} \left(2 \times \frac{1}{0.2} \right) = 1.0835$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{12 I_b}{b^3 h} \left(\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} + \frac{d^2}{I_1 + I_2} \right)} = \sqrt{\frac{12 \times 1.07 \times 10^{-3}}{1^3 \times 3} \left(\frac{2}{0.2} + \frac{2^2}{2 \times 1.67 \times 10^{-2}} \right)} = 0.745$$

$$\rightarrow \alpha H = 0.745 \times 15 = 11.175 \text{ m}$$

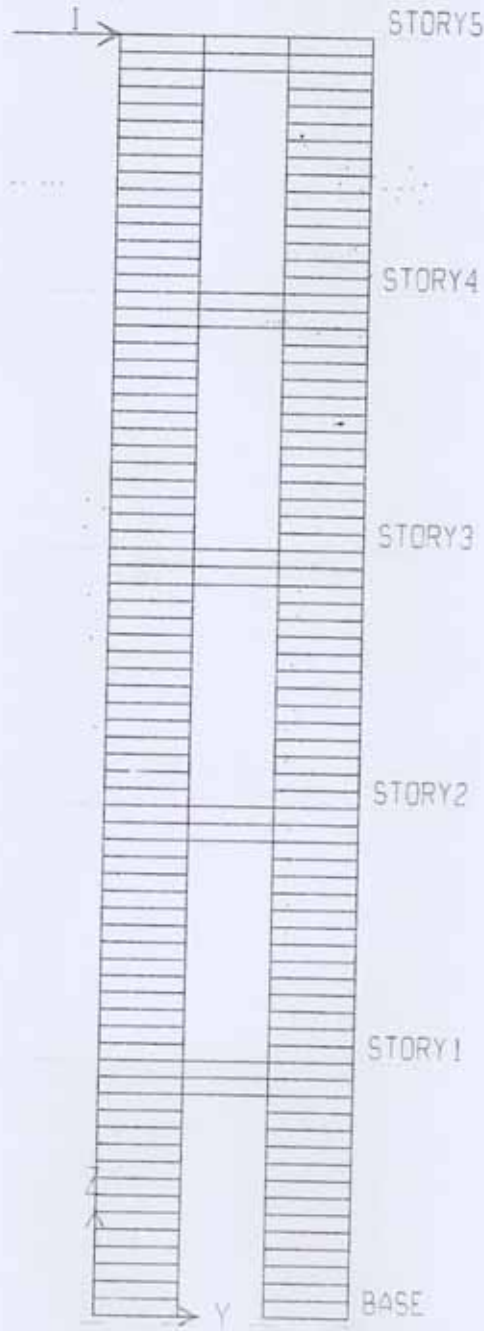
$$k_1 = 1 - \frac{3}{\mu} \left(\frac{1}{3} + \frac{\sinh(\alpha H)}{(\alpha H)^3 \cosh(\alpha H)} - \frac{1}{(\alpha H)^2} \right)$$

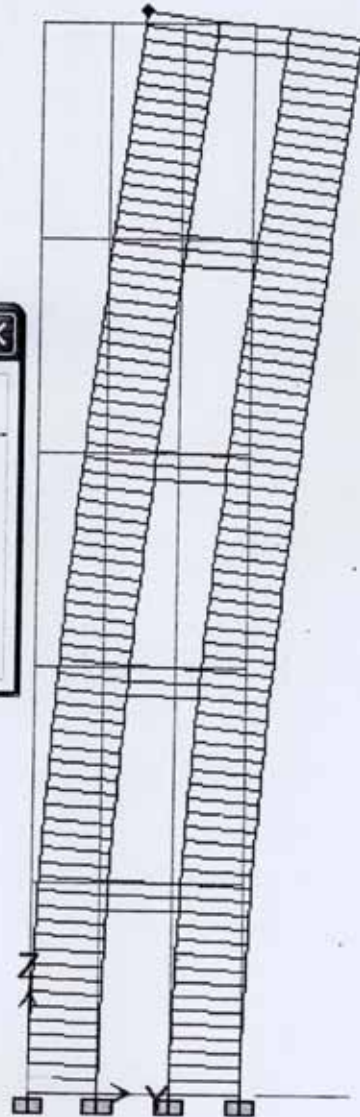
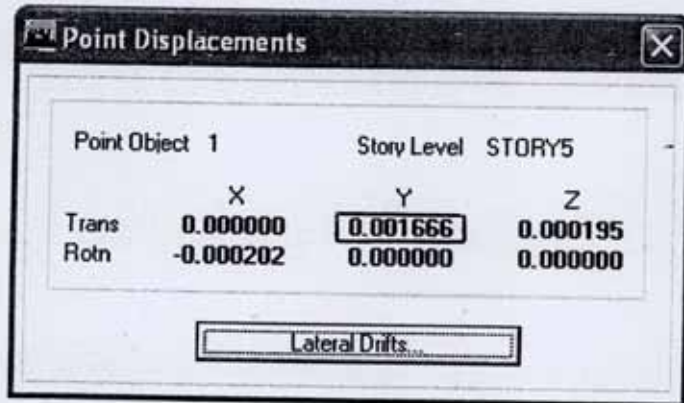
$$= 1 - \frac{3}{1.0835} \left(\frac{1}{3} + \frac{\sinh(11.175)}{(11.175)^3 \cosh(11.175)} - \frac{1}{11.175^2} \right) = 0.0973$$

$$K = \frac{3E(I_1 + I_2)}{H^3 \times k_1} = \frac{3 \times 2.1 \times 10^6 (2 \times 1.67 \times 10^{-2})}{15^3 \times 0.0973} = 640.77 \text{ ton/m}$$

۲) روش کامپیوتری

1	2	3	4
A	A	A	A





$$k = \frac{1}{0.001666} = 600.24 \text{ ton/m}$$

	روش دستی	روش کامپیوتری
$k \left(\frac{\text{ton}}{\text{m}} \right)$	640.77	600.24

ION B—for Bending deformation:

$$\Delta_B = \frac{Wh^2H}{12 \sum (E_c I_c)} \left[F_s (1 - \beta_D)^3 + F_g (1 - \beta_c)^3 2\lambda \right]$$

- Δ_B = deflection at top of frame due to bending of members
- W = total lateral load
- h = story height
- H = total height
- E = Young's modulus (subscript denotes structural system)
- I_c = sum of moments of inertia of columns at first-story level
- F_s = functions of s and g , dependent on the type of loading
- s = ratio $\frac{I_c \text{ at top of frame}}{I_c \text{ at bottom of frame}}$ } Linear variation of I_c and I_b with height. If E varies, use EI instead of I .
- g = ratio $\frac{I_b \text{ at top of frame}}{I_b \text{ at bottom of frame}}$ }
- $\beta_D = \frac{D}{h}$, where D is beam depth
- $\beta_c = \frac{C}{\ell}$, where C is column width and ℓ is distance between column center lines
- $\lambda = \frac{\sum (E_c I_c / h)}{2 \sum (E_b I_b / \ell)}$, i.e. summation over width of structure at first-story level
- I_b = moment of inertia of beam at bottom of structure

TION A—for Axial deformation:

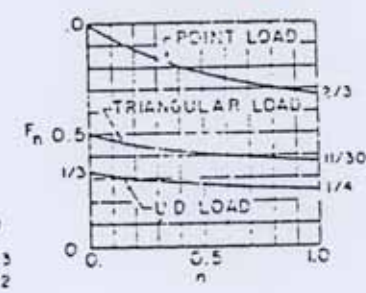
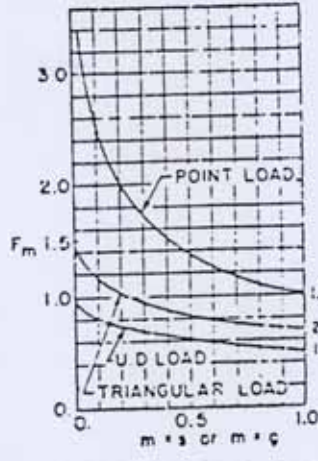
$$\Delta_A = \frac{WH^3 F_n}{E_c A_c B^2}$$

- Δ_A = deflection at top of frame due to axial deformation of exterior columns
- F_n = function of n , dependent on the type of loading
- n = ratio $\frac{\text{Area of exterior column at top of frame}}{\text{Area of exterior column at bottom of frame}}$ (linear variation of A_c with height)
- A_c = area of exterior columns at first-story level
- B = total width of frame

L DEFLECTION $\Delta = \Delta_g + \Delta_A$

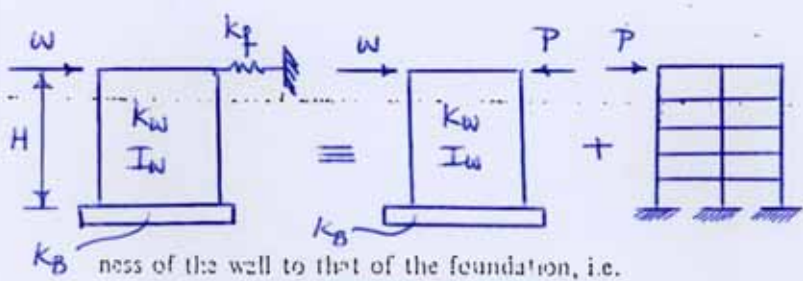
5. In order, the following conditions should be satisfied:
 1. I_c should not vary across the frame.
 2. E should not vary across the frame, except that E_c for an interior column should be twice that of an exterior column.
 3. Columns should have points of contraflexure at midheight.
 4. Story height should be constant.
 5. I_c , I_b , and A_c should vary linearly with height.
 6. Δ_A should be small compared with Δ_g .
 7. Similar results can be expected in many cases which satisfy the above conditions, but only approximately.
 8. Conditions A and B both tend to overestimate deflection.

« تعبير شكل قاب »



Load condition	$F_s (m = s)$ or $F_g (m = g)$
Point load at top	$\frac{\log_e m}{m - 1}$
Uniformly distributed	$\frac{1}{1 - m} + \frac{m \log_e m}{(1 - m)^2}$
Triangular (earthquake)	$\frac{\log_e m}{m - 1} + \frac{-\frac{3}{2} + 2n - \frac{m^2}{2} - \log_e m}{(m - 1)^3}$

Load condition	F_n
Point load at top	$\frac{1 - 4n + 3n^2 - 2n^2 \log_e n}{(1 - n)^3}$
Uniformly distributed	$\frac{2 - 9n + 18n^2 - 11n^3 + 6n^3 \log_e n}{6(1 - n)^4}$
Triangular (earthquake)	$\frac{2}{3} \left(\frac{2 \log_e n}{n - 1} + \frac{5(1 - n + \log_e n)}{(n - 1)^2} \right) + \frac{\frac{9}{2} - 6n + \frac{3n^2}{2} + 3 \log_e n}{(n - 1)^3} - \frac{\frac{11}{6} + 3n - \frac{3n^2}{2} + \frac{n^3}{3} - \log_e n}{(n - 1)^4} + \frac{-\frac{25}{12} + 4n - 3n^2 + \frac{4n^3}{3} - \frac{n^4}{4} - \log_e n}{(n - 1)^5}$



$$\gamma_w = \frac{K_B I}{4E_w I_w}$$

where K_B is the rotational stiffness of the shear wall support. If the rotation at the base of the shear wall is to be neglected, the terms with γ_w in Equation C should be

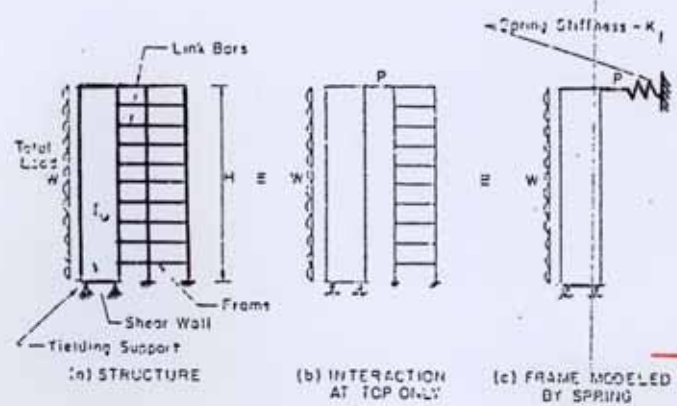


Fig. 5. Idealization for Equation C.

omitted. However, the effect of shear wall base rotation can significantly affect the distribution of load between shear walls and frames, and Equation C can be used as a simple method of assessing this factor.

Problems involving several frames and walls may be reduced to that of a single wall and frame as described in Section 2.1. Alternatively, K_f or K_w for each vertical unit may be calculated separately and the results summed. ΣK_f and ΣK_w are then used instead of K_f and K_w in Equation C.

Studies on shear wall-frame interaction normally use three parameters to define behavior; namely, λ , I_w , and ΣI_c , where

$$\lambda = \frac{E_c I_c / h}{E_b I_b / l}$$

By using K_f , which is a function of λ and ΣI_c , behavior can be discussed in terms of only two variables, K_f and K_w . This simplifies the physical interpretation of the behavior. Also the parameter P/W is useful for estimating the effectiveness of the frame (or frames) in comparison with the shear wall(s) in resisting lateral load and for assessing the effect of various assumptions in analysis.

Accuracy

(When a frame and wall are interconnected as shown in Fig. 5(a), maximum shear on the frame tends to occur towards midheight (see Fig. 8). Equation C can underestimate maximum frame shear by as much as 30 percent in this area. Therefore, when calculating moments in the frame, it is worthwhile to increase the calculated value of P by 30 percent.)

(If K_w/K_f is less than 1, the use of Equation C is not recommended and the use of charts^(6,7) produces more accurate results.)

این فرمول در صورتی که $K_w/K_f < 1$ توصیه نمیگردد

Table 2. Equation C

Load condition	Equation C	NOTATION
Point load at top	$\frac{P}{W} = \frac{1 + \frac{3}{4\gamma_w}}{1 + \frac{3}{4\gamma_w} + \frac{K_w}{K_f}}$	P = interaction force at top W = total applied lateral load $\gamma_w = \frac{K_B I}{4E_w I_w}$ K_B = rotational stiffness of shear wall support I = total height of wall E = Young's modulus (subscript denotes structural system) I_w = moment of inertia of wall $K_w = \frac{3EI_w}{H^3}$ (with constant I_w) K_f = point load at top of frame to cause unit deflection in its line of action; i.e., $\frac{P}{\Delta}$ or $\frac{P}{\Delta_1 + \Delta_2}$ since top deflection $\Delta = \frac{P}{K_f}$
Uniformly distributed	$\frac{P}{W} = \frac{\frac{3}{8} \left(1 + \frac{1}{\gamma_w} \right)}{1 + \frac{3}{4\gamma_w} + \frac{K_w}{K_f}}$	
Triangular (earthquake)	$\frac{P}{W} = \frac{\frac{11}{20} + \frac{1}{2\gamma_w}}{1 + \frac{3}{4\gamma_w} + \frac{K_w}{K_f}}$	

این فرمول در صورتی که $K_w/K_f < 1$ توصیه نمیگردد

نقدین ۸ و ۵ روال جزیر بر بوطر اندر کشن قاب و دیوار را اثبات نمایند.

$$\frac{P}{W} = \frac{1 + \frac{3}{4\delta_w}}{1 + \frac{3}{4\delta_w} + \frac{k_w}{k_f}}$$

الف) بار متمرکز

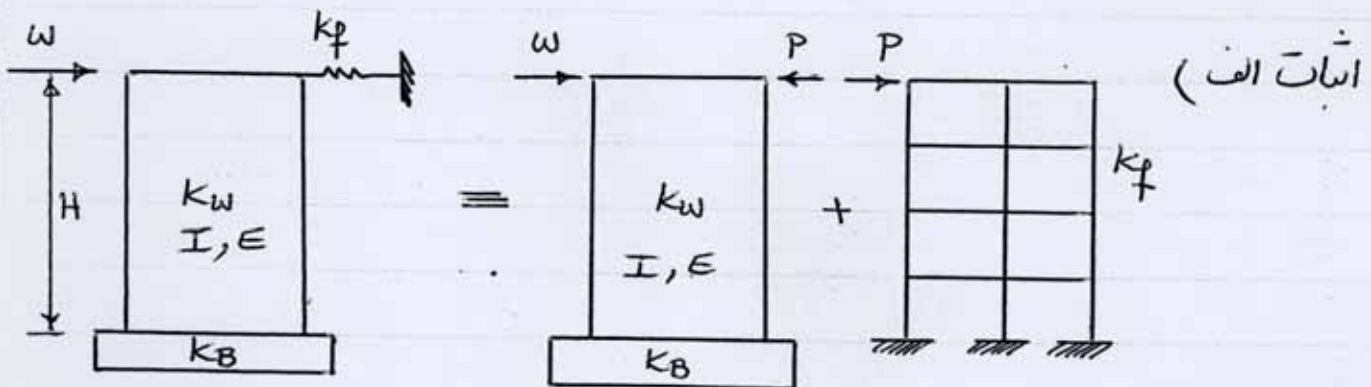
$$\frac{P}{W} = \frac{\frac{3}{8} \left(1 + \frac{1}{\delta_w}\right)}{1 + \frac{3}{4\delta_w} + \frac{k_w}{k_f}}$$

ب) بار گسترده (کنواخت)

$$\frac{P}{W} = \frac{\frac{11}{20} + \frac{1}{2\delta_w}}{1 + \frac{3}{4\delta_w} + \frac{k_w}{k_f}}$$

ج) بار گسترده مثلثی

$$\delta_w = \frac{k_B H}{4E_w I_w}$$



$$\Delta_{wall} = \Delta_{frame} \rightarrow \delta_w + \delta_B = \delta_f \quad (1)$$

$$\delta_w = \frac{w-P}{k_w} \quad (2)$$

$$\theta_B = \frac{\delta_B}{H} \quad (3)$$

$$\theta_B = \frac{M_B}{k_B} = \frac{(w-P)H}{k_B} \quad (4)$$

$$(3), (4) \rightarrow \frac{\delta_B}{H} = \frac{(w-P)H}{k_B} \rightarrow \delta_B = \frac{(w-P)}{k_B} H^2 \quad (5)$$

$$\delta_f = \frac{P}{k_f} \quad (6)$$

$$(1), (2), (5), (6) \rightarrow \frac{w-p}{k_w} + \frac{(w-p)H^2}{k_B} = \frac{p}{k_f}$$

$$\rightarrow w \left(\frac{1}{k_w} + \frac{H^2}{k_B} \right) = p \left(\frac{1}{k_w} + \frac{H^2}{k_B} + \frac{1}{k_f} \right)$$

$$\rightarrow w \left(\frac{k_B + k_w H^2}{k_w \cdot k_B} \right) = p \left(\frac{k_B k_f + k_w k_f H^2 + k_w k_B}{k_B k_w k_f} \right)$$

$$\rightarrow w (k_B + k_w H^2) = p \left(k_B + k_w H^2 + \frac{k_w}{k_f} k_B \right)$$

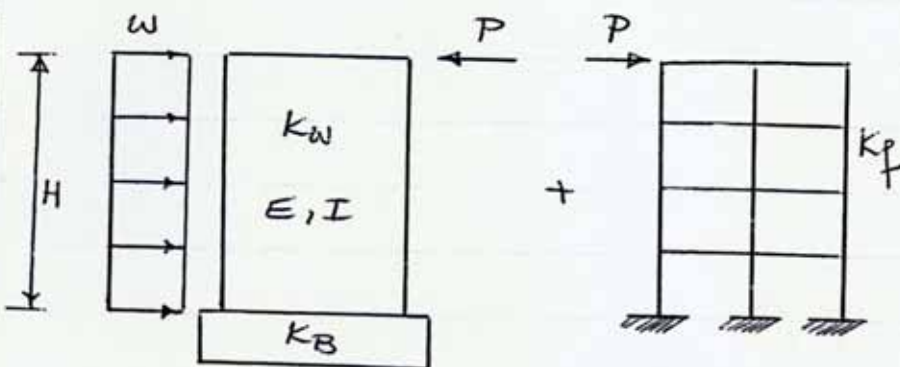
$$k_w = \frac{3EI}{H^3} \rightarrow w \left(k_B + \frac{3EI}{H} \right) = p \left(k_B + \frac{3EI}{H} + \frac{k_w}{k_f} k_B \right)$$

$$\rightarrow w \left(1 + \frac{3EI}{k_B H} \right) = p \left(1 + \frac{3EI}{k_B H} + \frac{k_w}{k_f} \right)$$

$$\rightarrow w \left(1 + \frac{3}{4 \frac{k_B H}{4EI}} \right) = p \left(1 + \frac{3}{4 \frac{k_B H}{4EI}} + \frac{k_w}{k_f} \right)$$

$$\rightarrow \frac{p}{w} = \frac{\left(1 + \frac{3}{4 \delta_w} \right)}{\left(1 + \frac{3}{4 \delta_w} + \frac{k_w}{k_f} \right)}$$

اَبَات ب



$$\Delta_{wall} = \Delta_{frame} \rightarrow \delta_w + \delta_B = \delta_f \quad (1)$$

$$\delta_w = \frac{wH-p}{k_w} \quad (2)$$

(NY)

$$\theta_B = \delta_B / H \quad (3)$$

$$\theta_B = \frac{M_B}{k_B} = \frac{1/2 WH^2 - PH}{k_B} \quad (4)$$

$$(3), (4) \rightarrow \frac{\delta_B}{H} = \frac{1/2 WH^2 - PH}{k_B} \rightarrow \delta_B = \frac{1/2 WH - P}{k_B} H^2 \quad (5)$$

$$\delta_f = \frac{P}{k_f} \quad (6)$$

$$(1), (2), (5), (6) \rightarrow \frac{WH - P}{k_w} + \frac{1/2 WH - P}{k_B} H^2 = \frac{P}{k_f}$$

$$\rightarrow W \left(\frac{H}{k_w} + \frac{H^3}{2k_B} \right) = P \left(\frac{1}{k_w} + \frac{H^2}{k_B} + \frac{1}{k_f} \right)$$

$$\rightarrow WH \left(\frac{2k_B + k_w H^2}{2k_w k_B} \right) = P \left(\frac{k_B k_f + k_w k_f H^2 + k_w k_B}{k_B k_w k_f} \right)$$

$$\rightarrow WH \left(k_B + \frac{1}{2} k_w H^2 \right) = P \left(k_B + k_w H^2 + \frac{k_w}{k_f} k_B \right)$$

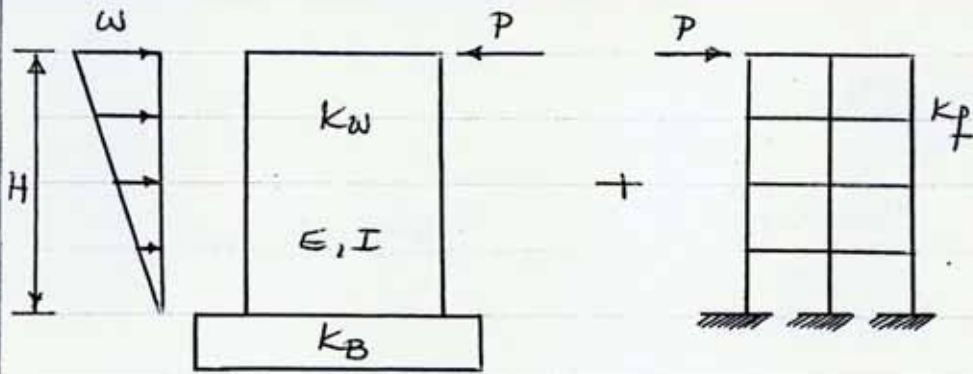
$$k_w = \frac{3EI}{H^3} \rightarrow WH \left(k_B + \frac{3EI}{2H} \right) = P \left(k_B + \frac{3EI}{H} + \frac{k_w}{k_f} k_B \right)$$

$$\rightarrow WH \left(1 + \frac{3EI}{2k_B H} \right) = P \left(1 + \frac{3EI}{k_B H} + \frac{k_w}{k_f} \right)$$

$$\rightarrow WH \left(1 + \frac{3}{2 \times 4 \frac{k_B H}{4EI}} \right) = P \left(1 + \frac{3}{4 \times \frac{k_B H}{4EI}} + \frac{k_w}{k_f} \right)$$

$$\rightarrow \frac{P}{W} = \frac{H \left(1 + \frac{3}{8 \delta_w} \right)}{1 + \frac{3}{4 \delta_w} + \frac{k_w}{k_f}}$$

اثبات ج)



$$\Delta_{\text{wall}} = \Delta_{\text{frame}} \rightarrow \delta_w + \delta_B = \delta_f \quad (1)$$

$$\delta_w = \frac{1/2 WH - P}{K_w} \quad (2)$$

$$\theta_B = \delta_B / H \quad (3)$$

$$\theta_B = \frac{M_B}{K_B} = \frac{(\frac{WH}{2})(\frac{2H}{3}) - PH}{K_B} \quad (4)$$

$$\rightarrow \frac{\delta_B}{H} = \frac{1/3 WH^2 - PH}{K_B} \rightarrow \delta_B = \frac{1/3 WH^2 - PH}{K_B} H^2$$

$$\delta_f = \frac{P}{K_f} \quad (6)$$

$$(1), (2), (5), (6) \rightarrow \frac{1/2 WH - P}{K_w} + \frac{1/3 WH^2 - P}{K_B} H^2 = \frac{P}{K_f}$$

$$\rightarrow W \left(\frac{H}{2K_w} + \frac{H^3}{3K_B} \right) = P \left(\frac{1}{K_w} + \frac{H^2}{K_B} + \frac{1}{K_f} \right)$$

$$\rightarrow WH \left(\frac{3K_B + 2K_w H^2}{6K_w K_B} \right) = P \left(\frac{K_B K_f + K_w K_f H^2 + K_w K_B}{K_w K_B \cdot K_f} \right)$$

$$\rightarrow WH \left(\frac{K_B}{2} + \frac{K_w H^3}{3} \right) = P \left(K_B + K_w H^2 + \frac{K_w}{K_f} K_B \right)$$

$$\xrightarrow{K_w = \frac{3EI}{H^3}} WH \left(\frac{K_B}{2} + \frac{EI}{H} \right) = P \left(K_B + \frac{3EI}{H} + \frac{K_w}{K_f} K_B \right)$$

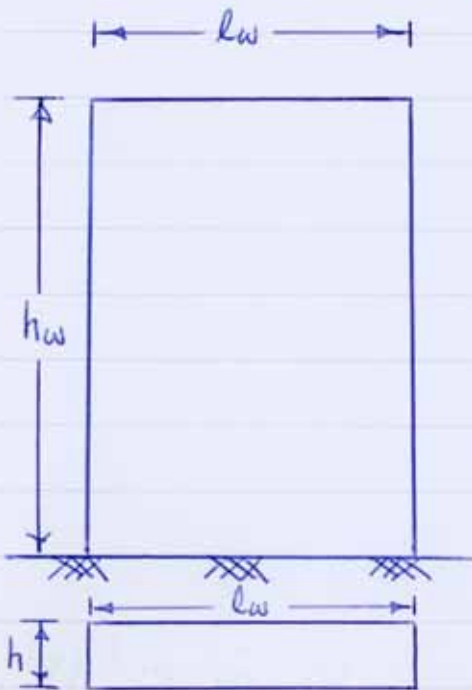
$$\rightarrow WH \left(\frac{1}{2} + \frac{EI}{K_B H} \right) = P \left(1 + \frac{3EI}{K_B H} + \frac{K_w}{K_f} \right)$$

(19)

$$\rightarrow \omega H \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{4 \frac{k_B H}{4EI}} \right) = P \left(1 + \frac{3}{4 \frac{k_B H}{4EI}} + \frac{k_w}{k_f} \right)$$

$$\rightarrow \frac{P}{\omega} = \frac{H \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{4 \delta_w} \right)}{1 + \frac{3}{4 \delta_w} + \frac{k_w}{k_f}}$$

طراحی دیوار برشی، عضو مزیل و تیر خمند (برش، حقیق، نیروی محوری)



در ابتدا به کنترل نرم استفاده از عضو مزیل طبق ضوابط این نامه می پردازیم. بنابراین دو مسی پیش روی طراحی دیوار موجودی اند:

(۱) طراحی عضو مزیل الزامی است در این حالت عضو مزیل را طبق ضوابط مورد نظر طراحی می نمایم. سپس به سراغ طراحی برشی می رویم. در این مرحله طراحی برشی را برای محوره ای بین در عضو مزیل صورت می دهیم.

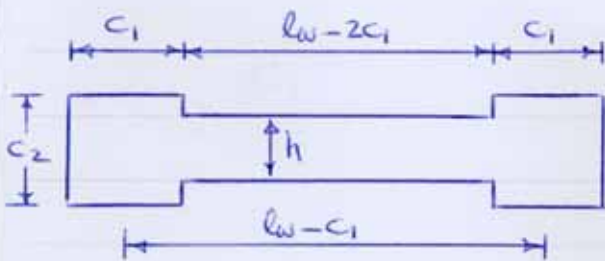
(۲) طراحی عضو مزیل الزامی نیست در این حالت کل دیوار را برای برش طراحی می نمایم. سپس برای کنترل حقیق و نیروی محوری با استفاده از تیر مقاوم ارفاق و رصای قائم برشی را کنترل می نمایم.

(۱) طراحی عضو مزیل

(۱-۱) کنترل نرم استفاده از عضو مزیل
 $(A_{g_w} = h \cdot l_w, I_w = h \frac{l_w^3}{12})$
 (بند ۹-۲۰-۴-۳-۱)

$$\sigma = \frac{N_u}{A_{g_w}} + \frac{M_u \cdot (\frac{l_w}{2})}{I_w} > 0.2 f_c$$

در صورت برقرار بودن نامادی عضو مزیل لازم است.



(۲-۱) فرضی از ابعاد عضو مزیل

$$(c_1 \times c_2)$$

(۳-۱) محاسبه نیروی محوری عضو مزیل

$$N_{uc} = \frac{N_u}{2} + \frac{M_u}{l_w - c_1}$$

$$N_{ut} = \frac{N_u}{2} - \frac{M_u}{l_w - c_1}$$

(۱)

(۴-۱) طراحی آرماتور
الف) آرماتور کششی

$$A_{st} = \frac{N_t}{\phi_s f_y}$$

ب) آرماتور فشاری
(سند ۹-۱۱-۳-۴)

$$N_{ct} = 0.8 [\alpha_1 \phi_c f_c (A_g - A_{sc}) + \phi_s f_y A_{sc}]$$

اگر $A_{sc} < 0 \rightarrow$ (بعضی موارد است)

$$\Rightarrow A_s = \text{Max} (A_{st}, A_{sc})$$

$$0.01 \leq A_s / (c_1 \times c_2) \leq 0.06$$

(۲) طراحی برشی دیوار

در این طراحی را برای دیواری به ابعاد $h_w \times l_w \times h$ انجام می‌دهیم.
در صورتیکه عضو مزی داشته باشد فرض بر اینست که طول کل دیوار $(l_w + 2c_1)$ می‌باشد و اگر
عضو مزی نداشته باشد فرض بر اینست که طول کل دیوار l_w است.

(۱-۲) کنترل مقاومت برشی مقطع

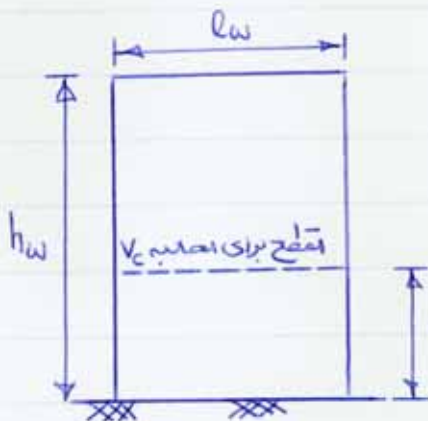
$$d = 0.8 l_w \quad (\text{سند ۹-۱۲-۱۶-۳-۲})$$

$$V_r = 5 u_c \cdot h d \geq V_u \quad (\text{سند ۹-۱۲-۱۶-۲-۴})$$

$$u_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c}$$

(۲-۲) تعیین مقطع برای محاسبه V_c

(سند ۹-۱۲-۱۶-۲-۴)



$$\text{Min} \left(\frac{h_w}{2}, \frac{l_w}{2} \right) = h_{v_c}$$

(۲)

۳-۲ محاسبه V_c و

$$M_u = V_u (h_w - h_{vc})$$

M_u را در مقطع مورد نظر محاسبه می‌کنیم مثلاً:

$$\begin{cases} V_{c1} = 1.65 v_c h d + \frac{N_u d}{5 l_w} \\ V_{c2} = \left[0.3 v_c + \frac{l_w (0.6 v_c - 0.15 \frac{N_u}{l_w \cdot h})}{(\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2})} \right] h d \end{cases}$$

N_u فشار $\rightarrow +$
 N_u کشش $\rightarrow -$

$$V_c = \begin{cases} \text{Min}(V_{c1}, V_{c2}) & \frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} \geq 0 \\ V_{c1} & \frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} < 0 \end{cases}$$

(مبدا ۳-۲-۱۶-۱۲-۹)

۴-۲ کنترل طراحی آرماتور برای برش و

$$V_u \geq 0.5 V_c \rightarrow \text{طراحی آرماتور برای برش لازم است}$$

(مبدا ۱-۳-۱۶-۱۲-۹)

$$V_u < 0.5 V_c \rightarrow \text{آرماتور صد اقل اعمال گردد}$$

۵-۲ طراحی آرماتور افقی و

$$V_s = V_u - V_c$$

$$V_s = \phi_s A_{vh} f_y \frac{d}{s_h} \rightarrow \frac{A_{vh}}{s_h}$$

(مبدا ۵-۲-۱۶-۱۲-۹)

$$s_h \leq \text{Min} \left(3h, \frac{l_w}{5}, 350 \text{ mm} \right)$$

(مبدا ۱-۴-۱۶-۱۲-۹)

$$\rho_h = \frac{A_{vh}}{s_h * h} \geq 0.0025$$

۶-۲ طراحی آرماتور قائم و

$$s_n \leq \text{Min} \left(3h, \frac{l_w}{3}, 350 \text{ mm} \right)$$

(مبدا ۲-۴-۱۶-۱۲-۹)

$$\rho_n \geq \text{Min} \left[0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_h - 0.0025), \rho_h \right] \geq 0.0025$$

$$\rightarrow A_{vn} = \rho_n (s_n * h)$$

۳) طراحی برای خمش و نیروی محوری (دیوار بدنه عضو ازین)

در صورتیکه طبق روابط لزومی به استفاده از عضو نیروی نباشد، دیوار را بصورت مراحل زیر برای سنجش خمشی و نیروی محوری طراحی می‌کنیم.

(۱-۳) محاسبه فاصله تا عرضی تا در مرتبه بارگذاری

$$k = \frac{N_u}{\phi_c f_c A_{g_w}} \rightarrow x = \frac{k + \omega}{\alpha_1 \beta_1 + 2\omega} \cdot l_w \quad (1) \quad (N_u \rightarrow \text{کشش})$$

$$\omega = \rho \frac{\phi_s f_y}{\phi_c f_c}$$

در اینجا A_{s_b} را با اتر فرض می‌کنیم.

(۲-۳) محاسبه M_u

M_u را در تراز پایه محاسبه می‌کنیم.

(۳-۳) محاسبه ابعاد قائم

$$M_u = 0.5 A_{s_b} \phi_s f_y l_w \left(1 + \frac{N_u}{A_{s_b} \phi_s f_y}\right) \left(1 - \frac{x}{l_w}\right) \rightarrow A_{s_b} \text{ محاسبه می‌شود}$$

$$\rightarrow A_s = \text{Max} (A_{s_b}, A_{v_n})$$

طراحی خمش طرح برش

(۴-۳) کنترل مقطع در ناحیه گنجهگی کشش

$$x_b = \frac{700}{700 + f_y} d$$

$$\begin{cases} x_b > x & \rightarrow \text{ناحیه گنجهگی کشش است و روابط بالا صادق است} \\ x_b < x & \rightarrow \text{ناحیه گنجهگی فشاری است و روابط بالا صادق است} \end{cases}$$

۴) طراحی تیر خمیده :

۱-۴) کنترل شرایط تیر عمیق :

تیر عمیق است $\rightarrow \frac{l_n}{h} < 4$

۲-۴) طراحی تیر :

تعداد لنگین نوع تیر، براساس بارهای وارد بر تیر به طراحی محدود می‌گردد و در صورتی که در این مورد لازم

۳-۴) کنترل شرایط طراحی براساس ضوابط طراحی موزدها و شاره :

الف) $V_u > 2 A_{cv} \cdot v_c$ (بند ۹-۲۰-۴-۳-۱) $v_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c}$

ب) $l_n < 3h$ (تیر عمیق)

در صورت برقرار این دو شرط به سراغ مراحل بعدی برویم. در غیر اینصورت اگر تیر در ذریه طبق ضوابط مقاطع خمشی صورت می‌گیرد.

۴-۴) کنترل عرض تیر خمیده :

$b_w \geq 200 \text{ mm}$

(بند ۹-۲۰-۴-۳-۱)

۵-۴) طراحی ابعاد تیر قطری :

$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{h - z d'}{l_n} \right)$

d' : مقدار پوشش بتن بالای رابین قطعه

$A_{vd} = \frac{V_u}{2 \phi_s f_y \sin \alpha}$

(بند ۹-۲۰-۴-۳-۲)

$M_r = (A_{vd} \phi_s f_y) c_{1\alpha} (h - z d') \geq M_u$

(بند ۹-۲۰-۴-۳-۴)

۶-۴) طراحی ضوابط ابعاد تیر قطری :

$\phi_w \geq 8 \text{ mm}$

$S \leq \text{Min} (8 (\phi_d)_{\text{Min}}, 24 \phi_w, 125 \text{ mm})$

(بند ۹-۲۰-۴-۳-۴)

۷-۴) توار ابعاد تیر قطری :

این آرماتور در دیواره‌ی طرفین تیر در طولی به اندازه ۱.۵ برابر طول تیر برای منگرددن بهاری شود.

