

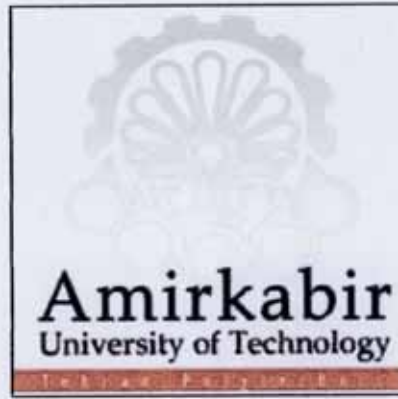
دانشگاه صنعتی امیرکبیر
دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست

درس :

سازه های بتن آرمه

استاد :

جناب آقای دکتر کرامتی - جناب آقای دکتر رهائی



دانشگاه صنعتی امیرکبیر (پلی تکنیک تهران)
دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست

سازه های بتن آرمه

دانشجو :

حمید کاظم

« تَبْدِيلِ وَاحِدَاتِهَا »

$$1) 10 \text{ N} = 1 \text{ kg}$$

$$2) 10 \text{ kN} = 1 \text{ ton}$$

$$3) 10 \text{ kg/cm}^2 = 1 \text{ MPa} = 100 \text{ ton/m}^2$$

$$4) \bar{E} = 2.1 \times 10^6 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 2.1 \times 10^5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$5) 1 \text{ ton.m} = 10^7 \text{ N.mm}$$

$$6) 1 \text{ kg/cm}^2 = 10 \text{ ton/m}^2$$

$$7) 1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 100 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

فصل اول :

خمش

رفتار مقاطع خمشی و طراحی به روش تنش‌های مجاز

۱-۴ بررسی رفتار یک تیر خمشی

بررسی مقاطع بتن‌آرمه تحت لنگر خمشی و طراحی آن مقاطع، از مباحث اولیه و بسیار مهم در سازه‌های بتن مسلح محسوب می‌شود. این مسأله اصولاً از دو دیدگاه حائز اهمیت تلقی می‌شود؛ یکی این‌که بسیاری از اعضاء سازه‌ای تحت خمش قرار دارند که در این ارتباط از جمله می‌توان به اعضاء تیر اشاره کرد. دیگر آن‌که اصولاً توسعه مفاهیم اساسی بتن‌آرمه به صورت سنتی بر مباحث خمشی استوار بوده است.

جهت بررسی رفتار اعضاء بتن‌آرمه تحت خمش، بررسی رفتار یک تیر بتنی دو سر ساده تحت دو بار متمرکز در یک سوم دهانه مناسب خواهد بود (شکل ۱-۴-الف). توجه به نمودارهای لنگر خمشی و نیروی برشی این تیر نشان می‌دهد که تیر در یک سوم میانی طول خود، تحت "خمش ثابت" و "خالص" (با برش

صفر) قرار دارد. این مسأله به ما اطمینان می‌دهد که هر آن چه در یک سوم میانی دهانه تیر بررسی می‌شود، فقط تأثیر لنگر خمشی ثابت است و اثر متقابل عوامل داخلی دیگر در آن وارد نمی‌شود.

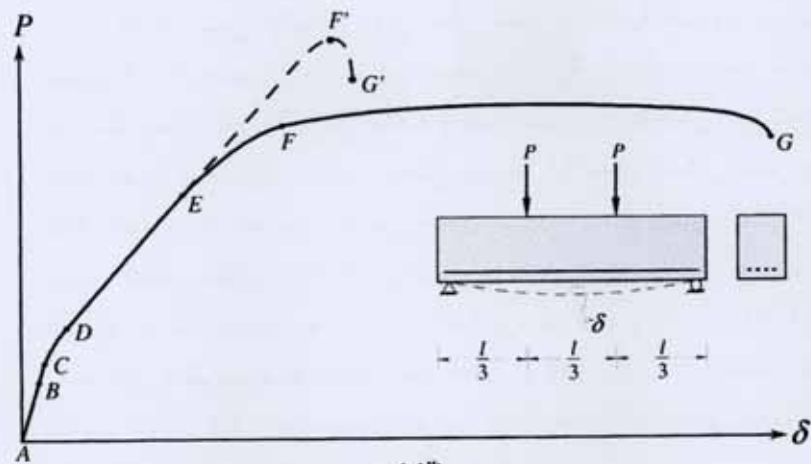
در شکل ۱-۴ الف، منحنی بار-تغییر مکان ($P - \delta$) یک تیر بتن آرمه بر اساس تجربیات آزمایشگاهی رسم شده است. همان گونه که از شکل مشاهده می‌شود، این منحنی دارای قسمت‌های متفاوتی است که در ادامه به توضیح رفتار اجزاء این منحنی پرداخته می‌شود.

۱- رفتار خطی مقطع در حالت ترک نخورده: قسمت AB از منحنی $P - \delta$ بیان‌گر وضعیتی است که در ابتدای بارگذاری پیش می‌آید. در این حالت به دلیل کم بودن حداکثر تنش در منطقه کششی بتن، در مقطع ترک خوردگی ایجاد نشده و مقطع کاملاً به صورت خطی عمل می‌کند.

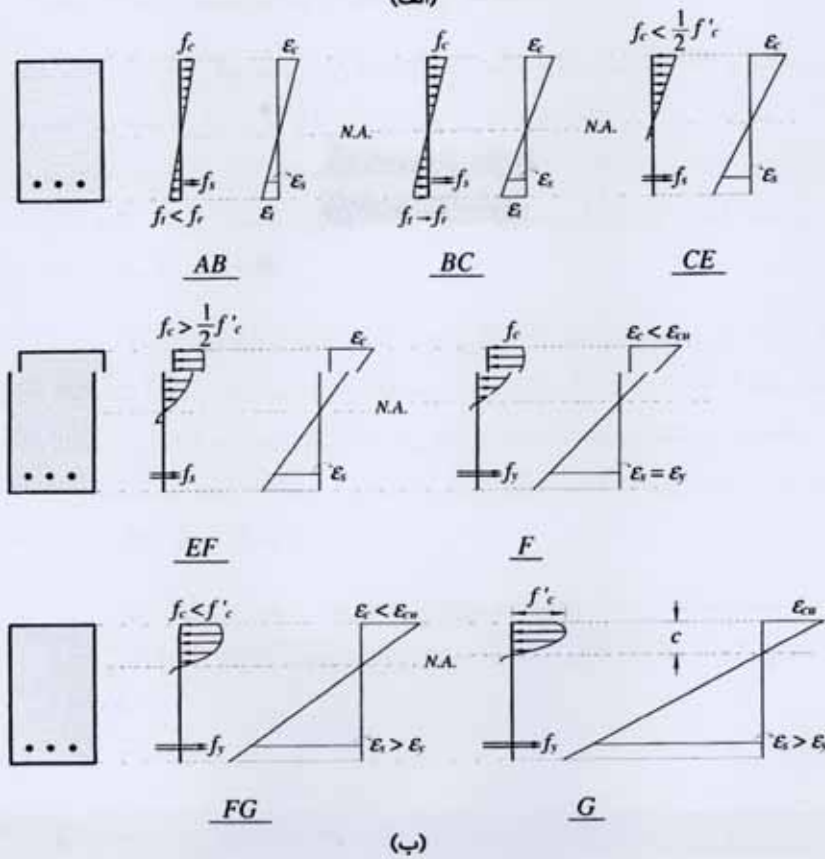
۲- ظهور تغییر شکل‌های پلاستیک در قسمت کششی مقطع: قسمت BC از منحنی $P - \delta$ بیان‌گر وضعیتی است که مقطع ترک نخورده است؛ اما تنش در دورترین تار کششی مقطع به مقاومت کششی بتن تحت کشش ناشی از خمش (ضریب گسیختگی، f_r) نزدیک می‌شود. در این حالت چون تنش کششی حداکثر فقط در قسمت بسیار محدودی از مقطع (دورترین تار کششی) ایجاد شده است، این امکان فراهم می‌شود که با باز توزیع تنش کششی، تنش کششی حداکثر در تارهای پایینی مقطع توزیع شوند و بدین ترتیب به صورت جزئی در قسمت محدودی از ناحیه کششی مقطع، توزیع تنش کششی به صورت غیر خطی باشد.

۳- ترک خوردگی مقطع: نقطه C از منحنی $P - \delta$ بیان‌گر آغاز ترک خوردگی در مقطع بتن آرمه است. در این نقطه با رسیدن تنش کششی حداکثر در دورترین تار کششی مقطع به حد f_r ، بتن مقاومت کششی خود را از دست داده و مقطع ترک می‌خورد. باری که در آن، ترک خوردگی مقطع اتفاق می‌افتد، "بار ترک خوردگی" (P_{cr})، و لنگر متناظر با آن بار، "لنگر ترک خوردگی" (M_{cr}) نامیده می‌شود.

۴- افزایش ترک‌ها: قسمت CD از منحنی $P - \delta$ بیان‌گر وضعیتی است که تعداد ترک‌ها در قسمت میانی تیر افزایش می‌یابد. در حقیقت به محض وقوع اولین ترک خوردگی در مقطع، تنش کششی مقطع به فولاد منتقل می‌شود و با تغییر جزئی



(الف)



(ب)

شکل ۴-۱ الف) منحنی بار-تغییر مکان برای یک تیر بتن آرمه تحت خمش؛ ب) نمودارهای توزیع تنش و کرنش در مقطع تیر از آغاز بارگذاری تا شکست

در بار، این وضعیت به سایر قسمت‌ها در یک سوم میانی تیر سرایت می‌کند، و در نتیجه تحت افزایش کمی در میزان بار، تعداد ترک‌ها افزایش می‌یابد. افزایش تعداد ترک‌ها در منحنی $P-\delta$ رفتار غیر خطی ایجاد می‌کند؛ به صورتی که شیب منحنی $P-\delta$ در قسمت CD مرتباً کاهش می‌یابد که این به مفهوم کاهش در سختی خمشی مقطع است.

۵- باز شدن ترک‌ها و رفتار خطی مقطع در ناحیه فشاری: قسمت DE از منحنی $P-\delta$ وضعیتی از رفتار تیر خمشی تحت بار را نشان می‌دهد که با افزایش بار، دیگر تعداد ترک‌ها افزایش نیافته و فقط عمق ترک‌ها بیشتر می‌شود. در این حالت تقریباً تمام نیروی کششی مقطع به وسیله فولادهای کششی تحمل می‌شود و فقط ناحیه بسیار محدودی از بتن مقطع در مجاورت تار خنثی، قسمت اندکی از نیروی کششی مقطع را تحمل می‌کند. در قسمت فشاری مقطع، حداکثر تنش در دورترین تار فشاری هنوز به محدوده $0.5f_c'$ نرسیده است و بنابراین رفتار فشاری بتن را می‌توان با تقریب بسیار خوب، رفتار خطی در نظر گرفت. این وضعیت که بتن در قسمت کششی ترک خورده، ولی رفتار بتن در قسمت فشاری خطی است، معرف یک رفتار "الاستو-پلاستیک" برای مقطع بتن آرمه است.

۶- رفتار غیرخطی بتن و رفتار الاستیک فولاد: قسمت EF از منحنی $P-\delta$ معرف وضعیتی است که با ازدیاد بیش‌تر بار و لنگر خمشی، تنش حداکثر در دورترین تار فشاری بتن از یک دوم مقاومت فشاری بتن ($0.5f_c'$) بیش‌تر شده و بنابراین رفتار بتن دیگر خطی نیست. این در حالی است که تنش فولاد در ناحیه کششی هنوز به حد تسلیم نرسیده است.

۷- تسلیم فولاد: نقطه F از منحنی $P-\delta$ معرف وضعیتی از باربری تیر است که تحت آن بار، با تغییر شکل خمشی تیر، کرنش فولاد در ناحیه کششی به کرنش تسلیم رسیده است، در حالی که بتن هم در ناحیه فشاری رفتاری غیرخطی دارد. در این حالت به دلیل افزایش نیروی کششی، موقعیت تار خنثی هم تا حد زیادی به سمت بالاتر تغییر کرده است.

۸- تشدید رفتار غیرخطی بتن و جاری شدن فولاد: قسمت FG از منحنی $P-\delta$ بیان‌گر وضعیتی از رفتار خمشی تیر است که با جاری شدن فولاد،

کرنش در فولاد افزایش می‌یابد، بدون آن‌که نیروی کششی فولاد تغییر قابل ملاحظه‌ای کند. در این حالت به دلیل ثابت بودن نیروی کششی، نیروی فشاری نیز ثابت می‌ماند؛ فقط با افزایش کرنش فشاری بتن، رفتار بتن بیش‌تر غیر خطی می‌شود و تار خنثی نیز به طرف بالاتر حرکت می‌کند. بدیهی است که در محدوده FG از منحنی $P - \delta$ ، به دلیل جاری شدن فولاد، افزایش قابل ملاحظه‌ای در تغییر مکان تیر به وقوع می‌پیوندد؛ در حالی که به دلیل ثابت بودن نیروهای کششی و فشاری در مقطع، افزایشی در میزان بار یا لنگر متناظر با آن به چشم نمی‌خورد. این وضعیت معرف یک رفتار شکل‌پذیر یا نرم مقطع است که هشدار برای شکست قریب‌الوقوع به حساب می‌آید.

۹- شکست مقطع: نقطه G از منحنی $P - \delta$ بیانگر حالتی است که کرنش در دورترین تار فشاری بتن، به کرنش شکست بتن (ϵ_{cu}) رسیده و بنابراین بتن حداکثر مقاومت فشاری (f'_c) را از خود نشان می‌دهد. در این لحظه با خرد شدن بتن در یک نقطه که تحت تنش حداکثر است، با کم‌تر شدن سطح بتن فشاری، وضعیت تنش حداکثر به سایر نقاط بتن فشاری نیز سرایت کرده و با خرد شدن بتن فشاری، شکست خمشی مقطع اتفاق می‌افتد.

همان‌طور که در قسمت‌های قبلی شرح داده شد، چنین شکستی برای یک مقطع بتن آرمه تحت خمش، با جاری شدن فولادها آغاز می‌شود و نهایتاً با خرد شدن بتن فشاری تکمیل می‌گردد. در مقابل ممکن است وضعیت دیگری برای رفتار خمشی مقاطع بتن مسلح متصور باشد که با منحنی خط چین در شکل ۴-۱-الف نمایش داده شده است. در این وضعیت ممکن است تسلیم فولاد در ناحیه کششی هرگز اتفاق نیفتد و در مقابل، کرنش دورترین تار فشاری بتن به کرنش شکست بتن (ϵ_{cu}) برسد (نقطه F' در منحنی $P - \delta$). در این حالت بدون آن‌که تغییر شکل قابل ملاحظه‌ای در تیر اتفاق افتاده باشد، به ناگهان قسمتی از ناحیه فشاری که به تنش f'_c رسیده است، خرد شده و به خارج پرتاب می‌شود. این مسأله وضعیت تنش فشاری در قسمت‌های باقیمانده ناحیه فشاری را بحرانی‌تر کرده و بدین ترتیب، در مدت بسیار کوتاهی کل بتن ناحیه فشاری با صدای زیاد و به صورت انفجاری خرد شده و مقطع گسیخته می‌شود. این وضعیت رفتاری، معرف یک رفتار بدون شکل‌پذیری و یا یک رفتار ترد برای تیر خمشی محسوب می‌شود.

۲-۴ نوع گسیختگی عضو خمشی

از بحث قبلی مشخص می‌شود که دو نوع ساز و کار (مکانیزم) گسیختگی برای یک تیر بتن آرمه تحت خمش، متصور است. عاملی که سبب می‌شود رفتار یک عضو خمشی تحت بار، به صورت شکل‌پذیر یا نرم (منحنی توپر در شکل ۴-۱-الف)، و یا به صورت غیر شکل‌پذیر یا ترد (منحنی خط‌چین در شکل ۴-۱-الف) باشد، میزان فولادهای کششی موجود در مقطع است. به صورتی که اگر میزان فولادهای کششی در مقطع بتن آرمه کم باشد، جاری شدن فولادها تحت نیروی کم‌تری اتفاق می‌افتد و بنابراین در حین بارگذاری، ابتدا فولادها تسلیم شده و سپس با انجام یک تغییر شکل قابل توجه، بتن به گسیختگی فشاری می‌رسد. در مقابل اگر میزان فولادهای کششی موجود در مقطع بتن مسلح زیاد باشد، جاری شدن فولادها تحت نیروی بالایی اتفاق می‌افتد و بنابراین بدون این‌که جاری شدن فولاد رخ دهد، با افزایش کرنش فشاری در بتن، بتن در ناحیه فشاری خرد شده و گسیختگی در مقطع اتفاق می‌افتد.

"کم بودن" یا "زیاد بودن" میزان فولادها نسبت به یک وضعیت مرزی با مقدار فولادی به نام "فولاد متوازن"^۱ سنجیده می‌شود. میزان فولاد متوازن (A_{sb}) عبارت است از مقداری از فولاد که اگر در یک مقطع بتن آرمه با خصوصیات مشخص قرار داده شود، با افزایش میزان بار، درست در همان لحظه که فولاد در ناحیه کششی به حد تسلیم می‌رسد، بتن هم در ناحیه فشاری به حد خرد شدن و گسیختگی برسد. بدین ترتیب اگر میزان فولاد موجود در مقطع کمتر از میزان فولاد متوازن باشد، مکانیزم رفتاری و گسیختگی از نوع شکل‌پذیر یا نرم خواهد بود. چنین مقطع بتن آرمه اصطلاحاً تحت عنوان مقطع "تحت مسلح" (UR)^۲ یا "کم فولاد" نامیده می‌شود. هم‌چنین اگر میزان فولاد موجود در مقطع بیش از میزان فولاد متوازن باشد، مکانیزم رفتاری و گسیختگی از نوع غیر شکل‌پذیر و یا ترد خواهد بود. این مقطع بتن مسلح اصطلاحاً به نام مقطع "فوق مسلح" (OR)^۳ یا "پر فولاد" خوانده می‌شود.

اصولاً یک مقطع بتن آرمه تحت مسلح (کم فولاد) که از رفتار شکل‌پذیر برخوردار است، در مقایسه با یک مقطع فوق مسلح (پر فولاد) که رفتار ترد از خود

^۱ Balanced Steel
^۲ Over-reinforced

^۳ Under-reinforced

نشان می‌دهد، از مزایای بسیار قابل توجهی به شرح زیر برخوردار است:

۱- رفتار شکل‌پذیر اعضای خمشی با بروز تغییر شکل‌های بزرگ، به عنوان زنگ خطری برای اعلام شکست زودرس محتمل محسوب شده و این امکان را فراهم می‌کند که سازه از افراد و اموال تخلیه شود.

۲- رفتار شکل‌پذیر اعضای در قاب‌های خمشی، قابلیت جذب انرژی قاب را در مقابل بارهای ارتعاشی و به‌خصوص بار زلزله بالا می‌برد. بدین ترتیب این امکان برای مقاطع خمشی در سازه فراهم می‌شود که در هنگام عملکرد زلزله، با انجام تغییر شکل‌های بزرگ، مقدار قابل توجهی از انرژی تحمیل شده از طرف زلزله به سازه را جذب کند؛ بدون آن که انهدام کامل سازه اتفاق بیفتد.

۳- شکل‌پذیری اعضای هم‌چنین سبب می‌شود که امکان باز توزیع تنش و لنگر در قاب‌های خمشی فراهم شود. باز توزیع تنش و لنگر در یک سازه بدین معناست که با رسیدن نقاط بحرانی سازه به ظرفیت حداکثر، شکست سازه اتفاق نیفتاده و آن نقاط بحرانی بتوانند با رفتار شکل‌پذیر خود، حالت مفصل پلاستیک را پیدا کنند و تحت بار بیش‌تر، امکان انتقال تنش و لنگر به نقاط دیگر سازه را فراهم کنند.

بنابراین کاملاً منطقی خواهد بود که اگر مقطع خمشی بتن‌آرمه طوری طراحی می‌شود که تحت بارهای نهایی، احتمال نزدیک شدن آن به محدوده شکست وجود دارد، مقطع از نوع تحت مسلح (کم فولاد) انتخاب شود تا بتواند یک رفتار شکل‌پذیر (نرم) از خود بروز دهد.

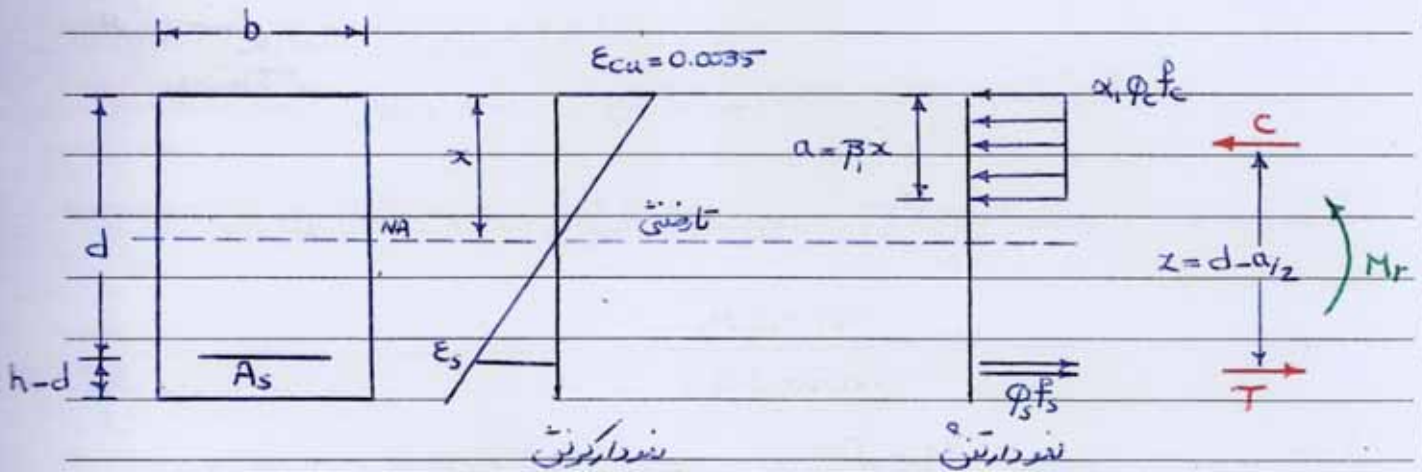
Subject:

Year:

Month:

Day:

۱) بررسی یک مقطع متصل تحت تنش به روش طراحی در حالت حد (بحسب انهم)



$$\begin{cases} \beta_1 = 0.97 - 0.0025 f_c \\ \alpha_1 = 0.85 - 0.0015 f_c \end{cases}$$

$$\phi_c = 0.65$$

$$\phi_s = 0.85$$

۱-۱) بررسی وضعیت متوازن در مقطع متصل

آوردن شکل فولاد را برابر فولاد متوازن در نظر بگیریم، $A_s = A_{sb}$ و $\epsilon_s = \epsilon_y$ خواص ده

$$\frac{x}{\epsilon_{cu}} = \frac{d-x}{\epsilon_s} \rightarrow x = \frac{\epsilon_{cu} d}{\epsilon_{cu} + \epsilon_s}$$

$$\rightarrow x_b = \frac{\epsilon_{cu} d}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} \rightarrow x_b = \frac{\epsilon_{cu} d}{\epsilon_{cu} + f_y/E} \quad (E = 2 \times 10^5 \text{ MPa})$$

$$\rightarrow x_b = \frac{0.0035}{0.0035 + f_y/200,000} d$$

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

* با توجه به رابطه x_b به f_y و d بستگی دارد
برای مقطع متطبی یا ذوقی با d در f_y
بک و b مقادیر تقریبی ندارد

$$\Sigma F_x = 0 \rightarrow C = T \rightarrow (\alpha_1 \phi_c f_c) (\beta_1 x_b) b = \phi_s f_y A_{sb}$$

$$\rightarrow A_{sb} = \frac{1}{\phi_s f_y} (\alpha_1 \phi_c f_c) (\beta_1 x_b) b$$

$$\rightarrow A_{sb} = \alpha_1 \beta_1 \frac{\phi_c}{\phi_s} \frac{f_c}{f_y} \frac{700}{700 + f_y} b d$$

$$\rho_b = \frac{A_{sb}}{b d}$$

Subject:

Year:

Month:

Day:

۲-۱) تعیین نیروی کشش معادمتقاطع ه

الف) مقطع کم فولاد $(\rho < \rho_b)$ ه

در حالتی که $\rho < \rho_b$ باشد، $\epsilon_s > \epsilon_y$ بوده و ضرایب دانت ه

$$\sum F_x = 0 \rightarrow C = T \rightarrow (\alpha_1 \phi_c f_c) ab = A_s \phi_s f_y$$

$$\rightarrow a = \frac{A_s \phi_s f_y}{b(\alpha_1 \phi_c f_c)}$$

$$\sum M = 0 \rightarrow M_r = T \cdot z \rightarrow M_r = A_s \phi_s f_y (d - a/2)$$

$$\rightarrow M_r = A_s \phi_s f_y \left(d - \frac{A_s \phi_s f_y}{2\alpha_1 \phi_c f_c b} \right)$$

$$\rightarrow M_r = \rho \phi_s f_y b d^2 \left(1 - \frac{\rho \phi_s f_y}{2\alpha_1 \phi_c f_c} \right)$$

ب) مقطع پر فولاد $(\rho > \rho_b)$ ه

در حالتی که $\rho > \rho_b$ باشد، $\epsilon_s < \epsilon_y$ بوده که این نامر اجازت ورود به چینی حاصلی را نمی دهد

۳-۱) حالت صدای نهایی معادمت (خمش) ه

نیروی کششی نهایی کت بارهای ضربدر با M_u می باشد داده می شود. مقطع باید ضرایب طراحی فردر که نیروی کششی نهایی از نیروی کشش معادمت نهایی کمتر باشد

$$M_u \leq M_r$$

۴-۱) محدودیت آرماندر در مقاطع خمشی ه

الف) بیونی ترین مقدار فولاد ه

طبق بند ۹-۱۱-۵-۱ حد اکثر مقدار فولاد مقطع خمشی یا مقطع کت خمشی نیروی محوری که در آن نیروی محوری کمتر از در مقدار $0.15 \phi_c f_c A_g$ و $N_r b$ می باشد به قرار زیر است ه

$$\rho_{Max} = \text{Min}(\rho_b, 0.025)$$

Subject:

Year:

Month:

Day:

ب. کمترین مقدار فولاد و
طنین بند ۹-۱۱-۵-۲ حداقل مقدار فولاد در قرار برابری است

$$P_{Min} = \text{Max} \left(\frac{1.4}{f_y}, \frac{0.25 \sqrt{f_c}}{f_y} \right)$$

Subject:

Year:

Month:

Day:

ب) کمترین مقدار فولاد:

طبق بند ۹-۱۱-۵-۲ حداقل مقدار فولاد به قرار زیر است:

$$P_{min} = Max \left(\frac{1.4}{f_y}, \frac{0.25 \sqrt{f_c}}{f_y} \right)$$

۲) طراحی برش و چسبندگی مقطع منطبقی خمشی تحت محبت اسم:

۱) مقدار نیروهای برشی V_u و چسبندگی T_u را تحت بحرانی ترین حالت بارگذاری بدست می آوریم.

۲) طبق بند ۹-۱۲-۷-۱ (در صورتیکه مقدار T_u از مقدار $0.25 T_{cr}$ کمتر باشد، طراحی برای چسبندگی ضرورتی ندارد. مقدار T_{cr} از رابطه زیر بدست می آید.

$$T_{cr} = 2 \left(\frac{A_c}{P_c} \right) \psi_c \quad \psi_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c}$$

A_c مساحت کلی مقطع تنی (mm²)
 P_c محصور خارجی مقطع تنی (mm)

۳) ابعاد مقطع طبق بند ۹-۱۲-۱۰-۷ باید اثر متقابل برش و چسبندگی را توسط رابطه زیر ارضاء نماید.
در مورد اعضا در باید احتیاط را در

$$\frac{V_u}{b_w d} + \frac{T_u P_h}{1.7 A_{oh}^2} \leq 0.25 \phi_c f_c$$

P_h محصور سطح محصور شده در برش
مقدورهای اضلاع مقاومت برش
چسبندگی نیروی در مقطع (mm)

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d} \right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1.7 A_{oh}^2} \right)^2} \leq 0.25 \phi_c f_c$$

A_{oh} مساحت سطح محصور شده در برش، محصورهای اضلاع مقاومت برش نیروی در مقطع (mm²)

۴) طبق بند ۹-۱۲-۸-۲ و ۹-۱۲-۸-۳، در صورت تحقق شرط کامپی ۲، ۳، سطح مقطع کافی مقاومت برش و سطح آرماتور طولی مورد نیاز برای مقاومت در مقابل چسبندگی بر صورت زیر می باشد:

$$A_t = \frac{T_u}{s \cdot 2 \times 0.85 A_{oh} (\phi_s f_y)}$$

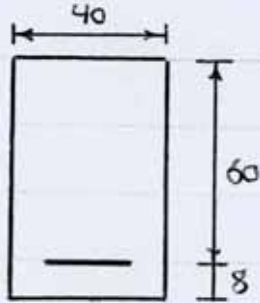
A_t سطح مقطع ساق مقاومت برش
 s فاصله ساق

$$A_l = \frac{A_t}{s} P_h$$

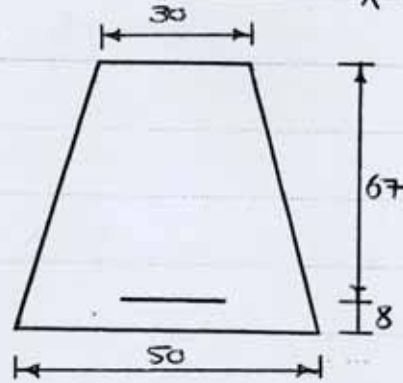
A_l سطح مقطع کل آرماتور طولی برابر چسبندگی

تقریب ۱۸ حد اکثر ارتفاع مقاطع زیر را محاسبه کنید (این کار را با توجه به این نامه‌های موجود در ACI, Euro code, و کتب اسم صفرات ملی انجام دهید و مقادیر را با هم مقایسه کنید)

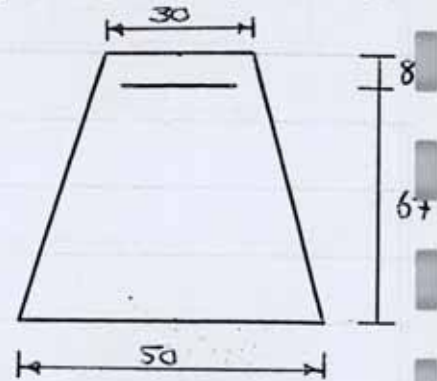
* تمامی انجاریه سانی متری باشند *



(الف)



(ب)



(ج)

$$\left. \begin{aligned} f_c &= 25 \text{ Mpa} \\ f_y &= 400 \text{ Mpa} \end{aligned} \right\}$$

۱) کتب اسم ۸

$$\rho_{Max} = \text{Min}(\rho_b, 0.025)$$

$$\epsilon_{cu} = 0.0035$$

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

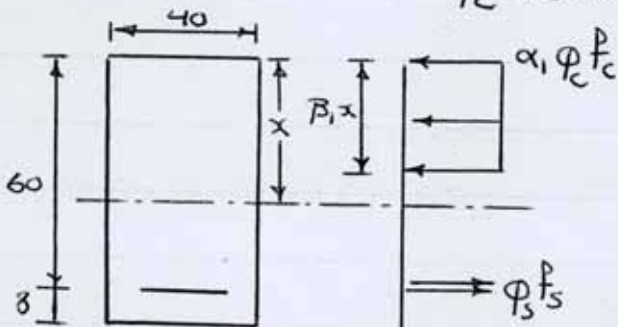
$$\alpha_1 = 0.85 - 0.0015 f_c$$

$$\beta_1 = 0.97 - 0.0025 f_c$$

$$\phi_c = 0.65$$

$$\phi_s = 0.85$$

مقطع الف)



$$\sum F_x = 0 \rightarrow C = T$$

$$\rightarrow (\alpha_1 \phi_c f_c) (\beta_1 x_b) b = \phi_s f_y A_{sb}$$

$$\rightarrow \rho_b = \alpha_1 \beta_1 \frac{\phi_c}{\phi_s} \cdot \frac{f_c}{f_y} \cdot \frac{700}{700 + f_y}$$

$$= (0.85 - 0.0015 \times 25)(0.97 - 0.0025 \times 25) \times \frac{25}{400} \times \frac{700}{1100} \times \frac{0.65}{0.85}$$

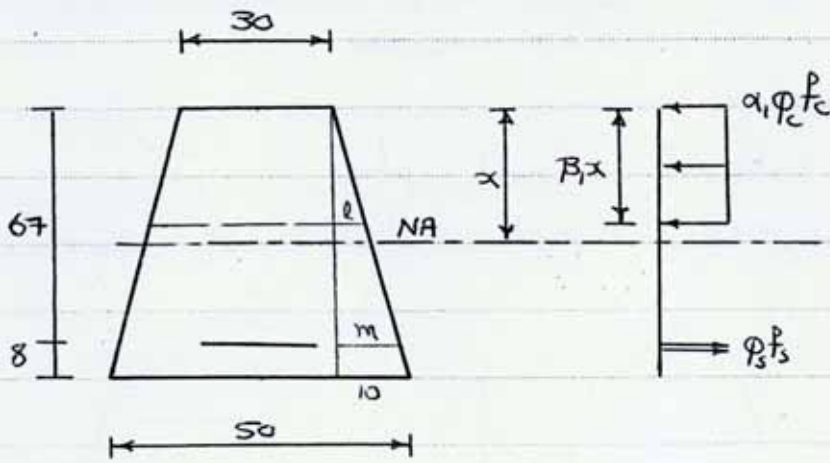
$$= 0.8125 \times 0.9075 \times \frac{25}{400} \times \frac{700}{1100} \times \frac{0.65}{0.85} = 0.02243$$

$$\rightarrow \rho_{Max} = \text{Min}(0.02243, 0.025) = 0.02243$$

$$\rightarrow A_{sMax} = \rho_{Max} \cdot b d = 0.02243 \times 40 \times 60 = 53.8 \text{ cm}^2$$

(۴)

مقطع ب (مقلوب)



$$\frac{10}{75} = \frac{l}{\beta_1 x} \rightarrow l = \frac{\beta_1 x}{7.5}$$

$$\left. \begin{aligned} \alpha_1 &= 0.8125 \\ \beta_1 &= 0.9075 \end{aligned} \right\}$$

$$\text{قاع عرضي مستطاني} = b + 2l = 30 + \frac{2\beta_1 x}{7.5}$$

$$\begin{aligned} \sum F_x = 0 \rightarrow C = T \Rightarrow (\alpha_1 \phi_c f_c) \frac{1}{2} \beta_1 x (b + (b + 2l)) &= \phi_s f_y A_{sb} \\ \rightarrow A_{sb} = \frac{1}{\phi_s f_y} (\alpha_1 \phi_c f_c) \frac{1}{2} \beta_1 \frac{700}{700 + f_y} d (b + (b + \frac{2\beta_1}{7.5} \times \frac{700}{700 + f_y} d)) \end{aligned}$$

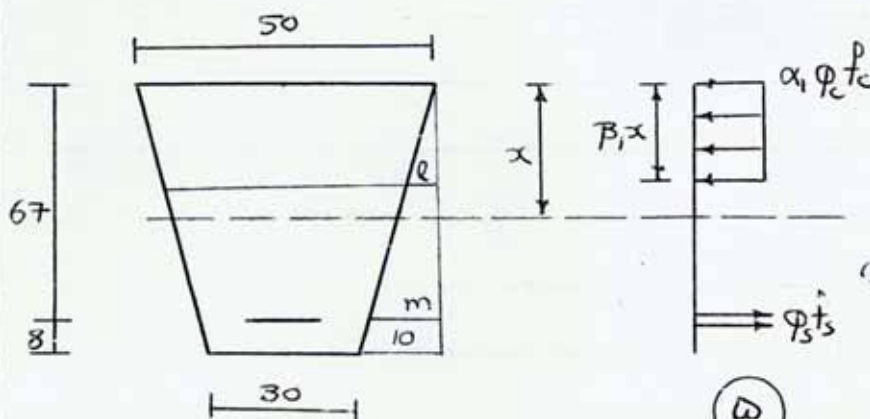
$$\rightarrow A_{sb} = \frac{0.8125 \times 0.65 \times 25}{0.85 \times 400} \times \frac{0.5 \times 0.9075 \times 700}{1100} \times 67 \left(30 + 30 + \frac{2 \times 0.9075 \times 700}{7.5 \times 1100} \times 67 \right)$$

$$\rightarrow A_{sb} = 52.8 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\text{Max}} = \text{Min}(\rho_b, 0.025) \quad \rho = \frac{A_s}{A_e}$$

$$\frac{10}{75} = \frac{m}{67} \rightarrow m = 8.93 \rightarrow A_e = \frac{1}{2} \times 67 (30 + (30 + 2 \times 8.93)) = 2608.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{Max}} = \text{Min}(A_{sb}, 0.025 A_e) = \text{Min}(52.8, 65.2) = 52.8 \text{ cm}^2$$



$$\frac{10}{75} = \frac{l}{\beta_1 x} \rightarrow l = \frac{\beta_1 x}{7.5}$$

$$\begin{aligned} \text{قاع عرضي مستطاني} &= b - 2l \\ &= 50 - \frac{2\beta_1 x}{7.5} \end{aligned}$$

(د)

$$\Sigma F_x = 0 \rightarrow C = T \rightarrow (\alpha_1 \phi_c f_c) \frac{1}{2} \beta_1 x_b (b + (b - 2l)) = \phi_s f_y A_{sb}$$

$$A_{sb} = \frac{1}{\phi_s f_y} (\alpha_1 \phi_c f_c) \frac{1}{2} \beta_1 \frac{700}{700 + f_y} d (b + (b - \frac{2\beta_1}{7.5} \times \frac{700}{700 + f_y} d))$$

$$\rightarrow A_{sb} = \frac{0.8125 \times 0.65 \times 25}{0.85 \times 400} \times \frac{0.5 \times 0.9075 \times 700}{1100} 67 (50 + 50 - \frac{2 \times 0.9075 \times 700}{7.5 \times 1100} \times 67)$$

$$\rightarrow A_{sb} = 67.4 \text{ cm}^2$$

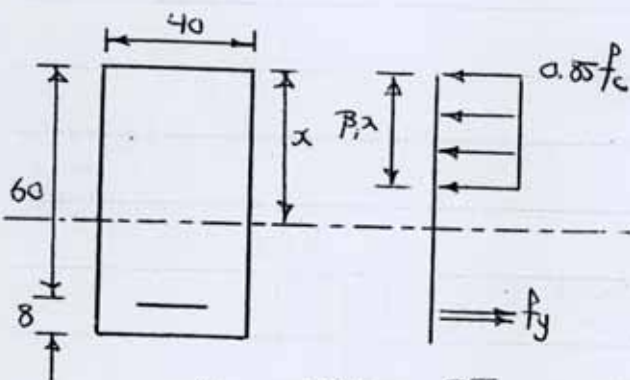
$$\frac{10}{75} = \frac{m}{67} \rightarrow m = 8.93 \rightarrow A_e = \frac{1}{2} \times 67 (50 + (50 - 2 \times 8.93)) = 2751.7 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{Max}} = \text{Min} (A_{sb}, 0.025 A_e) = \text{Min} (67.4, 68.8) = 67.4 \text{ cm}^2$$

$$\epsilon_{cu} = 0.003$$

$$x_b = \frac{-0.003}{0.003 + 0.004} d$$

$$\beta_1 = \begin{cases} 0.85 & f_c \leq 30 \\ 0.85 - 0.008(f_c - 30) & 30 < f_c < 55 \\ 0.65 & f_c > 55 \end{cases} \text{ ACI (2) این باب}$$



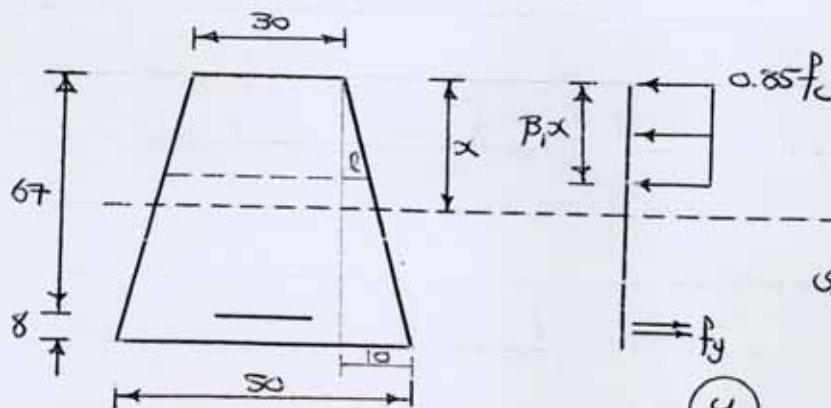
$$\Sigma F_x = 0 \rightarrow C = T$$

$$\rightarrow (0.85 f_c) (\beta_1 x_b) b = f_y A_{sb}$$

$$\rightarrow \rho_b = 0.85 \frac{f_c}{f_y} \beta_1 \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\rightarrow \rho_b = 0.85 \times \frac{25}{400} \times 0.85 \times \frac{3}{7} = 0.01935$$

$$\Rightarrow A_{s_{Max}} = \rho_b \cdot b \cdot d = 0.01935 \times 40 \times 60 = 46.45 \text{ cm}^2$$



$$\frac{10}{75} = \frac{l}{\beta_1 x} \rightarrow l = \frac{\beta_1 x}{7.5}$$

$$\text{فَاعَسْرِيَّاتِي} = 30 + 2l = 30 + \frac{2\beta_1 x}{7.5}$$

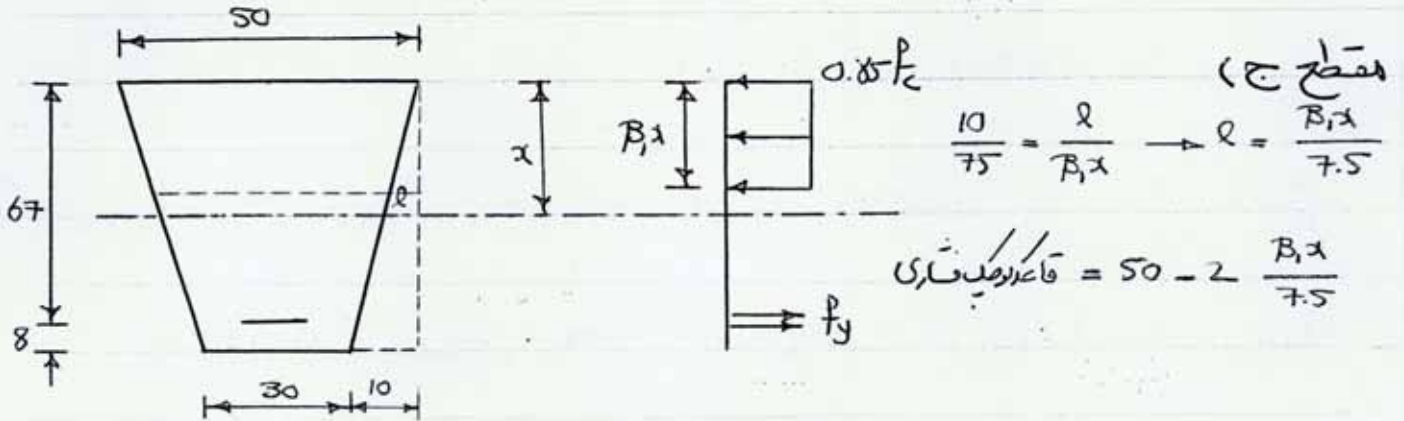
(4)

$$\sum F_x = 0 \rightarrow C = T \rightarrow A_{s_b} f_y = (0.85 f_c) \frac{B_1 x_b}{2} (30 + (30 + \frac{2B_1 x_b}{7.5}))$$

$$x_b = \frac{3}{7} d = \frac{3}{7} \times 67 = 28.71 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_{s_b} = \frac{0.85 \times 25}{400} \times \frac{1}{2} \times 0.85 \times 28.71 (30 + 30 + \frac{2 \times 0.85 \times 28.71}{7.5})$$

$$\rightarrow A_{s_{Max}} = 43.11 \text{ cm}^2$$



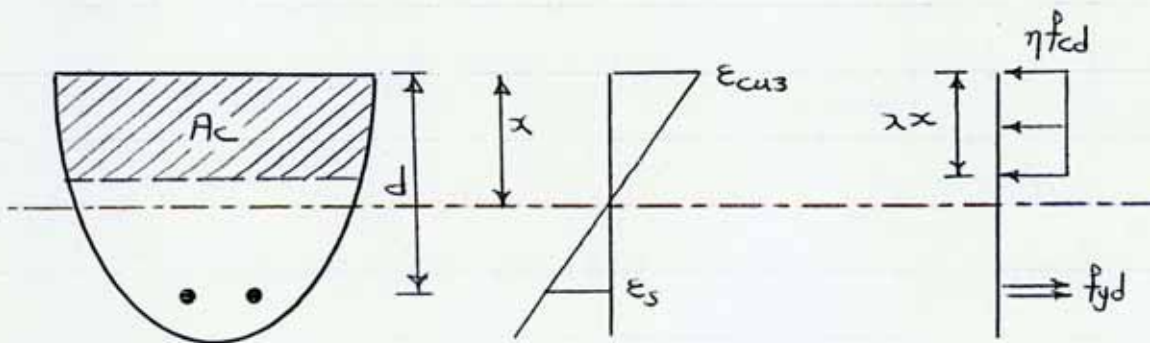
$$\sum F_x = 0 \rightarrow C = T \rightarrow A_{s_b} f_y = (0.85 f_c) \frac{B_1 x_b}{2} (50 + (50 - 2 \frac{B_1 x_b}{7.5}))$$

$$x_b = \frac{3}{7} d = \frac{3}{7} \times 67 = 28.71 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_{s_b} = \frac{0.85 \times 25}{400} \times \frac{1}{2} \times 0.85 \times 28.71 (50 + 50 - 2 \times \frac{0.85 \times 28.71}{7.5})$$

$$\rightarrow A_{s_{Max}} = 60.6 \text{ cm}^2$$

3 EuroCode المصمم (٣)



$$\lambda = \begin{cases} 0.8 & f_c \leq 50 \\ 0.8 - \frac{f_c - 50}{400} & 50 < f_c \leq 90 \end{cases}$$

$$\eta = \begin{cases} 1 & f_c \leq 50 \\ 1 - \frac{f_c - 50}{200} & 50 < f_c \leq 90 \end{cases}$$

Table 3.1 $f_c = 25 \rightarrow \epsilon_{cu3} = 0.0035$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_c}{\gamma_c}$$

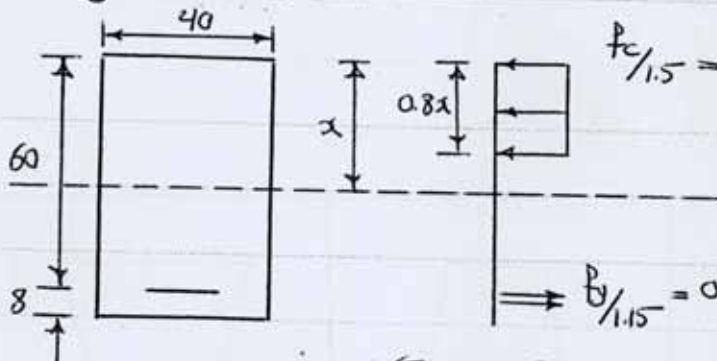
$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_s}$$

(٧)

Table 2.1N $\rightarrow \gamma_c = 1.5$, $\gamma_s = 1.15$

$\alpha_{cc} = 1$

$x_b = 0.45 d$



$f_c / 1.5 = 0.67 f_c$

(مقطع الف)

$\Sigma F_x = 0 \rightarrow C = T$

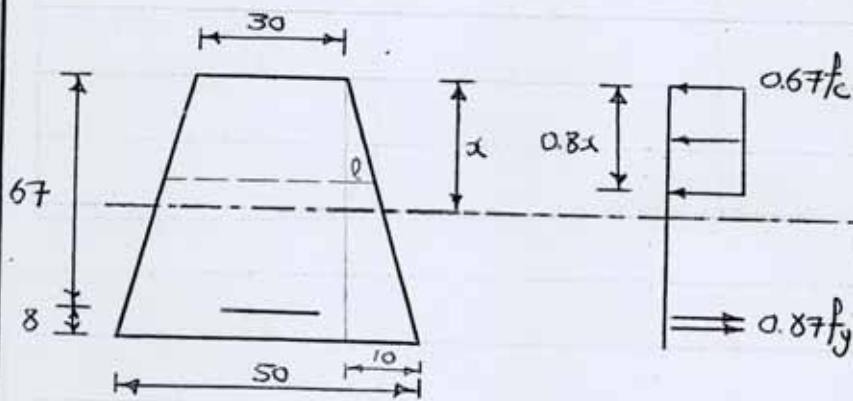
$(0.67 f_c) (0.8 x) b = 0.87 f_y A_{sb}$

$\rho_b = \frac{0.67}{0.87} \cdot \frac{f_c}{f_y} \times 0.8 \times 0.45$

$\rho_b = \frac{0.67}{0.87} \times \frac{25}{400} \times 0.8 \times 0.45 = 0.01733$

$\rho_{Max} = \min(\rho_b, 0.04) = 0.01733$

$A_{sMax} = \rho_{Max} \cdot b \cdot d = 0.01733 \times 40 \times 60 = 41.59 \text{ cm}^2$



(مقطع ب)

$\frac{10}{75} = \frac{l}{0.8x}$

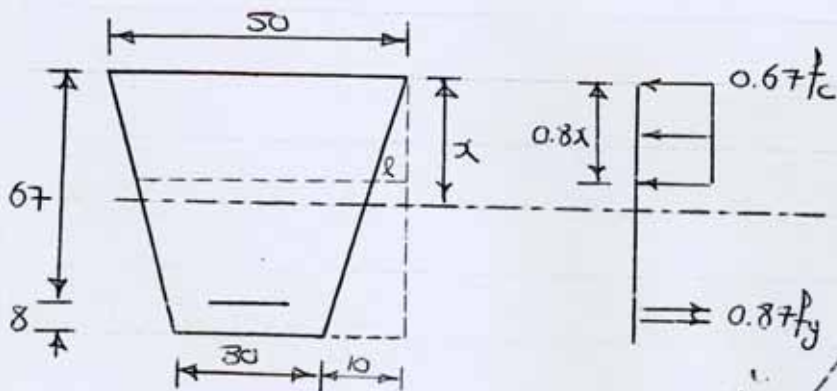
$\rightarrow l = \frac{0.8x}{7.5}$

$\Rightarrow 0.87 f_y$ قاعدة المثلثات = $30 + 2 \times \frac{0.8x}{7.5}$

$\Sigma F_x = 0 \rightarrow C = T \rightarrow A_{sb} (0.87 f_y) = (0.67 f_c) \left(\frac{0.8 x_b}{2} \right) (30 + 30 + 2 \times \frac{0.8 x_b}{7.5})$

$x_b = 0.45 d = 0.45 \times 67 = 30.15$

$\Rightarrow A_{sb} = \frac{0.67 \times 25}{0.87 \times 400} \times 0.8 \times 30.15 \left(30 + \frac{0.8 \times 30.15}{7.5} \right) = 38.56 \text{ cm}^2$



(مقطع ج)

$\frac{10}{75} = \frac{l}{0.8x} \rightarrow l = \frac{0.8x}{7.5}$



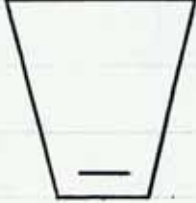
$\Rightarrow 0.87 f_y$ قاعدة المثلثات = $50 - 2 \times \frac{0.8x}{7.5}$

(٨)

$$\Sigma F_x = 0 \rightarrow C = T \rightarrow A_{s_b} (0.87 f_y) = (0.67 f_c) \left(\frac{0.8 x_b}{2} \right) \left(50 + 50 - 2 \frac{0.8 x_b}{7.5} \right)$$

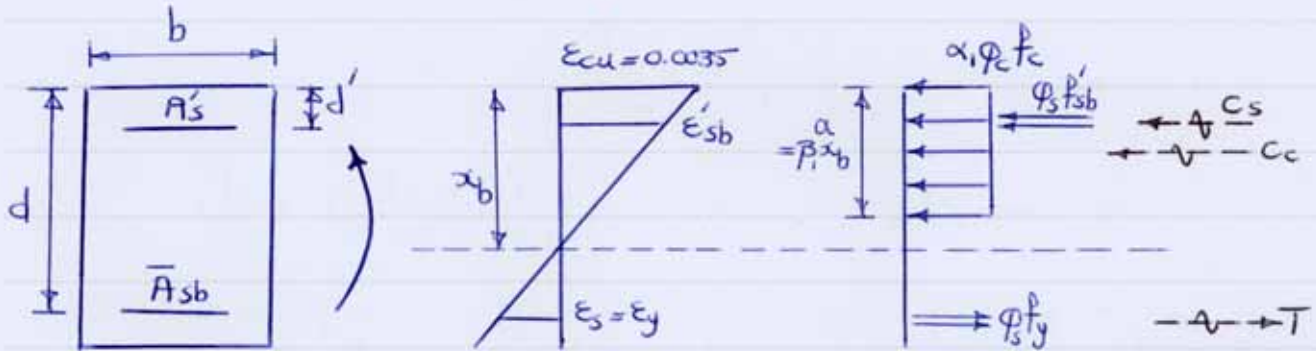
$$x_b = 0.45 d \rightarrow x_b = 0.45 \times 67 = 30.15 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_{s_b} = \frac{0.67 \times 25}{0.87 \times 400} \times 0.8 \times 30.15 \left(50 - \frac{0.8 \times 30.15}{7.5} \right) = 54.31 \text{ cm}^2$$

جدول حد اکثر ارتفاعات (cm^2)			
مستقيم	53.8	52.8	67.4
ACI	46.45	43.11	60.6
EuroCode	41.59	38.56	54.31

« مقاطع خمشی متصلی با فولادشاری »

۱) بررسی جاری شدن فولادهای کششی در مقطع متصلی با فولادشاری ه



* فولادهای کششی به صد جاری شدن می رسند.

$$\sum F_x = 0 \rightarrow T = C_s + C_c$$

$$\Rightarrow \bar{A}_{sb} \cdot \phi_s \cdot f_y = A'_s \phi_s f'_{sb} + (\alpha_1 \phi_c f_c) (\beta_1 x_b) b$$

$$\rightarrow \bar{A}_{sb} = \alpha_1 \frac{\phi_c}{\phi_s} \frac{f_c}{f_y} (\beta_1 x_b) b + A'_s \frac{f'_{sb}}{f_y} \quad (1)$$

با نوشتن معادله همبازی در نمودار کرنش خواصم داشت ه

$$\frac{x_b}{\epsilon_{cu}} = \frac{d - x_b}{\epsilon_y} \rightarrow x_b = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} d \rightarrow x_b = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + f_y/E} d$$

$$\xrightarrow{E=2 \times 10^5 \text{ MPa}} x_b = \frac{0.0035}{0.0035 + f_y/200,000} d \rightarrow x_b = \frac{700}{700 + f_y} d \quad (2)$$

$$(1), (2) \rightarrow \bar{A}_{sb} = \alpha_1 \frac{\phi_c}{\phi_s} \frac{f_c}{f_y} \beta_1 \frac{700}{700 + f_y} b d + A'_s \frac{f'_{sb}}{f_y}$$

$$\Rightarrow \bar{A}_{sb} = A_{sb} + A'_s \frac{f'_{sb}}{f_y} \quad (3)$$

$$\begin{cases} \alpha_1 = 0.85 - 0.0015 f_c \\ \beta_1 = 0.97 - 0.0025 f_c \end{cases}$$

A_{sb} ه فولاد کششی متوازن مقطع بدون فولاد کششی

\bar{A}_{sb} ه فولاد کششی متوازن مقطع با فولاد کششی

x_b ه فاصله محوری از دورترین تارهای بتن در حالت متوازن

حال به محاسبه f'_{sb} می پردازیم. برای این منظور به نوشتن معادله همبستگی در نمودار کرنش می پردازیم:

$$\frac{\epsilon'_{sb}}{\epsilon_{cu}} = \frac{x_b - d'}{x_b} \Rightarrow \frac{\epsilon'_{sb}}{\epsilon_{cu}} = 1 - \frac{d'}{x_b} \quad (4)$$

$$(2), (4) \rightarrow \frac{\epsilon'_{sb}}{\epsilon_{cu}} = 1 - \frac{d'}{d} \frac{700 + f_y}{700} \quad (5)$$

$$f'_{sb} = E_s \epsilon'_{sb} \Rightarrow f'_{sb} = E_s * \epsilon_{cu} \left(1 - \frac{d'}{d} \frac{700 + f_y}{700} \right) \leq f'_y$$

$$\underline{E_s * \epsilon_{cu} = 700} \rightarrow f'_{sb} = 700 - \frac{d'}{d} (700 + f_y) \leq f'_y \quad (6)$$

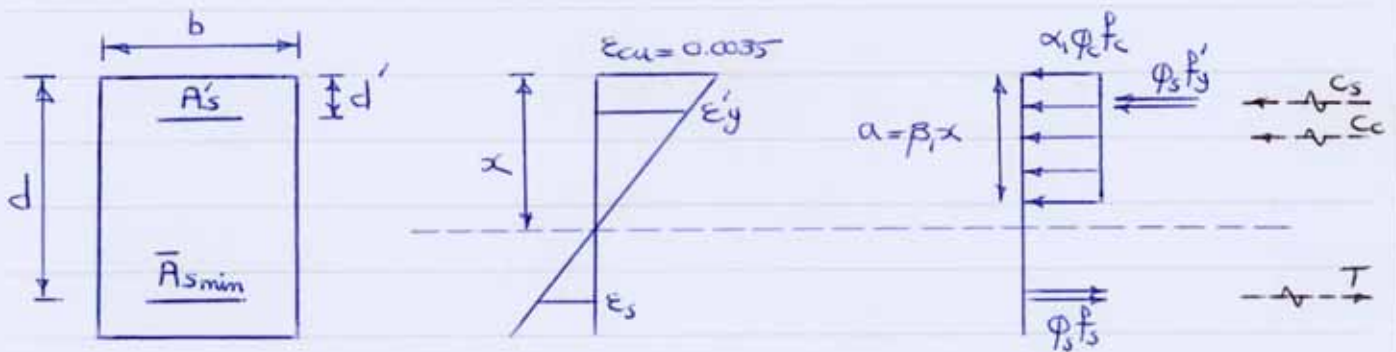
$$(3) \rightarrow \bar{\rho}_b = \rho_b + \rho' \frac{f'_{sb}}{f'_y} \begin{cases} \rho > \bar{\rho}_b \rightarrow \text{فولادکشش جاری نمی شود (فوق مسلح)} \\ \rho < \bar{\rho}_b \rightarrow \text{فولادکشش جاری می شود (تحت مسلح)} \end{cases}$$

- $\bar{\rho}_b$: درصد فولادکشش متوازن مقطع با فولادفشاری
- ρ_b : درصد فولادکشش متوازن مقطع بدون فولادفشاری
- ρ : درصد فولادکشش مقطع با فولادفشاری
- ρ' : درصد فولادفشاری مقطع

درصد رینگیه مقطعی با ارفاندوفشاری رگشش دارند ρ (رگشش) را می نویسیم $\bar{\rho}_b$ مقابل می یابیم. طبق رابطه بالا از جاری شدن فولادکشش در این مورد به شرح طراحی مطلع می شدیم.

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{A}_{sb} = A_{sb} + A'_s \frac{f'_{sb}}{f'_y} \quad (3) \\ A_{sb} = \alpha_1 \frac{\varphi_c}{\varphi_s} \frac{f_c}{f_y} \beta_1 \frac{700}{700 + f_y} b d \\ f'_{sb} = 700 - \frac{d'}{d} (700 + f_y) \leq f'_y \quad (6) \end{array} \right. \quad \underline{\text{خلاصه روابط}}$$

۱۲ بررسی جاری شدن فولاد دای فشاری در مقطع مستطیلی با فولاد فشاری ه



\bar{A}_{smin} ه حداقل فولاد کششی در یک مقطع که فولاد دای فشاری را به زیر تسلیم می رساند
 ϵ_s ه کرنش فولاد دای کششی که ممکن است کمتر یا بیشتر از کرنش تسلیم باشد

$$\sum F_x = 0 \rightarrow T = C_s + C_c$$

$$\Rightarrow \bar{A}_{smin} \phi_s f'_s = (\alpha_1 \phi_c f_c) (\beta_1 x) b + A'_s \phi_s f'_y$$

$$\Rightarrow \bar{A}_{smin} = \alpha_1 \frac{\phi_c}{\phi_s} \cdot \frac{f_c}{f_s} \beta_1 x b + A'_s \frac{f'_y}{f_s} \quad (1)$$

برای محاسبه x برپوشش معادله جاری در نمودار کرنش می پردازیم ه

$$\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon'_y} = \frac{x}{x-d'} \rightarrow x \epsilon'_y = x \epsilon_{cu} - d' \epsilon_{cu}$$

$$\rightarrow x (\epsilon_{cu} - \epsilon'_y) = d' \epsilon_{cu} \rightarrow x = \frac{d' \epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} - \epsilon'_y}$$

$$\rightarrow x = \frac{0.0035}{0.0035 - f'_y/200,000} d' = \frac{700}{700 - f'_y} d' \quad (2)$$

برای محاسبه f_s برپوشش معادله بعدی جاری در نمودار کرنش می پردازیم ه

$$\frac{\epsilon_s}{\epsilon_{cu}} = \frac{d-x}{x} \rightarrow \epsilon_s = \left(\frac{d}{x} - 1 \right) \epsilon_{cu} \quad (3)$$

$$(2), (3) \Rightarrow \epsilon_s = \epsilon_{cu} \left(\frac{d}{d'} \frac{700 - f'_y}{700} - 1 \right)$$

$$\underline{\underline{f_s = E \epsilon_s}} \rightarrow \underline{\underline{f_s = \frac{d}{d'} (700 - f'_y) - 700 \leq f_y}} \quad (4)$$

می توانیم رابطه (۱) را بر اساس درصد آرماتورشان ρ و نسبت تیر را صورت دهیم:

$$\bar{\rho}_{min} = \rho' \frac{f_y'}{f_s} + \alpha_1 \frac{\varphi_c}{\varphi_s} \frac{f_c}{f_s} \beta_1 x \frac{1}{d}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho > \bar{\rho}_{min} \rightarrow \text{فولادفاری جاری می شود} \\ \rho < \bar{\rho}_{min} \rightarrow \text{فولادفاری جاری نمی شود} \end{array} \right.$$

ρ : درصد فولاد کشش مقطع با فولادفاری

خلاصه روابط:

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{A}_{smin} = \alpha_1 \frac{\varphi_c}{\varphi_s} \frac{f_c}{f_y} (\beta_1 x) b + A_s' \frac{f_y'}{f_s} \end{array} \right. \quad (1)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = \frac{700}{700 - f_y'} d' \end{array} \right. \quad (2)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_s = \frac{d}{d'} (700 - f_y') - 700 \leq f_y \end{array} \right. \quad (4)$$

علامت اختصاری:

f_y (MPa) : مقاومت مشخصه فولاد کشش

f_y' (MPa) : مقاومت مشخصه فولاد فشاری

f_c (MPa) : مقاومت مشخصه بتن

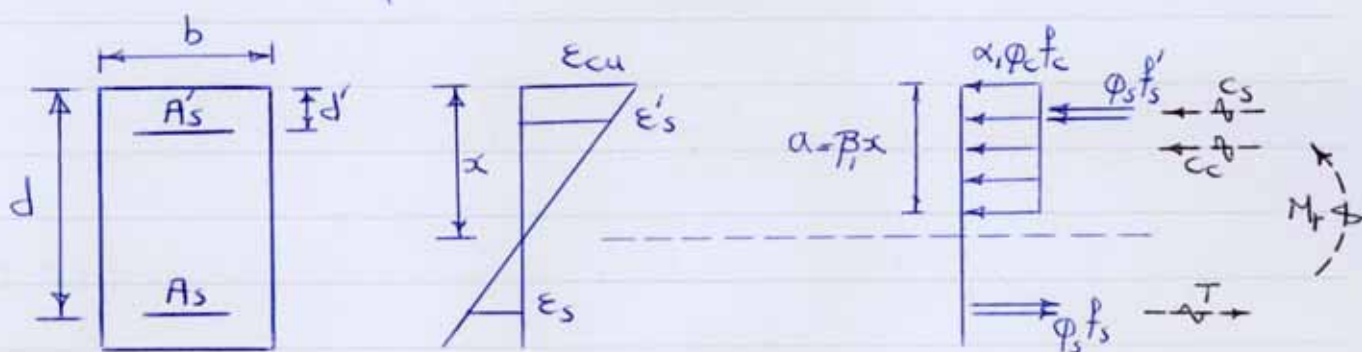
M_r (N.mm) : لنگر خمشی مقاوم مقطع

۳) تعیین ظرفیت خمشی مقطع مستطیل با فولاد فشاری

باید به این نکته توجه کرد که در لحظه گسیختگی هر کدام از فولادهای کششی و یا فشاری ممکن است به حد تسلیم رسیده باشند و یا جاری نشده باشند. بنابراین بطور کلی ممکن است که چهار حالت از نظر تسلیم فولادهای کششی و فشاری اتفاق بیفتد.

اگر به جاری شدن فولادهای کششی دلالت برگسیختگی احتمالی مقطع به صورت شکل پذیرد نرم و جاری شدن آن در دلالت برگسیختگی احتمالی مقطع به صورت ترد خواهد بود ولی جاری شدن یا نشدن فولاد فشاری در لحظه نهایی تأثیری بر نوع گسیختگی مقطع ندارد.

با این وجود اگر در یک مقطع فولاد فشاری در لحظه گسیختگی به حد تسلیم برسد مقطع اقتصادی تر است.



۱-۳) جاری شدن فولادهای کششی و فشاری ($p < \bar{p}_b$, $p > \bar{p}_{min}$)

$$\epsilon'_s > \epsilon'_y , \epsilon_s > \epsilon_y , f'_s = f'_y , f_s = f_y$$

$$\Sigma F_x = 0 \rightarrow T = C_c + C_s$$

$$\rightarrow A_s \phi_s f_y = (\alpha_1 \phi_c f_c) (\alpha b) + A'_s \phi_s f'_y$$

$$\rightarrow \alpha = \frac{\phi_s (A_s f_y - A'_s f'_y)}{(\alpha_1 \phi_c f_c) b}$$

$$\Sigma M = 0 \rightarrow M_r = C_c (d - \alpha/2) + C_s (d - d')$$

$$\rightarrow M_r = \phi_s (A_s f_y - A'_s f'_y) \left[d - \frac{\phi_s (A_s f_y - A'_s f'_y)}{2 \phi_c (\alpha_1 f_c b)} \right] + A'_s f'_y (d - d')$$

(۲-۳) جاری شدن فولادگی کششی و جاری شدن فولادگی فشاری ($P < \bar{P}_{min}$, $P < \bar{P}_b$)

$$\epsilon'_s < \epsilon'_y, \epsilon_s > \epsilon_y, f'_s < f'_y, f_s = f_y$$

$$\alpha = \frac{\varphi_s (A_s f_y - A'_s f'_s)}{(\alpha_1 \varphi_c f_c) b} \xrightarrow{\text{نوشن معادله جاری}} f'_s = \frac{700 (\alpha - \beta_1 d')}{\alpha}$$

$$\Rightarrow \alpha^2 + \frac{\varphi_s (700 A'_s - A_s f_y)}{(\alpha_1 \varphi_c f_c) b} \alpha - \frac{\varphi_s (700 A'_s \beta_1 d')}{(\alpha_1 \varphi_c f_c) b} = 0$$

با حل معادله درجه دوم تعیین α ابتدا مقدار f'_s محاسبه می گردد، سپس بزرگتر مقدار این دو بصورت زیر استخراج می شود

$$M_r = \alpha_1 \varphi_c f_c ab (d - \alpha/2) + A'_s \varphi_s f'_s (d - d')$$

(۳-۳) جاری شدن فولادگی کششی و جاری شدن فولادگی فشاری ($P > \bar{P}_{min}$, $P > \bar{P}_b$)

$$\epsilon'_s > \epsilon'_y, \epsilon_s < \epsilon_y, f'_s = f'_y, f_s < f_y$$

$$\alpha^2 + \frac{\varphi_s (A'_s f'_y - 700 A_s)}{(\alpha_1 \varphi_c f_c) b} \alpha - \frac{\varphi_s (700 A_s \beta_1 d)}{(\alpha_1 \varphi_c f_c) b} = 0$$

$$M_r = \alpha_1 \varphi_c f_c ab (d - \alpha/2) + A'_s \varphi_s f_y (d - d')$$

(۴-۳) جاری شدن فولادگی کششی و فولادگی فشاری ($P < \bar{P}_{min}$, $P > \bar{P}_b$)

$$\epsilon'_s < \epsilon'_y, \epsilon_s < \epsilon_y, f'_s < f'_y, f_s < f_y$$

$$\alpha^2 + \frac{\varphi_s (700 (A_s + A'_s))}{(\alpha_1 \varphi_c f_c) b} \alpha - \frac{\varphi_s * 700 \beta_1 (A_s d - A'_s d')}{(\alpha_1 \varphi_c f_c) b} = 0$$

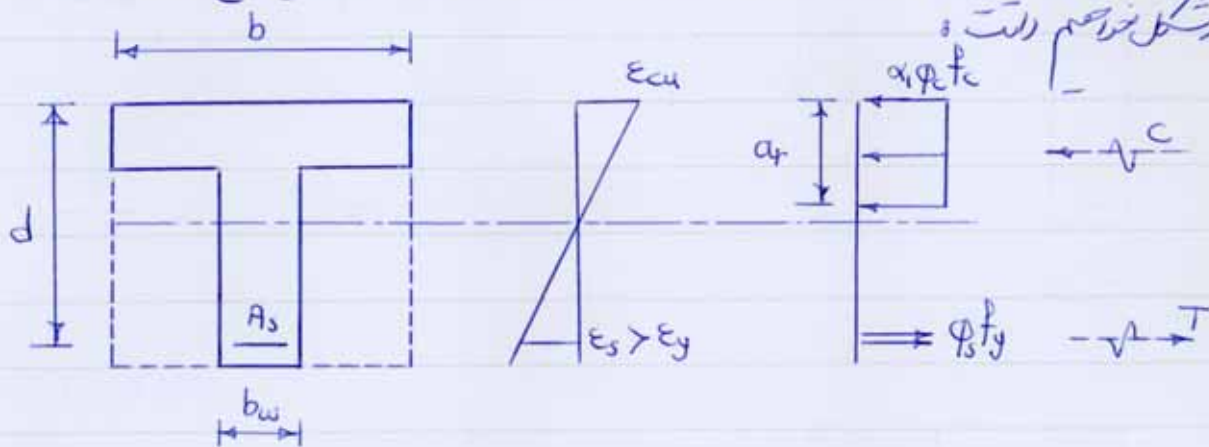
$$M_r = \alpha_1 \varphi_c f_c ab (d - \alpha/2) + A'_s \varphi_s f'_s (d - d')$$

« بررسی یک مقطع T شکل تحت خمش به روش حالت حد انبساطی »

۱) تعیین عمکرد یک مقطع T شکل :

برای تعیین عمکرد یک مقطع T شکل در ابتدا باید جهت لنگر وارده بر مقطع تعیین گردد. در صورتیکه لنگر منفی بر مقطع اعمال گردد عمکرد این مقطع متطبی ضوابط بود. در صورتیکه لنگر مثبت بر مقطع وارد گردد لازم است که تعیین گردد که آیا متصل تن فشاری معادل دربال واقع می شود یا ازبال گذشته در جان سرایت می کند.

بدین منظور می توان فرض نمود که شکل مقطع T نیز در یک متصل کامل با عرض b و عمق موثر d می باشد. حال اگر ارتفاع متصل معادل تن در این متصل فرضی برابر $a_r = \beta_1 x$ در نظر گرفته شود، با فرض جاری شدن فولاد در کشش در نقطه گسیختگی نهایی مقطع و با توجه به نمودار تن در شکل خواصم دلت :



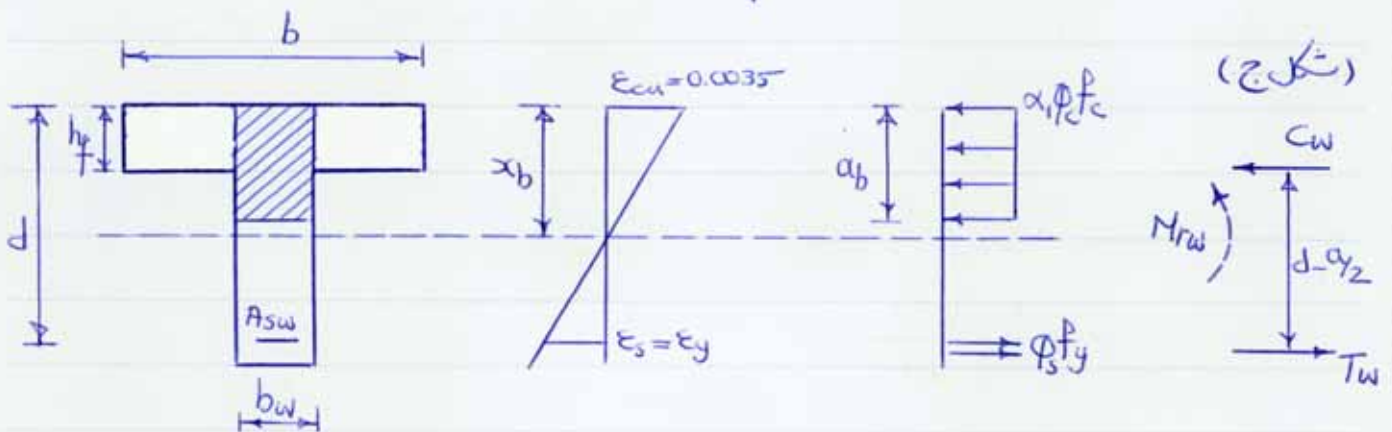
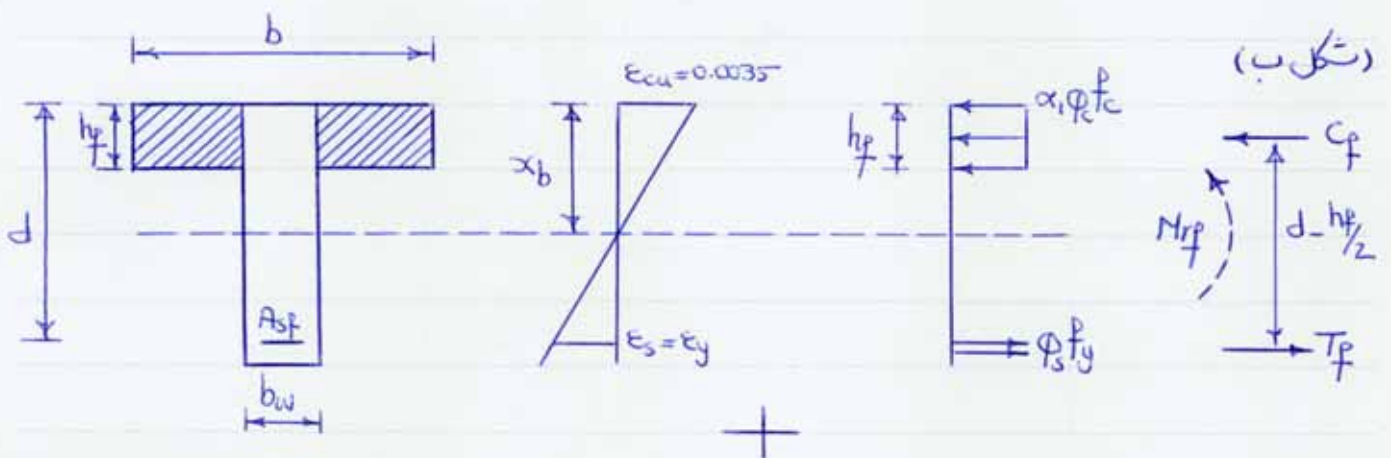
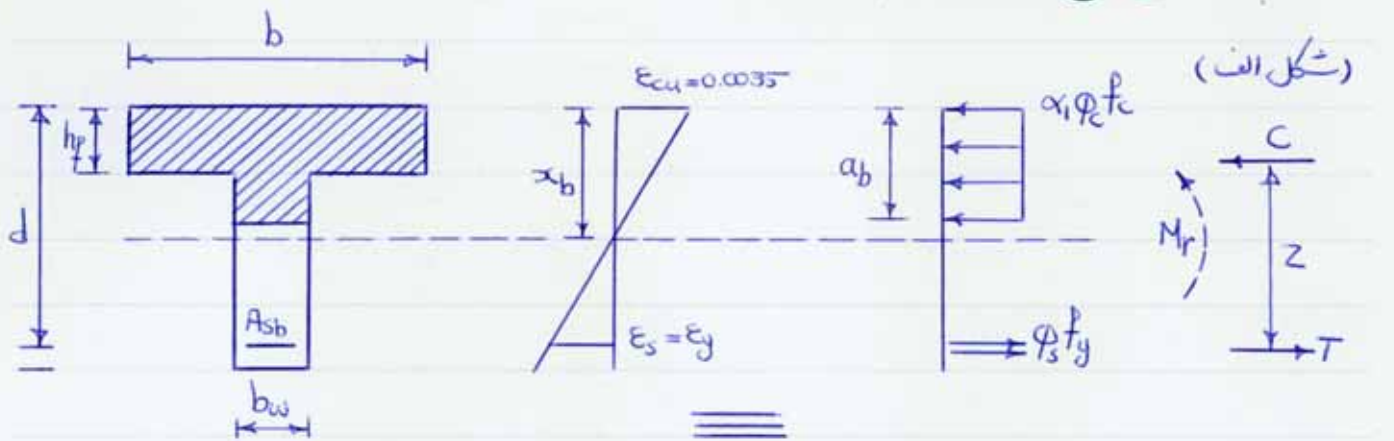
$$C = T \rightarrow (\alpha_1 \phi_c f_c) a_r \cdot b = A_s \phi_s f_y$$

$$a_r = \frac{A_s \phi_s f_y}{(\alpha_1 \phi_c f_c) b}$$

الف) $a_r \leq h_f$ ← بلوک فشاری تن دربال واقع شده و مقطع متطبی عمل می کند

ب) $a_r > h_f$ ← بلوک فشاری تن ازبال گذشته و در جان رسیده و مقطع عمکرد T دارد

(۲) بررسی یک مقطع تحت خمش با عمکرد T :



۱-۲ فولاد متوازن :

با نوشتن معادله تعادل در شکل ب داریم :

$$T_f = C_f \rightarrow (\phi_s f_y) A_{sf} = (\alpha_1 \phi_c f_c) h_f (b - b_w)$$

$$\rightarrow A_{sf} = \alpha_1 \frac{\phi_c f_c}{\phi_s f_y} h_f (b - b_w) \quad (1)$$

حال با نوشتن معادله تعادل در شکل ج داریم:

$$T_w = C_w \rightarrow (A_{sb} - A_{sf}) \varphi_s f_y = (\alpha_1 \varphi_c f_c) a_b \cdot b_w$$

$$\rightarrow A_{sb} = A_{sf} + \alpha_1 \frac{\varphi_c f_c}{\varphi_s f_y} a_b \cdot b_w \quad (2)$$

با صیاری در نمودار کرنش و مدیت می آید:

$$x_b = \frac{700}{700 + f_y} d \quad (3)$$

با قراردادن رابطه $a_b = \beta_1 x_b$ ، (1)، (3) در رابطه (2) مقدار a_b را در تعادل مقطع بصورت زیر بدست می آید:

$$A_{sb} = \alpha_1 \frac{\varphi_c f_c}{\varphi_s f_s} \left[h_f (b - b_w) + \beta_1 \frac{700}{700 + f_y} b_w \cdot d \right]$$

$$\rho_b = \frac{A_{sb}}{b_w \cdot d} \quad A_{sf} = \alpha_1 \frac{\varphi_c f_c}{\varphi_s f_y} h_f (b - b_w)$$

(۲-۲) تعیین معادله خمشی
با نوشتن معادله لنگ در شکل ب داریم:

$$\left\{ \begin{aligned} M_{rp} &= (\alpha_1 \varphi_c f_c) h_f (b - b_w) (d - \frac{1}{2} h_f) \\ M_{rp} &= A_{sf} (\varphi_s f_y) (d - \frac{1}{2} h_f) \end{aligned} \right.$$

حال در شکل ج داریم:

$$T_w = C_w \rightarrow a = \frac{(A_s - A_{sf}) \varphi_s f_y}{(\alpha_1 \varphi_c f_c) b_w}$$

$$\Rightarrow M_{rw} = (\alpha_1 \varphi_c f_c) a b_w (d - \alpha_2)$$

زمنياً باجمع طرفین سمتی بال دیگران خواصم داشت

$$M_r = M_{rf} + M_{rw}$$

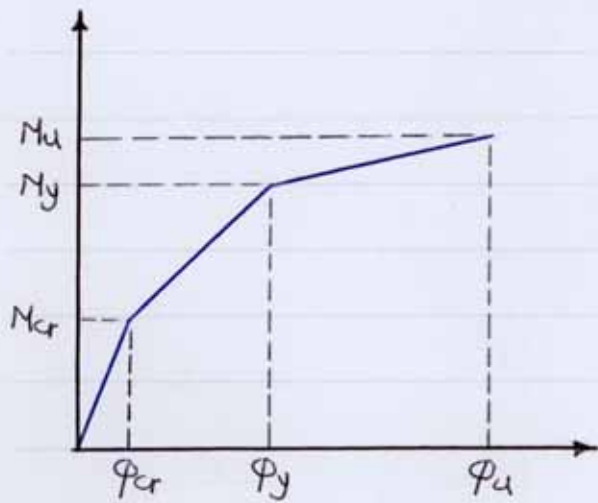
$$M_r = (\alpha_1 \varphi_c f_c) [h_f (b - b_w) (d - \frac{1}{2} h_f) + a b_w (d - \frac{a}{2})]$$

$$M_r = A_{sf} (\varphi_s f_y) (d - \frac{1}{2} h_f) + (\alpha_1 \varphi_c f_c) a b_w (d - \frac{a}{2})$$

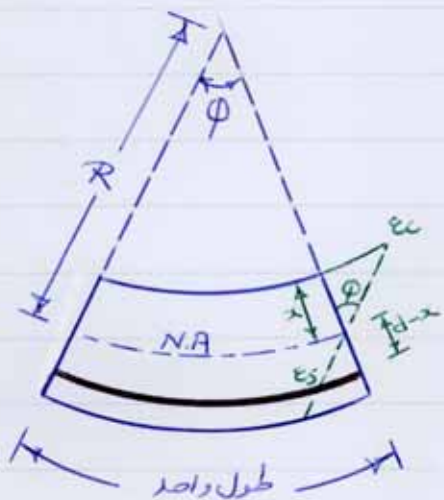
$$a = \frac{(A_s - A_{sf}) \varphi_s f_y}{(\alpha_1 \varphi_c f_c) b_w}$$

$$A_{sf} = \alpha_1 \frac{\varphi_c f_c}{\varphi_s f_y} h_f (b - b_w)$$

« بررسی منحنی لنگر-انحنای مقطع متصلی تک خمشی »



تا زمانی که مقطع ترک نخورده باشد، اگر افتوری کششی در مقاومت مقطع شرکت نمی کند. بلافاصله بعد از رسیدن به M_{cr} بتن در صورت بتن آرمه می شود و افتوری، کشش را تحمل می کند. زمانی که افتوری به سطح رسید M_y رخ می دهد. در این حالت فرض است که بتن به حالت انبساط خود نرسیده است. در مرحله بعد بتن صم به کوبش انبساطی می رسد و مقطع لنگری می گردد.



انحنای در یک متر خمشی (ϕ) به صورت تقسیم زاویه خمشی به ازای طول واحد از متر تعریف می گردد.

$$\phi = \frac{1}{R} = \frac{\epsilon_c}{x} = \frac{\epsilon_s}{d-x}$$

$$\phi = \frac{M}{EI}$$

(۱) محاسبه M_{cr} و ϕ_{cr}

طبق بند ۹-۱۴-۲-۴-۲ محاسبه مقررات ملی بصورت زیر محاسبه می گردد

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y_t}$$

$$f_r = 0.6 \sqrt{f_c}$$

$$\phi_{cr} = \frac{M_{cr}}{EI_g} = \frac{f_r}{E_c \cdot y_t}$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f_c} \text{ (MPa)}$$

M_{cr} : لنگر خمشی ترک خوردگی (MPa)

f_r : درول گینگیلگی بتن (MPa)

I_g : عموماً اینرسی مقطع ترک نخورده بدون در نظر

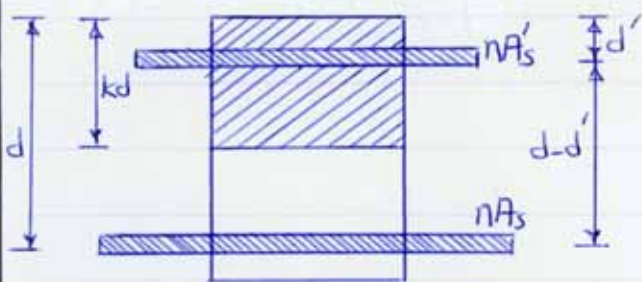
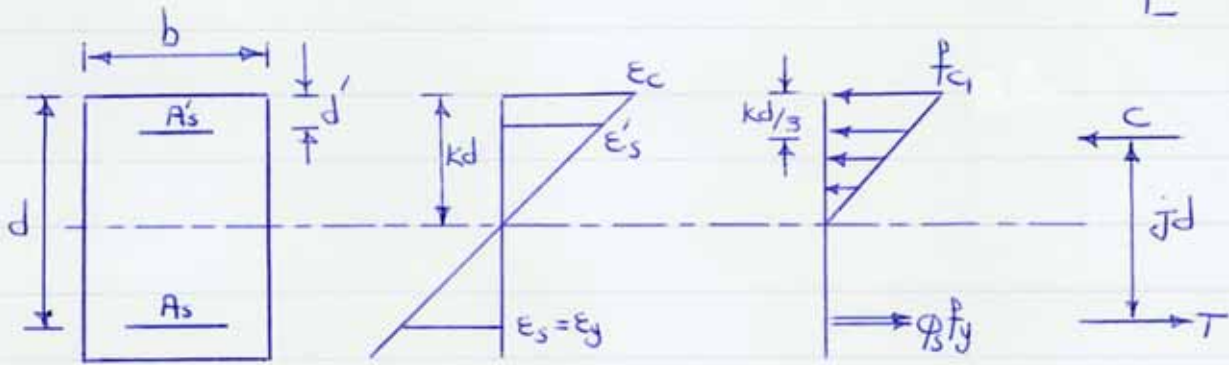
گرفتن اثر افتوری (mm^4)

y_t : فاصله محور خمشی در مقطع ترک نخورده بدون در

نظر گرفتن اثر افتوری از دورترین تار کششی (mm)

(۱)

(۲) محاسبه M_y و ϕ_y در این مرحله فرض بر آن است که کرنش فشاری بتن به حد انعطاف خود رسیده است و کرنش آرماتور کششی به حد تسلیم رسیده باشد. حال به تحلیل مقطع ترک خورده در حالت الاستیک می پردازیم.



برای محاسبه تنش در فولاد و بتن، از انبوه مقطع تبدیل یافته استفاده می شود. همانند شکل، مقطع تبدیل یافته از بتن ناصبه فشاری (بالای تارشی) و $n A_s$ سطح مقطع فولاد در بالا و پایین تارشی تشکیل شده است. n نسبت ضریب الاستیسیته فولاد به بتن می باشد. با بسازی قرار دادن نسبت استاتیف سطح یاسین و بالای تارشی، ارتفاع تارشی و ضریب K از رابطه زیر قابل محاسبه خواهد بود.

$$\frac{1}{2} K d (b \cdot kd) + n A_s' (kd - d') = n A_s (d - kd) \quad n = E_s / E_c$$

$$\rho = A_s / (bd) \quad , \quad \rho' = A_s' / (bd)$$

$$\Rightarrow K = \left[(\rho + \rho')^2 * n^2 + 2 \left(\rho + \frac{\rho' d'}{d} \right) * n \right]^{1/2} - (\rho + \rho') * n$$

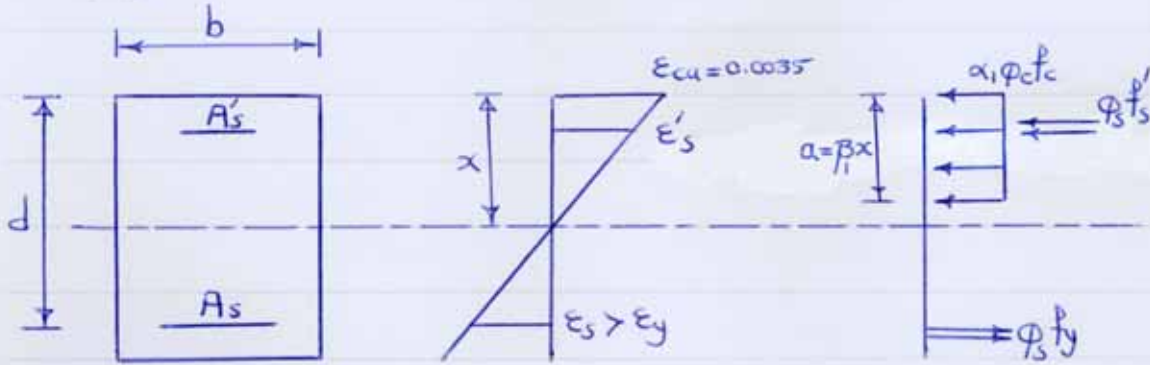
$$jd = d - \frac{1}{3} (kd)$$

حال به محاسبه M_y و ϕ_y می پردازیم

$$M_y = \phi_s A_s f_y (jd) \quad , \quad \phi_y = \frac{\epsilon_y}{d - kd} = \frac{f_y}{E_s (d - kd)}$$

۳) محاسبه M_u و ϕ_u

در این حالت کرنش فشاری بتن به حد انبساطی خود رسیده است. کرنش فولاد کششی هم از حد تسلیم فراتر رفته است. بر این اساس جاری شدن یا شدن فولاد فشاری در مورد زیر بررسی می‌گردد.



$$\left. \begin{aligned} \alpha_1 &= 0.85 - 0.0015 f_c' \\ \beta_1 &= 0.97 - 0.0025 f_c' \end{aligned} \right\} \text{ حال به سراغ روابط مقطع خمشی متصلی با فولاد فشاری می‌رویم.}$$

۳-۱) جاری شدن فولادهای فشاری ($\rho > \bar{\rho}_{min}$)

$$\sum F_x = 0 \rightarrow T = C_s + C_c$$

$$\rightarrow A_s \phi_s f_y = (\alpha_1 \phi_c f_c) (a b) + A_s' \phi_s' f_y' \rightarrow a = \frac{\phi_s (A_s f_y - A_s' f_y')}{(\alpha_1 \phi_c f_c) b}$$

$$\rightarrow M_u = C_c (d - a/2) + C_s (d - d')$$

$$\phi_u = \frac{\epsilon_{cu}}{x} = \beta_1 \frac{0.0035}{a}$$

۳-۲) جاری شدن فولادهای فشاری ($\rho < \bar{\rho}_{min}$)

$$a = \frac{\phi_s (A_s f_y - A_s' f_s')}{(\alpha_1 \phi_c f_c) b} \quad \text{نشان مقدار جاری} \quad f_s' = \frac{700(a - \beta_1 d)}{a}$$

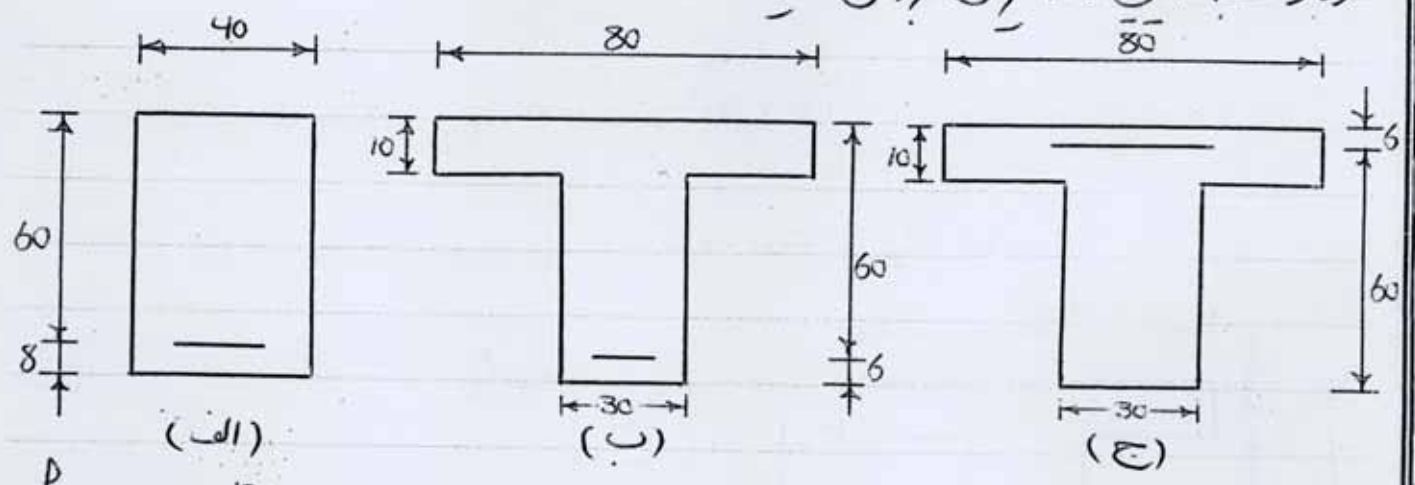
$$a^2 + \frac{\phi_s (700 A_s' - A_s f_y)}{(\alpha_1 \phi_c f_c) b} a - \frac{\phi_s (700 A_s' \beta_1 d)}{(\alpha_1 \phi_c f_c) b} = 0$$

باجل معادله درجه دوم و تعیین a ابتدا مقدار f_s' محاسبه می‌گردد و سپس نگر معادله اینکلی بصورت زیر بدست می‌آید.

$$M_u = \alpha_1 \varphi_c f_c ab (d - a/2) + A'_s \varphi_s f'_s (d - d')$$

$$\varphi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{x} = \beta_1 \frac{0.0035}{a}$$

تقریباً (۲) با استفاده از رابطه $M_r \geq 1.2 M_{cr}$ مقدار حداقل آرمانی مقاطع زیر را محاسبه کنید و بار ایستایی آسین نامه ایران بررسی کنید.