(بند ۹-۲-۴-۲)

طول تیر برای منگرددن کششی:

$$l_d = \left[\frac{f_y}{1.1 \sqrt{f_c}} \frac{\alpha \beta \lambda}{\left(\frac{c + k_{tr}}{d_b} \right)} \right] d_b \geq 300 \text{ mm}$$

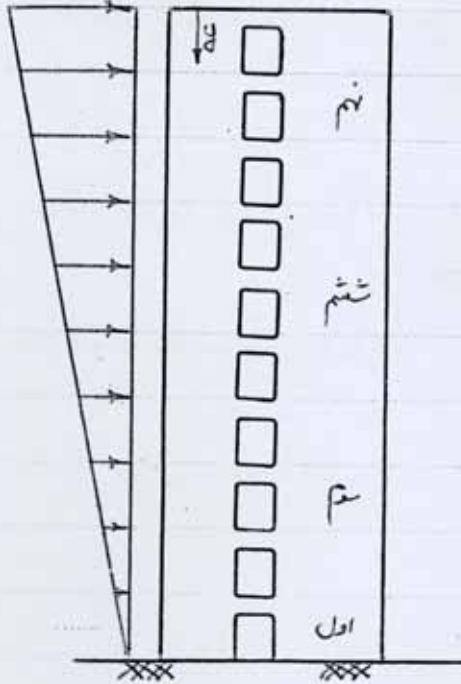
(بند ۹-۲-۴-۱)

طول تیر برای منگرددن فلابدار کششی:

$$l_{dh} = \left[0.25 k_1 k_2 \beta \lambda \frac{f_y}{\sqrt{f_c}} \right] d_b \geq \text{Max} (8 d_b, 150 \text{ mm})$$

(بند ۹-۲-۴-۱)

$$q_u = 10 \text{ t/m}$$



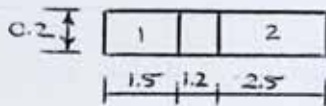
دومین ۵۷ مقدار همان، نیروی محوری در بخش را در چهار مقطع روی بی، طبقه سوم، طبقه ششم و طبقه نهم با در نظر گرفتن دیتا و کالیبراسیون بدست آورده و مقایسه نمایید. سپس طراحی را صورت دهید.

$$h = 3 \text{ m}$$

$$H = 30 \text{ m}$$

$$f_c = 30 \text{ MPa}$$

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



تحلیل ۵

(۱) روش دستی ۵

$$\frac{d^2 T}{dy^2} - \alpha^2 T = -8Me \quad (1)$$

$$Me = \frac{1}{2} q y^2 \left(1 - \frac{y}{3H}\right) \quad (2)$$

$$\xrightarrow{(1), (2)} \frac{d^2 T}{dy^2} - \alpha^2 T = -\frac{1}{2} 8 q y^2 \left(1 - \frac{y}{3H}\right)$$

$$\rightarrow T = A \sinh(\alpha y) + B \cosh(\alpha y) - \frac{q}{\alpha^2} \left(\frac{8y^3}{6H} - \frac{8y^2}{2} + \frac{8y}{\alpha^2 H} - \frac{8}{\alpha^2} \right)$$

$$\text{شرایط مرزی} : y=0 \rightarrow T=0, \quad y=H \rightarrow \frac{dT}{dy} = 0$$

با اعمال شرایط مرزی در نقاط معین ثابت ۵

$$T = \frac{q}{\alpha^3 \cosh(\alpha H)} \left(\frac{\sinh(\alpha H)}{\alpha} - \frac{H}{2} + \frac{1}{\alpha^2 H} \right) \sinh(\alpha y) - \frac{q}{\alpha^2} \cosh(\alpha y)$$

$$- \frac{q}{\alpha^2} \left(\frac{y^3}{6H} - \frac{y^2}{2} + \frac{y}{\alpha^2 H} - \frac{1}{\alpha^2} \right)$$

$$S = \frac{dT}{dy} \rightarrow S = \frac{q\delta}{\alpha^2 C_{1h}(\alpha H)} \left(\frac{\sinh(\alpha H)}{\alpha} - \frac{H}{2} + \frac{1}{\alpha^2 H} \right) C_{1h}(\alpha y) - \frac{q\delta}{\alpha^3} \sinh(\alpha y)$$

$$- \frac{q\delta}{\alpha^2} \left(\frac{y^2}{2H} - y + \frac{1}{\alpha^2 H} \right)$$

ارتفاع طبقه
 $V_b = S \cdot h$

طول تیر
 $M_b = V_b \cdot \frac{b}{2}$

تغزینار دورار

$$\begin{cases} M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} (M_e - T \cdot d) \\ M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} (M_e - T \cdot d) \end{cases}$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{12 I_b}{b^3 h} \left(\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} + \frac{d^2}{I_1 + I_2} \right)}$$

$$\delta = \frac{12 I_b \cdot d}{b^3 h (I_1 + I_2)}$$

$$A_1 = 1.5 \times 0.2 = 0.3 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 2.5 \times 0.2 = 0.5 \text{ m}^2$$

$$b = 1.2 \text{ m}$$

$$d = \frac{1.5}{2} + 1.2 + \frac{2.5}{2} = 3.2 \text{ m}$$

$$I_1 = \frac{0.2 \times 1.5^3}{12} = 0.05625 \text{ m}^4$$

$$I_2 = \frac{0.2 \times 2.5^3}{12} = 0.26042 \text{ m}^4$$

$$I_b = \frac{0.2 \times 0.4^3}{12} = 1.067 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$h = 3 \text{ m}$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{12 \times 1.067 \times 10^{-3}}{1.2^3 \times 3} \left(\frac{1}{0.3} + \frac{1}{0.5} + \frac{3.2^2}{0.05625 + 0.26042} \right)} = 0.305$$

$$\delta = \frac{12 \times 1.067 \times 10^{-3} \times 3.2}{1.2^3 \times 3 (0.05625 + 0.26042)} = 0.025$$

$$\alpha = 0.305, H = 30 \text{ m} \rightarrow \alpha H = 9.15 \text{ m}$$

$$q = 10 \text{ ton/m}, h = 0.4, b = 1.2 \text{ m}$$

طبقة	y (cm)	Me (t.m)	T (ton)	S (t/m)	V _b (ton)	M _b (t.m)	M ₁ (t.m)	M ₂ (t.m)
رأسی	30	3000	677.22	0	0	0	147.95	684.96
م	22.5	1848.44	504.29	32.84	48.53	59.12	50.57	234.14
شتم	13.5	774.56	222.74	27.04	21.12	48.67	10.98	50.83
تم	4.5	96.19	43.03	12.44	37.32	22.39	-7.37	-34.14

روش دستی

طبقه	y m	q ton/m	H m	Me ton.m	α	$\alpha \cdot H$	γ	T		S ton/m	Beam		Wall			
								ton	ton		Vb ton	Mb ton.m	I1 m ⁴	I2 m ⁴	M1 ton.m	M2 ton.m
دوم	1.5	10	30	11.06	0.305	9.15	0.025	12.12	8.53	25.60	15.36	0.05625	0.26042	-4.93	-22.80	
نهم	4.5	10	30	96.19	0.305	9.15	0.025	43.03	12.44	37.32	22.39	0.05625	0.26042	-7.37	-34.14	
هشتم	7.5	10	30	257.81	0.305	9.15	0.025	87.89	17.53	52.58	31.55	0.05625	0.26042	-4.16	-19.26	
هفتم	10.5	10	30	486.94	0.305	9.15	0.025	148.13	22.57	67.72	40.63	0.05625	0.26042	2.30	10.63	
ششم	13.5	10	30	774.56	0.305	9.15	0.025	222.74	27.04	81.12	48.67	0.05625	0.26042	10.98	50.83	
پنجم	16.5	10	30	1111.69	0.305	9.15	0.025	309.47	30.60	91.81	55.08	0.05625	0.26042	21.56	99.82	
چهارم	19.5	10	30	1489.31	0.305	9.15	0.025	405.04	32.83	98.50	59.10	0.05625	0.26042	34.32	158.88	
سوم	22.5	10	30	1898.44	0.305	9.15	0.025	504.29	32.84	98.53	59.12	0.05625	0.26042	50.57	234.14	
دوم	25.5	10	30	2330.06	0.305	9.15	0.025	597.81	28.47	85.41	51.25	0.05625	0.26042	74.08	342.98	
اول	28.5	10	30	2775.19	0.305	9.15	0.025	665.61	14.35	43.04	25.82	0.05625	0.26042	114.61	530.63	
روسی بی	30	10	30	3000.00	0.305	9.15	0.025	677.22	0.00	0.00	0.00	0.05625	0.26042	147.95	684.96	

روش کامپیوتری

Story	Loc	Wall1		Wall2		Story	Coupled Beam	
		P1 ton	M1 ton.m	P2 ton	M2 ton.m		V ton	M ton.m
STORY10	Top	2.01	-1.958	-2.56	-3.656	STORY1	62.15	37.529
	Bottom	22.12	9.487	-22.12	-17.054	STORY2	88.2	52.975
STORY9	Top	29.82	2.936	-26.93	-23.826	STORY3	96.27	57.791
	Bottom	57.48	20.162	-57.48	-0.513	STORY4	94.68	56.853
STORY8	Top	67.72	11.399	-67.01	-13.503	STORY5	87.49	52.548
	Bottom	106.73	33.564	-106.73	37.437	STORY6	76.73	46.099
STORY7	Top	119.53	22.555	-122.53	16.277	STORY7	63.59	38.226
	Bottom	170.32	49.294	-170.32	87.142	STORY8	49.24	29.642
STORY6	Top	185.16	36.458	-192.56	57.623	STORY9	35.36	21.321
	Bottom	247.05	66.032	-247.05	145.236	STORY10	22.12	13.068
STORY5	Top	262.9	52.194	-275.42	107.783			
	Bottom	334.54	83.231	-334.54	211.297			
STORY4	Top	350.27	69.321	-368.59	166.56			
	Bottom	429.22	100.899	-429.22	288.154			
STORY3	Top	443.71	87.872	-468.59	236.705			
	Bottom	525.49	118.33	-525.49	385.889			
STORY2	Top	537.41	107.392	-570.41	327.625			
	Bottom	613.69	135.892	-613.69	526.453			
STORY1	Top	623.35	127.178	-666.99	458.222			
	Bottom	675.84	188.579	-675.84	723.819			
BASEMENT		675.84	188.579	-675.84	723.819			

مقایسه نتایج روش های دستی و کامپیوتری

طبقه	Wall				Coupled Beam					
	P(ton)		Ml(ton.m)		Ml(ton.m)		V(ton)		M(ton.m)	
	روش کامپیوتری	روش دستی	روش کامپیوتری	روش دستی	روش کامپیوتری	روش دستی	روش کامپیوتری	روش دستی	روش کامپیوتری	روش دستی
دهم	12.07	12.12	3.76	-4.93	-10.36	-22.80	22.12	25.60	13.07	15.36
نهم	43.65	43.03	11.55	-7.37	-12.17	-34.14	35.36	37.32	21.32	22.39
هشتم	87.23	87.89	22.48	-4.16	11.97	-19.26	49.24	52.58	29.64	31.55
هفتم	144.93	148.13	35.92	2.30	51.71	10.63	63.59	67.72	38.23	40.63
ششم	216.11	222.74	51.25	10.98	101.43	50.83	76.73	81.12	46.10	48.67
پنجم	298.72	309.47	67.71	21.56	159.54	99.82	87.49	91.81	52.55	55.08
چهارم	389.75	405.04	85.11	34.32	227.36	158.88	94.68	98.50	56.85	59.10
سوم	484.60	504.29	103.10	50.57	311.30	234.14	96.27	98.53	57.79	59.12
دوم	575.55	597.81	121.64	74.08	427.04	342.98	88.20	85.41	52.98	51.25
اول	649.60	665.61	157.88	114.61	591.02	530.63	62.15	43.04	37.53	25.82

- طراحی :



الف) طراحی تیرهای سوزن :

$$\begin{cases} V_u = 48.53 \text{ ton} = 48.53 \times 10^4 \text{ N} \\ M_u = 59.12 \text{ ton.m} = 59.12 \times 10^7 \text{ N.mm} \end{cases}$$

۱) تیر طبقه سیم :

۱-۱) چیدمان شش انچه تیر عمیق :

$$\frac{l_n}{h} = \frac{1.2}{0.4} = 3 < 4 \rightarrow \text{تیر عمیق است}$$

۱-۲) کنترل برش :

$$\text{فرض } d = 0.9h \rightarrow d = 0.9 \times 400 = 360 \text{ mm}$$

$$V_n = \frac{5}{6} \sqrt{f_c} b_w \cdot d = \frac{5}{6} \sqrt{30} \times 200 \times 360 = 328.6 \times 10^3 \text{ N}$$

$$\rightarrow \phi V_n = 0.75 \times 328.6 \times 10^3 = 246.48 \times 10^3 \not> V_u = 485.3 \times 10^3 \text{ N}$$

پس ابعاد تیر را باید افزایش دهیم.

$$V_u = \phi V_n \rightarrow 48.53 \times 10^4 = \left(\frac{5}{6} \sqrt{30} \times b_w \times d \right) 0.75$$

$$\rightarrow b_w \cdot d = 2878.2 \text{ cm}^2$$

$$b_w = 50 \text{ cm} \rightarrow d = 57.6 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \text{مقطع انتخابی} = 65 \times 50 \text{ cm}$$

۱-۳) طراحی ابعاد تراص قائم :

۱-۳-۱) افقی :

$$d = 60 \text{ cm}$$

$$S \leq \text{Min} \left(\frac{1}{3} \times 60, 30 \text{ cm} \right) = 20 \text{ cm} \rightarrow S = 17.5 \text{ cm}$$

$$A_{v \text{ min}} = 0.0025 \times 50 \times 17.5 = 2.19 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{USE } 2\phi 12 @ 17.5 \text{ cm} \rightarrow A_v = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$d = 60 \text{ cm}$$

۱-۳-۲) قائم :

$$S \leq \text{Min} \left(\frac{1}{5} \times 60, 30 \text{ cm} \right) = 12 \text{ cm} \rightarrow S = 10 \text{ cm}$$

$$A_{v \text{ min}} = 0.0015 \times 50 \times 10 = 0.75 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{USE } 2\phi 8 @ 10 \text{ cm} \rightarrow A_{vh} = 1.01 \text{ cm}^2$$

۴-۱ طراحی آرماتور قشری (شکل پذیری زیاد)

$$V_u > 2 A_{cv} \cdot U_c \rightarrow V_u = 98.53 \times 10^4 > 2 \times 650 \times 500 \times 0.2 \times 0.65 \sqrt{30} = 46.28 \times 10^4 \text{ O.K.}$$

پس باید آرماتور قشری بکار برد.

$$d' = 5 \text{ cm} \rightarrow h - 2d' = 65 - 2 \times 5 = 55 \text{ cm}$$

$$\tan \alpha = 55/120 \rightarrow \alpha = 24.6^\circ$$

$$A_{vd} = \frac{V_u}{2 \phi_s f_y \sin \alpha} = \frac{98.53 \times 10^4}{2 \times 0.85 \times 400 \times \sin 24.6} = 3481 \text{ mm}^2 = 34.81 \text{ cm}^2$$

$$M_r = (\phi_s f_y) A_{vd} c_{1\alpha} (h - 2d') = (0.85 \times 400) 3481 \times c_{124.6} (550)$$

$$= 59.19 \times 10^7 \text{ N.mm} > M_u = 59.12 \times 10^7 \text{ N.mm} \text{ O.K.}$$

$$\rightarrow A_{vd} = 34.81 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{USE } 6 \phi 28 \rightarrow A_{vd} = 36.95 \text{ cm}^2$$

۵-۱ سگرد عرضی آرماتور قشری

$$\text{Min } \phi_w = 8 \text{ mm}$$

$$S \leq \text{Min} (8(\phi)_{\text{Min}}, 24\phi_w, 125 \text{ mm}) = \text{Min} (8 \times 28, 24 \times 8, 125)$$

$$\rightarrow S \leq \text{Min} (224, 192, 125) = 125 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \text{USE } \phi 8 @ 12.5 \text{ cm}$$

۶-۱ محاسبه طول تیر برای سگرد در قشری

$$l_d = \left[\frac{f_y}{1.1 \sqrt{f_c}} \frac{\alpha \beta \gamma \lambda}{\left(\frac{c + k_{tr}}{d_b} \right)} \right] d_b \geq 300 \text{ mm}$$

سهولت درگسبند $\rightarrow \frac{c + k_{tr}}{d_b} = 1$

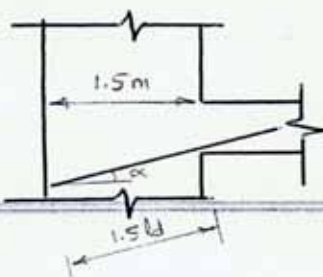
$$\alpha = 1, \beta = 1, \gamma = 1, \lambda = 1$$

$$\rightarrow l_d = \left[\frac{400}{1.1 \sqrt{30}} \times \frac{1}{1} \right] \times 28 = 186 \text{ cm}$$

کنترل وجود فضای لازم برای تأمین طول تیر برای تصویرت زیر است

$$150 \text{ cm} > 1.5 l_d c_{1\alpha}$$

$$\rightarrow 150 \text{ cm} > 1.5 \times 186 \times c_{124.6} = 254 \text{ cm} \quad \times$$



دو بار شماره ۲ ($l_w = 2.5m$) $\rightarrow 250\text{ cm} > 1.5 \times 186 \text{ C}124.6 = 254\text{ cm}$ X

بی نیاز به استفاده از سگردگی قلاب در جهت ...

(۷-۱) محاسبه طول سیرابی سگردگی قلاب بار قطری و

$$l_{dh} = \left(0.25 k \beta \lambda \frac{f_y}{\sqrt{f_c}} \right) d_b \geq \text{Max}(150\text{mm}, 8d_b)$$

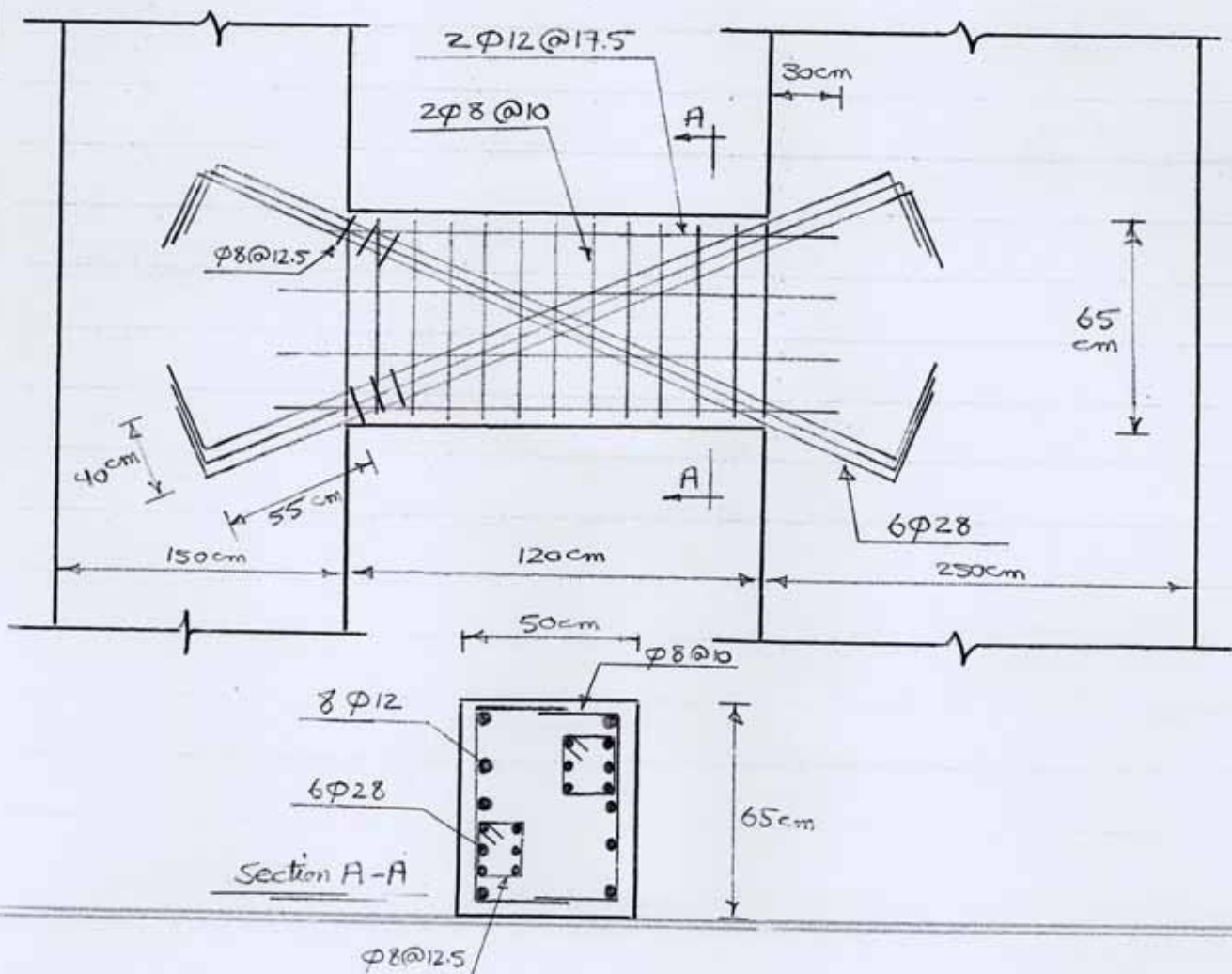
از قلاب ۹۰° استفاده می شود.

$k = 0.7$, $\beta = 1$, $\lambda = 1$

$\rightarrow l_{dh} = \left(0.25 \times 0.7 \times 1 \times 1 \times \frac{400}{\sqrt{30}} \right) 2.8 = 35.7\text{ cm}$

$l_{dh} = 35.7 \geq \text{Max}(15\text{ cm}, 8 \times 2.8) = 22.4\text{ cm}$ O.K.

طول مستقیم قلاب ۹۰° = $12 d_b = 12 \times 2.8 = 33.6\text{ cm}$ $\xrightarrow{\text{تقریب}} 40\text{ cm}$
 طول سیرابی انتخابی = $1.5 \times l_{dh} = 1.5 \times 35.7 = 53.55$ $\xrightarrow{\text{انتخاب}} 55\text{ cm}$



(۲) تیر طبقه ششم

$$\left\{ \begin{array}{l} V_u = 81.12 \text{ ton} = 81.12 \times 10^4 \text{ N} \\ M_u = 48.67 \text{ ton} = 48.67 \times 10^7 \text{ N.mm} \end{array} \right.$$

ابعاد اولیه : $40 \times 20 \text{ cm}$

(۱-۲) چک کردن شرایط تیر عمیق

$$\frac{l_n}{h} = \frac{1.2}{0.4} = 3 < 4 \quad \text{تیر عمیق است}$$

(۲-۲) کنترل برش

$$d = 0.9h \rightarrow d = 0.9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

$$(\phi V_n) \geq V_u \rightarrow 0.75 \left(\frac{5}{6} \sqrt{f_c'} b_w d \right) \geq V_u$$

$$\rightarrow 0.75 \left(\frac{5}{6} \sqrt{30} \times 200 \times 360 \right) = 328.6 \times 10^3 \text{ N} \not\geq V_u = 811.2 \times 10^3 \text{ N}$$

نی‌تیر را افزایش می‌دهیم

$$V_u = \phi V_n \rightarrow 811.2 \times 10^3 = 0.75 \left(\frac{5}{6} \sqrt{30} b_w d \right)$$

$$\rightarrow b_w d = 2370 \text{ cm}^2$$

$$b_w = 40 \text{ cm} \rightarrow d = 59.25 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \text{مقطع انتخابی} = 65 \times 40 \text{ cm} \rightarrow d = 60 \text{ cm}$$

$$\text{کنترل تیر عمیق} \quad \frac{l_n}{h} = \frac{120}{65} = 1.85 < 4 \quad \text{o.k.}$$

(۳-۲) طراحی آرماتورهای قائم و قائم

(۱-۳-۲) افقی

$$S \leq \text{Min} \left(\frac{1}{3} \times 60, 30 \right) = 20 \text{ cm} \rightarrow S = 17.5 \text{ cm}$$

$$A_{v \min} = 0.0025 \times 40 \times 17.5 = 1.75 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{USE } 2\phi 12 @ 17.5 \text{ cm} \rightarrow A_v = 2.26 \text{ cm}^2$$

(۲-۳-۲) قائم

$$S \leq \text{Min} \left(\frac{1}{5} \times 60, 30 \right) = 12 \text{ cm} \rightarrow S = 10 \text{ cm}$$

$$A_{vh \min} = 0.0015 \times 40 \times 10 = 0.6 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{USE } 2\phi 8 @ 10 \text{ cm} \rightarrow A_{vh} = 1.01 \text{ cm}^2$$

(۲-۴) طراحی ارماتور قطری (شکل پذیر زیاده)
 (۱-۴-۲) کنترل فریم اسفاده از ارماتور قطری :

$$V_u > 2A_{cr} \cdot \sigma_c$$

$$V_u = 81.12 \times 10^4 \text{ N} > 2 \times (650 \times 400) \times 0.2 \times 0.65 \sqrt{30} = 37.02 \times 10^4 \text{ N} \quad \text{O.K.}$$

$$l_n < 3h \rightarrow l_n = 120 < 3 \times 65 = 195 \text{ cm} \quad \text{O.K.}$$

$$d' = 5 \text{ cm} \rightarrow h - 2d' = 65 - 2 \times 5 = 55 \text{ cm} \quad (2-4-2)$$

$$\tan \alpha = \frac{55}{120} \rightarrow \alpha = 24.6^\circ$$

$$A_{vd} = \frac{V_u}{2\phi_s f_y \sin \alpha} \rightarrow A_{vd} = \frac{81.12 \times 10^4}{2 \times 0.85 \times 400 \sin 24.6} = 2865.7 \text{ mm}^2 = 28.7 \text{ cm}^2$$

$$M_r = (\phi_s f_y) A_{vd} c_{1\alpha} (h - 2d') = (0.85 \times 400) 2865.7 c_{124.6} (550)$$

$$\rightarrow M_r = 48.72 \times 10^7 \text{ N.mm} \gg M_u = 48.67 \times 10^7 \text{ N.mm} \quad \text{O.K.}$$

$$\rightarrow A_{vd} = 28.7 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{USE } 6\phi 25 \rightarrow A_{vd} = 29.45 \text{ cm}^2$$

(۵-۲) مسلک عرضی ارماتور قطری :

$$\phi_w = 8 \text{ mm}$$

$$S \leq \text{Min} (8(\phi_s)_{\text{min}}, 24\phi_w, 125 \text{ mm}) = \text{Min} (8 \times 25, 24 \times 8, 125) = 125 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \text{USE } \phi 8 @ 12.5 \text{ cm}$$

(۶-۲) محاسب طول نسبی مسلک عرضی قطری :

$$l_d = l_{d \text{ طبقه } 1} \times \frac{d_b \text{ طبقه } 2}{d_b \text{ طبقه } 1}$$

$$\rightarrow l_d = 186 \times \frac{25}{28} = 166 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{کنترل با من این ی} \\ \text{کنترل با من این ی} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{دو بار ۱ (} l_w = 1.5 \text{ m)} \rightarrow 150 \text{ cm} > 1.5 \times 166 c_{124.6} = 226 \quad \times \\ \text{دو بار ۲ (} l_w = 2.5 \text{ m)} \rightarrow 250 \text{ cm} > 1.5 \times 166 c_{124.6} = 226 \text{ cm} \quad \text{O.K.} \end{array}$$

$$\rightarrow \text{طول نسبی دو بار ۲} = 166 \times 1.5 = 249 \xrightarrow{\text{انتخاب}} 250 \text{ cm}$$

۲-۷) حساب طول سزایی مسلک در دی قلابدار قطری (دیوار ۱) ۸

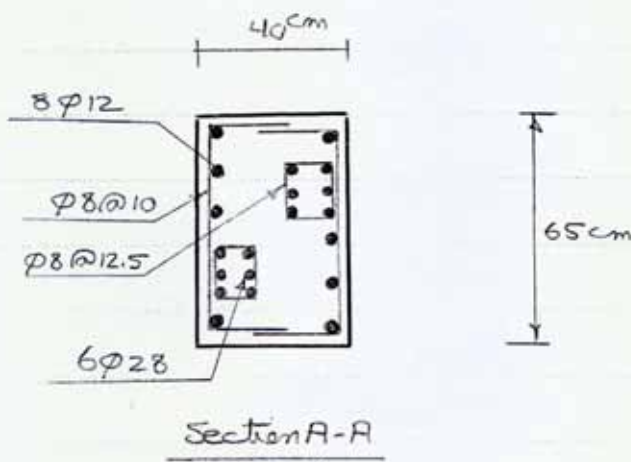
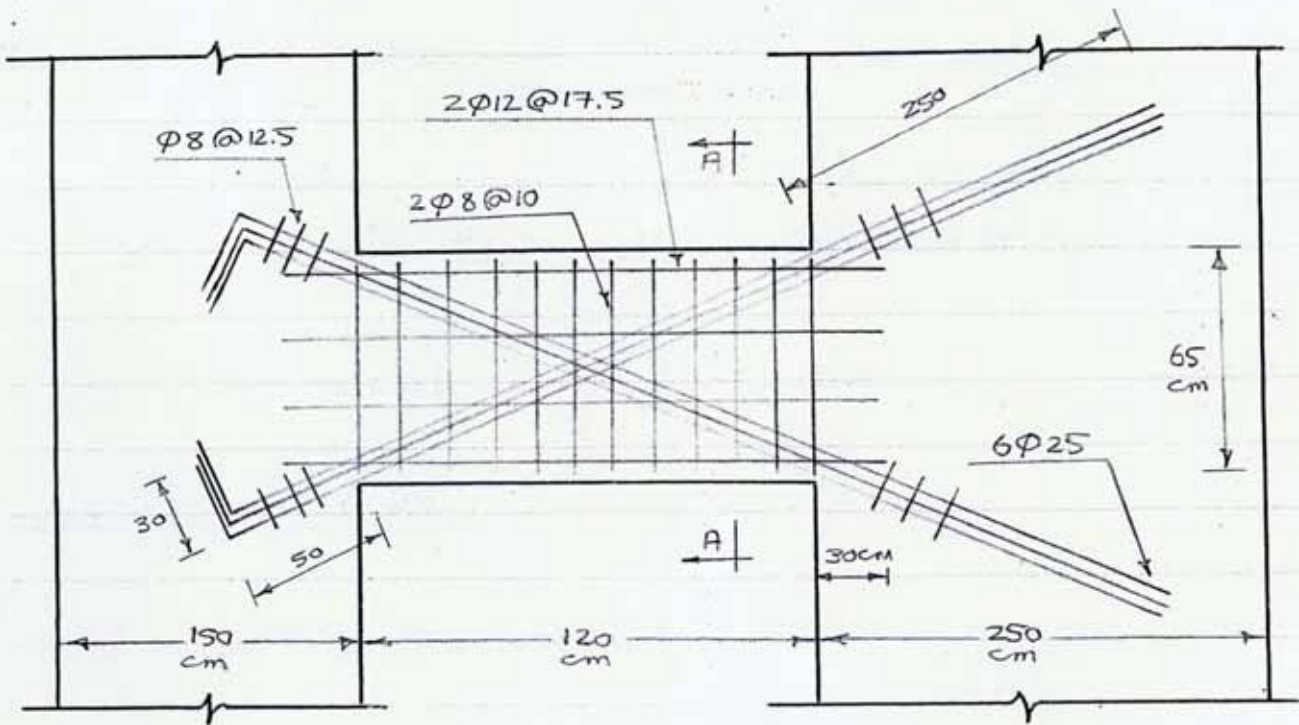
$$l_{dh} = l_{dh \text{ طبقه ششم}} \times \frac{d_b \text{ طبقه ششم}}{d_b \text{ طبقه سوم}}$$

$$\rightarrow l_{dh} = 35.7 \times \frac{25}{28} = 31.9 \text{ cm}$$

$$l_{dh} \geq \text{Max}(15 \text{ cm}, 8 d_b) = \text{Max}(15 \text{ cm}, 8 \times 2.5) = 20 \text{ cm} \quad \text{O.K.}$$

$$\text{طول مستقیم تلاب } 40^\circ = 12 d_b = 12 \times 2.5 = 30 \text{ cm}$$

$$\text{طول سزایی انتخابی} = 1.5 l_{dh} = 1.5 \times 31.9 = 47.88 \xrightarrow{\text{انتخاب}} 50 \text{ cm}$$



$$\left\{ \begin{array}{l} V_u = 37.32 \text{ ton} = 37.32 \times 10^4 \text{ N} \\ M_u = 22.39 \text{ ton.m} = 22.39 \times 10^7 \text{ N.mm} \end{array} \right.$$

(۳) تیر طبقه انبساطی

ابعاد تیر: 40×20

(۱-۳) چک کردن شرایط تیر عمیق

$$\frac{l_n}{h} = \frac{1.2}{0.4} = 3 < 4$$

تیر عمیق است

(۲-۳) کنترل برش

$$\text{دفع } d = 0.9h = 36 \text{ cm}$$

$$(\phi V_n) > V_u \rightarrow 0.75 \left(\frac{5}{6} \sqrt{30} \times 200 \times 360 \right) = 328.6 \times 10^3 > V_u = 373.2 \times 10^3 \text{ N}$$

این عبارت را افزایش می دهیم.

$$V_u = \phi V_n \rightarrow 37.32 \times 10^4 = 0.75 \left(\frac{5}{6} \sqrt{30} b_w d \right)$$

$$\rightarrow b_w d = 1090 \text{ cm}^2$$

$$b_w = 30 \rightarrow d = 36.3 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \text{مقطع انتخابی} = 45 \times 30 \text{ cm} \rightarrow d = 40 \text{ cm}$$

$$\text{کنترل تیر عمیق} \quad \frac{l_n}{h} = \frac{120}{45} = 2.7 < 4 \quad \text{O.K.}$$

(۳-۳) طراحی ابعاد افقی و قائم

(۱-۳-۳) افقی

$$S \leq \text{Min} \left(\frac{1}{3} \times 40, 30 \right) = 13.3 \text{ cm} \rightarrow S = 12.5 \text{ cm}$$

$$A_{v \text{ min}} = 0.0025 \times 30 \times 12.5 = 0.94 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{USE } 2 \phi 8 @ 12.5 \text{ cm} \rightarrow A_v = 1.01 \text{ cm}^2$$

(۲-۳-۳) قائم

$$S \leq \text{Min} \left(\frac{1}{5} \times 40, 30 \right) = 8 \text{ cm} \rightarrow S = 8 \text{ cm}$$

$$A_{v \text{ min}} = 0.0015 \times 30 \times 8 = 0.36 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{USE } 2 \phi 8 @ 8 \text{ cm} \rightarrow A_{v \text{ h}} = 1.01 \text{ cm}^2$$

۳-۴) طراحی اربا تو ر قطر (شکل بندری زیاد) :
 ۳-۴-۱) کنترل نرم استفاده از اربا تو ر قطری :

$$V_u > 2A_{cv} \cdot v_c$$

$$V_u = 37.32 \times 10^4 > 2 \times (450 \times 300) \times 0.2 \times 0.65 \sqrt{30} = 19.2 \times 10^4 \text{ N} \quad \text{O.K.}$$

$$e_n < 3h \rightarrow e_n = 120 < 3 \times 45 = 135 \quad \text{O.K.}$$

۳-۴-۲)

$$d' = 4 \text{ cm} \rightarrow h - 2d' = 45 - 2 \times 4 = 37 \text{ cm}$$

$$\tan \alpha = \frac{37}{120} \rightarrow \alpha = 17.14$$

$$A_{vd} = \frac{120 V_u}{2 \phi_s f_y \sin \alpha} = \frac{37.32 \times 10^4}{2 \times 0.85 \times 400 \sin 17.14} = 1863 \text{ mm}^2 = 18.63 \text{ cm}^2$$

$$M_r = (\phi_s f_y) A_{vd} C_{1\alpha} (h - 2d') = (0.85 \times 400) 1863 \times C_{117.14} (370)$$

$$\rightarrow M_r = 22.4 \times 10^7 \text{ N.mm} > M_u = 22.39 \times 10^7 \text{ N.mm} \quad \text{O.K.}$$

$$A_{vd} = 18.63 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{USE } 4 \phi 25 \rightarrow A_{vd} = 19.63 \text{ cm}^2$$

۳-۵) مسلک درونی اربا تو ر قطری :

$$\phi_w = 8 \text{ mm}$$

$$S \leq \text{Min} (8(\phi_d)_{\text{Min}}, 24\phi_w, 125 \text{ mm}) = 125 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \text{USE } \phi 8 @ 12.5 \text{ cm}$$

۳-۶) کانس طول برابری مسلک در قطر :

$$l_d = 166 \text{ cm} \times \frac{25}{25} = 166 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{کنترل با هم طول برابری} \\ \text{کنترل با هم طول برابری} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{دو بار ۱ (} l_{sw} = 1.5 \text{ m)} \rightarrow 150 > 1.5 \times 166 C_{117.14} = 238 \text{ cm} \quad \times \\ \text{دو بار ۲ (} l_{sw} = 2.5 \text{ m)} \rightarrow 250 > 1.5 \times 166 C_{117.14} = 238 \text{ cm} \quad \text{O.K.} \end{array}$$

$$\rightarrow \text{طول برابری دو بار ۲} = 1.5 \times 166 = 249 \xrightarrow{\text{انتخاب}} 250 \text{ cm}$$

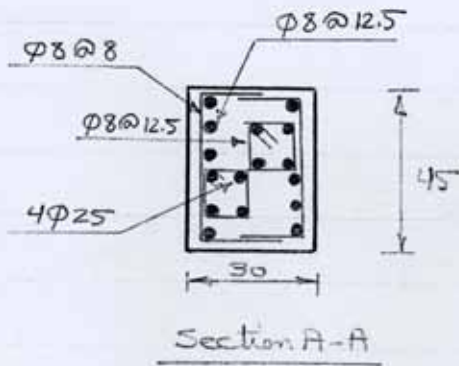
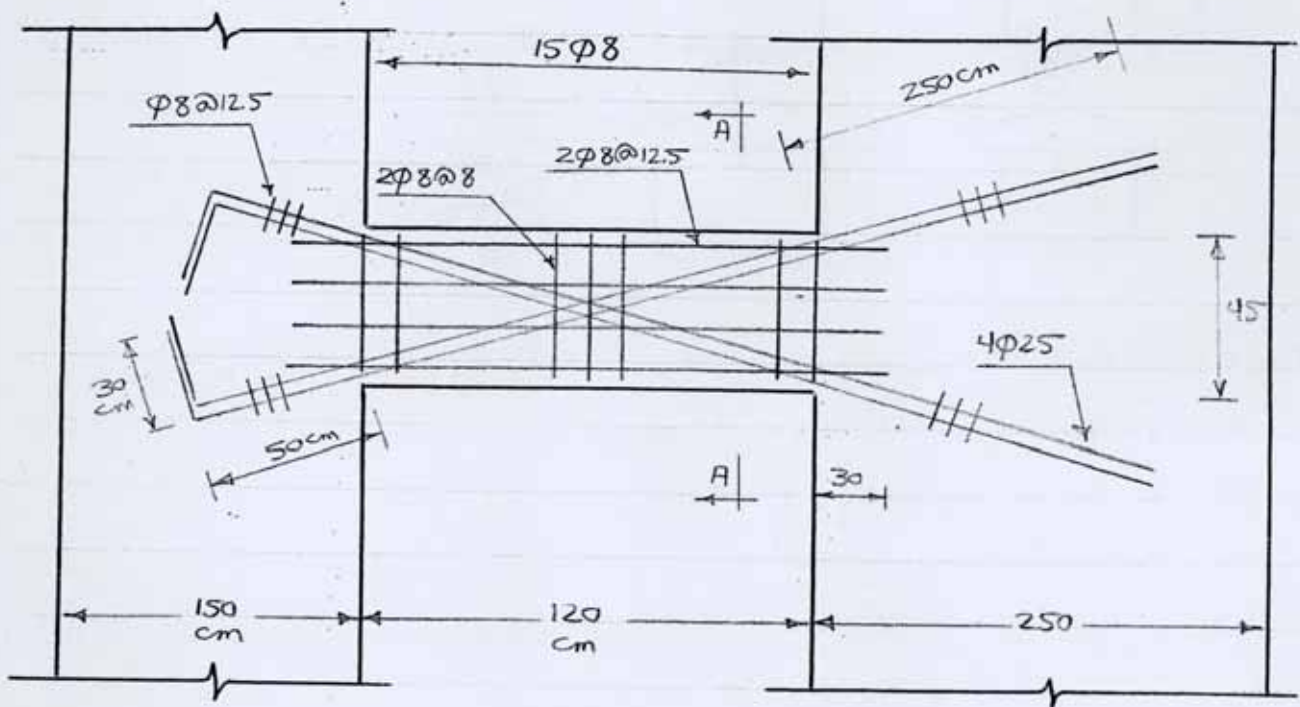
۳-۷) محاسبه طول سرری مسلک در دی قلابدار قطری (دیوار ۱) :

$$l_{dh} = 31.9 \text{ cm} \rightarrow l_{dh} = 31.9 \text{ cm}$$

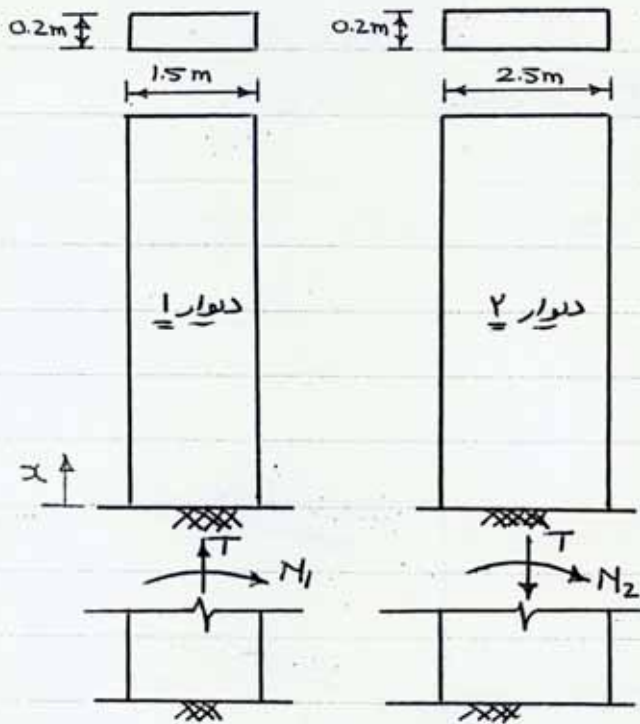
$$l_{dh} \geq \text{Max}(15 \text{ cm}, 8 \times 2.5) = 20 \text{ cm} \quad \text{o.k.}$$

$$\text{طول مستقیم قلاب ۹۰} = 12 d_b = 12 \times 2.5 = 30 \text{ cm}$$

$$\text{طول سرری انتخابی} = 1.5 l_{dh} = 1.5 \times 31.9 = 47.88 \xrightarrow{\text{انتخاب}} 50 \text{ cm}$$



(ب) طراحی دیوار ۸



$$\left\{ \begin{aligned} f_c &= 30 \frac{N}{mm^2} = 3000 \frac{ton}{m^2} \\ f_y &= 400 \frac{N}{mm^2} = 4 \times 10^4 \frac{ton}{m^2} \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} I_1 &= 0.2 \times \frac{1.5^3}{12} = 5.625 \times 10^{-2} m^2 \\ I_2 &= 0.2 \times \frac{2.5^3}{12} = 26.042 \times 10^{-2} m^2 \\ \frac{I_1}{I_1 + I_2} &= 0.178 = \lambda_1 \\ \frac{I_2}{I_1 + I_2} &= 0.822 = \lambda_2 \end{aligned} \right.$$

$$N_u = T = 677.22 \text{ ton} = 677.22 \times 10^4 \text{ N}$$

$$M_{u1} = 147.95 \text{ ton.m} = 147.95 \times 10^7 \text{ N.mm}$$

$$M_{u2} = 684.96 \text{ ton.m} = 684.96 \times 10^7 \text{ N.mm}$$

$$V_u = 10 \times \frac{30}{2} = 150 \text{ ton} = 150 \times 10^4 \text{ N}$$

$$V_{u1} = \lambda_1 V_u = 26.7 \text{ ton} = 26.7 \times 10^4 \text{ N}$$

$$V_{u2} = \lambda_2 V_u = 123.3 \text{ ton} = 123.3 \times 10^4 \text{ N}$$

$$l_{w1} = 1500 \text{ mm}, \quad h_1 = 200 \text{ mm}$$

(۱) توزیع نیروی نی (x=0) ۸

* (۱-۱) طراحی دیوار ۱ ۸

(۱-۱-۱) طراحی عضو مرزی ۸

$$\sigma = \frac{N_{u1}}{A g_1} + \frac{M_{u1} \left(\frac{l_{w1}}{2} \right)}{I_{w1}} > 0.2 f_c$$

$$= \frac{-677.22 \times 10^4}{(1500 \times 200)} + \frac{147.95 \times 10^7 \left(\frac{1500}{2} \right)}{200 \times \frac{1500^3}{12}} = -2.8 \frac{N}{mm^2} < 0.2 f_c = 6 \frac{N}{mm^2}$$

نی عضو مرزی لازم ندارد

(۲-۱-۱) طراحی برشی ۸

(۱-۲-۱-۱) کنترل مقاومت برشی مقطع ۸

عرض قطر $d_i = 0.8 l_{w1} = 0.8 \times 1500 = 1200 \text{ mm}$

$V_{r1} = 5 u_c h_i d_i \geq V_{u1}$ $u_c = 0.2 \times 0.65 \sqrt{30} = 0.712 \text{ N/mm}^2$

$\rightarrow V_{r1} = 5 \times 0.2 \times 0.65 \sqrt{30} \times 200 \times 1200 = 85.4 \times 10^4 \geq V_{u1} = 26.7 \times 10^4 \text{ O.K.}$

3 V_{c1} کاسم (2-2-1-1)

$V_{c1} = u_c \left(1 + \frac{N_{u1}}{3 A_g}\right) b_{w1} \cdot d_i = 0.712 \left(1 - \frac{677.22 \times 10^4}{3 \times 200 \times 1500}\right) 200 \times 1200$

$\rightarrow V_{c1} = -1114.9 \times 10^3 \text{ N} \neq 0$

$\Rightarrow V_{c1} = 0$

4 کنترل طراحی آرمانتور برش :

$V_{u1} = 26.7 \times 10^4 \text{ N} > V_{c1} = 0 \rightarrow$

طراحی لازم است

5 طراحی آرمانتور افقی :

$V_{s1} = V_{u1} - V_{c1} \rightarrow V_{s1} = 26.7 \times 10^4 \text{ N}$

$V_{s1} = \phi_s A_{vh1} f_y \frac{d_i}{s_{h1}} \rightarrow 26.7 \times 10^4 = 0.85 \times 400 \times 1200 \times \frac{A_{vh1}}{s_{h1}}$

$\rightarrow \frac{A_{vh1}}{s_{h1}} = 0.654$

$s_{h1} \leq \text{Min} \left(3h_1, \frac{l_{w1}}{5}, 35 \text{ cm} \right) = \text{Min} \left(3 \times 20, \frac{150}{5}, 35 \right) = 30 \text{ cm}$

انتخاب $\rightarrow s_{h1} = 15 \text{ cm}$

$\rightarrow A_{vh1} = 0.654 \times 15 = 9.81 \text{ cm}^2$

$\rho_{h1} = \frac{A_{vh1}}{s_{h1} \times h_1} = \frac{9.81}{15 \times 20} = 0.0327 > 0.0025 \text{ O.K.}$

$\rightarrow \text{USE } 2\phi 25 @ 15 \text{ cm} \rightarrow A_{vh1} = 9.82 \text{ cm}^2$