$f_c = 25 \text{ MPa}$
 $f_y = 400 \text{ MPa}$

۱) آسین نامه کانادا $(M_r > 1.2 M_{cr})$

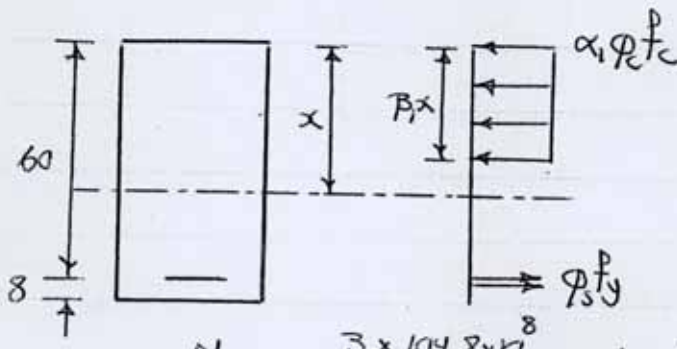
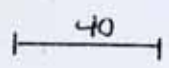
$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y_t}$$

$$f_r = 0.6 \sqrt{f_c} \rightarrow f_r = 3 \text{ MPa}$$

y_t و فاصله محوری تا مرکز ثقل در مقطع ترک نخورده

$$\begin{cases} \alpha_1 = 0.85 - 0.0015 f_c \rightarrow \alpha_1 = 0.8125 \\ \beta_1 = 0.97 - 0.0025 f_c \rightarrow \beta_1 = 0.9075 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \phi_c = 0.65 \\ \phi_s = 0.85 \end{cases}$$



(الف)

مطابق M_{cr}

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y_t}$$

$$I_g = \frac{400 \times 680^3}{12} = 104.8 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$\rightarrow M_{cr} = \frac{3 \times 104.8 \times 10^8}{\frac{1}{2} \times 680} = 42.48 \times 10^6 \text{ N.m}$$

$$C = T \rightarrow a = \frac{A_s \phi_s f_y}{(\alpha_1 \phi_c f_c) b} = \frac{0.85 \times 400 A_s}{0.8125 \times 0.65 \times 25 \times 400}$$

$$\Rightarrow a = 6.438 \times 10^{-2} A_s$$

مطابق M_r

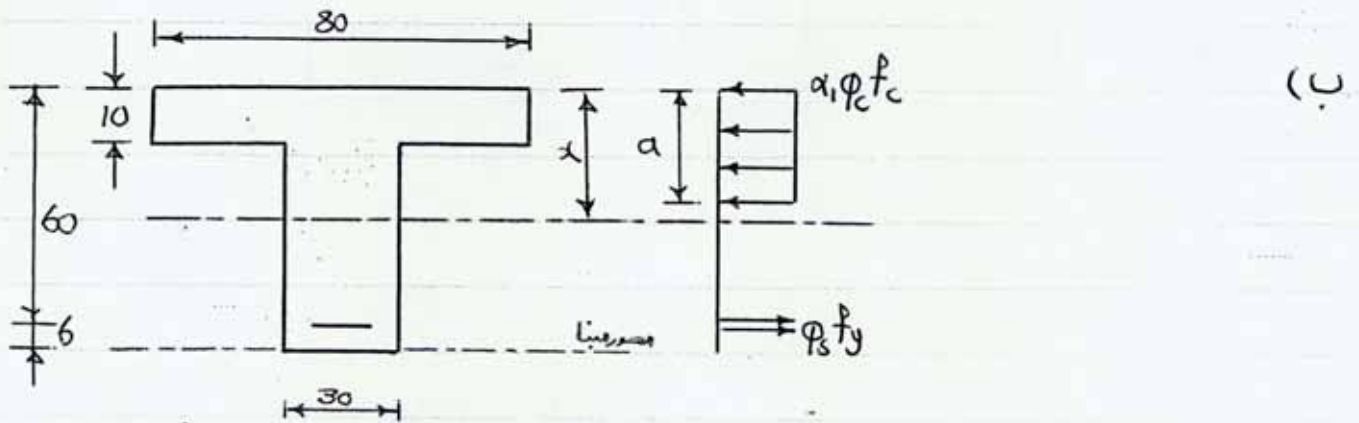
$$M_r = A_s \phi_s f_y (d - \frac{1}{2} a)$$

$$\rightarrow M_r = 0.85 \times 400 A_s (600 - 0.5 \times 6.438 \times 10^{-2} A_s)$$

$$= -10.94 A_s^2 + 204000 A_s$$

$$M_r \geq 1.2 M_{cr} \Rightarrow -10.94 A_s^2 + 204000 A_s \geq 1.2 \times 92.48 \times 10^6$$

$$\Rightarrow A_s \geq 561 \text{ mm}^2 \rightarrow A_{smin} = 5.61 \text{ cm}^2$$



$$M_{cr} = \frac{P_r \cdot I_g}{y_t}$$

a M_{cr} نصاب

عنصر	y (cm) من مركز الجذب از مركزه	A (cm ²)	Ay (cm ³)	Ay ² (cm ⁴)	I (cm ⁴)
بال	61	800	48800	2976800	6666.7
جان	28	1680	47040	1317120	439040
		2480	95840	4739626.7	

$$y_t = \frac{\sum Ay}{\sum A} = \frac{95840}{2480} = 38.65 \text{ cm} = 386.5 \text{ mm}$$

$$I_g = \sum Ay^2 + \sum I - \frac{\sum (Ay)^2}{\sum A} = 4739626.7 - \frac{95840^2}{2480} = 1035874.4 \text{ cm}^4$$

$$\rightarrow I_g = 1035874.4 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$\rightarrow M_{cr} = \frac{3 \times (1035874.4 \times 10^4)}{386.5} = 80.4 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$M_r = M_{rw} + M_{rf}$$

3 M_r نصاب

$$M_r = (\alpha_1 \phi_c f_c) \left[h_f (b - b_w) (d - \frac{1}{2} h_f) + a b_w (d - \frac{a}{2}) \right]$$

$$a = \frac{(A_s - A_{sp}) \phi_s f_y}{(\alpha_1 \phi_c f_c) b_w} \quad A_{sp} = \alpha_1 \frac{\phi_c f_c}{\phi_s f_s} h_f (b - b_w)$$

$$\Rightarrow A_{sp} = 0.8125 \frac{0.65 \times 25}{0.85 \times 400} 100 (800 - 300) = 1941.64$$

$$a = \frac{(A_s - 1941.64) 0.85 \times 400}{(0.8125 \times 0.65 \times 25) 300} = 0.086 A_s - 166.67$$

$$\begin{aligned} M_r &= (0.8125 \times 0.65 \times 25) \left[100 (800 - 300) \left(600 - \frac{100}{2} \right) + (0.086 A_s - 166.67) \times 300 \right. \\ &\quad \left. \times \left(600 - \frac{0.086 A_s - 166.67}{2} \right) \right] \\ &= 13.2 \left[275 \times 10^5 + (0.086 A_s - 166.67) (205000.5 - 12.9 A_s) \right] \\ &= 13.2 \left[-1.109 A_s^2 + 19780.09 A_s - 6667433.34 \right] \end{aligned}$$

$$M_r \geq 1.2 M_{cr} \Rightarrow -1.109 A_s^2 + 19780.09 A_s - 13976524.25 \geq 0$$

$$\rightarrow A_s \geq 737.1 \text{ mm}^2$$

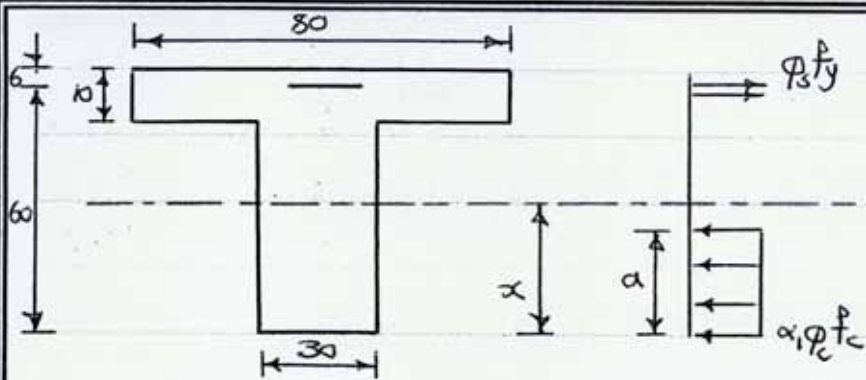
بین متغیر صورت متغیر عمل می کند. $A_{s \min} = 7.37 \text{ cm} < A_{sp} = 19.42 \text{ cm}$ می باشد پس فرض می کرد T شکل متغیر استوار است،

$$c = T \rightarrow a = \frac{A_s \phi_s f_y}{(\alpha_1 \phi_c f_c) b} = \frac{0.85 \times 400 A_s}{(0.8125 \times 0.65 \times 25) 800} = 3.219 \times 10^{-2} A_s$$

$$\begin{aligned} M_r &= A_s \phi_s f_y (d - \frac{1}{2} a) = 0.85 \times 400 A_s (600 - \frac{1}{2} \times 3.219 \times 10^{-2} A_s) \\ &= -5.47 A_s^2 + 204000 A_s \end{aligned}$$

$$M_r \geq 1.2 M_{cr} \Rightarrow -5.47 A_s^2 + 204000 A_s \geq 1.2 \times 80.4 \times 10^6$$

$$\rightarrow A_s \geq 479 \text{ mm}^2 \rightarrow A_{s \min} = 4.79 \text{ cm}^2$$



(ج)

بجمله صحت منطقی است.

$$M_{cr} = \frac{P_{tr} \cdot I_g}{y_t} = \frac{3 \times (1035874.4 \times 10^4)}{600 - 386.5} = 145.56 \times 10^6 \text{ N.mm} \quad \text{و } M_{cr} \text{ ملاحظه}$$

$$C = T \rightarrow a = \frac{A_s \phi_s f_y}{(\alpha_1 \phi_c f_c) b} = \frac{0.85 \times 400 \times A_s}{0.8125 \times 0.65 \times 25 \times 300} \quad \text{و } M_r \text{ ملاحظه}$$

$$\rightarrow a = 8.58 \times 10^{-2} A_s$$

$$M_r = A_s \phi_s f_y (d - \frac{1}{2} a) = 0.85 \times 400 A_s (600 - \frac{1}{2} \times 8.58 \times 10^{-2} A_s)$$

$$\rightarrow M_r = -14.586 A_s^2 + 204000 A_s$$

$$M_r \geq 1.2 M_{cr} \rightarrow -14.586 A_s^2 + 204000 A_s \geq 1.2 \times 145.56 \times 10^6$$

$$\rightarrow A_s \geq 916 \text{ mm}^2 \rightarrow A_{s \min} = 9.16 \text{ cm}^2$$

(د) صحت منطقی است

$$\rho_{\min} = \text{Max} \left(\frac{1.4}{f_y}, \frac{0.25 \sqrt{f_c}}{f_y} \right) = \text{Max} (3.5 \times 10^{-3}, 3.125 \times 10^{-3})$$

$$\rightarrow \rho_{\min} = 3.5 \times 10^{-3}$$

$$A_{s \min} = \rho_{\min} b d = 3.5 \times 10^{-3} \times 40 \times 60 = 8.4 \text{ cm}^2 \quad \text{(الف)}$$


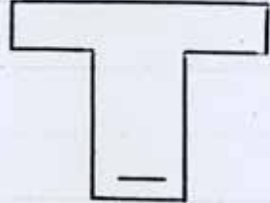
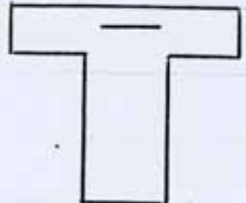
$$A_{s \min} = \rho_{\min} b_w d = 3.5 \times 10^{-3} \times 30 \times 60 = 6.3 \text{ cm}^2 \quad \text{(ب)}$$

$$A_{s \min} = \rho_{\min} \times \text{Min} [2 b_w d, b_f \cdot d] \quad \text{(ج)}$$

$$= 3.5 \times 10^{-3} \text{ Min} (2 \times 30 \times 60, 80 \times 60) = 3.5 \times 10^{-3} \times 2 \times 30 \times 60$$

$$= 12.6 \text{ cm}^2$$

(۱۸)

<p>جدول حداقل آرماندور (cm²)</p> 			
<p>کابادا (۱۲۴۱ > ۱۲۴۲) صحت انم</p>	<p>5.61 8.4</p>	<p>4.79 6.3</p>	<p>9.16 12.6</p>

الگوریتم طراحی خمشی تیر

علائم اختصاری :

A_s (mm^2) :	مساحت فولاد کششی	d (mm) :	ارتفاع بلوک تن مستطیلی
A'_s (mm^2) :	مساحت فولاد فشاری	A_{sb} (mm^2) :	مساحت فولاد متعادل
b_w (mm) :	عرض مقطع تیر T شکل	b (mm) :	عرض مقطع تیر
d (mm) :	ارتفاع مؤثر مقطع	C (N) :	نیروی فشاری تن
f_c (N/mm^2) :	مقاومت فشاری تن	E_c (N/mm^2) :	مدول ارتجاعی تن
f'_s (N/mm^2) :	تن محاسبه شده در فولاد فشاری	f_s (N/mm^2) :	تن محاسبه شده در فولاد کششی
h (mm) :	ارتفاع مقطع	f_y (N/mm^2) :	مقاومت جاری شدن فولاد
M_r (N.mm) :	لنگر خمشی معادم	h_f (mm) :	صخامت بال مقطع T شکل
α, β :	ضرایب بلوک تن	M_u (N.mm) :	لنگر خمشی نهایی (ضریب دار)
ρ (Max, Min) :	درصد فولاد کششی	$\phi_c = 0.6$:	ضریب تقلیل ظرفیت تن
ρ' :	درصد فولاد فشاری	$\phi_s = 0.85$:	ضریب تقلیل ظرفیت فولاد

الگوریتم ۱ :

محاسبه مقطع مستطیلی (ابعاد) با فولاد کششی، بدون احتیاج به فولاد فشاری.

$$bd^2 = \frac{M_u}{\rho_b \cdot f_{yd} (1 - 0.5m\rho_b)} \quad (d \sim 1.5b) \quad \text{محاسبه } d, b \quad (1)$$

$$\rho_b = \rho_{\text{Max}} = 0.6 \beta_1 \times \frac{f_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \quad \beta_1 = \begin{cases} 0.85 & f_c \leq 30 \\ 0.85 - 0.008(f_c - 30) & 30 < f_c < 55 \\ 0.65 & f_c \geq 55 \end{cases}$$

$$\begin{cases} f_{cd} = \phi_c \cdot f_c \\ f_{yd} = \phi_s \cdot f_y \end{cases} \quad m = \frac{f_{yd}}{0.85 f_{cd}}$$

$$A_s = \frac{0.85 f_{cd} \cdot bd}{f_{yd}} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85 f_{cd} \cdot bd^2}} \right], \quad A_s > A_{s\text{min}} \quad \text{محاسبه } A_s \quad (2)$$

الکوریتم ۲

محاسبه نیروی خمشی مقاوم مقطع (M_r)

$$\rho_b = 0.6 \beta_1 \frac{f_c}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y}$$

(۱) محاسبه درصد فولاد متعادل (ρ_b)

$$A_{sb} = b \cdot d \cdot \rho_b$$

(۲) محاسبه مقدار فولاد متعادل (A_{sb})

$$M_r = \begin{cases} A_s f_{yd} \left(d - 0.5 \frac{A_s f_{yd}}{0.85 f_{cd}} \right) & A_s \leq A_{sb} \\ A_{sb} f_{yd} \left(d - 0.5 \frac{A_{sb} f_{yd}}{0.85 f_{cd}} \right) & A_s > A_{sb} \end{cases}$$

(۳) محاسبه M_r

الکوریتم ۳

بهبود آوردن مقدار فولاد کششی (b, d, f_c, f_y, M_u معلوم اند)

$$A_s = \frac{0.85 f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{0.85 f_{cd} \cdot b \cdot d^2}} \right] \quad A_{smin} < A_s < A_{sMax} = A_{sb} \quad (1)$$

(۲) به منظور حصول ایمنی، ظرفیت خمشی M_r حداقل باید برابر M_u باشد

$$\alpha = \frac{M_u}{0.85^2 f_{cd} \cdot b \cdot d} \rightarrow A_s = \frac{M_u}{f_{yd} (d - 0.5 \alpha)}$$

* صرفاً از دو سمت راسی تراش برابر محاسبه A_s به کار برود.

الکوریتم ۴

محاسبه میزان مقاوم در صورت وجود فولاد فشاری (فولاد ضعیف)

(A_s و A'_s و b و d معلوم اند)

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} > \rho_{Max} = 0.6 \beta_1 \frac{f_c}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} = \rho_b$$

(۱) شرط اتقاده از فولاد ضعیف

(۲)

$$\rho - \rho' < \rho_b$$

(۲) کنترل جابرجایی فولادکشی

$$\rho - \rho' \geq 0.85 \beta_1 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \frac{600}{600 - f_y} \cdot \frac{d'}{d}$$

(۳) کنترل جابرجایی فولادکشایی

$$M_r = M_{rs} + M_{rc}$$

(۴) محاسبه ممان معادله (M_r)

↳ M_{rs} : لنگر حاصل از فولاد کشایی
 ↳ M_{rc} : لنگر حاصل از بتن فشرده فولادکشی

$$M_{rs} = A'_s (f_{yd} - 0.85 f_{cd}) (d - d')$$

↳ M_{rs} محاسبه (۱-۴)

$$M_{rc} = 0.85 f_{cd} \cdot b \cdot a (d - a/2)$$

↳ M_{rc} محاسبه (۲-۴)

$$a = \frac{f_{yd} (A_s - A'_s)}{0.85 \cdot f_{cd} \cdot b} + \frac{A'_s}{b}$$

* اگر سمت ۳ تأمین نشد یعنی فولادکشی به مقاومت نهایی f_y رسید ولی در فولادکشایی ضمن اتقایی بقیه بار، باید بتن فولادکشایی بر حسب ارتفاع مجول تا جتنی نوشته شود.

$$f'_s = 600 \left(1 - \frac{d'}{x}\right)$$

$$f'_{sd} = \phi_s \cdot f'_s$$

$$T = C_c + C_s$$

با نوشتن معادله تعادل x را محاسبه می‌کنیم

$$T = A_s f_{yd}$$

$$C_c = 0.85 f_{cd} \cdot b (\beta_1 x)$$

$$C_s = A'_s (f'_{sd} - 0.85 f_{cd})$$

با محاسبه x ، لنگر معادله را در این صورت محاسبه می‌کنیم - ابتدا f'_s را محاسبه می‌کنیم پس در M_{rs} به جای f_{yd} ، f'_{sd} را قرار می‌دهیم.

الگوریتم ۵

طراحی آرمان‌ورزشکاری و کششی بالگرد معلوم برای مقطع مستطیل (b, d, M_u معلوم اند)

$$\rho_{Max} = 0.6 \beta_1 \cdot \frac{f_c}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_c}$$

(۱) محاسبه فولادکشی حداکثر

$$\rightarrow A_{s_{Max}} = \rho_{Max} \cdot b \cdot d$$

$$M_{rmax} = A_{smax} \cdot f_{yd} (d - a/2)$$

$$a = \frac{A_{smax} \cdot f_{yd}}{0.85 f_{cd} \cdot b}$$

(۲) محاسبه نیروی خمشی معادله M_{rmax}

نیاز به آرماتور فشاری داریم $M_{rmax} < M_{rc} \rightarrow M_{rmax} = M_{rc}$

$$A_s = A_{ss} + A_{sc}$$

(۳) محاسبه فولاد کششی (A_s)

$$A_{sc} = A_{smax}$$

(۱-۳)

$$A_{ss} = \frac{M_{rs}}{f_{yd} (d - d')}$$

$$M_{rs} = M_u - M_{rc}$$

(۲-۳)

$$A'_s = \frac{M_{rs}}{(f_{yd} - 0.85 f_{cd})(d - d')}$$

(۴) محاسبه فولاد فشاری (A'_s)

$$\rho - \rho' \geq 0.85 \beta_1 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \frac{600}{600 - f_y} \cdot \frac{d'}{d}$$

(۵) کنترل جابجایی شدید فولاد فشاری

* اگر این کنترل برقرار نبود به سمت ۵ الگوریتم ۴ مراجعه می کنیم. f'_s را محاسبه کرده، M_r را بدست می آوریم و با M_u مقایسه می کنیم.

الگوریتم ۶

محاسبه میان میان مقطع T

$$b = 16 h_f + b_w$$

(۱) محاسبه عرض موثر
در محاسبه این عرض به سمت ۱۵۷ مراجعه کرد.

$$h_f > \frac{b_w}{2}, \quad b < 4 b_w$$

(۲) عرض موثر بال فشاری
اگر برقرار بود کل العبار بال موثر خواص بود.

۳) تعیین محل تارشی با فرض مقطع مستطیلی با عرض صافی عرض بال صافی

$$\alpha = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0.85 f_{cd} \cdot b}$$

$\left\{ \begin{array}{l} \alpha > h_f \\ \alpha < h_f \end{array} \right.$
 مقطع به صورت T عمل می کند
 مقطع قائد مقطع مستطیلی (d x b) است \rightarrow محاسبه به الگوریتم مربوطه

$$A_s = A_{sp} + A_{sw}$$

۴) محاسبه فولاد کششی (A_s)

$\left\{ \begin{array}{l} A_{sp} \rightarrow \text{فولاد کششی مناسط بال} \\ A_{sw} \rightarrow \text{فولاد کششی مناسط جان} \end{array} \right.$

$$A_{sp} = \frac{0.85 f_{cd} (b - b_w) h_f}{f_{yd}}, \quad A_{sw} = A_s - A_{sp}$$

$$(\rho_w)_{Max} = \rho_b + \rho_f > \rho_w \text{ موجود}$$

۵) کنترل محدودیت فولاد کششی

$$\rho_b = 0.6 \beta_1 \cdot \frac{f_c}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y}, \quad \rho_f = \frac{A_{sp}}{b_w \cdot d}, \quad \rho_w \text{ موجود} = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

از ρ_w موجود $\neq (\rho_w)_{Max}$ ، باز آنرا در محاسبه دیگر مقاوم ریبان یعنی در ρ_w داریم

$$\rho_w = (\rho_w)_{Max} \rightarrow A_s = (\rho_w)_{Max} \cdot b_w \cdot d \rightarrow A_{sw} = A_s - A_{sp}$$

$$M_r = M_{rp} + M_{rw}$$

۶) محاسبه ممان مقاوم (M_r)

$\left\{ \begin{array}{l} M_{rp} \\ M_{rw} \end{array} \right.$

$$M_{rp} = A_{sp} \cdot f_{yd} (d - 0.5 h_f) \quad (1-6)$$

$$M_{rw} = A_{sw} \cdot f_{yd} (d - a/2), \quad a = \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{0.85 f_{cd} \cdot b_w} \quad (2-6)$$

طراحی مقطع T شکل، محاسبه مللر دمای کششی

الگوریتم ۷

(۱) محاسبه عرض موثر تیر

$$A_s = \frac{M_u}{f_{yd} (d - 0.5h_f)}$$

(۲) حدس مقدار فولاد اولیه (A_s)

$$a = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0.85 f_{cd} \cdot b} \rightarrow \begin{cases} a < h_f & \rightarrow A_s \text{ در بطن آرمه جواب میدهد} \\ a > h_f & \rightarrow \text{رف } \beta' \end{cases}$$

$$A_s = A_{sf} + A_{sw}$$

$$A_{sf} = \frac{0.85 f_{cd} (b - b_w) h_f}{f_{yd}}$$

(۳) محاسبه A_s

$$A_{sw} = \frac{M_{rw}}{f_{yd} (d - 0.5a)}$$

(۲-۳)

$$M_{rw} = M_u - M_{rf}$$

$$M_{rf} = A_{sf} \cdot f_{yd} (d - \frac{h_f}{2})$$

$$a = \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{0.85 f_{cd} \cdot b_w}$$

$$\rightarrow \begin{cases} a < h_f & \rightarrow A_s \text{ جواب میدهد} \\ a > h_f & \rightarrow \text{رف } \beta' \end{cases}$$

(۴) کنترل مجدد a

(۵) محاسبه A_s با توجه به a محاسبه شده A_{sw} را حساب می‌کنیم

$$A_{sw} = \frac{M_{rw}}{f_{yd} (d - 0.5a)}$$

$$A_s = A_{sf} + A_{sw}$$

طراحی آرماتورکشی و فشاری مقطع T شکل با اندر معلوم الگوریتم ۸

(۱) محاسبه عرض موثر تیر (b)

$$M = b \cdot h_f \cdot 0.85 f_{cd} \left(d - \frac{h_f}{2} \right) \quad (۲)$$

$\left. \begin{array}{l} \mu < M \\ \mu > M \end{array} \right\} \rightarrow \begin{array}{l} \text{مقطع متعین} \\ \text{مقطع T شکل} \end{array}$

$$A_{sf} = \frac{(b - b_w) h_f \times 0.85 f_{cd}}{f_{yd}} \quad (\text{تقابل نیروز}) \quad (۳)$$

نیروز فشاری بال سمت راست و چپ

$$M_{rf} = A_{sf} \cdot f_{yd} (d - 0.5 h_f) \quad (\text{تقابل نیروز})$$

$$M_{rw} = M_u - M_{rf} \quad (۴)$$

(مقطع متعین با عرض b_w و ارتفاع d)

$$\rho_{max} = 0.6 \beta_1 \frac{f_c}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} \rightarrow A_{smax} = \rho_{max} \cdot b_w \cdot d$$

$$M_{rmax} = A_{smax} \cdot f_{yd} (d - 0.5 a) \quad \alpha = \frac{A_{smax} \cdot f_{yd}}{0.85 f_{cd} \cdot b_w}$$

$$M_{rw} < M_{rmax} \rightarrow \text{فولادفشاری لازم نیست} \quad (۵)$$

$$A_s = \frac{M_{rw}}{f_{yd} (d - 0.5 a)} \quad (\text{الگوریتم ۳})$$

$$M_{rw} > M_{rmax} \rightarrow \text{فولادفشاری می فرماییم} \quad (۶)$$

(الگوریتم ۵)

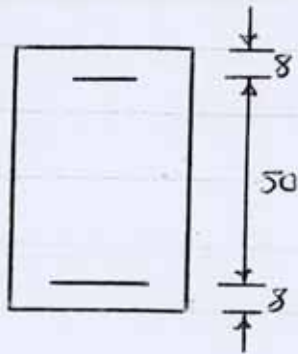
$$M'_{rw} = M_{rw} - M_{rmax} \rightarrow A'_{sw} = \frac{M'_{rw}}{f_{yd} (d - d')} \quad (۷)$$

(۷)

$$\rightarrow A_s = A_{sp} + A_{s_{max}} + A'_{sw}$$

$$\text{فولادى } (A_2)_{sw} = \frac{M'_{rw}}{(f_{yd} - 0.85 f_{cd})(d - d')}$$

(۸)



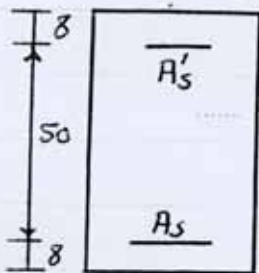
تمرین ۳) برای در حالت زیر مطلوبت رسم دیاگرام $M-\phi$ مقطع و تعیین ضریب شکل پذیری (مقطع جاری شده، اگر خوردگی و اینک)

الف) $A'_s = 10 \text{ cm}^2$, $A_s = 25 \text{ cm}^2$
 ب) $A'_s = 0$, $A_s = 25 \text{ cm}^2$

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

$f_y = 400 \text{ MPa}$

40



الف

$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y_t}$

۱) محاسبه ϕ_{cr} , M_{cr}

$f_r = 0.6 \sqrt{f'_c} = 0.6 \times \sqrt{25} = 3 \text{ MPa}$

$I_g = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} (400) (660)^3 = 95.832 \times 10^8 \text{ mm}^4$

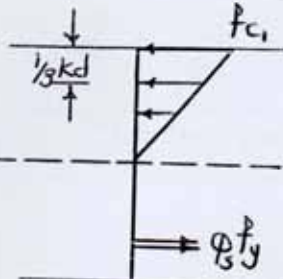
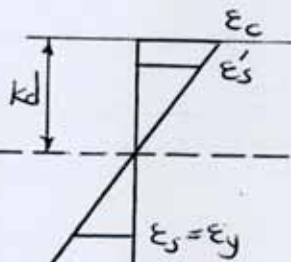
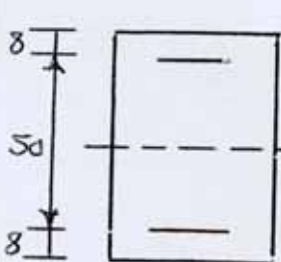
$y_t = h/2 = 0.5 \times 660 = 330 \text{ mm}$

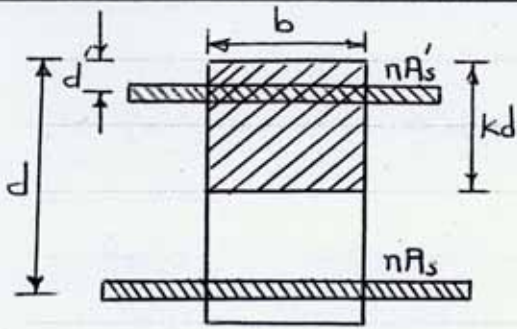
$M_{cr} = \frac{3 \times 95.832 \times 10^8}{330} = 87.12 \times 10^6 \text{ MPa}$

$\phi_{cr} = \frac{f_r}{E_c \cdot y_t}$ $E_c = 5000 \sqrt{f'_c}$

$\rightarrow \phi_{cr} = \frac{3}{(5000 \sqrt{25}) 330} = 3.64 \times 10^{-7}$

۲) محاسبه ϕ_y , M_y





بامساری قرار دادن نئز استاتیک سطح یاسن و بالای تارضنی .
ارتفاع تارضنی و ضرب ک از رابطه زیر قابل محاسبه خواهد
بود .

$$\frac{1}{2} kd (b \cdot kd) + nA'_s (kd - d') = nA_s (d - kd)$$

$$\rho = A_s / (bd) \quad \rho' = A'_s / (bd)$$

$$\rightarrow k = \left[(\rho + \rho')^2 \cdot n^2 + 2 \left(\rho + \frac{\rho' d'}{d} \right) \cdot n \right]^{1/2} - (\rho + \rho') + n$$

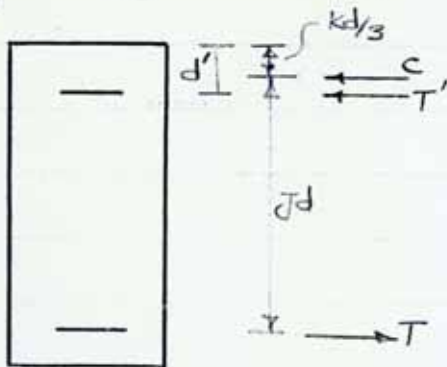
$$\left\{ \begin{aligned} \rho &= \frac{A_s}{bd} = \frac{25 \times 10^2}{400 \times 580} = 0.010776 \\ \rho' &= \frac{A'_s}{bd} = \frac{10 \times 10^2}{400 \times 580} = 4.31 \times 10^{-3} \end{aligned} \right.$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \times 10^5}{5000 \cdot \sqrt{25}} = 8$$

$$\rightarrow k = \left[(0.010776 + 4.31 \times 10^{-3})^2 \times 8^2 + 2 \left(0.010776 + 4.31 \times 10^{-3} \times \frac{80}{580} \right) \times 8 \right]^{1/2} - (0.010776 + 4.31 \times 10^{-3}) \times 8 = 0.323$$

$$jd = d - \frac{1}{3} kd = d \left(1 - \frac{1}{3} k \right) = 580 \left(1 - \frac{1}{3} \times 0.323 \right) = 517.55 \text{ mm}$$

$$\frac{1}{3} kd = \frac{1}{3} \times 0.323 \times 580 = 62.45 \text{ mm}$$



$$\Sigma M_c = 0$$

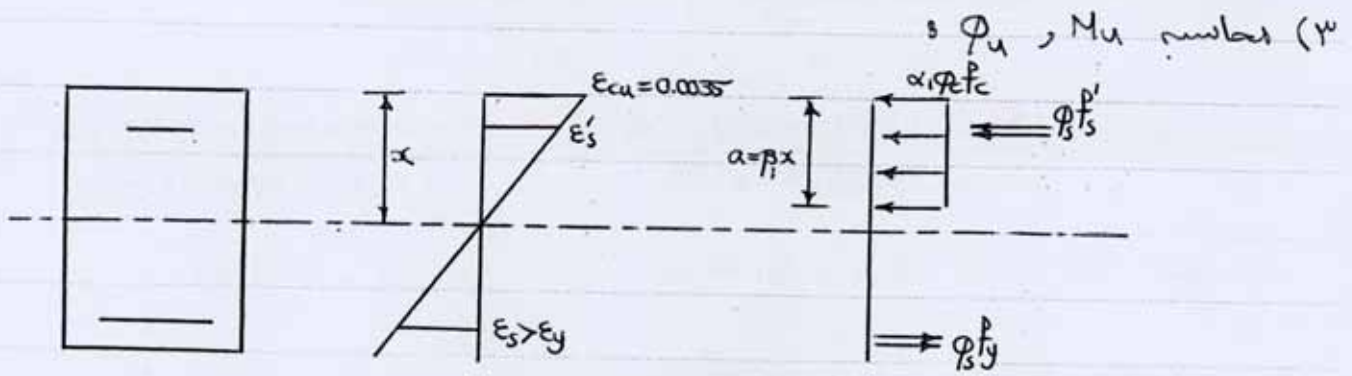
$$M_y = T \cdot jd - T \left(d' - \frac{1}{3} kd \right)$$

$$= (\phi_s A_s f_y) jd + \phi_s A'_s f_y \left(d' - \frac{1}{3} kd \right)$$

$$\rightarrow M_y = (0.85 \times 25000 \times 400) 517.55 + (0.85 \times 10000 \times 400) (80 - 62.45)$$

$$= 445.88 \times 10^6 \text{ MPa}$$

$$\phi_y = \frac{\epsilon_y}{d - kd} = \frac{f_y}{E_s (d - kd)} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 580 (1 - 0.323)} = 5.093 \times 10^{-6}$$



در ابتدا باید بررسی شود که آیا فولاد جاری می شود یا خیر. بدین منظور داریم :

$$\bar{\rho}_{min} = \rho' \frac{f_y'}{f_s} + \alpha_1 \frac{\phi_c}{\phi_s} \frac{f_c}{f_s} \beta_1 x \frac{1}{d}$$

$$\alpha_1 = 0.85 - 0.0015 f_c = 0.85 - 0.0015 \times 25 = 0.8125$$

$$\beta_1 = 0.97 - 0.0025 f_c = 0.97 - 0.0025 \times 25 = 0.9075$$

$$f_s = \frac{d}{d'} (700 - f_y') - 700 = \frac{580}{80} (700 - 400) - 700 = 1475 \text{ K } f_y = 400$$

$\rightarrow f_s = 400 \text{ MPa}$

$$x = \frac{700}{700 - f_y'} d' = \frac{700}{700 - 400} \times 80 = 187 \text{ mm.}$$

$$\rho' = 4.31 \times 10^{-3}$$

$$\rightarrow \bar{\rho}_{min} = 4.31 \times 10^{-3} \times \frac{400}{400} + 0.8125 \times \frac{0.65}{0.85} \times \frac{25}{400} \times 0.9075 \times 187 \times \frac{1}{580}$$

$$= 0.01567$$

$$\rho = 0.010776$$

$$\Rightarrow \bar{\rho}_{min} = 0.01567 > \rho = 0.010776 \rightarrow \text{فولاد جاری نمی شود}$$

بنابراین بصورت زیر محاسبه M_u و ϕ_u می کردیم :

$$a = \frac{\phi_s (A_s f_y - A_s' f_s')}{(\alpha_1 \phi_c f_c) b} \quad \xrightarrow{\text{نوشته معادله جاری}} \quad f_s' = \frac{700(a - \beta_1 d')}{a}$$

$$\rightarrow a^2 + \frac{\phi_s (700 A'_s - A_s f_y)}{(\alpha_1 \phi_c f_c) b} a - \frac{\phi_s (700 A'_s \beta_1 d')}{(\alpha_1 \phi_c f_c) b} = 0$$

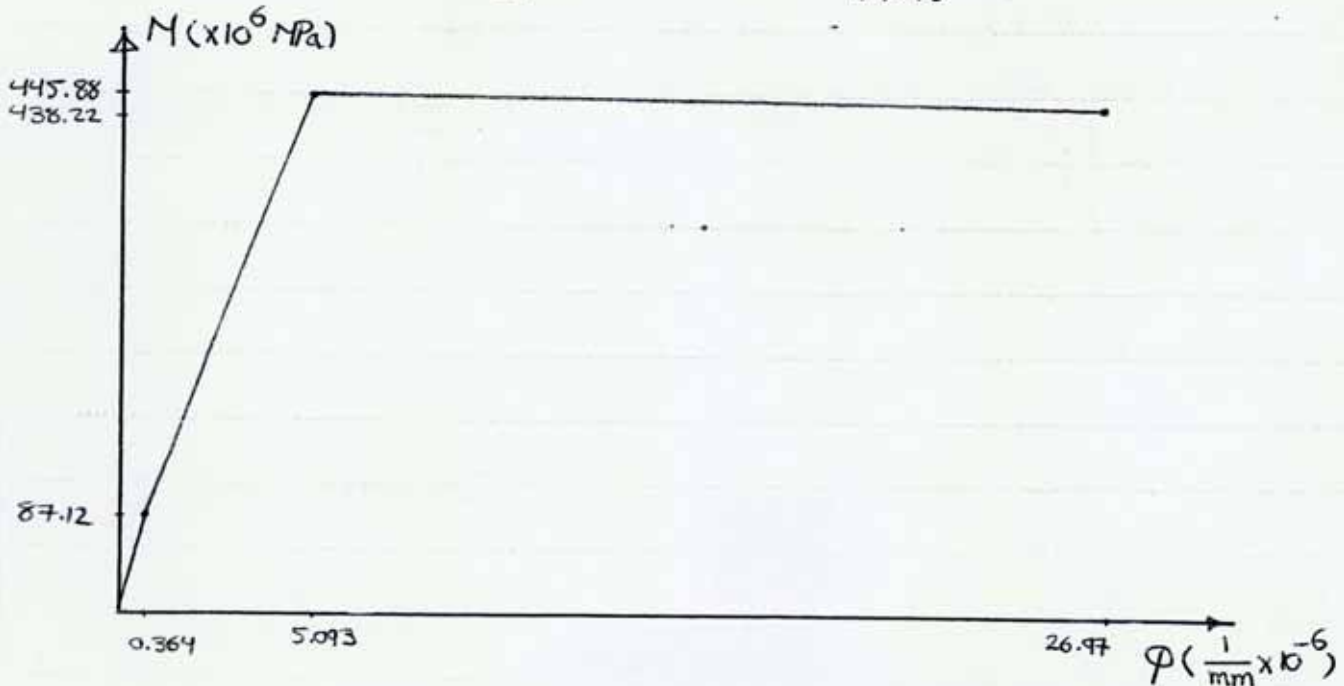
$$\Rightarrow a^2 + \frac{0.85 (700 \times 1000 - 2500 \times 400)}{0.8125 \times 0.65 \times 25 \times 400} a - \frac{0.85 (700 \times 1000 \times 0.9075 \times 80)}{0.8125 \times 0.65 \times 25 \times 400} = 0$$

$$\rightarrow a^2 - 48.28 a - 8179.31 = 0 \quad \rightarrow a = 117.75$$

$$f'_s = \frac{700 (a - \beta_1 d')}{a} = \frac{700 (117.75 - 0.9075 \times 80)}{117.75} = 268.41 \text{ MPa}$$

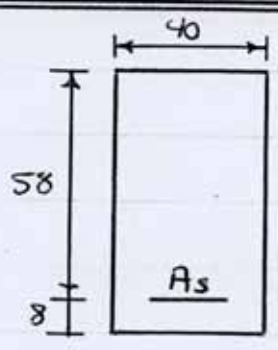
$$\begin{aligned} \rightarrow M_u &= \alpha_1 \phi_c f_c a b (d - a/2) + A'_s \phi_s f'_s (d - d') \\ &= 0.8125 \times 0.65 \times 25 \times 117.75 \times 400 (580 - \frac{1}{2} \times 117.5) + 1000 \times 0.85 \\ &\quad \times 268.41 (580 - 80) = 438.22 \times 10^6 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\phi_u = \frac{\epsilon_{cu}}{\alpha} = \beta_1 \frac{0.0035}{a} = 0.9075 \times \frac{0.0035}{117.75} = 26.97 \times 10^{-6}$$



$$\text{Ductility Ratio} = \frac{\phi_u}{\phi_y} = \frac{26.97 \times 10^{-6}}{5.093 \times 10^{-6}} = 5.3$$

(ب)



۱) محاسبه M_{cr} و ϕ_{cr}

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y_t}$$

طبق ضابطه الف با توجه به اینکه هیچ تفاوتی وجود ندارد خواهیم داشت:

$$M_{cr} = 87.12 \times 10^6 \text{ MPa}$$

$$\phi_{cr} = 3.64 \times 10^{-7}$$

۲) محاسبه M_y و ϕ_y

با ماری قرار دادن نئراساتیک سطح پایین، بالای تارفتی داریم:

$$\frac{1}{2} k d (b \cdot k d) = n A_s (d - k d)$$

$$\frac{1}{2} \times 400 (k d)^2 = 8 \times 2500 (580 - k d)$$

$$\rightarrow 200 (k d)^2 + 8 \times 2500 k d - 8 \times 2500 \times 580 = 0$$

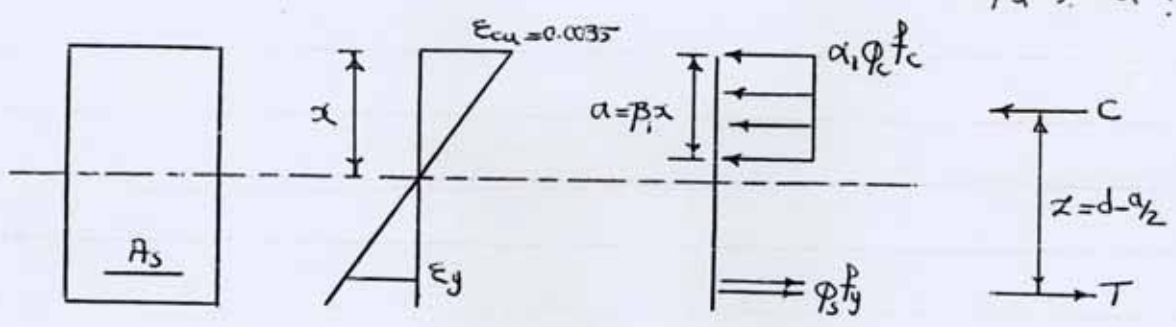
$$\rightarrow k d = 195.97 \quad \rightarrow k = 0.338$$

$$M_y = T (J d) = (\phi_s A_s \cdot f_y) (d - \frac{1}{3} k d) = (0.85 \times 2500 \times 400) (580 - \frac{195.97}{3})$$

$$\rightarrow M_y = 437.48 \times 10^6 \text{ MPa}$$

$$\phi_y = \frac{\epsilon_y}{d - k d} = \frac{f_y}{E_s (d - k d)} = \frac{400}{2 \times 10^5 (580 - 195.97)} = 5.21 \times 10^{-6}$$

۳) محاسبه M_u و ϕ_u



$$A_{s0} = \alpha_1 \beta_1 \frac{\phi_c}{\phi_s} \cdot \frac{f_c}{f_s} \cdot \frac{700}{700 + f_y} b \cdot d$$

$$\rightarrow A_{sb} = 0.8125 \times 0.9075 \times \frac{0.65}{0.85} \times \frac{25}{400} \times \frac{700}{700+400} \times 400 \times 580$$

$$= 5203 \text{ mm}^2$$

$$A_{sb} = 5203 \text{ mm}^2 > A_s = 2500 \text{ mm}^2$$

بی مقطع فولاد است.

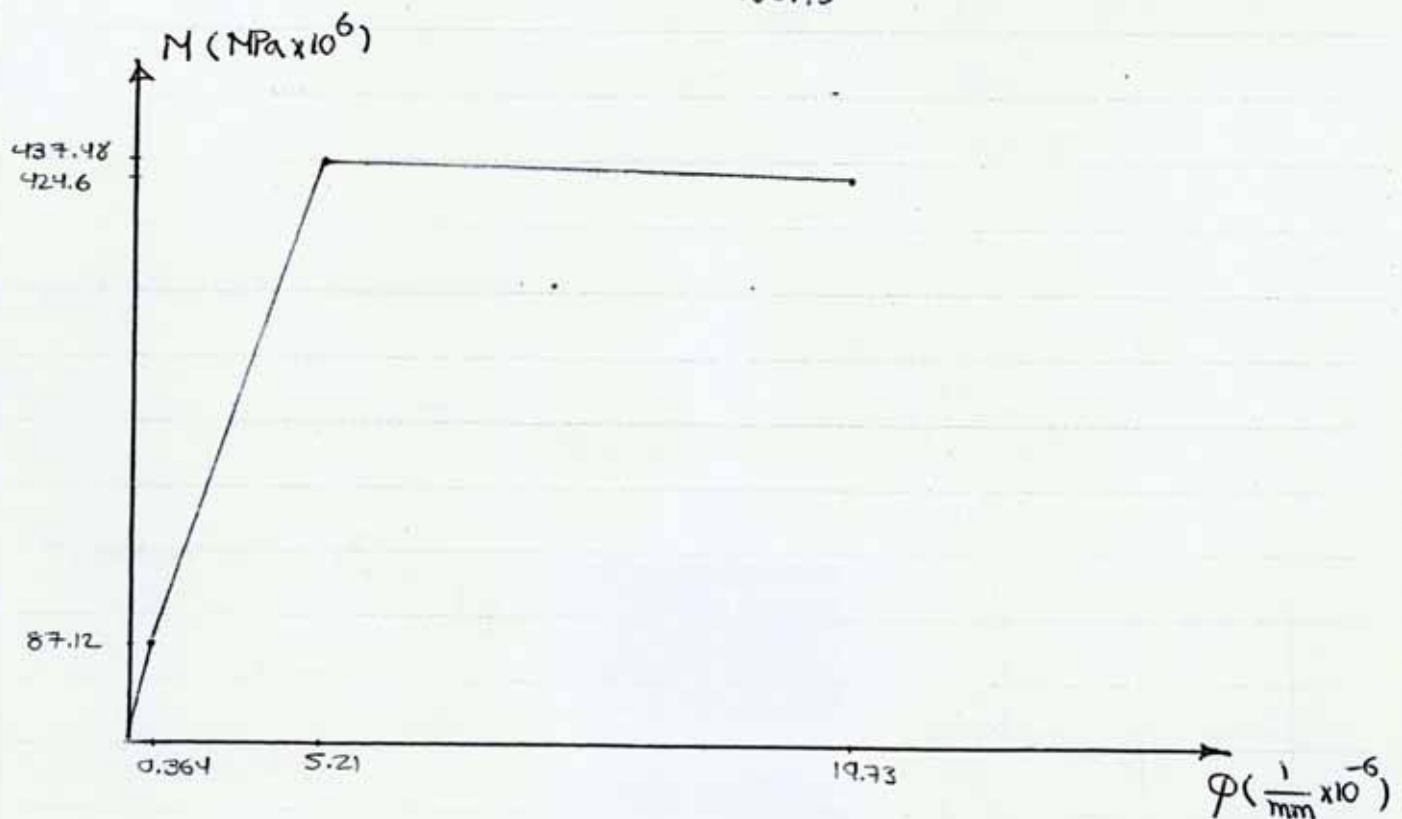
$$\Sigma F_x = 0 \rightarrow C = T \rightarrow (\alpha_1 \phi_c f_c) ab = A_s \phi_s f_y$$

$$\rightarrow a = \frac{A_s \phi_s f_y}{b (\alpha_1 \phi_c f_c)} = \frac{2500 \times 0.85 \times 400}{400 (0.8125 \times 0.65 \times 25)} = 160.95 \text{ mm}$$

$$\Sigma M = 0 \rightarrow M_u = T \cdot z = A_s \phi_s f_y (d - a/2)$$

$$\rightarrow M_u = 2500 \times 0.85 \times 400 (580 - \frac{1}{2} \times 160.95) = 424.6 \times 10^6 \text{ MPa}$$

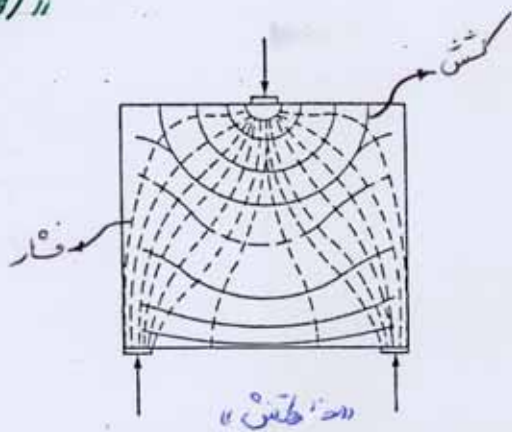
$$\phi_u = \frac{E_c \epsilon_u}{x} = \beta_1 \frac{0.0035}{a} = 0.9075 \times \frac{0.0035}{160.95} = 19.73 \times 10^{-6}$$



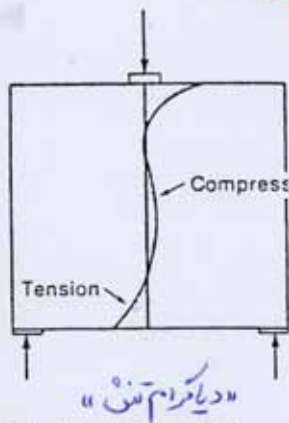
$$\text{Ductility Ratio} = \frac{\phi_u}{\phi_y} = \frac{19.73 \times 10^{-6}}{5.21 \times 10^{-6}} = 3.79$$

« روش خرابایی »

« تیر عمیق »

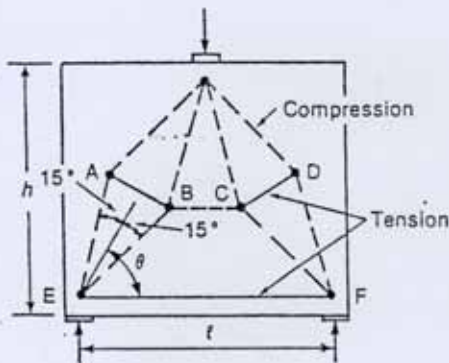


(a) Stress trajectories.

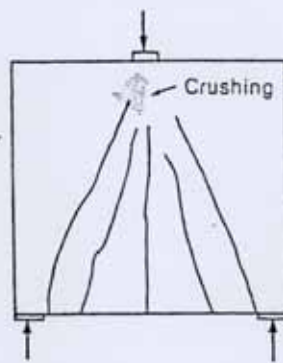


(b) Distribution of theoretical horizontal elastic stresses at r

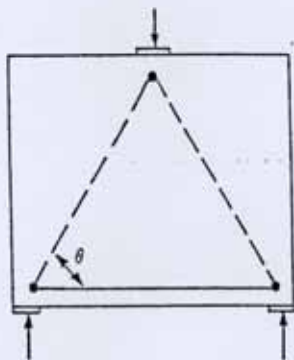
این خرابیات در محوران مشخص داشته باشد. خصوصاً خرابی را جزئی تر در آن که کنیم جواب به دقیق تر بدست می آید.



(c) Truss model.
 $\theta = 68^\circ$ if $l/h < 0.8$
 $= 37^\circ$ if $l/h = 2.0$

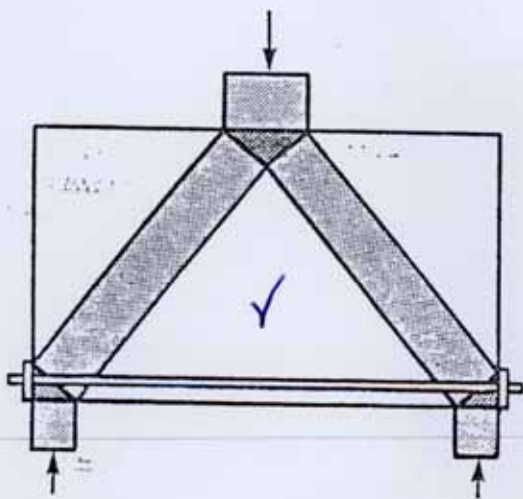


(d) Crack pattern in test.

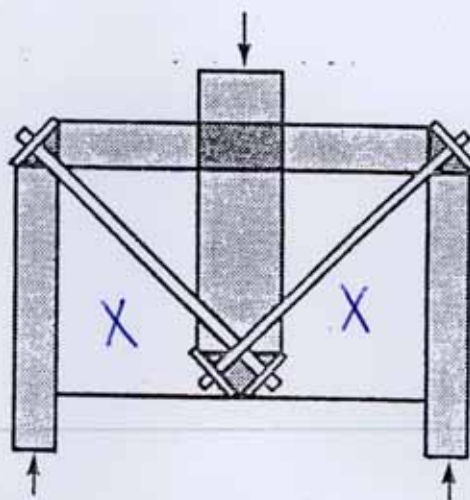


(e) Simplified truss. (خرابی ساده)

Fig. 18-15
 Single-span deep beam.
 (Adapted from Ref 18-1.)



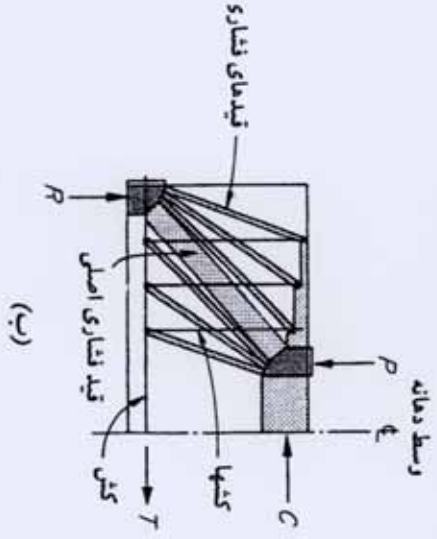
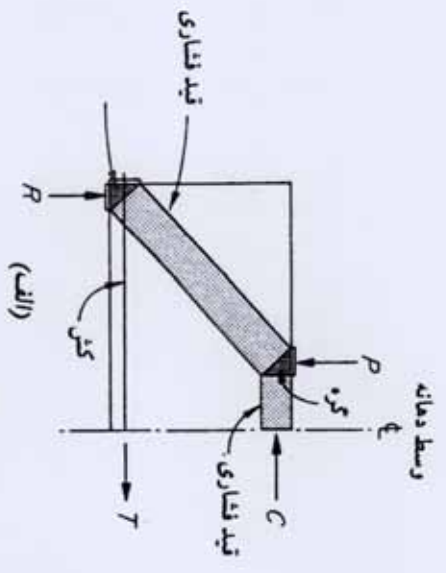
(a) Correct truss.



(b) Incorrect truss.

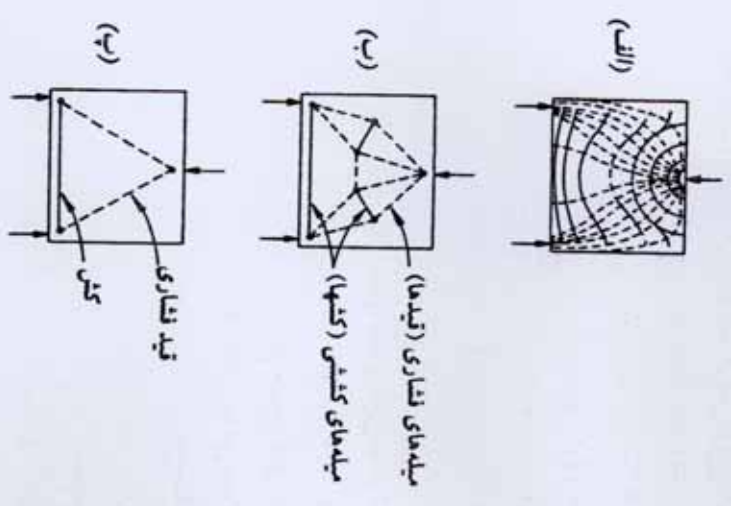
Fig. 18-16
 Correct and incorrect trusses.

در شکل ۴-۲۶ الف- مدل خرابایی یک تیر با ارتفاع زیاد تحت دو بار متمرکز در صورت عدم استفاده از خاموت در جان، نشان داده شده است. خرابی این مدل به سه صورت امکان برآورد (الف) عدم مقاومت کششی کافی در کش، (ب) عدم مقاومت فشاری قائم در قیدهای فشاری، (پ) عدم مقاومت فشاری کافی در محل تقاطع دو قید فشاری، در آزمایشها، هر سه نوع خرابایی تان را در مشاهده اند. در صورت تعبیه خاموت، مدل خرابایی همانند شکل ۴-۲۶ ب خواهد شد. هم نظر کرد ملاحظه می شود این خرابا نامعین استاتیکی است و برای تحلیل آن باید فرضهایی را از آن سر برد همان طور که قبلاً نیز توضیح داده شده، در حالت نهایی فرض می گردد که نیروی کششی تمام خاموتها مساوی برآید می باشد.



شکل ۴-۲۶- مدل خرابایی تیر با ارتفاع زیاد تحت دو بار متمرکز (الف) بدون وجود خاموت تمام (ب) با وجود خاموت قائم

۴-۱۵-۵- مدل خرابایی برای تیرها با ارتفاع زیاد
 تیر تیغه نشان داده شده در شکل ۴-۲۵ الف را که تحت بار متمرکز در وسط دهانه قرار دارد، در نظر بگیرید. تحلیل الاستیک تیر ترک نخورده، مسیرهای تنش اصلی را مطابق شکل نشان می دهد (مسیرهای فشاری با خط چین و کششی با خط پر) در صورت افزایش بار، ترکهایی در امتداد عمود بر مسیرهای کششی (یعنی به موازات خطوط خستگی) بوجود می آید. در این مدل، حداکثر تنش کششی در تار پایین و حداکثر تنش فشاری در امتداد خط واصل محل تأثیر بار متمرکز به تکیه گاه بوجود می آید. مدل خرابایی این رفتار در شکل ۴-۲۵ ب و مدل ساده تر آن در شکل ۴-۲۵ پ نشان داده شده است. مدل ۴-۲۵ ب دارای این اشکال است که نمی تواند به وجود آمدن ترکهای عمودی کششی را توجیه نماید. این مدلهای خرابایی بر مبنای مسیرهای منطقی برای جریان نیرو تنظیم شده اند.



شکل ۴-۲۵- تیر تیغه تحت بار در وسط دهانه (الف) مسیرهای تنش (ب) مدل خرابایی (ب) مدل خرابایی ساده شده

پست A: مدلهای جرپایی



تفسیر

این کتاب را می توان از آدرس زیر خرید

تفسیر

دستورالعمل

کاربرد (A.1)

کاربرد (A.1)

ناحیه B- در حالت کلی، هر قسمت از عضو که خارج از ناحیه D باشد، مربوط به ناحیه B است.

11- قسمتی از یک عضو که مطابق بند 10.2.2 می‌توان فرضیات مقاطع مستطیل مربوط به تئوری خمش را در مورد آن بکار برد.

بارگذاری - یک تغییر ناگهانی در هندسه یا بارگذاری

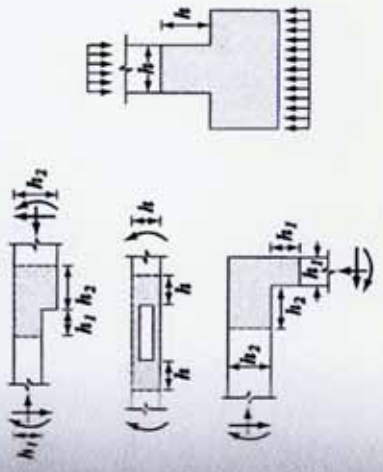
ناپیوستگی - یک ناپیوستگی در توزیع تنش، در محل تغییر هندسه یک المان سازه یا در محل اتصال بار متمرکز یا نیروی عکس‌العمل ایجاد می‌شود. اصل سن و نان خاطر نشان می‌کند که تنشهای ناشی از بار محوری و خمشی در فاصله‌های تقریباً برابر با ارتفاع کل عضو h از محل ناپیوستگی، به توزیع خطی نزدیک می‌شود. از اینرو فرض می‌شود که ناپیوستگی در فاصله‌های برابر h از محل بار یا تغییر در هندسه ادامه می‌یابد. در شکل RA.1.1(5) نمونه‌ای از ناپیوستگی هندسی، و در شکل RA.1.1(6) نمونه‌ای از ترکیب ناپیوستگی هندسی و بارگذاری نمایش داده شده است.

ناحیه D- ناحیه خاکستری رنگ در اشکال RA.1.1(6) و RA.1.1(5) نشان‌دهنده نمونه‌ای از نواحی D هستند^{۸۱}. در چنین نواحی، امکان استفاده از فرض مقاطع مسطح مطابق بند 10.2.2 وجود ندارد.

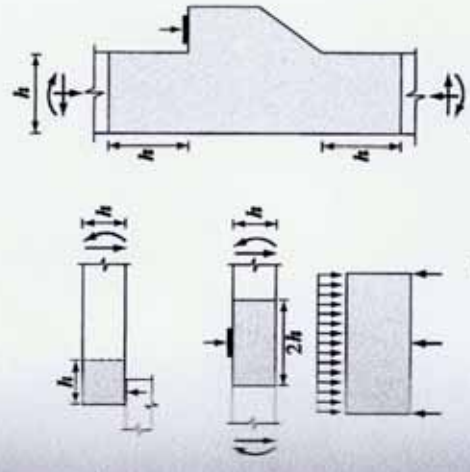
تأسیس D- قسمتی از یک عضو، در داخل فاصله‌های از محل ناپیوستگی مشخص با بارگذاری

هر دهانه برش نشان داده شده در شکل RA.1.2(5)، یک ناحیه D می‌باشد. چنانچه مطابق شکل RA.1.2(6) دو ناحیه D با یکدیگر همپوشانی داشته یا به صورت متقاطع باشند، برای طراحی می‌توان آنها را به صورت یک ناحیه D منفرد در نظر گرفت. حداکثر نسبت طول به ارتفاع چنین ناحیه D تقریباً برابر 2 است. بنابراین کوچکترین زاویه بین جزء کششی و فشاری در یک ناحیه D برابر $\text{Arctg}(1/2) = 26.5^\circ$ می‌باشد که به صورت تقریبی می‌توان آنرا برابر 25 درجه در نظر گرفت.

تفسیر



(a) ناپوستگیهای هندسی



(b) بارگذاری و ناپوستگیهای هندسی

شکل RA.1.1- نواحی D و ناپوستگیها

چنانچه مطابق شکل (c) RA.1.2، یک ناحیه B بین نواحی D در داخل دهانه برشی قرار داشته باشد، مقاومت دهانه برشی توسط مقاومت ناحیه B کنترل می شود؛ به شرطی که نواحی B و D دارای هندسه و آرماتورگذاری یکسان باشند. دلیل این مسئله کمتر بودن مقاومت برشی یک ناحیه B از مقاومت برشی یک ناحیه D مشابه آن است. طراحی دهانه های برشی شامل نواحی B

بر همین - بندهای 10.7.1 و 11.8.1 را ملاحظه کنید

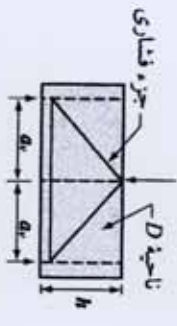
دستورالعمل

تیر عمیق - بندهای 10.7.1 و 11.8.1 را ملاحظه کنید.

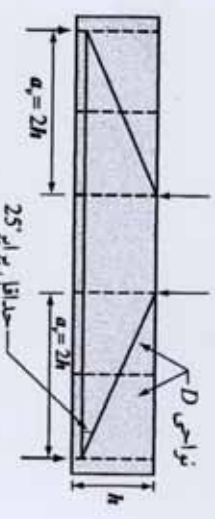
تفسیر

(حالت معمول در طراحی تیرها)، با استفاده از روش مرسوم طراحی برشی مطابق بندهای 11.1 الی 11.5 و با صرف نظر کردن از نواحی D انجام می شود.

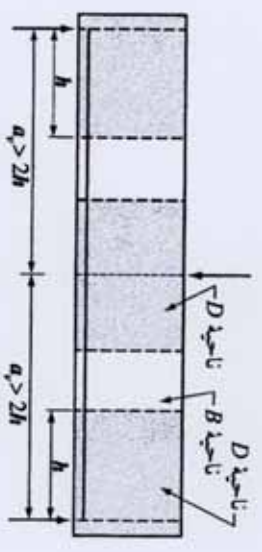
تیر عمیق - شکلهای RA.1.2(a), RA.1.2(b) و RA.1.3 و بندهای 10.7 و 11.8 را مطالعه کنید.



(a) دهانه برشی، $a_s < 2h$ ، تیر عمیق



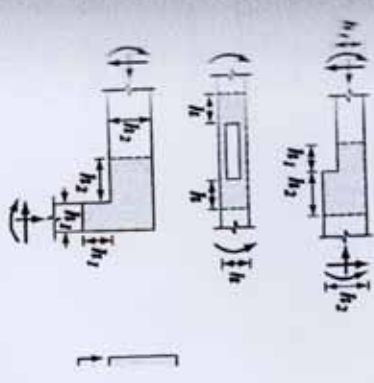
(b) دهانه برشی، $a_s = 2h$ ، حد نهایی برای یک تیر عمیق



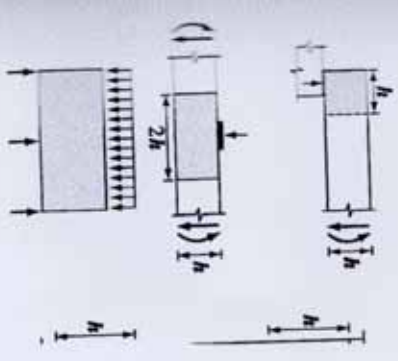
(c) دهانه برشی، $a_s > 2h$ ، تیر لایف

شکل RA.1.2 - تعریف تیرهای عمیق و لایف

تفسیر



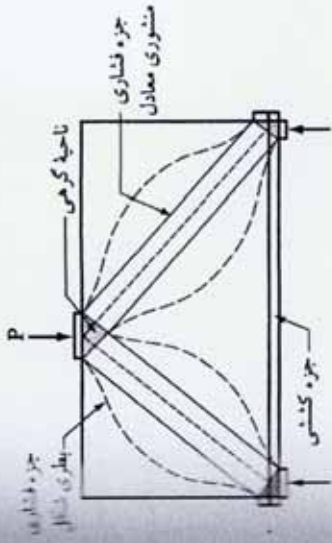
(a) تیرهای مهندسی



RA.1 - نواحی D و تیرهای B

RA.1 یک ناحیه B بین نواحی D در راستای ممتد دهانه برشی توسط مقاومت ناحیه B است. B و D دارای هندسه و آرماتورگذاری یکسان است. بودن مقاومت برشی یک ناحیه B از دهانه برشی طراحی دهانه های برشی، شامل نواحی B است.

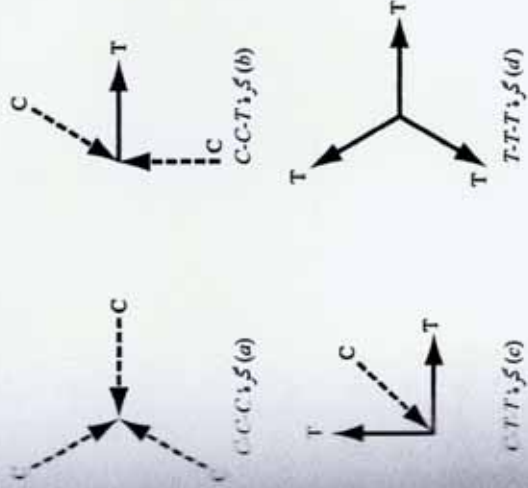
تفسیر



شکل RA.1.3- تعریف مدل خرابایی

گروه- برای ایجاد نماد، حداقل سه نیرو باید در محل گره یک، دو، خرابایی مطابق شکل RA.1.4 اثر کنند. گره‌ها بر اساس علامت این نیروها دستبندی می‌شوند. یک گره C-C در مقابل سه نیروی فشاری مقاومت کرده، یک گره C-C-T در مقابل دو نیروی فشاری و یک نیروی کششی مقاومت می‌کند و به همین صورت می‌توان سایر دسته‌بندیها را مشخص کرد.

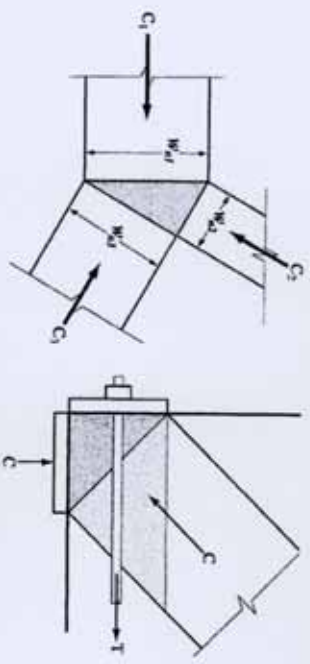
گروه- محل تقاطع محورهای اجزای فشاری، کششی و نیروهای متمرکز در مدل‌های خرابایی



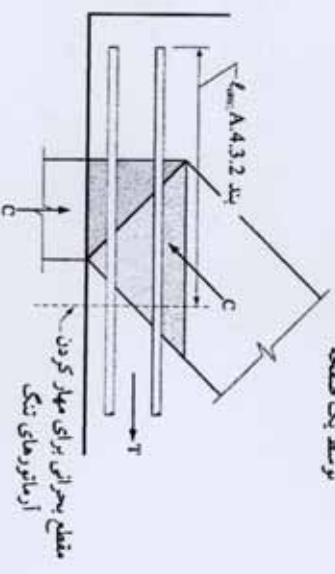
شکل RA.1.4- طبقه‌بندی گره‌ها

تفسیر

نواحی گرهی - در شکل RA.1.3 گرهی هیدرواستاتیکی مورد استفاده نشان داده شده‌اند. مطابق شکل RA.1.6 این نواحی به صورت گسترده با نواحی گرهی توسعه یافته جایگزین می‌شوند.



(a) هندسه
(b) نیروی کششی مهار شده توسط یک صفحه



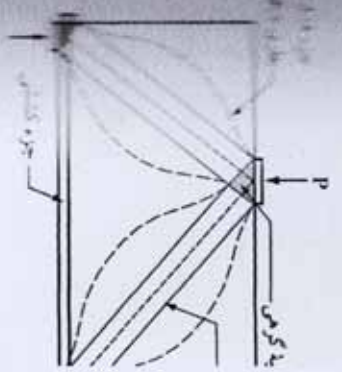
(c) نیروی کششی مهار شده توسط چسبندگی
شکل RA.1.5- گرههای هیدرواستاتیکی

(یک ناحیه گرهی هیدرواستاتیکی، دارای وجوه بارگذاری عمود بر محورهای اجزای فشاری و کششی مؤثر بر گره بوده و دارای تنشهای مساوی بر روی وجوه بارگذاری شده می‌باشند) در شکل (a) RA.1.5، یک ناحیه گرهی C-C-C نشان داده شده است. چنانچه تنشهای ایجاد شده بر روی وجوه ناحیه گرهی در هر سه جبهه فشاری یکسان باشند، تنشهای طولهای اضلاع ناحیه گرهی، $C_1: C_2: C_3$ خواهد شد (وجوه ناحیه

دستورالعمل

گرهی گرهی - حجمی از بین اطراف گره که فرض می‌شود نیروهای اجزای کششی و فشاری را از میان گره مستقل می‌کند.

تفسیر

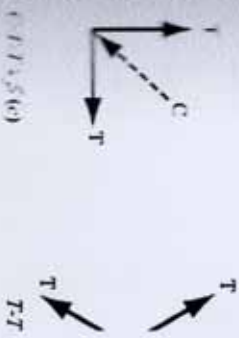


RA.1.3- تعریف مدل خیراترسی

مناطق سه نیرو باید در محل گره یکجا قرار ندهند. گرهها بر اساس علامت این نیروها و اطراف آنها در مقابل سه نیروی فشاری، مهار شده در نظر گرفته می‌شوند. جری فشاری و یک نیروی کششی، علامت آنها در مقابل سایر دستهبندیها را مشخص گره



(a) گره کششی

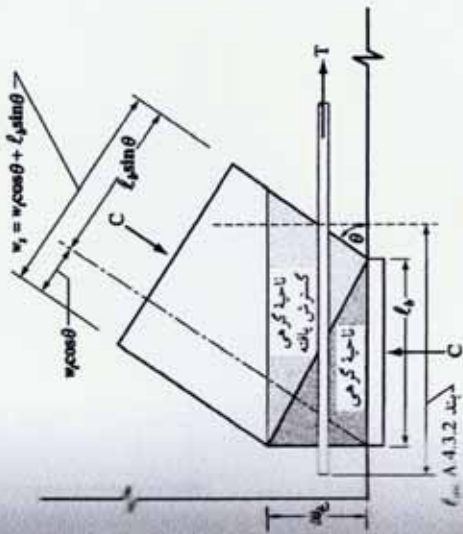


(b) گره فشاری

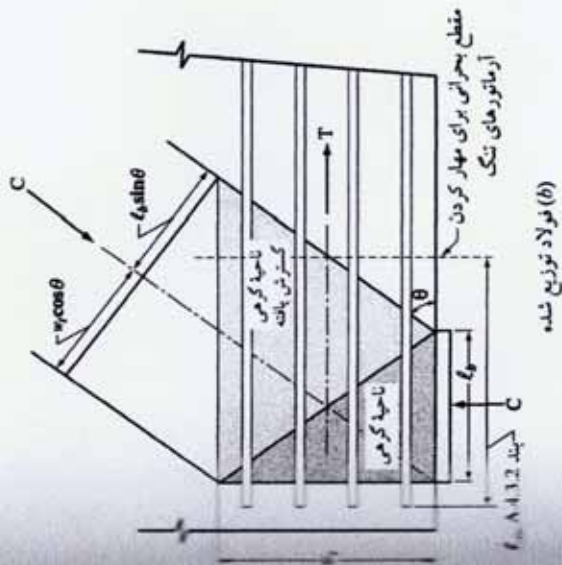
RA.1.4- طبقه‌بندی گرهها

گره‌های هیدرواستاتیک، بر محورهای اجزای فشاری و کششی مؤثر بزرگترین گره‌های عمود هستند.

A



شکل ۸.۴.۳.۲ (الف) یک لایه از فولاد



شکل ۸.۴.۳.۲ (ب) فولاد توزیع شده

۳۰. فشاری - یک عضو فشاری در مدل خرابی داده شده برآیند یک ناحیه فشاری موازی با پنجه

شکل RA.1.6 - ناحیه گره‌های کششی یافته برای نشان دادن اثر توزیع فولاد

تفسیر

از آنجایی که تنشهای گرمی در کلیه جهتها یکسان هستند، لذا به این نوعی گرمی، نوعی گرمی هیدرواستاتیک گفته می‌شود. به بیان دقیق‌تر، از آنجایی که تنشهای داخل صفحه با تنشهای خارج از صفحه برابر نیستند، لذا کاربرد این اصطلاح نادرست است.

اگر جزء کششی از میان گره امتداد یافته و در وجه دورتر گره با یک صفحه مهار شود [مطابق شکل RA.1.5(b)] می‌توان یک ناحیه گرمی C-C-T را به عنوان یک ناحیه گرمی هیدرواستاتیک در نظر گرفت؛ به شرطی که ابعاد صفحه به صورتی باشد که تنشهای ایجاد شده برابر تنشهای ایجاد شده در اجزای فشاری باشد. صفحه‌لهیدی نشان داده شده در سمت چپ شکل RA.1.5(b) برای نشان دادن مهار یک جزء کششی واقعی بکار می‌رود. مطابق شکل RA.1.5(c) نیروی یک جزء کششی را می‌توان توسط یک صفحه یا طول مهاری مستقیم یا میلهگرد فلاپدار مهار نمود.

نواحی خاکستری رنگ در اشکال RA.1.6(a) و RA.1.6(b)، نواحی گرمی توسعه یافته هستند. یک ناحیه گرمی توسعه یافته، قسمتی از عضو است که توسط تقاطع عرض مؤثر جزء فشاری، w_1 و عرض مؤثر جزء کششی، w_2 محدود شده است (تفسیر بند A.4.2 را ملاحظه کنید).

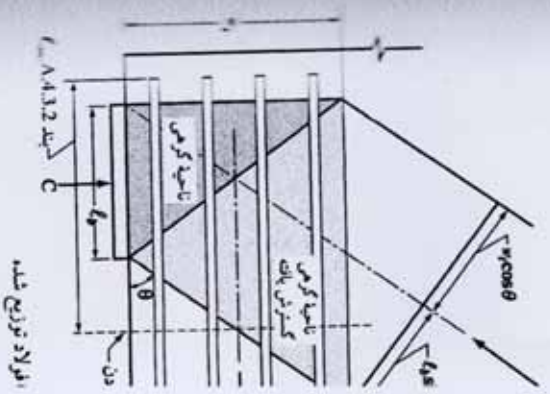
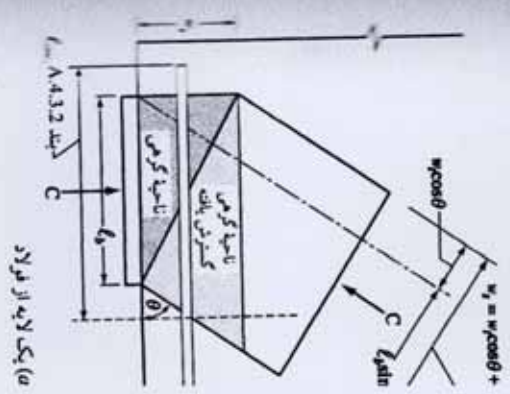
در شکل RA.1.7(a) عکس‌العمل R با مؤلفه قائم نیروهای C_1 و C_2 در حال تعادل است. به صورت دیگر برای ساده شدن محاسبات، عکس‌العمل R به دو عکس‌العمل R_1 و R_2 تقسیم می‌شود. به همان صورتی که در شکل RA.1.7(b) نشان داده شده است، قسمت R_1 برابر مؤلفه قائم C_1 و قسمت R_2 برابر مؤلفه قائم C_2 می‌باشد.

جزء فشاری - هنگام طراحی، اجرای فشاری معمولاً به صورت اعضای فشاری مشغولی مدلسازی می‌شوند که خطوط مستقیم طرح کلی آن در

دستورالعمل

تفسیر

محورهای اجرای فشاری و کششی - دایره‌های

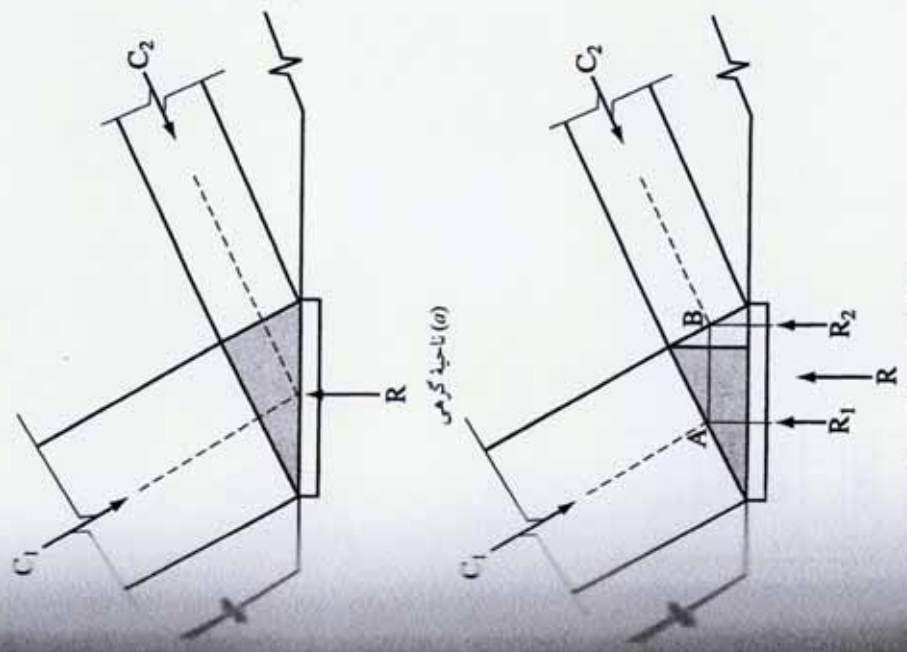


جزء فشاری - یک عضو فشاری در مدل خریابی، یک جزء فشاری، برآورد شده برآیند یک ناحیه فشاری موازی با پیکهای شکل می‌باشد.

دستورالعمل

تفسیر

شکلهای RA.1.2 و RA.1.3 نشان داده شده است. چنانچه مقاومت فشاری مؤثر، r_e ، به علت مقاومت‌های مختلف نواحی گرمی در دو انتها یا طول‌های مختلف لپیدگی، در دو انتهای یک جزء فشاری متفاوت باشند، جزء فشاری به صورت یک عضو فشاری با مقطع متغیر یکدکوات مدلسازی می‌شود.



شکل RA.1.7- قسمت فرعی ناحیه گرمی (h) ناحیه گرمی تقسیم شده

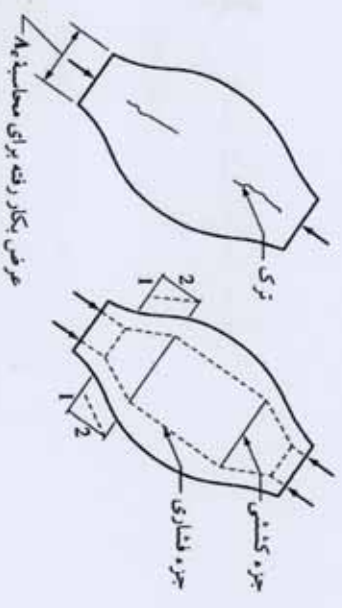
دستورالعمل

جزء فشاری بطری شکل- جزء فشاری که عرض نا- عرض نواحی انتهایی است.

تفسیر

جزء فشاری بطری شکل - جزء فشاری که در قسمتی از عضو قرار گرفته و عرض بتن فشاری در وسط طول آن، امکان گسترش جانبی دارد RA.1.8.

خطوط خطچین منحنی شکل اجزای فشاری در شکل RA.1.3 و خطوط توپر منحنی شکل مربوط به شکل RA.1.8، محدوده اجزای بطری شکل را تقریب می‌زنند. یک آزمایش شکاف‌خوردگی نمونه استوانه‌ای، مثالی از جزء فشاری بطری شکل است. گسترش داخلی جانبی نیروی فشاری اعمال شده در چنین آزمونهایی باری، باعث ایجاد کشش عرضی و شکاف‌خوردگی نمونه می‌شود.



شکل RA.1.8 - جزء فشاری بطری شکل: (a) ترک‌خوردگی جزء فشاری بطری شکل، (b) مدل خرابی جزء فشاری بطری شکل

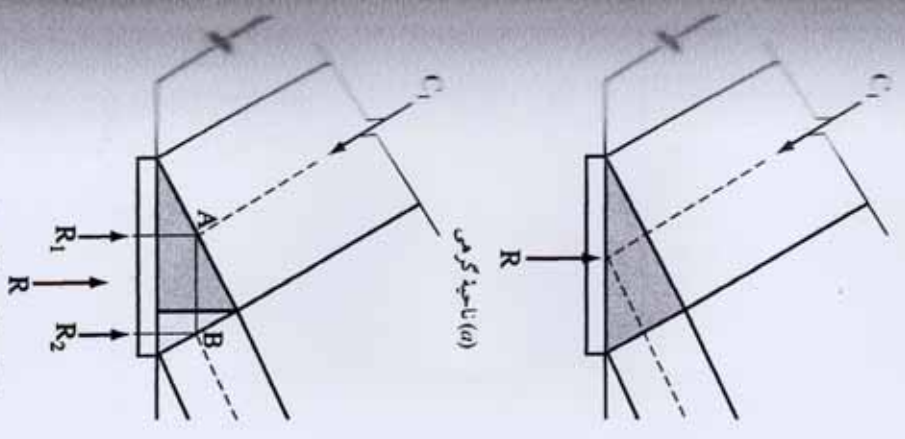
برای سهولت انجام طراحی، اجزای فشاری بطری شکل به صورت منشوری یا مقطع متغیر یکبراحت مدلسازی شده و آرمانتور کنترل ترک نیز مطابق بند A.3.3 برای مقاومت در برابر کشش عرضی فراهم می‌شود. میران آرمانتور عرضی محصورکننده را می‌توان با استفاده از مدل خرابی نشان داده شده در شکل RA.1.8(b) محاسبه نمود. در این حالت، اجزای فشاری نشان‌دهنده گسترش نیروی فشاری، در یک شیب 1:2 نسبت به محور نیروی فشاری اعمال شده قرار دارند. به صورت دیگر، اگر مقدار f_{cr} از 40 MPa بیشتر نشود، می‌توان از رابطه (A-4) استفاده نمود. سطح مقطع یک جزء فشاری

دستورالعمل

جزء فشاری بطری شکل - جزء فشاری که عرض ناحیه میانی آن بیشتر از عرض نواری انتهایی است.

تفسیر

نشان داده شده است. چنانچه مقادیر R_1 و R_2 در دو انتها به اندازه کافی مختلف نواری گرمی در دو انتها باشد، جزء فشاری متفاوت باشد. جزء فشاری با مقطع متغیر یکبراحت مدلسازی می‌شود.



(a) ناحیه گرمی
(b) ناحیه گرمی تقسیم شده
RA - قسمت عرضی ناحیه گرمی

دستورالعمل

تفسیر

بطری شکل، A، برابر کوچکترین دو مقدار سطح مقطع انتهایی در نظر گرفته می‌شود. شکل RA.1.8(b) را ملاحظه کنید.

مدل خرابایی - در شکل RA.1.3، اجزای مدل خرابایی مربوط به یک تیر عینق تک‌دندانه که بار متمرکزی بر آن اعمال شده نشان داده شده است. این تیر مقطع یک جزء فشاری یا کششی، به صورت ضخامت و عرض که هر دو عمود بر محور جزء فشاری یا کششی هستند مشخص می‌شود. ضخامت عمود بر صفحه مدل خرابایی بوده و عرض در صفحه مدل خرابایی می‌باشد.

جزء کششی - یک جزء کششی، شامل آرماتورها یا فولادهای پیش‌انداخته به همراه قسمتی از بتن محصور کننده آن است که با جزء کششی محصور هستند. بتن محصور کننده، برای تعریف نواحی که نیروهای اجزای فشاری و کششی باید مهار شوند بکار می‌روند. از بتن مربوط به جزء کششی، برای تحمل نیروی محوری در آن استفاده نمی‌شود. اگرچه مشخصات این بتن در طراحی بکار نمی‌رود، با این وجود بتن محصور کننده باعث کاهش اختراق طول جزء کششی، بخصوص تحت بارهای بهره‌بردار می‌شود.

A.2 طراحی مدل خرابایی

A.2.1 جزئیات استفاده از مدل خرابایی در مراجع [A.1] الی [A.7] آورده شده است. طراحی یک ناحیه D شامل چهار مرحله زیر می‌باشد:

- ۱- تعریف و جداسازی هر ناحیه D
- ۲- محاسبه برآیند نیروها در مرزهای هر ناحیه D

مدل خرابایی - یک مدل خرابایی از یک عضو سازه‌ای یا یک ناحیه D در چنین عضوی، شامل اجزای فشاری و کششی متصل به گره‌ها که قادر به انتقال بارهای ضریبدار به تکیه‌گاهها یا نواحی B مجاور است.

جزء کششی - یک عضو کششی در مدل خرابایی

A.2 طراحی مدل خرابایی

A.2.1 برای طراحی اعضای بتنی سازه‌ای یا نواحی D در چنین اعضای می‌توان اعضا و نواحی مورد نظر را به صورت یک خرابی ایده‌آل مدلسازی نمود. مدل خرابایی باید شامل اجزای فشاری، کششی و گره‌ها مطابق تعریف بند A.1 باشد. این مدل باید قادر به انتقال تمامی بارهای ضریبدار به تکیه‌گاهها یا نواحی B مجاور باشد.

(A.1.1) مدل خرابایی باید با نیروهای اعمال شده مدال باشد.

(A.1.1) هنگام محاسبه هندسه خرابی می‌بایست ابعاد واقعی، گرهی مورد نظر قرار گیرند.

دستورالعمل

A

تفسیر

۳- انتخاب یک مدل خریایی برای انتقال نیروهای برآیند از داخل ناحیه D. محورهای اجرای فشاری و کششی به صورتی انتخاب می‌شوند که به صورت تقریبی، به ترتیب بر نواحی فشاری و کششی منطبق باشند. نیروهای ایجاد شده، در اجرای فشاری و کششی محاسبه می‌شوند.

۴- عرضهای مؤثر اعضای فشاری و نواحی گرهی، با در نظر گرفتن نیروهای مرحله ۳ و مقاومت‌های بتن مؤثر تعریف شده در بندهای A.3.2 و A.5.2 محاسبه می‌شوند. همچنین آرمانتورها برای اجرای کششی، با فرض مقاومت‌های فولادی تعریف شده در بند A.4.1 برای اجرای کششی فراهم می‌گردند. آرمانتور فراهم شده باید در نواحی گرهی مهار شود.

مدلهای خریایی، نشان‌دهنده حالت‌های حدی مقاومت بوده و طراحی باید ضوابط بهره‌برداری مندرج در آیین‌نامه را نیز کنترل کنند. در تحلیل مدل‌های خریایی، مقادیر تغییرشکل‌های تیرهای صغیق با اعضای مشابه را می‌توان از طریق انجام یک تحلیل الاستیک تخمین زد. علاوه بر این، عرض ترک‌های ایجاد شده در یک جزء کششی را می‌توان با استفاده از ضوابط بند 10.6.4 و با این فرض که جزء کششی در منتهی‌البدن (متناظر با سطح جزء کششی، تفسیر بند A.4.2) محصور شده است کنترل نمود.

A.2.3 مدل خریایی از اجرای فشاری، کششی و نواحی گرهی تشکیل می‌یابد که همگی دارای عرض محدود بوده و می‌بایست به هنگام انتخاب ابعاد خریا مورد نظر قرار گیرند. در شکل (A.2.3(a)) یک گره و ناحیه گرهی مورد نظر نشان داده شده است. نیروهای افقی و قائم، با نیروی مورب

تفسیر

کوچکترین دو مقدار سطح مقطع انبساطی را $R_{A.1.8(a)}$ را ملاحظه کنید.

ل $R_{A.1.3}$ اجرای مدل خریایی مربوط به سطح مقطع انبساطی، به صورتی که آن اعمال شده نشان داده شده است. سطح مقطع انبساطی با کششی، به صورت صفحات و عرض گرهی با کششی یا کششی هستند مشخص می‌شوند. ضوابط طراحی و عرض در صفحه مدل خریایی، بر اساس

کششی، شامل آرمانتورها یا فولادهای پیش‌انداخته می‌شود. تصور کننده آن است که با جزء کششی هم‌بندی شده، برای تعریف نواحی که نیروهای اجرای انبساطی و انقباضی را می‌روند. از این مربوط به جزء کششی، به این معنی که آن استفاده نمی‌شود. اگرچه مشخصات این بخش از این وجود بتن محصور کننده باعث کاهش انقباضی، پس تحت بارهای بهره‌برداری، می‌شود.

برپایی

مدل خریایی در مراجع [A.11] الی [A.17] قرار دارد. جبهه D شامل چهار مرحله زیر می‌باشد:

ناحیه D

ر مرزهای هر ناحیه D

A.2.1 مدل خریایی باید با نیروهای اعمال شده و عکس‌العملها در حال

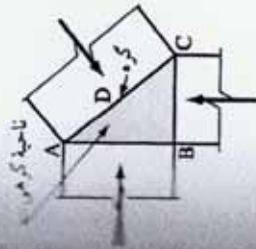
توازن باشد.

A.2.2 هنگام محاسبه هندسه خریا می‌بایست ابعاد اجرای فشاری، کششی و نواحی گرهی مورد نظر قرار گیرند.

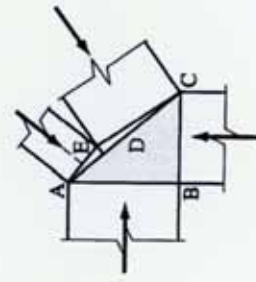
دستورالعمل

تفسیر

موجود در جزء فشاری در حال تعادل هستند. چنانچه تنشهای ایجاد شده در هر سه جزء کششی برابر باشند، می‌توان از یک ناحیه گرهی هیدرواستاتیک استفاده کرد و عرض اجزای فشاری نیز به نسبت نیروهای موجود در آنها خواهد بود.



(a) سه جزء فشاری معادل در یک ناحیه گرهی.



(b) اجرای فشاری A-E و C-E که می‌توانند توسط A-C جایگزین شوند.



(c) چهار نیروی وارد شده در گره D



(d) نیروهای وارد شده در وجه راست گره نشان داده شده در قسمت (c) تجزیه شده‌اند.

شکل RA.2.3- تجزیه نیروها در یک ناحیه گرهی

چنانچه به یک ناحیه گرهی در یک سازه دو بعدی، بیشتر از سه نیرو اعمال شود [همانند شکل (b) RA.2.3]، عموماً تجزیه برخی از آن نیروها به صورتی که در نهایت تنها سه نیروی متقاطع وجود داشته باشد ضروری است. مطابق شکل (b) RA.2.3، نیروهای جزء فشاری که بر صفحات A-E و C-A اعمال می‌شوند را می‌توان با یک نیرو که بر سطح A-C اعمال می‌شود جایگزین نمود. این نیرو از گره D عبور می‌کند.

(A.1.1) اجزای کششی را می‌توان به صورت متق گرفت. اجزای فشاری تنها می‌توانند در گره‌ها داشته باشند.

(A.1.2) زاویه θ بین محورهای هر جزء فشاری نباید کوچکتر از 25 درجه فرض شود.

(A.1.3) طراحی اجزای فشاری، کششی و نواحی در صورت گیرد.

(A.1.4)

تفسیر

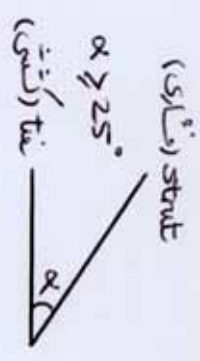
به صورت دیگر می‌توان مدل خرابایی را با این فرض که کلیه نیروهای جزیه فشاری در گره D اتصال می‌شوند تحلیل نمود [مطابق شکل (c) RA.2.3]. در این حالت می‌توان نیروهای دو جزیه فشاری واقع در وجه سمت راست گره D را به یک نیروی منفرد که از گره D عبور می‌کند تبدیل کرد [مطابق شکل (d) RA.2.3].

چنانچه عرض تکیه‌گاه در جهت عمود بر عضو، کوچکتر از عرض عضو باشد، ممکن است برای مقاومت در برابر شکاف خوردگی قائم به آرساتور عرضی در صفحه گره نیاز باشد. این وضعیت را می‌توان توسط یک مدل خرابایی عرضی مدلسازی نمود.

دستورالعمل

۸.۴.۴ اجزای کنشی را می‌توان به صورت مقاطع با اجزای فشاری در نظر گرفت. اجزای فشاری تنها می‌توانند در گره‌ها مقاطع برده یا همپوشانی داشته باشند.

۸.۴.۵ زاویه θ بین محورهای هر جزیه فشاری و کنشی متقاطع در یک گره باید در نباید کوچکتر از 25 درجه فرض شود.



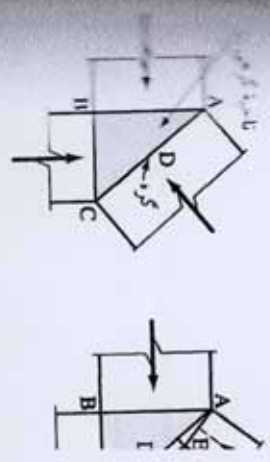
۸.۴.۶ طراحی اجزای فشاری، کنشی و نوایی گرهی باید بر مبنای رابطه صورت گیرد.

$$\phi F_p \geq F_c$$

(۸-۱۱)

تفسیر

در حال تعادل هستند. چنانچه تنشهای ایستاده در آن بر باشند، می‌توان از یک ناحیه گرهی حاصل کرد. برای فشاری نیز به نسبت نیروهای موجود در آن



(a) سه جزیه فشاری، مدل در یک ناحیه گرهی

C-E و A-B جایگزین شوند.



(c) چهار نیروی وارد شده در گره

وجه راست گره، تجربه شده‌اند.

RA - تجربه نیروها در یک ناحیه گرهی

ن در یک سازه دو بعدی، بیشتر از سه نیرو وارد می‌شود. RA، صوماً تجربه برخی از آن نیروها به صورت یک ی مقاطع وجود داشته باشد ضروری است. برای جزیه فشاری که بر صفحات A-E و A-C، نیرو که بر سطح A-C اتصال می‌شود حساس است. برد می‌کند.

دستورالعمل

بطوریکه، نیروی ضریبشار فعال در جزء فشاری، جزء کششی یا برروی یک وجه ناحیه گرمی می‌باشد؛ F_p مقاومت اسمی جزء فشاری، جزء کششی یا ناحیه گرمی بوده و ϕ مطابق بند 9.3.2.6 تعریف می‌شود.

$$\phi = 0.75$$

(A.3.3) مقاومت اجزای فشاری (Struts)

(A.3.3.1) مقاومت اسمی فشاری یک جزء فشاری بدون آرمانتور طولی F_m باید برابر کوچکترین مقدار:

$$F_m = f_c A_g \quad (A.2)$$

در دو انتهای جزء فشاری باشد. در این رابطه، A_g معروف سطح مقطع در یک انتهای جزء فشاری و f_c برابر مقدار کوچکتر بندهای الف) و ب) می‌باشد:

- الف) مقاومت فشاری مؤثر بتن در جزء فشاری مطابق بند A.3.2
- ب) مقاومت فشاری مؤثر بتن در ناحیه گرمی مطابق بند A.5.2

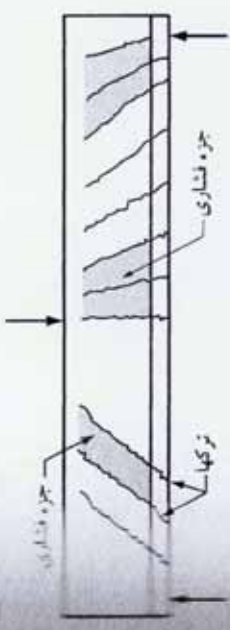
$$f_{ce} = \text{Min} \begin{cases} 0.85 \beta_3 f'_c & (A.3.2) \rightarrow P.627 \\ 0.85 \beta_n f'_c & (A.5.2) \rightarrow P.634 \end{cases}$$

تفسیر

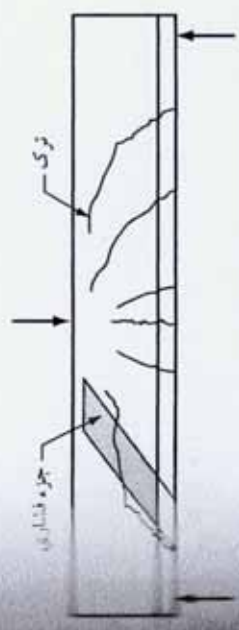
فشاری، کششی یا ناحیه گرمی، برابر بزرگترین نیروی ایجاد شده در سالن تحت کلیه حالت‌های بارگذاری است.

(A.3.3) مقاومت اجزای فشاری

(A.3.3.1) عرض جزء فشاری، w ، که از آن برای محاسبه A_g استفاده می‌شود برابر بعد کوچکتر عمود بر محور جزء فشاری در دو انتهای آن جزء است. این عرض در اشکال (a) RA.1.5(n)، (b) RA.1.6(b) و (c) نشان داده شده است. در سازه‌های دو بعدی، همانند تیرهای عمیق می‌توان ضخامت اجزای فشاری را برابر عرض عضو در نظر گرفت.



(a) اجزای فشاری در جان تیر به همراه ترک‌های موازی این اجزا (بند A.3.2.4)



(b) اجزای فشاری متقاطع با ترک‌های مایل (بند A.3.2.4)

شکل RA.3.2- انواع اجزای فشاری

دستورالعمل

(A.3.3.1) مقاومت فشاری مؤثر بتن، f_{cr} ، در یک جزء در نظر گرفته شود:

$$(A.1)$$

(A.3.3.1) برای یک جزء فشاری که سطح مقطع در کل طول به صورت یکنواخت است.....

(A.3.3.2) برای اجزای فشاری که عرض مقطع عرضی متغیر واقع در گروه‌ها است (اجزای فشار

الف) با آرمانتور برآورده کننده ضوابط بند A.3.3

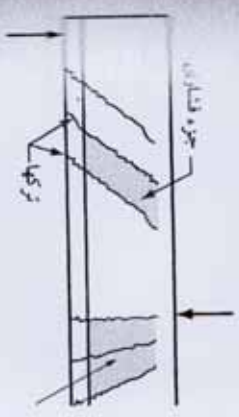
ب) بدون آرمانتور برآورده کننده ضوابط بند A.3.3

(A.3.3.1) برای اجزای فشاری مربوط به اعضا

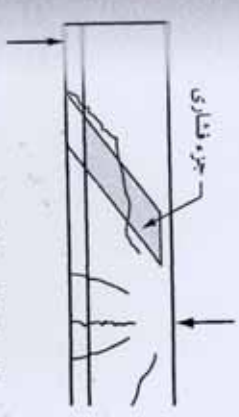
هم، برابر بزرگترین نیروی ایجاد شده در آن محور، برابر بزرگترین نیروی ایجاد شده در آن محور، است.

شاری

۱۳، که از آن برای محاسبه M_u استفاده می شود. محور جزو فشاری در دو انتهای آن چسبیده است. همانند تیرهای صغیر می توان ضوابط اجزای



ای فشاری در جان تیر به همراه موازی این اجرا (بند ۸.۳.۲.۴)



۸.۳- انواع اجزای فشاری

دستورالعمل

۸.۳.۲ مقاومت فشاری مؤثر بتن، f_{cr} در یک جزو فشاری باید برابر مقدار زیر در نظر گرفته شود:

$$f_{cr} = 0.85 \beta_1 f_c \quad (8.1)$$

۸.۳.۲.۱ برای یک جزو فشاری که سطح مقطع آن در کل طول به صورت یکپارچه است.....
 (اگر سطح عضو غیر یکنواخت برحسب $1 = \beta_1$ است)

۸.۳.۲.۲ برای اجزای فشاری که عرض مقطع وسط دهانه آنها بزرگتر از برش مقاطع واقع در کره ما است (اجزای فشاری بطری شکل):

$$\beta_1 = 0.75 \dots \dots \dots 8.3.3$$

(الف) یا آرمانتور برآورده کننده ضوابط بند ۸.۳.۳

$$\beta_1 = 0.60 \lambda \dots \dots \dots 8.3.3$$

(ب) بدون آرمانتور برآورده کننده ضوابط بند ۸.۳.۳ بیان شده است.

$$\lambda = \begin{cases} 1 & \text{بتن معمولی} \\ 0.85 & \text{بتن سبک} \\ 0.75 & \text{بتن سبک} \end{cases}$$

۸.۳.۲.۳ برای اجزای فشاری مربوط به اعضای کششی یا بالهای تحت کشش اعضا.....
 $\beta_1 = 0.40$

تفسیر

۸.۳.۲ ضریب مقاومت، β_1 0.85، مورد استفاده در رابطه (۸-۳)، نشان دهنده مقاومت بتن مؤثر تحت فشار دائمی است که مشابه موارد مورد استفاده در روابط (10-1) و (10-2) است.

۸.۳.۲.۱ مقدار ضریب β_1 مندرج در بند ۸.۳.۲.۱ که بر روی یک جزو فشاری اعمال می شود، معادل بلوک مستطیلی تنش در یک ناحیه فشاری منطبق با یک تیر یا ستون است.

۸.۳.۲.۲ مطابق شکل RA.1.3 مقدار β_1 مندرج در بند ۸.۳.۲.۲ بر روی اجزای فشاری بطری شکل اعمال می شود. گسترش جانبی نیروهای فشاری داخلی می تواند باعث ایجاد شکاف خوردگی به موازات محور جزو فشاری در نزدیکی دو انتهای آن شود. شکل RA.1.8 را ملاحظه کنید. آرمانتورهای تعبیه شده برای مقاومت در برابر نیروی شکاف خوردگی، باعث مقید شدن عرض ترک و افزایش مقاومت جزو فشاری برای تحمل بار محوری بیشتر شده و تا حدی امکان باز توزیع نیرو را می دهد.

مقدار β_1 مندرج در بند ۸.۳.۲.۲-ب شامل یک ضریب اصلاح، λ ، برای بتن سبک است؛ چرا که فرض می شود، مقاومت یک جزو فشاری بدون آرمانتور عرضی، به مقداری کمتر از باری که باعث گسترش ترک طولی می شود محدود می گردد.

۸.۳.۲.۳ مقدار β_1 مندرج در بند ۸.۳.۲.۳ به عنوان نمونه برای اجرای فشاری یک مدل خرابی کاربر دارد که از آن برای طراحی آرمانتور عرضی و طولی بالهای تحت کشش تیرها، تیرهای حمل جمعهای و دیوارها استفاده می شود. مقدار کوچک β_1 نشان دهنده این وضعیت است که این اجرای

دستورالعمل

زاویه فشاری، زاویه β را بوجود می‌آورند.