6 طراحی آرمانتور قائم :

$s_{n1} \leq \text{Min} \left(3h_1, \frac{l_{w1}}{3}, 35 \text{ cm} \right) = \text{Min} \left(3 \times 20, \frac{150}{3}, 35 \right) = 35 \text{ cm}$

انتخاب $\rightarrow s_{n1} = 30 \text{ cm}$

$\rho_{n1} \geq \text{Min} \left[0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_{w1}}{l_{w1}} \right) (\rho_{h1} - 0.0025), \rho_{h1} \right] \geq 0.0025$

$\rightarrow \rho_{n1} \geq \text{Min} (-0.2618, 0.0327) = -0.2618 \neq 0.0025 \rightarrow \rho_{n1} = 0.0025$

$A_{vn1} = \rho_{n1} (s_{n1} \times h_1) = 0.0025 (30 \times 20) = 1.5 \text{ cm}^2$

→ USE 2φ 10 @ 30cm → $A_{v_{n1}} = 1.57 \text{ cm}^2$

۱-۱-۳) طراحی برای خمش و نیروی محوری (در بار بدون عضو از) :
 ۱-۱-۳-۱) محاسبه فاصله تار ضعیف تا دورترین تار قوی :

$$\left\{ \begin{aligned} k_1 &= \frac{N_{u1}}{\phi_c f_c A_g} = \frac{-677.22 \times 10^4}{0.65 \times 30 \times 200 \times 1500} = -1.157 \\ \omega_1 &= \frac{\rho \phi_s f_y}{\phi_c f_c} = \frac{A_{sb1}}{200 \times 1200} \times \frac{0.85 \times 400}{0.65 \times 30} = 7.26 \times 10^{-5} A_{sb1} \end{aligned} \right.$$

$$\alpha_1 = \frac{k_1 + \omega_1}{\alpha_1 \beta_1 + 2\omega_1} l_{w1}$$

$$\alpha_1 = 0.85 - 0.0015 f_c = 0.805$$

$$\beta_1 = 0.97 - 0.0025 f_c = 0.895$$

$$\rightarrow \alpha_1 = \frac{-1.157 + 7.26 \times 10^{-5} A_{sb1}}{0.805 \times 0.895 + 2 \times 7.26 \times 10^{-5} A_{sb1}} l_{w1} = \frac{-15936.6 + A_{sb1}}{4923.9 + 2A_{sb1}} l_{w1}$$

۱-۱-۳-۲) محاسبه α_1 با تقریباً

$$M_u = 0.5 A_{sb1} \phi_s f_y l_w \left(1 + \frac{N_u}{A_{sb1} \phi_s f_y} \right) \left(1 - \frac{\alpha_1}{l_w} \right)$$

$$\rightarrow 147.95 \times 10^7 = 0.5 A_{sb1} \times 0.85 \times 400 \times 1500 \left(1 - \frac{677.22 \times 10^4}{A_{sb1} \times 0.85 \times 400} \right) \left(1 - \frac{-15936.6 + A_{sb1}}{4923.9 + 2A_{sb1}} \right)$$

$$\rightarrow A_{sb1} = 269.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} = \text{Max}(A_{sb1}, A_{v_{n1}} \times 150/30) = \text{Max}(269.3, 1.57 \times 150/30) = 269.3 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{USE } 3'' \phi 32 \rightarrow 2\phi 32 @ 8 \text{ cm} \rightarrow A_{s1} = 273.4 \text{ cm}^2$$

۱-۱-۳-۳) کنترل مقطع در ناحیه کنفیگیشن :

$$x_b = \frac{700}{700 + 400} d_1 = \frac{7}{11} \times 120 = 76.4 \text{ cm}$$

$$\rightarrow x_b > x \quad \text{o.k.}$$

$$x = \frac{-15936.6 + 27340}{4923.9 + 2 \times 27340} 150 = 26.5 \text{ cm}$$

$$l_w = 2500 \text{ mm} \quad h_2 = 200 \text{ mm}$$

* (۲-۱) طراحی دیوار ۲ :

(۱-۲-۱) طراحی عضو برزی :

$$\sigma = \frac{677.22 \times 10^4}{2500 \times 200} + \frac{684.96 \times 10^7 \left(\frac{2500}{2} \right)}{200 \times \frac{2500^3}{12}} = 46.4 > 0.2 f_c = 6$$

پس باید عضو برزی طراحی شود.

$$50 \times 60 \text{ cm}$$

(۱-۱-۲-۱) فرض ایجاد عضو برزی :

(۲-۱-۲-۱) محاسبه نیروی گوری عضو برزی :

$$N_{uc} = \frac{N_{u2}}{2} + \frac{M_{u2}}{l_w - c} = \frac{677.22 \times 10^4}{2} + \frac{684.96 \times 10^7}{2500 - 600} = 699.12 \times 10^4 \text{ N.mm}$$

$$N_{ut} = \frac{N_{u2}}{2} - \frac{M_{u2}}{l_w - c_1} = \frac{677.22 \times 10^4}{2} - \frac{684.96 \times 10^7}{2500 - 600} = -21.9 \times 10^4 \text{ N.mm}$$

(۳-۱-۲-۱) طراحی ارفاتور

الف) ارفاتور کششی :

$$A_{st} = \frac{N_{ut}}{\phi_s f_y} = \frac{21.9 \times 10^4}{0.85 \times 400} = 644 \text{ mm}^2$$

ب) ارفاتور فشاری :

$$N_{ct} = 0.8 \left(\alpha_1 \phi_c f_c (A_g - A_{sc}) + \phi_s f_y A_{sc} \right)$$

$$699.12 \times 10^4 = 0.8 \left(0.805 \times 0.65 \times 30 (500 \times 600 - A_{sc}) + 0.85 \times 400 A_{sc} \right)$$

$$\rightarrow A_{sc} = 12426 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow A_s = \max(A_{st}, A_{sc}) = 124.26 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_s}{A_g} = \frac{124.26}{50 \times 60} = 0.041 > 0.01 \quad \text{O.K.}$$

$$\rightarrow \text{USE } 16 \phi 32 \rightarrow A_s = 128.7 \text{ cm}^2$$

(۲-۲-۱) طراحی برستی :

(۱-۲-۲-۱) کنترل مقاومت برستی مقطع :

$$l_w = 2500 - 2 \times 600 = 1300$$

$$d_2 = 0.8 l_w = 0.8 \times 1300 = 1040 \text{ mm}$$

$$V_{r2} = 5 \times 0.712 \times 200 \times 1040 = 74.05 \times 10^4 \quad V_{u2} = 123.3 \times 10^4$$

پس باید صفحات دوبار افزایش دهیم

$$\rightarrow V_{r2} = Vu_2 \rightarrow 123.3 \times 10^4 = 5 \times 0.712 \times h_2 \times 1040$$

$$\rightarrow h_2 = 333 \text{ mm} = 33.3 \text{ cm} \xrightarrow{\text{انتخاب}} h_2 = 35 \text{ cm}$$

و V_{c2} محاسب (۲-۲-۲-۱)

$$V_{c2} = v_c \left(1 + \frac{N_4}{12 A g_2} \right) b_w d_2$$

$$v_c = 0.712$$

$$\rightarrow V_{c2} = 0.712 \left(1 + \frac{677.22 \times 10^4}{12 \times 350 \times 1300} \right) 350 \times 1040 = 58.06 \times 10^4 \text{ N}$$

کنترل طراحی برای آرماندوستی: (۳-۲-۲-۱)

$$Vu_2 = 123.3 \times 10^4 \text{ N} \geq 0.5 V_{c2} = 29.03 \times 10^4 \text{ N}$$

بی طراحی لازم است

طراحی آرماندوستی: (۴-۲-۲-۱)

$$Vs_2 = Vu_2 - V_{c2} = 123.3 \times 10^4 - 58.06 \times 10^4 = 65.24 \times 10^4$$

$$Vs_2 = \phi_s A_v h_2 f_y \frac{d_2}{S_{h2}} \rightarrow 65.24 \times 10^4 = 0.85 \times A_v h_2 \times 4000 \times \frac{1040}{S_{h2}}$$

$$\rightarrow \frac{A_v h_2}{S_{h2}} = 1.845$$

$$S_{h2} \leq \text{Min} (3h_2, \frac{bw_2}{5}, 35 \text{ cm}) = \text{Min} (3 \times 35, \frac{130}{5}, 35) = 26 \text{ cm}$$

$$\xrightarrow{\text{انتخاب}} S_{h2} = 10 \text{ cm}$$

$$\rightarrow A_v h_2 = 10 \times 1.845 = 18.45 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{h2} = \frac{A_v h_2}{S_{h2} \times h_2} = \frac{18.45}{10 \times 35} = 0.053 > 0.0025$$

$$\rightarrow \text{USE } 2 \phi 36 @ 10 \text{ cm} \rightarrow A_v h_2 = 20.36 \text{ cm}^2$$

طراحی آرماندوستی: (۵-۲-۲-۱)

$$S_{n2} \leq \text{Min} (3h_2, \frac{bw_2}{3}, 35 \text{ cm}) = \text{Min} (3 \times 35, \frac{130}{3}, 35) = 35 \text{ cm}$$

$$\rightarrow S_{n2} = 30 \text{ cm}$$

$$\rho_{n2} = 0.0025$$

$$A_{vn2} = \rho_{n2} (S_{n2} \times h_2)$$

$$\rightarrow A_{vn2} = 0.0025 (30 \times 35) = 2.625 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{USE } 2\phi 14 @ 30 \text{ cm} \rightarrow A_{vn2} = 3.08 \text{ cm}^2$$

۱-۲-۳) آرماتور عرضی در تیرچه کنونی

$$\text{کنونی} \rightarrow 50 \times 60 \text{ cm} \rightarrow 16 \phi 32$$

$$S_o \leq \text{Min} \left(\frac{\text{Min}(50, 60)}{4}, 6 \times 3.2, 12.5 \text{ cm} \right) = 12.5$$

$$\rightarrow S_o = 10 \text{ cm}$$

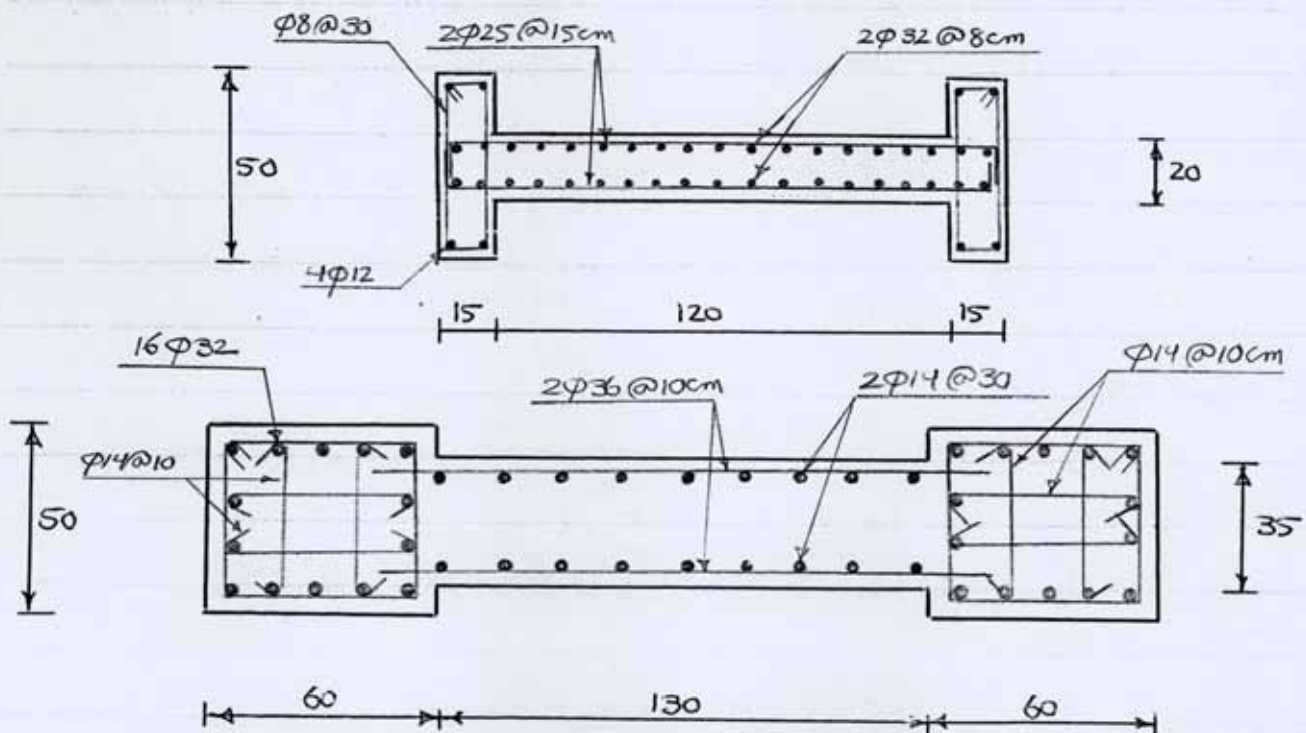
$$A_{sh} = \text{Max} \left[0.3 \left(S_o \times h_c \times \frac{f_c}{f_y} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right), 0.09 S_o h_c \frac{f_c}{f_y} \right]$$

$$= \text{Max} \left[0.3 \times 10 \times 50 \times \frac{30}{400} \left(\frac{50 \times 60}{40 \times 50} - 1 \right), 0.09 \times 10 \times 50 \times \frac{30}{400} \right]$$

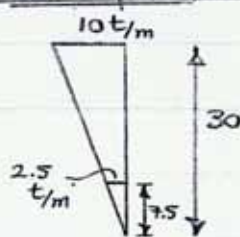
$$= \text{Max} (5.63, 3.38) = 5.63$$

$$\text{در استاندارد} \rightarrow \text{USE } 4\phi 14 @ 10 \text{ cm} \rightarrow A_{sh} = 6.16 \text{ cm}^2$$

پلان دیوار بین دو تیراز ۸ + ۷.۵ تا ۰.۰۰



۲) طبقه سقف (x = 7.5 m)



$$N_u = T = 504.29 \text{ ton} = 504.29 \times 10^4 \text{ N}$$

$$M_{u1} = 50.57 \text{ ton.m} = 50.57 \times 10^7 \text{ N.mm}$$

$$M_{u2} = 234.14 \text{ ton.m} = 234.14 \times 10^7 \text{ N.mm}$$

$$V_u = \frac{1}{2} (30 - 7.5) (10 + 2.5) = 140.625 \text{ ton}$$

$$V_{u1} = \lambda_1 V_u = 25.03 \text{ ton} = 25.03 \times 10^4 \text{ N}$$

$$V_{u2} = \lambda_2 V_u = 115.59 \text{ ton} = 115.59 \times 10^4 \text{ N}$$

✗ ۱-۲) طراحی دیوار ۱

۱-۱-۲) طراحی عضو برشی

$$\sigma = \frac{-504.29 \times 10^4}{1500 \times 200} + \frac{50.57 \times 10^7 \left(\frac{1500}{2}\right)}{200 \times \frac{1500^3}{12}} = -10.1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \neq 0.2 f_c = 6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

عضو برشی لازم ندارد.

۲-۱-۲) طراحی برشی

۱-۲-۱-۲) کنترل مقاومت برشی مقطع

$$d_1 = 0.8 l_{w1} = 0.8 \times 1500 = 1200 \text{ mm}$$

$$v_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} = 0.712 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$V_{r1} = 5 \times 0.712 \times 200 \times 1200 = 85.4 \times 10^4 \geq V_{u1} = 25.03 \times 10^4 \text{ N} \quad \text{O.K.}$$

۲-۲-۱-۲) V_{c1} کمانه

$$V_{c1} = v_c \left(1 + \frac{N_{u1}}{3A_g}\right) b_{w1} \cdot d_1 = 0.712 \left(1 - \frac{504.29 \times 10^4}{3 \times 200 \times 1500}\right) 200 \times 1200$$

$$\rightarrow V_{c1} = -95.7 \times 10^4 \neq 0$$

$$\Rightarrow V_{c1} = 0$$

۳-۲-۱-۲) طراحی ارتداد برشی

$$V_{s1} = V_{u1} - V_{c1} \rightarrow V_{s1} = 25.03 \times 10^4 \text{ N}$$

$$V_{s1} = \phi_s A_v h_1 \rho_y \frac{d_1}{s_{h1}} \rightarrow 25.03 \times 10^4 = 0.85 \times 400 \times 1200 \times \frac{A_v h_1}{s_{h1}}$$

$$\rightarrow \frac{A_v h_1}{s_{h1}} = 0.613$$

$$s_{h1} \leq \text{Min} \left(3h_1, \frac{l_{w1}}{5}, 35 \text{ cm} \right) = \text{Min} \left(3 \times 20, \frac{150}{5}, 35 \right) = 30 \text{ cm}$$

$$\rightarrow s_{h1} = 15 \text{ cm}$$

$$\rightarrow A_{vh_1} = 0.613 \times 15 = 9.2 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{h_1} = \frac{9.2}{15 \times 20} = 0.0307 > 0.0025 \text{ o.k.}$$

$$\rightarrow \text{USE } 2 \phi 25 \text{ @ } 15 \text{ cm} \rightarrow A_{vh_1} = 9.82 \text{ cm}^2$$

طراحی ارتعاشی (۲-۱-۲)

$$S_{n_1} \leq \text{Min} (3 \times 20, \frac{150}{3}, 35 \text{ cm}) = 35 \text{ cm}$$

$$\xrightarrow{\text{انتخاب}} S_{n_1} = 30 \text{ cm}$$

$$\rho_{n_1} \geq \text{Min} \left[0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{30}{1.5} \right) (0.0307 - 0.0025), 0.0307 \right] \geq 0.0025$$

$$\rightarrow \rho_{n_1} \geq \text{Min} (-0.244, 0.0307) = -0.244 \not\geq 0.0025$$

$$\rightarrow \rho_{n_1} = 0.0025$$

$$A_{vn_1} = \rho_{n_1} (S_{n_1} \times h_1) = 0.0025 (30 \times 20) = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{USE } 2 \phi 10 \text{ @ } 30 \text{ cm} \rightarrow A_{vn_1} = 1.57 \text{ cm}^2$$

طراحی برای جفت و نیروی گوی (اوربیتون عضو میانی) (۳-۱-۲)

محاسبه فاصله تارگذاری تا دورترین تارگذاری (۱-۳-۱-۲)

$$K_1 = \frac{N_{u_1}}{\phi_c \phi_t A_g} = \frac{-504.29 \times 10^4}{0.65 \times 30 \times 200 \times 1500} = -0.862$$

$$\omega_1 = \frac{\rho \phi_s f_y}{\phi_c \phi_t} = \frac{A_{sb_1}}{200 \times 1200} \times \frac{0.85 \times 400}{0.65 \times 30} = 7.26 \times 10^{-5} A_{sb_1}$$

$$\alpha_1 = \frac{K_1 + \omega_1}{\alpha_1 \beta_1 + 2\omega_1} \quad \omega_1 = \frac{(-0.862 + 7.26 \times 10^{-5} A_{sb_1}) \omega_1}{0.805 \times 0.895 + 2 \times 7.26 \times 10^{-5} A_{sb_1}} = \frac{-11873.7 + A_{sb_1}}{9923.9 + 2A_{sb_1}} \omega_1$$

محاسبه ارتعاشی (۲-۳-۱-۲)

$$M_{u_1} = 0.5 A_{sb_1} \phi_s f_y l_{w_1} \left(1 + \frac{N_{u_1}}{A_{sb_1} \phi_s f_y} \right) \left(1 - \frac{\alpha_1}{l_{w_1}} \right)$$

$$50.57 \times 10^7 = 0.5 A_{sb_1} \times 0.85 \times 400 \times 1500 \left(1 - \frac{504.29 \times 10^4}{A_{sb_1} \times 0.85 \times 400} \right) \left(1 - \frac{-11873.7 + A_{sb_1}}{9923.9 + 2A_{sb_1}} \right)$$

$$\rightarrow A_{sb_1} = 170.81 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} = \text{Max} (A_{sb1}, A_{vn1} \times 150/30) = 170.8 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{USE } 28 \text{ } \phi 28 \rightarrow 2 \phi 28 @ 10 \text{ cm} \rightarrow A_{s1} = 172.4 \text{ cm}^2$$

(۳-۳-۱-۲) کنترل مقطع در بارهای لیفتی نشی

$$x_b = \frac{700}{700 + f_y} d_1 = \frac{7}{11} \times 120 = 76.4 \text{ cm}$$

$$\rightarrow x_b > x \quad \text{O.K.}$$

$$x = \frac{-17809.9 + 17240}{9923.9 + 2 \times 17240} \times 150 = -1.93 \text{ cm}$$

$$l_{w2} = 2500 \text{ mm} \quad h_2 = 350 \text{ mm}$$

طراحی دیوار ۲ (۲-۲-۲)

طراحی عضو برزی (۱-۲-۲)

$$\sigma = \frac{504.29 \times 10^4}{2500 \times 350} + \frac{234.14 \times 10^7 \left(\frac{2500}{2} \right)}{350 \times \frac{2500^3}{12}} = 12.19 > 0.2 f_c = 6$$

بر عضو برزی لازم است

فرض العباد (عضو برزی) (۱-۱-۲-۲)

$$50 \times 40 \text{ cm}$$

محاسبه نیروی گوری عضو برزی (۲-۱-۲-۲)

$$N_{uc} = \frac{504.29 \times 10^4}{2} + \frac{234.14 \times 10^7}{2500 - 400} = 363.6 \times 10^4 \text{ N.mm}$$

$$N_{ut} = \frac{504.29 \times 10^4}{2} - \frac{234.14 \times 10^7}{2500 - 400} = 140.6 \times 10^4 \text{ N.mm} \rightarrow \text{فاری}$$

طراحی ارباقه (۳-۱-۲-۲)

$$N_{ut} = 0.8 (\alpha_1 \phi_c f_c (A_g - A_{sc}) + \phi_s f_y A_{sc})$$

$$\rightarrow 363.6 \times 10^4 = 0.8 (0.805 \times 0.65 \times 30 (500 \times 400 - A_{sc}) + 0.65 \times 400 A_{sc})$$

$$\rightarrow A_{sc} = 4335.5 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow \frac{A_{sc}}{A_g} = \frac{4335.5}{500 \times 400} = 0.0217 > 0.01 \quad \text{O.K.}$$

$$\rightarrow \text{USE } 10 \text{ } \phi 25 \rightarrow A_s = 49.09 \text{ cm}^2$$

(۲-۲-۲) طراحی برشی :

$$l_{w2} = 2500 - 2 \times 400 = 1700 \text{ mm}$$

$$h_2 = 35 \text{ cm}$$

$$d_2 = 0.8 l_{w2} = 1360 \text{ mm}$$

$$\rightarrow V_{r2} = 5 \times 0.712 \times 350 \times 1360 = 169.46 \times 10^4 \geq V_{u2} = 115.59 \times 10^4 \text{ N}$$

(۱-۲-۲-۲) کنترل معادله برشی منقطع :

(۲-۲-۲-۲) حساب V_{c2} :

$$V_{c2} = v \left(1 + \frac{N_u}{12 A_{g2}} \right) b_{w2} \cdot d_2$$

$$\rightarrow V_{c2} = 0.712 \left(1 + \frac{504.29 \times 10^4}{12 \times 350 \times 1700} \right) 350 \times 1360 = 57.83 \times 10^4 \text{ N}$$

(۳-۲-۲-۲) کنترل نرم طراحی برای ارفاق برشی :

$$V_{u2} = 115.59 \times 10^4 \geq 0.5 V_{c2} = 28.9 \times 10^4 \text{ N} \quad \text{O.K.}$$

(۴-۲-۲-۲) طراحی ارفاق عرضی :

$$V_{s2} = V_{u2} - V_{c2} = 115.59 \times 10^4 - 57.83 \times 10^4 = 57.76 \times 10^4 \text{ N}$$

$$V_{s2} = \phi_s A_v h_2 f_y \frac{d_2}{S_{h2}} \rightarrow 57.76 \times 10^4 = 0.85 \times 400 \times 1360 \times \frac{A_v h_2}{S_{h2}}$$

$$\rightarrow \frac{A_v h_2}{S_{h2}} = 1.25$$

$$S_{h2} \leq \text{Min} \left(3h_2, \frac{l_{w2}}{5}, 35 \text{ cm} \right) = \text{Min} \left(3 \times 35, \frac{1700}{5}, 35 \text{ cm} \right) = 34$$

$$\rightarrow S_{h2} = 10 \text{ cm}$$

$$\rightarrow A_v h_2 = 12.5 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{h2} = \frac{A_v h_2}{S_{h2} \times h_2} = \frac{12.5}{10 \times 35} = 0.036 > 0.0025$$

$$\rightarrow \text{USE } 2 \phi 32 @ 10 \text{ cm} \rightarrow A_v h_2 = 16.03 \text{ cm}^2$$

(۵-۲-۲-۲) ارفاق قائم :

$$S_{n2} \leq \text{Min} \left(3h_2, \frac{l_{w2}}{3}, 35 \text{ cm} \right) = 35 \text{ cm}$$

$$\rightarrow S_{n2} = 30 \text{ cm}$$

$$\rho_{n2} = 0.0025$$

$$A_{rn2} = \rho_{n2} (S_{n2} \times h_2)$$

$$= 0.0025 (30 \times 35) = 2.625 \text{ cm}^2$$

→ USE 2φ14 @ 30cm → $A_{rn2} = 3.08 \text{ cm}^2$

۳-۲-۲) آرماتور عرضی و عمودی

عرضی → 50x40 cm → 10 φ25

$$S_o \leq \text{Min} \left(\frac{\text{Min}(40, 50)}{4}, 6 \times 2.5, 12.5 \right) = 10 \text{ cm}$$

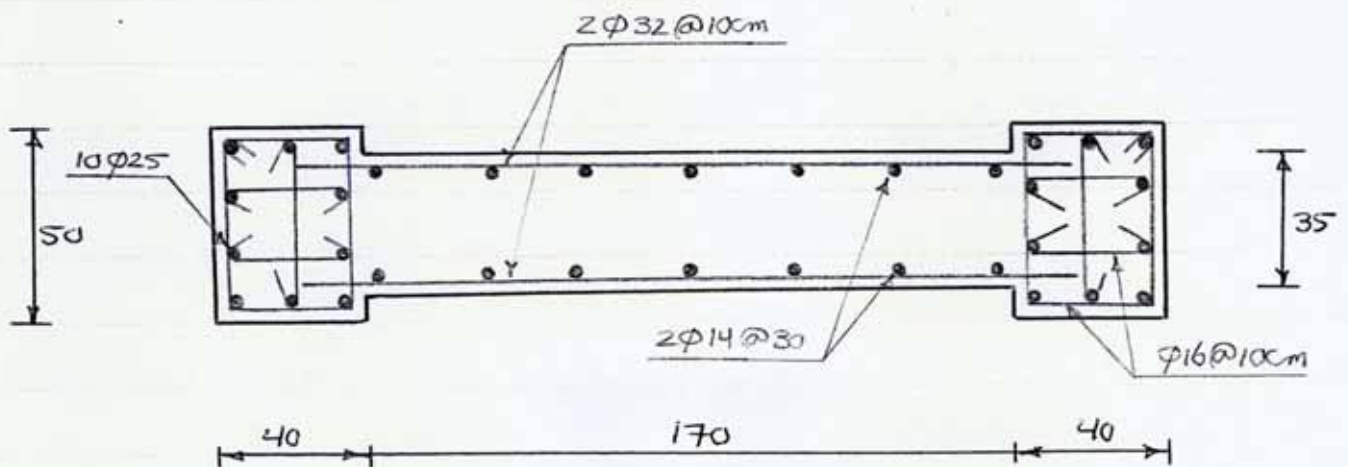
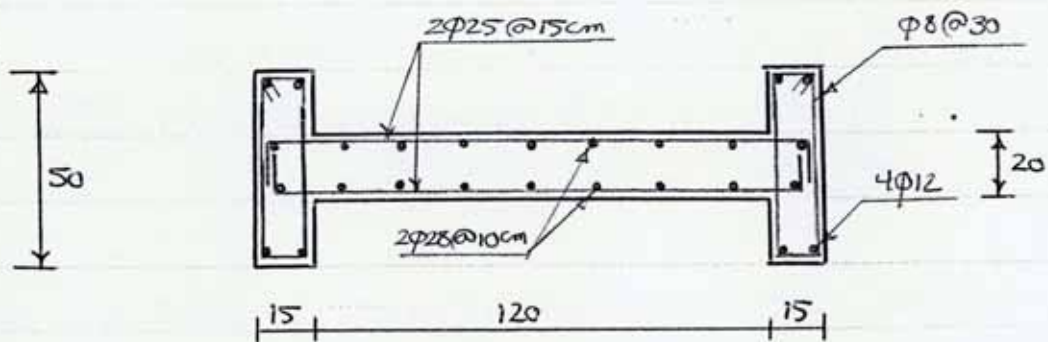
→ $S_o = 10 \text{ cm}$

$$A_{sh} = \text{Max} \left[0.3 \times 10 \times 40 \times \frac{30}{400} \left(\frac{40 \times 50}{30 \times 40} - 1 \right), 0.09 \times 10 \times 40 \times \frac{30}{400} \right]$$

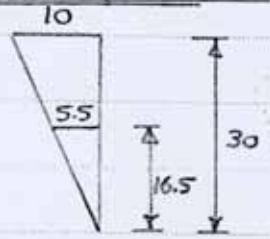
$$= \text{Max}(6, 2.7) = 6 \text{ cm}^2$$

عرضی → USE 3φ16 @ 10cm → $A_{sh} = 6.03 \text{ cm}^2$

پلان دیوار بین دو تراز +7.5 ، +16.5



(۳) طبقه ششم ($x = 16.5$)



$$N_u = T = 222.74 \text{ ton} = 222.74 \times 10^4 \text{ N}$$

$$M_{u1} = 10.98 \text{ ton.m} = 10.98 \times 10^7 \text{ N.mm}$$

$$M_{u2} = 50.83 \text{ ton.m} = 50.83 \times 10^7 \text{ N.mm}$$

$$V_u = \frac{1}{2} (30 - 16.5) (10 + 5.5) = 104.625 \text{ ton}$$

$$V_{u1} = \lambda_1 V_u = 18.62 \text{ ton} = 18.62 \times 10^4 \text{ N}$$

$$V_{u2} = \lambda_2 V_u = 86 \text{ ton} = 86 \times 10^4 \text{ N}$$

* (۱-۳) طراحی دیوار ۱

(۱-۱-۲) طراحی عضو برشی

$$\sigma = \frac{-222.74 \times 10^4}{1500 \times 200} + \frac{10.98 \times 10^7 \left(\frac{1500}{2} \right)}{200 \times \frac{1500^3}{12}} = -5.96 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 0.2 f_c = 6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

عضو برش لازم ندارد.

(۲-۱-۳) طراحی برشی

(۱-۲-۱-۳) کنترل مقاومت برشی مقطع

$$d_1 = 0.8 l_{w1} = 0.8 \times 1500 = 1200 \text{ mm}$$

$$V_{r1} = 5 \times 0.712 \times 200 \times 1200 = 85.4 \times 10^4 \geq V_{u1} = 18.62 \times 10^4 \quad \text{O.K.}$$

(۲-۲-۱-۳) V_{c1} کلاس

$$V_{c1} = V_c \left(1 + \frac{N_{u1}}{3 A g_1} \right) b_{w1} d_1 = 0.712 \left(1 - \frac{222.74 \times 10^4}{3 \times 200 \times 1500} \right) 200 \times 1200$$

$$\rightarrow V_{c1} = -25.2 < 0 \rightarrow V_{c1} = 0$$

(۳-۲-۱-۳) طراحی ارفاق برشی

$$V_{s1} = V_{u1} - V_{c1} \rightarrow V_{s1} = 18.62 \times 10^4 \text{ N}$$

$$V_{s1} = \phi_s A_v h_1 f_y \frac{d_1}{S_{h1}} \rightarrow 18.62 \times 10^4 = 0.85 \times 400 \times 1200 \times \frac{A_v h_1}{S_{h1}}$$

$$\rightarrow \frac{A_v h_1}{S_{h1}} = 0.456$$

$$S_{h1} \leq \text{Min} \left(3h_1, \frac{2l_{w1}}{5}, 35 \text{ cm} \right) = 30 \text{ cm}$$

$$\xrightarrow{\text{انتخاب}} S_{h1} = 20 \text{ cm}$$

$$\rightarrow A_v h_1 = 0.456 \times 20 = 9.12 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{h_i} = \frac{9.12}{20 \times 20} = 0.0228 \geq 0.0025 \quad \text{O.K.}$$

→ USE 2φ25 @ 20 cm

طراحی آرماتور قائم : (۳-۱-۲-۳)
طبق موارد طراحی شده قبل این آرماتور تقسین کنده نیست.

طراحی برای خمش در سر وی محوری (بوار کردن عضو مزی) : (۳-۱-۳)
محاسبه فاصله کارشنی تا درزترین کارفاری : (۱-۳-۱-۳)

$$\left\{ \begin{aligned} k_1 &= \frac{N u_1}{\phi_c f_c A_g} = \frac{-222.74 \times 10^4}{0.65 \times 30 \times 2000 \times 1500} = -0.381 \\ \omega_1 &= \frac{\rho \phi_s f_y}{\phi_c f_c} = \frac{A_{sb_1}}{2000 \times 1200} \times \frac{0.85 \times 400}{0.65 \times 30} = 7.26 \times 10^{-5} A_{sb_1} \end{aligned} \right.$$

$$\rightarrow x_1 = \frac{k_1 + \omega_1}{\alpha_1 \beta_1 + 2\omega_1} \quad l_{w_1} = \frac{(-0.381 + 7.26 \times 10^{-5} A_{sb_1}) l_{w_1}}{0.805 \times 0.895 + 2 \times 7.26 \times 10^{-5} A_{sb_1}} = \frac{-5244.4 + A_{sb_1}}{4917.1 + 2 A_{sb_1}} l_{w_1}$$

$$M_{u_1} = 0.5 A_{sb_1} \phi_s f_y l_{w_1} \left(1 + \frac{N u_1}{A_{sb_1} \phi_s f_y}\right) \left(1 - \frac{x_1}{l_{w_1}}\right) \quad \text{محاسبه آرماتور قائم : (۲-۳-۱-۳)}$$

$$10.98 \times 10^7 = 0.5 A_{sb_1} \times 0.85 \times 400 \times 1500 \left(1 - \frac{222.74 \times 10^4}{A_{sb_1} \times 0.85 \times 400}\right) \left(1 - \frac{-5244.4 + A_{sb_1}}{4917.1 + 2 A_{sb_1}}\right)$$

$$\rightarrow A_{sb_1} = 88.31$$

$$\rightarrow \text{USE } 18 \phi 25 \rightarrow 2 \phi 25 @ 15 \text{ cm} \rightarrow A_{s_1} = 88.36 \text{ cm}^2$$

کنترل مقطع در ناحیه کنفیگ کششی : (۳-۳-۱-۳)

$$x_b = \frac{700}{700 + f_y} d_1 = \frac{7}{11} \times 120 = 76.4 \text{ cm}$$

$$\rightarrow x_b > x \quad \text{O.K.}$$

$$x = \frac{-5244.4 + 8831}{4917.1 + 2 \times 8831} \times 1500 = 20.05 \text{ cm}$$

* (۲-۳) طراحی دیوار ۵۲

(۱-۲-۳) طراحی عضو برشی و

$$l_w = 2500 \text{ mm} \quad h_2 = 350 \text{ mm}$$

$$\sigma = \frac{222.74 \times 10^4}{2500 \times 350} + \frac{50.83 \times 10^7 \left(\frac{2500}{2} \right)}{350 \times \frac{2500^3}{12}} = 3.94 < 0.2 f_c = 6$$

عضو برشی لازم ندارد.

(۲-۲-۳) طراحی برشی و

(۱-۲-۲-۳) کنترل معادلت برشی مقطع و

$$d_2 = 0.8 l_w = 0.8 \times 2500 = 2000 \text{ mm} \quad h_2 = 350 \text{ mm}$$

$$V_r = 5 \times 0.712 \times 350 \times 2000 = 249.2 \times 10^4 \text{ N} \gg V_{u2} = 86 \times 10^4$$

(۲-۲-۲-۳) محاسبه V_{c2} و

$$V_{c2} = v \left(1 + \frac{N_u}{12 A_{g2}} \right) b_w \cdot d_2$$

$$\rightarrow V_{c2} = 0.712 \left(1 + \frac{222.74 \times 10^4}{12 \times 2500 \times 350} \right) 350 \times 2000 = 60.41 \times 10^4 \text{ N}$$

(۳-۲-۲-۳) طراحی اربانگرافتی و

$$V_{s2} = V_{u2} - V_{c2} = 86 \times 10^4 - 60.41 \times 10^4 = 25.59 \times 10^4 \text{ N}$$

$$\rightarrow 25.59 \times 10^4 = 0.85 \times 400 \times 2000 \frac{A_v h_2}{S_{h2}} \rightarrow \frac{A_v h_2}{S_{h2}} = 0.376$$

$$S_{h2} \leq \min \left(3 \times 35, \frac{250}{5}, 35 \right) = 35 \text{ cm} \quad \text{انتخاب} \rightarrow S_{h2} = 25 \text{ cm}$$

$$\rightarrow A_v h_2 = 25 \times 0.376 = 9.4 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{h2} = \frac{9.4}{25 \times 35} = 0.0107 > 0.0025$$

$$\rightarrow \text{USE } 2\phi 25 @ 25 \text{ cm} \rightarrow A_v h_2 = 9.82 \text{ cm}^2$$

$$S_{n2} \leq \min \left(3 \times 35, \frac{250}{3}, 35 \right) = 35 \text{ cm}$$

(۴-۲-۲-۳) طراحی اربانگرافتی و

$$\rho_{n2} = 0.0025 \rightarrow A_v n_2 = \rho_{n2} (S_{n2} \times h_2) = 0.0025 \times 30 \times 35 = 2.625 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{USE } 2\phi 14 @ 30 \text{ cm} \rightarrow A_v n_2 = 3.08 \text{ cm}^2$$

(۳-۲-۳) طراحی برای خمشی و نیروی محوری (نیوار بدون عضو برشی) و

۱-۳-۲-۳) محاسبه فاصله تارهای تاد در بین تارهای ۱

$$K_2 = \frac{N_{u2}}{\phi_c f_c A_g} = \frac{+222.74 \times 10^4}{0.65 \times 30 \times 350 \times 2500} = +0.131$$

$$\omega_2 = \frac{\rho \phi_s f_y}{\phi_c f_c} = \frac{A_{sb2}}{350 \times 2000} \times \frac{0.85 \times 400}{0.65 \times 30} = 2.49 \times 10^{-5} A_{sb2}$$

$$x_2 = \frac{K_2 + \omega_2}{\alpha_1 \beta_1 + 2\omega_2} \rho_{w2} = \frac{(+0.131 + 2.49 \times 10^{-5} A_{sb2}) \rho_{w2}}{0.805 \times 0.895 + 2 \times 2.49 \times 10^{-5} A_{sb2}} = \frac{(+5261 + A_{sb2}) \rho_{w2}}{28934.7 + 2 A_{sb2}}$$

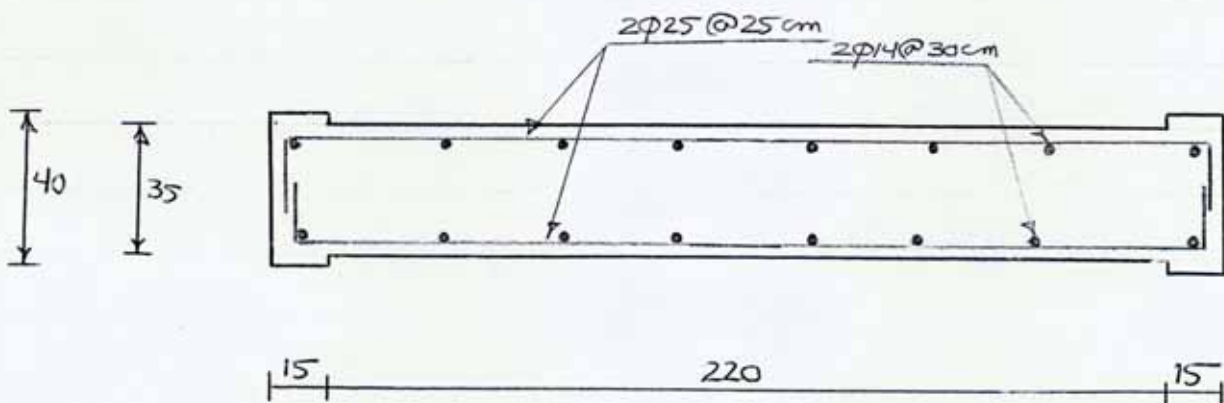
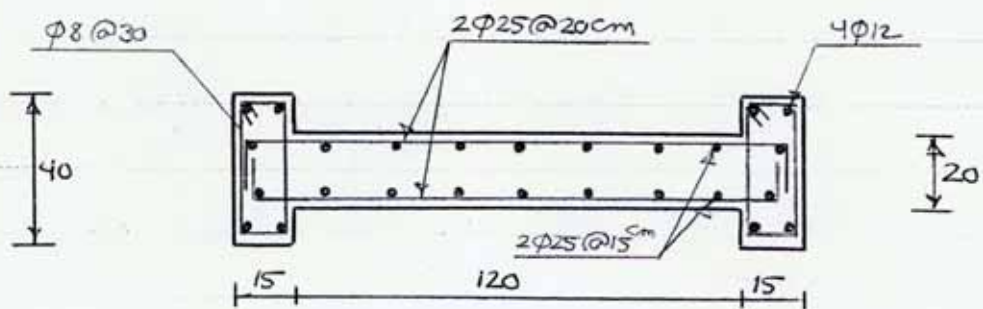
۲-۳-۲-۳) محاسبه آرماتور قائم ۳

$$50.83 \times 10^7 = 0.5 A_{sb2} \times 0.85 \times 400 \times 2500 \left(1 + \frac{222.74 \times 10^4}{A_{sb2} \times 0.85 \times 400} \right) \left(1 - \frac{5261 + A_{sb2}}{28934.7 + 2 A_{sb2}} \right)$$

→ $A_{sb2} < 0$

→ $A_s = A_{rn2}$ → USE 2φ14 @ 30 cm

پلان دیوار بین دو ستون +16.5 ، +30



فصل هشتم :

پی ها

فصل نهم :

مهيار و وصله آرماتور

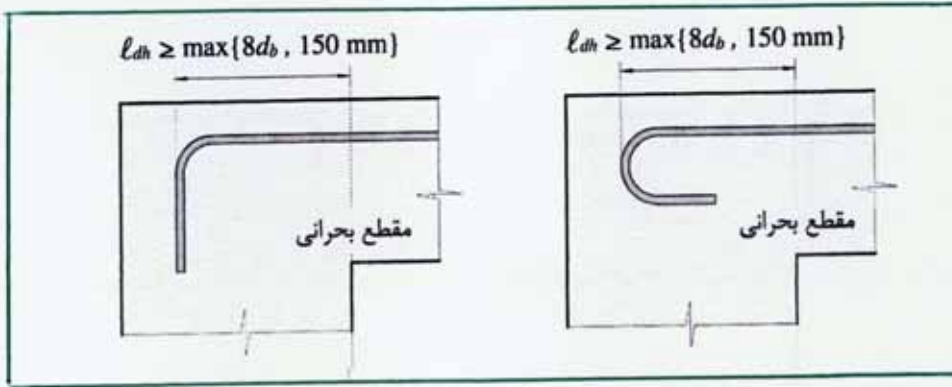
۱۱-۶ قلاب استاندارد و مهاری آن

در مهار کردن میلگردهای تحت کشش، گاه فضای لازم برای تأمین طول مهاری به صورت مستقیم در دسترس نیست؛ به همین جهت به منظور تأمین مهاری میلگرد با اشغال طول مستقیم کم‌تر، انتهای میلگرد به صورت قلاب در می‌آید. در یک میلگرد منتهی به قلاب، انتقال تنش کششی موجود در میلگرد به بتن توسط تنش پیوستگی در قسمت مستقیم میلگرد و تنش‌های فشاری در قسمت خم شده‌ی قلاب صورت می‌گیرد. به همین جهت آیین‌نامه‌ها به منظور فراهم کردن شرایط بهینه‌ای برای انتقال تنش، حداقل شرایطی را برای قلاب ضروری می‌دانند. به چنین قلاب با شرایط ویژه، قلاب استاندارد^۱ گفته می‌شود. توجه شود که قلاب در انتقال تنش‌های فشاری در میلگردهای تحت فشار مفید واقع نمی‌گردد و نباید از آن به عنوان مهاری فشاری استفاده نمود.