تفسیر

فشاری برای انتقال فشار در سرتاسر ترک در یک ناحیه کشش منبسطی هستند.

۸.۳.۲.۴ مقدار β مندرج در بند ۸.۳.۲.۴، برای اجزای فشاری کلبرو دارد که شامل ضوابط بندهای ۸.۳.۲.۱، ۸.۳.۲.۲، ۸.۳.۲.۳ و ۸.۳.۲.۴ نباشند. نویسنده این حالت شامل اجزای فشاری در ناحیه تحت فشار جان تیر است، که در آن ترکهای قطری موازی شیب به حالتی هستند که جان به صورت اجزای فشاری مورب تقسیم‌بندی شده و اجزای فشاری دارای یک زاویه با ترکها باشند [شکال (a) RA.3.2(b) و RA.3.2(b) را ملاحظه کنید]. بند ۸.۳.۲.۴، به استثنای اجزای فشاری تعریف شده در بند ۸.۳.۲.۲-ب و ۸.۳.۲.۳، مقدار مناسبی را برای حد پایینی β ارائه می‌کند.

۸.۳.۳ آرمانتور مورد نیاز مطابق بند ۸.۳.۳، مربوط به نیروی کشش در بتن است که در اثر گسترش جزء فشاری [مطابق شکل مدل خرابی (RA.1.8(b) حاصل می‌شود. بند ۸.۳.۳، به طراحی اجزای استفاده از مدهای خرابی مومسی را برای محاسبه مقدار آرمانتور عرضی مورد نیاز در جزئی فشاری می‌دهد. چنانچه در شکل RA.1.8(b) نشان داده شده است، فرض می‌شود که نیروهای فشاری موجود در اجزای فشاری با شیب ۲:۱ گسترش می‌یابند چنانچه مقاومت مشخصه فشاری بتن کمتر از ۴۰ MPa باشد. فرض می‌شود که مقدار آرمانتور مورد نیاز بر اساس رابطه (A-4)، ضوابط بند ۸.۳.۳ را برآورده می‌کند.

در شکل RA.3.3، دو لایه آرمانتور که یک جزء فشاری ترک‌خورده را قطع می‌کنند، نشان داده شده است.

$$\sum_{b, s} \frac{A_{s, s}}{b, s} \sin \alpha_i \geq 0.003$$

که جزئی از آن است

(A-4)

در رابطه فوق، A_s برابر مساحت کل آرمانتورهای سطحی در فاصله‌های b, s در لایه ام آرمانتورهای مقاطع با جزء فشاری است که این آرمانتورها با محور

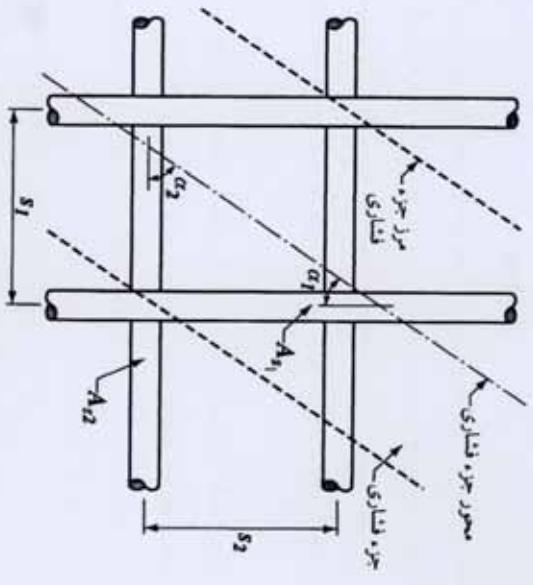
۸.۳.۲.۴ در سایر حالتها $\beta_i = 0.60$

۸.۳.۳ در صورت استفاده از مقدار β مندرج در بند ۸.۳.۲-الف می‌بایست محور جزء فشاری توسط آرمانتوری قطع شود که برای مقاومت در برابر نیروی کششی طراحی شده است. نیروی کششی عرضی، در اثر نیروی فشاری گسترش یافته در جزء فشاری ایجاد می‌شود. همچنین می‌توان فرض کرد که نیروی فشاری در جزء فشاری، با شیب ۲ طولی به ۱ عرضی نسبت به محور جزء فشاری گسترش می‌یابد.

۸.۳.۳.۱ برای مقادیر f_r کوچکتر از ۴۰ MPa می‌توان ضابطه بند ۸.۳.۳ را برآورده نمود؛ مشروط بر اینکه محور جزء فشاری توسط لایه‌های آرمانتور برآورده کننده رابطه (A-4) قطع شوند.

A

تفسیر



شکل RA3.3- آرمانورهای مقاطع با یک جزو فشاری

چنانچه ترک بدون ایجاد لغزش برشی در راستای ترک توسعه یابد، آرمانورها در لایه ۱م نشان داده شده در شکل، باعث ایجاد تنش عمود بر جزو فشاری و به مقدار زیر می‌شوند:

$$\frac{A_{f1} k_{f1}}{b, s_1} \sin \alpha,$$

اندیس ۱ به ترتیب برای میلگردهای قائم و افقی مقادیر ۱ و ۲ را مطابق شکل RA3.3 اختیار می‌کند. برای ساده‌تر کردن محاسبات، رابطه (A4) بر حسب نسبت آرمانور (بجای تنش) بیان شده است.

اغلب قرار دادن آرمانور محصور کننده (که در بند A3.3 بیان شده است) در سازه‌های سه‌بندی همانند سرشمه‌ها مشکل می‌باشد. در صورت عدم استفاده از این آرمانورها، مقدار k_{f1} مندرج در بند A3.2.2- ب مورد استفاده قرار می‌گیرد.

دستورالعمل

مورد فشاری، زاویه α را بوجود می‌آورند.

تفسیر

مربط ترک در یک ناحیه کششی

بند A3.2.4، برای اجرای فشاری کششی، آرایش ۸.3.2.2 و ۸.3.2.3 نباشد. آرایش ۸.3.2.2 در ناحیه تحت فشار جان تیر است که در حالتی هستند که جان به صورت اجزای قرار می‌گیرد. ای فشاری دارای یک زاویه بنا بر کلاس بارها R_{f1} را ملاحظه کنید [بند A.1.2.4، به استناد بند A3.2.2- ب و A3.2.3، مقدار k_{f1} را

بند A3.3 مربوط به نیروی کششی در فشاری مطابق شکل مدل خریایی، (A.1.1) طراحی اجزاء استفاده از مدارهای خریایی آرمانور عرضی مورد نیاز در جزو فشاری RA.1. نشان داده شده است، فرض می‌شود که ای فشاری با شیب 2:1 گسترش می‌یابد. ی بتن کمتر از 40 MPa باشد، فرض می‌شود اساس رابطه (A4)، ضوابط بند A3.3 را

ور که یک جزو فشاری ترک‌خورده را

دستورالعمل

برای 420 MPa و مقدار مربوط به آرماتور؛
 برای 70 MPa در نظر گرفت. استفاده از سایر مقادیر استفاده از تحلیل امکان‌پذیر است.

(A.4.1) محور آرماتور در یک جزء کششی باید بر مبنای منطبق باشد.

تفسیر

(A.3.3.2) در شانه‌هایی که دارای نسبت دهانه برشی به ارتفاع کوچکتر از واحد هستند، آرماتور محصور کننده مورد نیاز برآورده کردن روابط مورد نیاز معمولاً به صورت خاموت‌های افقی که جزء فشاری مورد نیاز را قطع می‌کنند فراهم می‌شود (شکل R.11.9.2 را ملاحظه کنید).

(A.3.4) در برخی از مواقع در طراحی نواحی تنداها در بیش از یک جهت استفاده از محصور شدگی برای افزایش مقاومت فشاری اجزای فشاری ناحیه موضعی مورد نظر قرار می‌گیرد. در مراجع [A.4] و [A.8] در صورت محصور شدگی اجزای فشاری توضیح داده شده است.

(A.3.5) مقاومت اضافه شده توسط آرماتور، توسط جمله آخر رابطه (A-5) بوجود می‌آید. مقدار تنش f_r آرماتور مربوط به یک جزء فشاری در حالت مقاومت اسمی را می‌توان بر اساس کرنشها در جزء فشاری به هنگام فشردن شدن آن بدست آورد. برای فولادهای گرید 280 و 420 می‌توان مقدار f_r را برابر f_c در نظر گرفت.

دستورالعمل

(A.3.3.2) آرماتور مورد نیاز مطابق بند A.3.3 را می‌توان به دو صورت قرار داد: در جهت مورب با زوایای α_c و α_t نسبت به محور جزء فشاری یا در یک جهت با زاویه α نسبت به محور جزء فشاری. اگر آرماتور تنها در یک جهت قرار داده شود، زاویه α نباید کوچکتر از 40 درجه در نظر گرفته شود.

(A.3.4) در صورت محصور شدگی آرماتورهای می‌توان از مقدار مقاومت فشاری مؤثر بزرگتری استفاده کرد؛ به شرطی که از طریق انجام آزمایش و انجام تحلیل، امکان استفاده از آن ثابت شود.

(A.3.5) برای افزایش مقاومت یک جزء فشاری، امکان استفاده از آرماتور فشاری وجود دارد. آرماتور فشاری باید به صورت مناسب در محدوده یک جزء فشاری و به موازات محور آن مهار شده و توسط تنگها یا مازپیچهای برآورده کننده ضوابط بند 7.10 محصور شود. در چنین حالتی، مقدار مقاومت اسمی آرماتور طولی یک جزء فشاری برابر مقدار زیر است:

$$F_m = f_m A_p + A_s f_s \quad (A-5)$$

(A.4) مقاومت اجزای کششی

(دست)

(A.4.1) مقاومت اسمی یک جزء کششی، F_m ، برابر مقدار زیر در نظر گرفته می‌شود:

$$F_m = A_m f_m + A_p (f_m + \Delta f_m) \quad (A-6)$$

بطوریکه $f_m + \Delta f_m$ نباید از مقدار f_m بیشتر شود و A_p برای اعضای غیر پیش‌تنیده برابر صفر می‌باشد.

در رابطه (A-6) می‌توان مقدار Δf_m مربوط به آرماتور پیش‌تنیده چسبیده را

$$A_t \leq A_s$$

(A.4.1) آرماتور جزء کششی را باید بر اساس A.4.1 توسط وسایل مکانیکی، وسایل مهار پس توسط طول مهار مستقیم مهار نمود.

(A.4.1) نواحی گرهی باید اختلاف بین نیروی گره و نیروی جزء کششی در سمت دیگر را گستر

تفسیر

8.4.2 عرض مؤثر جزوه کنتشی، w_{eff} ، که از آن در طراحی استفاده می‌شود، بر اساس توزیع آرمانوز جزوه کنتشی بین مقادیر زیر تغییر می‌کند.

الف) چنانچه میلگرد های جزوه کنتشی در یک لایه باشند، عرض مؤثر جزوه کنتشی را می‌توان مطابق شکل RA.1.6(a) برابر قطر میلگرد جزوه کنتشی به علاوه دو برابر ضخامت پوشش تا صفحه میلگردها در نظر گرفت.

ب) حد بالایی عملی عرض جزوه کنتشی را می‌توان برابر عرض متناظر با عرض جزوه کنتشی در یک ناحیه گرهی هیدرواستاتیکی در نظر گرفت که به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$w_{r,max} = F_{cr} / (f_c b_r)$$

بطوریکه F_{cr} برای ناحیه گرهی مطابق بند 8.5.2 محاسبه می‌شود. چنانچه عرض جزوه کنتشی از بند الف) بیشتر شود، مطابق شکل RA.1.6(b) باید آرمانوز جزوه کنتشی به صورت تقریباً یکسانیت در روی عرض و ضخامت جزوه کنتشی توزیع شود.

8.4.3 اغلب، مهار آرمانوز اجزای کنتشی در نواحی گرهی دستگیرها و نواحی گرهی مجاور به تکیه گاههای خارجی تیرهای صغی، نیازمند توجه ویژه ای است. آرمانوز جزوه کنتشی باید پیش از خارج شدن از ناحیه گرهی گسترش یافته، در نقطه ای که توسط تقاطع مرکز میلگردها در یک جزوه کنتشی و امتداد محدوده خارجی جزوه فشاری یا سطح لهدگی تعریف می‌شود مهار گردد. این طول برابر w_{min} است. این حالت در اشکال RA.1.6(a) و

دستورالعمل

برای $420 MPa$ و مقدار مربوط به آرمانوز پیش تنیده غیر چسبیده را برابر $70 MPa$ در نظر گرفت. استفاده از سایر مقادیر w_{min} در صورت توجیه با استفاده از تحلیل امکان پذیر است.

8.4.2 محور آرمانوز در یک جزوه کنتشی باید بر محور جزوه کنتشی در مدل طراحی منطبق باشد.

8.4.1 آرمانوز جزوه کنتشی را باید بر اساس ضوابط بند 8.4.3.1 الی 8.4.3.4 توسط وسایل مکانیکی، وسایل مهار پس تبدیلی، قلابهای استاندارد یا توسط طول مهار مستقیم مهار نمود.

8.4.1.1 نواحی گرهی باید اختلاف بین نیروی جزوه کنتشی در یک سمت گره و نیروی جزوه کنتشی در سمت دیگر را گسترش دهند.

تفسیر

دارای نسبت دهانه بوشی به ارتفاع که در مورد مورد نیاز برآورده کردن شده باشد. تمام نواحی القی که جزوه فشاری مورد نیاز را مطابق R.11.9.2 را ملاحظه کنید.

در طراحی نواحی مهارى تندها در بین بخش ها، رای افزایش مقاومت فشاری اجزای فشاری در می‌گیرند. در مراجع [8.4] و [8.8] در مورد ی توضیح داده شده است.

توسط آرمانوز، توسط جمله اخیر رابطه (8.4.3) آرمانوز مربوط به یک جزوه فشاری در محل اساس کرنشها در جزوه فشاری به هنگام فشاری و یادهای گرید 280 و 420 می‌توان مفید است.

نشی

تفسیر

RA.1.6(b) هنگامی روی می‌دهد که محدودهٔ خارجی ناحیهٔ گرمی، گسترش یافته، توسط مرکز هندسی آرماتورها در جزء کششی قطع شود. مطابق شکل RA.1.5(c)، برخی از مهارها ممکن است از امتداد دادن آرماتور در میان ناحیهٔ گرمی و مهار آن در آنسوی ناحیهٔ گرمی ایجاد شوند. چنانچه، اگر مهار کششی با قلاب 90 درجه مهار شود، فلاپها باید برای «انحراف» ترک خوردگی در راستای خارجی فلاپها در ناحیهٔ تکیه‌گامی، در داخل آرماتورهای امتداد یافته به داخل تیر از محل تکیه‌گاه عضو محدود شوند.

A.4.3.3 مقاومت نواحی گرمی

(A.4.3.3) مقاومت فشاری اسمی یک ناحیهٔ گرمی، f_{cg} ، برابر گرفته شود:

$$(A.4.3.3)$$

در رابطهٔ فوق، f_{cr} مقاومت فشاری مؤثر بتن در ناحیهٔ گرمی بوده و A_{cg} برابر کوچکترین مقادیر بندهای

مساحت وجهی از ناحیهٔ گرمی که نیروی F_{cg} بر روی آن اثر می‌کند است؛

(A.4.3.3) مساحت مقطع گذرنده از ناحیهٔ گرمی که عضو را می‌بندد است.

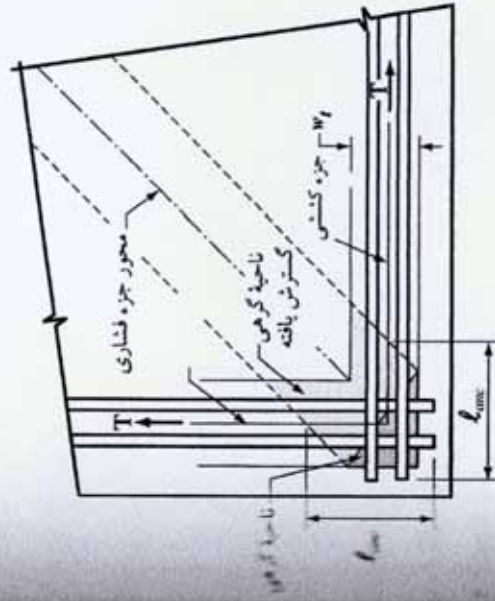
دستورالعمل

A.4.3.2 در صورت مهار شدن یک جزء کششی در نواحی گرمی، نیروی جزء کششی باید از مرکز هندسی آرماتورهای جزء کششی که ناحیهٔ گرمی توسعه یافته را رها کرده و وارد دهانه می‌شود ایجاد شود.

A.4.3.3 چنانچه در نواحی گرمی دو یا چند جزء کششی مهار شود، نیروی جزء کششی در هر جهت باید از نقطهٔ مرکز هندسی آرماتورهای جزء کششی که از ناحیهٔ گرمی توسعه یافته دور می‌شود ایجاد شود.

A.4.3.4 آرماتور عرضی مورد نیاز بر اساس بند A.3.3 را می‌بایست مطابق بند 12.13.3 مهار نمود.

در تیرهای عمیق برای مهار کردن نیروهای جزء کششی در تکیه‌گاه‌های خارجی می‌توان از میلگردهای سنجاقکی وصله شده با آرماتور جزء کششی استفاده نمود؛ به شرطی که عرض تیر به اندازهٔ کافی برای آرماتورگذاری بزرگ باشد.



شکل RA.4.3- ناحیهٔ گرمی گسترش یافته برای مهار دو جزء کششی

شکل RA.4.3 دو جزء کششی مهار شده در یک ناحیهٔ گرمی را نشان می‌دهد. انجام مهار در محل برخورد مرکز هندسی جزء کششی و محاوره

بخارجی ناحیه گرهی توسعه یافته ضروری است.
طول گیرداری آرماتور جزء کششی را می توان با کاربرد فلاپها، وسایل مکانیکی، محصور شدگی اضافی یا وصله کردن آنها با چند لایه آرماتور با نظر کوچکتر کاهش داد.

A.5 مقاومت نواری گرهی

A.5.1 چنانچه مقادیر تنشها در کلیه اجزای فشاری متقاطع در یک گره برابر باشند، می توان از یک ناحیه گرهی هیدرواستاتیک استفاده کرد. وجوه چنین ناحیه گرهی، بر محورهای اجزای فشاری عمود بوده و عرضهای وجوه ناحیه گرهی، با نیروهای ایجاد شده در اجزای فشاری متناسب هستند.

با این فرض که تنشهای اصلی در اجزای فشاری و کششی به سوزانات محورهای آنها هستند، تنشهای ایجاد شده بر روی وجوه عمود بر این محورها، تنشهای اصلی بوده و بند A.5.1- الف مورد استفاده قرار می گیرد. چنانچه مطابق شکل RA.1.6(b) وجه یک ناحیه گرهی عمود بر محور جزوه فشاری نباشد، هر دو تنش برشی و قائم بر روی وجه ناحیه گرهی وجود خواهند داشت. عموماً این تنشها توسط تنش قائم (فشاری اصلی) سوزن بر سطح مقطع جزوه فشاری، σ_1 ، جایگزین می شوند که عمود بر محور جزوه فشاری بوده و مطابق بند A.5.1- الف هستند.

در برخی از موارد لازم است که تنشها بر اساس بند A.5.1- ب در یک مقطع از طریق یک ناحیه گرهی تقسیم شده کنترل گردند. تنشها بر روی کوچکترین سطحی که عمود بر یک نیروی برآیند در ناحیه گرهی باشند کنترل می شوند. مطابق شکل RA.1.7(b)، وجه قائمی که ناحیه گرهی را به دو قسمت تقسیم

A.5.2 مقاومت نواری گرهی (Nodal Zone)

A.5.2 مقاومت فشاری اسمی یک ناحیه گرهی، F_m ، باید برابر مقدار زیر در نظر گرفته شود:

$$F_m = f_{cr} A_{nc}$$

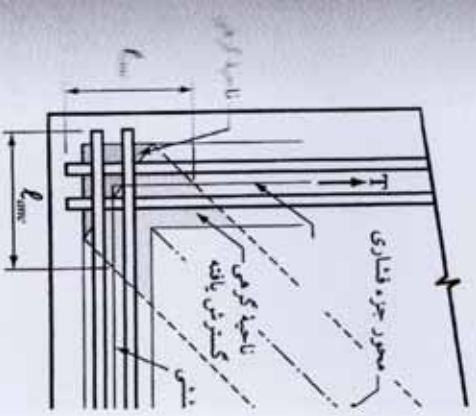
(A-7)

در رابطه فوق، f_{cr} مقاومت فشاری سوزن بتن در ناحیه گرهی (مطابق بند A.5.2) بوده و A_{nc} برابر کوچکترین مقادیر بندهای الف) یا ب) است:

- الف) مساحت وجهی از ناحیه گرهی که نیروی F_m بر آن اعمال شده و عمود بر سطح اثر F_m است.
- ب) مساحت مقطع گذرنده از ناحیه گرهی که عمود بر خط اثر نیروی برآیند آن سطح است.

می دهد که محدوده بخارجی ناحیه گرهی آرماتورها در جزوه کششی قطع شود. مقدار F_m با ممکن است از اعتماد دادن آرماتور در ناحیه آسوری ناحیه گرهی ایجاد شوند. چنانچه از آرماتور به مهار شود، فلاپها باید بر روی سطح گرهی بخارجی فلاپها در ناحیه تکیه گاه، در اصل داخل تیر از محل تکیه گاه عضو محصور شود.

کودن نیروهای جزوه کششی در تکیه گاه های سنجاقکی وصله شده با آرماتور جزوه کششی عرض تیر به اندازه کافی برای آرماتور گذاری



گرهی گسترش یافته برای مهار در جزوه کششی مهار شده در یک ناحیه گرهی، با F_m برخورد مرکز هندسی جزوه کششی و F_m

تفسیر

کرده است، توسط نیروی برآیند مؤثر در راستای A-B تحت تنش قرار گرفته است. طراحی ناحیه گرهی توسط مقطع بحرانی بدست آمده، بر اساس بندهای A.5.1-الف یا A.5.1-ب (هر کدام تنش بزرگتری ایجاد کند) کنترل می‌شود.

A.5.2 گره‌های مربوط به اعضای دو بعدی همانند تیرهای ... را می‌توان به گروه‌هایی همانند C-C-C (چنانچه کلیه اعضای مقاطع در گره تحت فشار باشند)، C-C-T (چنانچه یکی از اعضای متناظر گره در کشش باشد) و C-C-T آن تقسیم‌بندی کرد. شکل RA.1.4 را ملاحظه کنید. مقاومت فشاری مؤثر ناحیه گرهی، توسط رابطه (A-8) بدست می‌آید که بر اساس گره‌ها، عملیات C-C-T و T-T-T به ترتیب توسط مندرجات بندهای A.5.2.1 الی A.5.2.3 اصلاح می‌شود.

مقادیر β_p نشان‌دهنده افزایش درجه شکستگی نواحی گرهی در هر دو ناسازگاری کرنشهای کششی در اجزای کششی و کرنشهای فشاری در اجزای فشاری است. مقدار تنش ایجاد شده بر روی هر وجه از ناحیه گرهی، با مقطع گذرنده از ناحیه گرهی نباید از مقدار ارائه شده در رابطه (A-8) با اعمال ضرایب تصحیح بندهای A.5.2.1 الی A.5.2.3 بزرگتر شود.

A.5.3 ارائه این توضیح برای شکل و جهت‌گیری وجوه نواحی گرهی، برای ساده‌سازی محاسبات مهندسی یک مدل خرابایی سه‌بعدی صورت گرفته است.

دستورالعمل

A

A.5.2 بجز در حالتی که آرمانتور محصور کننده، در داخل ناحیه گرهی فراهم شده باشد و اثرات آن توسط آزمایشها و روابط تحلیلی مورد تأیید قرار گرفته باشد، مقدار تنش فشاری مؤثر محاسبه شده، f_{re} ، در یک وجه ناحیه گرهی ناشی از نیروهای خرابایی نباید از مقدار زیر بیشتر شود:

$$f_{re} = 0.85 \beta_p f'_c \quad (A-8)$$

مقادیر β_p در بندهای A.5.2.1 الی A.5.2.3 ارائه شده است.

A.5.2.1 در نواحی گرهی محصور شده توسط اجزای فشاری یا سطح لهدگی یا هر دو.....

$$\beta_p = 1.0$$

A.5.2.2 در نواحی گرهی مهارکننده یک جزء کششی.....

$$\beta_p = 0.80$$

A.5.2.3 در نواحی گرهی مهارکننده دو یا چند جزء کششی.....

$$\beta_p = 0.60$$

A.5.3 در یک مدل خرابایی سه‌بعدی نباید مساحت هر یک از وجوه یک ناحیه گرهی، کوچکتر از مقدار ارائه شده در بند A.5.1 در نظر گرفته شده و شکل هر وجه از ناحیه گرهی باید مشابه شکل تصویر انتهایی اجزای فشاری بر روی وجوه نواحی گرهی متناظر باشد.

یو سی بی : B
ضوابط و پیوسته B

CODE

COMMENTARY

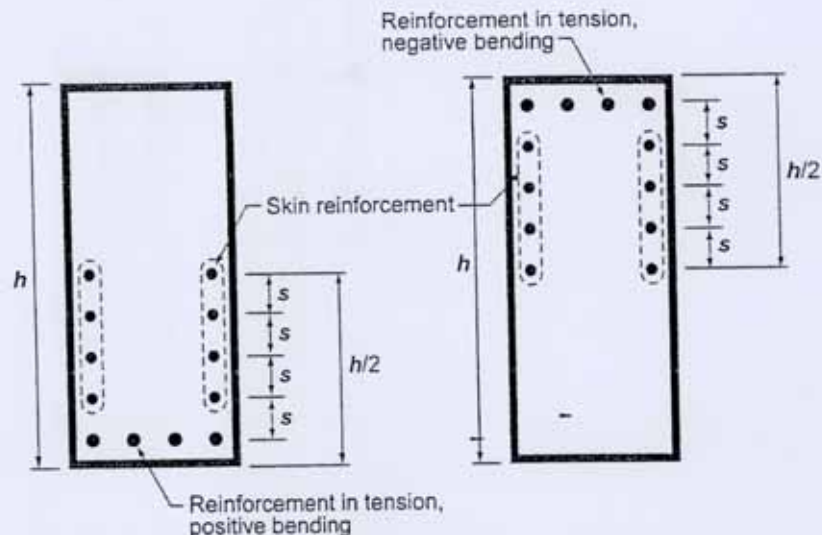


Fig. R10.6.7—Skin reinforcement for beams and joists with $h > 36$ in.

of the skin reinforcement or prestressing steel to the side face. It shall be permitted to include such reinforcement in strength computations if a strain compatibility analysis is made to determine stress in the individual bars or wires.

modified in the 2005 edition to make the skin reinforcement spacing consistent with that of the flexural reinforcement. The size of the skin reinforcement is not specified: research has indicated that the spacing rather than bar size is of primary importance.^{10,21} Bar sizes No. 3 to No. 5 (or welded wire reinforcement with a minimum area of 0.1 in.² per foot of depth) are typically provided.

Where the provisions for deep beams, walls, or precast panels require more reinforcement, those provisions (along with their spacing requirements) will govern.

10.7 — Deep beams

10.7.1 — Deep beams are members loaded on one face and supported on the opposite face so that compression struts can develop between the loads and the supports, and have either:

- clear spans, l_n , equal to or less than four times the overall member depth; or
- regions with concentrated loads within twice the member depth from the face of the support.

Deep beams shall be designed either taking into account nonlinear distribution of strain, or by Appendix A. (See also 11.7.1 and 12.10.6.) Lateral buckling shall be considered.

10.7.2 — V_n of deep beams shall be in accordance with 11.7.

10.7.3 — Minimum area of flexural tension reinforcement, $A_{s,min}$, shall conform to 10.5.

10.7.4 — Minimum horizontal and vertical reinforcement in the side faces of deep beams shall satisfy either A.3.3 or 11.7.4 and 11.7.5.

10.8 — Design dimensions for compression members

10.8.1 — Isolated compression member with multiple spirals

Outer limits of the effective cross section of a compression member with two or more isolated

R10.7 — Deep beams

The span-to-depth ratios used to define deep beams in the 1999 and earlier Codes were based on papers published in 1946 and 1953. The definitions of deep beams given in 10.7.1 and 11.8.1 of these earlier Codes were different from each other and different from the current Code definition that is based on D-region behavior (see Appendix A). The definitions of deep beams in Sections 10.7.1 and 11.8.1 are consistent with each other and different from the definition introduced in 2002, which is based on D-region behavior (see Appendix A). Since 2002, the definitions of deep beams in Sections 10.7.1 and 11.8.1 are consistent with each other.

This Code does not contain detailed requirements for designing deep beams for flexure except that nonlinearity of strain distribution and lateral buckling is to be considered. Suggestions for the design of deep beams for flexure are given in References 10.22, 10.23, and 10.24.

R10.8 — Design dimensions for compression members

With the 1971 Code, minimum sizes for compression members were eliminated to allow wider utilization of reinforced concrete compression members in smaller size and lightly loaded structures, such as low-rise residential

CODE

10.7 — Deep flexural members

10.7.1 — Flexural members with overall depth to clear span ratios greater than $\frac{2}{3}$ for continuous spans, or $\frac{1}{3}$ for simple spans, shall be designed as deep flexural members taking into account nonlinear distribution of strain and lateral buckling. (See also 12.10.6.)

10.7.2 — Shear strength of deep flexural members shall be in accordance with 11.8.

10.7.3 — Minimum flexural tension reinforcement shall conform to 10.5.

10.7.4 — Minimum horizontal and vertical reinforcement in the side faces of deep flexural members shall be the greater of the requirements of 11.8.8, 11.8.9, and 11.8.10 or 14.3.2 and 14.3.3.

10.8 — Design dimensions for compression members

10.8.1 — Isolated compression member with multiple spirals

Outer limits of the effective cross section of a compression member with two or more interlocking spirals shall be taken at a distance outside the extreme limits of the spirals equal to the minimum concrete cover required by 7.7.

10.8.2 — Compression member built monolithically with wall

Outer limits of the effective cross section of a spirally reinforced or tied reinforced compression member built monolithically with a concrete wall or pier shall be taken not greater than $1\frac{1}{2}$ in. outside the spiral or tie reinforcement.

10.8.3 — Equivalent circular compression member

As an alternative to using the full gross area for design of a compression member with a square, octagonal, or other shaped cross section, it shall be permitted to use a circular section with a diameter equal to the least lateral dimension of the actual shape. Gross area considered, required percentage of reinforcement, and design strength shall be based on that circular section.

10.8.4 — Limits of section

For a compression member with a cross section larger than required by considerations of loading, it shall be permitted to base the minimum reinforcement and

COMMENTARY

R10.7 — Deep flexural members

The code does not contain detailed requirements for designing deep beams for flexure except that nonlinearity of strain distribution and lateral buckling must be considered.

Suggestions for the design of deep beams for flexure are given in References 10.17, 10.18, and 10.19.

R10.8 — Design dimensions for compression members

With the 1971 edition of the ACI Building Code, minimum sizes for compression members were eliminated to allow wider utilization of reinforced concrete compression members in smaller size and lightly loaded structures, such as low rise residential and light office buildings. The engineer should recognize the need for careful workmanship, as well as the increased significance of shrinkage stresses with small sections.

R10.8.2, R10.8.3, R10.8.4 — For column design,^{10.20} the code provisions for quantity of reinforcement, both vertical and spiral, are based on the gross column area and core area, and the design strength of the column is based on the gross area of the column section. In some cases, however, the gross area is larger than necessary to carry the factored load. The basis of 10.8.2, 10.8.3, and 10.8.4 is that it is satisfactory to design a column of sufficient size to carry the factored load and then simply add concrete around the designed section without increasing the reinforcement to meet the minimum percentages required by 10.9.1. The additional concrete must not be considered as carrying load; however, the effects of the additional concrete on member stiffness must be included in the structural analysis. The effects of the additional concrete also must be considered in design of the other parts of the structure that interact with the oversize member.

11.6.9 — For the purpose of 11.6, when concrete is placed against previously hardened concrete, the interface for shear transfer shall be clean and free of laitance. If μ is assumed equal to 1.0λ , interface shall be roughened to a full amplitude of approximately 1/4 in.

11.6.10 — When shear is transferred between as-rolled steel and concrete using headed studs or welded reinforcing bars, steel shall be clean and free of paint.

11.7 — Deep beams

11.7.1 — The provisions of 11.7 shall apply to members with l_n not exceeding four times the overall member depth or regions of beams with concentrated loads within twice the member depth from the support that are loaded on one face and supported on the opposite face so that compression struts can develop between the loads and supports. See also 12.10.6.

11.7.2 — Deep beams shall be designed using either nonlinear analysis as permitted in 10.7.1, or Appendix A.

11.7.3 — V_n for deep beams shall not exceed $10\sqrt{f'_c} b_w d$.

11.7.4 — The area of shear reinforcement perpendicular to the flexural tension reinforcement, A_v , shall not be less than $0.0025b_w s$, and s shall not exceed the smaller of $d/5$ and 12 in.

11.7.5 — The area of shear reinforcement parallel to the flexural tension reinforcement, A_{vh} , shall not be less than $0.0015b_w s_2$, and s_2 shall not exceed the smaller of $d/5$ and 12 in.

11.7.6 — It shall be permitted to provide reinforcement satisfying A.3.3 instead of the minimum horizontal and vertical reinforcement specified in 11.7.4 and 11.7.5.

11.8 — Provisions for brackets and corbels

should have full tension anchorage on both sides of the shear plane. Further, the shear-friction reinforcement anchorage should engage the primary reinforcement, otherwise a potential crack may pass between the shear-friction reinforcement and the body of the concrete. This requirement applies particularly to welded headed studs used with steel inserts for connections in precast and cast-in-place concrete. Anchorage may be developed by bond, by a welded mechanical anchorage, or by threaded dowels and screw inserts. Space limitations often require a welded mechanical anchorage. For anchorage of headed studs in concrete, see Reference 11.16.

R11.7 — Deep beams

R11.7.1 — The behavior of a deep beam is discussed in References 11.5 and 11.46. For a deep beam supporting gravity loads, this section applies if the loads are applied on the top of the beam and the beam is supported on its bottom face. If the loads are applied through the sides or bottom of such a member, the design for shear should be the same as for ordinary beams.

embedment, hooks, or welding to special devices. Bent-up bars are not recommended.

R11.7.2 — Deep beams can be designed using strut-and-tie models, regardless of how they are loaded and supported. Section 10.7.1 allows the use of nonlinear stress fields when proportioning deep beams. Such analyses should consider the effects of cracking on the stress distribution.

R11.7.3 — In the 1999 and earlier Codes, a sliding maximum shear strength was specified. A re-examination of the test data suggests that this strength limit was derived from tests in which the beams failed due to crushing of support regions. This possibility is specifically addressed in the design process specified in this Code.

R11.7.4 and R11.7.5 — The relative amounts of horizontal and vertical shear reinforcement have been interchanged from those required in the 1999 and earlier Codes because tests^{11.52-11.54} have shown that vertical shear reinforcement is more effective than horizontal shear reinforcement. The maximum spacing of bars has been reduced from 18 to 12 in. because this steel is provided to restrain the width of the cracks.

R11.8 — Provisions for brackets and corbels

Brackets and corbels are cantilevers having shear span-to-depth ratios not greater than unity, which tend to act as simple trusses or deep beams, rather than flexural members designed for shear according to 11.2.

The corbel shown in Fig. R11.8.1 may fail by shearing along the interface between the column and the corbel, by yielding of the tension tie, by crushing or splitting of the

« مراحل طراحی تیر عمیق - ACI 318 »

معادله $\phi = 0.75 \rightarrow (9.3.2.6)$

$$\frac{e_n}{h} < 4$$

(۱) چک کردن شرط تیر عمیق
(نیز ۹-۱۲-۱۴-آ)

(۲) کنترل اولیه برش

فرض $d = 0.9h \rightarrow V_n = \frac{5}{6} \sqrt{f'_c} b_w \cdot d \rightarrow (\phi V_n) \geq V_u \quad (11.8.3)$

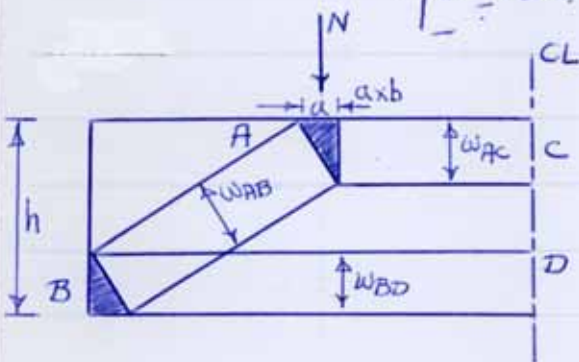
(۳) تعیین اولیه فاصله المان های افقی

فاصله = $0.8h$

(۴) تعیین نیروی المان های خراب

(۵) تعیین الجاد المان های فاری، کششی و تیر

با فرض حدی در استاتیک بودن سطح المان که در محاسبه الجاد می پردازیم



$$P = \frac{N}{a \times b}$$

$$w_{AC} = \frac{T_{AC}}{P \times b}, \quad w_{AB} = \frac{T_{AB}}{P \times b}$$

$$w_{BD} = \frac{T_{BD}}{P \times b}$$

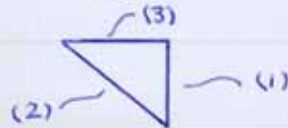
فاصله المان های افقی = $h - \frac{1}{2} (w_{AC} + w_{BD})$

* اگر این فاصله با تعیین اولیه تفاوت داشت مراحل ۴ و ۵ را دوباره تکرار می کنیم تا جایی این کار را انجام می دهیم که تفاوت هر مرحله با مرحله قبلی ناچیز باشد.

$$d = h - \frac{1}{2} (w_{BD})$$

(۶) کنترل تیر (Nodes)

$$(\phi F_{mn}) \geq F_{un}$$



$$F_{nn} = f_{ce} \cdot A_{nz}$$

$$f_{ce} = 0.85 \beta_n f'_c \quad (A.5.2)$$

برای صورت سطح از کمره باید رابطه برقرار باشد. در غیر این صورت باید نشمین نیز در محتمل را بیشتر نمود.

(۷) کنترل المان های فشاری (struts) :

$$(\phi F_{ns}) \geq F_{us}$$

(۱-۷) کنترل صورت المان :

$$F_{ns} = f_{ce} \cdot A_{cs}$$

$$f_{ce} = 0.85 \times \text{Min}(\beta_n, \beta_s) \cdot f'_c \quad (A.3.1)$$

(۲-۷) تعیین و کنترل آرماتورهای محصور شده :

(بند ۹-۱۲-۱۴-۳-۱)

$$A_{vmin} = 0.0025 b_w \cdot s$$

$$s \leq \text{Min}(d/3, 300 \text{ mm})$$

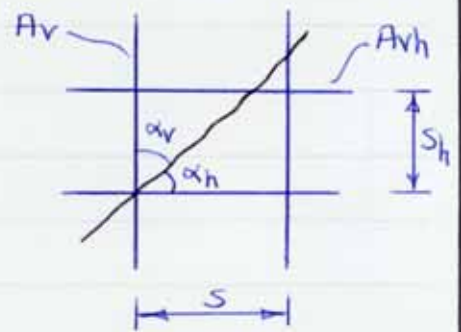
$$A_{vhmin} = 0.0015 b_w \cdot s_h$$

(بند ۹-۱۲-۱۴-۳-۲)

$$s_h \leq \text{Min}(d/5, 300 \text{ mm})$$

تعداد تعیین A_v و A_{vh} رابطه زیر باید برقرار باشد :

$$\frac{A_v}{b s} \sin \alpha_v + \frac{A_{vh}}{b s_h} \sin \alpha_h \geq 0.003$$



(۸) کنترل المان های کششی (ties) :

$$(\phi F_{nt}) \geq F_{ut}$$

$$F_{nt} = A_{ts} \cdot F_y$$

$$A_{ts} = \frac{F_{ut}}{\phi F_y}$$

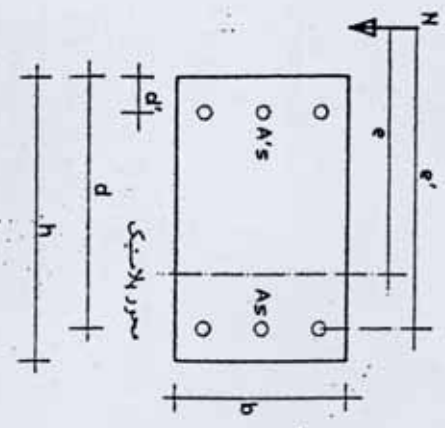
آرماتورهای طولی کششی در پایین باید طوری پیچیده شوند که d مقطع در حجم مورد (در صورت ضعیف تر بودن)

$$10 \text{ kN} = 1 \text{ ton}$$

$$10 \text{ kg/cm}^2 = 1 \text{ MPa}$$

فصل دوم :

بار محوری



$F_c = 0.85 f_{cd} A_c$

$F_s = A_s f_{sd}$

$F'_s = A'_s (f_{sd} - 0.85 f_{cd})$

کنترل ضریب زدن در ستون

$M - A'_s F'_s (x - d) - A_s F_s (d - x) - F_c (x - d)$

الگوریتم

1- e_b بیرون محوری حالت متداول را از روابط زیر بدست آورید:

الف-

$X_b = \frac{600d}{600 + f_y}$, $\eta_b = \beta_1 X_b$

ب-

$N_{hb} = 0.85 f_{cd} b \eta_b + A'_s (f_{yd} - 0.85 f_{cd}) - f_y A_s \Rightarrow N_{hb} = ?$

* $\epsilon'_s = 0.003 \left(\frac{X_b - d}{X_b} \right) > \frac{f_y}{E_s}$ کنترل شکست

$N_{hb} e_b = 0.85 f_{cd} b a_b \left[u - \frac{\eta_b}{2} \right] + A'_s (f_{yd} - 0.85 f_{cd}) (u - d) +$

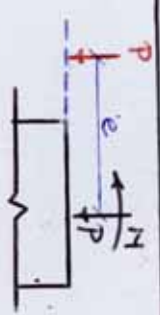
$+ f_y A_s (u - d) \rightarrow e_b = ?$

$u = d \cdot \frac{d - d'}{2}$

این * همواره در صورتی که e_b در حد $e_{b,lim}$ باشد
 مرکز پلاستیک: نقطه ایست که برآیند نیروهای وارد بر مقطع بر آن اثر می کند.
 برای مقطع مستطیلی با نوکلاگذاری متناوب رابطه زیر پیشنهاد شده است.
در مصالح متناوب مرکز پلاستیک رابطه ایست که در سطح مقطع صدق کند
 صدق می کند

خاصیت ستون در $(e_b < e)$ که چگالی با
 یکدیگر متناسب است یعنی برای شروع می شود
 با صدق کنترل تنش $(e_b > e)$ که چگالی
 با صدق شدن نشان بخورد یعنی به خوردگی می رسد.

M_{cr} و صدق نیروی تنش که در سطح با خوردگی
 بر سطح محوری تحمل می کند



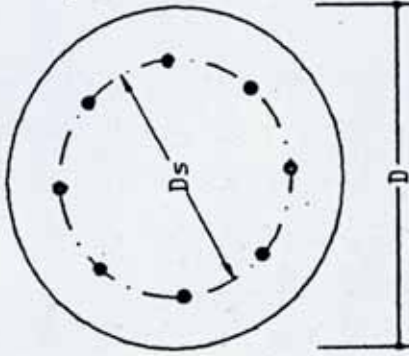
$e = \frac{M}{P}$
 یعنی M کوچک است و $e_b > e$
 رفتار از سطح تنش $e_b > e$ خواهد بود

یعنی M بزرگ است و $e_b < e$
 بزرگ است و برای ما ضریب $e_b < e$
 احتمال دارد که بر سطح تنش $e_b < e$
 باشد

نمادها:

- A_g (mm²) = سطح مقطع فولاد کششی
- A'_s (mm²) = سطح مقطع فولاد فشاری
- e_b (mm) = ارتفاع بلوک تنش مستطیلی
- A_g (mm²) = سطح مقطع ستون
- b (mm) = عرض مقطع
- d (mm) = ارتفاع مؤثر مقطع
- e (mm) = خروج از مرکزیت
- e_b (mm) = خروج از مرکزیت متداول
- f_y (N/mm²) = مقاومت فشاری بتن
- f_{cd} (N/mm²) = مقاومت جاری شدن فولاد
- f_y (N/mm²) = تنش جاری شدن فولاد کششی
- M_u (KN.m) = لنگر خمشی ضریبدار
- M_k (KN.m) = لنگر خمشی نهایی
- N_p (N) = بار محوری مقاوم نهایی ($M_k = 0$)
- N_p (N) = ظرفیت محوری ستون
- N_{hb} (N) = فشار محوری متداول
- N_u (N) = بار محوری ضریبدار
- S (mm) = فاصله خاموت
- X_b (mm) = فاصله دورترین تارهای کششی
- ρ = ضریب بارگذاری

رابطه وبتی برای مقاطع دایره



$$N_r = 0.85 f_{cd} \cdot D^2 \left[\sqrt{\left(\frac{0.85e}{D} - 0.38\right)^2 + \frac{\rho_g \cdot m \cdot D_s}{2.5D}} - \left(\frac{0.85e}{D} - 0.38\right) \right]$$

$$\rho_g = \frac{A_s + A_s'}{A_g} \quad m = \frac{f_{yd}}{0.85 f_{cd}}$$

$e < e_b$ (ناحیه کنترل فشار)

در این حالت زمان گسیختگی بتن فرارسیده ولی فولاد هنوز جاری نشده است.

-2-

$$f_s = 600 \frac{d \cdot x}{x} \quad \alpha = \beta_1 x$$

* عدد حدسی است (از روی آزمون تصحیح تجربی شود)

- 1) $N_{rm} = 0.85 f_{cd} \cdot a \cdot b + A_s' f_{yd} - A_s f_s$ رانز (1) بدستی آوریم، e را از (3) بدستی آوریم. در رابطه (2) برای m می‌نیم. از برابر e' رابطه (2) بند. x صسی را عوض می‌نیم. e' بدستی کنیم تا حدود e با هم برابر شود
- 2) $N_{rm} e' = 0.85 f_{cd} \cdot a \cdot b \left(d - \frac{a}{2}\right) + A_s' f_{yd} (d - d')$
- 3) $e' = e + d - \frac{h}{2}$

- کنترل جاری شدن فولاد

$$0.003 \left(\frac{x - d'}{x}\right) > \frac{f_y}{E_s}$$

$$e_b = (0.2 + 0.77 \rho_g m) h$$

$$m = \frac{f_{yd}}{0.85 f_{cd}}, \quad \rho_g = \frac{A_s + A_s'}{b \cdot h}$$

برای مقطع دایره 8

$$e_b = (0.24 + 0.39 \rho_g m) D$$

نظر: D

با توجه به e_b بدست آمده یک مقدار N_{rm} وجود دارد که در سه مرحله مورد بررسی قرار میگیرد.

$e \geq e_b$ (ناحیه کنترل کشش)

در این حالت قبل از خراب شدن ستون فولاد کششی جاری شده و مقادیر N_{rm} , a از رابطه زیر بدست می‌آید

$$\begin{cases} N_{rm} = 0.85 f_{cd} a \cdot b + (A_s - A_s') f_{yd} & N_{rm}, a = ? \\ N_{rm} e' = 0.85 f_{cd} a \cdot b \left(d - \frac{a}{2}\right) + A_s' f_{yd} (d - d') \\ e' = e + \frac{d - d'}{2} \end{cases}$$

رابطه وبتی برای مقاطع مستطیل 8

$$N_r = 0.85 f_{cd} \cdot b \cdot d \cdot x$$

$$\left\{ -\rho + 1 - \frac{e'}{d} + \sqrt{\left[1 - \frac{e'}{d}\right]^2 + 2\rho} \left[(m-1) \left(1 - \frac{d'}{d}\right) + \frac{e'}{d} \right] \right\}$$

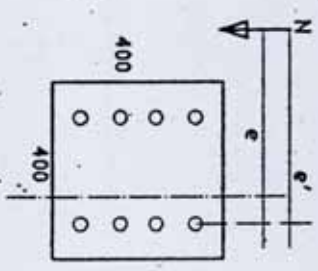
$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad m = \frac{f_{yd}}{0.85 f_{cd}} \quad e' = e + d - \frac{h}{2}$$

مثال: نیروی محوری ستون زیر را با $e=250$ mm و $e=50$ mm بدست

آرید.

$f_c=24, f_y=240$ N/mm².

$A_s=A'_s=4\bar{\phi}28=2460$ mm²



-1

الف $\rightarrow x_b = \frac{600 \times 350}{600 + 240} = 250, f_c < 30 \Rightarrow \beta_1 = 0.85$

$a_b = 0.85 \times 250 = 212.5$ mm

ب $\rightarrow N_{rb} = 0.85 \times 0.6 \times 24 \times 400 \times 212.5$

$+ 2460(0.85 \times 240 - 0.85 \times 0.6 \times 24) - 0.85 \times 240 \times 2460$

$N_{rb} = 1010289.6$

ج $\rightarrow 1010289.6 \times e_p = 0.85 \times 0.6 \times 24 \times 400 \times 212.5 \left[200 - \frac{212.5}{2} \right]$

$+ 2460(0.85 \times 240 - 0.85 \times 0.6 \times 24)(200 - 50) + 0.85 \times 240 \times 2460(150)$

$U = 350 - \frac{350 - 50}{2} = 200$

$\Rightarrow e_p = 238$ mm

رابطه ریتش برای مقطع مستطیل 8

$$N_{rn} = \frac{bh f_{cd}}{3\beta_1 e + 1.18 \frac{e}{d - d'}} + \frac{A'_s f_y d}{d - d' + 0.5}$$

رابطه ریتش برای مقاطع دایره 8

$$N_{rn} = \frac{A_g \cdot f_{cd}}{0.6 D e + 1.18 \frac{3e}{D_s} + 1} + \frac{A'_s f_y d}{D_s + 1}$$

$A_g + A'_s = A_{s1}$

$e < e_b$

در این حالت تمام آرمانورها تحت فشار هستند. (فرض ساده)

-2

$$\begin{cases} N_{rn} e' = 0.85 f_{cd} b h \left(d - \frac{h}{2} \right) + A_{s1} f_y d (d - d') \\ N_{rn} = 0.85 f_{cd} b h + A'_s f_y d + A_s f_y \\ e' = e + d - \frac{h}{2} \end{cases} \rightarrow N_{rn}, f_s = ?$$

این رابطه حالت $e < e_b$ بودیم رسیدن را در رابطه بعدی کنیم. توضیح: f_s بدست آمده از رابطه بالا اگر منفی گردد آرمانورها تحت کشش هستند.