۱۱-۶-۱ نحوه‌ی عملکرد قلاب در کشش

چگونگی انتقال نیروی کششی موجود در یک میلگرد منتهی به قلاب ۹۰ درجه و یا ۱۸۰ درجه، در طول مستقیم میلگرد قبل از قلاب و نیز در طول قلاب، در شکل ۱۱-۱۴ الف نشان داده شده است. همان‌طور که در این شکل ملاحظه می‌شود، میلگرد تحت کشش در طول مستقیم قبل از قلاب، قسمتی از نیروی کششی موجود در خود را با ایجاد تنش پیوستگی به بتن منتقل می‌کند. علاوه بر آن، در قسمت خم قلاب، تنش‌های فشاری در سمت داخلی خم بین میلگرد و بتن ایجاد می‌شود که می‌تواند قسمت دیگری از نیروی کششی میلگرد را به بتن منتقل کند. در حقیقت با فشرده شدن میلگرد خم شده به سمت داخل و ایجاد یک شکاف بین جداره‌ی بیرونی میلگرد در قسمت خم و بتن، بتن مماس به وجه داخلی خم توسط میلگرد فشرده می‌شود. از طرفی طول مستقیم انتهایی میلگرد بعد از خم، با تمایل به حرکت به سمت خارج، بر بتن جداره‌ی جانبی فشار وارد می‌آورد. بدین ترتیب ملاحظه می‌شود که نیروی کششی

^۱ Standard Hook



شکل ۱۱-۱۶ نمایش طول مهاري قلاب استاندارد در کشش (l_{dh}) برای قلاب با خم ۹۰ درجه و خم ۱۸۰ درجه

الف- برای قلاب‌های 180° با میلگرد $\Phi 36$ و کوچک‌تر با پوشش جانبی بتن (عمود بر صفحه‌ی قلاب) حداقل برابر با 60 mm ؛ و نیز برای قلاب‌های 90° با میلگرد $\Phi 36$ و کوچک‌تر با پوشش جانبی بتن (عمود بر صفحه‌ی قلاب) حداقل برابر 60 mm و پوشش بتن در امتداد قلاب حداقل برابر با 50 mm (شکل ۱۱-۱۷-الف)؛

$$\eta = 0.7$$

ب- برای قلاب‌های 90° با میلگرد $\Phi 36$ و کوچک‌تر، به طوری که بتن پیرامونی قلاب توسط تنگ‌هایی به یکی از صورت‌های زیر محصور شده باشد (شکل ۱۱-۱۷-ب)؛
 ۱- تنگ‌هایی عمود بر میلگرد مهار شده که به فواصل حداکثر $3d_b$ (قطر میلگرد قلاب است) در طول مهاري l_{dh} قرار گرفته باشند؛

۲- تنگ‌هایی موازی با میلگرد مهار شده که به فواصل حداکثر $3d_b$ در تمام قسمت طول مستقیم میلگرد بعد از خم و نیز قسمت خم شده قرار گرفته باشند؛

$$\eta = 0.8$$

ج- برای قلاب‌های 180° با میلگرد $\Phi 36$ و کوچک‌تر، به طوری که بتن پیرامونی قلاب توسط تنگ‌هایی عمود بر میلگرد مهار شده، محصور شده باشد؛ به صورتی که فاصله‌ی تنگ‌ها در طول مهاري l_{dh} قلاب، بیش از $3d_b$ نباشد؛

$$\eta = 0.8$$

د- وقتی که میلگردها مازاد بر احتیاج باشند؛ به طوری که مهار میلگرد برای

پروژه سازه‌های بتن آرمه

استاد: جناب آقای دکتر کرامتی

طراح: حمید کاظم

عنوان: محاسبات و وصله آرماتور در تیرها

طول گیرایی میلگردهای کششی 8

طبق بند 9-18-2-1-1، در تمامی مقاطع بتن آرمه نیروهای کششی یا فشاری موجود در میلگرد در هر مقطع باید یوئید به هم میلگرد در دو سمت آن مقطع در بتن منتقل گردد. به هم میلگرد در بتن به یکی از سه طریق زیر می‌تواند انجام گیرد:

- پیوستگی موجود بین بتن و آرماتور در سطح جانبی آرماتور
- ایجاد قلاب استاندارد در انتهای میلگرد
- به کارگیری رابیل مکانیکی در طول میلگرد

طبق بند 9-18-2-4-1، طول گیرایی که میلگرد در بتن، l_d ، باید حداقل برابر با مقدار زیر در نظر گرفته شود، در هر حال کمتر از 300 mm اختیار نشود.

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1.1 \sqrt{f_c}} \right) \left(\frac{\alpha \beta \lambda}{\left(\frac{c + k_{tr}}{d_b} \right)} \right) d_b > 300 \text{ mm}$$

مقدار $\frac{c + k_{tr}}{d_b}$ بستگی به این از 2.5 در نظر گرفته شود.

ضریب موثریبت میلگرد (α) =	1.3	میلگرد افقی با حداقل 300 mm بتن تازه در زیر آن	→	$\alpha(\text{top}) = 1.3$ $\alpha(\text{bot}) = 1$
	1	سایر میلگردها		
ضریب اندود میلگرد (β) =	1.5	میلگرد اندود شده با اپوکسی	→	$\beta = 1$
	1.2	سایر میلگردها اندود شده با اپوکسی		
	1	میلگردها بدون اندود اپوکسی		

لازمیبت حاصل ضرب α و β بیشتر از 1.7 نباشد

$$\alpha \cdot \beta = 1.3 \times 1 < 1.7 \text{ O.K.}$$

پروژه سازه‌های بتن آرمه

استاد: جناب آقای دکتر کرامتی

طراح: حمید کاظمی

عنوان: محاسبات و وصله آرماتور در تیرها

$$\begin{aligned} \text{ضریب قطر مسدود (۱)} &= \begin{cases} 0.8 & \text{مسدود با قطر کمتر یا مساوی } 20^{mm} \\ 1 & \text{مسدود با قطر بیشتر از } 20^{mm} \\ 1.3 & \text{تین سبک} \\ i & \text{تین معمولی} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \lambda(\Phi 20) = 0.8 \\ \lambda(\Phi 25) = 1 \\ \lambda = 1 \end{cases} \end{aligned}$$

در محاسبه طول در محاسبات می‌توانیم $\frac{c + k_{tr}}{d_b} = 1$ قرار داد.

$$l_d(\Phi 20) = \begin{cases} \text{top} : \left(\frac{300}{\sqrt{20}} \right) \left(\frac{1.3 \times 1 \times 0.8 \times 1}{1} \right) 20 = 139.5 \text{ cm} \\ \text{bot} : \left(\frac{300}{\sqrt{20}} \right) \left(\frac{1 \times 1 \times 0.8 \times 1}{1} \right) 20 = 107.3 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_d(\Phi 25) = \begin{cases} \text{top} : \left(\frac{300}{\sqrt{20}} \right) \left(\frac{1.3 \times 1 \times 1 \times 1}{1} \right) 25 = 218 \text{ cm} \\ \text{bot} : \left(\frac{300}{\sqrt{20}} \right) \left(\frac{1 \times 1 \times 1 \times 1}{1} \right) 25 = 167.7 \text{ cm} \end{cases}$$

با توجه به اینکه عبارت 50×50 ، 45×45 می‌باشد، طول تیرایی تأمین نشده، اصیاح به مسدود در تیرها قرار داریم.

پروژه سازه‌های بتن آرمه

طراح: حمید کاظم

استاد: جناب آقای دکتر کرامتی

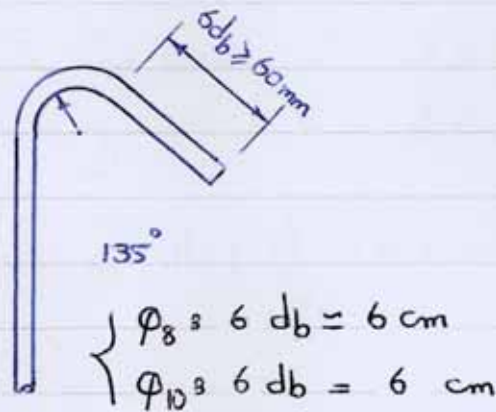
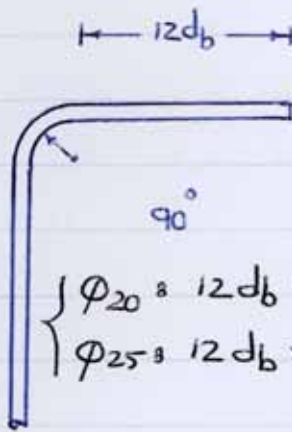
عنوان: محار و وصله آرماتور در ستون‌ها

قلاب‌های استاندارد ۸

طبق بند ۹-۱۸-۲-۲، در این بحث حرکت ارضم‌ها را شرح می‌دهیم. این استاندارد تفسیر می‌شود:

الف) ستون‌ها: قطر اصلی ۸ سانتی‌متر (تویا) به اضافه طول مستقیم برابر حداقل $12d_b$ در انتهای آزاد ستون.

ب) ضاموت‌ها: قطر ۱۳۵ میلی‌متر (جینگ) به اضافه حداقل $6d_b$ طول مستقیم و بی‌کمتر از ۶۰ میلی‌متر در انتهای آزاد ستون.



حداقل قطر خم‌ها ۸

طبق بند ۹-۱۸-۲-۳، حداقل قطر خم‌ها بصورت زیر می‌باشد:

آرماتورهای ستونی

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi_{20} : 6d_b \\ \phi_{25} : 6d_b \end{array} \right.$$

ضاموت‌ها

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi_8 : 4d_b \\ \phi_{10} : 4d_b \end{array} \right.$$

عنوان: محاسبات و وصله آرماتور در ستونها

طول گیرایی میلگردهای کششی - فلائیدار

برای این بند ۹-۱۸-۲-۱-۲، برای چهار میلگردی کششی در سدیله قلاب، انتهای میلگردی خم شده در صورت قلاب در آورده می شود. برای انتقال نیروی $A_b F_y$ از میلگرد در بتن، ایجاد قلاب در تخرابی کافی نیست و باید علاوه بر این طول اضافی مستقیم میلگرد از انتهای آزاد میلگرد تا شروع قلاب در بتن موجود داشته باشد. حداقل این طول اضافی علاوه شتاع قلاب انتهای این علاوه قطر میلگرد، در برابر انتقال نیروی $A_b F_y$ لازم است، «طول گیرایی میلگرد فلائیدار» نامیده می شود.

برای این بند ۹-۱۸-۲-۱-۲، طول گیرایی یک میلگرد فلائیدار در کشش، l_{dh} ، باید حداقل برابر مقدار زیر در نظر گرفته شود. مقدار l_{dh} در هیچ حالت نباید کمتر از $8d_b$ یا $150mm$ اختیار کرد.

$$l_{dh} = \left(0.25 k \beta \lambda \frac{f_y}{\sqrt{f_c}} \right) d_b \geq \text{Max} (150 \text{ mm}, 8d_b)$$

ضریب انحراف میلگرد (β) =	<ul style="list-style-type: none"> 1.5 میلگرد اندود شده با الیوگستر 1.2 سیم میلگردی اندود شده با الیوگستر 1 میلگردی بدون اندود الیوگستر 1.3 بتن سبک 	→ $\beta = 1$
ضریب نوع بتن (λ) =	<ul style="list-style-type: none"> 1 بتن معمولی 0.7 یورش بتن روی قلاب در اندود محدود بر صفت قلاب و یورش در صفت قلاب نه تریتم مساوی یا نیم از 65 و 90 میلی متر 	→ $\lambda = 1$
ضریب k در قلاب خم 135° =	<ul style="list-style-type: none"> 1 سیم عوارز 	→ $k = 0.7$

پروژه سازه‌های بتن آرمه

طراح: حمید کاظم

استاد: جناب آقای دکتر کرامتی

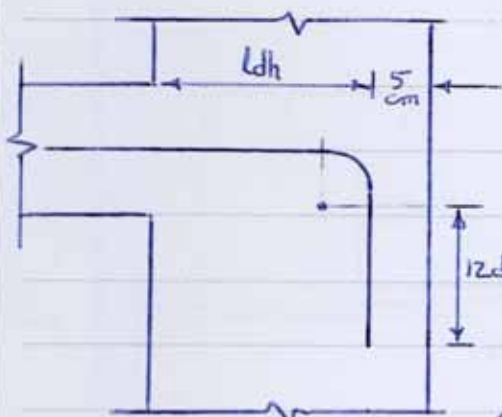
عنوان: محاسبات و وصله آرماتور در تیرها

$$l_{dh}(\Phi 20)_{Min} = (0.25 \times 0.7 \times 1 \times 1 \times \frac{300}{\sqrt{20}}) 20 = 23.5 \text{ cm}$$

$$l_{dh}(\Phi 25)_{Min} = (0.25 \times 0.7 \times 1 \times 1 \times \frac{300}{\sqrt{20}}) 25 = 29.4 \text{ cm}$$

$$l_{dh}(\Phi 20)_{Min} = 23.5 > \text{Max}(15, 8 \times 2) = 16 \text{ cm} \quad \text{O.K.}$$

$$l_{dh}(\Phi 25)_{Min} = 29.4 > \text{Max}(15, 8 \times 2.5) = 20 \text{ cm} \quad \text{O.K.}$$



Column 50x50 :

$$l_{dh} = 50 - 5 = 45 \text{ cm} > l_{dh \text{ min}} \quad \text{O.K.}$$

Column 45x45 :

$$l_{dh} = 45 - 5 = 40 \text{ cm} > l_{dh \text{ min}} \quad \text{O.K.}$$

برای سازه‌های ۹-۱۸-۲-۷-۲، در انتهای غیر محدد که عضو در آنسخت برابر با هر دو طرف است و اگر در انتهای استفاده شده است، در صورتیکه پوشش رستی نوبی سفید در درجه است، با لایه ناسی و عمود بر صفحه قلاب، کمتر از 65 میلیمتر باشد. باید میلگرد در طول تیرایی با ضابوت لایه در فاصله کمتر از 3db از یکدیگر محصور شود.

طول قلاب برابر با عمود لایه 20، 25 در سازه‌های 50x50، 45x45 در سازه‌های بزرگتر باشد.

$$\text{Column } 50 \times 50, \Phi 25 : \text{طول قلاب} = 45 - 4d_b + \frac{1}{4}(2 \times 3.5d_b) + 12d_b = 78.9 \text{ cm}$$

$$\text{Column } 50 \times 50, \Phi 20 : \text{طول قلاب} = 45 - 4d_b + \frac{1}{4}(2 \times 3.5d_b) + 12d_b = 72 \text{ cm}$$

پروژه سازه‌های بتن آرمه

طراح: حمید کاظمی

استاد: جناب آقای دکتر کرامتی

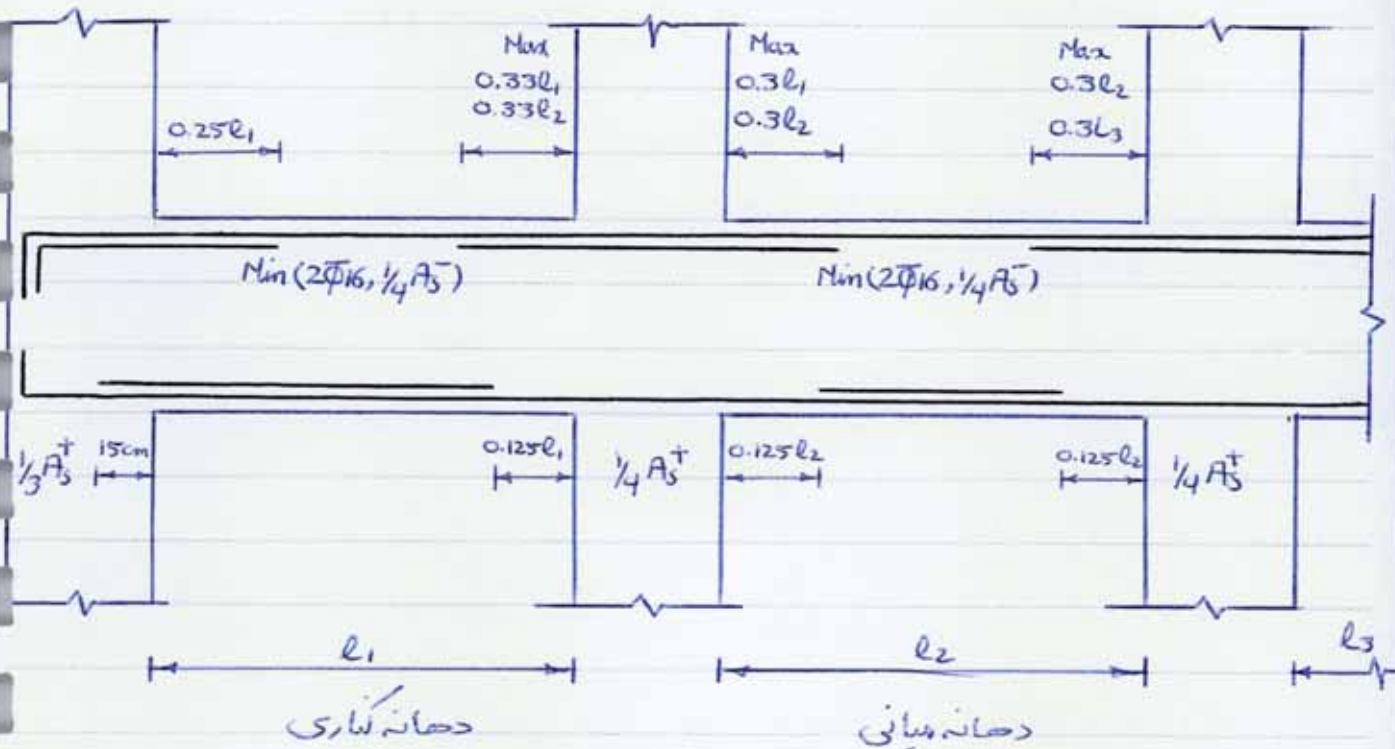
عنوان: محاسبات و وصله آرماتور در ستونها

Column 45×45 , $\Phi 25$, طول تلاب = $40 - 4d_b + \frac{1}{4}(2 \times 3.5d_b) + 12d_b = 73.7 \text{ cm}$

Column 45×45 , $\Phi 20$, طول تلاب = $40 - 4d_b + \frac{1}{4}(2 \times 3.5d_b) + 12d_b = 67 \text{ cm}$

مقادیر داده شده در محاسبات تلاب ها

برای راحتی کار در محاسبات، قطع مسکرتی که جهت استفاده در برش‌ها می‌تواند با بارگذاری محتمل می‌توان از دستورات ساده شده استفاده نمود.



پروژه سازه‌های بتن آرمه

طراح: حمید کاظم

استاد: جناب آقای دکتر کرامتی

عنوان: محار و وصله آرماتور در ستونها

وصله میلگردهای کششی 8

بر اساس بند 9-18-4-2-1، در وصله‌های پوششی طول پوشش باید حداقل برابر با $1.3 l_d$ باشد. تنها در مواردی که در شرط بر روی تصویر توأم تأمین باشد طول پوشش را می‌توان به مقدار l_d کاهش داد.

الف) مقدار آرماتور موجود در ناحیه طول پوشش حداقل به اندازه دو برابر مقدار مورد نیاز باشد.
 ب) حداقل نصف آرماتور موجود در مقطع در ناحیه طول پوشش رصده شوند.
 ج) طول تیرهای میلگرد در کشش است که باید در این شرایط تحت 9-18-2-4 محاسبه شود.
 در محاسبه l_d ضریب اضافه آرماتور وضع بند 9-18-2-8 باید برابر یک منظور شود.
 طول پوشش در هیچ حالت نباید کمتر از 300 mm اختیار شود.

$$\Phi 20 \text{ وصله} = \begin{cases} \text{top} : 1.3 \times 139.5 = 181.35 \text{ cm} \\ \text{bot} : 1.3 \times 107.3 = 139.49 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Phi 25 \text{ وصله} = \begin{cases} \text{top} : 1.3 \times 218 = 283.4 \text{ cm} \\ \text{bot} : 1.3 \times 167.7 = 218.01 \text{ cm} \end{cases}$$

بر عتد آنکه طول وصله زیاد نیست، عدد در محول اکتقاری نسبت به دنبال کم درازن آن به حقیتم به همین منظور به جای فرض $\frac{c+k_{tr}}{d_b} = 1$ به محاسبه حقیتم آن می‌پردازیم.

با فرض $k_{tr} = 0$ به محاسبه $\frac{c}{d_b}$ برابر تیرهای 45×50 ، 35×40 برابر آرماتورهای

20، 25 می‌پردازیم. فاصله کمترین میلگرد از نزدیکترین رول به تیرها
 نصف فاصله کمترین نامرکز میلگردی که در محل قطع یا وصله می‌شود

Min = فاصله کمترین میلگرد (C)

فصل دهم :

ضوابط ویژه طراحی لرزه ای

۹-۲۰-۵) علائم اختصاری

- Ag : سطح مقطع کل قطعه (mm^2)
- Ac : مساحت قسمتی از مقطع که داخل میلگرد دوربج واقع شده است. این مساحت برابر با اندازه ثبت ثابت میلگرد دوربج محاسبه می شود (mm^2)
- Ach : مساحت قسمتی از مقطع که داخل میلگرد عرضی واقع شده است. این مساحت برابر با اندازه ثبت ثابت میلگرد عرضی محاسبه می شود (mm^2)
- Acp : مساحت مقطع بتن یک پایه یا یک قطعه دیوار افقی که در برش مقاومت می کند (mm^2)
- Acv : مساحت خالص مقطع بتن محدد به ضخامت جان و طول مقطع در اندازه ای که نیروی برشی در نظر گرفته می شود (mm^2)
- Aj : حداقل مساحت مقطع داخلی اتصال در صفحه ای به موازات محور آرماتوری که در اتصال ایجاد برش می کند (mm^2)
- عقد این مقطع برابر عمق کلی مقطع بتن است. در مواردی که تیر اصلی به تکیه گاه یا بنیای بسته اتصال می یابد عرض موثر اتصال کوچکتر از دو مقدار زیر است :
الف) عرض تیر به اضافه عقد کل مقطع اتصال
ب) در برابر کوچکترین فاصله محور تیر از برستون در جهت عمود بر محور تیر
- Ash : سطح مقطع کل آرماتور عرضی ، با احتساب رگامی جای تک تانه ای ، در فاصله S در اندازه عمود بر لحد h_c (mm^2)
- Av : سطح مقطع کل آرماتور برشی در فاصله S در اندازه عمود بر محور طولی عضو (mm^2)
- Avd : سطح مقطع میلگرد لای قطری (mm^2)
- b : پهنای بال موثر فاری (mm)
- d : ارتفاع موثر مقطع (mm)
- f_{bd} : مقاومت پیوستگی مبنای بتن (MPa)
- f_c : مقاومت فشاری مشخصه بتن (MPa)
- f_y : مقاومت مشخصه فولاد (f_{yk}) ، (MPa) که برای محصل صرف k صرف شده است.
- h_c : لحد مقطع بتن (محور تا محور میلگرد لای محصور شده) (mm)
- h_w : ارتفاع کل دیوار یا دایا فرگم ، ارتفاع قطعه ای از دیوار یا دایا فرگم (mm)
- l_d : طول تیرابی میلگرد مستقیم (mm)

- 8 l_{dh} : طول تیرابی مسلک در فلانبار (mm)
- 9 l_0 : طول ناصیه بحرانی که در آن باید آرمانا عرضی در تیر یکجا برده شود (mm)
- 10 l_w : طول دیوار (mm)
- 11 M_c : ممان در بند ۹-۲۰-۴-۲-۴-۱ رصوع شود (N.mm)
- 12 M_g : ممان در بند ۹-۲۰-۴-۲-۴-۱ رصوع شود (N.mm)
- 13 M_n : ممان خمشی مقاوم اینس، در بند ۹-۲۰-۲-۱ رصوع شود (N.mm)
- 14 M_{pr} : ممان خمشی مقاوم کامل (N.mm)
- 15 M_r : ممان خمشی مقاوم مقطع (N.mm)
- 16 N_u : نیروی محوری برنامی در مقطع (N)
- 17 s : فاصله بین سفته های مسلک در حای عرضی در امتداد محور طولی عنصر (mm)
- 18 V_r : نیروی برشی مقاوم مقطع (N)
- 19 V_u : نیروی برشی برنامی در مقطع (N)
- 20 σ_c : مقاومت برشی بتن ($\sigma_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c}$) (MPa)
- 21 c : در بند ۹-۲۰-۴-۲-۵ براصه شود
- 22 ϕ_c : ضریب خرابی ایمنی بتن (0.65)
- 23 ϕ_s : ضریب خرابی ایمنی فولاد (0.85)
- 24 ϕ_n : ضریب اصلاحی مقاومت
- 25 ρ_s : نسبت حجم مسلک در دربیچ در حجم بتن محصور شده که از نسبت تانسیت مسلک در دربیچ اندازه گیری شود
- 26 ρ_v : نسبت مسلک در قائم بر صفحه برشی A_{cv} به سطح A_v
- 27 ρ_n : نسبت مسلک در قائم بر صفحه ای عمود بر صفحه برشی A_{cv}

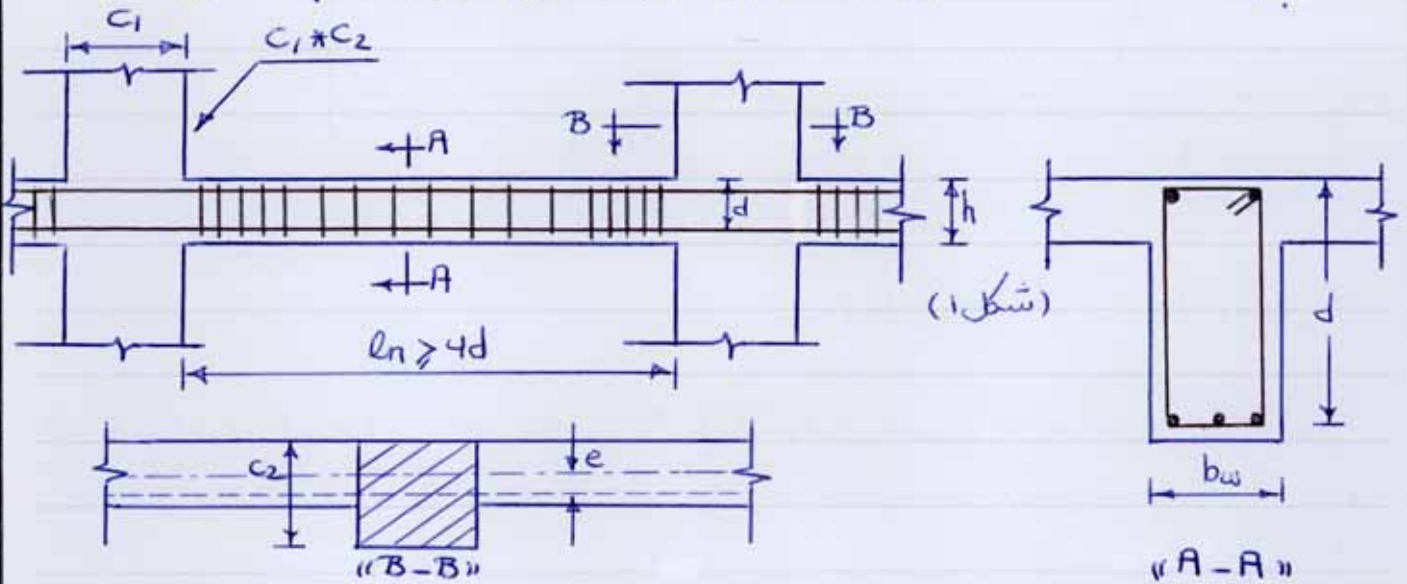
۹-۲۰-۴) ضوابط سازه‌ای باشکلی پذیرد زیاد (خمشی و غیره)

* ۹-۲۰-۴-۱) اعضای تحت خمشی رقاب له ($N_u \leq 0.15 \phi_c f_c A_g$)

۹-۲۰-۴-۱-۱) محدودیت‌های خمشی

۹-۲۰-۴-۱-۱-۱) در اعضای خمشی رقاب لها

- الف) * تیر عمیق نباشد *
 ب) $d \leq \frac{1}{4} l_n$ (طول دهانه آزاد)
 ب) عرض مقطع $b_w \geq \text{Max}(0.3h, 250 \text{ mm})$
 ب) $b_w \leq \text{Min}(c_2 + 0.75h, c_2 + 0.25c_1)$



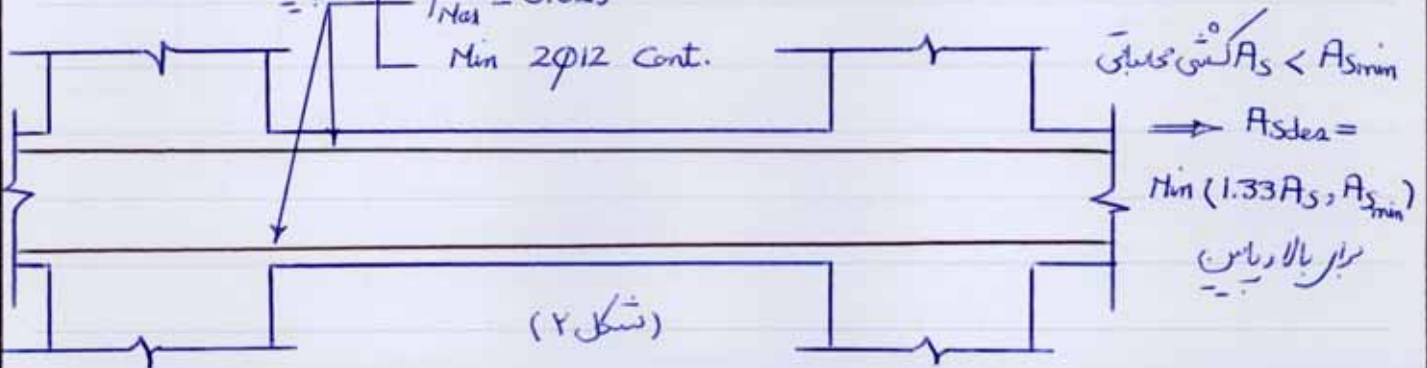
۹-۲۰-۴-۱-۱-۲)

$e \leq c_2/4$ برین محوری

۹-۲۰-۴-۱-۲) آرماتورطوبی

۹-۲۰-۴-۱-۲-۱)

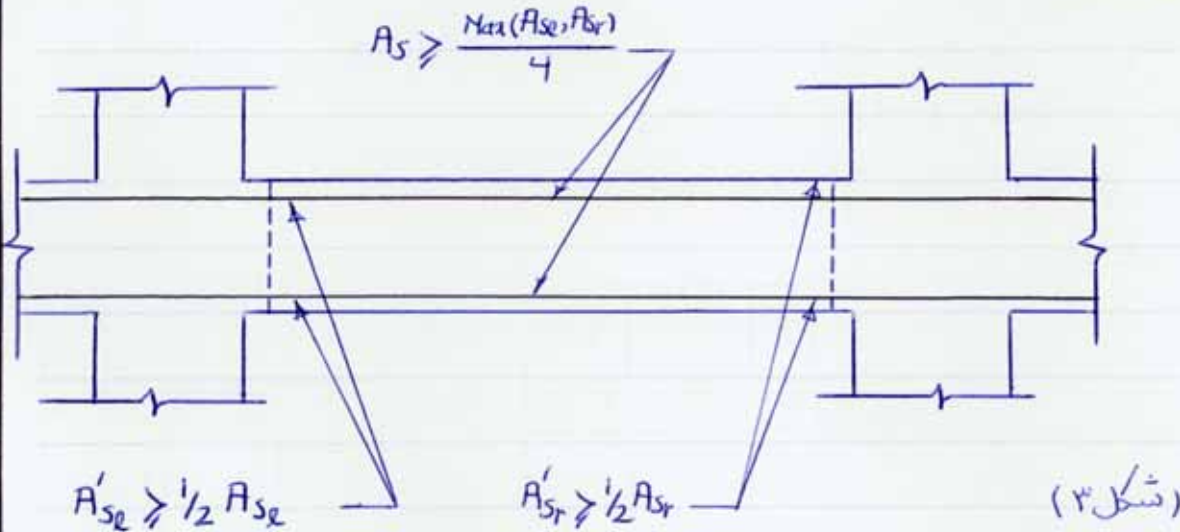
بالا و پایین
 $\rho_{min} = \text{Max}\left(\frac{1.4}{f_y}, \frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y}\right)$
 $\rho_{max} = 0.025$
 Min 2φ12 Cont.



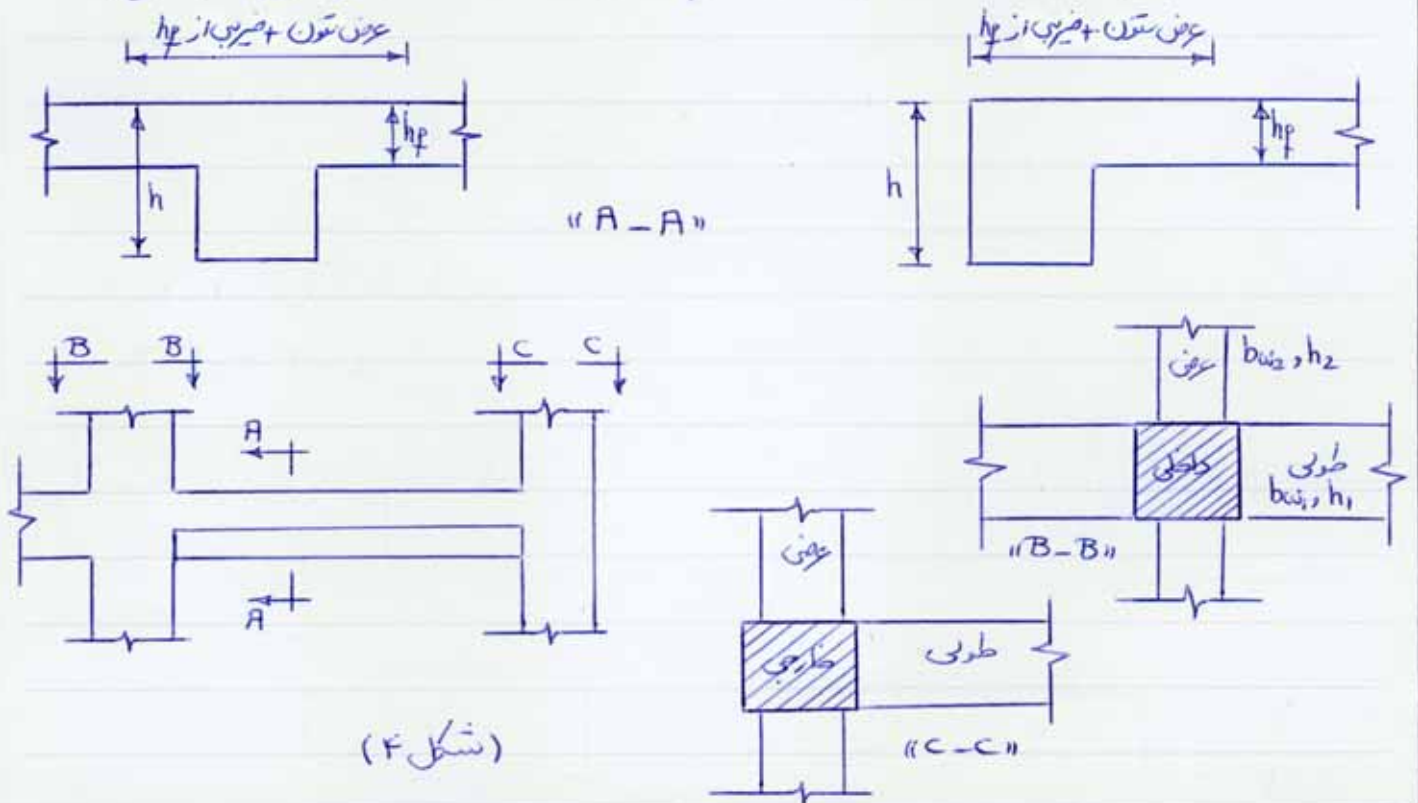
۹-۲۰-۴-۱-۲-۲) در تکیه گاه های عضو خمشی در هر مقطع با امکان مفصل پلاستیک

$A_s \geq \frac{1}{2} A'_s$ (کشی) $A'_s \geq \frac{1}{2} A_s$ (فشاری)

۹-۲۰-۴-۱-۲-۳)



۹-۲۰-۴-۱-۲-۴) در اعضای خمشی T یا L که با دال بصورت یکپارچه اجرا می گردد، مقدار آرماتور که در ستون های می توان برای خمش موثر در نظر گرفت (علاوه بر مقدار واقع در جان تیر) 8



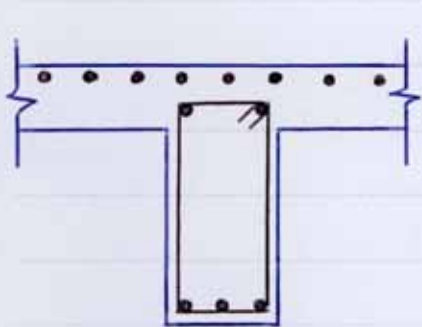
الف) ستون‌های داخلی

از برینتون

$$\left. \begin{array}{l} \text{مقدار آرماتور دال که در} \\ \text{برینتون می‌توان برای} \\ \text{حتمن موثر در نظر گرفت} \end{array} \right\} = \begin{cases} b_{w1}, h_1 \cong b_{w2}, h_2 \rightarrow 2 \times 4hp + \text{عض ستون} \\ \text{تیر عرضی موجودیت} \rightarrow 2 \times 2.5hp + \text{عض ستون} \end{cases}$$

پ) ستون‌های خارجی

$$\left. \begin{array}{l} \text{مقدار آرماتور دال که در} \\ \text{برینتون می‌توان برای} \\ \text{حتمن موثر در نظر گرفت} \end{array} \right\} = \begin{cases} b_{w1}, h_1 \cong b_{w2}, h_2 \rightarrow 2 \times 2hp + \text{عض ستون} \\ \text{تیر عرضی موجودیت} \rightarrow \text{عض ستون} \end{cases}$$



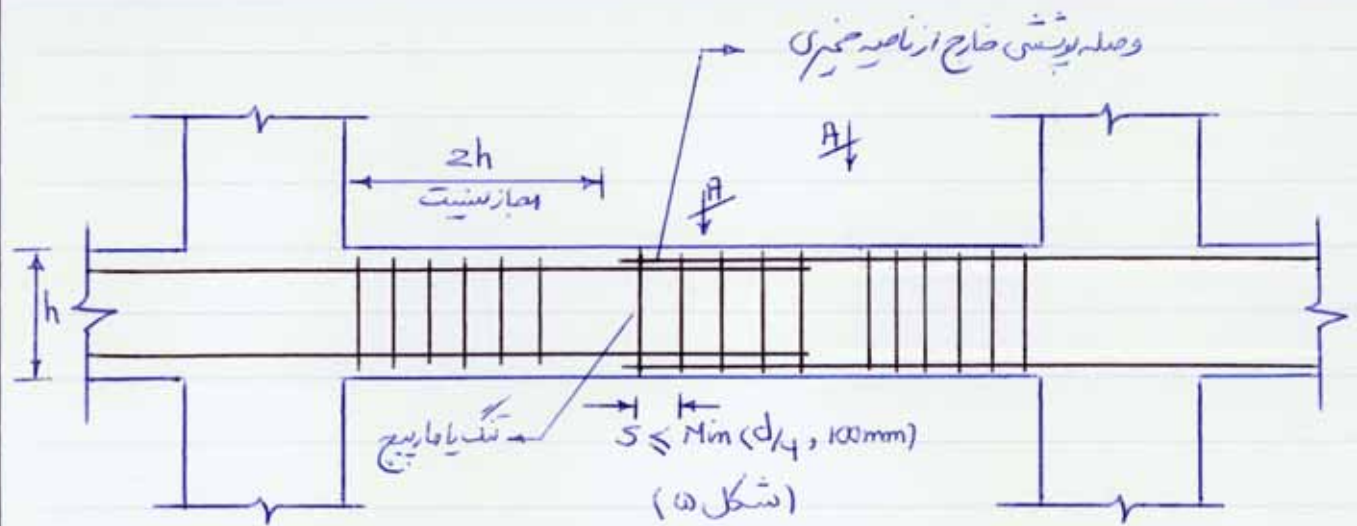
ث) در تمامی حالات حداقل ۷۵٪ آرماتور فوقانی و تحتانی که ظرفیت خمشی مورد لزوم را تأمین می‌کند باید از ناحیه صحنه ستون عبور کند و یا در آن مهار شوند.
صحنه ستون: مقطع ستون بدون در نظر گرفتن پوشش (تیر به تیر) آرماتور عرضی

- ۹-۲۰-۴-۱-۲-۵) استفاده از وصله پوششی در شرایط مجاز است و
- * در تمام طول وصله آرماتور عرضی از نوع تنگ یا در بیج موصود باشد
- * $s \leq \min(100\text{mm}, d/4)$ فاصله تنگ‌ها
- ۹-۲۰-۴-۱-۲-۶) استفاده از وصله پوششی در شرایط مجاز نیست و

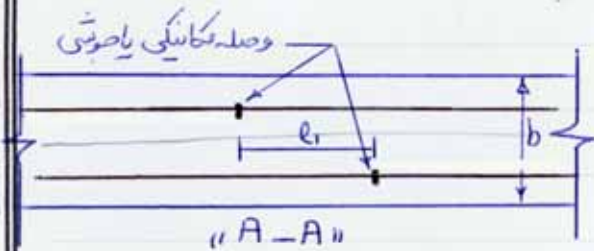
الف) اتصال تیر به ستون

ب) فاصله $2h$ از بریکه تا

پ) محلی که امکان تشکیل مفاصل پلاستیک در اثر تغییر مکان جانبی غیر الاستیک قاب وجود دارد.