کلیه N_{rn} های بدست آمده باید کمتر از $N_{rn \max}$ باشند.

$N_{r0} = 0.85 f_{cd} (A_g - A_{s1}) + A_{s1} f_y d$

برای ستونها با تنگ بسته

$N_{rn} \leq N_{rn \max} = \begin{cases} 0.85 N_{r0} \\ 0.85 N_{r0} \end{cases}$

برای ستونها با تنگ دوربندج

0.8

که از فرمول زیر بدست می آوریم باید با e' بالا (300) برابر باشد در غیر اینصورت x دیگری حدس می زنیم و از ابتدا مراحل بالا را شروع می کنیم تا $e' = e'_{گردد}$.

$$e' = \frac{0.85 \times 0.6 \times 24 \times 212.5 \times 400 \left(350 - \frac{212.5}{2} \right) + 2460 \times 240 \times 0.85 (350 - 50)}{951840}$$

$$e' = 424.6$$

خلاصه محاسبات را در جدول زیر ارائه می کنیم

x	a	f_s	N_{rn}	e'
250	212.5	240	951840	424.6
300	255	100	1504320	284.7
270	229.5	177.78	1188133.2	349.2
280	238	150	1298088	323.34
291	247.35	121.65	14136066	300.39
291.2	247.52	121.15	1415668.92	300 ok

$$300 = e' = 300$$

$$\Rightarrow N_{rn} = 1415668.92 \text{ N} = 1415.669 \text{ KN}$$

$$N_{rn} = 1371.475 \text{ KN}$$

از رابطه وبتی

- جاری شدن فولاد

$$0.003 \left(\frac{291.2 - 50}{291.2} \right) > \frac{240}{2.1 \times 10^6}$$

$$0.00248 > 0.0011$$

$$250 > 238 - 2$$

$$N_{rn} = 0.85 \times 0.6 \times 24 \times 400 \times a + 0 \Rightarrow a = \frac{N_{rn}}{4896}$$

$$e' = 250 + \frac{350 - 50}{2} = 400$$

$$N_{rn} \times 400 = 0.85 \times 0.6 \times 24 \times \frac{N_{rn}}{4896} \times 400 \left(350 - \frac{N_{rn}}{2 \times 4896} \right) +$$

$$\left\{ 2460 \times 0.85 \times 240 (350 - 50) \right.$$

$$\rightarrow N_{rn} = 993800 \text{ N} \quad \text{از رابطه وبتی} \Rightarrow N_{rn} = 975254 \text{ N}$$

$$N_{r_s} = 0.85 \times 0.6 \times 24 (400 \times 400 - 2 \times 2460)$$

$$+ 2 \times 2460 \times 0.85 \times 240 = 2901.86 \text{ KN}$$

$$993.8 \text{ KN} < 0.8 \times 2901.86 = 2321.49 \text{ KN}$$

OK

$$e = 150 \text{ حالت دوم}$$

$$238 > 150$$

$$250 = x \text{ حدس می زنیم}$$

$$f_s = 600 \times \frac{350 - 250}{250} = 240$$

$$a = 0.85 \times 250 = 212.5$$

$$N_{rn} = 0.85 \times 0.6 \times 24 \times 212.5 \times 400 + 2460 \times 0.85 \times 240 - 2460 \times 240$$

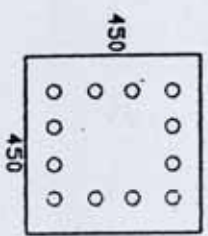
$$N_{rn} = 951840$$

$$e' = 150 + 350 - \frac{400}{2} = 300 \text{ mm}$$

4- مقدار $\frac{e}{h}$ را بدست آورید.

5- با توجه به $\frac{e}{h}$ و مقدار مصرفی آرمانور از نمودار متوسطه مقدار $\frac{N_u}{\phi_e f_c b h}$ را بدست آورده و از آنجا مقدار N_u را بدست آورید.

مثال (مطابق نسبت تعیین مقاومت ستون داده شده با استفاده از منحنی های اثر متقابل)



-1

2- احتیاج به اصلاح m_p نیست.

$$m_p = \frac{3060}{450 \times 450} = 0.0151$$

3- $\gamma = \frac{450-50}{450} = 0.88 \approx 0.9$

-4

5- با استفاده از نمودار 118 و با توجه به $\frac{e}{h} = 1$ و $m_p = 0.0151$ میان مقدار $\frac{N_u}{\phi_e f_c b h} = 0.1 \Rightarrow N_u = 0.1 \times 0.6 \times 28 \times 450 \times 450$

را بدست آورد.

$N_u = 340200 \text{ N}$

$e_g = 248.68 \text{ mm}$

$N_{rn} = 535093.02$

$A_g = A'_g = \frac{3060}{2}$

2- $e = 50$

$50 < 238$

$e' = 50 + 350 - \frac{400}{2} = 200$

$N_{rn} \cdot 200 = 0.85 \times 0.6 \times 24 \times 400 \times 400 \left[350 - \frac{400}{2} \right]$

$+ 2460 \times 0.85 \times 240 \quad (350 - 50)$

$N_{rn} = 2221.56 \text{ KN}$

$2221.56 \times 10^3 = 0.85 \times 0.6 \times 24 \times 400 \times 400 + 2460 \times 0.85 \times 240 + 2460 f_s$

$f_s = -97 \text{ N/mm}^2$

چون f_s منفی شده پس باید از حالت $e_b < e$ حل شود مراحل حل مانند $e = 150$

«طراحی ستون با استفاده از نمودارهای اثر متقابل»

- طراحی ستون تحت بار محوری

- بدست آوردن مقاومت ستون توسط نمودارهای اثر متقابل

الگوریتم

1- نسبت آرمانور مصرفی را بدست آورید

$m_p = \frac{A_g}{A_s}$

2- اگر f_y بنفیر از 400 N/mm^2 بود مقدار m_p را اصلاح کنید

$f_y \neq 400$

$m_p = m_p \times \frac{f_y}{400}$

3- γ را بدست آورید

$\gamma = \frac{d-d'}{h}$

طراحی ستون تحت بار محوری و لنگر خمشی

$$M_u, N_u$$

$$N_u = 200 \text{ KN}$$

$$M_u = 250 \text{ KN.m}$$

$$f_c = 28 \text{ N/mm}^2$$

$$f_y = 280 \text{ N/mm}^2$$

حدس مقطع $40 \times 40 \text{ (cm}^2)$

$$\gamma = \frac{350-50}{400} = 0.75$$

می توانیم از طریق انترپوله نمودن مقادیر $\frac{N_r}{f_{cd} \cdot bh}$ و $\frac{M_r}{f_{cd} \cdot bh^2}$

در اینجا، $\gamma = 0.8$ قرار داده و از نمودار 114 استفاده می کنیم.

$$\frac{N_r}{f_{cd} \cdot bh} = \frac{200 \times 10^3}{0.6 \times 280 \times 400^2} = 0.074$$

$$\frac{M_r}{f_{cd} \cdot bh^2} = \frac{250 \times 10^6}{0.6 \times 280 \times 400^3} = 0.232$$

از محل برخورد این دو مقدار روی منحنی 114 مقدار ρ بدست می آید.

$$\rho = 0.58$$

$$m = \frac{f_{yd}}{0.85 f_{cd}} = \frac{0.85 \times 280}{0.85 \times 0.6 \times 28} = 16.67$$

$$\rho = \frac{0.58}{16.67} = 0.035$$

$$\Rightarrow \rho = \frac{A_{s1}}{A_g} \Rightarrow A_{s1} = 0.035 \times 400^2 = 5600$$

$$\Rightarrow \text{USE } 12 \bar{\phi} 25 = 5892 \text{ mm}^2$$

مثال ۲) مطلوبست طراحی ستون زیر تحت بارهای وارده

$$N_D = 1200 \text{ KN} \quad f_c = 28 \text{ N/mm}^2$$

$$N_1 = 900 \text{ KN} \quad f_y = 320 \text{ N/mm}^2$$

$$N_u = 1.25 N_D + 1.5 N_1$$

$$N_u = 1.25 \times 1200 + 1.5 \times 900 = 2850 \text{ KN}$$

$$N_{r_{max}} = 0.8 [0.85 f_{cd} A_g + A_{s1} (f_{yd} - 0.85 f_{cd})]$$

$$2850 \times 10^3 = 0.8 [0.85 \times 0.6 \times 28 \times 450^2 + A_{s1} (0.85 \times 320 - 0.85 \times 0.6 \times 28)]$$

$$\Rightarrow A_{s1} = 26598 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{USE } 8 \bar{\phi} 22 = 3040 \text{ mm}^2$$

$$\text{درصد مصرفی آرماتور} = \frac{3040}{450^2} = 0.01501 < 0.08$$

درصد مصرفی آرماتور باید کمتر از 8% باشد.

* طراحی تنگ: برای تنگ معمولاً از $\bar{\phi} 10$ یا $\bar{\phi} 12$ استفاده می کنیم.

* طبق آیین نامه حداکثر فاصله تنگها 16 برابر قطر میلگرد طولی یا 48 برابر قطر

میلگرد تنگ می باشد. یا 300 mm می باشد (Min) (تقریباً)

$$S = 16 \times 22 = 352 \text{ mm}$$

$$S = 48 \times 10 = 480 \text{ mm}$$

اگر از تنگ $\bar{\phi} 10$ استفاده کنیم

ما در اینجا 300 mm را انتخاب می کنیم

$$4n - 4 = 8$$

$$n = 3$$

تعداد آرماتور در هر طرف

$$S = \min \begin{cases} 16 \phi \\ 48 \phi_t \\ 300 \text{ mm} \end{cases}$$

(تقریباً)

$$A_s = 8\phi 28 = 4928 \text{ mm}^2$$

$$600 \text{ KN} > 0.1 f_{cd} b h$$

$$600 \text{ KN} > 0.1 \times 0.6 \times 28 \times 350 \times 400 \times 10^{-3} = 235.2 \text{ KN}$$

کنترل N_u -

نیاز بر روی سازه
- تعیین γ

$$\gamma = \frac{350 \cdot 50}{400} = 0.75$$

- تعیین درصد فولاد

$$\rho = \frac{A_s}{A_g} = \frac{4928}{350 \times 400} = 0.0352$$

$$\eta \rho = \frac{0.85 \times 400}{0.6 \times 0.85 \times 28} \times 0.0352 = 0.84$$

تعیین N_{rx}

$$\left\{ \begin{aligned} \frac{e_x}{h} = \frac{M_{rx}}{N_{u,x} \cdot h} &= \frac{215 \times 10^6}{600 \times 10^3 \times 400} = 0.896 \\ \eta \rho &= 0.84 \end{aligned} \right.$$

از روی نمودار 119

$$\Rightarrow \frac{N_{rx,0}}{f_{cd} b h} = 0.3 \Rightarrow N_{rx,0} = 0.3 \times 0.6 \times 28 \times 350 \times 400 \times 10^{-3} = 705.6 \text{ KN}$$

تعیین N_{ry}

$$\left\{ \begin{aligned} \frac{e_y}{h} = \frac{M_{ry}}{N_{u,y} \cdot h} &= \frac{145 \times 10^6}{600 \times 10^3 \times 350} = 0.69 \\ \eta \rho &= 0.84 \end{aligned} \right.$$

کنترل $N_{T,max}$

$$N_{T,max} = 0.8 [0.85 \times 0.6 \times 28 \times 400^2 + 5892 (0.85 \times 280 - 0.6 \times 28)]$$

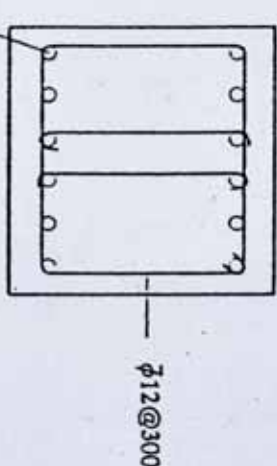
$$N_{T,max} = 2870.49 \text{ KN} \gg 200 \text{ KN}$$

طراحی خاموت :

$$\left\{ \begin{aligned} 16 \times 25 &= 400 \text{ mm} \\ 48 \times 12 &= 576 \text{ mm} \end{aligned} \right.$$

اگر از $\phi 12$ استفاده کنیم

فاصله تنگ با خاموتها 300 mm میگذاریم که در محل وصله تیر به ستون به $\frac{2}{3}$ این مقدار کاهش می یابد.



طبیعی است این نام صلاحتی باشد
سنگی 16 برابر قطر ستون در طول
یا 48 برابر قطر ستون است
انت
تنگ ← ضایع

مثال 4) مطابقت کنترل مقطع نشان داده شده تحت بارگذاری زیر (بخش در محوره)

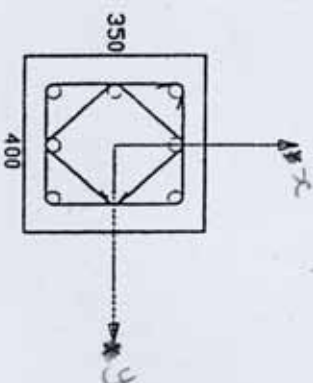
(محور مشخصات دلخواه)

$$f_c = 28, f_y = 400 \text{ N/mm}^2$$

$$N_u = 600 \text{ KN}$$

$$M_x = 215 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 145 \text{ KN.m}$$





M_{ux}
 M_{uy}
 P_u
 $e_x > e_y$
 $e_x > h/6$

درجه بندی

$$e_x = e_x + e_y \times \frac{h}{6}$$

$e' = m \rightarrow \dots$
 $P_u \rightarrow \dots$
 $\left(\frac{M_{ux}}{P_u} \right) + \left(\frac{M_{uy}}{P_{uy}} \right) \leq 1$

$$a = 1.66 \frac{P_u}{P_u} + 0.67 \quad \bar{P}_u = bh \cdot \rho_c f_c + A_s \rho_s f_s$$

$\bar{M}_{ux} \rightarrow \dots$
 که مقدار آن را در جدول پیدا کنیم

$$x < \rho_c A_s \rightarrow \dots \rightarrow e \rightarrow \bar{M} = e P$$

\bar{M}_{ux}

$$\rightarrow \frac{N_{ry}}{f_{cd} \cdot b \cdot h} = 0.38 \Rightarrow N_{ry} = 0.38 \times 0.6 \times 28 \times 400 \times 350 \times 10^{-3} = 894 \text{ KN}$$

تعیین N_{ry}

$$N_{r_s} = 0.85 f_{cd} \cdot A_g + A_s (f_{yd} - f_{cd})$$

$$N_{r_s} = [0.85 \times 0.6 \times 28 \times 350 \times 400 + 4928 (0.85 \times 400 - 0.6 \times 28)] \times 10^{-3}$$

$$N_{r_s} = 3592 \text{ KN}$$

تعیین N_{rxy}

$$\frac{1}{N_{rxy}} = \frac{1}{N_{rx}} + \frac{1}{N_{ry}} - \frac{1}{N_{r_s}}$$

$$\frac{1}{N_{rxy}} = \frac{1}{705.6} + \frac{1}{894} - \frac{1}{3675.7} \Rightarrow N_{rxy} = 443 < 600 \text{ KN}$$

کنترل بالا نشان میدهد که ابعاد مقطع و مقادیر فولاد برای این بارگذاری کم است.

نمادها:

سطح ساق خاموت $= A_s (\text{mm}^2)$

سطح منقطع خاموت $= A_v (\text{mm}^2)$

عرض منقطع $= b (\text{mm})$

عرض منقطع تیر T شکل $= b_w (\text{mm})$

ارتفاع مؤثر منقطع $= d (\text{mm})$

مقاومت فشاری بتن $= f_c (\text{N/mm}^2)$

مقاومت جاری شدن فولاد $= f_y (\text{N/mm}^2)$

فاصله خاموت $= S (\text{mm})$

نیروی برش مقاوم بتن $= V_c (\text{N})$

مقاومت برش نهایی $= V_r (\text{N})$

نیروی برش کل $= V_s (\text{N})$

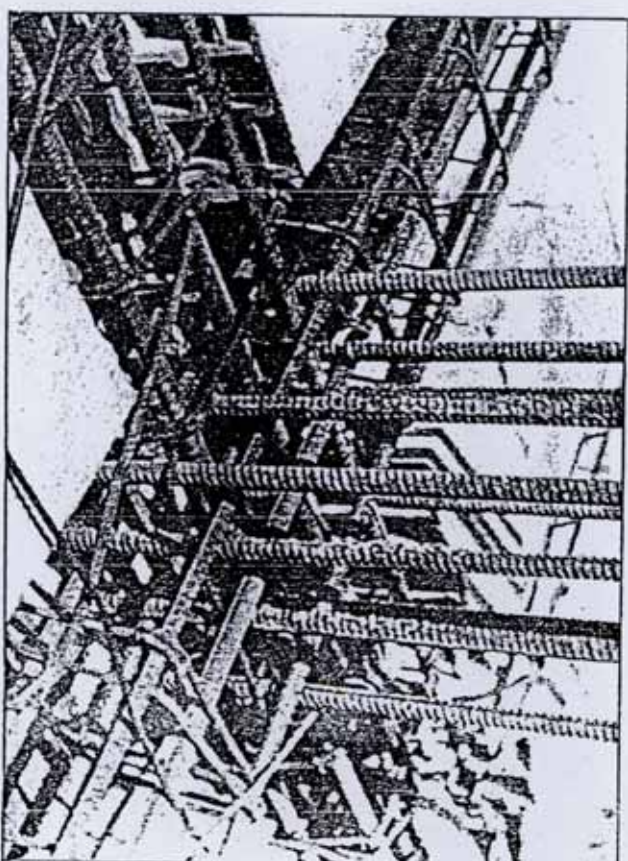
نیروی برشی نهایی ضررینماز $= V_u (\text{N})$

ضریب تقلیل بتن $= \phi_c = 0.6$

ضریب تقلیل فولاد $= \phi_s = 0.85$

۱- طراحی تیر برای برش

The design of Beam for shear



-4

مقدار زیر را کنترل کنید

$$V_s < 0.4\phi_c \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \Rightarrow S_{max} = \min \left\{ \frac{d}{2}, 600 \right\}$$

$$V_s > 0.4\phi_c \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \Rightarrow S = \min \left\{ \frac{d}{4}, 300 \right\}$$

-5- آرمانتور برشی min را محاسبه نمایید

$$\frac{A_v}{S_{min}} = 0.35 \frac{b_w}{f_y \cdot d}$$

-6- آرمانتورهای برشی را محاسبه نمایید (معمولاً برای خاموت از $\Phi 10$ یا $\Phi 12$ استفاده می‌کنند)

$$\text{نام} \quad \frac{A_v}{S} = \frac{V_s}{f_y \cdot d} > \frac{A_v}{S_{min}} \Rightarrow S = \frac{A_v}{0.85}$$

$$\text{مایل} \quad \frac{A_v}{S} = \frac{V_s}{f_y \cdot d (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$A_s = 5 \phi 28$$

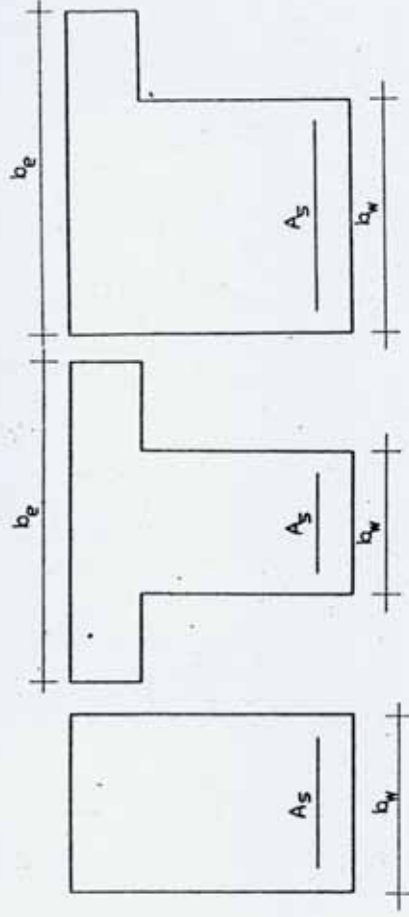
$$A_s = 3 \phi 12$$

$$f_c = 21 \text{ N/mm}^2$$

$$f_y = 300 \text{ N/mm}^2$$

$$w_u = 60 \text{ KN/m}$$

$$l = 6 \text{ m}$$



الگوریتم

1- نیروی برشی مقاوم بتن را بدست آورید.

$$V_c = 0.2\phi_c \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

2- رابطه زیر را کنترل کنید.

$$\frac{V_c \leq V_u \leq V_c}{2} \Rightarrow \frac{A_v}{S} = 0.35 \frac{b_w}{f_y}$$

$$V_u > V_c \Rightarrow$$

آرمانتور برشی احتیاج داریم

و به گام 3 بروید

3- اگر $V_u > V_c$ باشد

$$V_s = V_u - V_c \leq 4V_c \Rightarrow$$

ابعاد خورست و به گام 4 بروید

$$V_s > 4V_c \Rightarrow$$

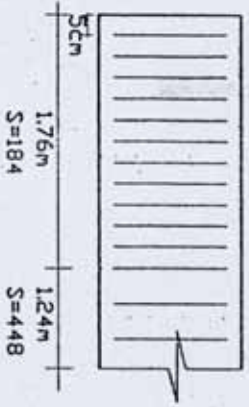
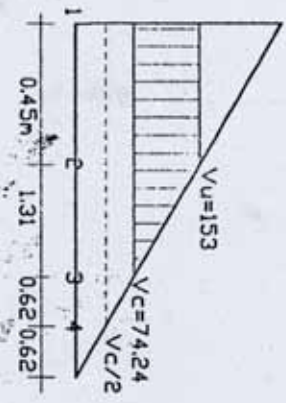
باید ابعاد بزرگتر شود و از گام 1 شروع کنید

6- از $\phi 10$ و قائم استفاده می‌کنیم

$$\frac{A_v}{S} = \frac{78.76 \times 10^3}{(0.85 \times 300) \times 450} = 0.68 > \frac{A_v}{S_{min}} \Rightarrow S = \frac{2 \times 78.5}{0.85} = 184 \text{ mm}$$

$$S_{max} = \frac{2 \times 78.5}{0.85} = 448 \text{ mm}$$

شکل برای خاموش‌گذاری



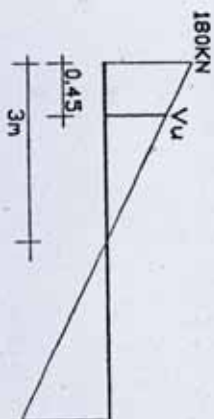
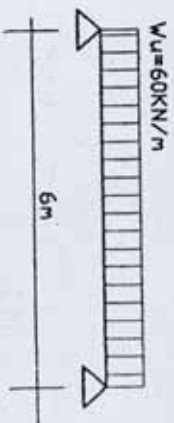
توضیح: در فاصله 1 تا 3 به سبک‌برد برشی با خاموش احتیاج داریم.

در فاصله 3 تا 4 به خاموش احتیاج نداریم که معمولاً آسانور حداقل

($\phi 6$) می‌گذاریم.

فاصله‌ها را هم از نشانه مثلثها بدست آورید.

$$\frac{V_u}{3 - 0.45} = \frac{180}{3} \Rightarrow V_u = 153 \text{ KN}$$



-1

$$V_c = 0.2 \times 0.6 \sqrt{21} \times 300 \times 450 \times 10^{-3} = 74.24 \text{ KN}$$

-2

$$153 > 74.24 \Rightarrow \text{آسانور برشی احتیاج داریم}$$

-3

$$V_s = 153 - 74.24 = 78.76 < 4 \times 74.24 \text{ ابعاد خورسست}$$

-4

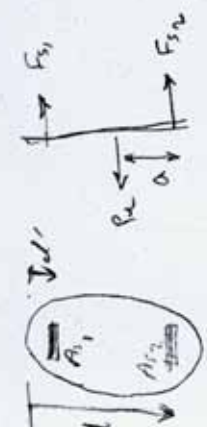
$$0.4 \times 0.6 \times \sqrt{21} \times 300 \times 450 \times 10^{-3} = 148.5 \text{ KN} > V_s$$

$$\Rightarrow S = \begin{cases} \frac{450}{2} \\ 600 \end{cases} \Rightarrow S = 225 \text{ mm}$$

-5

$$\left[\frac{A_v}{S_{min}} \right] = 0.35 \times \frac{300}{300} = 0.35$$

مقطع عرضی



$$A_{s1} = \frac{N_u - A_{s1} p_{s1}}{p_{s2}}$$

$$A_{s2} = \frac{N_u \alpha}{p_{s1}(d-d')}$$

$$A_{s1} p_{s1} - A_{s2} p_{s2} - F_{nc} p_{i,c}$$

$$M_1 - F_{s1}(d-d') - F_{s2} \alpha d - \left(\frac{p_{i,c} \alpha}{2}\right) d = 0$$

$$A_{s1} = A_{s2}$$

$$A_{s1} = \begin{cases} A_{s1} + \frac{p_{i,c}}{p_{s1}} & \text{در صورت } p_{s1} < p_{i,c} \\ A_{s1} - \frac{p_{i,c}}{p_{s1}} & \text{در صورت } p_{s1} > p_{i,c} \end{cases}$$

مقطع عرضی کشش کامل ← من رابری

تفعل کشش ناقص ← صحت ساده

که اورت ← رینی

نارنگی ← رینی

کشش کشش کامل $\alpha < \alpha_c$ و $e > e_c$

کشش ناقص $\alpha > \alpha_c$ و $e < e_c$

نمودار کشش در حالت کشش ناقص و کشش کامل

فصل سوم :

برش

۷) طراحی برشی و چسبی مقطع مستطیلی خمشی تحت محبت انهم

۱) مقدار نیروهای برشی V_u و چسبی T_u را تحت بحرانی ترین حالت بارگذاری بدست می آوریم.

۲) طبق بند ۹-۱۲-۷ (در صورتیکه مقدار T_u از مقدار $0.25T_{cr}$ کمتر باشد طراحی برای چسب ضرورتی ندارد مقدار T_{cr} از رابطه زیر بدست می آید.

$$T_{cr} = 2 \left(\frac{A_c^2}{P_c} \right) \omega_c \quad \omega_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} \quad \begin{matrix} A_c \text{ مساحت کلی مقطع تکی (mm}^2\text{)} \\ P_c \text{ محیط خارجی مقطع تکی (mm)} \end{matrix}$$

۳) ابعاد مقطع طبق بند ۹-۱۲-۱۰ باید از حداقل برش و چسب رابطه زیر اضاغ نماید در غیر اینصورت باید اجزای را در

$$\frac{V_u}{b_w d} + \frac{T_u P_h}{1.7 A_{oh}^2} \leq 0.25 \phi_c f_c \quad \begin{matrix} P_h \text{ محیط سطح محصور شده توسط} \\ \text{محورهای اضلاع قائم الیه} \end{matrix}$$

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d} \right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1.7 A_{oh}^2} \right)^2} \leq 0.25 \phi_c f_c \quad \begin{matrix} \text{پیشتر نیروی در مقطع (mm)} \end{matrix}$$

A_{oh} مساحت سطح محصور شده توسط محورها اضلاع قائم الیه چسب نیروی در مقطع (mm²)

۴) طبق بند ۹-۱۲-۸ و ۹-۱۲-۸-۳ (در صورتیکه شرط ۱ و ۲، ۳، ۲، ۱ سطح ساق قائم الیه و سطح آرمانی طولی مورد نیاز برای مقاومت در مقابل چسب به صورت زیر می باشد)

$$A_t = \frac{T_u}{s} \quad \begin{matrix} A_t \text{ سطح تک ساق قائم الیه} \\ s \text{ فاصله قائم الیه} \end{matrix}$$

$$A_e = \frac{A_t}{s} P_h \quad \begin{matrix} A_e \text{ سطح مقطع کل آرمانی طولی برابر چسب} \end{matrix}$$

Subject:

YEAR: MONTH: Day:

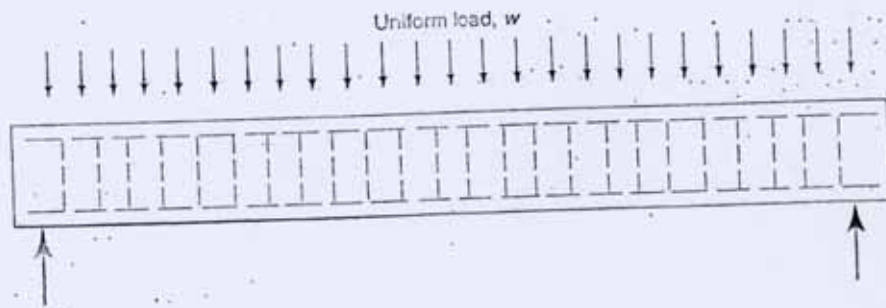
کتاب ۱-۲-۴-۱۲-۹ طبق بند ۱ سطح درستی ضايعت برای مقاومت در مقابل برش از رابطه زیر قابل محاسبه است.

$$V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} b_w d$$

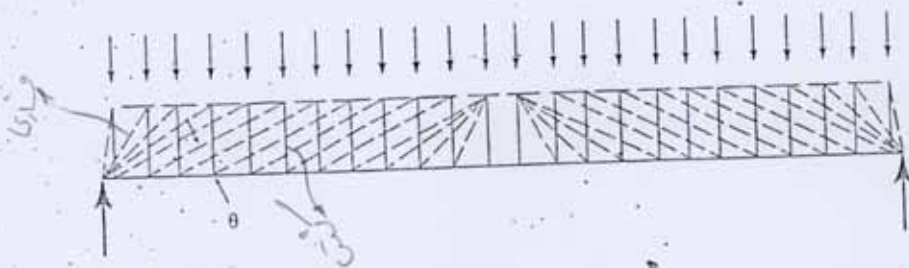
$$\left\{ \begin{array}{l} V_u > V_c \rightarrow V_s = V_u - V_c \\ V_u < V_c \rightarrow V_s = 0 \end{array} \right. \rightarrow \frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{(\phi_s f_y) d}$$

کتاب ۴-۳-۶-۱۲-۹ طبق بند ۴ سطح درستی ضايعت لازم برای اثر مشترک برش و خم از رابطه زیر بدست می آید.

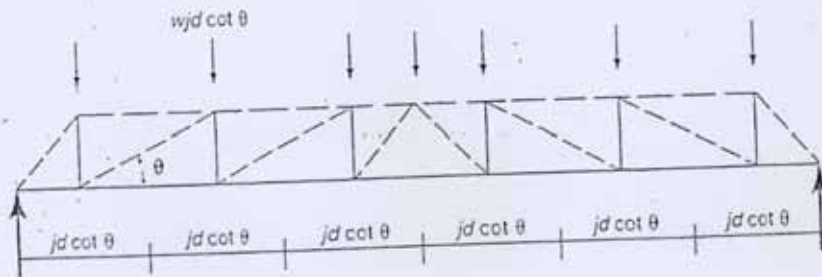
$$\frac{A_{tv}}{s} = 2 \frac{A_t}{s} + \frac{A_v}{s} > \left(\frac{A_{tv}}{s} \right)_{min} = 0.35 \frac{b_w}{f_y}$$



(a) Beam and reinforcement



(b) Truss model



(c) Statically determinate truss

Fig. 6-24
Truss model for design.
From Collins/Mitchell, *Prestressed Concrete Structures*,
(c) 1990, p. 339, [6-13]
Reprinted by permission of
Prentice Hall, Upper Saddle
River, New Jersey.)

Internal Forces in the Plastic-Truss Model

If we consider the free-body diagram cut by section A-A parallel to the diagonals in the compression field region in Fig. 6-25a, the entire vertical component of the shear force is resisted by tension forces in the stirrups crossing this section. The horizontal projection of section A-A is $jd \cot \theta$, and the number of stirrups it cuts is $jd \cot \theta / s$. The force in one stirrup is $A_v f_y$, which can be calculated from

$$A_v f_y = \frac{V_s}{jd \cot \theta} \quad (6-10)$$

The free body shown in Fig. 6-25b is cut by a vertical section between G and J in Fig. 6-20b. Here, the vertical force, V , acting on the section must be resisted by an inclined compressive force $D = V \sin \theta$ in the diagonals (Fig. 6-25c). The width of the diagonals is $jd \cos \theta$, as shown in Fig. 6-25b, and the average compressive stress in the diagonals is

$$f_2 = \frac{V}{b_w jd \cos \theta \sin \theta} \quad (6-11a)$$

11.5 Interface shear transfer

11.5.1 General

A crack shall be assumed to occur along the shear plane and relative displacement shall be considered to be resisted by cohesion and friction maintained by the shear friction reinforcement crossing the crack. The factored shear stress resistance of the plane shall be computed from

$$\phi_v v_r = \lambda \phi_c (c + \mu \sigma) + \phi_s \rho_v f_y \cos \alpha_f \quad \left. \begin{array}{l} \phi_c = 0.65 \\ \phi_s = 0.85 \end{array} \right\} \quad (11-24)$$

where the expression $\lambda \phi_c (c + \mu \sigma)$ shall not exceed $0.25 \phi_c f'_c$ and α_f is the angle between the shear friction reinforcement and the shear plane.

11.5.2 Values of c and μ

The following values shall be taken for c and μ :

- For concrete placed against hardened concrete with the surface clean but not intentionally roughened:
 $c = 0.25$ MPa
 $\mu = 0.60$
- For concrete placed against hardened concrete with the surface clean and intentionally roughened to a full amplitude of at least 5 mm:
 $c = 0.50$ MPa
 $\mu = 1.00$
- For concrete placed monolithically:
 $c = 1.00$ MPa
 $\mu = 1.40$
- For concrete anchored to as-rolled structural steel by headed studs or by reinforcing bars:
 $c = 0.00$ MPa
 $\mu = 0.60$

11.5.3 Alternative equation for shear stress resistance

For concrete placed monolithically or placed against hardened concrete with the surface clean and intentionally roughened to a full amplitude of at least 5 mm, the factored shear stress resistance may be computed using the following equation in lieu of Equation (11-24):

$$v_r = \lambda \phi_c k \sqrt{\sigma f'_c} + \phi_s \rho_v f_y \cos \alpha_f \quad (11-25)$$

where

$k = 0.5$ for concrete placed against hardened concrete
 $= 0.6$ for concrete placed monolithically

and the expression $\lambda \phi_c k \sqrt{\sigma f'_c}$ shall not exceed $0.25 \phi_c f'_c$ and α_f is the angle between the shear friction reinforcement and the shear plane.

11.5.4 Values of σ and ρ_v

The value of σ shall be computed as

$$\sigma = \rho_v f_y \sin \alpha_f + \frac{N}{A_g} \quad (11-26)$$

where

$$\rho_v = \frac{A_{vf}}{A_{cv}} \quad (11-27)$$

and N is the unfactored permanent load perpendicular to the shear plane, positive for compression and negative for tension.

11.5.5 Inclined shear friction reinforcement

In determining the area of inclined shear friction reinforcement to be used in Equation (11-27), only that reinforcement inclined to the shear plane at an angle, α_f , such that the shear force produces tension in the inclined reinforcement, shall be included.

11.5.6 Anchorage of shear friction reinforcement

The shear friction reinforcement shall be anchored on each side of the shear plane so that the specified yield strength can be developed.

CODE

COMMENTARY

11.6.4 — Shear-friction design method

11.6.4.1 — Where shear-friction reinforcement is perpendicular to the shear plane, V_n shall be computed by

$$V_n = A_{vf} f_y \mu \quad (11-25)$$

where μ is coefficient of friction in accordance with 11.6.4.3.

11.6.4.2 — Where shear-friction reinforcement is inclined to the shear plane, such that the shear force produces tension in shear-friction reinforcement, V_n shall be computed by

$$V_n = A_{vf} f_y (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \quad (11-26)$$

where α is angle between shear-friction reinforcement and shear plane.

In this equation, the first term represents the contribution of friction to shear-transfer resistance (0.8 representing the coefficient of friction). The second term represents the sum of the resistance to shearing of protrusions on the crack faces and the dowel action of the reinforcement.

When the shear-friction reinforcement is inclined to the shear plane, such that the shear force produces tension in that reinforcement, the nominal shear strength V_n is given by

$$V_n = A_{vf} f_y (0.8 \sin \alpha + \cos \alpha) + A_c K_1 \sin^2 \alpha$$

where α is the angle between the shear-friction reinforcement and the shear plane (that is, $0 < \alpha < 90$ degrees).

When using the modified shear-friction method, the terms $(A_{vf} f_y / A_c)$ or $(A_{vf} f_y \sin \alpha / A_c)$ should not be less than 200 psi for the design equations to be valid.

R11.6.4 — Shear-friction design method

R11.6.4.1 — The required area of shear-friction reinforcement A_{vf} is computed using

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi f_y \mu}$$

The specified upper limit on shear strength should also be observed.

R11.6.4.2 — When the shear-friction reinforcement is inclined to the shear plane, such that the component of the shear force parallel to the reinforcement tends to produce tension in the reinforcement, as shown in Fig. R11.6.4, part of the shear is resisted by the component parallel to the shear plane of the tension force in the reinforcement.^{11,46}

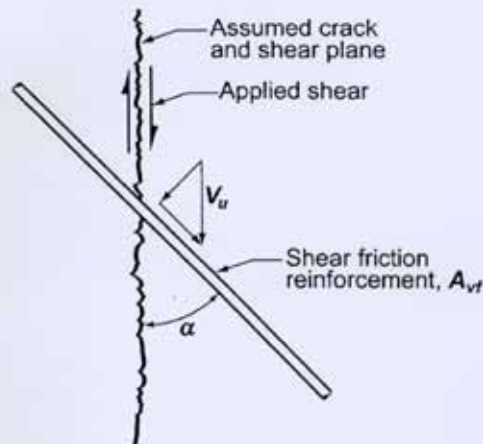


Fig. R11.6.4—Shear-friction reinforcement at an angle to assumed crack.

CODE

COMMENTARY

11.6.4.3 — The coefficient of friction μ in Eq. (11-25) and Eq. (11-26) shall be taken as:

- Concrete placed monolithically **1.4 λ**
- Concrete placed against hardened concrete with surface intentionally roughened as specified in 11.6.9 **1.0 λ**
- Concrete placed against hardened concrete not intentionally roughened **0.6 λ**
- Concrete anchored to as-rolled structural steel by headed studs or by reinforcing bars (see 11.6.10) **0.7 λ**

where $\lambda = 1.0$ for normalweight concrete and 0.75 for all lightweight concrete. Otherwise, λ shall be determined based on volumetric proportions of lightweight and normalweight aggregates as specified in 8.6.1, but shall not exceed 0.85.

11.6.5 — For normalweight concrete either placed monolithically or placed against hardened concrete with surface intentionally roughened as specified in 11.6.9, V_n shall not exceed the smallest of $0.2f'_c A_c$, $(480 + 0.08f'_c)A_c$ and $1600A_c$, where A_c is area of concrete section resisting shear transfer. For all other cases, V_n shall not exceed the smaller of $0.2f'_c A_c$ or $800A_c$. Where concretes of different strengths are cast against each other, the value of f'_c used to evaluate V_n shall be that of the lower-strength concrete.

11.6.6 — The value of f_y used for design of shear-friction reinforcement shall not exceed 60,000 psi.

11.6.7 — Net tension across shear plane shall be resisted by additional reinforcement. Permanent net compression across shear plane shall be permitted to be taken as additive to $A_{vf}f_y$, the force in the shear-friction reinforcement, when calculating required A_{vf} .

این ضلعی نسبت به برش قبل
مصعب شده است.

Equation (11-26) should be used only when the shear force component parallel to the reinforcement produces tension in the reinforcement, as shown in Fig. R11.6.4. When α is greater than 90 degrees, the relative movement of the surfaces tends to compress the bar and Eq. (11-26) is not valid.

R11.6.4.3 — In the shear-friction method of calculation, it is assumed that all the shear resistance is due to the friction between the crack faces. It is therefore necessary to use artificially high values of the coefficient of friction in the shear-friction equations so that the calculated shear strength will be in reasonable agreement with test results. For concrete cast against hardened concrete not roughened in accordance with 11.6.9, shear resistance is primarily due to dowel action of the reinforcement and tests^{11.47} indicate that reduced value of $\mu = 0.6\lambda$ specified for this case is appropriate.

The value of μ for concrete placed against as-rolled structural steel relates to the design of connections between precast concrete members, or between structural steel members and structural concrete members. The shear-transfer reinforcement may be either reinforcing bars or headed stud shear connectors; also, field welding to steel plates after casting of concrete is common. The design of shear connectors for composite action of concrete slabs and steel beams is not covered by these provisions, but should be in accordance with Reference 11.48.

R11.6.5 — These upper limits on shear friction strength are necessary as Eq. (11-25) and (11-26) may become unconservative for some cases. Test data^{11.49,11.50} on normalweight concrete either placed monolithically or placed against hardened concrete with surface intentionally roughened as specified in 11.6.9 show that a higher upper limit can be used on shear friction strength for concrete with f'_c greater than 4000 psi than was allowed before the 2008 revisions. In higher-strength concretes, additional effort may be required to achieve the roughness specified in 11.6.9.

R11.6.7 — If a resultant tensile force acts across a shear plane, reinforcement to carry that tension should be provided in addition to that provided for shear transfer. Tension may be caused by restraint of deformations due to temperature change, creep, and shrinkage. Such tensile forces have caused failures, particularly in beam bearings.

When moment acts on a shear plane, the flexural tension stresses and flexural compression stresses are in equilibrium. There is no change in the resultant compression $A_{vf}f_y$ acting across the shear plane and the shear-transfer strength is not changed. It is therefore not necessary to provide additional reinforcement to resist the flexural tension stresses, unless the required flexural tension reinforcement exceeds the amount

« مراحل طراحی نشیمن در بتن مسلح (دستگاه) »

گام ۱) تعیین نیروهای بحرانی V_u و N_u :

$$V_u = 1.25 V_D + 1.5 V_L$$

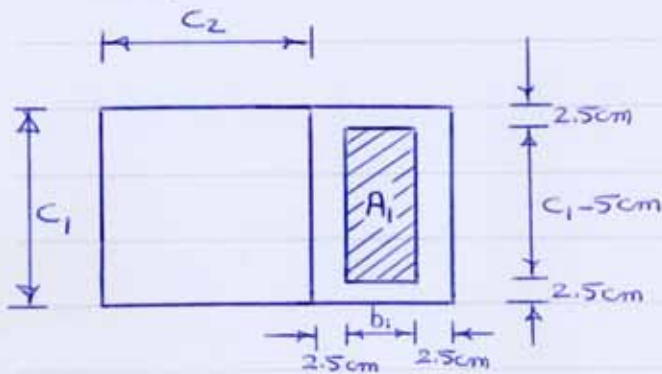
$$N_u = \text{Max} (0.2 V_u, 1.5 N)$$

$$N_u \leq V_u$$

(مورد ۹-۱۲-۱۵-۲-۲)

(مورد ۹-۱۲-۱۵-۱)

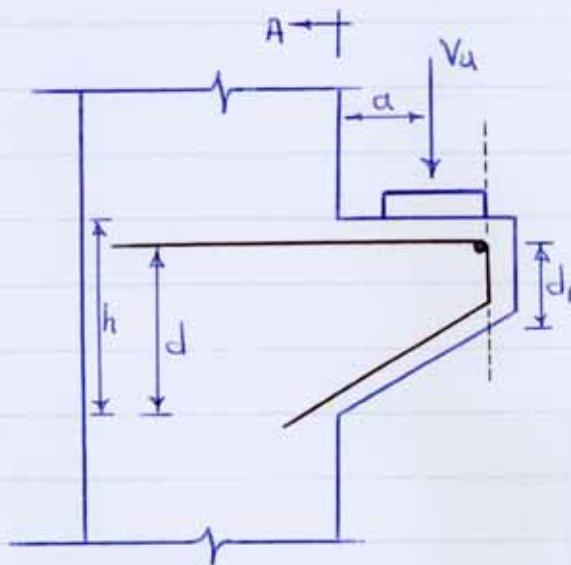
گام ۲) فرض ایجاد دستک :



۲-۱) ایجاد سطح انگاره

$$V_u = A_1 (\alpha_1 \phi_c f_c) \rightarrow b_1 \text{ انتخاب شود}$$

۲-۲) ایجاد d, h, d_1, h_1 :



الف) $\alpha = \frac{1}{2} (2.5 + b_1 + 2.5)$

ب)

$$V_{r_{\text{Max}}} = \text{Min} (6.5 \phi_c b_w d, 0.25 \phi_c f_c b_w d)$$

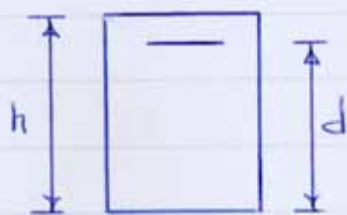
$$V_u = V_{r_{\text{Max}}} \quad (\text{مورد ۹-۱۲-۱۵-۲-۴})$$

h انتخاب شود $\rightarrow d$ انتخاب شود \rightarrow

ج) $d_1 \geq 0.5 d$

(مورد ۹-۱۲-۱۵-۱)

d_1 انتخاب شود \rightarrow



مقطع A

گام ۳) تعیین نیروی کمرانی M_u (سند ۹-۱۲-۱۵-۲-۴)

$$M_u = V_u \cdot a + N_u (h-d)$$

گام ۴) محاسبه ابعاد و مصالحه

الف) $A_{vf} = \frac{V_u}{\phi_s \mu f_y}$ (سند ۹-۱۲-۱۵-۲-۴)

ب) $a = \frac{A_f \times \phi_s \times f_y}{b(\alpha_1 \phi_c f_c)}$ $\alpha_1 = 0.85 - 0.0015 f_c$, $\beta_1 = 0.97 - 0.0025 f_c$

$M_r = A_f \phi_s f_y (d - \alpha_1/2) \xrightarrow{M_r = M_u}$ A_f بدست می آید

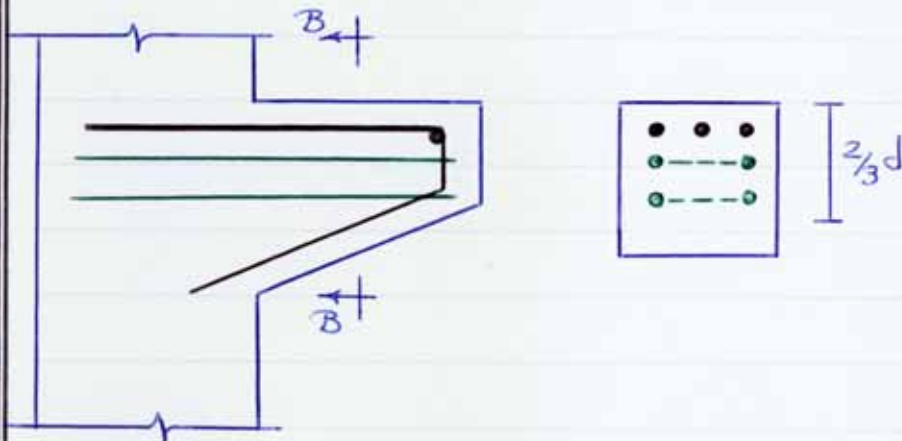
$$A_{f_{min}} = \text{Max} \left(\frac{1.4}{f_y}, \frac{0.25 \sqrt{f_c}}{f_y} \right) bd$$

$$A_{f_{max}} = \text{Min} \left(0.025, \alpha_1 \beta_1 \frac{\phi_c f_c}{\phi_s f_y} \cdot \frac{700}{700 + f_y} \right) bd$$

ج) $A_n = \frac{N_u}{\phi_s f_y}$ (سند ۹-۱۲-۱۵-۲-۴)

$A_s = \text{Max} (A_n + A_f, \frac{2}{3} A_{vf} + A_n)$ $A_{s_{min}} = 0.04 \frac{f_c}{f_y} bd$ (سند ۹-۱۵-۱۲-۹)

$A_h = 0.5 (A_s - A_n) \rightarrow$ ماصت کل شانه $= (2 \times \text{تعداد ریف}) \times \left(\frac{\pi d^2}{4} \right)$



فصل چہارم :

پیچش

فصل پنجم :

تغییر شکل و ترک خوردگی

تغییر شکل اجزای خنثی ۸

الف) محاسبه انحرافی آینی

* محاسبه ۵ =
$$\delta = \frac{f(\text{کنش در انتها، بارگذاری دهانه})}{EI}$$

 برای محاسبه f به ص ۹۴ کتاب یوبی (مقاومت مصالح) مراجعه شود.

* محاسبه E =
$$E = 5000 \sqrt{f_c} \quad f_c \text{ (Mpa)}$$

* محاسبه I_e (ممان انرسی موثر) =
$$I_e = I_{ct} + (I_g - I_{ct}) \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \leq I_g$$

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad f_r = 0.6 \sqrt{f_c}$$

(مراجع به ص ۲۹۲ ضمیمه)

۱) اگر $\frac{M_{cr}}{M_a} \leq 1/3$ شد باردهی کافی $I_e = I_{ct}$

۲) ممان انرسی موثر در تیر که در حال خمی یک طرفه بوده برابر با مشخصات مقطع وسط دهانه محاسب می گردد.

۳) ممان انرسی موثر در تیر که در حال خمی یک طرفه از طرفی برابر با مشخصات مقطع تکیه گاه محاسب می گردد.