۷-۲-۱-۴-۲۰-۹ (وصله های یوشی یا مکانیکی مطابق ۷-۱-۴-۱۸-۹، ۶-۱-۴-۱۸-۹ در شرایط مجاز هستند)



* وصله منگردد در هر سفره بصورت یک در میان باشد
 $l_1 > 600 \text{ mm}$ *

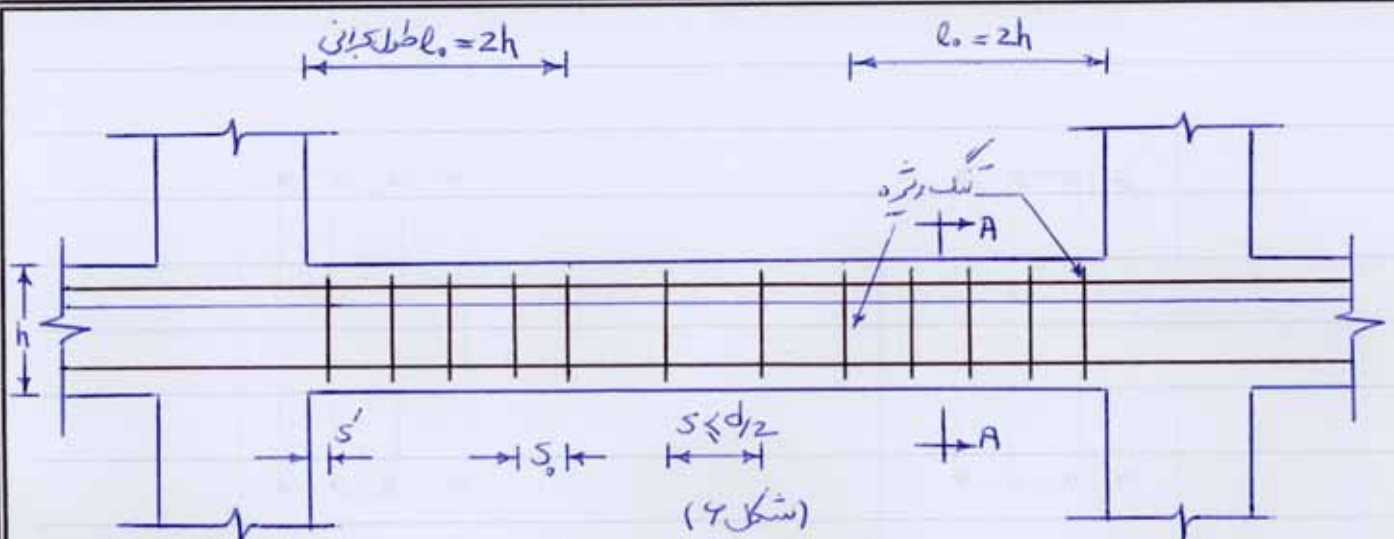
۳-۱-۴-۲۰-۹ (آرماتور عرضی)

۱-۳-۱-۴-۲۰-۹ طول قسمت های کمرانی به شرح زیر می باشد:

- الف) دو برابر ارتفاع مقطع از بر به سمت وسط ($2h$)
- ب) دو برابر ارتفاع مقطع در قسمت مقطعی که امکان تکمیل معضل بلاستیک در آن تعمیر مکان مناسبی غیرالاستیک قابل وجود دارد
- پ) در طولی که در آن برای تأمین ظرفیت خمشی به منگردد نیاز است.

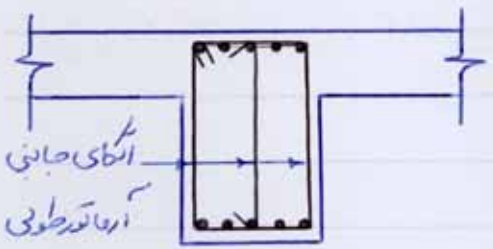
۲-۳-۱-۴-۲۰-۹ ضوابط تنگ های دتره و فواصل آن که (مگر آنده طراحی برای تیرش نیاز به آرماتور بستری داشته باشد):

- الف) $\phi_w \geq 8 \text{ mm}$ (قطر ضوابط تنگ)
- ب) $S_0 \leq \text{Min}(d/4, 8(\phi_w)_{\text{Min}}, 24\phi_w, 300 \text{ mm})$
- پ) $S < 50 \text{ mm}$ فاصله اولین تنگ از تکیه گاه



فاصله ضاموت کے درناصیہ بہرہون از ناصیہ کربانی از ضوابط فصل ۹-۱۲ و بند ۹-۲۰-۴-۱-۳-۴ قابل استخراج اند.

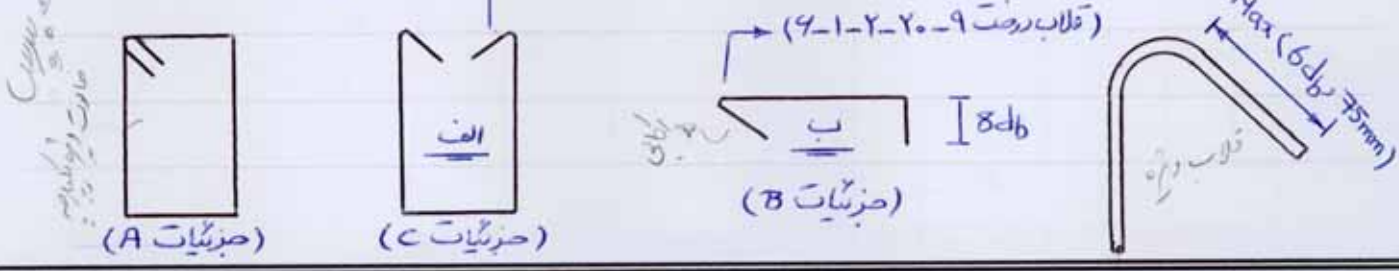
گفتہ اند اور چونکہ نوسہ تیرہ کار دترہ (۹-۲۰-۴-۱-۳-۴) $s \leq d/2$ در طول کربانی مسلک دھای طوبی در محیط مقطع باید دارای تیرہ گاہ بعضی باشند.



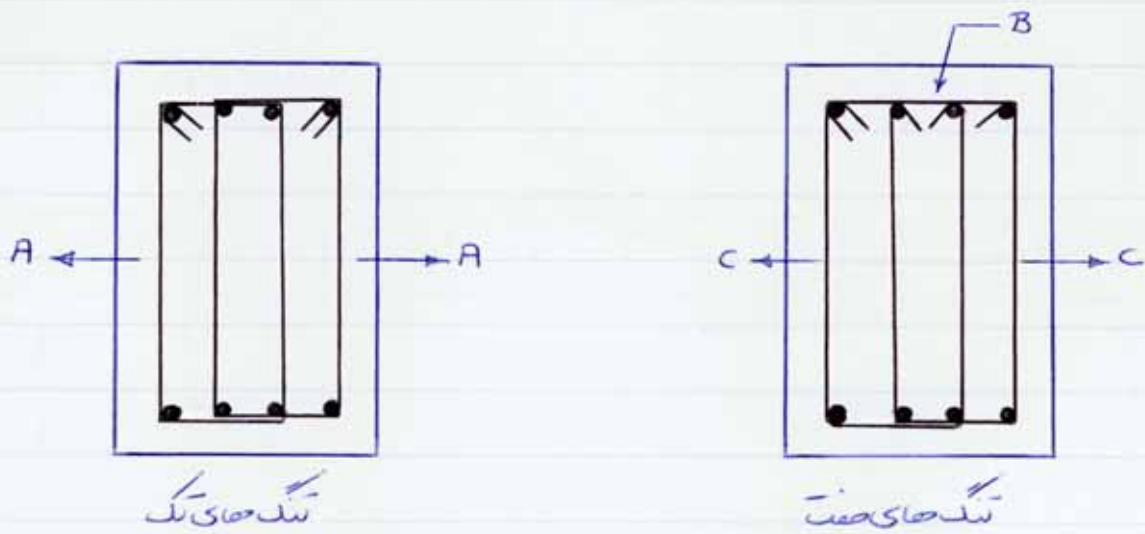
۹-۲۰-۴-۱-۳-۴) در ناصیہ ای بہرہون از ناصیہ کربانی
 * ضاموت کے در دواتھا قلاب و تیرہ دارند
 * $s \leq d/2$ فاصلہ ضاموت کے

«A-A»

۹-۲۰-۴-۱-۳-۵) تیرہ دھای و تیرہ در اعضای خمشی را می توان با در قطعه مسلک در ضاموت الف) یک مسلک در ہ شکل ل کہ در دواتھا دارای قلاب و تیرہ باشند (قلاب و تیرہ قلابی است با ضم حداقل ۱۳۵ درصہ با انتھای مستقیم بہ طول حداقل کا برابر قطر مسلک در یا ۷۵mm کہ این قلاب باید مسلک در کی طوبی را در بر سر دواتھا ای ان بہ سمت داخل ضاموت بمقابل باشند) ب) مسلک در دترہ ہ شکل قلاب در صفت نہ با مسلک در صالت "الف" یک تیرہ تیرہ تکلیل در صفت ۹۰ درصہ قلاب دھای در صفت فتوالی نہ یک مسلک در طوبی را در بر می سیرند باید بصورت کلی در میان در در سمت عضو خمشی قرار داده شوند (صیانیہ عضو خمشی بصورت ل (عضو برہنی) بود ضم ۹۰ را می توان بہ سمت داخل انداخت) (قلاب و تیرہ ۹-۲۰-۴-۱-۳-۵)



ضاموت دترہ ضاموت دھای B+C =
 ضاموت دترہ تیرہ دھای A =



(شکل ۷)

* ۹-۲۰-۴-۲) اعضای تحت اثر ترمیم فشار و خمش در قاب‌ها $(N_u > 0.15 \phi_c f_c A_g)$

۱-۲-۴-۲۰-۹) محدودیت‌های هندسی

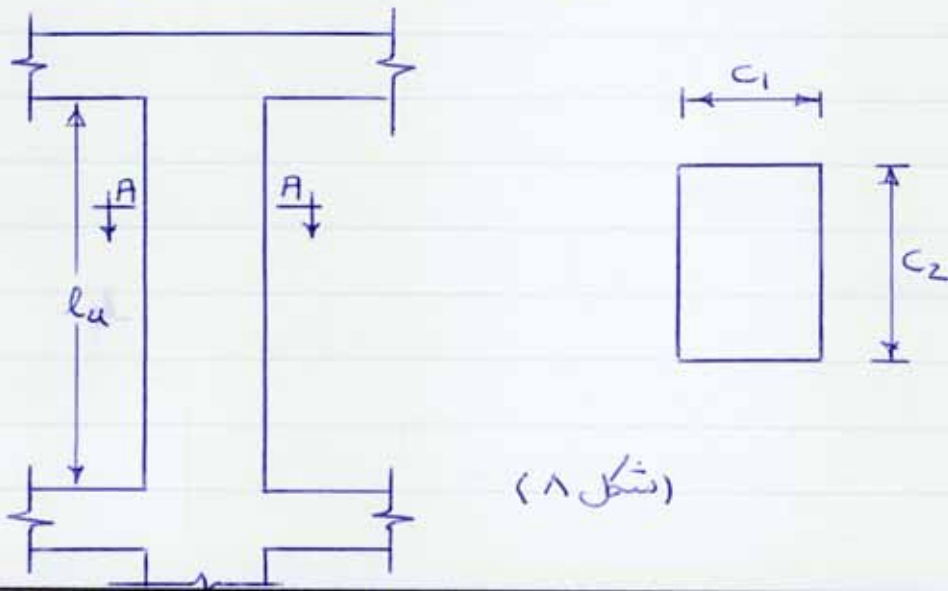
۱-۱-۲-۴-۲۰-۹) در این اعضا محدودیت‌های زیر باید اعمال گردد

الف) در صورتیکه عضو دارای الجار c_1 و c_2 باشد

$$\text{if } c_1 < c_2 \rightarrow c_1 \geq \text{Max}(0.4c_2, 300 \text{ mm})$$

ب) در صورتیکه l_u طول آزاد عضو (فاصله روی عضو خمشی یا بین ترازهای عضو خمشی بالا) باشد

$$l_u/c_1 \leq \begin{cases} 16 & \text{لنگر خمشی در دو انتها که عضو در درازت ضم می‌کند (انتخاب روطنه)} \\ 10 & \text{اعضای طرده‌ای (مثل جراب‌آل)} \end{cases}$$



(شکل ۸)

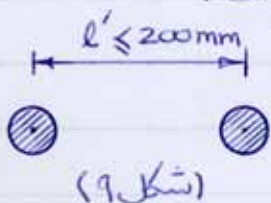
۹-۲۰-۴-۲-۲) آرما توری طولی

۹-۲۰-۴-۲-۲-۱) در جد آرما توری طولی به قرار زیر است.

$$0.01 \leq \rho_g \leq 0.06$$

محدودیت صدکتر باید در محل وصله که نیز رعایت گردد.

۹-۲۰-۴-۲-۲-۲) فاصله محوره محوره میلگردی طولی به قرار زیر است.



(شکل ۹)

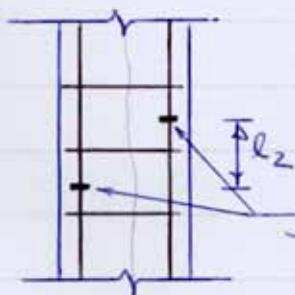
محدودیت های دیگر فاصله میلگرد از بند ۹-۱۱-۱۱-۱

استخراج گردد.

۹-۲۰-۴-۲-۲-۳) استفاده از وصله یوتیشی در میلگردی طولی فقط در نیمه میانی طول ستون مجاز است. طول یوتیشی وصله که باید برای وصله های گشتی (بند ۹-۱۸-۴-۲ و ۹-۱۸-۴-۲) در نظر گرفت

۹-۲۰-۴-۲-۲-۴) در صورتی که در هر مقطع از ستون، میلگردی طولی به صورت صدکتر یک در میان وصله شوند محل وصله های نباید در هر سمت از ستون بجز موارد زیر در نظر گرفته شود
 الف) در طول معضل یلاستیک
 ب) در مجاورت اتصال تیر به ستون

۹-۲۰-۴-۲-۲-۵) وصله های صوتی و مکانیکی مطابق بند ۹-۱۸-۴-۱-۶، ۹-۱۸-۴-۱-۷ در شمش اطراف در مجاز هستند



(شکل ۱۰)

* وصله میلگرد صادر مقطع بصورت یک در میان باشد
 * $l_2 \geq 600 \text{ mm}$

وصله مکانیکی یا صوتی

۹-۲۰-۴-۲-۳) آرما توری عرضی

۹-۲۰-۴-۲-۳-۱) در ستون ها سمت های از دو انتهای طول l_e ناصیه کمرانی اند که آرما توری عرضی ویژه لازم دارند. طول l_e دارای شمش اطراف است.

- الف) $l_0 \geq \frac{1}{6} l_u$ در ارتفاع آزاد
 - ب) $l_0 \geq \text{Max}(C_1, C_2)$ یا D D قطر مقطع دایره‌ای
 - پ) $l_0 \geq 450 \text{ mm}$
- $\Rightarrow l_0 \geq$ (پ، ب، الف)

۹-۲۰-۴-۲-۳ (مقدار آرمانتور عرضی لازم در ناحیه بحرانی بر اساس ضوابط زیر تعیین می‌گردد)

الف) در ستون‌های با مقطع دایره‌ای نسبت حجمی آرمانتور در بریج (تنگ طوقی) به صورت زیر می‌باشد:

$$\rho_s = \text{Max} \left(0.12 \frac{f_c}{f_{yh}}, 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c}{f_{yh}} \right)$$

ب) در ستون‌های متصلی سطح مقطع کل تنگ‌های دایره در هر مقطع در صورت زیر می‌باشد:

$$A_{sh} = \text{Max} \left(0.3 \left(S \cdot h_c + \frac{f_c}{f_{yh}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right), 0.09 S \cdot h_c + \frac{f_c}{f_{yh}} \right)$$

۹-۲۰-۴-۲-۳ (در ستون‌هایی که مقاومت حتمه ستون به تنهایی ضوابطی بارهای وارده از جمله زلزله می‌باشد نیازی به کنترل روابط دم‌و اول ρ_s و A_{sh} نمی‌باشد (به ترتیب))

۹-۲۰-۴-۲-۳ (۴-۳-۲-۴-۲۰-۹)

قطر سنگ‌ریزه‌های عرضی ناحیه بحرانی بصورت زیر می‌باشد:

$$(\phi_w)_0 \geq 8 \text{ mm}$$

فاصله سنگ‌ریزه‌های عرضی ناحیه بحرانی بصورت زیر می‌باشد:

$$S_s \leq \text{Min} \left(\frac{\text{Min}(C_1, C_2)}{4}, 6(\phi_e)_{\text{Min}}, 125 \text{ mm} \right)$$

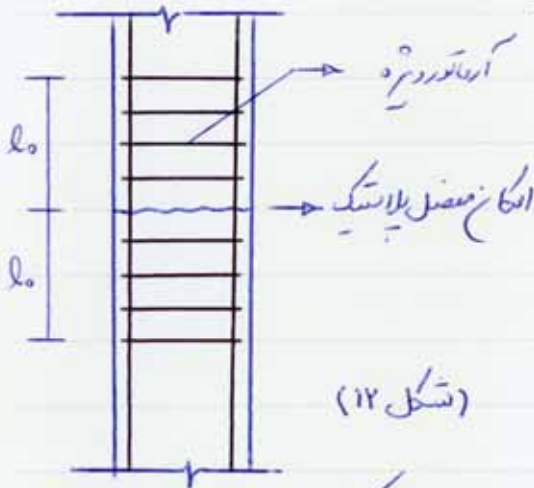
۹-۲۰-۴-۲-۳-۵ (آرمانتور عرضی در ناحیه بحرانی به صورت‌های زیر قابل اجراء است):

الف) تنگ‌های وشره یکبارجه (تنگ‌وشره طبق بند ۹-۲۰-۱-۱۳، خاموشی است نسبت به مشکل از یک یا چند سنگ‌ریزه که حرکت از آن صادر در انتها به قلاب وشره (۹-۲۰-۱-۱۸) ختم شده باشد. تنگ‌وشره می‌تواند بصورت در بریج باشد و در در انتها به قلاب وشره ختم شود)

ب) تنگ‌های وشره صید قطعه‌ای که با هم دیگر پوشش دارند

پ) سنگ‌ریزه‌های یکبارجه با قطر و فاصله مشابه تنگ‌ها که دارای خم 90° در یک انتها هستند. هر دو انتهای سنگ‌ریزه‌های یکبارجه در بر سر سریده تک سنگ‌ریزه‌ای باشد و محل خم 90° آن باید در انتهای سنگ‌ریزه

۹-۲۰-۴-۲-۳-۷) در عضو لای که برابر تقعر فلکس جانبی عنبر الاستیک قلاب در هر مقطع غیر از مقاطع انتهایی امکان شکل مفصل پلاستیک محدود داشته باشد در هر سمت آن مقطع طولی به اندازه l_0 ناصب بحرانی تلقی شده و آستیاخ به مقدار عرضی ویژه دارد.



* اگر نیرو در قسمتی از عضو باشد یا هم چنین اتفاق می افتد.

(شکل ۱۲)

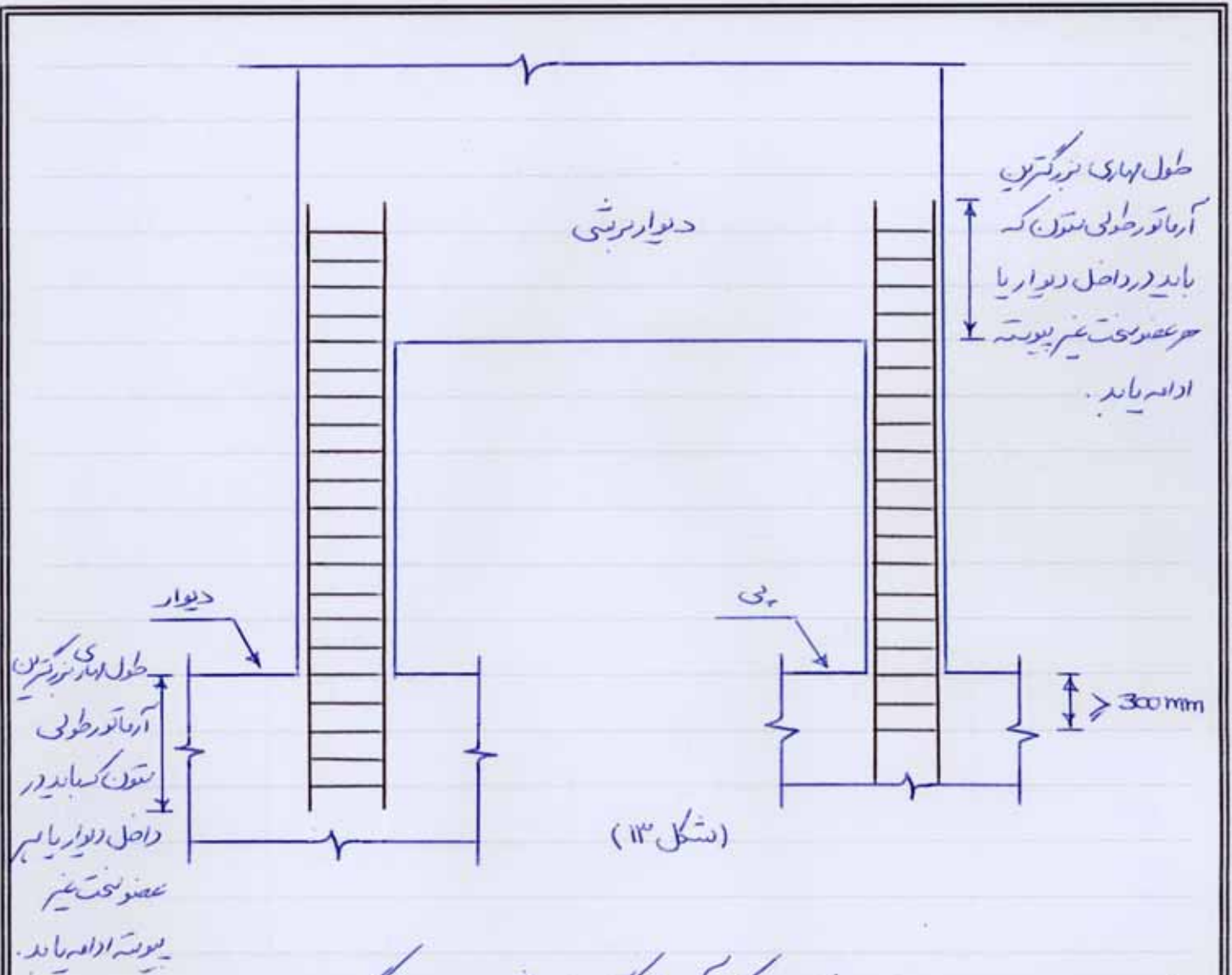
۹-۲۰-۴-۲-۳-۸) در عضو لای که بار اعضای با هم نمی تواند تحمل می کند (عضو لای و اتصالی در زیر دیوار بین آرد)

- الف) در تمام طول عضو باید آرمانتور گذاری عرضی ویژه اجرا گردد
- ب) آرمانتور طولی عضو اندازه طول تیرایی در داخل دیوار ادامه می یابد به باید آرمانتور گذاری عرضی ویژه بودن صورت گیرد
- پ) ضابطه ادامه آرمانتور گذاری عرضی ویژه در دیوار، در مورد عضو لای روی دیوار هم باید رعایت شوند

۹-۲۰-۴-۲-۳-۹) برای عضو لای که قسمتی از ارتفاع ستون یا کلبه دیوار تکی گرفته شده است، در تمام قسمت آرد عضو باید آرمانتور گذاری ویژه اجرا گردد.

۹-۲۰-۴-۲-۳-۱۰) در محل اتصال عضو به ستون

$$\text{طول مناسب برای آرمانتور گذاری عرضی ویژه} > 300 \text{ mm}$$



۹-۲-۴-۳-۱۱) در ناصبه ای که آرماتورگذاری ویژه احصا نمی گردد و
الف) قطر آرماتور عرضی بصورت در پیچ یا تنگ ویژه بصورت زیر است:

$$\phi_{ws} \geq 8 \text{ mm}$$

ب) فاصله سرفه های این ستون در پیچ باید بر اساس نیاز طراحی باشد و ضوابط زیر محکم رعایت گردد و
 $S \leq \text{Min} (\frac{1}{2} \text{Min} (c_1, c_2), \frac{1}{2} D, 6\phi_s, 200 \text{ mm})$

۹-۲-۴-۳-۱۱) حداقل مقاومت خمشی ستون در

* طبق بند ۹-۲-۴-۳-۱۱-۸ ستون خمشی مقاوم محتمل (M_{pr}) ، برابری با ستون خمشی مقاوم با فرض
 $\phi_c = \phi_s = 1$ ، $f_s = 1.25 f_y$

$$M_{pr} (f_s = 1.25 f_y, \phi_c = \phi_s = 1) > M_r (f_s = f_y, \phi_c = 0.65, \phi_s = 0.85)$$

$$M_n (f_s = f_y, \phi_s = \phi_c = 1)$$

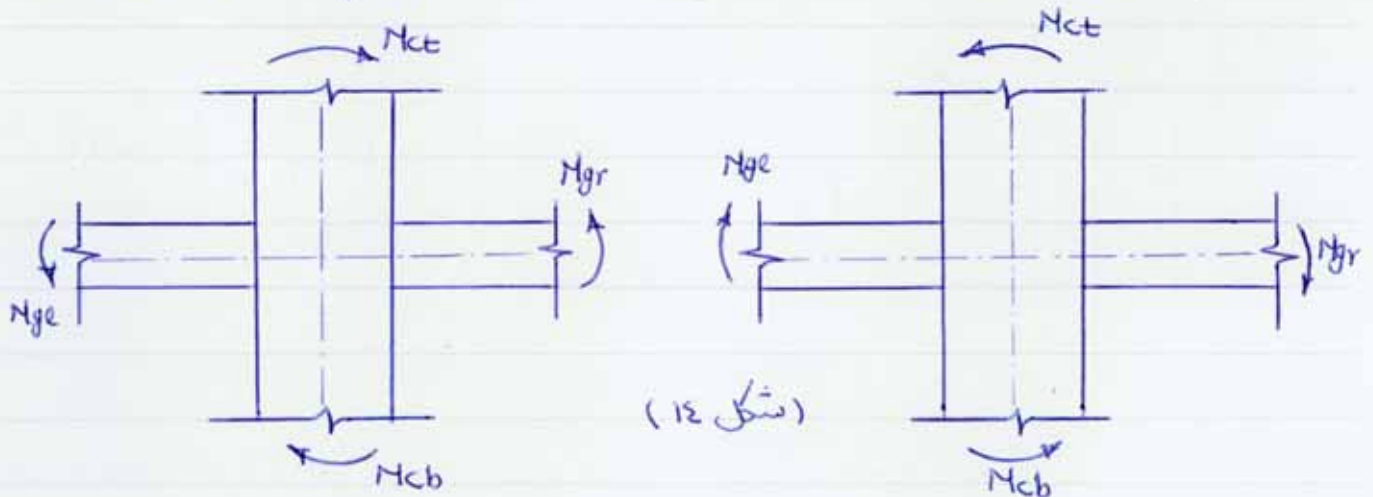
۹-۲۰-۴-۲-۴-۱) در تمامی اتصالات تیر به ستون که به ستون‌های بر جز موارد در بند بعدی، لنگرهای خمشی مقاوم ستون‌ها باید در رابطه زیر صدق کنند:

$$\sum M_c \geq 1.2 \sum M_g \quad (۹-۲۰-۴)$$

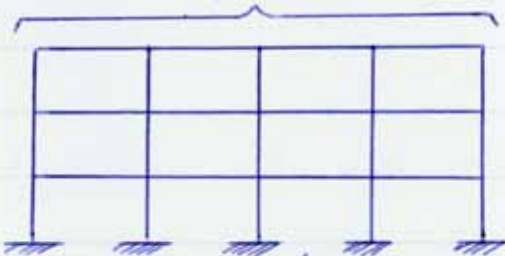
$\sum M_c$: مجموع لنگرهای مقاوم خمشی ستون‌ها در بالا و پایین اتصال که در مرکز اتصال محاسبه شده باشند. لنگرهای مقاوم خمشی ستون‌ها باید تیرهای نامساعدترین حالت بارگذاری در جهت بارگذاری جانبی مورد نظر، که کمترین مقدار لنگر در جهت ردیف واحد می‌باشد شوند.

$\sum M_g$: مجموع لنگرهای مقاوم خمشی تیرها در سمت اتصال است که در مرکز اتصال محاسبه شده‌اند. (بزرگ‌ترین لنگر برای بیشترین نیرو در محوری در ستون‌ها)

* لنگرهای ستون‌ها در رابطه بالا باید در جهت مخالف لنگرهای تیر‌ها باشند.
* رابطه بالا باید در صورتی که لنگرهای خمشی تیرها در جهت در صفحه قائم قابل عمل نماید برقرار باشد.



۹-۲۰-۴-۲-۴-۲) ضایحه تعداد ستون‌های موجود در یک قاب کمتر از ۴ عدد باشد از هر چهار ستون یک ستون می‌تواند رابطه بالا را ارضا نکند. تعداد ستون قاب < 4

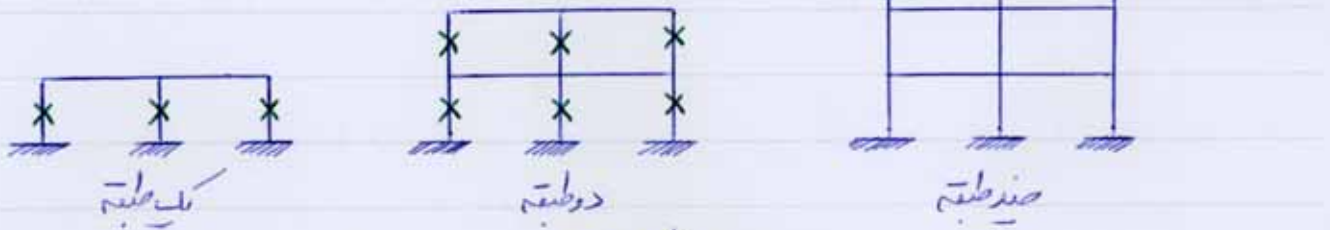


(شکل ۱۵)

۹-۲۰-۴-۲-۴-۳) ستون‌های قاب‌های یک و دو طبقه و نیز ستون‌های طبقه آخر در قاب‌های چند طبقه می‌توانند رابطه بالا را ارضا نکنند (این ستون‌ها باید ضابطه بند ۹-۲۰-۴-۲-۴-۱ را ارضا کنند ولی مشمول بند ۹-۲۰-۴-۲-۴-۵ نمی‌شوند)



ساختارهای عضو ویژه در تمام طول احراز شود.



(شکل ۱۲)

۹-۲-۴-۲-۴-۲ (ضایحه ستونی رابط) (۹-۲-۵) را ارضا کنند، باید در تمام طول دارای سگردگی عرضی ویژه مطابق با بند ۹-۲-۴-۲ تا ۹-۲-۴-۲-۳ باشد.

۹-۲-۴-۲-۴-۲ (ضایحه در ستونی $1.2 \sum M_g \nless \sum M_c$ باید از کمک آن به سختی جانبی و مقاومت سازه در مقابل بار جانبی رزگ صرف نظر شود این ستون باید صفاً موانع بند ۹-۲-۴-۲ (اعضای از قاب که برای تحمل نیروی رزگ طراحی نمی شوند) را تأمین نمایند.

*** ۹-۲-۴-۳ دیوارهای سازه ای، دیافراگم ها و ضراب ها**

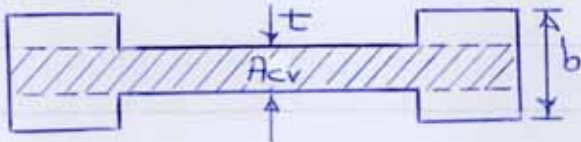
۹-۲-۴-۳-۱ محدودیت های محدودیتی

۹-۲-۴-۳-۱-۱ دیوارهای سازه ای شامل محدودیت های زیر می شوند

الف) $t \geq 150 \text{ mm}$ ضخامت دیوار

ب) $b \geq 300 \text{ mm}$ عرض عضو مرزی

(شکل ۱۷)



طبق بند ۹-۲-۴-۳-۱-۲ اجزای مرزی اجزایی در امتداد لبه دیوار یا دیافراگم حاصل شده با ارتداد - لبه ای طولی عرضی تقویت شده باشند. این اجزا می توانند هم ضخامت دیوار یا دیافراگم را داشته باشند و نیز آن لبه باشند. در صورت لزوم می توان در لبه ای باز شو در دیوارها یا دیافراگم لبه نیز از اجزای مرزی استفاده نمود.

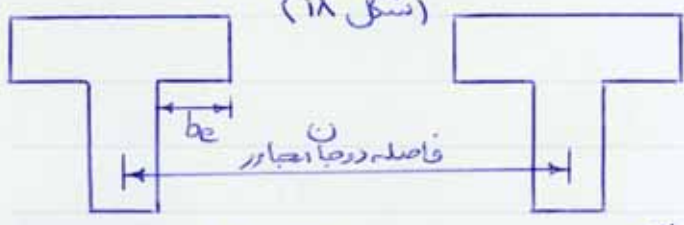
۹-۲۰-۴-۳-۱-۲) در دیوارهای سازه‌ای باید با صد امکان از ایجاد بازشویی نزدیک خودداری کرد. در غیر این صورت موقتاً صدسی آن‌ها باید طوری در نظر گرفته شود که دیوار بتواند بصورت دیوار محسبه عمل نماید.

اگر این حالت تأمین نشد (عمد در بصورت دیوار محسبه) باید به کمک حثیل دقیق یا آزمون‌های مناسب اثر وجود بازشو در عمکرد دیوار بررسی گردد.

طبق بند ۹-۲۰-۲-۱-۱۷، دیوار محسبه از دیوار صید دیوار برشی که با تیرهای یا شکل پذیری زیاد در حتم متصل شده‌اند تشکیل یافته است.

۹-۲۰-۴-۳-۱-۳) در دیوارهای حبابی به بازشویی با انبار بزرگ در آن‌ها وجود دارد. شکل و موقتاً بازشو نباید روی سختی جانبی دیوارهای اثر تقسین گنده داشته باشد. رفتار دیوارهای حبابی باید با فرض‌های حثیل در ارتباط با درجه صلست آن‌ها مطابق داشته باشد.

۹-۲۰-۴-۳-۱-۴) در طراحی دیوارهای با مقطع L، عرض فوتر بال (اندازه‌گیری شده از برین) در صورتی باید بصورت زیر باشد:



- الف) (فاصله درجا انبار) $be \leq \frac{1}{2}$
- ب) (ارتفاع کل دیوار) $be \leq \frac{1}{10}$

۹-۲۰-۴-۳-۱-۵) صخامت دیوارهای حبابی بتن آرمه درجا، دال‌های تنی برده تیرهای فولادی، قطعات بتن آرمه پس ساخته که بصورت مرکب عمل نموده و از آن‌ها به عنوان دیوارهای تیرهای انتقال و توریج نیروی زلزله استفاده می‌شود بصورت زیر می‌باشد:

صخامت $\geq 50 \text{ mm}$

۹-۲۰-۴-۳-۱-۶) دال‌های بتن آرمه که روی کف‌های مرکب از قطعات پس ساخته رکنه می‌شوند را می‌توان به عنوان دیوارهای منظور کرد مشروط بر آنکه:

- الف) الصالات این دال‌ها به دستک‌ها، طلاف‌ها، حثج گنده‌ها، سیستم‌های معادیم صیلان طراحی گردند که قادر به انتقال نیروهای وارده باشند.
- ب) سطوح تن‌های پس ساخته در محل اتصال با دال‌های بتن آرمه درجا، زبر، تیر و عاری از مواد اضافی باشند.

۹-۲۰-۴-۳-۲) آرماتورهای قائم و افقی

۹-۲۰-۴-۳-۲) در دیوارهای سازه دارم :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_u \geq 0.5 A_{cv} \cdot v_c \rightarrow \rho \text{ قائم افقی} \geq 0.25\% \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_u < 0.5 A_{cv} \cdot v_c \rightarrow \text{فاصله متکثر (۹-۱۲-۴)} \end{array} \right.$$

۹-۲۰-۴-۳-۲) نسبت متکثر در قائم همواره بصورت زیر است :

$$\rho \leq 4\%$$

۹-۲۰-۴-۳-۲) فاصله مجاور مجاور متکثر در طبقه شیب زیر است :

$$S \text{ قائم افقی} \leq 350 \text{ mm}$$

$$S \text{ قائم عمود از} \leq 200 \text{ mm}$$

در اجزای تیر فاصله متکثر در قائم نباید بیشتر از 200mm باشد

۹-۲۰-۴-۳-۲)

$$V_u \geq A_{cv} \cdot v_c \rightarrow \text{برگشتی در تنگه متکثر در تمامی است}$$

۹-۲۰-۴-۳-۲) در اعضای خرابه، دستک، کلاف، اجزای جمع کننده تیر و ...

$$\rho_c \geq 0.2 f_c \leftarrow \text{باید در سه اسطر طول قطعه، عملکرد پذیری عرضی}$$

مطابق بند ۹-۲۰-۴-۳-۲ تا ۹-۲۰-۴-۳-۲

$\rho_c \geq 0.2 f_c$

انجام شود. این متکثر در اعضای را در سمت پای

$$\text{از طول قطعه که در آن } \rho_c < 0.25 \phi f_c \text{ می توان قطع نمود.}$$

۹-۲۰-۴-۳-۲) تنگه تنگه مورد در قطعه زیر اثر بارهای پهنای و با فرض توزیع خطی تنگه در مقطع در این مشخصات مقطع ترک نخورد.

۹-۲۰-۴-۳-۲) تمامی متکثر در دیوارهای سازه ای، دیافراگم، خرابه، دستک

کلاف و اعضای جمع کننده نیز در صورتی که در این مشخصات مطابق صورتها باشد

۹-۲۰-۴-۳-۲) تیرها را وصله شوند

$$1) V_u < 0.5 A_{cv} * V_c$$

$$P_v \geq \begin{cases} 0.0012 & \text{مسلک‌دلی 5400، بالاتر، \phi 16، پایین‌تر} \\ 0.0015 & \text{سایر مسلک‌دلی‌های آجدار} \end{cases}$$

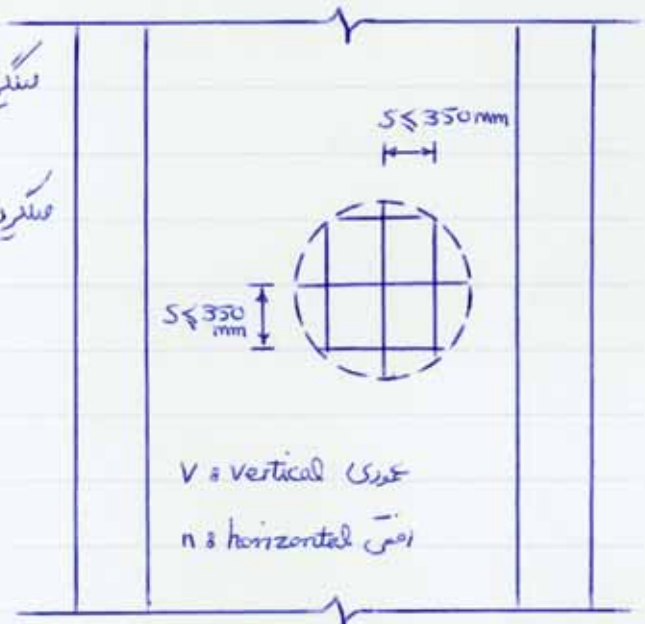
$$P_n \geq \begin{cases} 0.002 & \text{مسلک‌دلی 5400، بالاتر، \phi 16، پایین‌تر} \\ 0.0025 & \text{سایر مسلک‌دلی‌های آجدار} \end{cases}$$

$$2) V_u \geq 0.5 A_{cv} * V_c$$

$$P_v \geq 0.0025 \quad P_n \geq 0.0025$$

$$3) V_u > A_{cv} * V_c$$

روشنگر مسلک‌دلی الزامی است.



(شکل ۱۹)

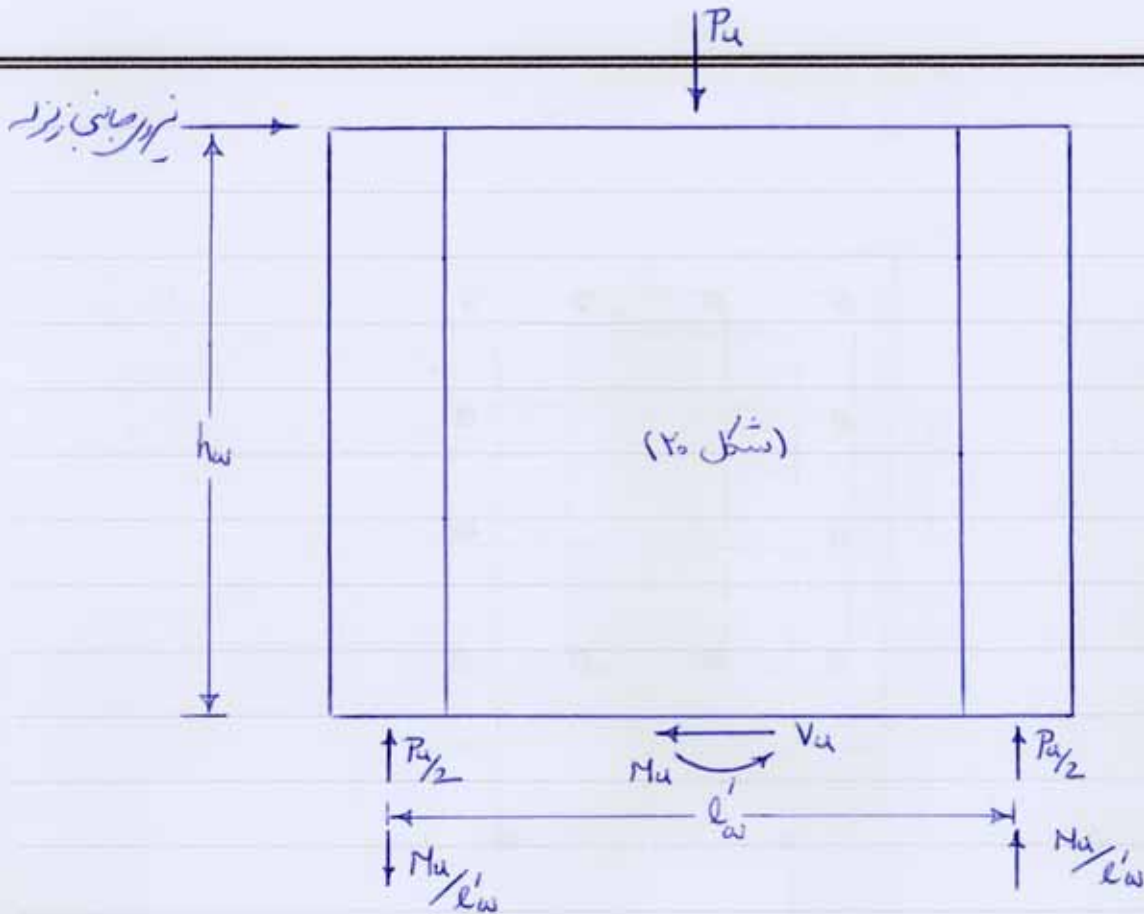
۹-۲۰-۴-۳-۲) اجزای مزی در دیوارهای سازه‌ای و در دیوارهای
 ۹-۲۰-۴-۳-۱) در تارهای اطراف باز شوها در دیواره‌های سازه‌ای و دیوارهای در صورت
 برقرار بودن شرط زیر باید اجزای مزی (مزی) طبق ضوابط مذکور بعدی تعبیه گردد.

$\sigma > 0.2 f_c$ تنش فشاری بتن در دورترین تارهای تحت اثر بارهای همراه اثر زلزله
 * در صورتی که در تمام طول دیوار یا دیوارهای مسلک‌دلی و غیره پیش‌بینی شده باشد می‌توان عضو مزی در نظر گرفت
 * اجزای مزی را می‌توان در سمت لای که $(\sigma < 0.15 f_c)$ تنش فشاری قطع کرد.
 → هر چه که از دیوار بالاتری رویم تنش کاهش می‌یابد و عضو مزی قطع می‌گردد.

۹-۲۰-۴-۳-۲) اجزای مزی در دیوارها باید در حالت صدی نهایی مقاومت برای مجموع بارهای
 قائم وارد بر دیوار شامل بارهای اجزای مرتبط با دیوار و وزن دیوار و نیروی محوری ناشی از سنگ
 و آجر لای حاصل از نیروهای جانبی زلزله طراحی شوند.

۹-۲۰-۴-۳-۳) اجزای مزی در دیوارهای باید در حالت صدی نهایی مقاومت برای مجموع نیروهای
 محوری که در صفحه دیوار عمل می‌کنند و نیروی محوری ناشی از تقسیم سنگ خمشی موثر در مقطع دیوارهای
 فاصله بین دو جزله‌های دیوارهای در آن مقطع طراحی شود.

۹-۲۰-۴-۳-۴) اجزای مزی باید در تمام طول خود آرماتوردها را در عرضی و غیره داشته باشند.



$$\text{زمانی در عضو سوزنی نیاز است} \rightarrow \frac{P_u}{A_g} + \left(\frac{M_u}{I_g} \times \frac{l_w}{2} \right) > 0.2 f_c$$

در مکانی که این تن کمتر از $0.15 f_c$ باشد ممکن است
این لای سوزنی ویژه نباشد

۹-۲۰-۴-۳-۳-۵) در دیوارهایی که دارای اجزای لوله ای هستند، عملکرد لای افقی دیوار باید در
ناحیه محصور شده اجزای لوله ای مهار شوند؛ به طوری که امکان در صورت آمدن تنش کششی درصد
مقاومت تسلیم در آن لحاظ نگردد.

۹-۲۰-۴-۳-۳-۶) در حالتی که $V_u \geq 0.5 A_c v + M_u$ باشد

الف) در دیوارهایی که دارای عضو سوزنی هستند آرماتورهای افقی دیوار باید به قلاب
استاندارد ضم شوند و عملکردهای قائم لای دیوار را در برگیرند

ب) در غیر اینصورت عملکرد لای قائم لای دیوار باید توسط رگامی‌هایی که دارای قطر و فاصله
مشابه عملکرد افقی هستند در آن لحاظ می‌شوند تا درای شوند.

$$A_{vd} = \frac{V_u}{2 \phi_s f_y \sin \alpha}$$

α زاویه بین مسلک در قطری و محور طولی تیر

۹-۲۰-۴-۳-۴-۳-۴) در تاور قطری باید بوسید مسلک در لای عرضی بصورت دورپیچ یا تنگ محدود شود.

$$\phi_w \geq 8 \text{ mm}$$

قطر مسلک در حای عرضی بصورت معادل است

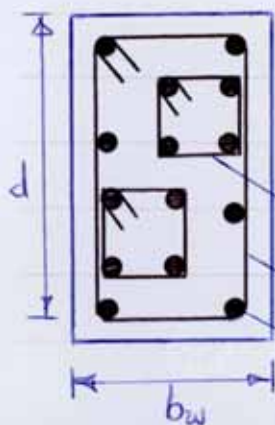
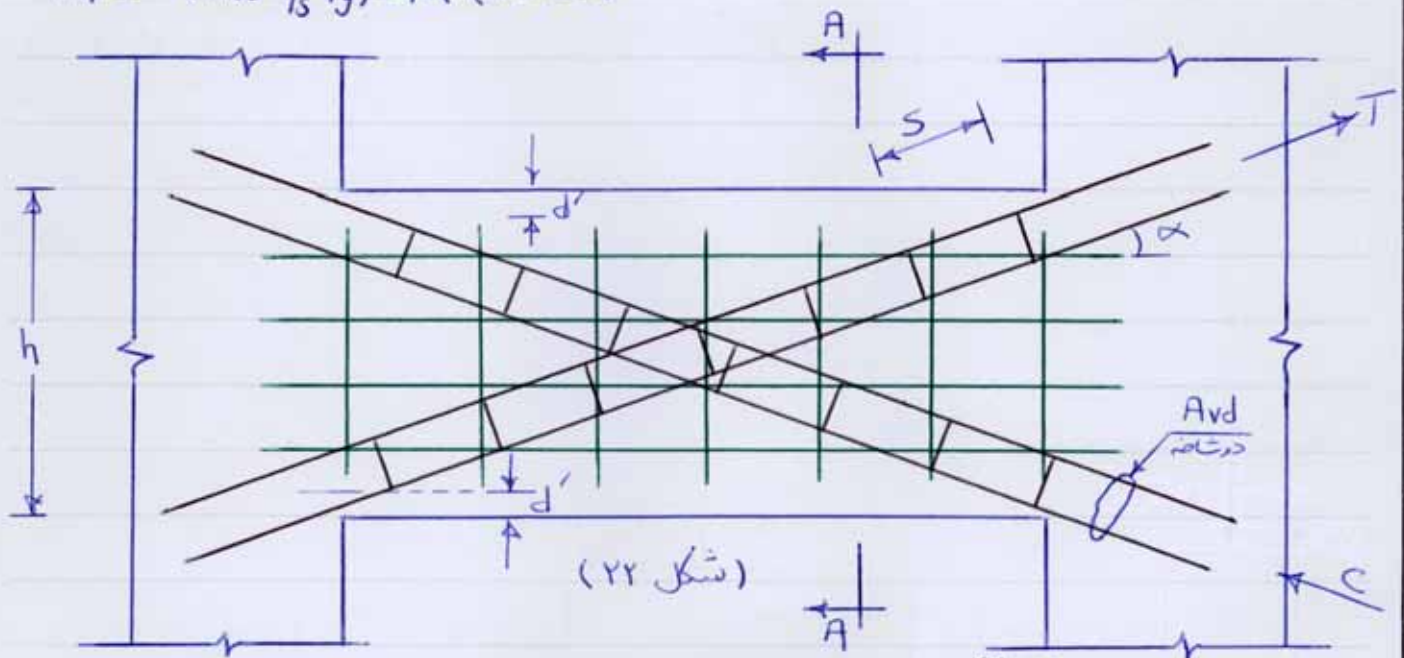
فاصله مسلک در لای عرضی از یکدیگر به قرار زیر است

$$S \leq \text{Min} (8 * (\phi_d)_{\text{Min}}, 24 \phi_w, 125 \text{ mm})$$

← مسلک در قطری

۹-۲۰-۴-۳-۴-۲) مقاومت خمشی تأمین شده توسط مسلک در لای قطری را می توان (رسمی سطر خمیت خمشی تیر) محاسبه منظور کرد.

$$M_r = (A_{vd} \phi_s f_y) C_1 \alpha (h - 2d')$$



$$A_{sh} = \text{Max} \left(0.35 s_2 c \frac{f_c}{f_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right), 0.04 s_2 c \left(\frac{f_c}{f_{yh}} \right) \right)$$

$$A_v \geq 0.0015 b_w s_1$$

$$s_1 \leq \text{Min} (d/5, 350 \text{ mm})$$

$$A_{vh} \geq 0.0025 b_w s_2$$

$$s_2 \leq \text{Min} (d/3, 350 \text{ mm})$$



۹-۲۰-۴-۳-۵) درزهای اجرایی

۹-۲۰-۴-۳-۱) تمامی درزهای اجرایی در دیوارها و دیاگرامم که باید ضوابط سمت ۹-۹-۷ را تأمین کند. سطح این درزها باید بر روی گتته شده در بند ۹-۱۲-۱۳-۳-۵ را دارا باشد ضوابط طراحی درزهای اجرایی برای برش در بند ۹-۱۲-۱۳-۳-۲ آمده است.

* ۹-۲۰-۴-۴) اتصالات تیر به ستون در قلاب

۹-۲۰-۴-۴-۱) ضوابط کلی طراحی

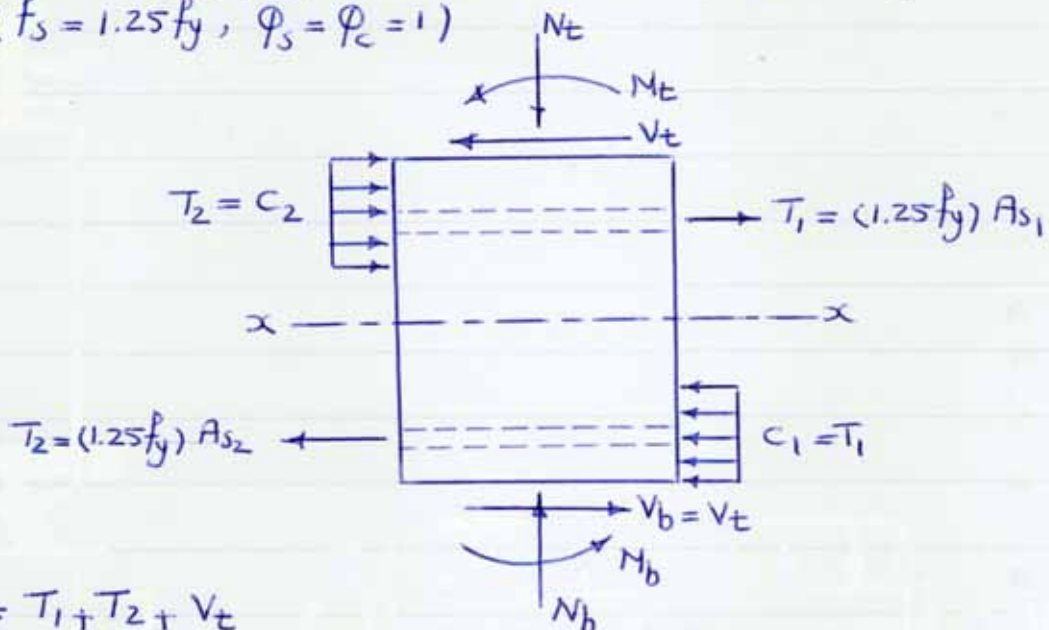
۹-۲۰-۴-۴-۱-۱) طراحی اتصالات تیر به ستون در قلاب ها برای برش برابر با این رابطه زیر می باشد

$V_u \leq V_r$ (۹-۱۲-۱)

مقادیر V_u و V_r طبق بندهای بعدی بدست می آید

۹-۲۰-۴-۴-۱-۲) نیروی برشی نهایی موثر در اتصال (V_u) بصورت زیر محاسبه می گردد
بر اساس بیشترین نیروی گشتشی که ممکن است در فلک در لای گشتشی تیر لای در سمت اتصال رخ دهد (حالت سنگین گشتشی) و نیز برابر با برش موجود در ستون لای بالاد یا این اتصال محاسبه می گردد.
برای تعیین این مقدار فرض می شود در تیرهای دو سمت اتصال معضلی لای بلا استیک با ظرفیت لای گشتشی مثبت یا منفی برابر با سنگین گشتشی معادل (M_{pr}) در مقاطع بر اتصال تشکیل شود باشد. جهت لای این سنگین باید بر مبنای در نظر گرفته شود که بیشترین برش در اتصال رخ دهد

$M_{pr} (f_s = 1.25 f_y, \phi_s = \phi_c = 1)$



$V_u = T_1 + T_2 + V_t$

(شکل ۲۳)

۹-۲۰-۴-۴-۱-۳) نیروی برشی مقاوم نهایی اتصال (V_r) را می توان با شرط رعایت ضوابط
 مذکور حد اکثر برابر با مقدار زیر در نظر گرفت:

$V_r = 12 A_j \sigma_c$

$V_r = 9 A_j \sigma_c$

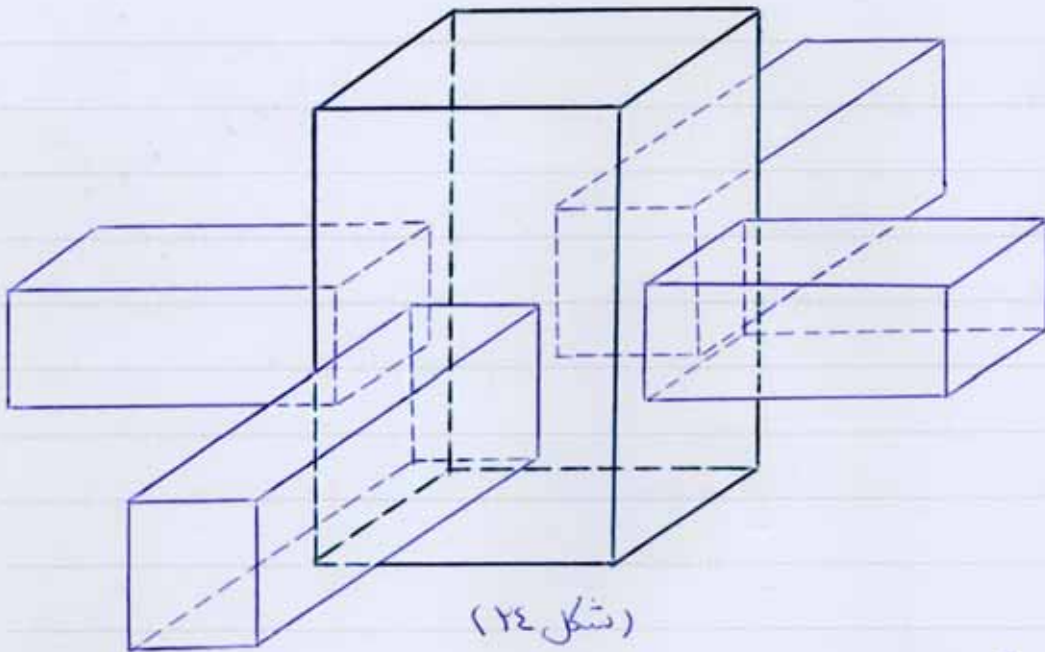
$V_r = 7.5 A_j \sigma_c$

الف) برای اتصالات محصور شده در چهار سمت

ب) برای اتصالات محصور شده در سه سمت و یا در دو سمت معادل صم

پ) برای سایر اتصالات

بند اتصال زمانی توسط نیروی کششی و برشی آن می رسد محصور شده تلقی می گردد که تیر حداقل سه جهته نام
 سطح آن اتصال را پوشش داده باشد.



العبارصحت موثر مقطع اتصال به صورت زیر است:

الف) عمق برابر عمق کلی مقطع بتون

ب) عرض موثر برابر کوچکترین (دو مقدار زیر):

ب-۱) عرض تیر به اضافه عمق کل

ب-۲) دو برابر کوچکترین فاصله محور تیر از مرکز بتون (در مقدار عمود بر محور تیر)

۹-۲۰-۴-۴-۲) آرماتورگذاری

۹-۲۰-۴-۴-۱) در تمامی الصالات به جز آن‌هایی که در بند بعد گفته می‌شوند باید آرماتور عرضی در تیرها مطابق بند ۹-۲۰-۴-۲ تا ۹-۲۰-۴-۴ به کار برده شوند.

← شکل ۲۵ →

۹-۲۰-۴-۴-۲) در الصالاتی با شیب الطریقه:

الف) محصور در چهار سمت توسط عضو خمشی

ب) (بعد از قطع متصل به صلبان تیر) $\geq \frac{3}{4}$ عرض صلبان

در طولی به قرار زیر:

(ارتفاع تیر در چهار سمت) Min

آرماتورگذاری عرضی در تیرها در مقدار زیر صورت گیرد:

$$A_{sh} = 0.5 * \text{Max} \left(0.3 sh_s \frac{f_c}{f_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right), 0.09 sh_s \left(\frac{f_c}{f_{yh}} \right) \right)$$

← شکل ۲۶ →

۹-۲۰-۴-۴-۳) آرماتورهای طولی تیرها که در ستون ختم می‌شوند باید تا انتهای دگر خمه محصور شده ستون ادامه یابند. در صورت گشتی بودن مطابق بند ۹-۲۰-۴-۳ و در صورت فشاری بودن مطابق ضوابط فصل حجم چهارم مهیا شوند.

← شکل ۲۵ →

۹-۲۰-۴-۴-۴) در تیرهایی که آرماتور طولی آن‌ها از داخل حسته محصور شده ستون عبوری کند (حسته تکیه این آرماتورها توسط تیر دیگری که به اتصال می‌رسد محصور شده باشند) باید در سه سمت طول آرماتور طولی که در خارج از حسته ستون قرار دارند آرماتور گذاری عرضی در تیرها اجرا شود.

← شکل ۲۷ →

۹-۲۰-۴-۴-۳) طول تیرایی مدگلرهای گشتی

۹-۲۰-۴-۴-۱) طول تیرایی مدگلرهای قلاب دار (l_{dh}) که ضم آن‌ها 90° است باید

براساس رابطه (۹-۱۸-۵) بصورت زیر در نظر گرفته شود.

$$l_{dh} = \left(0.25 k_1 k_2 \beta \lambda \frac{f_y}{\sqrt{f_c}} \right) d_b$$

طول تیرایی مدگلرهای قلاب دار گشتی

$$l_{dh} \geq \text{Max} (8 \phi_s, 150 \text{ mm})$$

۹-۲۰-۴-۴-۳-۲) قلاب‌ها باید در جهت محصور شده ستون‌ها و یا در اجرای لبه دیوارها قرار
 شوند.

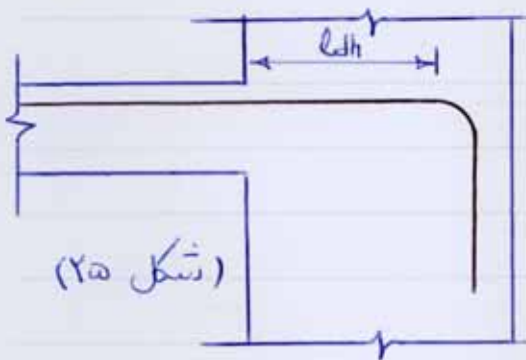
۹-۲۰-۴-۴-۳-۳) طول تیرابی میلگردهای مستقیم (l_d) بصورت زیر است.

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1.1\sqrt{f_c}} * \frac{\alpha B \delta \lambda}{\left(\frac{c + k_{tr}}{d_b} \right)} \right) d_b \geq 300 \text{ mm} \quad (9-18-1)$$

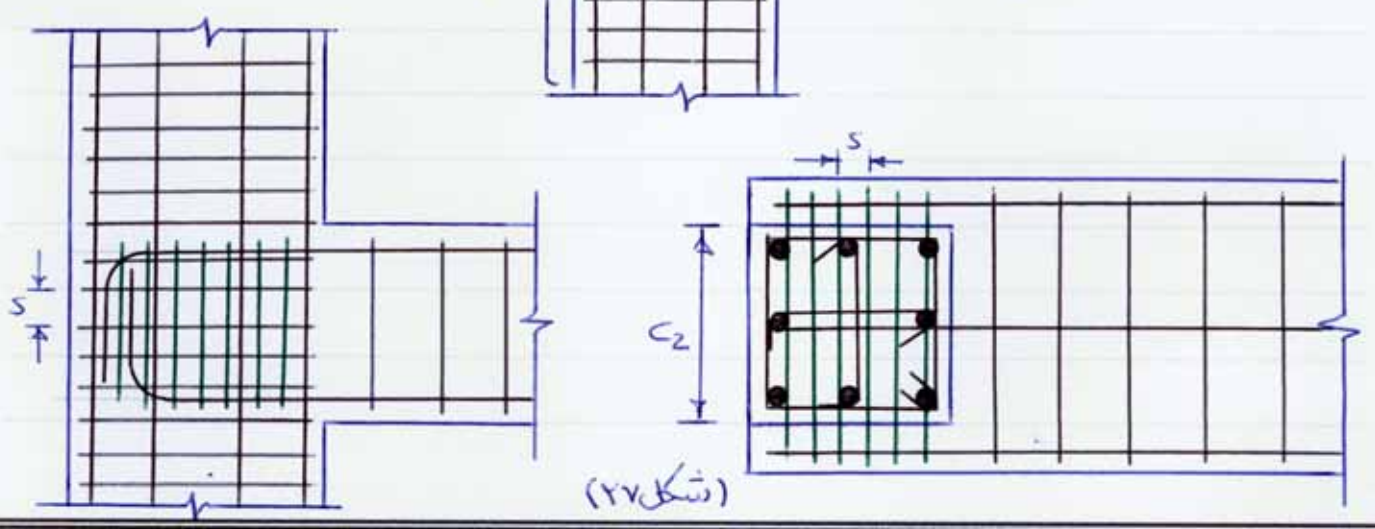
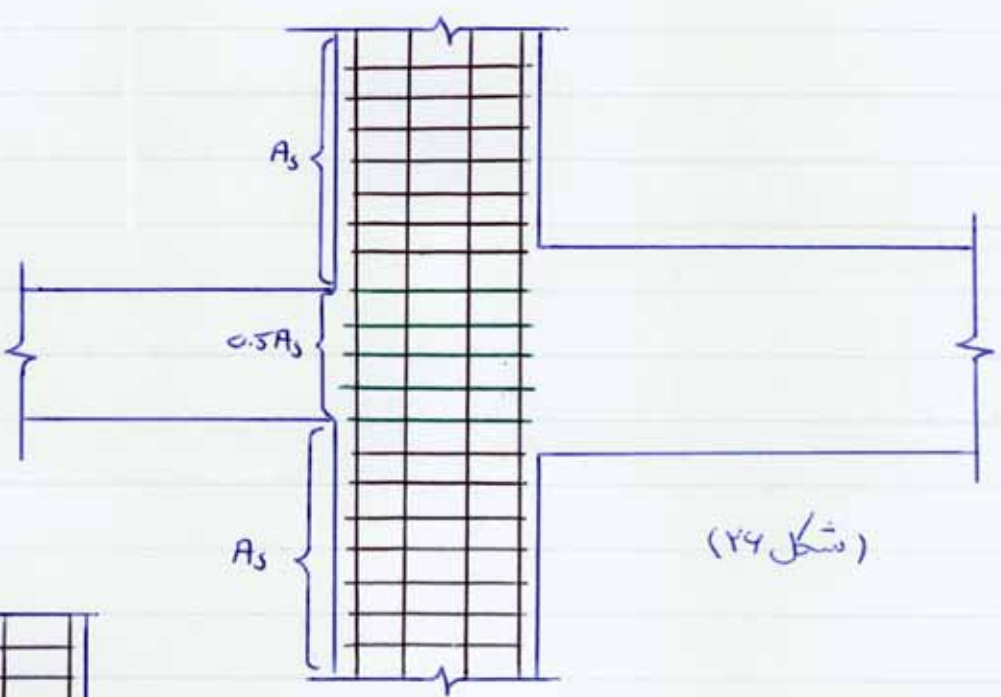
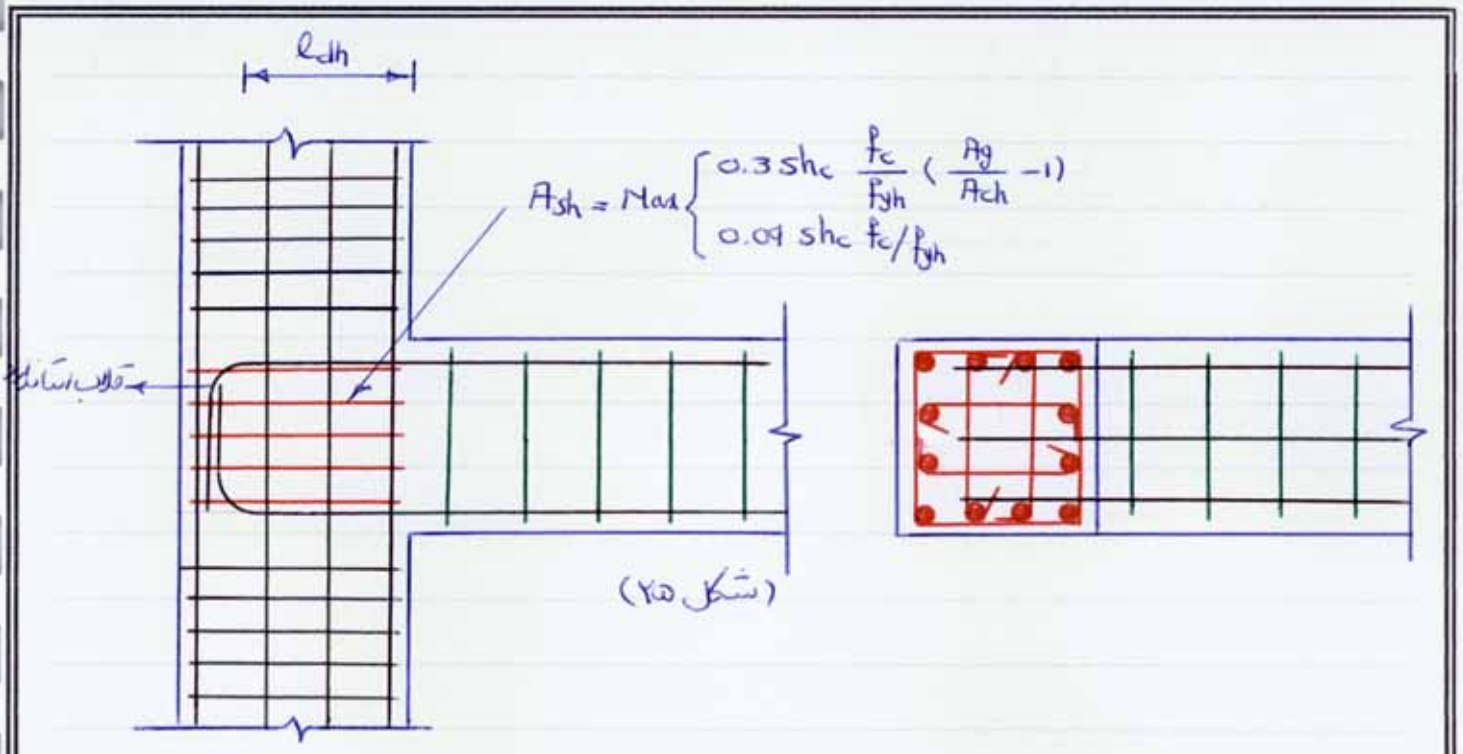
که باید برابر میلگردهای کششی و فوقانی محدودیت‌های زیر را داشته باشد

$$l_d \geq \begin{cases} 2.5 l_{dh} & \text{میلگرد کششی} \\ 3.5 l_{dh} & \text{میلگرد فوقانی} \end{cases}$$

* در صورتی که طول تیرابی میلگردهای مستقیم کششی را نتوان تأمین کرد باید سه‌بار طول تیرابی
 میلگردهای قلاب دار در کشش بردیم.



۹-۲۰-۴-۴-۳-۴) میلگردهای مستقیم که به یک اتصال
 ضمیمه می‌شوند باید از داخل جهت محصور شده ستون و یا ضربه لبه
 دیوار عبور داده شوند. طول تیرابی برای آن قسمت از میلگرد
 - صافی که در خارج از جهت محصور شده قرار دارند باید به
 اندازه ۱.۶ برابر افزایش داده شود.



*** ۹-۲۰-۴-۵) ضوابط طراحی برای برش**

۹-۲۰-۴-۵-۱) اعضای تحت خمش و تحت فشار خمش در قاب‌ها
 ۹-۲۰-۴-۵-۱-۱) در اعضای تحت خمش و تحت فشار خمش در قاب‌ها، کنترل حالت صریح
 نهایی معادلت در برش باید براساس رابطه زیر باشد.

$$V_u \leq V_r \quad (1-12-9)$$

معادله V_u و V_r بر طبق ضوابط بند ۹-۲۰-۴-۵-۱-۲ تا ۹-۲۰-۴-۵-۱-۴ محاسبه
 شوند.

۹-۲۰-۴-۵-۱-۲) نیروی برشی نهایی (V_u) در اعضای خمشی باید با در نظر گرفتن تعادل
 استاتیکی موارد زیر تعیین می‌شود.

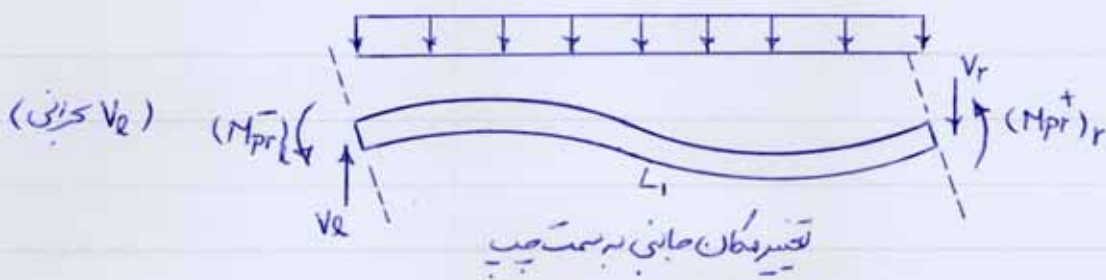
الف) بارهای قائم

ب) لنگرهای خمشی موجود در مقاطع انتهایی عضو با فرض آنکه در این مقاطع مفاصل پلاستیک تشکیل
 شده باشد.

* ظرفیت خمشی مفاصل‌های پلاستیک، مثبت یا منفی باید برابر با لنگر خمشی معادله تحمل مقطع (M_{pr})
 در نظر گرفته شود. جهت‌های این لنگرهای خمشی باید صیقل در نظر گرفته شوند که نیروی برشی ایجاد
 شده در عضو بیشترین باشد.

تعیین مکان به سمت چپ

$$V_e = \frac{(M_{pr})_e + (M_{pr})_r}{L_1} + \frac{1}{2} (1.5D + 1.25L)$$



تعیین مکان به سمت راست

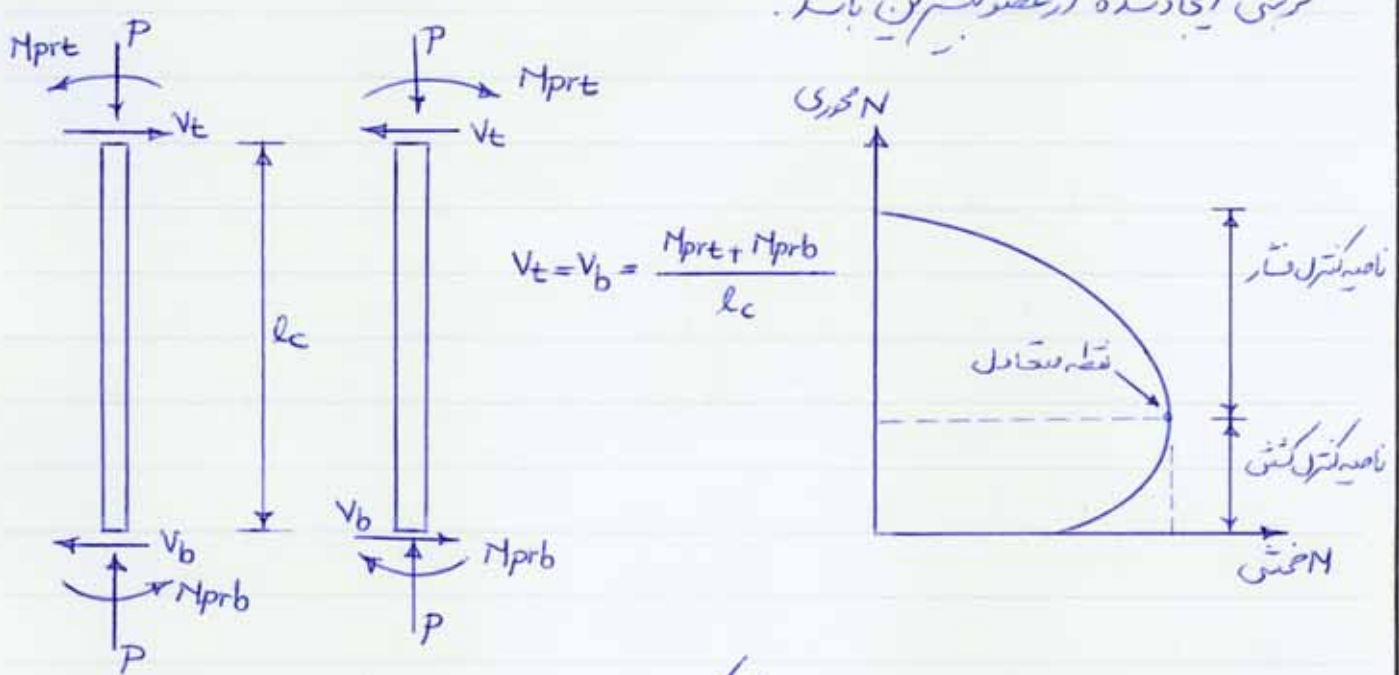
$$V_r = \frac{(M_{pr})_e + (M_{pr})_r}{L_1} + \frac{1}{2} (1.5D + 1.25L)$$

۹-۲۰-۴-۵-۱-۳) نیروی برشی نهایی (V_u) در اعضای تحت فشار خمشی باید برابر با کمترین (در مقدار الف) و (ب) این بند در نظر گرفته شود ولی این نیرو در هیچ حالت نباید کمتر از مقدار نیروی برشی باشد که از تحلیل سازه تحت اثر بارهای نهایی ناشی از بارهای قائم و نیروی جانبی زلزله بدست آمده است.

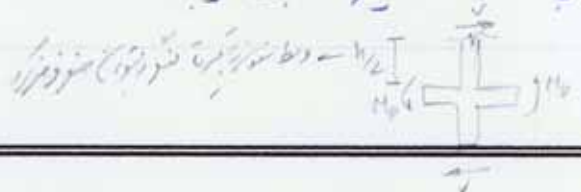
(نیروی برشی حاصل از تحلیل سازه تحت اثر بارهای قائم و جانبی زلزله نهایی) $V_u = \text{Min} (\text{الف}) \text{ و } (\text{ب})$

الف) نیروی برشی ایجاد شده در عضو تحت اثر نیروهای استاتیکی وارد بر آن که شامل موارد زیر می باشد:
 الف-۱) بارهای قائم (در صورت وجود)
 الف-۲) لنگرهای خمشی موجود در مقاطع انتهایی آن با فرض اینکه در این مقاطع مفصل های پلاستیک تشکیل شده باشد.

ظرفیت خمشی مفصل های پلاستیک (مثبت یا منفی) باید برابر لنگر خمشی مقاوم محتمل مقطع (M_{pr}) در نظر گرفته شود در تقس آن باید نامعادله ترین نیروی محوری نهایی موجود که در عضو منتج در بیشترین لنگر خمشی می شود، منظور گردد. جهت های این لنگرهای خمشی باید ضیان در نظر گرفته شود که نیروی برشی ایجاد شده در عضو بیشترین باشد.



ب) نیروی برشی ایجاد شده در عضو با فرض اینکه در اثرهای مفصل در دو انتهای عضو (در مقاطع مجاور به اتصال ها) مفصل های پلاستیک با مشخصات گفته شده در بند ۹-۲۰-۴-۵-۱-۲، تشکیل شده باشد. جهت های این لنگر ها باید ضیان باشد که نیروی برشی ایجاد شده در عضو مورد نظر بیشترین گردد.



۹-۲۰-۴-۱-۵) مقاومت برشی نهایی مقاطع ملداری (۷۲) باید براساس رابطه زیر محاسب شود:

$$V_r = V_c + V_s \quad (۲-۱۲-۹)$$

نیروی برشی مقاوم بتن (۷۳) برابر با نصف منظور گردد اگر:

الف) (در عضو قاب): $V_r < 0.075 \phi_c f_c A_g$ $<$ نیروی فشار محوری

ب) نیروی برشی ناشی از زلزله در نواحی بحرانی تیر (مطابق بند ۹-۲۰-۴-۱-۵) و در نواحی ۱.۵ متر (مطابق بند ۹-۲۰-۴-۱-۵) برتر از نصف نیروی برشی طرح (۷۸) باشد.

$$V_u > \frac{1}{2} V_u$$

* منظور از نیروی برشی ناشی از زلزله، نیروی برشی ایجاد شده در عضو به علت اختلاف لنگرهای خمشی موجود در مفصل‌های پلاستیکی ایجاد شده در درگاه‌های عضو بر طبق ضوابط بند ۹-۲۰-۴-۱-۵ است.

۹-۲۰-۴-۱-۵) ضوابط خاصی که برای مقاومت در برابر برش به کار برده می‌شوند، در قسمت‌های خاصی از عضو که در بند‌های ۹-۲۰-۴-۱-۳ (آرماناتور عرضی اعضای تحت خمش) و ۹-۲۰-۴-۱-۳ (آرماناتور عرضی اعضای تحت فشار و خمش) و ۹-۲۰-۴-۱-۲ (آرماناتور گذاری اتصالات تیر به ستون) مشخص شده‌اند، باید از نوع تنگ‌تره استفاده نمود.

۹-۲۰-۴-۱-۲) دیوارهای سازه‌ای و دیافراگم‌ها

۹-۲۰-۴-۱-۲) در دیوارهای سازه‌ای و دیافراگم‌ها، کنترل حالت حدی نهایی مقاومت در برابر بار براساس رابطه زیر صورت گیرد:

$$V_u \leq \phi_n * V_r \quad (۸-۲۰-۹)$$

V_u : نیروی برشی نهایی که از تحلیل سازه تحت اثر بارهای نهایی ناشی از بارهای قائم و جانبی زلزله بدست آمده است.

V_r : مقاومت برشی نهایی مقطع طبق بند فوق.

ϕ_n : ضریب اصلاحی مقاومت که در این مقاطعات برابر ۰.۷ می‌باشد.

۹-۲۰-۴-۱-۲) مقاومت برشی نهایی مقطع (۷۲) با استفاده از رابطه زیر محاسب می‌شود:

$$V_r = A_{cv} (\alpha_c v_c + \phi_s \rho_n f_y) \quad (۹-۲۰-۹)$$

در این رابطه α_c ضریبی است که به شرح زیر می‌باشد:

$$\alpha_c = \begin{cases} 1.5 & h_{sw}/l_{sw} \leq 1.5 \\ \text{درونیایی خطی} & 1.5 < h_{sw}/l_{sw} < 2 \\ 1 & h_{sw}/l_{sw} \geq 2 \end{cases}$$

۹-۲۰-۴-۵-۳) در تعیین مقاومت برشی نهایی مقطع در قطعات تک دیوار یا تک دیافراگم، مقدار ضریب α_c باید برای بیشترین مقدار h_{sw}/l_{sw} در کل دیوار یا دیافراگم در هر قطعه مورد نظر محاسبه شود.
 $\alpha_c (\text{Max}(h_{sw}/l_{sw}))$

۹-۲۰-۴-۵-۴) عملکردی برشی در دیوار یا دیافراگم باید در صفحه دیوار یا دیافراگم در درجهت عمود بر جسم توزیع شوند به طوری که در این درجهت مقاومت برشی ایجاد نمایند.

$$\rho_n \text{ افقی} \geq \rho_v \text{ قائم} \rightarrow \frac{h_{sw}}{l_{sw}} < 2$$

۹-۲۰-۴-۵-۲) مقاومت برشی نهایی مقطع (V_r) در دیوارهایی که متشکل از تعدادی پایه ای دیوار گوناگون و در طول مشترک نیروی جانبی واحدی را تحمل می کنند باید در محدوده زیر باشد:

$$V_r \leq 4 A_{cv} \cdot \sigma_c$$

هم چنین در این دیوارهای مقاومت برشی نهایی مقطع هر پایه دیوار گوناگون باید در محدوده زیر باشد:

$$V_r \leq 5 A_{cp} \cdot \sigma_c$$

A_{cp} : سطح مقطع هر پایه دیوار گوناگون
 A_{cv} : مجموع سطح مقطع های این پایه ای

۹-۲۰-۴-۵-۲) مقاومت برشی نهایی مقطع در قطعات افقی (در دیوار، نظیر تیرهای رابط در دیوارهای همسایه) باید طبق رابط زیر باشد:

$$V_r \leq 5 A_{cp} \cdot \sigma_c$$

A_{cp} : سطح مقطع قطعه افقی دیوار

* ۹-۲۰-۴-۶) اعضای از قاب که برای تحمل نیروهای زلزله طراحی نمی شوند

۹-۲۰-۴-۱) اعضای از قاب چاکه برای تحمل نیروهای زلزله به کار گرفته نمی شوند باید با توجه به بزرگی خمشی ایجاد شده در آن تحت اثر تغییر مکان جانبی ماسی در برابر آنچه تحت اثر بارهای در سازه ایجاد می شود طبق بند های ۹-۲۰-۴-۱-۱ و ۹-۲۰-۴-۱-۲ طراحی شوند.

* این اعضا در بند ۹-۲۰-۴-۲-۵ تعریف شده اند.