۴) ممان انرسی موثر در تیر که در حال خمی یک طرفه از هر دو طرف

* باردهی نهایی گمته =
$$I_e = 0.5 I_{em} + 0.25 (I_{e1} + I_{e2})$$

I_{em} و I_{e1} و I_{e2} مقاطع وسط دهانه

* باردهی نهایی گمته =
$$I_e = 0.85 I_{em} + 0.15 I_e$$

ب) محاسبه انحرافی درازدلت

انحرافی آینی $\times \lambda$ + انحرافی آینی = انحرافی درازدلت

انحرافی آینی = با استفاده از E و I_e و در اثر بارهای دائم (بازبرده + قسمتی از بار زنده)

$$\lambda = \frac{5}{1 + 50 \rho'}$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{bd}$$

ξ	ندان بارگذاری
2.0	5 میل یا بیشتر
1.4	06 12
1.2	06 6
1.0	06 3

کل t_{tot} و $total$

ج) روش عملی محاسبه افتادگی ۸

لحظه کوتاه sh و $short$ دائر sus و $sustained$ این i و $immediately$

* بار دائمی = بار مرده + درصدی از بار زنده * دراز مدت t

۱) افتادگی این $\delta_{i,sus}$ را به علت بارهای دائمی P_{sus} توسط روش معرفی

شده بدست آورید (I_e بر حسب M_{max} بدست آمده از P_{sus})

۲) افتادگی اضافی دراز مدت $\delta_{t,sus}$ را به علت بارهای دائمی P_{sus} محاسبه نمایید

$$\delta_{t,sus} = \lambda \cdot \delta_{i,sus}$$

۳) افتادگی کل در اثر بارهای دائمی P_{sus} را برابر است با

$$\delta_{sus} = \delta_{i,sus} + \delta_{t,sus}$$

۴) برای محاسبه افتادگی این در اثر بارهای زنده لحظه ای P_{sh} به صورت زیر عمل می کنیم

الف) I_e را بر حسب M_{max} ناشی از بار کل $(P_{sh} + P_{sus})$ محاسبه کنید

ب) $\delta_{i,tot}$ را برای بار کل $(P_{sh} + P_{sus})$ و I_e محاسبه شده در بند الف محاسبه کنید

پ) $\delta_{i,sh}$ برای بار لحظه از رابطه زیر بدست می آید

$$\delta_{i,sh} = \delta_{i,tot} - \delta_{i,sus}$$

$$\delta_{tot} = \delta_{i,sh} + \delta_{sus}$$

د) افتادگی کل برابر است با

محدودیت افتادگی در تیر لوله و دال ل ه
(ص 297 ضامنی)

روش تیر کنترل افتادگی

(ص 298 ضامنی) برای سدها و دال ل ه

ترک خوردگی 3

۱۱ عرض ترک در دو جهتش برابر و دال هر یک طرفه برابر است این ناهمبندی ایران بصورت

$$w = 13 \times 10^{-6} f_s \sqrt{d_c A}$$

مقابل است. (مر 283 طامون)

$$f_s = 0.6 f_y$$

مقابل صد اکثر عرض ترک در این ناهمبندی ایران بیان شده است. (مر 284 طامون)

نکته n تعداد میلگرد در عرض bw در اثرش که لایه ای بصورت زیر است

$$n = \frac{2 d_c^2 b w}{(77000 w / f_s)^3}$$

* در صورتی که قطر میلگرد کمی کشش متفاوت باشد، تعداد میلگرد مساوی سطح مقطع کل میلگرد تقسیم بر سطح مقطع قطره ترین میلگرد مصرف می باشد.

$$A = \frac{z y b w}{n} \quad \text{دال} \quad A = z y s$$

۱۲ عرض ترک از دال جدا تر و یکی بصورت زیر است

$$w_k = \frac{1}{5 \times 10^4} \times \frac{\phi}{\eta} \times \frac{1 + 10 A_s}{f_s} \quad f_s \text{ (Mpa)}$$

f_s در صد فولاد کشش نسبت به سطح مقطع ترک خوردده است

$$\eta = \begin{cases} 2.1 & \text{آبشار بوی} \\ 1.6 & \text{آبشار صغری} \\ 1 & \text{صاف} \end{cases}$$

۱۳ پارامتر ترک خوردگی

$$z = \frac{w_k}{k.t} = f_s \sqrt[3]{d_c A} \quad f_s \leq 0.6 f_y$$

۱۴ محدودیت های ترک خوردگی بر اساس جرمه دگر ریلی

$z \leq 30 \text{ KN/mm}$	$w_k \leq 0.35 \text{ mm}$	کم ضرر	شدید	تخریب محیطی
$z \leq 15 \text{ KN/mm}$	$w_k \leq 0.2 \text{ mm}$	ضرر		
$z \leq 8 \text{ KN/mm}$	$w_k \leq 0.1 \text{ mm}$	شدید		

۵) دوش‌بندی محدود کردن عرض ترک‌ها

الف) حالت کم‌ضربه

توصیف هر مقطع شده، رعایت حداقل سطح مقطع فولاد و حداقل فواصل میل‌گرد کافی است.

ب) حالت مضربه

$$\phi_{min} = 6 \text{ mm} \quad (1)$$

۲) در تیرهای بلند، فولاد طولی حدبار (لونه) به میزان 300 mm^2 با ابعاد هر قطر طول حدبار تقسیم شود.

$$4\phi < \text{فاصله کمره کمره میلگرد} \rightarrow \phi > 20 \text{ mm} \quad (3)$$

$$\min(250 \text{ mm}, 2t) < \text{کمره کمره میلگرد در لبه} \rightarrow t < 400 \text{ mm} \quad (4)$$

$$f_s \text{ فولاد} < \min(150 \eta, \frac{2}{3} f_y) = f_{se} \quad (5)$$

ج) حالت ترک خوردگی حین مضربه

$$\phi_{min} = 8 \text{ mm} \quad (1)$$

۲) در تیرهای مربع حداقل 500 mm^2 فولاد طولی لونه با ابعاد هر قطر طول تقسیم شود. این فولاد عمدتاً با قطر صغیر ($\phi < 14$) انتخاب می‌شوند.

$$3\phi < \text{فاصله کمره کمره میلگرد} \rightarrow \phi > 20 \text{ mm} \quad (3)$$

$$\min(200 \text{ mm}, 1.5t) < \text{کمره کمره میلگرد در لبه} \rightarrow t < 400 \text{ mm} \quad (4)$$

$$f_s \text{ فولاد} < \min(110 \eta, \frac{1}{2} f_y) = f_{se} \quad (5)$$

ترک‌شدگی

ایجاد این ترک‌ها تحت تنش‌های فشاری فوق‌العاده رخ می‌دهند.

* در تیرهای متصل تحت بارهای سنگین برخی رده‌های در تیر T کمتر مطرح است.

$$f_c \leq \begin{cases} 0.6 f'_c & \text{گره‌بند باربر برای} \\ 0.45 f'_c & \text{باردانی} \end{cases} = f_{ce} \quad \text{کنترل}$$

برای یافتن محدودتر در فشاری در مقطع متصل می‌توان نام‌های زیر را داشت:

$$\frac{X_u}{d} \leq \frac{1}{2} \left(\frac{M_u}{M_s} - 1 \right) + \frac{f'_c}{100}$$

X_u موقعیت نارضیح در حالت نهایی

M_u گزینشی در حالت نهایی

M_s گزینشی در حالت بهره‌بردار

* اگر در بند شرایط محلی کم بود، مضر و حتی مضر مطرح شد از قسمت ۱ تا ۵ استفاده می شود، در غیر اینصورت کمتر از قسمت ۱ استفاده کنیم

(۶) حداقل فاصله بین سطلرک و

$$\text{فاصله} = \text{Max}(\text{قطر سطلرک}, 25 \text{ mm}, 1.33 D)$$

D قطر ایسی بزرگترین سطلرک است

$$\text{فاصله آزاد سفولرک} = \text{Max}(25 \text{ mm}, \text{قطر بزرگترین سطلرک})$$

(۷) حداقل تیر بین ایسی سطلرک و

در ایسی حالت میزان لغزیدن شده برای شرایط زیر است و

الف: علامت ب: متوسط ج: شدید د: بسیار شدید
 بر سر 288 و اجزای هر اجزای شود

فصل ششم :

طراحی دال ها

کلیل دال کی نظر فہ

- (۱) انتخاب صحافت اولیٰ دال (جدول ۱۰۱-۱) ص ۴۵۵ - ص ۴۵۶ ارتعاع موثر d
- (۲) تقسیم بار کل ضرب دار
- (۳) تقسیم بار کے و عرش کی ہی ہمیشہ بالستفادہ نہ شکل (۱۰-۱۴) ص ۴۵۴
- (۴) صحافت دال کے ساتھ معطرح برابر اجتناب از کفایت d و عدم اصحاب بر فولاد فہری
- (۵) کنٹرول صحافت انتہائی برای برش
- (۶) صحافت سطح معطرح دال کے در صحافت صحافت دال کی حرارتی (جدول ۱۰-۲) ص ۴۵۷
- (۷) انتخاب بارش دال کے با توجه به شکل (۱۰-۶) ص ۴۵۹
- (۸) جد کراس فراموش ص ۴۵۶

فرضیات دال نظر فہ

- (۱) اختلاف طول دال نہ مجاور از ۲۰ طول دال نہ دوجہر مجاور نہ
- (۲) صفت از چوب اطراف دال نہ تہ تہ تہ
- (۳) صحافت ثابت باشد
- (۴) کت بار کثرت حرارتی
- (۵) بار دالنی ۳۰ < بار

روش تحلیل تقریبی 8

(1) روش ضرایب 8

کتاب دکتر رحمانی ص 458 و ص 459

(2) روش دهانه ساده (تقریبی پیوسته، قاب لگه) 8

الف) روش با سه بار هم‌وزن و هم‌دستر محمولی 8

(1) شرط سربار محمولی $\left\{ \begin{array}{l} 2 \text{ KN} \\ 1/4 \text{ (سربار هم‌وزن و هم‌دستر وارد می‌شود)} \end{array} \right\}$ بار کمتر از $\left\{ \begin{array}{l} 2 \text{ (بار دائمی)} \\ 5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right\}$ سربار هم‌وزن و هم‌دستر

(2) فرضیات 8
 * همان فرضیه ثابت مقطع در تمام دهانه‌ها
 * نسبت 0.8 یا 1.25 برابر دهانه‌های متوالی
 * شرایط ترک خوردگی مصرف نباشد

(3) $M_o = \frac{q_u l^2}{8}$ $q_u = 1.25D + 1.5L$ $M_t \approx$ $\alpha = \frac{L}{D+L}$

(4)

$M_t \geq (1 + 0.3\alpha) M_o - \frac{M_w + M_e}{2} = A$, $M_t \geq 1.05 M_o - \frac{M_w + M_e}{2} = B$

(5) محاسبه تدریج دهانه (M_t) 8

$M_t = \text{Max} (A, B, (\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}) M_o)$

$M_t = \text{Max} (A, B, (\frac{1 + 0.3\alpha}{2}) M_o)$

الف) دهانه کناری 8

ب) دهانه میانی 8

(6) محاسبه تدریج تکیه‌گاه میانی 8



الف) تیر دو دهانه 8

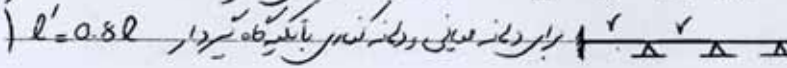
ب) تکیه‌گاهی محاوره تکیه‌گاهی برای تیر چند دهانه 8

ج) تکیه‌گاهی میانی تیر چند دهانه 8

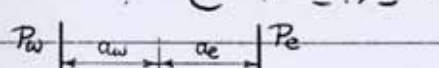
(بار دائمی) $\left\{ \begin{array}{l} 2x \\ 5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right\}$ سربار هم‌وزن و هم‌دستر

ب) پیوسته با سربار هم‌وزن و هم‌دستر نسبتاً زیاد 8

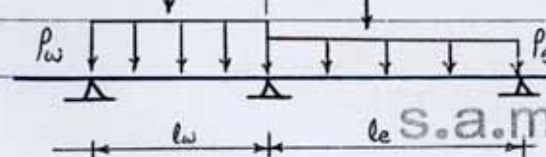
برای تیر پیوسته با مقطع ثابت 8



(1) تیر پیوسته با مقطع ثابت 8



$M_1 = \frac{P_w l_w^3 + P_e l_e^3}{8.5 (l_w + l_e)}$

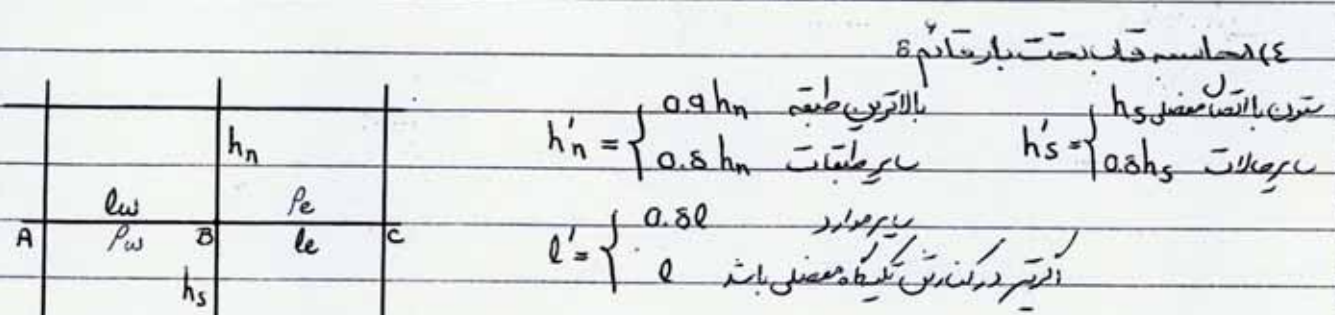


تقریباً مساوی است $M_1 = \frac{K_w P_w l_w^2 + K_e P_e l_e^2}{l_w + l_e}$ $K^* = \frac{1}{2.125} \frac{a}{l'} (1 - \frac{a}{l'}) (2 - \frac{a}{l'})$
 جدول ۲-۱۶ مقدار K^* برای درصد

مغز در اتصال $M = M_1 + M_1'$

(۲) تقریباً مساوی است $M_1 = \frac{P_w l_w^3 + P_e l_e^3}{7.7(l_w + l_e)}$ $M_1' = \frac{K_w P_w l_w^2 + K_e P_e l_e^2}{l_w + l_e}$ $K^* = \frac{1}{1.925} \frac{a}{l'} (1 - \frac{a}{l'}) (2 - \frac{a}{l'})$
 جدول ۲-۱۶ مقدار K^* برای درصد

(۳) تقریباً معقول است $\beta = \frac{l_e I_w}{l_w I_e}$ $M_1 = \frac{P_w l_w^2 + \beta P_e l_e^2}{8.5(1 + \beta)}$ $M_1' = \frac{K_w P_w l_w + \beta K_e P_e l_e}{1 + \beta}$



(۱) ضرایب سختی $k_w = \frac{I_w}{l_w}$ $k_e = \frac{I_e}{l_e}$ $k_n = \frac{I_n}{h'_n}$ $k_s = \frac{I_s}{h'_s}$
 $D = k_w + k_e + k_n + k_s$

(۲) مقدار تیرهای سازه $M_w' = \frac{P_w l_w^2}{8.5} + l_w \sum k_w P_w$ $M_e' = \frac{P_e l_e^2}{8.5} + l_e \sum k_e P_e$
 در رابط k^* یا k^* بر حسب شرایط استفاده شود

(۳) توزیعش در تیر $M_w = M_e' \frac{k_w}{D} + M_w' (1 - \frac{k_w}{D})$

$M_e = M_e' (1 - \frac{k_e}{D}) + M_w' \frac{k_e}{D}$

(۴) توزیعش در ستون $M_s = (M_e' - M_w') \frac{k_s}{D}$

$M_n = (M_e' - M_w') \frac{k_n}{D}$

تقریباً مقدار در کتاب به صورت زیر در نظر گرفته شده است $l' = \begin{cases} 0.8 l & \text{در حالت تکیه نباشد} \\ t l & \text{در حالت تکیه باشد} \end{cases}$

اگر l_e برای ران BC مورد نظر باشد یعنی تکلیف تیر ۸ صورت می گیرد $t = 0.8$ $k_{sc} + k_{nc} \geq 1.5 k_{we}$
 $t = 1 - \frac{k_{sc} + k_{nc}}{7.5 k_{we}}$ $k_{sc} + k_{nc} < 1.5 k_{we}$
 s.a.m

روش ضرایب جدولی برابر کامل دال می در طرفه تکی در لبه ای

(۱) لغت صفاقت اولیه (۵*) شرایط در ضرایب صادق ص 464, 465

الف) در ضمیمه ای که در کتاب و صبا یا بستم غیر پیوسته هستند، محیط صمیمه تقسیم بر 140

ب) در ضمیمه ای که در جوار پیوسته هستند، محیط دال تقسیم بر 160

ج) 100 mm

$$W_u = 1.25 D + 1.5 L$$

(۲) محاسبه بار نهایی (ضریب دار)

$$m = \frac{\text{ضریب کوچک}}{\text{ضریب بزرگ}}$$

(۳) لغت نیز برای خاص

الف) نیز صفت در لبه محمد دال (جدول (3-10) ص 476)

$$M_a = C_a W_u l_a^2$$

$$M_b = C_b W_u l_b^2$$

ب) نیز صفت (جدول (4-10), (5-10) ص 477, 478)

(۱) در افتاد کوتاه

$$M_a^+ + M_a^- = M_a^+$$

(۲) در افتاد بلند

$$M_b^+ + M_b^- = M_b^+$$

ج) نیز صفت در لبه غیر محمد (3/4 نیز صفت)

$$M_a^+ = \frac{3}{4} M_a^-$$

$$M_b^+ = \frac{3}{4} M_b^-$$

(۴) خاص مگر در

الف) محاسبه نیز صفاقت مقطع

ب) محاسبه سطح مقطع فولاد ای در کانه کوتاه (d1)

$$M_u^- = M_a^-$$

$$M_u^+ = M_a^+$$

$$M_u^- = M_a^-$$

ج) محاسبه سطح مقطع فولاد ای در کانه بلند (d2)

$$M_u^-$$

$$M_u^+$$

$$M_u^-$$

$$d_1 = h$$

* توجه شود که ارتفاع مزر در کانه کوتاه بیشتر از کانه بلند است (d1 > d2)

(۵) فاصله مگر در و در افتاد نیز صفاقت در فولاد ای، مساحت 2/3 نیز در صفاقت نیز برای مساحت فولاد ای، فاصله مگر در ای بدست آمده برابر نیز صفاقت دارد 1.5 ضرب کنیم

$$\text{فاصله مگر در فولاد ای} < \min(350 \text{ mm}, 3h)$$

(۶) انتخاب بتن و طرح سازه و مر ۴۸۳

(۷) کنترل ترک و مر ۴۸۳
باتوجه به جدول (۱۰-۶) مر ۴۷۹ (در ۶۱٪ بار در محاسبه و سبب آوردن شتاب بار سترده کنیاضت در
ترک و نکته رعایت کن

(۸) محاسبه بتن شکل دال و

محاسبات مربوط به بارهای بدون ضرب ضریب صحت مر ۴۷۳
در افتاد خوردگی می توانست ۵ رادیت آورد.

$$\left. \begin{array}{l} M_{be}^+ = \frac{1}{1.5} M_b^+ \text{ بار زنده} \\ M_{bd}^+ = \frac{1}{1.25} M_b^+ \text{ بار مرده} \end{array} \right\} \text{مثلا}$$

(۹) طراحی تیر و در مر ۴۷۲ مراعیت شود. برای بار ۹۰ م ترانیم فولاد را طراحی کرد.

* در دال تحت دیگر α نداریم (این دال منگی نرسون است) ص 539

* در دال آبرتر داشتیم تحت نبود α نداریم ص 546

روش تحلیل مستقیم برای محاسبه اندرگشتش ناشی از بار قائم در دال در طرفه 8

1) انتخاب ضخامت اولیه دال برای کنترل تغییر شکل ص 538

الف) در ابتدا α_m (بنا بر α برای تمام تیرهای موجود در دال) محاسبه می شود $\alpha = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s}$ $\alpha_m = \frac{\sum \alpha}{4}$

* برای محاسبه α به صفحه 491 رابطه (6-10) مراجعه شود

ب) در طراحی دال های در طرفه در موارد متعددی با مقطع T و یا سوار داریم برای محاسبه محال اینرسی این مقاطع به ص 547 مراجعه شود

ج) پس از محاسبه α_m با توجه به شکل (10-46) ص 550 از روابط ارائه شده در ص 538 برای تعیین ضخامت اولیه (h) استفاده می شود

* با اولیه حدی ص 473 و ص 538 در ابع در ص 536 تعریف است

12) کنترل محدودیت های استفاده از روش تحلیل مستقیم

موارد 1 تا 6 ص 490 و ص 491 قبل از آن کنترل را با مقادیر مشخص انجام دهیم

3) محاسبه اندرگشتی نهایی

الف) محاسبه اندرگشتی کل (M_o) (ص 492) $159q$ (وزن تیر قسم 2^{ام} + وزن دال) 1.25 q l_2

ب) اندرگشتی صغری و مثبت نهایی در نوک تیر مثبت

1) اندرگشتی دهانه داخلی (ص 492) 8 اندرگشتی، اندرگشت

2) اندرگشتی دهانه خارجی (جدول (7-10) ص 493) 8 اندرگشتی داخلی، اندرگشت، اندرگشت خارجی

* اندرگشتی صغری و مثبت نهایی را می توان به اندازه 10٪ اصلاح نمود بشرطی که اندرگشتی کل یک جهت در مقدار مورد نظر از مقدار محاسبه شده M_o کمتر نگردد

6) توزیع اندرگشتی نهایی (مثبت، منفی، منفی داخلی، منفی خارجی) پس از استواری و همبندی

الف) درصدی از اندرگشتی مثبت و منفی در نوک تیر می رسد

ص 494 $C = \frac{y^3}{3} (1 - 0.63 \frac{x}{y})$ رابطه (9-10)
 ص 495 $\beta = \frac{E_{cb} C}{2 E_{cs} I_s}$ رابطه (10-11)
 ص 495 $\alpha = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s}$ رابطه (10-10)

بالتوجه به ص 496 $75 + 30 (\frac{\alpha_1 l_2}{l_1}) (1 - \frac{l_2}{l_1})$ سهم از اندرگشتی مثبت در دهانه داخلی

$100 - 10 \beta_E + 12 \beta_E (\frac{\alpha_1 l_2}{l_1}) (1 - \frac{l_2}{l_1})$ سهم از اندرگشتی مثبت در دهانه خارجی

$60 + 30 (\frac{\alpha_1 l_2}{l_1}) (1.5 - \frac{l_2}{l_1})$ سهم از اندرگشتی مثبت

ب) سهم دو نوک همبندی محاور آن مستقی از اندرگشتی صغری و مثبت است که توسط نوک استواری کنترل می شود

* این درصدی را می توان پس از محاسبه $\frac{l_2}{l_1}$ و β_E با توجه به جدول ص 497 بدست آورد

در آخر جدول برگردار رسم می کنیم

	نوعی	نوار مستوی		دو نیم نوار میانی
		لنگر	درصد	
	لنگر منفی خارجی			
حصه خارجی	لنگر مثبت			
	لنگر منفی داخلی			
حصه داخلی	لنگر مثبت			

* اگر $\alpha l_2 > \alpha l_1$ شد، تیر باید برای 85% هم نوار مستوی طراحی شوند

۱۵) کنترل بر اثر بارگذاری شطرنجی و در 502

$$\beta_a = \frac{\text{بارده (بی ضریب)}}{\text{بارزنده (بی ضریب)}} < 2$$

$$\beta_a, \frac{l_2}{l_1}, \alpha = \frac{E_{cb} \cdot I_b}{E_{cs} \cdot I_s} \xrightarrow[\text{م 503}]{\text{جدول 8-10}} \alpha_{min} \text{ ای ضوابط}$$

$$\alpha_c = \frac{\sum k_c}{(k_s + k_b)} < \alpha_{min} \rightarrow \delta_s = 1 + \frac{2 - \beta_a}{4 + \beta_a} \left(1 - \frac{\alpha_c}{\alpha_{min}}\right)$$

لنگر مثبت حیثه ای در تیر است پس ستون را تکیه داده می شوند باید در ضریب δ_s ضرب شوند

۱۶) لنگرهای بهمان در ستون که (م 501) و الف) ستون بی داخلی یا در خانه بی مجاوره

$$M = 0.07 [(w_d + 0.5 w_e) l_2 l_n^2 - w_d l_1^2 (l_n)^2]$$

گفت بی برای هم داره که ستون محترم از دو طرف مجاور ستون - فرض: حمل بارده
گفت بی بند ضخیرم، در خانه بندتر - فرض: حمل بارده + 50٪ بارزنده
ب) ستون بی خارجی و تمام لنگر مثبت تکیه گاه خارجی در خانه خارجی زایل در ستون منتقل می شود

* در تمام حالات لنگر مثبت آمده نسبت مستقیم یعنی بین ستون بی بالایی نسبت مستقیم می گردد $k = \frac{4EI}{L}$

۱۷) کنترل برش و الف) برش تیری (محشی) و

$$V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} b_w d$$

ب) برش یا چ (الواح گنده) و م 522

مقطع مورد بررسی برای بدلت اعداد ۷۴ (م 523) نشان داده شده است. (دال تحت بار شونج)

۱۸) کنترل پیچش و

تیر بی لبه ای باید برای پیچش ناشی از انحنای دال - مستقیم توسط تیر بر ستون منتقل نمی شوند می سازه فرزند (فصل هفتم م 327) s.a.m

سازہای بتن آرمہ 2

مسئلہ پنجم (دالها)

استاد :

جناب آقای دکتر رهائی

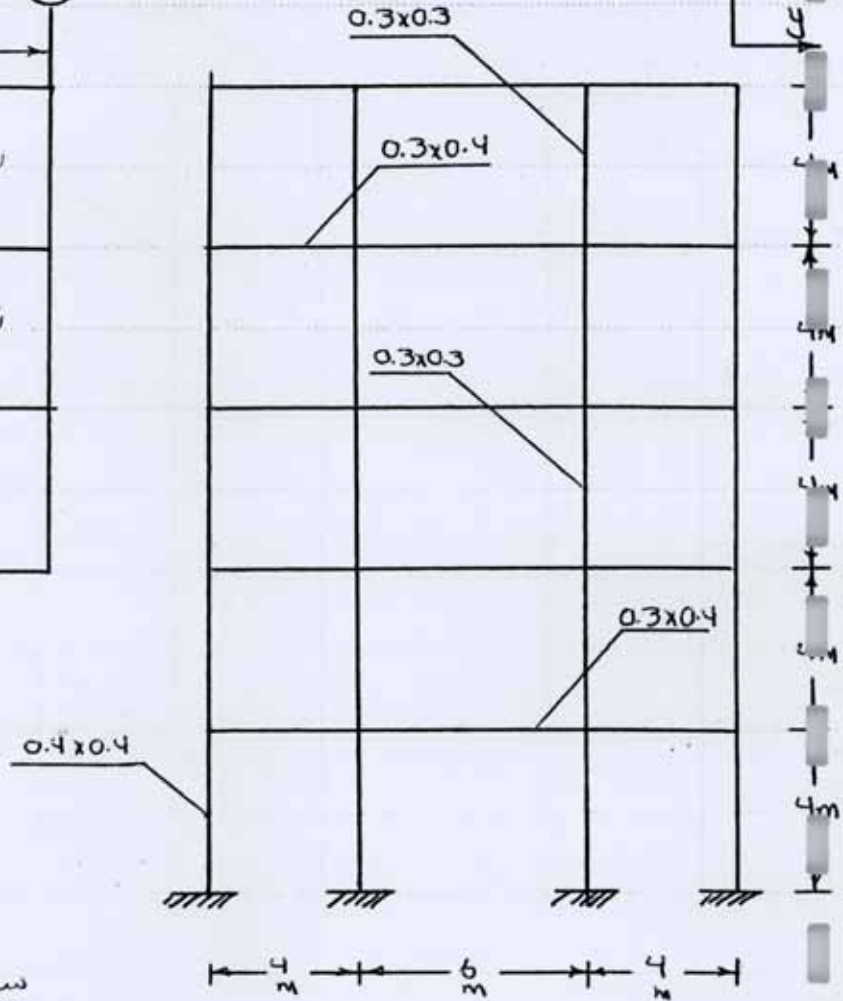
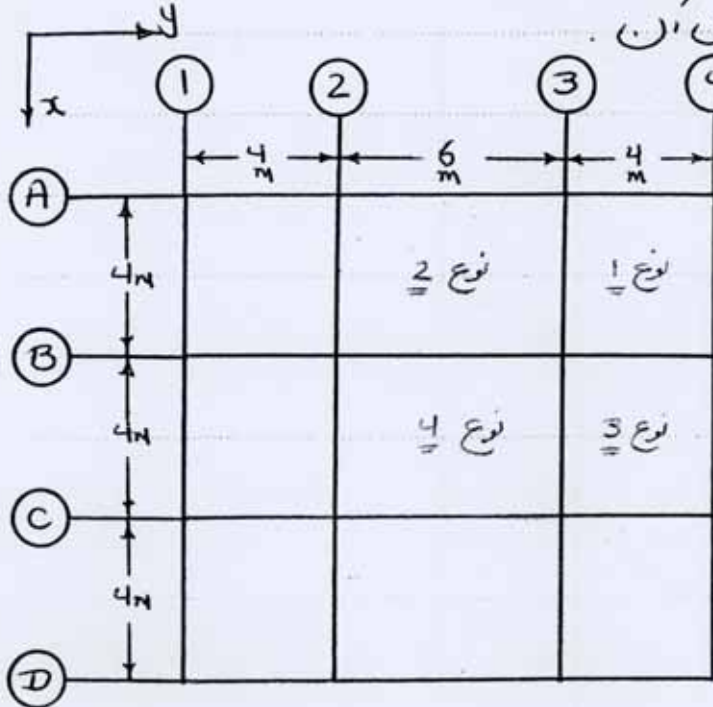
دانشجو :

8424041

حمید کاظم

در یک ساختمان پنج طبقه مطلقاً شکل زیر از دو نوع تیرچه و بلوک و دال بتن آرمه استفاده شده است. خرابیات سقف به شرح زیر است و مقدار سربار از هر برداری معادل 6 kN/m^2 می باشد. با توجه به مشخصات مصالح مطلوب است:

الف) تحلیل تقریبی تیرهای طبقه دوم و سوم و مقایسه با نتایج تحلیل دقیق (مقیاس)
 ب) محاسبه دال سقف و ترسیم پلان فولاد گذاری آن



$$\left\{ \begin{array}{l} f_c = 22 \text{ Mpa} \\ f_y = 350 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

وزن مخصوص KN/m^3		سرامیک
1cm	21	هلات
2cm	17	پوکه
5cm	8	

15cm 24 دال

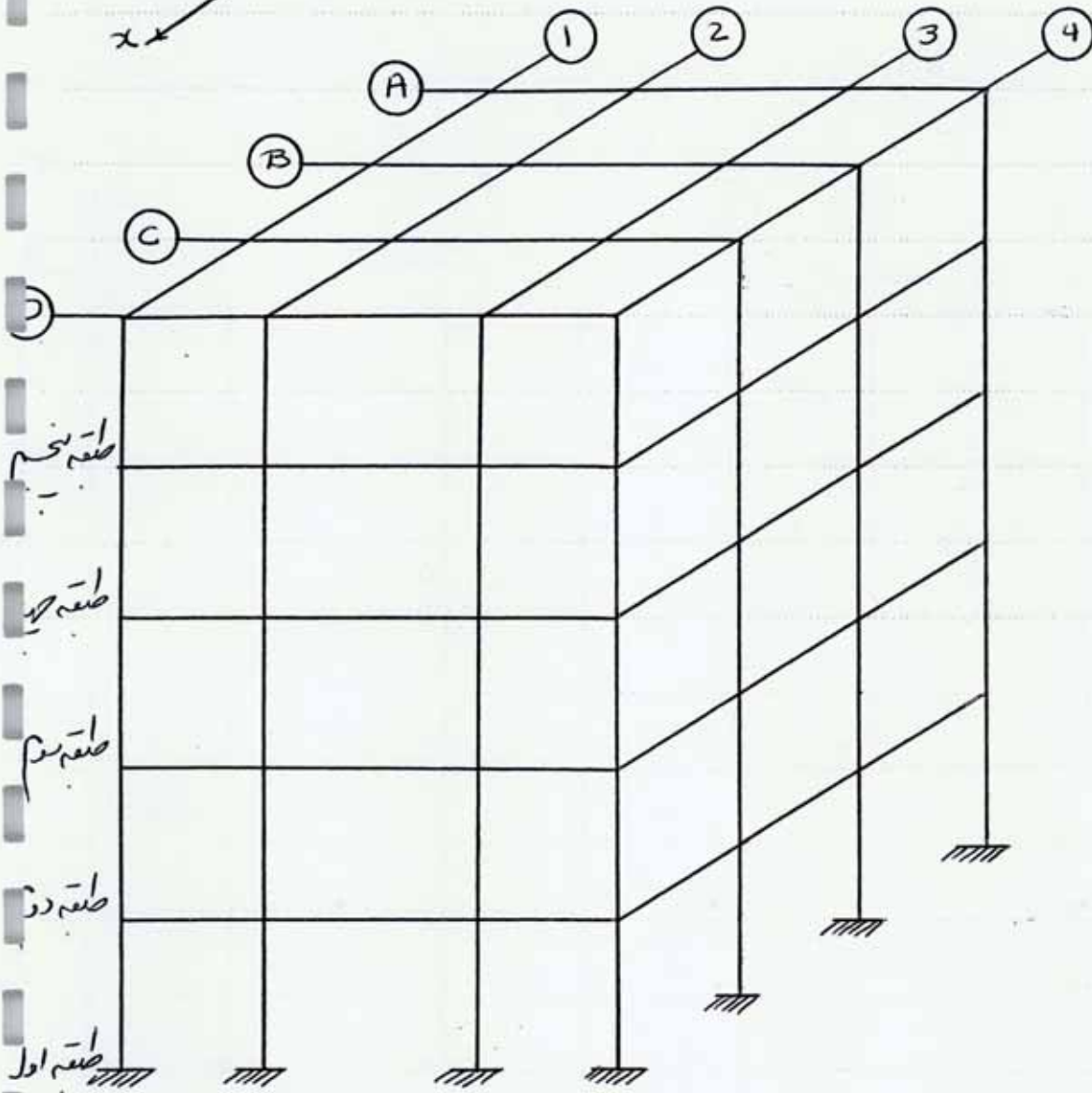
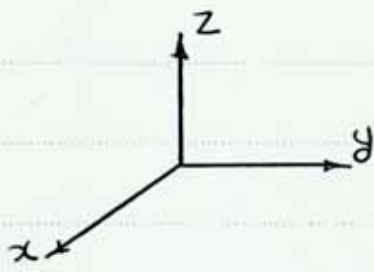
2cm	13	گچ و خاک
1cm	11	گچ

$$\begin{aligned} \text{وزن سربار} &= 21 \times 0.01 + 17 \times 0.02 + 8 \times 0.05 \\ &+ 24 \times 0.15 + 13 \times 0.02 + 11 \times 0.01 \\ &= 4.92 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{وزن بار زنده (سربار از هر برداری)} = 6 \text{ kN/m}^2$$

1

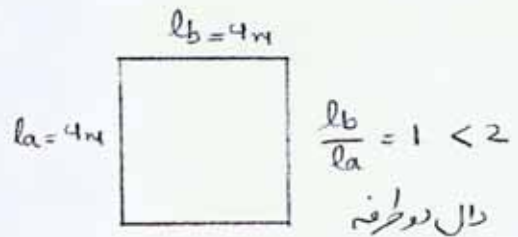
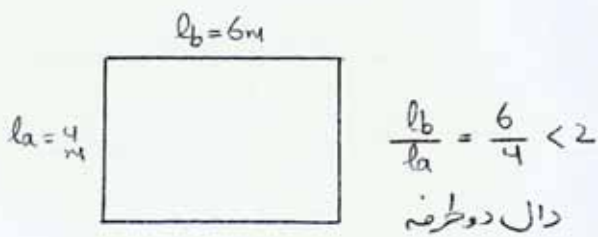
الف) تحلیل تشریحی :

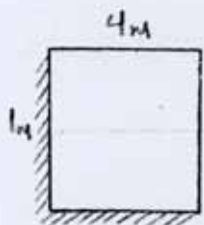


تقسیم بارگذاری تشریحی :

چون $5 \frac{kN}{m^2} >$ سر بار اول بردار، پس بیش با سر بار اول بردار نسبتاً زیاد است .

$$q_u = 1.25 D + 1.5 L = 1.25 (4.92) + 1.5 (6) = 15.15 \frac{kN}{m^2}$$

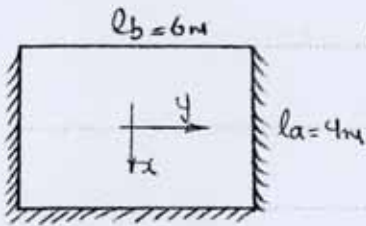




$$W_u = 4 \times 4 \times 15.15 = 242.4 \text{ kN}$$

دال نوع 1

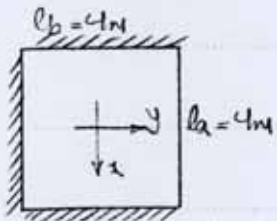
$$m = \frac{l_a}{l_b} = 1 \Rightarrow \begin{cases} w_a = 0.5 \\ w_b = 0.5 \end{cases} \rightarrow \text{سهم تیر در جهت x و y} = \frac{0.5}{2} \times \frac{242.4}{4} = 15.15 \text{ kN/m}$$



$$W_u = 6 \times 4 \times 15.15 = 363.6$$

دال نوع 2

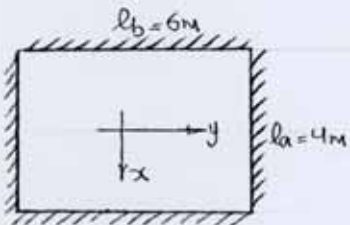
$$m = \frac{l_a}{l_b} = \frac{2}{3} \Rightarrow \begin{cases} w_a = 0.72 \rightarrow \text{سهم تیر بلند در جهت y} = \frac{0.72}{2} \times \frac{363.6}{6} = 21.82 \text{ kN/m} \\ w_b = 0.28 \rightarrow \text{سهم تیر کوتاه در جهت x} = \frac{0.28}{2} \times \frac{363.6}{4} = 12.73 \text{ kN/m} \end{cases}$$



$$W_u = 4 \times 4 \times 15.15 = 242.4 \text{ kN}$$

دال نوع 3

$$m = \frac{l_a}{l_b} = 1 \Rightarrow \begin{cases} w_a = 0.67 \rightarrow \text{سهم تیر بلند در جهت y} = \frac{0.67}{2} \times \frac{242.4}{4} = 20.3 \text{ kN/m} \\ w_b = 0.33 \rightarrow \text{سهم تیر کوتاه در جهت x} = \frac{0.33}{2} \times \frac{242.4}{4} = 10 \text{ kN/m} \end{cases}$$



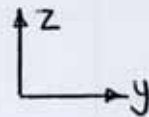
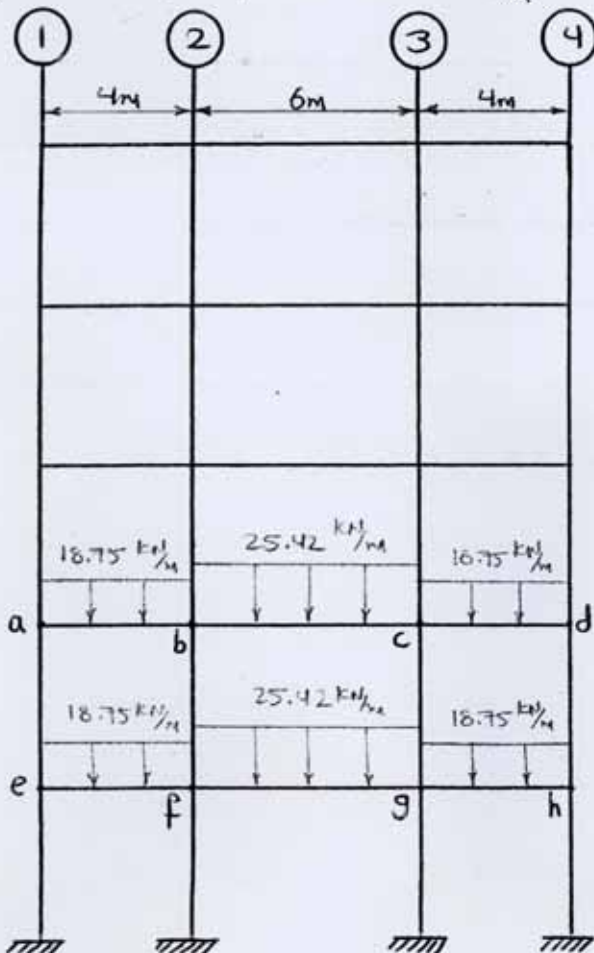
$$W_u = 6 \times 4 \times 15.15 = 363.6 \text{ kN}$$

دال نوع 4

$$m = \frac{l_a}{l_b} = \frac{2}{3} \Rightarrow \begin{cases} w_a = 0.84 \rightarrow \text{سهم تیر بلند در جهت y} = \frac{0.84}{2} \times \frac{363.6}{6} = 25.42 \text{ kN/m} \\ w_b = 0.16 \rightarrow \text{سهم تیر کوتاه در جهت x} = \frac{0.16}{2} \times \frac{363.6}{6} = 4.85 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$$(0.3 \times 0.4 \times 24) 1.25 = 3.6 \text{ kN/m}$$

سهم صورتی ناشر از درون لودینگ



قالب A, D

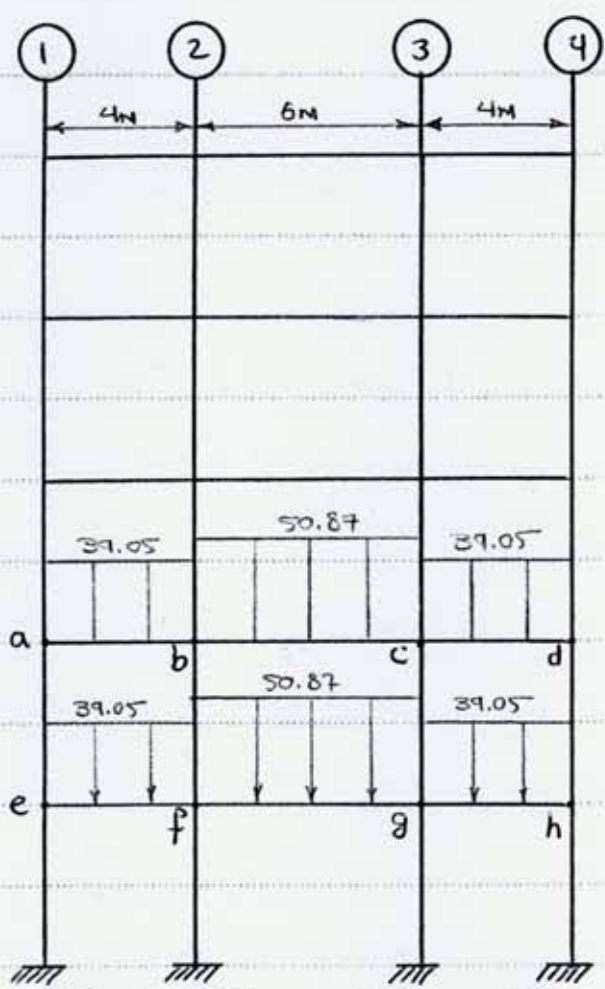
تجانس 1-2, 3-4

$$15.15 + 3.6 = 18.75 \text{ kN/m}$$

تجانس 2-3

$$21.82 + 3.6 = 25.42 \text{ kN/m}$$

۳



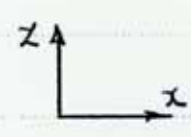
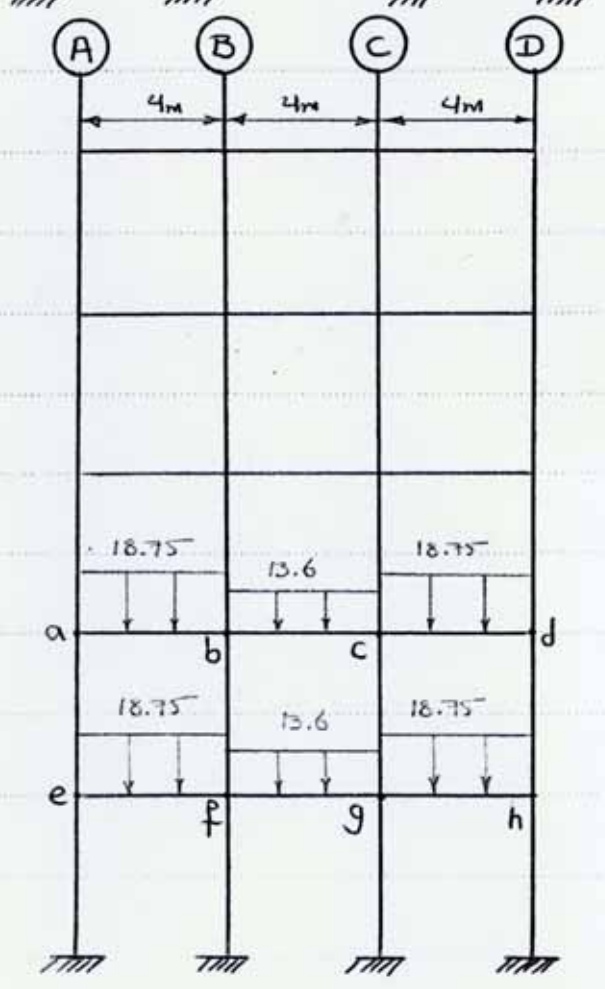
قَاب B, C

دھانہ 1-2, 3-4

$$(15.15 + 20.3) + 3.6 = 39.05 \text{ kN/m}$$

دھانہ 2-3

$$(21.82 + 25.45) + 3.6 = 50.87 \text{ kN/m}$$



قَاب 4

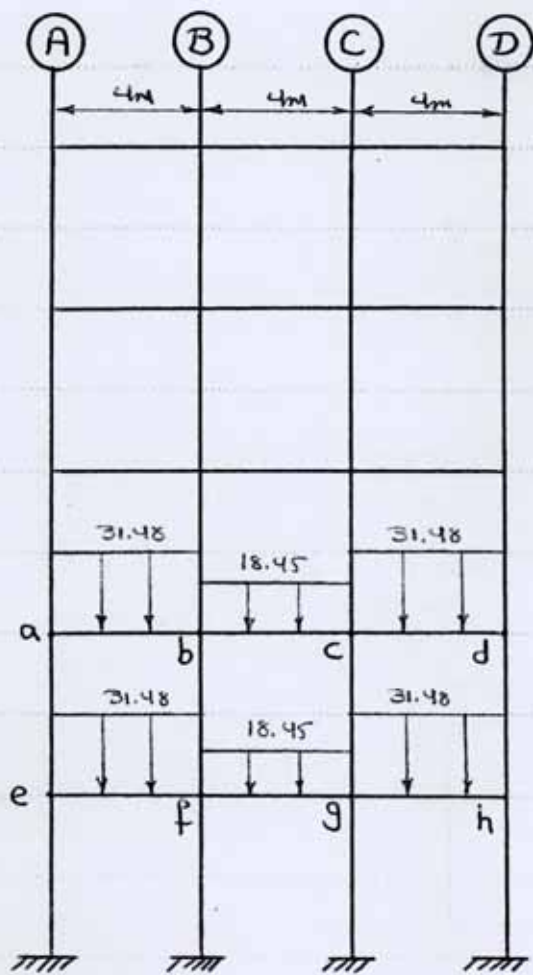
دھانہ A-B, C-D

$$15.15 + 3.6 = 18.75 \text{ kN/m}$$

دھانہ B-C

$$10 + 3.6 = 13.6 \text{ kN/m}$$

(Σ)



قَاب 2, 3

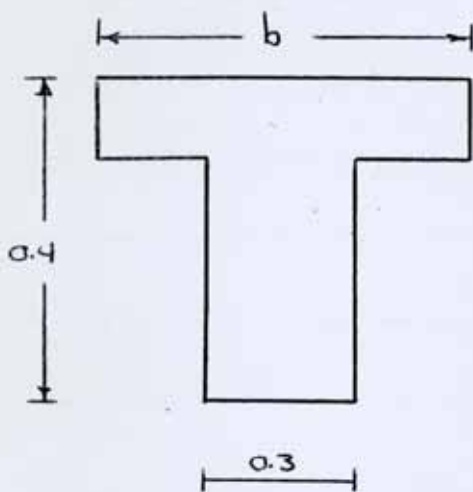
حالت A-B, C-D

$$(15.15 + 12.73) + 3.6 = 31.48 \text{ kN/m}$$

حالت B-C

$$(10 + 4.85) + 3.6 = 18.45 \text{ kN/m}$$

تقسیم و محاسبه نیروها در ستون ها



$$b = b_w + 2(h - h_f) \leq b_w + 8h_f$$

$$b = 0.3 + 2(0.4 - 0.15) \leq 0.3 + 8 \times 0.15$$

$$\rightarrow b = 0.8 \leq 1.5$$

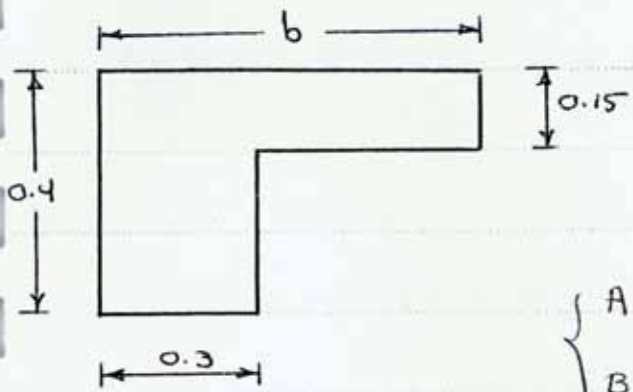
$$\left\{ \begin{array}{l} A = \frac{b}{b_w} - 1 = \frac{0.8}{0.3} - 1 = 1.67 \\ B = \frac{h_f}{h} = \frac{0.15}{0.4} = 0.375 \end{array} \right.$$

$$k = \frac{1 + AB [4 - 6B + 4B^2 + AB^3]}{1 + AB} = \frac{1 + 1.67 \times 0.375 [4 - 6 \times 0.375 + 4 \times 0.375^2 + 1.67 \times 0.375^3]}{1 + 1.67 \times 0.375}$$

$$\rightarrow k = 1.539$$

$$I = k \frac{b_w h^3}{12} = 1.539 \times \frac{0.3 \times 0.4^3}{12} = 2.462 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