(۹-۲۰-۴-۱-۱)

در اعضای خمشی آرمانتورندار طولی ۹-۲۰-۴-۱-۲-۱

در اعضای تحت فشار خمشی آرمانتور عرضی ۹-۲۰-۴-۱-۲-۳

تمام اعضا بر اساس ۹-۲۰-۴-۱-۵ برای برش

طراحی M_2 (بزرگتر) $>$ بزرگتر خمشی ایجاد شده در عضو

(۹-۲۰-۴-۲-۲)

در اعضا خمشی آرمانتورندار طولی ۹-۲۰-۴-۲-۱-۲ طراحی M_2 (بزرگتر) $<$ بزرگتر خمشی ایجاد شده در عضو

۹-۲۰-۴-۲-۱-۲) تمامی اعضای تحت فشار و خمشی که در آن لحظه روابط آرمانتورندار عرضی مطابق بند ۹-۲۰-۴-۲-۳ (آرمانتورنداری عرضی اعضای تحت فشار و خمشی) رعایت شده باشد باید مطابق ضوابط بند های بعد آرمانتورنداری گردد.

۹-۲۰-۴-۲-۲-۲) ضاموتی باید دارای قلاب صافی با زاویه حداقل 135° و طول مستقیم به اندازه $(6\phi_w \text{ و } 60\text{mm})$ Min باشد. استفاده از قلاب صافی (در صورت مطابق تعریف این فصل بلا مانع است).

۹-۲۰-۴-۲-۲-۳) در دو انتهای عضو در طولی برابر l_e ، مطابق تعریف بند ۹-۲۰-۴-۲-۱-۳ (عضو تحت فشار و خمشی) فاصله سفیدگی آرمانتور عرضی به قرار زیر است:

$$S = \text{Min} (8(\phi_e) \text{ Min}, 24\phi_w, \frac{1}{2} \text{ Min} (\text{ضلع مقطع}))$$

فاصله اولین ضاموت از بر اتصال عضو به بتن نباید بیشتر از نصف مقدار فوق باشد.

۹-۲۰-۴-۶-۲-۴) درستی از عضو که شامل طول و غیره شود، عنوان آن را با آواز گذاری عرضی
مشابه عنوان بسترن می‌نویسند.

مقرن ۶ و فصل ۲۱ آسن نامه ACI 318 را با فصل ۲۰ آسن نامه سیم است ایران مقابله نماید (سمت آبی تر، ستون و اتصال برابری گردد) → شرایط شکل بند بریزد

اعضای خمشی ۸

الف) کاربرد ۸

(۱) در بند (21.5.1.1) اعضای خمشی به اعضای اطلاق شده است که $P_u \leq A_g f_c / 10$ باشد ولی در بند (۹-۲۰-۴-۱) اعضای خمشی اعضای مستطک که $N_u \leq 0.15 \phi_c A_g f_c$ باشد.

(۲) بند (21.5.1.2) مشابه بند (۹-۲۰-۴-۱-۱-۱-الف) می باشد.

$$d \leq 1/4 (ln)$$

(۳) بند (21.5.1.3) مشابه بند (۹-۲۰-۴-۱-۱-ب) می باشد.

$$b_w \geq \text{Max} (0.3h, 250\text{mm})$$

(۴) عرض عضو (b_w) طبق بند (21.5.1.4) بصورت زیر است:

$$b_w \leq \text{Min} (C_2 + C_1, C_2 + 0.75C_2)$$

طبق بند (۹-۲۰-۴-۱-۱-ب) بصورت زیر می باشد:

$$b_w \leq \text{Min} (C_2 + 0.75h, C_2 + 0.25C_1)$$

ب) آرمانی طولی ۸

(۱) در بند (21.5.2.1) محدودیت های آرمانی طولی بصورت زیر است:

$$\left. \begin{array}{l} P_{min} = \text{Max} \left(\frac{1.4}{f_y}, \frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y} \right) \\ P_{max} = 0.025 \end{array} \right\} \text{بالا و پائین} \rightarrow \text{حد اقل و حداکثر پیوسته بالا و پائین دانته باشد}$$

در بند (۹-۲۰-۴-۱-۲-۱) محدودیت های P_{min} و P_{max} مشابه بند بالا است و موارد زیر را اضافه دارد.

$$\text{Min } 2\phi 12 \text{ cont.}$$

بالا در این $A_{s\text{design}} = \text{Min}(1.33 A_s, A_{s\text{min}})$ \Rightarrow (کشی $A_s < A_{s\text{min}}$)

(۲) در بند (21.5.2.2) به مقابله مقاومت های خمشی در برزخ های می پردازد

$$M_r^+ \geq \frac{1}{2} M_r^-$$

اعا در بند (9-20-4-1-2-2) به مقابله مقدار آرماتور در تکیه گاه های خمشی و صورتی که با امکان منقل بلاستیک بصورت متقابل می پردازد $A_s \geq \frac{1}{2} (A_s^{\text{کشی}})$

(۳) در بند (21.5.2.2) به بیان محدودده مقاومت خمشی در کل عضو در حساب در بره می پردازد

$$M_r \geq \frac{1}{4} \text{Max}(M_{re}, M_{rr})$$

اعا در بند (9-20-4-1-2-3) این محدودده را برای آرماتور بیان می کند.

$$A_s \geq \frac{1}{4} \text{Max}(A_{se}, A_{sr})$$

(۴) بند (21.5.2.3) کاملاً مشابه در بند (9-20-4-1-5) ، (9-20-4-1-2-4) می باشد.

(۵) بند (21.5.2.4) ، (9-20-4-1-2-5) کاملاً مشابه هستند.

(۶) بند (21.5.2.5) در محبت هم بحث نشده است

ج) آرماتور عرضی

(۱) بند (21.5.3.1) ، (9-20-4-1-3-1) مشابه هستند. فقط در این نامه ایران مورد در بر را

برای طول مستقیم بحرانی اضافه دارد

(9-20-4-1-3-1) در طوبی که در آن برای تأمین ظرفیت خمشی به تکمیل نیاز است

(۲) بند (21.5.3.2) ، (9-20-4-1-3-2) هر دو موارد در برابر تک های برزخ دارند

$$s_o \leq \text{Min}(d/4, 8(\phi)_{\text{min}}, 24\phi_w, 300 \text{ mm})$$

$$s_o < 50 \text{ mm} \text{ فاصله اولین تک از تکیه گاه}$$

قطر در این ماده ایران محدودیت هم اضافه شده است :

$$\phi_{\min} \geq 8 \text{ mm (قطر ضايعت)}$$

۳) بند (21.5.3.3) مشابه بند (۹-۲۰-۴-۱-۳-۳) می باشد. هر دو کتبت انکار صحنی مسلک دردی خوبی را دارند.

۴) بند (21.5.3.4) مشابه (۹-۲۰-۴-۱-۳-۴) می باشد.

$$s \leq d/2 \text{ (برون ناصبه کمرانی)}$$

۵) مشابه بند (21.5.3.5) در صحت هم یافت نمی شود.

۶) بند (21.5.3.6) مشابه بند (۹-۲۰-۴-۱-۳-۵) می باشد.

د) ضوابط مقاومت خمشی :

۱) بند (21.5.4.1) مشابه بند (۹-۲۰-۴-۱-۵-۲) می باشد.

۲) بند (21.5.4.2) مشابه بند (۹-۲۰-۴-۱-۵-۴) و (۹-۲۰-۴-۱-۵-۵) می باشد. فقط در محاله نیروی فشاری (محدودیت آن) تفاوت زياد وجود دارد :

$$ACI : P_u < \frac{1}{20} A_g \cdot f'_c$$
$$P_u < 0.075 \phi_c f'_c A_g \text{ (نیروی فشاری : صحت هم)}$$

اعضای تحت خمش و بار محوری :

الف) کاربرد :

۱) در بند (21.6.1) اعضای تحت خمش و بار محوری به اعضای اطلاق می شود که $P_u > A_g f'_c / 10$ باشد و نیروی در بند (۹-۲۰-۴-۲) به اعضای اطلاق می شود که $N_u > 0.15 \phi_c f'_c A_g$ باشد.

(۲) بندهای (21.6.1.1) و (21.6.1.2) مشابه بند (۹-۲۰-۴-۲-۱-۱-الف) می باشند،
 $\text{if } c_1 < c_2 \rightarrow c_1 \geq \text{Max}(0.4c_2, 400 \text{ mm})$

(ب) حداقل مقاومت خمشی ستون ها:

(۱) بند (21.6.2.2) مشابه بند (۹-۲۰-۴-۲-۱) می باشد که بصورت زیر مقاومت های خمشی ستون را نشان داده است.

$$ACI \rightarrow \sum M_{nc} \geq (6/5) \sum M_{nb}$$

$$\text{مبحث پنجم} \rightarrow \sum M_c \geq 1.2 \sum M_g$$

$\sum M_{nb}$ و $\sum M_g$ مجموع مقاومت های خمشی تیرها در دو سمت اتصال است که در مرکز اتصال محاسبه شده باشد. برای $\sum M_{nb}$ مواردی هم اضافه شده است که در تیرهای T شکل که دال تحت کشش ناشی از گسترده ای موصود در وجه تیره است، اگر آرما توری دال در مقطع بحرانی برای خمش ابار شوند، باید فرض نمود که آرما توری واقع در عرض دال در M_{nb} لحاظ هستند.

(۲) بند (21.6.2.3) مشابه بند (۹-۲۰-۴-۲-۱-ب) است.

(ج) آرما توری های طولی:

(۱) درصد آرما توری طولی در بند های (21.6.3.1) و (۹-۲۰-۴-۲-۱) مشابه بصورت زیر هستند:
 $0.01 < \rho < 0.06$

(۲) بند (21.6.3.2) مشابه دو بند (۹-۲۰-۴-۲-۱) و (۹-۲۰-۴-۲-۲) می باشد.

(د) آرما توری های عرضی:

(۱) بند (21.6.4.1) و (۹-۲۰-۴-۲-۳-۱) طول l_e برای تقسیم آرما توری عرضی و نیز آن را بصورت زیر پیشنهاد می کنند:

$$l_o \geq \text{Max}(\frac{1}{6} l_u, \text{Max}(C_1, C_2) \cdot D, 450 \text{ mm})$$

در آیین نامه ACI به جای $\text{Max}(C_1, C_2) \cdot D$ ، محق عضو در وجه گره یا در مقطعی که احتمال تسلیم شدن خمشی وجود داشته باشد ذکر شده است .

۲) بند (21.6.4.2) مشابه بندهای (۹-۲۰-۴-۲-۳-۵) ، (۹-۲۰-۴-۲-۳-۶) می باشد .

۳) در بند (21.6.4.3) فاصله آرمانی عرضی در طول l_o به شرح زیر است :

$$S \leq \text{Min}(\frac{1}{4} \text{Min}(C_1, C_2), 6(\phi_s)_{\text{Min}}, S_o)$$

$$100 \text{ mm} \leq S_o = 100 + \frac{1}{3}(350 - h_x) \leq 150 \text{ mm}$$

در بند (۹-۲۰-۴-۲-۳-۶) قطر معکبر عرضی و فاصله آن در طول l_o به صورت زیر است :

$$\phi_w \geq 8 \text{ mm}$$

$$S \leq \text{Min}(\frac{1}{4} \text{Min}(C_1, C_2), 6(\phi_s)_{\text{Min}}, 125 \text{ mm})$$

۴) بند (21.6.4.4) و (۹-۲۰-۴-۲-۳-۶) در مورد مقدار آرمانی عرضی کاملگت مشابه اند .

۵) در بند (21.6.4.5) فاصله آرمانی عرضی در ناصیه خارج از l_o بصورت زیر است :

$$S \leq \text{Min}(6(\phi_s)_{\text{Min}}, 150 \text{ mm})$$

در بند (۹-۲۰-۴-۲-۳-۱۱) بصورت زیر مطرح شده است :

$$\phi_w \geq 8 \text{ mm}$$

$$S \leq \text{Min}(\frac{1}{2} \text{Min}(C_1, C_2), \frac{1}{2} D, 6\phi_s, 200 \text{ mm})$$

۶) بند (21.6.4.6) و بندهای (۹-۲۰-۴-۲-۳-۸) ، (۹-۲۰-۴-۲-۳-۱۰) در مورد اعضای

که بار اعضای با همی زیاد را تحمل می کنند صحبت می کند که خبر موارد زیر کاملگت مشابه اند .

در صورتی که نام عضو در نظر باید آرمانی نذاری دهم داشته باشد . در ACI اضافه می کند که این

اعضا باید دارای نیروی محوری بیشتر از $A_g \cdot f'_c / 10$ داشته باشند و در مواردی که نیروی محوری طراحی به

منظور در نظر گرفتن اضافه مقاومت المان های قائم مقاوم در برابر نیروی زلزله بزرگ نمایشی شده اند ،

مقدار $A_g f'_c / 10$ باید تا $A_g f'_c / 4$ افزایش یابد .

(۷) بند (21.6.4.7) مشاخص در صحت انتم ندارد.

هـ) ضوابط مقاومت برشی هـ

(۱) بند (21.6.5.1) و (۹-۲۰-۴-۵-۱-۳) در مورد نیروی برشی طراحی (رئالی) صحت می‌کند. آیین نامه این مقدار برش را حداقل در صورت الف و ب می‌داند. قسمت الف صحت است که ACI صم مطرح می‌کند. در قسمت ب می‌گوید که نیروی برشی ایجاد شده در عضو با فرض آنکه در تیر لای متصل به دو انتهای عضو (در مقاطع مجاور به اتصال) مفضل یلاستیک باشد گفته شده در بند ۹-۲۰-۴-۵-۱-۲ شکل شده باشد. جهت لای این نگرانی باید صحت باشد که نیروی برشی ایجاد شده در عضو مورد نظر بیشتر از آن گردد.

(۲) بند صای (21.6.5.2) و (۹-۲۰-۴-۵-۱-۴) مشابه اند. فقط در محاسبه محدودیت نیروی فشاری تفاوت زیر را دارند.

$$ACI \text{ هـ } P_u < \frac{1}{20} A_g \cdot f_c'$$
$$\text{هـ} \text{ صحت نام } < 0.075 \phi_c f_c' A_g$$

گروه ۲ (الصالات) هـ

الف) ضوابط کلی هـ

(۱) بند (21.7.2.1) در بند (۹-۲۰-۴-۴-۱-۲) اشاره شده است.

(۲) بند (27.7.2.2) مشابه بند (۹-۲۰-۴-۴-۲-۳) است.

(۳) بند (27.7.2.3) مشاخص در صحت انتم ندارد.

ب) آرفا تور عرضی هـ

۱) بندگی (21.7.3.1) و (21.7.3.2) مشابه بند (9-20-4-4-2-2) می باشد.

۲) بندگی (21.7.3.3) و (9-20-4-4-2-2) مشابه بند می باشد.

ج) مقاومت برشی :

۱) در بندگی (21.7.4.1) و (9-20-4-4-1-3) نیروی برشی مقاوم مطابق زیر بیان شده است.

V_r	V_n
$12 A_j \sigma_c$	$1.7 \sqrt{f'_c} A_j$
$9 A_j \sigma_c$	$1.2 \sqrt{f'_c} A_j$
$7.5 A_j \sigma_c$	$1.0 \sqrt{f'_c} A_j$

اصتقال محصور شده در هر چهار وجه
اصتقال محصور شده در ۳ وجه یا ۲ وجه مقابل
سام صالات
تعبیه موارد مشابه اند.

۲) در بند (21.7.4.2) مقاومت برشی در بتن سبک محاسبه شده است که در محبت نام مطرح شده است.

د) طول تباری مسلک در کشش :

۱) بند (21.7.5.1) و (9-20-4-4-3-1) در بتن معمولی مشابه اند. فقط ACI محدودیت گرانتر

بین $\phi 10$ و $\phi 36$ را در نظر می گیرد و رابطه l_{dh} بصورت زیر بیان می گردد:

$$ACI : l_{dh} = f_y d_b / (5.4 \sqrt{f'_c})$$

$$محبت نام : l_{dh} = (0.25 K_1 K_2 \lambda \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}}) d_b$$

۲) بند (21.7.5.1) می گوید که قلاب که باید در جهت محصور شده ستون له و یا در اجزای لبه دیوار له قرار شوند در همان بند (9-20-4-4-3-2) می باشد.

۳) بند (21.7.5.2) محدودیت l_{dh} را بصورت زیر بیان می کند:

$$l_d \geq \begin{cases} 2.5 l_{dh} & \text{عمق بتن در یک مرحله بتن آرمی در یک سگگرد} \leq 300 \text{ mm} \\ 3.25 l_{dh} & \text{عمق بتن آرمی در یک مرحله بتن آرمی در یک سگگرد} > 300 \text{ mm} \end{cases}$$

نیز (۹-۲۰-۴-۴-۳-۳) این محدودیت را بصورت زیر بیان می کنند:

$$l_d \geq \begin{cases} 2.5 l_{dh} & \text{سگگرد کشانی} \\ 3.5 l_{dh} & \text{سگگرد فوقانی} \end{cases}$$

(۴) نیز (21.7.5.3) مشابه نیز (۹-۲۰-۲-۴-۳-۳) می باشد.

(۵) نیز (21.7.5.4) مشابه نیز در محبت اسم ندارد.

ضوابط شکل پذیری سازه

(۱) سیستم های سازه ای با شکل پذیری کم

(۱) اعضای خمشی (تیر) $0.025 < \rho < 1.4/f_y$

(۲) اعضای فشاری (ستون) در تمام مقاطع شامل محل وصله میل تیرهای طولی $\rho < 6\%$

در مواردی که ارتفاع آرماتور 5400 باشد در خارج وصله $\rho < 4.5\%$

(۳) محور مجاور میلگرد ستون (فاصله رفت و برگشت) $\leq 200 \text{ mm}$

(۴) ضابطه عرض در اتصال تیر به ستون در لنگه در عمود بر ارتفاع تیر طولی ستون (در اتصالات تیر متصل به محل اتصال)

$$\frac{A_v}{s} \geq 0.35 \frac{b}{f_y}$$

ط: بر تیر بعد مقطع ستون یا قطر ستون مورد
 A_v : سطح دوطرف ضابطه

(۲) سیستم های سازه ای با شکل پذیری متوسط

الف) اعضای خمشی (تیر) $Nu < 0.15 \rho_c f_c A_g$ بار محوری نامی

ب) مشخصات هندسی

(۱) (محل کناره زدن) $1/4 < \text{ارتفاع محور مقطع}$

(۲) (ارتفاع مقطع) $1/4 > \text{عرض مقطع}$

(۳) $250 \text{ mm} > \text{عرض مقطع}$

(بعد از مقطع ستون) $1/4 + \text{عرض ستون} < \text{عرض مقطع}$

در 651 اینستندول (ارتفاع عضو خمشی در طرف ستون) $3/4 + \text{عرض ستون در جهت محور عضو خمشی} < \text{عرض مقطع}$

(۴) (عرض مقطع ستون) $1/4 < \text{محوون محور عضو خمشی نسبت به ستون}$

(۲) آرماتورهای طولی و عرضی

(۱) (مداخل دو میلگرد یا قطر مایل یا برتر از 12 عم در سطح مجم در بالا در هر طرف) $0.025 < \rho < 1.4/f_y$

(۲) در تیرهای خمشی در هر مقطع با ابعاد مشخصه ρ_c میلگرد منضیل بلاستیک

(ارتفاع خمشی) $1/3 > \text{آرماتورهای}$

(۳) $1/5$ آرماتور دوجور در مقطع تیرهای (حوائج) آرماتورهای (دارد) در هر طرف طول تیر در بالا و پایین

(۴) ضابطه تیرهای در تیر با حداقل قطر 6 mm در فاصله 2 برابر ارتفاع مقطع خمشی و در محل تقاطع فولاد

(۵) ϕ_e طولی ϕ_e عرضی $s = \text{Min} (8\phi_e, 1/4 d, 24\phi_e, 300 \text{ mm})$ فاصله ستون از

(۶) $50 \text{ mm} < \text{فاصله اولین ضابطه از برنگرنگ}$

(۷) در هر سمت که در فاصله تیرهای در تیر داریم $s > d/2$

ب) حالت خمشی برآید
 ۱) مشخصات هندسی و

(۱) $Nu > 0.15 \phi_c f_c A_g$ (عدد نوسلر) $(250 \text{ mm}, 0.3)$ عرض مقطع

(۲) $L < 25$ طول آزاد ستون / عرض مقطع

(۳) مجموع مقاومت خمشی ستون که در صورت \leq مجموع مقاومت خمشی تیر که در آن تیر
 (۲) آرمانتورهای طولی و عرضی و

(۱) موارد ۲، ۳، ۴ در صورت شکل پذیرگی کم (مربوط به ستون که) صدق است

(۲) 450 mm و عدد نوسلر مقطع $(\text{طول آزاد ستون}) \frac{1}{6}$ $l_0 = Max$ طول محصل از بر اتصال

در در ستون

(۳) $8 \text{ mm} >$ قطر ضوابط مورد نیاز در طول l_0

(۴) $S =$ فاصله ضوابط مورد نیاز در طول l_0

$S = \min (250 \text{ mm}, (0.75 \phi_c f_c) / 2, (0.75 \phi_c f_c) / 8)$

(۵) در ستون که با مقطع دایره نسبت خاصی آرمانتورهای پیچ در صورت برآید و

$\beta_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c}{f_{yh}}$ A_g مساحت کل ستون

A_c مساحت محدود پس بر فرضی فاصله بر ستون

f_{yh} تن رینگ میلگرد در پیچ

(۶) $\left\{ \begin{array}{l} 0.5S \text{ از بر اتصال} \\ 25 \text{ نواحی دیگر} \end{array} \right. <$ فاصله اولین ضوابط

(۷) $\frac{2}{3} >$ مقدار فولاد عرضی محصور شده عمود بر محور طولی ستون در محل تیر

(۸) در محل اتصال ستون به تیر میلگردی طولی ستون وارد شده به تیر و

$30 \text{ cm} >$ طول میلگرد طولی دارای ضوابط نذر بر پیچ
 با ضوابط نذر بر پیچ

(۹) سلب کمی سازه ای با شکل پذیرگی زیاد

الف) اعضای خمشی و
 ۱) مشخصات هندسی و

(۱) $Nu < 0.15 \phi_c f_c A_g$ (طول دایره آزاد) $\frac{1}{4} <$ ارتفاع مؤثر مقطع

(۲) $0.3 >$ ارتفاع مقطع تیر / عرض مقطع تیر

(۳) صورت ۲ و ۳ شکل پذیرگی متوسط - الف) اعضای خمشی - ۱) مشخصات هندسی - شماره ۳

(۴) " " " " " " " " " " شماره ۴

(۲) آرمانتورهای طولی و عرضی و

(۱) موارد ۱ و ۲ شکل پذیرگی متوسط

- (۲) $1/4$ ابعاد و وجود در مقطع یک طرفه (میرانها که ابعاد بیشتری دارد) در برآیند طول تیر در بالا و پایین ابعاد باشد
- (۳) در اعضای خمشی T یا A که بادال که بصورت یکپارچه اجرایی شوند، مقدار ابعاد که در تیر ستون می توان برای خمش در آن علاوه بر ابعاد در میان در نظر گرفت و
- * در ستون های داخلی یا تیر عرضی مشابه تیر طولی - تمام میلگرد در موجود در فاصله $4h_p$ در عرض ستون
- * ستون های داخلی بدون تیر عرضی - $2.5h_p$ در عرض ستون
- * در ستون های خارجی یا تیر عرضی مشابه تیر طولی - تمام میلگرد موجود در فاصله $2h_p$ در هر طرف ستون
- * ستون های خارجی بدون تیر عرضی - تمامی میلگردی موجود در عرض ستون
- (۴) وصله یوئیش در محل اتصال تیر به ستون در فاصله ای معادل 2 برابر ارتفاع عضو خمشی از هر ستون تقسیم شود در سایر محلی با شرط زیر قرار داده شود.

$$s \leq \max(100 \text{ mm}, d/4)$$

در هر مورد و در یک مقطع بصورت یک در میان اجرا شود

مجازه در این اتصالات جوش یا مکانیکی

$$600 \text{ mm} < \text{فاصله وصله میلگردی مجازه در تیر}$$

(۶) موارد ۴، ۵، ۶، ۷ شکل پذیر متوسط با این تفاوت که

$$8 \text{ mm} = \text{مقدار قطر ضاقت گذاری بیشتر}$$

$$Nu > 0.15 \rho_c F_c' A_g \quad \text{بار محوری نهی}$$

(ب) حالت خمش مرکب و
التمش ضاقت صندلی و

$$\text{Max}(300 \text{ mm}, 0.4) > \text{عرض مقطع}$$

$$16 < \frac{\text{طول آزاد ستون}}{\text{عرض مقطع}}$$

(۳) ظرفیت خمشی ستون \leq (ظرفیت خمشی تیر) 1.2
(۲) ابعاد تیر برای طولی و عرضی و

(۱) موارد ۱، ۲، ۳ مربوط به شکل پذیری متوسط

(۲) ارتفاع از وصله های یوئیش آنها در نیمه میانی طول ستون مجاز است

(۳) صمد و ۱۴ شکل پذیری نهی (الف) اعضای خمشی - (۱) التمش ضاقت صندلی - شماره ۵

$$s = 5 = \text{فاصله ضاقت مورد نیاز در طول}$$

$$s = \min(125 \text{ mm}, \text{ضخایکتر مقطع ستون}) / 4, \text{قطر بزرگتر میلگرد طولی ستون} / 8$$

$$Ash > \begin{cases} 0.3 (s \cdot h_c \frac{F_c}{F_{yh}}) (1 - \frac{A_g}{A_{ch}}) & \text{باید از دو مقدار بزرگتر باشد} \\ 0.09 s \cdot h_c \frac{F_c}{F_{yh}} & \text{hc و بعد قطر ستون که از هر که بزرگتر ضاقت اندازد تیری شود (mm)} \end{cases}$$

A_{ch} سطح مقطع کل برای تیر h_c در h_c مورد استفاده در رابطه (mm^2)

s و فاصله ضاقت

۱۶) بریدن لوله با مقطع دایره در صورت استفاده از فولاد در پی نسبت حجم این سگن در صورت الزام

$$\beta_s > \begin{cases} 0.12 \frac{f_c}{f_{yh}} \\ 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c}{f_{yh}} \end{cases}$$

A_c مساحت تقویت کننده در پی بر حسب ضابطه

فصل یازدهم :

پیش تنیدگی

الگویم پیش بندی

(۱) تعیین الجاره

- تایلته $\rightarrow \frac{1}{20} < \frac{h}{L} < \frac{1}{15}$
 - صغیری $\rightarrow \frac{h}{L} \approx 18$ (بالترغ شایسته)
 - متوسط $\rightarrow \frac{I}{V} = \frac{\Delta M}{\Delta F}$ (از این رابطه در طول جدول کتب)
 - تایلته $\rightarrow \rho > 0.45, \rho < 0.5$
 - تایلته $\rightarrow \rho = 0.4$
- مقیاس $\rightarrow \left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} * \\ \text{مقیاس} \\ \frac{1}{35} \\ \frac{1}{15} \end{array} \right\}$
- $\rho * = \frac{1}{3}$ متصل

نقطه در مقطع تایلته، $h_p > 25 \text{ mm}$ ، $t_{st} > 25 \text{ mm}$

(۲) تعیین مشخصات

اصل تایلته I ، صحت S (الف)
 فیدراتیون (باصول اشتباه سطح بیدستی)

$$V, V' \rightarrow \rho = \frac{I}{VV'S} = \frac{r^2}{VV'}$$

(۳) تعیین ضریب $\Delta M = M_{max} - M_{min}$

M که با توجه به علامت مثبت، (مثلاً بین دو مقدار $-5, -20$) $M_{min} = -20, M_{max} = -5$

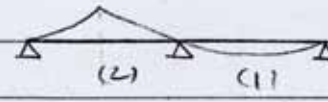
$$M_{min} = M_D \quad M_{max} = M_D + M_L$$



$$M_m = -(M_D + M_L) \quad M_n = -M_D$$



$$M_m = M_D + M_L \quad M_n = M_D + M_L$$



* برای بدست آوردن ضریب ΔM در کتاب ضریب ΔM استفاده کرد یا به جدول آخر کتاب
 نوا در جدول ضریب مراجعه کرد.

در هر مقطع بر این صحت ای مختلف بارگذاری M_m, M_n بدست می آید پس ΔM را از عمده تر
 تیر انتخاب می کنیم.

محاسبه استخفاف حالت استخفاف داری

برای طاق های f_{cb} و f_{ct} و بدست می آوریم

$$f_{ct1} = f_{cb2} = 0$$

$$f_{ct2} = f_{ct1} = 0.5 f_c$$

(د) فرض می شود مقطع ترک بر آن باشد.

$$p = \frac{\Delta M}{c + c'} \quad f_{CG} = \frac{P}{S}$$

$$\left. \begin{aligned} c &= \rho v \left(1 - \frac{f_{CG2}}{f_{CG}} \right) \\ c' &= \rho v' \left(1 - \frac{f_{CG1}}{f_{CG}} \right) \end{aligned} \right\} \text{بازن طایف I} \quad \left. \begin{aligned} c &= \rho v \\ c' &= \rho v' \end{aligned} \right\} \rightarrow c, c' = \rho h$$

(ه) محاسبه و مکان کردن محبت فرض و (M با علامت)

$$e_o = c - \frac{M_{Max}}{P} \quad \vee \quad e_o = -c' - \frac{M_{Min}}{P}$$

If $(v'd') \ll e_o \ll (v-d) \rightarrow$ فرض صحیح است

در غیر این صورت فرض اشتباه است بی و

(الف) $M_{Min} \gg 0$ $p = \frac{M_{Max}}{v'd' + c}$, $e_o = -(v'd')$

(ب) $M_{Max} < 0$ $p = \frac{-M_{Min}}{v-d + c'}$, $e_o = v-d$

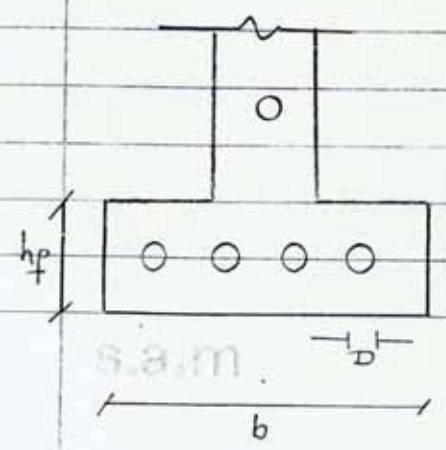
(ج) $M_{Min} < 0 < M_{Max}$ \leftarrow صفاً تقصیر ترک بر آن است

(4) تعیین تعداد علاف و

فرض - نوع کابل (جدید هر 470 صیدید، هر 568 صیدید قدم)

$$n = \frac{P}{\text{نیروی صید کابل}}$$

$$\text{نیروی کشش (KN)} = x \cdot \frac{1}{2} = \text{نیروی صید}$$



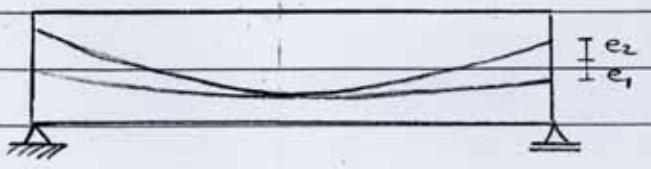
$$b \geq (2n-1)D \quad n \geq 2 \text{ تعداد علاف}$$

$$h_p \geq (2m-1)D \quad m \geq 2 \text{ تعداد صید}$$

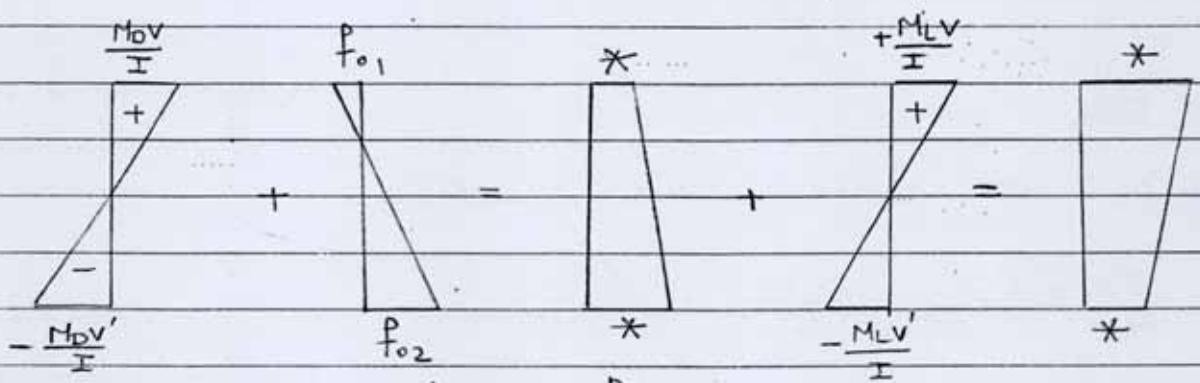
۱۸) تعیین دانه (هسته) عبوری

$$e_1 < e \text{ (دانه عبوری)} < e_2$$

$$\left\{ \begin{aligned} e_1 &= -c' - \frac{M_{min}}{P} \\ e_2 &= c - \frac{M_{max}}{P} \end{aligned} \right.$$



۱۹) کنترل تنش در صاف سازی پاره برداری



$$f_0 = \frac{P}{s} - \frac{Pe_0 \gamma}{I} \left\{ \begin{aligned} f_{01} &= \frac{P}{s} - \frac{Pe_0 v}{I} \\ f_{02} &= \frac{P}{s} + \frac{Pe_0 v'}{I} \end{aligned} \right.$$

فشار مثبت

$$f_s = \frac{P}{A} < 0.9 \phi_s f_p$$

۱۰) کنترل تنش فولاد

f_p (۱۶۲۳ Mpa) تنش حد تسلیم فولاد A سطح مقطع فولاد

محاسبات دینتی (حالت آمپی تصویر برداری) 8

(1) تعیین V_D , V_L و درفاصله $h/2$ از سطح مقطع $h/2$ می آوریم

$$\sin \alpha = \frac{V_D + V_L/2}{P}$$

(2) انتخاب نسبت مناسب

$$\begin{cases} V_1 = V_D + V_L - P \sin \alpha \\ V_2 = V_D - P \sin \alpha \end{cases}$$

(3) مقدار نیروی برشی در مقطع

$$V_G = \frac{V_1}{b_e Z_G}$$

(4) تنش برشی در مرکز طول

و $b_e = b_w - n p$ تعداد غلاف در بین n و p فاصله

$Z_G = \frac{I}{M}$ و M همان است که نصف مقطع نسبت به مرکز سطح (نارینه) کل

$$\begin{cases} f_{ox} = \frac{P \cos \alpha}{S} \approx \frac{P}{S} \\ f_{oy} = \frac{P \sin \alpha}{S} \approx 0 \end{cases}$$

مقدار در راستای x

$$f_{tz} = 0.6 \sqrt{f_c}$$

(5) کنترل تنش برشی در مرکز طول

$$V_1^2 = f_{ox} f_{oy} + 0.4 f_{tz} (f_{tz} + f_{ox} + f_{oy})$$

$$V_2^2 = f_{ox} f_{oy} + \frac{2 f_{tz}}{f_c} (0.6 f_c - f_{ox} - f_{oy}) (f_{tz} + f_{ox} + f_{oy})$$

$$\rightarrow V_G < V_1, V_2$$

محاسبات فولاد

$$V_u = 1.25 V_D + 1.5 V_L$$

$$V_u = \frac{V_u}{b_e Z_G}$$

(1)

$$V_u > \max(V_1, V_2) \rightarrow$$

طراحی فولاد محاسباتی لازم است.

(2)

$$T_g 2 \beta_u = \frac{2 V_u}{f_{xu} - f_{yu}} \quad \begin{cases} f_{xu} = f_{ox} \\ f_{yu} = f_{oy} \end{cases}$$

(3) زاویه شیب ترک

s.a.m

(۶) محاسبه فولاد محمولی (Passive) :

$$\frac{A_v}{b_e s} \phi_s f_y = \left(u_u - \frac{f_{tj}}{3} \right) \frac{t_g \beta}{u_u}$$

$$s = \min(0.8h, 3b_w, 1m)$$

(۵)

$$\left(\frac{A_v}{s} \right)_{\min} = 0.35 \frac{b_w}{f_y}$$

(۶) فولاد صدافیل

$$u_u \leq \frac{p}{6}$$

(۷) کنترل فشردگی

فصل دوازدهم :

متفرقه

f_{yk} = مقاومت مشخصه میلگردهای فولادی؛ کمترین تنشی که تنش تسلیم حداکثر ۵٪ از نمونه‌های میلگرد فولادی کمتر از آن باشد؛ برحسب مگاپاسکال

$f_{y,obs}$ = تنش تسلیمی که در آزمایش کششی بر روی میلگردهای مصرفی مورد نظر عملاً به دست می‌آید؛ برحسب مگاپاسکال

$f_{y,obs,m}$ = متوسط مقادیر $f_{y,obs}$ برای نمونه‌های میلگرد

M = جرم یک قطعه میلگرد؛ برحسب گرم

S = سطح مقطع موثر یا اسمی میلگرد؛ برحسب میلی‌متر مربع

s = انحراف معیار برای نمونه‌های میلگرد

L = طول یک قطعه میلگرد؛ برحسب میلی‌متر

d_b = قطر اسمی میلگردهای ساده یا آجدار؛ برحسب میلی‌متر

ϕ = قطر اسمی میلگردهای ساده، که معمولاً در نقشه‌ها و سایر مدارک فنی به کار می‌رود.

Φ = قطر اسمی میلگردهای آجدار، که معمولاً در نقشه‌ها و سایر مدارک فنی به کار می‌رود.

d_1 = قطر زمینه میلگردهای آجدار؛ برحسب میلی‌متر

d_2 = قطر خارجی میلگردهای آجدار؛ برحسب میلی‌متر

۹-۴-۱ تعاریف

۹-۴-۱-۱ رده میلگردهای فولادی: عبارت است از عدد مقاومت مشخصه میلگرد برحسب N/mm^2 ، که پس از حرف S می‌آید. رده‌های میلگردها عبارتند از S۲۴۰، S۳۴۰، S۴۰۰ و S۵۰۰.

رده میلگردها باید در تمامی اسناد فنی (دفترچه‌های محاسبات، نقشه‌ها و ...) قید

شود.

مقاومت مشخصه عبارتست از مقاومتی که سازه بر اساس آن طراحی می‌گردد. این مقاومت در نقشه‌ها و دفترچه محاسبات مشخص می‌گردد.

۹-۴-۳ طبقه‌بندی میلگردها از نظر روش ساخت

- (۱) فولاد گرم نوردشده
- (۲) فولاد سرد اصلاح‌شده، که بر اثر انجام عملیات مکانیکی نظیر پیچانیدن، کشیدن، نوردکردن یا گذرانیدن از حدیده، بر روی میلگردهای گرم نوردشده در حالت سرد به‌دست می‌آید.
- (۳) فولاد گرم اصلاح‌شده یا فولاد ویژه، که بر اثر انجام عملیات مکانیکی نظیر گرمایش و آب‌دادن، بر روی میلگردهای گرم نوردشده در حالت گرم به‌دست می‌آید.

۹-۴-۴ طبقه‌بندی میلگردها از نظر مکانیکی

- میلگردهای فولادی براساس مقاومت مشخصه آنها تقسیم‌بندی می‌شوند. انواع رده‌های میلگرد فولادی از نظر مکانیکی در جدول ۹-۴-۲ درج شده است.
- فولادهای فوق از نظر شکل‌پذیری به سه رده طبقه‌بندی می‌شوند:
- (۱) فولاد نرم (S۲۴۰)، که منحنی تنش - تغییرشکل نسبی آن دارای پله تسلیم مشهود است.
 - (۲) فولاد نیم‌سخت (S۲۴۰ و S۴۰۰)، که منحنی تنش - تغییرشکل نسبی آن دارای پله تسلیم بسیار محدود است.
 - (۳) فولاد سخت (S۵۰۰)، که منحنی تنش - تغییرشکل نسبی آن فاقد پله تسلیم است.

۴-۴-۴ تعیین نسبت‌های اختلاط براساس تجربه کارگاهی و

مخلوط‌های آزمایشی

۱-۴-۴ رده‌بندی بتن

بتن براساس مقاومت فشاری مشخصه آن به‌ترتیب زیر است:

C۶	CA	C۱۰	C۱۲	C۱۶	C۲۰	C۲۵	C۳۰
						C۴۰	C۴۵

$f_c = 20 \text{ MPa}$ ←

عدد بعد از C بیانگر مقاومت فشاری مشخصه بتن برحسب مگاپاسکال می‌باشند. در شرایط اجرایی کارگاهی، در صورتی بتن منطبق بر مشخصات و قابل قبول نمی‌شود که با شرایط بند ۹ - ۶ - ۵ مطابقت داشته باشد.

۲-۴-۴ روش‌های تعیین نسبت‌های اختلاط

۱-۲-۴-۴ برای بتن‌های پایین‌تر از رده C۲۰ می‌توان نسبت‌های اختلاط براساس تجارب قبلی و بدون مطالعه آزمایشگاهی تعیین کرد و یا به‌شرط آنکه مصالح مورد استفاده استاندارد باشند، «نسبت‌های اختلاط استاندارد» مطابق دفترچه مشخصات فنی مصالح را ملاک قرار داد.

۲-۲-۴-۴ برای بتن‌های رده C۲۰ و بالاتر، تعیین نسبت‌های بهینه اختلاط باید از طریق مطالعات آزمایشگاهی و با در نظر گرفتن ضوابط طراحی براساس صورت‌گیرد.

در تحلیل غیرخطی لازم است E_c برای بارهای کوتاه‌مدت و درازمدت با توجه به اثر
شکل‌های درازمدت بتن محاسبه و منظور گردد.

۲-۷-۱۰-۴ در تحلیل خطی مقدار E_s برابر با ۲۰۰۰۰۰ مگاپاسکال منظور

۳-۷-۱۰-۴ ضریب انبساط حرارتی بتن معادل $1/10^5$ در نظر گرفته

۴-۷-۱۰-۴ ضریب پواسون بتن و فولاد را می‌توان به ترتیب برابر با ۰/۱۵ و
در نظر گرفت.

۵-۷-۱۰-۴ فقط بتن‌های رده C۲۰ و بالاتر را می‌توان به‌عنوان مبنای
در نظر گرفت.

۶-۷-۱۰-۴ برای بتن با رده بالاتر از C۵۰ باید علاوه بر مقررات این مبحث
مبحث ویژه دیگری نیز منظور شود.

۷-۷-۱۰-۴ رده میلگردهای به کار برده در قاب‌ها و اجزای لبه‌ای دیوارهای
در برابر زلزله و همچنین فولادهای دورپیچ ستون‌ها و فولادهای عرضی پیچشی و
برش اصطکاکی نباید بالاتر از رده S۴۰۰ باشند.

۸-۷-۱۰-۴ استفاده از میلگردهای ساده به‌عنوان میلگرد سازه‌ای فقط در دور
مجاز می‌باشد.

۹ - ۱۰ - ۸ مشخصات هندسی

۹ - ۱۰ - ۸ - ۱ طول دهانه موثر برای اعضای غیر یکپارچه با تکیه گاه معادل کمترین مقدار بین «فاصله محور به محور تکیه گاه» و «طول آزاد به علاوه ارتفاع عضو» در نظر گرفته می شود.

برای اعضای یکپارچه با تکیه گاه، طول دهانه معادل فاصله محور به محور تکیه گاه خواهد بود. برای اعضای طره ای، این طول معادل طول آزاد آنها منظور می گردد.

۹ - ۱۰ - ۸ - ۲ طول دهانه آزاد بر تا بر تکیه گاهها در امتدادی که لنگرها برای آن محاسبه می شوند منظور می گردد.

۹ - ۱۰ - ۸ - ۳ (ابعاد در نظر گرفته شده هر عضو در تحلیل سازه نبایستی با ابعاد ارائه شده در نقشه های اجرایی بیش از ۵٪ اختلاف داشته باشد.)

* ۹ - ۱۰ - ۸ - ۴ اثر ترک خوردگی

در تحلیل سازه باید سختی خمشی و پیچشی اعضای ترک خورده به نحو مناسب محاسبه و منظور گردد. اثر ترک خوردگی با توجه به تغییر شکل های محوری و خمشی و آثار در مدت باید محاسبه شود. در غیاب محاسبات دقیق برای منظور کردن اثر ترک خوردگی می توان:

- در قاب های مهار نشده سختی تیرها و ستون ها را به ترتیب معادل 0.75 و 0.7 برابر سختی مقطع ترک نخورده آنها منظور نمود.
- در قاب های مهار شده سختی تیرها و ستون ها را به ترتیب معادل 0.5 و 1 برابر سختی مقطع ترک نخورده آنها منظور نمود.

سختی دیوارها را در صورتی که ترک خورده باشند ۰/۳۵ و در غیر این صورت ۰/۷
سختی مقطع کل منظور نمود.

۹-۱۰-۹ بارگذاری

۱-۹-۱۰-۹ بارهای مؤثر در طراحی سازه‌ها شامل موارد زیر می‌باشند:

- الف) بارهای دائمی، شامل وزن اجزاء سازه یا عوامل متکی بر آنها
- ب) سربارهای بهره‌برداری (زنده) و همچنین سربارهای حین ساخت، ناشی از وزن قالب و داربست بستن یک طبقه روی طبقه یا طبقات زیر
- پ) بارهای جوی، مانند باد و برف
- ت) بارهای استثنائی، مانند زلزله، حریق و برخورد وسایل نقلیه به ستون‌ها و پایه‌ها
- ث) بارهای حرارتی، جمع‌شدگی و وارفتگی بتن و نشست تکیه‌گاهی

۲-۹-۱۰-۹ مشخصات و میزان بارهای وارد بر سازه براساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان تعیین می‌شوند.

۳-۹-۱۰-۹ بارهای وارده با توجه به احتمال همزمان بودن با یکدیگر ترکیب شده و طراحی هر عضو نامساعدترین وضعیت‌های احتمالی بارگذاری به کار گرفته می‌شوند.

۱۰-۱۰-۹ طراحی در حالت حدی نهایی مقاومت

اجزای سازه‌ای باید در حالت حدی نهایی مقاومت محاسبه شود و در هر مقطع باید به عمومی زیر همواره برقرار باشد.

$$S_r \geq S_u$$

(2) Other simplified stress-strain relationships may be used if equivalent to or more conservative than the one defined in (1), for instance bi-linear according to Figure 3.4 (compressive stress and shortening strain shown as absolute values) with values of ϵ_{c3} and ϵ_{cu3} according to Table 3.1.

Licensed Copy: sheffieldun sheffieldun, na, Thu Jun 16 17:09:19 BST 2005, Uncontrolled C
 19.19 BSI 2005, Uncontrolled Copy, (c) BSI

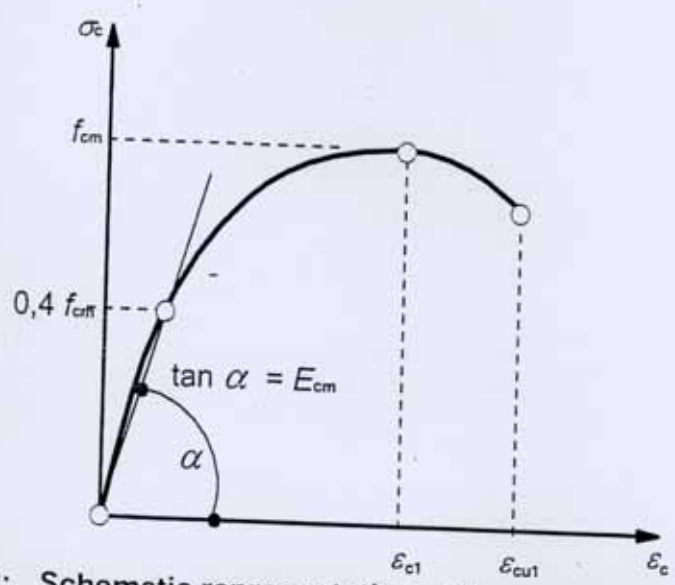


Figure 3.2: Schematic representation of the stress-strain relation for structural analysis (the use $0,4f_{cm}$ for the definition of E_{cm} is approximate).

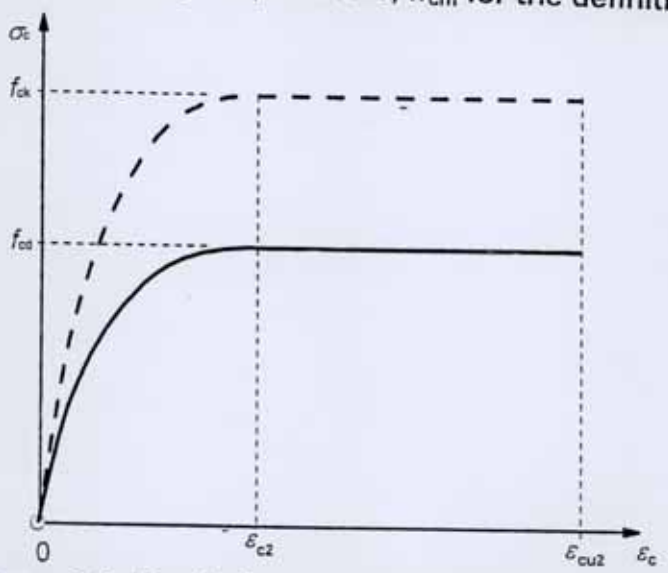


Figure 3.3: Parabola-rectangle diagram for concrete under compression.

(2) Other simplified stress-strain relationships may be used if equivalent to or more conservative than the one defined in (1), for instance bi-linear according to Figure 3.4 (compressive stress and shortening strain shown as absolute values) with values of ϵ_{c3} and ϵ_{cu3} according to Table 3.1.

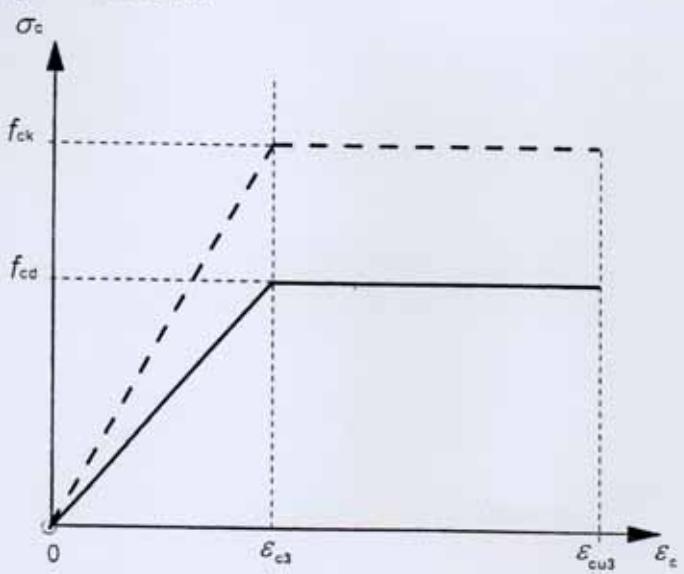


Figure 3.4: Bi-linear stress-strain relation.

(3) A rectangular stress distribution (as given in Figure 3.5) may be assumed. The factor λ ,

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1,125 + 2,50 \sigma_2/f_{ck}) \text{ for } \sigma_2 > 0,05f_{ck}$$

$$\epsilon_{c2,c} = \epsilon_{c2} (f_{ck,c}/f_{ck})^2$$

$$\epsilon_{cu2,c} = \epsilon_{cu2} + 0,2 \sigma_2/f_{ck}$$

$f_{ck,c}$ & f_{ck} تین تین محصور شدہ
 (3.25) f_{ck} & f_{ck} تین تین بدون محصور شدہ

(3.26) $\epsilon_{cu,c}$ & ϵ_{cu} کرنش تین محصور شدہ

(3.27) ϵ_{cu} & ϵ_{cu} کرنش تین بدون محصور شدہ

where $\sigma_2 (= \sigma_3)$ is the effective lateral compressive stress at the ULS due to confinement and ϵ_{c2} and ϵ_{cu2} follow from Table 3.1. Confinement can be generated by adequately closed links or cross-ties, which reach the plastic condition due to lateral extension of the concrete.

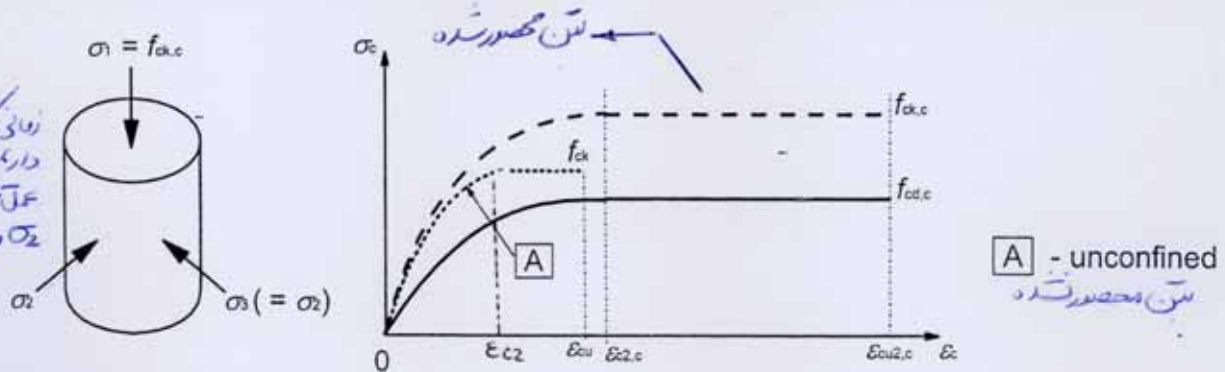


Figure 3.6: Stress-strain relationship for confined concrete

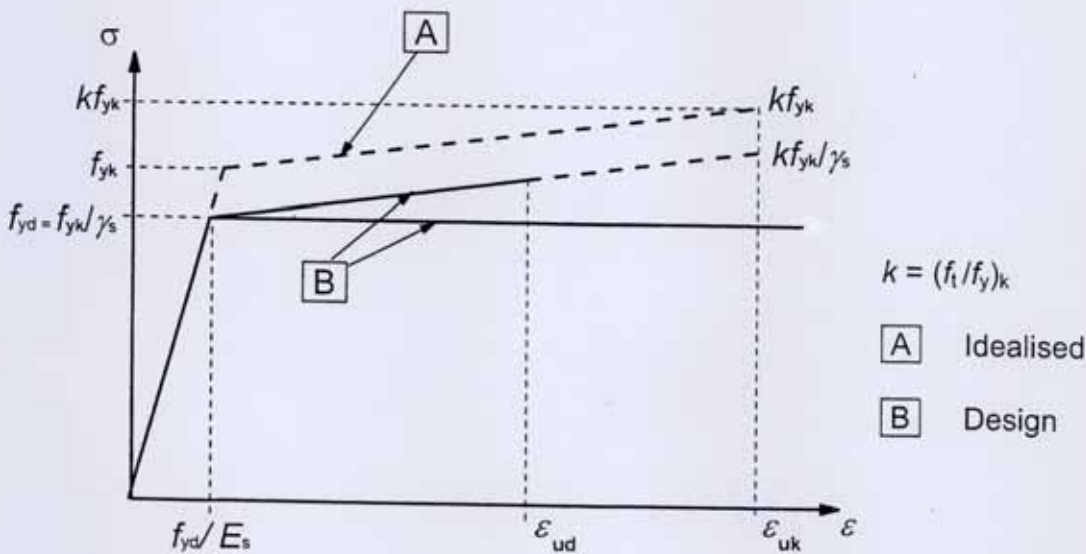


Figure 3.8: Idealised and design stress-strain diagrams for reinforcing steel (for tension and compression)

(3) The mean value of density may be assumed to be 7850 kg/m³.

CODE

9.3.2 — Strength reduction factor ϕ shall be as given in 9.3.2.1 through 9.3.2.7:

9.3.2.1 — Tension-controlled sections as defined in 10.3.4 0.90
(See also 9.3.2.7)

* ضریب کاهش مقاومت ϕ (در بخش نامنه ACI) *

9.3.2.2 — Compression-controlled sections, as defined in 10.3.3:

- (a) Members with spiral reinforcement conforming to 10.9.3 0.75
- (b) Other reinforced members 0.65

9.3.2.3 — Shear and torsion 0.75

9.3.2.4 — Bearing on concrete (except for post-tensioned anchorage zones and strut-and-tie models) 0.65

9.3.2.5 — Post-tensioned anchorage zones 0.85

9.3.2.6 — Strut-and-tie models (Appendix A), and struts, ties, nodal zones, and bearing areas in such models 0.75

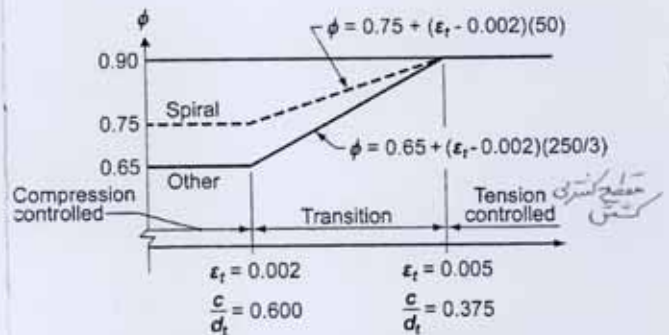
9.3.2.7 — Flexural sections in pretensioned members where strand embedment is less than the development length as provided in 12.9.1.1:

- (a) From the end of the member to the end of the transfer length 0.75
- (b) From the end of the transfer length to the end of the development length ϕ shall be permitted to be linearly increased from 0.75 to 0.9.

Where bonding of a strand does not extend to the end of the member, strand embedment shall be assumed to begin at the end of the debonded length. See also 12.9.3.

Figure R9.3.2 is discussed in R10.5.3.

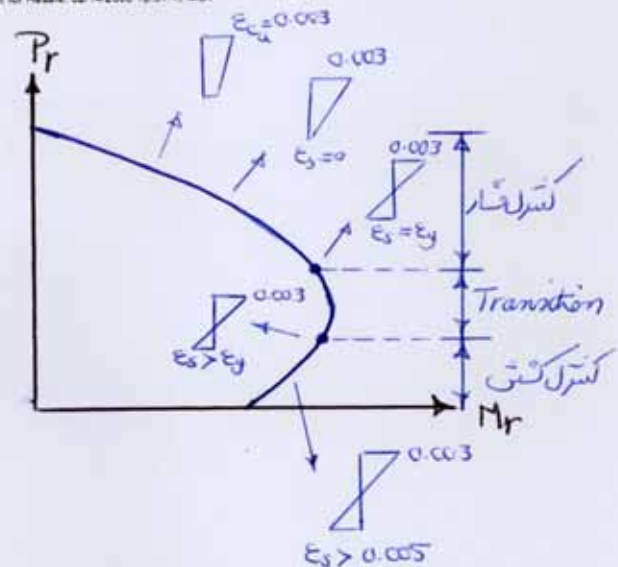
8 C در این باره ای تا محدودیت



Interpolation on c/d_t :
Spiral $\phi = 0.75 + 0.15[(1/c/d_t) - (5/3)]$
Other $\phi = 0.65 + 0.25[(1/c/d_t) - (5/3)]$

Fig. R9.3.2—Variation of ϕ with net tensile strain in extreme tension steel, ϵ_t , and c/d_t for Grade 60 reinforcement and for prestressing steel.

Copyright © 2008 by American Concrete Institute
All rights reserved. 02/14/2008 10:51:19 MST



original
 $f_{ck, cube} = \frac{P}{A}$
 $\frac{P}{0.8}$

Strength classes for concrete

	Strength classes for concrete																Analytical relation / Explanation
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90			
$f_{ck, cube} = f_{ck}$																	
$f_{ck, cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105			
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8(\text{MPa})$		
f_{dm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{dm} = 0,30 \times f_{ck}^{(2/3)}$ SC50/60 $f_{dm} = 2,12 \ln(1 + (f_{cm}/10))$ > C50/60		
$f_{dk, 0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{dk, 0,05} = 0,7 \times f_{dm}$ 5% fractile		
$f_{dk, 0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{dk, 0,95} = 1,3 \times f_{dm}$ 95% fractile		
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0,3}$ (f_{cm} in MPa)		
ϵ_{ci} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	see Figure 3.2 $\epsilon_{ci} (‰) = 0,7 f_{cm}^{0,21} < 2,8$		
ϵ_{cu1} (‰)	3,5																
ϵ_{cu2} (‰)	2,0																
ϵ_{cu2} (‰)	3,5																
n	2,0																
ϵ_{cu3} (‰)	1,75																
ϵ_{cu4} (‰)	3,5																

Table 3.1 Strength and deformation characteristics for concrete

Cross Sectional Areas and Weights of Bars

Diameter (mm)	Cross Sectional Areas in (cm ²) for the following number of Bars (المساحة المقطعية للعدد المذكور من قضبان)										Weight (kg/m)	Nominal Diameter (mm)
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		
6	0.283	0.57	0.85	1.13	1.41	1.70	1.98	2.26	2.54	2.83	0.222	6
8	0.503	1.01	1.51	2.01	2.51	3.02	3.52	4.02	4.52	5.03	0.395	8
10	0.785	1.57	2.36	3.14	3.93	4.71	5.50	6.28	7.07	7.85	0.617	10
12	1.131	2.26	3.39	4.52	5.65	6.79	7.92	9.05	10.18	11.31	0.888	12
14	1.539	3.08	4.62	6.16	7.70	9.24	10.78	12.32	13.85	15.39	1.209	14
16	2.011	4.02	6.03	8.04	10.05	12.06	14.07	16.08	18.10	20.11	1.578	16
18	2.545	5.09	7.63	10.18	12.72	15.27	17.81	20.36	22.90	25.45	1.998	18
20	3.142	6.28	9.42	12.57	15.71	18.85	21.99	25.13	28.27	31.42	2.466	20
22	3.801	7.60	11.40	15.21	19.01	22.81	26.61	30.41	34.21	38.01	2.984	22
25	4.909	9.82	14.73	19.63	24.54	29.45	34.36	39.27	44.18	49.09	3.853	25
28	6.158	12.32	18.47	24.63	30.79	36.95	43.10	49.26	55.42	61.58	4.834	28
32	8.042	16.08	24.13	32.17	40.21	48.25	56.30	64.34	72.38	80.42	6.313	32
36	10.179	20.36	30.54	40.72	50.89	61.07	71.25	81.43	91.61	101.79	7.990	36
40	12.566	25.13	37.70	50.27	62.83	75.40	87.96	100.53	113.10	125.66	9.870	40

Round bar Cross Sectional Areas (cm²) per One meter width

Bar Spacing (cm)	Num. of Bars (1m)	Bar Diameter (mm)											Area (cm ²)	Bar Spacing (cm)
		25 ϕ6 @ 40mm	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28		
4	25.00	7.07	12.57	19.63	28.27	38.48	50.27	63.62	78.54	95.03	122.72	153.94	201.06	4
5	20.00	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	50.89	62.83	76.03	98.17	123.15	160.85	5
6	16.67	4.71	8.38	13.09	18.85	25.66	33.51	42.41	52.36	63.36	81.81	102.63	134.04	6
7	14.29	4.04	7.18	11.22	16.16	21.99	28.72	36.35	44.88	54.30	70.12	87.96	114.89	7
7.5	13.33	3.77	6.70	10.47	15.08	20.53	26.81	33.93	41.89	50.68	65.45	82.10	107.23	7.5
8	12.50	3.53	6.28	9.82	14.14	19.24	25.13	31.81	39.27	47.52	61.36	76.97	100.53	8
8.5	11.76	3.33	5.91	9.24	13.31	18.11	23.65	29.94	36.96	44.72	57.75	72.44	94.62	8.5
9	11.11	3.14	5.59	8.73	12.57	17.10	22.34	28.27	34.91	42.24	54.54	68.42	89.36	9
9.5	10.53	2.98	5.29	8.27	11.90	16.20	21.16	26.79	33.07	40.01	51.67	64.82	84.66	9.5
10	10.00	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	25.45	31.42	38.01	49.09	61.58	80.42	10
10.5	9.52	2.69	4.79	7.48	10.77	14.66	19.15	24.24	29.92	36.20	46.75	58.64	76.60	10.5
11	9.09	2.57	4.57	7.14	10.28	13.99	18.28	23.13	28.56	34.56	44.62	55.98	73.11	11
11.5	8.70	2.46	4.37	6.83	9.83	13.39	17.48	22.13	27.32	33.06	42.68	53.54	69.93	11.5
12	8.33	2.36	4.19	6.54	9.42	12.83	16.76	21.21	26.18	31.68	40.91	51.31	67.02	12
12.5	8.00	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	20.36	25.13	30.41	39.27	49.26	64.34	12.5
13	7.69	2.17	3.87	6.04	8.70	11.84	15.47	19.57	24.17	29.24	37.76	47.37	61.87	13
13.5	7.41	2.09	3.72	5.82	8.38	11.40	14.89	18.85	23.27	28.16	36.36	45.61	59.57	13.5
14	7.14	2.02	3.59	5.61	8.08	11.00	14.36	18.18	22.44	27.15	35.06	43.98	57.45	14
14.5	6.90	1.95	3.47	5.42	7.80	10.62	13.87	17.55	21.67	26.22	33.85	42.47	55.47	14.5
15	6.67	1.88	3.35	5.24	7.54	10.26	13.40	16.96	20.94	25.34	32.72	41.05	53.62	15
15.5	6.45	1.82	3.24	5.07	7.30	9.93	12.97	16.42	20.27	24.52	31.67	39.73	51.89	15.5
16	6.25	1.77	3.14	4.91	7.07	9.62	12.57	15.90	19.63	23.76	30.68	38.48	50.27	16
16.5	6.06	1.71	3.05	4.76	6.85	9.33	12.19	15.42	19.04	23.04	29.75	37.32	48.74	16.5
17	5.88	1.66	2.96	4.62	6.65	9.06	11.83	14.97	18.48	22.36	28.87	36.22	47.31	17
17.5	5.71	1.62	2.87	4.49	6.46	8.80	11.49	14.54	17.95	21.72	28.05	35.19	45.96	17.5
18	5.56	1.57	2.79	4.36	6.28	8.55	11.17	14.14	17.45	21.12	27.27	34.21	44.68	18
18.5	5.41	1.53	2.72	4.25	6.11	8.32	10.87	13.76	16.98	20.55	26.53	33.28	43.47	18.5
19	5.26	1.49	2.65	4.13	5.95	8.10	10.58	13.39	16.53	20.01	25.84	32.41	42.33	19
19.5	5.13	1.45	2.58	4.03	5.80	7.89	10.31	13.05	16.11	19.49	25.17	31.58	41.24	19.5
20	5.00	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	12.72	15.71	19.01	24.54	30.79	40.21	20
25	4.00	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	10.18	12.57	15.21	19.63	24.63	32.17	25
30	3.33	0.94	1.68	2.62	3.77	5.13	6.70	8.48	10.47	12.67	16.36	20.53	26.81	30

CROSS SECTIONAL AREAS AND WEIGHTS OF BARS

no 6 2 1/2

DIA. in mm	cross sectional areas in cm^2 for the following number of bars										Weight in kg/m	Nominal dia. in mm
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		
2.5	0.049	0.10	0.15	0.20	0.25	0.29	0.34	0.39	0.44	0.49	0.038	2.5
3	0.071	0.14	0.21	0.28	0.35	0.42	0.49	0.57	0.64	0.71	0.055	3
3.5	0.096	0.19	0.29	0.38	0.48	0.58	0.67	0.77	0.86	0.96	0.075	3.5
4	0.126	0.25	0.38	0.50	0.63	0.76	0.88	1.01	1.13	1.26	0.098	4
4.5	0.159	0.32	0.48	0.64	0.80	0.95	1.11	1.27	1.43	1.59	0.125	4.5
5	0.196	0.39	0.59	0.79	0.98	1.18	1.37	1.57	1.77	1.96	0.154	5
5.5	0.238	0.48	0.71	0.95	1.19	1.43	1.66	1.90	2.14	2.38	0.188	5.5
6	0.283	0.57	0.85	1.13	1.42	1.70	1.98	2.26	2.55	2.83	0.222	6
7	0.365	0.77	1.15	1.54	1.92	2.21	2.69	3.08	3.46	3.85	0.302	7
8	0.503	1.01	1.51	2.01	2.51	3.02	3.52	4.02	4.53	5.03	0.395	8
9	0.636	1.27	1.91	2.54	3.18	3.82	4.45	5.09	5.72	6.36	0.499	9
10	0.785	1.57	2.36	3.14	3.93	4.71	5.50	6.28	7.07	7.85	0.617	10
12	1.131	2.26	3.39	4.52	5.65	6.79	7.92	9.05	10.18	11.31	0.888	12
14	1.539	3.08	4.62	6.16	7.69	9.23	10.77	12.31	13.85	15.39	1.209	14
16	2.011	4.02	6.03	8.04	10.05	12.06	14.07	16.08	18.10	20.11	1.578	16
18	2.545	5.09	7.63	10.18	12.72	15.27	17.81	20.36	22.90	25.45	1.998	18
20	3.142	6.29	9.41	12.56	15.71	18.85	21.99	25.14	28.28	31.42	2.466	20
22	3.801	7.60	11.40	15.20	19.00	22.81	26.61	30.41	34.21	38.01	2.984	22
24	4.524	9.04	13.56	18.10	22.62	27.14	31.67	36.19	40.71	45.24	3.551	24
25	4.909	9.82	14.73	19.63	24.54	29.45	34.36	39.27	44.18	49.09	3.853	25
26	5.306	10.62	15.93	21.24	26.55	31.86	37.17	42.47	47.87	53.09	4.168	26
27	5.726	11.45	17.61	22.90	28.67	34.35	40.08	45.80	51.53	57.26	4.495	27
28	6.158	12.32	18.67	24.63	30.79	36.95	43.10	49.26	55.42	61.58	4.834	28
30	7.069	14.14	21.21	28.28	35.34	42.41	49.48	56.55	63.62	70.69	5.549	30
32	8.042	16.03	24.13	32.17	40.21	48.25	56.30	64.34	72.38	80.42	6.313	32
36	10.180	20.36	30.54	40.72	50.90	61.08	71.26	81.44	91.62	101.80	7.990	36
40	12.500	25.12	37.69	50.24	62.80	75.36	87.92	100.48	113.04	125.60	9.870	40

25

φ 6 mm 30 2 1/2

5 1/2

bars

TABLE 10.1 - SPACING OF REINFORCEMENT BARS IN CONCRETE SLABS
 (continued)

100 H
 76 mm

14 @ 20 c/c

BAR SPACING (Cm)) (C) BAR SPACING (Cm)	BAR DIAMETER (mm)											BAR SPACING (Cm)	
		6	7	8	10	12	14	16	18	20	22	24		26
4	25.00	7.07	9.62	12.57	19.63	28.27	38.40	50.27	63.62	70.54	95.03	113.10	132.73	4
5	20.00	5.65	7.70	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	50.89	62.83	76.03	90.40	106.19	5
6	16.67	4.71	6.41	8.38	13.09	18.05	25.66	33.51	42.41	52.36	63.36	75.40	88.49	6
7	14.29	4.04	5.50	7.18	11.22	16.16	21.99	28.72	36.35	44.83	54.30	64.63	75.05	7
7.5	13.33	3.77	5.13	6.70	10.47	15.08	20.53	26.81	33.93	41.89	50.69	60.32	70.79	7.5
8	12.50	3.53	4.81	6.28	9.82	14.14	19.24	25.13	31.81	39.27	47.52	56.55	65.37	8
8.5	11.76	3.33	4.53	5.91	9.24	13.31	18.11	23.65	29.94	36.96	44.72	53.22	62.46	8.5
9	11.11	3.14	4.28	5.59	8.73	12.57	17.10	22.34	28.27	34.91	42.24	50.27	58.99	9
9.5	10.53	2.98	4.05	5.29	8.27	11.90	16.20	21.16	26.79	33.07	40.01	47.62	55.89	9.5
10	10.00	2.83	3.85	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	25.45	31.42	38.01	45.24	53.09	10
10.5	9.52	2.69	3.67	4.79	7.40	10.77	14.66	19.15	24.24	29.92	36.20	43.08	50.56	10.5
11	9.09	2.57	3.50	4.57	7.14	10.28	13.99	18.28	23.13	28.56	34.56	41.13	48.27	11
11.5	8.70	2.46	3.35	4.37	6.83	9.83	13.39	17.48	22.13	27.32	33.06	39.34	46.17	11.5
12	8.33	2.36	3.21	4.19	6.54	9.42	12.83	16.76	21.21	26.18	31.68	37.70	44.24	12
12.5	8.00	2.26	3.08	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	20.35	25.13	30.41	35.19	42.47	12.5
13	7.69	2.17	2.96	3.87	6.04	8.70	11.84	15.47	19.57	24.17	28.24	34.00	40.84	13
13.5	7.41	2.09	2.85	3.72	5.82	8.38	11.40	14.89	18.85	23.27	28.16	33.51	39.33	13.5
14	7.14	2.02	2.75	3.59	5.61	8.08	11.00	14.36	18.18	22.44	27.15	32.31	37.92	14
14.5	6.90	1.95	2.65	3.47	5.42	7.80	10.62	13.87	17.55	21.67	26.22	31.20	36.62	14.5
15	6.67	1.88	2.57	3.35	5.24	7.54	10.26	13.40	16.96	20.94	25.34	30.16	35.40	15
15.5	6.45	1.82	2.48	3.24	5.07	7.30	9.93	12.97	16.42	20.27	24.52	29.19	34.25	15.5
16	6.25	1.77	2.41	3.14	4.91	7.07	9.62	12.57	15.90	19.63	23.76	28.27	33.18	16
16.5	6.06	1.71	2.33	3.05	4.76	6.85	9.33	12.19	15.42	19.04	23.04	27.42	32.10	16.5
17	5.88	1.66	2.26	2.96	4.62	6.65	9.05	11.83	14.97	18.48	22.36	26.61	31.23	17
17.5	5.71	1.62	2.20	2.87	4.49	6.46	8.80	11.49	14.54	17.95	21.72	25.85	30.34	17.5
18	5.56	1.57	2.14	2.79	4.36	6.28	8.55	11.17	14.14	17.45	21.12	25.13	29.50	18
18.5	5.41	1.53	2.08	2.72	4.25	6.11	8.32	10.87	13.76	16.98	20.55	24.45	28.70	18.5
19	5.26	1.49	2.03	2.65	4.13	5.95	8.10	10.58	13.39	16.53	20.01	23.81	27.94	19
19.5	5.13	1.45	1.97	2.58	4.03	5.80	7.89	10.31	13.05	16.11	19.49	23.20	27.23	19.5
20	5.00	1.41	1.92	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	12.72	15.71	19.01	22.62	26.55	20
25	4.00	1.13	1.54	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	10.18	12.57	15.21	18.10	21.24	25
30	3.33	0.94	1.28	1.68	2.62	3.77	5.13	6.70	8.48	10.47	12.67	15.08	17.70	30

6327086

CROSS SECTIONAL AREAS AND WEIGHTS OF BARS

6.6 lbs

Dia. in	cross sectional areas in cm ² for the following number of bars										Weight in kg/m	Nominal dia. in
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		
2.5	0.049	0.10	0.15	0.20	0.25	0.29	0.34	0.39	0.44	0.49	0.038	2.5
3	0.071	0.14	0.21	0.28	0.35	0.42	0.49	0.57	0.64	0.71	0.055	3
3.5	0.096	0.19	0.29	0.38	0.48	0.58	0.67	0.77	0.86	0.96	0.075	3.5
4	0.126	0.25	0.38	0.50	0.63	0.76	0.88	1.01	1.13	1.26	0.098	4
4.5	0.159	0.32	0.48	0.64	0.80	0.95	1.11	1.27	1.43	1.59	0.125	4.5
5	0.196	0.39	0.59	0.79	0.98	1.18	1.37	1.57	1.77	1.96	0.154	5
5.5	0.238	0.48	0.71	0.95	1.19	1.43	1.66	1.90	2.14	2.38	0.188	5.5
6	0.283	0.57	0.85	1.13	1.42	1.70	1.98	2.26	2.55	2.83	0.222	6
7	0.365	0.77	1.15	1.54	1.92	2.21	2.69	3.08	3.46	3.85	0.302	7
8	0.503	1.01	1.51	2.01	2.51	3.02	3.52	4.02	4.53	5.03	0.395	8
9	0.636	1.27	1.91	2.54	3.18	3.82	4.45	5.09	5.72	6.36	0.499	9
10	0.785	1.57	2.36	3.14	3.93	4.71	5.50	6.28	7.07	7.85	0.617	10
12	1.131	2.26	3.39	4.52	5.65	6.79	7.92	9.05	10.18	11.31	0.988	12
14	1.539	3.08	4.62	6.16	7.69	9.23	10.77	12.31	13.85	15.39	1.209	14
16	2.011	4.02	6.03	8.04	10.05	12.06	14.07	16.08	18.10	20.11	1.578	16
18	2.545	5.09	7.63	10.18	12.72	15.27	17.81	20.36	22.90	25.45	1.998	18
20	3.142	6.29	9.41	12.56	15.71	18.85	21.99	25.14	28.28	31.42	2.466	20
22	3.801	7.60	11.40	15.20	19.00	22.81	26.61	30.41	34.21	38.01	2.984	22
24	4.524	9.04	13.56	18.10	22.62	27.14	31.67	36.19	40.71	45.24	3.551	24
25	4.909	9.82	14.73	19.63	24.54	29.45	34.36	39.27	44.18	49.09	3.853	25
26	5.306	10.62	15.93	21.24	26.55	31.86	37.17	42.47	47.87	53.09	4.168	26
27	5.726	11.45	17.61	22.90	28.61	34.35	40.08	45.80	51.53	57.26	4.495	27
28	6.158	12.32	18.47	24.63	30.79	36.95	43.10	49.26	55.42	61.58	4.834	28
30	7.069	14.14	21.21	28.28	35.34	42.41	49.48	56.55	63.62	70.69	5.549	30
32	8.042	16.03	24.13	32.17	40.21	48.25	56.30	64.34	72.30	80.42	6.313	32
36	10.180	20.36	30.54	40.72	50.90	61.08	71.26	81.44	91.62	101.80	7.990	36
40	12.500	25.12	37.68	50.24	62.80	75.36	87.92	100.48	113.04	125.60	9.870	40

25

φ 6

φ 30

φ 35

φ 38

φ 42

φ 45

φ 48

RUJUD BAK CRUSS SEWIRING ALUMINUM

عدد الشرايين

100 M عويل
76mm عويل

14 @ 20 a/c

BAR DIAMETER (mm)

BAR SPACING (Cm)	BAR DIAMETER (mm)	6	7	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	BAR SPACING (Cm)
4	25.00	7.07	9.62	12.57	19.63	28.27	38.43	50.27	63.62	70.54	95.03	113.10	132.73	4
5	20.00	5.65	7.70	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	50.89	62.83	76.03	90.40	106.19	5
6	16.67	4.71	6.41	8.38	13.09	18.05	25.66	33.51	42.41	52.36	63.36	75.40	88.49	6
7	14.29	4.04	5.50	7.18	11.22	16.16	21.99	28.72	36.35	44.88	54.30	64.63	75.05	7
7.5	13.33	3.77	5.13	6.70	10.47	15.08	20.53	26.81	33.93	41.89	50.68	60.32	70.79	7.5
8	12.50	3.53	4.81	6.28	9.82	14.14	19.24	25.13	31.81	39.27	47.52	56.55	65.37	8
8.5	11.76	3.33	4.53	5.91	9.24	13.31	18.11	23.65	29.94	36.96	44.72	53.22	62.46	8.5
9	11.11	3.14	4.28	5.59	8.73	12.57	17.10	22.34	28.27	34.91	42.24	50.27	58.99	9
9.5	10.53	2.98	4.05	5.29	8.27	11.90	16.20	21.16	26.79	33.07	40.01	47.62	55.09	9.5
10	10.00	2.83	3.85	5.03	7.05	11.31	15.39	20.11	25.45	31.42	38.01	45.24	53.09	10
10.5	9.52	2.69	3.67	4.79	6.48	10.77	14.66	19.15	24.24	29.92	36.20	43.08	50.56	10.5
11	9.09	2.57	3.50	4.57	6.14	10.28	13.99	18.28	23.13	28.56	34.56	41.13	48.27	11
11.5	8.70	2.46	3.35	4.37	5.83	9.83	13.39	17.48	22.13	27.32	33.06	39.34	46.17	11.5
12	8.33	2.36	3.21	4.19	5.54	9.42	12.83	16.76	21.21	26.18	31.68	37.70	44.24	12
12.5	8.00	2.26	3.08	4.02	5.28	9.05	12.32	16.08	20.36	25.13	30.41	35.19	42.47	12.5
13	7.69	2.17	2.96	3.87	5.04	8.70	11.84	15.47	19.57	24.17	28.24	34.00	40.84	13
13.5	7.41	2.09	2.85	3.72	4.82	8.38	11.40	14.89	18.85	23.27	28.16	33.51	39.33	13.5
14	7.14	2.02	2.75	3.59	4.61	8.08	11.00	14.36	18.18	22.44	27.15	32.31	37.92	14
14.5	6.90	1.95	2.65	3.47	4.42	7.80	10.62	13.87	17.55	21.67	26.22	31.20	36.62	14.5
15	6.67	1.88	2.57	3.35	4.24	7.54	10.26	13.40	16.96	20.94	25.34	30.16	35.40	15
15.5	6.45	1.82	2.48	3.24	4.07	7.30	9.93	12.97	16.42	20.27	24.52	29.19	34.25	15.5
16	6.25	1.77	2.41	3.14	3.91	7.07	9.62	12.57	15.90	19.63	23.76	28.27	33.18	16
16.5	6.06	1.71	2.33	3.05	3.76	6.85	9.33	12.19	15.42	19.04	23.04	27.42	32.10	16.5
17	5.88	1.66	2.26	2.96	3.62	6.65	9.05	11.83	14.97	18.48	22.36	26.61	31.23	17
17.5	5.71	1.62	2.20	2.87	3.49	6.46	8.80	11.49	14.54	17.95	21.72	25.85	30.34	17.5
18	5.56	1.57	2.14	2.79	3.36	6.28	8.55	11.17	14.14	17.45	21.12	25.13	29.50	18
18.5	5.41	1.53	2.08	2.72	3.25	6.11	8.32	10.87	13.76	16.98	20.55	24.45	28.70	18.5
19	5.26	1.49	2.03	2.65	3.13	5.95	8.10	10.58	13.39	16.53	20.01	23.81	27.94	19
19.5	5.13	1.45	1.97	2.58	3.03	5.80	7.89	10.31	13.05	16.11	19.49	23.20	27.23	19.5
20	5.00	1.41	1.92	2.51	2.93	5.65	7.70	10.05	12.72	15.71	19.01	22.62	26.55	20
25	4.00	1.13	1.54	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	10.18	12.57	15.21	18.10	21.24	25
30	3.33	0.94	1.28	1.68	2.62	3.77	5.13	6.70	8.48	10.47	12.67	15.08	17.70	30

دست قیرمه بزرگ

۱- فاصله آزاد بین قیرمه برابر از ۷۵ mm تجاوز نکند. حداقل عرض جان قیرمه نیز مساوی ۱۵۰ mm است. نسبت ارتفاع به جان قیرمه برابر از ۲/۵ تجاوز نکند.

۲- مساحت قشر بتن روی بزرگ نباید از ۱۲ یا $\frac{1}{12}$ فاصله خالص بر قیرمه ها کمتر باشد. در صورتی که تفاوت فازی روی بزرگ از تفاوت بتن قیرمه کمتر باشد و با سقف قیرمه بزرگ با کلب اجر اکثر (۱) مساحت حداقل به ۵۰ mm اجر آسپتس می باشد.

۱- ارتفاع h : h متوسط جدول دکل یعنی فاصله از تکیه:

تن روی بزرگ $h_T = h + \text{ارتفاع انقباض}$

۲- کنترل مساحت لایه بتن روی بزرگ :
مقتضی عمود بر قیرمه ها زده و مساحت بندی کنیم:

$M_u = \alpha \omega_u l_n^2$

$f_{ct} = \frac{M_u}{I} < 0.6 \phi_c \sqrt{f_c}$

$h = 1$ m

۳- کالسه بارها (رله) و محاسبه لنگه و برش:

$M_u = \alpha q_u l_n^2$

$V_u = \alpha q_u l_n - q_u d$

$d = h_T - \text{قشر بتن سطح}$
میلگرد

۴- محاسبه لنگه های بقیه به صورت خمشی:

$V_c = 1.1 \times 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} b d$

۵- کنترل برش:

اگر برش جوابگو نبود باید مساحت را تغییر دهیم.

پروژه بارگذاری

حمید کاظم ۸۲۲۲۰۲۱

استاد: جناب آقای مهندس طاحونی

عنوان: کنترل بار ETABS

- Define → Material properties (۱)
- Define → Frame section (۲)
- Define → Static Load cases (۳)
- E_x, E_y بر خورش از آنرا محاسبه می‌کنیم User Loads تحت صورت دیواریم اعمال بار بار
- Define → Load combinations (۴)
- Define → Wall/Slab/Deck sections (۵)
- Define → Diaphragms (۶)
- Define → Mass source (۷)
- Diaphragm Extent → (بازایم) کشور (۸)
- option → Preferences → Concrete frame Design (۹)
- Select → All → Design → Concrete frame Design (۱۰)
- View/Revise overwrites → Element type →
- Sway Intermediate (شکل نیز در تصویر)
- Display → Show loads → (۱۱) *حکایت در تصویر*
- End Releases (۱۲)
- Select → all → Assign → End length offset (۱۳)
- Automatic from Connectivity Rigid zone factor 0.5
- Joint → Restrain (۱۴)
- Design → Concrete frame Design → Design load combination (۱۵)
- Selection → Design Combos.
- Analyze → Set P-Delta parameters → Maximum iteration 5 (۱۶)
- ترکیب بار بار است نام بار هر (1.25D + 1.5L)*