(2)



$$b = b_w + (h - h_f) \leq b_w + 4h_f$$

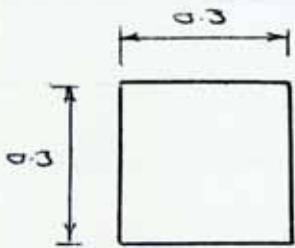
$$= 0.4 + (0.4 - 0.15) \leq 0.4 + 4(0.15)$$

$$b = 0.65 \leq 1$$

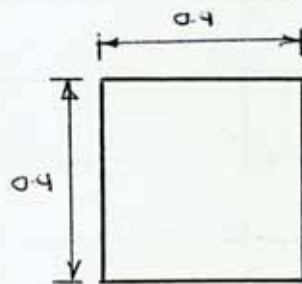
$$\left\{ \begin{array}{l} A = \frac{b}{b_w} = \frac{0.65}{0.3} = 2.17 \\ B = \frac{h_f}{h} = \frac{0.15}{0.4} = 0.375 \end{array} \right.$$

$$k = \frac{1 + 2.17 \times 0.375 [4 - 6 \times 0.375 + 4 \times 0.375^2 + 2.17 \times 0.375^3]}{1 + 2.17 \times 0.375} = 1.64$$

$$I = k \frac{b_w h^3}{12} = 1.64 \times \frac{0.3 \times 0.4^3}{12} = 2.624 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$



$$I = \frac{1}{2} (0.3)^4 = 6.75 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$



$$I = \frac{1}{12} (0.4)^4 = 2.133 \times 10^{-3}$$

قالب A, D

نوع الحسابات	a	b	c	d	e	f	g	h
$l'_w = 0.8l_w$	0	3.2	4.8	3.2	0	3.2	4.8	3.2
$l'_e = 0.8l_e$	3.2	4.8	3.2	0	3.2	4.8	3.2	0
$h'_n = 0.8h_n$	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2
$h'_s = 0.8h_s$	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2
$k_w = \frac{I_w}{l'_w}$	0	8.2×10^{-4}	5.47×10^{-4}	8.2×10^{-4}	0	8.2×10^{-4}	5.47×10^{-4}	8.2×10^{-4}
$k_e = \frac{I_e}{l'_e}$	8.2×10^{-4}	5.47×10^{-4}	8.2×10^{-4}	0	8.2×10^{-4}	5.47×10^{-4}	8.2×10^{-4}	0
$k_n = \frac{I_n}{h'_n}$	2.11×10^{-4}	2.11×10^{-4}	2.11×10^{-4}	2.11×10^{-4}	2.11×10^{-4}	2.11×10^{-4}	2.11×10^{-4}	2.11×10^{-4}
$k_s = \frac{I_s}{h'_s}$	2.11×10^{-4}	2.11×10^{-4}	2.11×10^{-4}	2.11×10^{-4}	6.67×10^{-4}	6.67×10^{-4}	6.67×10^{-4}	6.67×10^{-4}
$D = \sum k$	12.42×10^{-4}	18.16×10^{-4}	18.16×10^{-4}	12.42×10^{-4}	16.98×10^{-4}	22.45×10^{-4}	22.45×10^{-4}	16.98×10^{-4}
P_w	0	18.75	25.42	18.75	0	18.75	25.42	18.75
P_e	18.75	25.42	18.75	0	18.75	25.42	18.75	0
$M'_w = \frac{P_w l'_w{}^2}{8.5}$	0	22.59	68.9	22.59	0	22.59	68.9	22.59
$M'_e = \frac{P_e l'_e{}^2}{8.5}$	22.59	68.9	22.59	0	22.59	68.9	22.59	0
M_w	0	43.5	54.95	7.68	0	39.51	57.62	11.68
M_e	7.68	54.95	43.5	0	11.68	57.62	39.51	0
M_n	3.84	5.38	-5.38	-3.84	2.81	4.35	-4.35	-2.81
M_s	3.84	5.38	-5.38	-3.84	8.87	13.76	-13.76	-8.87

قاب B, c

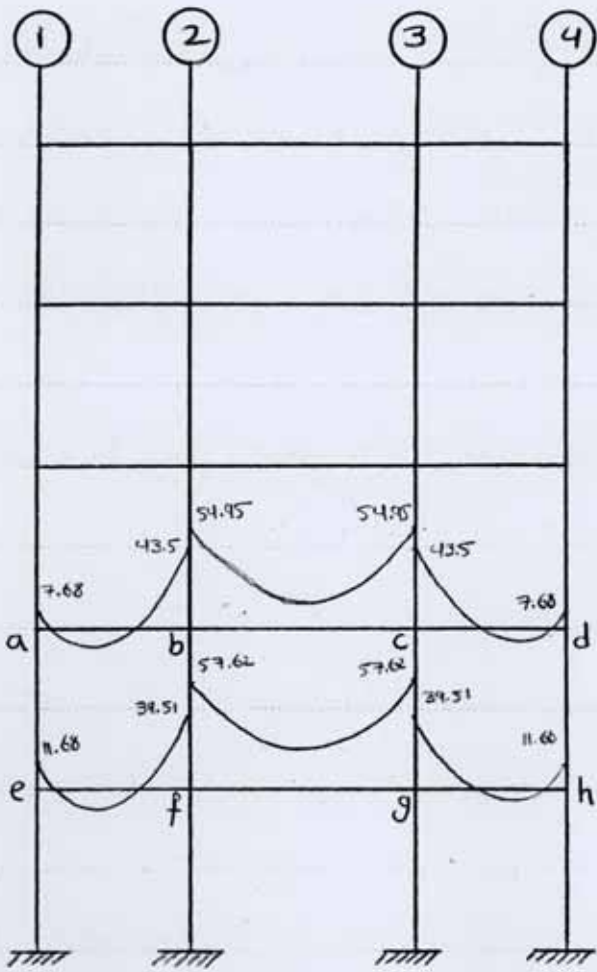
پارامترها	a	b	c	d	e	f	g	h
$l'_w = 0.8l_w$	0	3.2	4.8	3.2	0	3.2	4.8	3.2
$l'_e = 0.8l_e$	3.2	4.8	3.2	0	3.2	4.8	3.2	0
$h'_n = 0.8h_n$	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2
$h'_s = 0.8h_s$	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2
$k_w = \frac{I_w}{l'_w}$	0	7.69×10^{-4}	5.13×10^{-4}	7.69×10^{-4}	0	7.69×10^{-4}	5.13×10^{-4}	7.69×10^{-4}
$k_e = \frac{I_e}{l'_e}$	7.69×10^{-4}	5.13×10^{-4}	7.69×10^{-4}	0	7.69×10^{-4}	5.13×10^{-4}	7.69×10^{-4}	0
$k_n = \frac{I_n}{h'_n}$	2.11×10^{-4}	2.11×10^{-4}	2.11×10^{-4}	2.11×10^{-4}	2.11×10^{-4}	2.11×10^{-4}	2.11×10^{-4}	2.11×10^{-4}
$k_s = \frac{I_s}{h'_s}$	2.11×10^{-4}	2.11×10^{-4}	2.11×10^{-4}	2.11×10^{-4}	6.67×10^{-4}	6.67×10^{-4}	6.67×10^{-4}	6.67×10^{-4}
$D = \sum k$	11.91×10^{-4}	17.04×10^{-4}	17.04×10^{-4}	11.91×10^{-4}	16.47×10^{-4}	21.6×10^{-4}	21.6×10^{-4}	16.47×10^{-4}
P_w	0	39.05	50.87	39.05	0	39.05	50.87	39.05
P_e	39.05	50.87	39.05	0	39.05	50.87	39.05	0
$M'_w = \frac{P_w l'_w}{8.5^2}$	0	47.04	137.89	47.04	0	47.04	137.89	47.04
$M'_e = \frac{P_e l'_e}{8.5^2}$	47.04	137.89	47.04	0	47.04	137.89	47.04	0
M_w	0	88.03	110.54	16.67	0	79.38	116.31	25.08
M_e	16.67	110.54	88.03	0	25.08	116.31	79.38	0
M_n	8.33	11.25	-11.25	-8.33	6.03	8.87	-8.87	-6.03
M_s	8.33	11.25	-11.25	-8.33	19.05	28.04	-28.04	-19.05

قاب ار 4

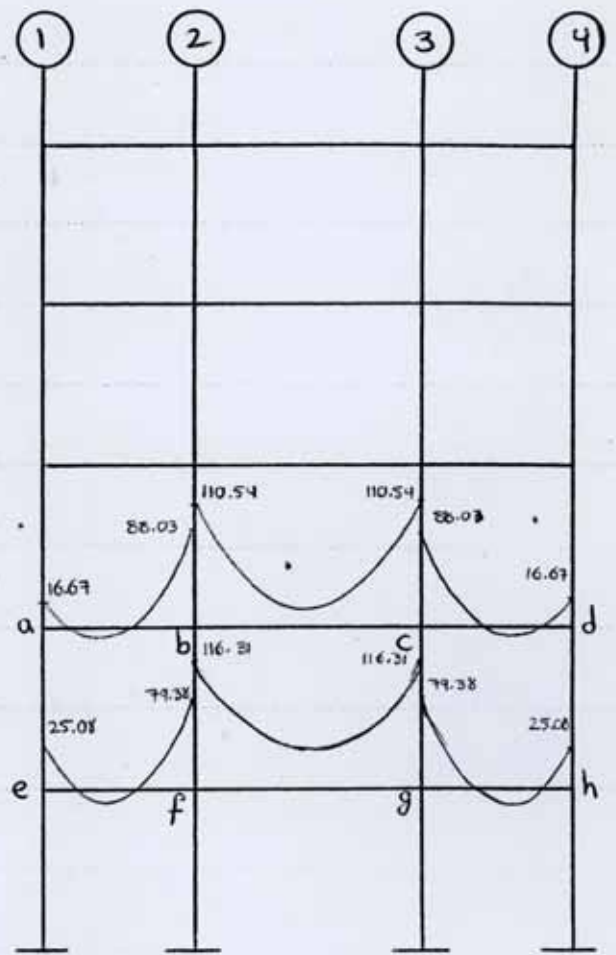
گروه پارامترها	a	b	c	d	e	f	g	h
$l'_w = 0.8l_w$	0	3.2	3.2	3.2	0	3.2	3.2	3.2
$l'_e = 0.8l_e$	3.2	3.2	3.2	0	3.2	3.2	3.2	0
$h'_n = 0.8h_n$	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2
$h'_s = 0.8h_s$	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2
$k_w = \frac{I_w}{l'_w}$	0	8.2×10^{-4}	8.2×10^{-4}	8.2×10^{-4}	0	8.2×10^{-4}	8.2×10^{-4}	8.2×10^{-4}
$k_e = \frac{I_e}{l'_e}$	8.2×10^{-4}	8.2×10^{-4}	8.2×10^{-4}	0	8.2×10^{-4}	8.2×10^{-4}	8.2×10^{-4}	0
$k_n = \frac{I_n}{h'_n}$	2.11×10^{-4}	2.11×10^{-4}	2.11×10^{-4}	2.11×10^{-4}	2.11×10^{-4}	2.11×10^{-4}	2.11×10^{-4}	2.11×10^{-4}
$k_s = \frac{I_s}{h'_s}$	2.11×10^{-4}	2.11×10^{-4}	2.11×10^{-4}	2.11×10^{-4}	6.67×10^{-4}	6.67×10^{-4}	6.67×10^{-4}	6.67×10^{-4}
$D = \sum k$	12.42×10^{-4}	12.42×10^{-4}	12.42×10^{-4}	12.42×10^{-4}	16.98×10^{-4}	16.98×10^{-4}	16.98×10^{-4}	16.98×10^{-4}
P_w	0	18.75	13.6	18.75	0	18.75	13.6	18.75
P_e	18.75	13.6	18.75	0	18.75	13.6	18.75	0
$M'_w = \frac{P_w l'_w^2}{8.5}$	0	22.59	16.38	22.59	0	22.59	16.38	22.59
$M'_e = \frac{P_e l'_e^2}{8.5}$	22.59	16.38	22.59	0	22.59	16.38	22.59	0
M_w	0	18.49	20.48	7.68	0	19.59	19.38	11.68
M_e	7.68	20.48	18.49	0	11.68	19.38	19.59	0
M_n	3.84	-1.06	1.06	-3.84	2.81	-0.77	0.77	-2.81
M_s	3.84	-1.06	1.06	-3.84	8.87	-2.44	2.44	-8.87

قَاب 2, 3

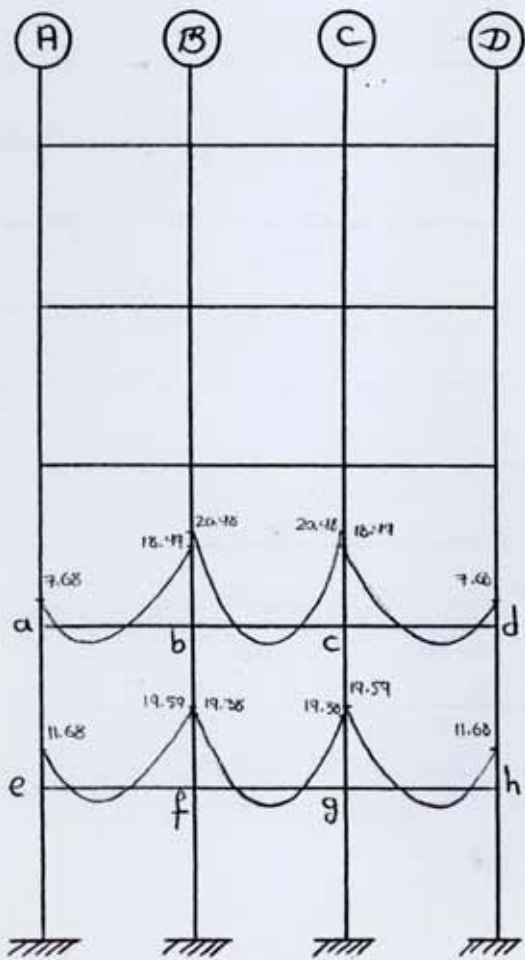
نوع بارگذاری	a	b	c	d	e	f	g	h
$l'_w = 0.8l_w$	0	3.2	3.2	3.2	0	3.2	3.2	3.2
$l'_e = 0.8l_e$	3.2	3.2	3.2	0	3.2	3.2	3.2	0
$h'_n = 0.8h_n$	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2
$h'_s = 0.8h_s$	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2
$k_w = \frac{I_w}{l'_w}$	0	7.69×10^4	7.69×10^4	7.69×10^4	0	7.69×10^4	7.69×10^4	7.69×10^4
$k_e = \frac{I_e}{l'_e}$	7.69×10^4	7.69×10^4	7.69×10^4	0	7.69×10^4	7.69×10^4	7.69×10^4	0
$k_n = \frac{I_n}{h'_n}$	2.11×10^4	2.11×10^4	2.11×10^4	2.11×10^4	2.11×10^4	2.11×10^4	2.11×10^4	2.11×10^4
$k_s = \frac{I_s}{h'_s}$	2.11×10^4	2.11×10^4	2.11×10^4	2.11×10^4	6.67×10^4	6.67×10^4	6.67×10^4	6.67×10^4
$D = \sum k$	11.91×10^4	19.6×10^4	19.6×10^4	11.91×10^4	16.47×10^4	24.16×10^4	24.16×10^4	16.47×10^4
P_w	0	31.48	18.45	31.48	0	31.48	18.45	31.48
P_e	31.48	18.45	31.48	0	31.48	18.45	31.48	0
$M'_w = \frac{P_w l'_w}{8.5}$	0	37.92	22.23	37.92	0	37.92	22.23	37.92
$M'_e = \frac{P_e l'_e}{8.5}$	37.92	22.23	37.92	0	37.92	22.23	37.92	0
M_w	0	31.76	28.39	13.44	0	32.93	27.22	20.24
M_e	13.44	28.39	31.76	0	20.24	27.22	32.93	0
M_n	6.72	-1.69	1.69	-6.72	4.86	-1.37	1.37	-4.86
M_s	6.72	-1.69	1.69	-6.72	15.36	-4.33	4.33	-15.36



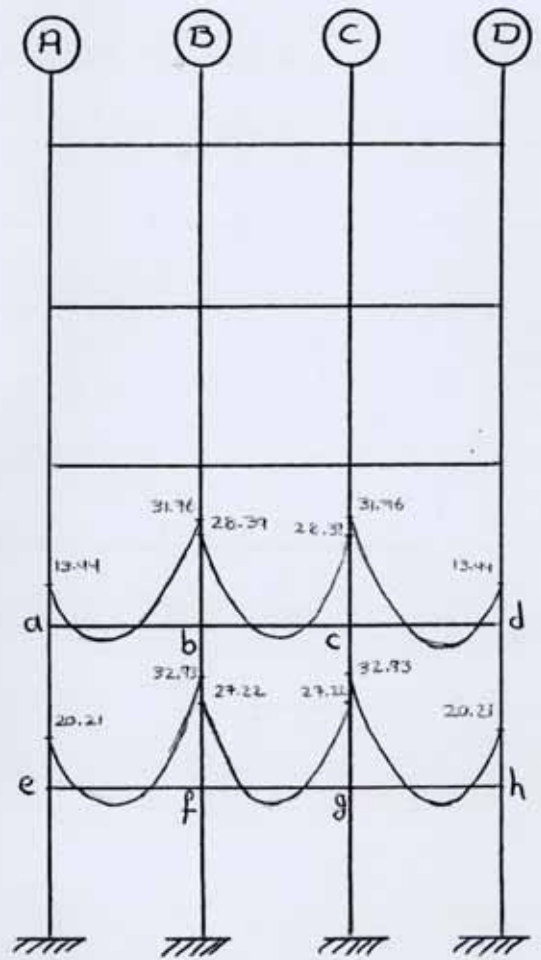
قَاب A, D



قَاب B, C



قَاب 1, 4



قَاب 2, 3

11

ب) محاسبه دال ه

۱) شرایط و فرضیات نوشتن ضرایب جدولی :

۱-۱) دال در چهار طرف روی تیرهای دیوارهای یکپارچه داشته باشد.

۲-۱) ایجاد تیرهای اریسری چنان باشند که رابطه معادل برقرار باشد.

$$\frac{b_w h_b^3}{l_n h_s^3} \geq 2$$

فرضیات (دال نوع ۲) کربنی تیر فولاد

$$b_w = 0.3 \quad h_b = 0.4 \quad h_s = 0.15 \quad l_n = 6 - 2(0.15)$$

$$\rightarrow \frac{0.3 \times 0.4^3}{5.7 \times 0.15^3} = 0.99 \not\geq 2$$

* بنابراین بر جهت صادق بودن فرضیات نوشتن ضرایب جدولی از روش مستقیم در کلیه دال های استفاده می کنیم.

۱) کنترل محدودیت های استفاده از روش تکمیل مستقیم :

۱-۱) در هر مقطع حداقل ۳ دهانه بزرگ و کوچک وجود دارد. ✓

۲-۱) چیده به اصطلاح است

$$\frac{\text{دهانه بزرگتر}}{\text{دهانه کوچکتر}} = \frac{6}{4} < 2 \text{ o.k.}$$

۳-۱) (دهانه بلندتر) $\frac{1}{3}$ < (دهانه کوتاهتر) - دهانه بلندتر

$$6 - 4 < \frac{1}{3}(6) \text{ o.k.}$$

۴-۱) برون محوری متوسط $e = 0$ ✓

۵-۱) بارهای قائم بطور گنواضت توزیع شده اند.

(بار سرد) $3 < \text{بار زنده}$

$$6 < 3(4.92) = 14.76 \quad \checkmark$$

$$0.2 < \frac{\alpha_1 l_2^2}{\alpha_2 l_1^2} \leq 5$$

۶-۱) در کلیه چیده که چهارگانه آن دارای تیرات رابطه معادل برقرار باشد.

$$I_s = \left(\frac{4}{2} + \frac{0.65}{2} \right) \frac{0.15^3}{12} = 6.539 \times 10^{-4}$$

$$\rightarrow \alpha_{A1} = \frac{2.624 \times 10^{-3}}{6.539 \times 10^{-4}} = 4.01 \text{ (دال نوع ۱) A}$$

$$I_s = \left(\frac{6}{2} + \frac{0.65}{2} \right) \frac{0.15^3}{12} = 9.352 \times 10^{-4}$$

$$\rightarrow \alpha_{A2} = \frac{2.624 \times 10^{-3}}{9.352 \times 10^{-4}} = 2.81 \text{ (دال نوع ۲) A}$$

$$I_s = \left(\frac{4}{2} + \frac{0.8}{2} \right) \frac{0.15^3}{12} = 6.75 \times 10^{-4}$$

$$\rightarrow \alpha_{B1} = \frac{2.462 \times 10^{-3}}{6.75 \times 10^{-4}} = 3.65 \text{ (دال نوع ۱) B}$$

$$I_s = \left(\frac{6}{2} + \frac{0.8}{2} \right) \frac{0.15^3}{12} = 9.56 \times 10^{-4}$$

$$\rightarrow \alpha_{B2} = \frac{2.462 \times 10^{-3}}{9.56 \times 10^{-4}} = 2.57 \text{ (دال نوع ۲) B}$$

$$\frac{4.01 \times 4^2}{4.01 \times 4^2} = 1$$

$$\frac{3.65 \times 6^2}{2.81 \times 4^2} = 2.9$$

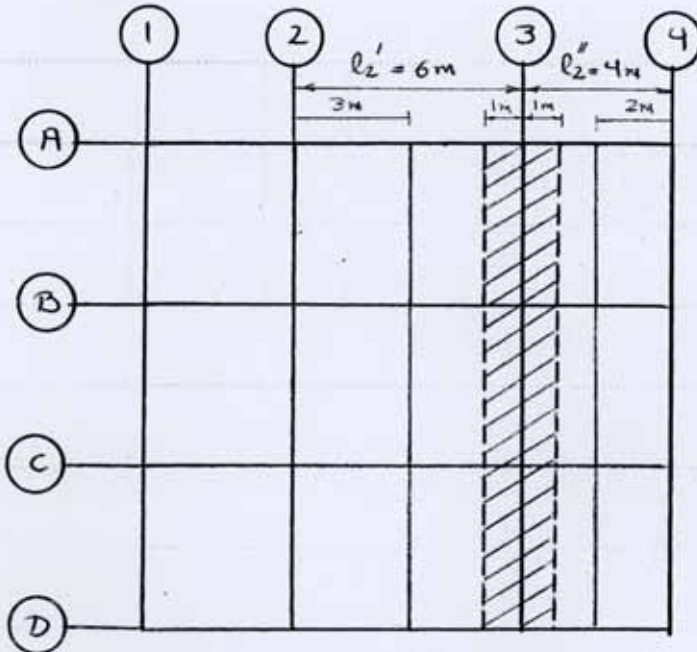
$$\frac{3.65 \times 4^2}{4.01 \times 4^2} = 0.9$$

$$\frac{3.65 \times 6^2}{2.57 \times 4^2} = 3.2$$

دال نوع ۱

دال نوع ۲

بی این فرض معم صدق است.



حالت ۱

(۲) محاسبه گزینشی نهایی

(الف)

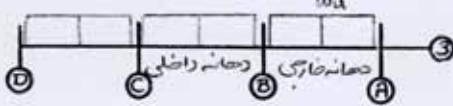
$$w_u = 1.25 \left(4.92 + \frac{0.3 \times 0.4 \times 24}{\frac{6+4}{2}} \right) + 1.5 \times 6$$

$$= 15.87$$

$$l_2 = \frac{1}{2}(4+6) = 5$$

$$l_n = 4 - 2(0.15) = 3.7$$

$$\Rightarrow M_o = \frac{w_u l_2 l_n^2}{8} = \frac{15.87 \times 5 \times 3.7^2}{8} = 135.79$$



نوار را به صورت تیر مقابل فرض کرده ایم.

(ب) گزینشهای منفی و مثبت نوار

(۱) گزینش در دهانه داخلی

$$\text{گزینش} = 0.65 M_o = -88.26 \text{ kN.m}$$

$$\text{گزینش مثبت} = 0.35 M_o = 47.53 \text{ kN.m}$$

(۲) گزینش در دهانه خارجی

$$\text{گزینش داخلی} = 0.7 M_o = -95.05 \text{ kN.m}$$

$$\text{گزینش مثبت} = 0.57 M_o = 77.4 \text{ kN.m}$$

$$\text{گزینش خارجی} = 0.16 M_o = -21.73 \text{ kN.m}$$

نوع دال - تیر - دال

(۲) توزیع گزینشهای مثبت و منفی در نوار تیر

(الف) درصدی از گزینشهای مثبت و منفی که در نوار تیر می رسد.

$$\alpha_1 = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s}$$

$$I_b = 2.462 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_s = \left(\frac{4+6}{2} + \frac{0.8}{2} \right) \frac{0.15^3}{12} = 1.519 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_1 = \frac{2.462 \times 10^{-3}}{1.519 \times 10^{-3}} = 1.621$$

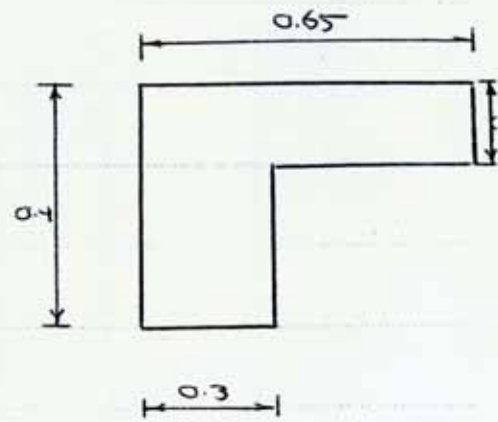
$$C = \sum (1 - 0.63^{x/y}) \frac{x^3 y}{3}$$

$$x_1 = 0.3 \quad y_1 = 0.4 \rightarrow C_1 = 1.899 \times 10^{-3}$$

$$x_2 = 0.15 \quad y_2 = 0.35 \rightarrow C_2 = 2.874 \times 10^{-3} \rightarrow C = 4.773 \times 10^{-3}$$

$$x_1 = 0.25 \quad y_1 = 0.3 \rightarrow C_1 = 7.429 \times 10^{-3}$$

$$x_2 = 0.15 \quad y_2 = 0.65 \rightarrow C_2 = 6.249 \times 10^{-3} \rightarrow C = 13.678 \times 10^{-3} \checkmark$$



$$\beta_c = \frac{E_{cb} C}{2 E_{cs} I_s} = \frac{13.678 \times 10^{-3}}{2 \times 1.519 \times 10^{-3}} = 4.5 > 2.5$$

$$\frac{\alpha_1 l_2}{l_1} = \frac{1.621 \times 5}{4} = 2.03 > 1$$

$$l_2/l_1 = 5/4 = 1.25$$

$$\text{نسبت نوار ستونی از ندر متقی تکیه خارجی} = 75 + 30(2.03)(1 - 1.25) = 59.8 \%$$

$$\text{نسبت نوار ستونی از ندر متقی تکیه داخلی} = 100 - 10(4.5) + 12 \times 4.5(2.03)(1 - 1.25) = 27.6 \%$$

$$\text{نسبت نوار ستونی از ندر مثبت} = 60 + 30(2.03)(1.5 - 1.25) = 75.2 \%$$

	نکته	نسبت	نوار ستونی		درجه نوار ستونی	نسبت نوار ستونی
			درجه	نسبت		
حصانه خارجی	ندر متقی خارجی	-21.73	27.6	-6	-15.73	-7.87
	ندر مثبت	77.4	75.2	58.2	19.2	9.6
	ندر متقی داخلی	-95.05	59.8	-56.84	-38.21	-19.11
حصانه داخلی	ندر متقی	-88.26	59.8	-52.78	-35.48	-17.74
	ندر مثبت	47.53	75.2	35.74	11.79	5.89

$$\beta_a = \frac{DL}{LL} = \frac{4.92}{6} = 0.82 \quad e_2/e_1 = 1.25$$

(ع) کنترل اثر بارهای شطرنجی

$$\alpha = 1.621 \rightarrow \alpha_{min} = 0.072$$

$$\alpha_c = \frac{\sum k_c}{(k_s + k_b)} \quad \left\{ \begin{array}{l} k_s = \frac{4EI_s}{L_1} = \frac{4E(1.519 \times 10^3)}{4} = 1.519 \times 10^3 E \\ k_b = \frac{4EI_b}{L_1} = \frac{4E(2.462 \times 10^3)}{4} = 2.462 \times 10^3 E \end{array} \right.$$

$$\sum k_c = \frac{4EI_{CT}}{L_{CT}} + \frac{4EI_{CB}}{L_{CB}} = E(2 \times 6.75 \times 10^4) = 1.35 \times 10^3 E$$

$$\rightarrow \alpha_c = \frac{1.35 \times 10^3}{(1.519 + 2.462) \times 10^3} = 0.34$$

$\alpha_c > \alpha_{min}$ بی احتیاجی در سبب ضربت و در برابر بار است

$$5400 \text{ فون} \quad h = 150 \text{ mm} \quad d = 110 \text{ mm}$$

(د) فولاد نساری

$$a = \frac{M_u}{0.85 f_c' b d} \rightarrow A_s = \frac{M_u}{f_y d (d - 0.5a)}$$

$$b = 2000 \text{ mm} \quad A_{smin} = 0.0018 \times 2000 \times 150 = 540 \text{ mm}^2$$

(الف) نوار ستونی

حصانه خارجی	{	تدریسی خارجی $M_u = -6 \times 10^6 \text{ N.m}$ $\rightarrow a = 2.86 \text{ mm}$ $\rightarrow A_s = 185.76 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{USE } 5\phi_{12}$
		تدریسی $M_u = 58.2 \times 10^6 \text{ N.m}$ $\rightarrow a = 27.74 \text{ mm}$ $\rightarrow A_s = 2035 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{USE } 8\phi_{18}$
		تدریسی داخل $M_u = -56.84 \times 10^6$ $\rightarrow a = 27.1$ $\rightarrow A_s = 1981$ $\rightarrow \text{USE } 8\phi_{18}$
حصانه داخلی	{	تدریسی $M_u = -52.78 \times 10^6$ $\rightarrow a = 25.16$ $\rightarrow A_s = 1821.11$ $\rightarrow \text{USE } 6\phi_{20}$
		تدریسی $M_u = 35.74 \times 10^6$ $\rightarrow a = 17.03$ $\rightarrow A_s = 1183.8$ $\rightarrow \text{USE } 4\phi_{20}$

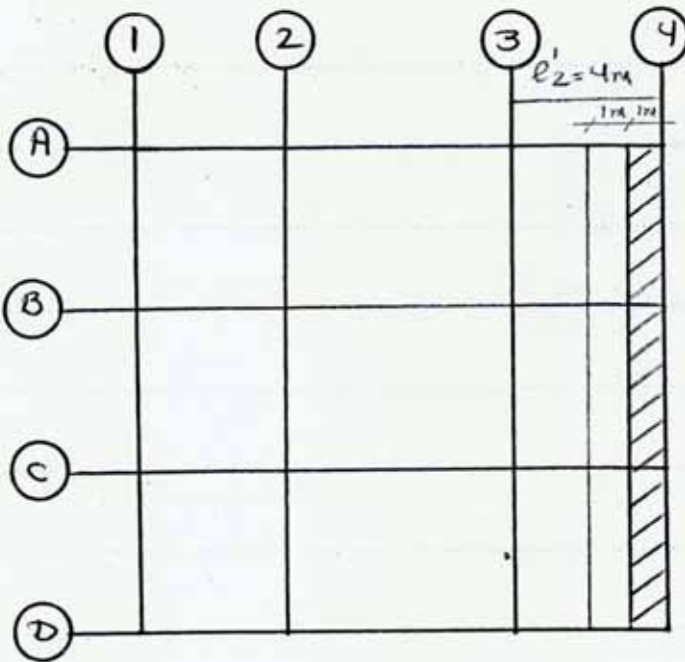
(ب) نوار میانی

$$b = 3000 \quad A_{smin} = 0.0018 \times 3000 \times 150 = 810 \text{ mm}^2 \quad (9\phi_{12}) \text{ L } (4\phi_{18})$$

حصانه خارجی	{	تدریسی خارجی $M_u = -15.73 \times 10^6 \text{ N.m}$ $\rightarrow a = 5$ $\rightarrow A_s = 491.85 \xrightarrow{A_{smin}} \text{USE } 9\phi_{12}$
		تدریسی $M_u = 58.2 \times 10^6$ $\rightarrow a = 18.49$ $\rightarrow A_s = 1941.6$ $\rightarrow \text{USE } 8\phi_{18}$
		تدریسی داخل $M_u = -19.11 \times 10^6$ $\rightarrow a = 6.07$ $\rightarrow A_s = 600 \xrightarrow{A_{smin}} \text{USE } 4\phi_{18}$
حصانه داخلی	{	تدریسی $M_u = -35.74 \times 10^6$ $\rightarrow a = 11.36$ $\rightarrow A_s = 1151.6$ $\rightarrow \text{USE } 4\phi_{20}$
		تدریسی $M_u = 11.79$ $\rightarrow A_{smin} \rightarrow 9\phi_{12}$

حالت ۲

(۱) محاسبه مومگذاری



$l_1 = 4m$

$W_u = 1.25 (4.92 + \frac{0.3 \times 0.4 \times 24}{2})$ (الف)
 $+ 1.5 \times 6 = 16.95$

$l_2 = \frac{1}{2}(4) = 2$

$l_n = 4 - 2(0.15) = 3.7$

$M_o = \frac{W_u l_2 l_n^2}{8} = \frac{16.95 \times 2 \times 3.7^2}{8} = 58.01$

(ب) مومگذاری سقف و ستون

(۱) مومگذاری در دهانه داخلی

(۲) مومگذاری در دهانه خارجی

نوع دال - تیر - دال

(۳) توزیع مومگذاری از روی سازه

- مومگذاری در ستون = $0.65 M_o = -37.71$
- مومگذاری در سقف = $0.35 M_o = 20.3$
- مومگذاری در دال داخلی = $0.7 M_o = -40.61$
- مومگذاری در دال خارجی = $0.57 M_o = 33.07$
- مومگذاری در ستون خارجی = $0.16 M_o = -9.28$

$\alpha_1 = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s}$

$I_b = 2.624 \times 10^{-3} m^4$

$I_s = (2 + \frac{0.65}{2}) \frac{0.15^3}{12} = 6.539 \times 10^{-4} m^4$

$\alpha_1 = \frac{2.624 \times 10^{-3}}{6.539 \times 10^{-4}} = 4.013$

$C = 13.678 \times 10^{-3}$

$\beta_t = \frac{E_{cb} C}{2 E_{cs} I_s} = \frac{13.678 \times 10^{-3}}{2 \times 6.539 \times 10^{-4}} = 10.46$

$\beta_t = 10.46$ $\frac{\alpha_1 l_2}{e_1} = 4.013 \times \frac{2}{4} = 2.01$

$\frac{e_2}{e_1} = 0.5$

- مومگذاری از ستون در دهانه داخلی = ۹۰٪
- مومگذاری از ستون در دهانه خارجی = ۹۰٪
- مومگذاری در ستون = ۹۰٪

		لنگر نیکی	نوارستنی		نوار صیانی
			درصد	لنگر	
دخانه خارجی	لنگر منفی خارجی	-9.28	90	-8.35	-0.93
	لنگر مثبت	33.07	90	29.76	3.31
	لنگر منفی داخلی	-40.61	90	-36.55	-4.06
دخانه داخلی	لنگر منفی	-37.71	90	-33.94	-3.77
	لنگر مثبت	20.3	90	18.27	2.03

$$\beta_a = \frac{DL}{LL} = 0.82 \quad \rho_2/\rho_1 = 0.5$$

$$\alpha = 4.013 \rightarrow \alpha_{min} = 0$$

ع) لنگرهای بارگذاری شعاعی و
بی بارگذاری شعاعی را بر مبنای نوار

$$S400 \quad h = 150 \text{ mm} \quad d = 110 \text{ mm}$$

الف) نوارستنی و

$$b = 1000 \text{ mm} \rightarrow A_{smin} = 0.0018 \times 1000 \times 150 = 270 \text{ mm}^2$$

ب) نوار صیانی و

دخانه خارجی

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{لنگر منفی} \\ \text{لنگر مثبت} \\ \text{لنگر منفی} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} M_u = -8.35 \times 10^6 \rightarrow a = 7.96 \rightarrow A_s = 264.7 \rightarrow 3\phi 12 \\ M_u = 29.76 \times 10^6 \rightarrow a = 28.37 \rightarrow A_s = 1044. \rightarrow 4\phi 18 \\ M_u = -36.55 \times 10^6 \rightarrow a = 34.84 \rightarrow A_s = 1327 \rightarrow 6\phi 18 \end{array} \right.$$

دخانه داخلی

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{لنگر منفی} \\ \text{لنگر مثبت} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} M_u = -33.94 \times 10^6 \rightarrow a = 32.35 \rightarrow A_s = 1215.9 \rightarrow 4\phi 20 \\ M_u = 18.27 \times 10^6 \rightarrow a = 17.42 \rightarrow A_s = 606 \rightarrow 2\phi 20 \end{array} \right.$$

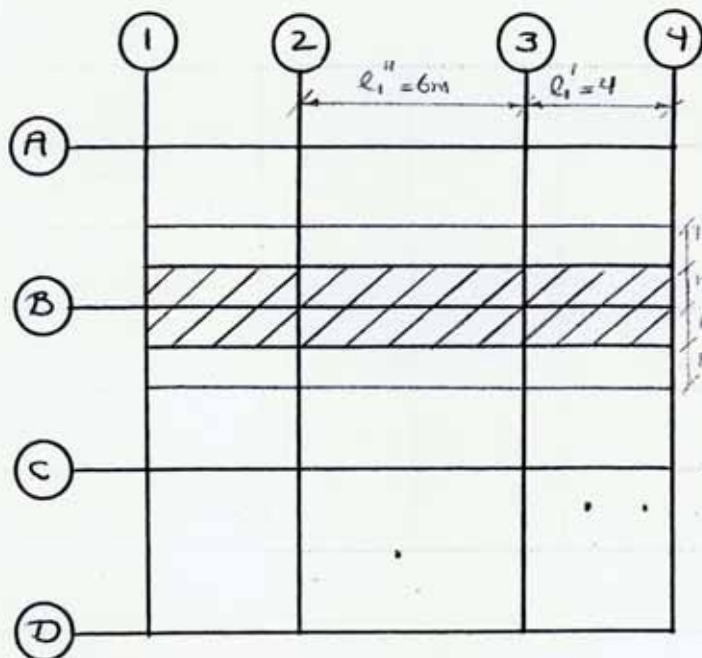
$$b = 1000 \text{ mm} \rightarrow A_{smin} = 270 \text{ mm}^2$$

ب) نوار صیانی و

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{لنگر منفی} \\ \text{لنگر مثبت} \\ \text{لنگر منفی} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} M_u = -0.93 \times 10^6 \rightarrow 3\phi 12 \\ M_u = 3.31 \times 10^6 \rightarrow 3\phi 12 \\ M_u = -4.06 \times 10^6 \rightarrow 3\phi 12 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{لنگر منفی} \\ \text{لنگر مثبت} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} M_u = -3.77 \times 10^6 \rightarrow 3\phi 12 \\ M_u = 2.03 \times 10^6 \rightarrow 3\phi 12 \end{array} \right.$$

حالت ۳ و



(۲) محاسبه نیروهای برشی و

(الف)

$$W_u = 1.25 \left(4.92 + \frac{0.3 \times 0.4 \times 24}{2} \right) +$$

$$1.5 \times 6 = 16.95$$

$$l_2 = 4 \quad l_n' = 3.7 \quad l_n'' = 5.7$$

$$M_o' = \frac{W_u l_2 l_n'^2}{8} = \frac{16.95 \times 4 \times 3.7^2}{8} = 58.01$$

$$M_o'' = \frac{W_u l_2 l_n''^2}{8} = \frac{16.95 \times 4 \times 5.7^2}{8} = 137.68$$

(ب) نیروهای ممتنع و مثبت ترازه

(۱) لنگرد در خانه داخلی و

(۲) لنگرد در خانه خارجی و

$$\checkmark \text{ لنگر ممتنع} = 0.65 M_o'' = -89.49$$

$$\checkmark \text{ لنگر مثبت} = 0.35 M_o'' = 48.19$$

$$\checkmark \text{ لنگر ممتنع داخلی} = 0.7 M_o' = -40.61$$

$$\checkmark \text{ لنگر مثبت} = 0.57 M_o' = 33.07$$

$$\checkmark \text{ لنگر ممتنع خارجی} = 0.16 M_o' = -9.28$$

(۳) توزیع نیروهای انبساطی و انقباضی در تیرها و ستونها

$$\alpha_1 = 1.621$$

$$C = 13.678 \times 10^{-3} \rightarrow \beta_E = 4.5$$

$$\frac{l_2}{l_1} = 1 \rightarrow \alpha_1 \frac{l_2}{l_1} = 1.621$$

$$\frac{l_2}{l_1''} = \frac{2}{3} \rightarrow \alpha_1 \frac{l_2}{l_1''} = 1.081$$

$$\text{نسبت لنگر ممتنع خارجی در خانه خارجی} = 75\%$$

$$\text{نسبت لنگر مثبت در خانه خارجی} = 75\%$$

$$\text{نسبت لنگر ممتنع داخلی در خانه خارجی} = 75\%$$

$$\text{نسبت لنگر ممتنع داخلی} = 75 + 30(1.081)(1 - \frac{2}{3}) = 85.81\%$$

$$\text{نسبت لنگر مثبت داخلی} = 60 + 30(1.081)(1.5 - \frac{2}{3}) = 87\%$$

		لنگر برآمی	نوارستونی		دولتم نوارستونی
			رصد	لنگر	
دهانه خارجی	لنگر مثبت خارجی	-9.28	75	-6.94	2.34
	لنگر مثبت	33.07	75	24.8	8.27
	لنگر منفی داخلی	-40.61	75	-30.46	-10.15
دهانه داخلی	لنگر منفی	-89.49	85.81	-76.79	-12.7
	لنگر مثبت	48.19	87	41.93	6.26

$$\beta_a = \frac{D_L}{L_L} = 0.82$$

$$\alpha = 1.621, \quad \frac{l_2}{l_1} = 1 \Rightarrow \begin{cases} \alpha_{min} < 0.2 \\ \alpha_c = 0.34 \end{cases}$$

$$\alpha = 1.621, \quad \frac{l_2}{l_1} = \frac{2}{3} \Rightarrow \alpha_{min} < \alpha_c$$

$$S_{400} \quad h = 150 \text{ mm} \quad d = 110 \text{ mm}$$

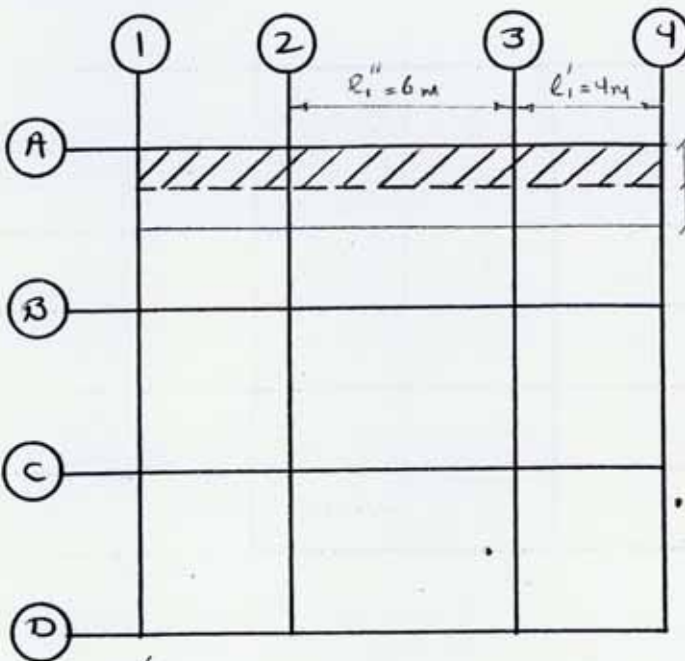
$$b = 2000 \text{ mm} \rightarrow A_{smin} = 540 \text{ mm}^2$$

دهانه خارجی	لنگر مثبت خارجی	$M_u = -6.94 \times 10^6$	$\rightarrow \alpha = 3.31$	$\rightarrow A_s = 215.3$	$\xrightarrow{A_{smin}} 5 \phi_{12}$
	لنگر مثبت	$M_u = 24.8 \times 10^6$	$\rightarrow \alpha = 11.82$	$\rightarrow A_s = 800$	$\rightarrow \text{USE } 4 \phi_{16}$
	لنگر منفی داخلی	$M_u = -30.46 \times 10^6$	$\rightarrow \alpha = 14.52$	$\rightarrow A_s = 997$	$\rightarrow \text{USE } 5 \phi_{16}$
دهانه داخلی	لنگر منفی	$M_u = -76.79 \times 10^6$	$\rightarrow \alpha = 36.6$	$\rightarrow A_s = 2814$	$\rightarrow \text{USE } 8 \phi_{22}$
	لنگر مثبت	$M_u = 41.93 \times 10^6$	$\rightarrow \alpha = 19.98$	$\rightarrow A_s = 1409$	$\rightarrow \text{USE } 4 \phi_{22}$

$$b = 2000 \rightarrow A_{smin} = 540 \text{ mm}^2$$

دهانه خارجی	لنگر مثبت خارجی	$M_u = 2.34 \times 10^6$	$\rightarrow 4 \phi_{14}$
	لنگر مثبت	$M_u = 8.27 \times 10^6$	$\rightarrow 4 \phi_{14}$
	لنگر منفی داخلی	$M_u = -10.15 \times 10^6$	$\rightarrow 4 \phi_{14}$
دهانه داخلی	لنگر منفی	$M_u = -12.7 \times 10^6$	$\rightarrow \alpha = 6.05 \rightarrow A_s = 399 \rightarrow \text{USE } 4 \phi_{14}$
	لنگر مثبت	$M_u = 6.26 \times 10^6$	$\rightarrow 4 \phi_{14}$

حالت 4



۱۲ محاسبه کندهای برشی و تکیه

الف) $W_u = 1.25 \left(4.92 + \frac{0.3 \times 0.4 \times 24}{2} \right) + 1.5 \times 6 = 16.95$

$l_2 = 2 \quad l_n' = 3.7 \quad l_n'' = 5.7$

$M_o' = 58.01$

$M_o'' = 137.68$

ب) کندهای برشی و شیب توار

۱) کندها در دهانه داخلی

۲) کندها در دهانه خارجی

۱۳) توزیع کندهای برشی و تکیه در توار تکیه و شیب

کندها برشی = $0.65 M_o'' = -89.49$

کندها شیب = $0.35 M_o'' = 48.19$

کندها برشی داخل = $0.7 M_o' = -40.61$

کندها شیب = $0.57 M_o' = 33.07$

کندها برشی خارجی = $0.16 M_o' = -9.28$

$\alpha_1 = 4.013$

$\beta_2 = 10.46$

$\frac{l_2}{l_1'} = 1/2 \Rightarrow \alpha_1 \frac{l_2}{l_1'} = 2.01$

$\frac{l_2}{l_1''} = 1/3 \Rightarrow \alpha_1 \frac{l_2}{l_1''} = 1.338$

نسبت کندهای برشی خارجی در دهانه خارجی = 75%

نسبت کندهای شیب در دهانه خارجی = 75%

نسبت کندهای برشی داخل در دهانه خارجی = 75%

نسبت کندهای برشی داخل در دهانه داخلی = $75 + 30(1.338)(1 - 1/3) = 100\%$

نسبت کندهای شیب در دهانه داخلی = $60 + 30(1.338)(1.5 - 1/3) = 100\%$

		لذریبہ	نوارستونی		نم ذاریبہ
			درصد	لنگر	
دھانہ خارجی	لذریبہ خارجی	-9.28	75	-6.96	-2.32
	لذریبہ مثبت	33.07	75	24.8	8.27
	لذریبہ داخلی	-40.61	75	-30.46	-10.15
دھانہ داخلی	لذریبہ	-89.49	100	-89.49	•
	لذریبہ مثبت	48.19	100	48.19	•

$S400 \quad h=150 \text{ mm} \quad d=110 \text{ mm}$

$b=1000 \text{ mm} \rightarrow A_{smin}=270$

الف) فولاد نوارستونی

دھانہ خارجی {
 لذریبہ خارجی $M_u = -6.96 \times 10^6 \rightarrow \alpha = 6.63 \rightarrow A_s = 219 \rightarrow 3\phi_{12}$
 لذریبہ مثبت $M_u = 24.8 \times 10^6 \rightarrow \alpha = 23.64 \rightarrow A_s = 849.1 \rightarrow 4\phi_{18}$
 لذریبہ داخلی $M_u = -30.46 \times 10^6 \rightarrow \alpha = 29.04 \rightarrow A_s = 1072 \rightarrow 4\phi_{20}$

دھانہ داخلی {
 لذریبہ $M_u = -89.49 \times 10^6 \rightarrow \alpha = 85.3 \rightarrow A_s = 4466 \rightarrow 6\phi_{32}$
 لذریبہ مثبت $M_u = 48.19 \times 10^6 \rightarrow \alpha = 45.94 \rightarrow A_s = 1861 \rightarrow 4\phi_{25}$
 $b=1000 \quad A_{smin}=270$

ب) نوار صافی

دھانہ خارجی {
 لذریبہ خارجی $M_u = -2.32 \times 10^6 \rightarrow 3\phi_{12}$
 لذریبہ مثبت $M_u = 8.27 \times 10^6 \rightarrow 3\phi_{12}$
 لذریبہ داخلی $M_u = -10.15 \times 10^6 \rightarrow 3\phi_{12}$

دھانہ داخلی {
 لذریبہ $M_u = 0 \rightarrow 3\phi_{12}$
 لذریبہ مثبت $M_u = 0 \rightarrow 3\phi_{12}$

A2002—Method 2

Notation

- C = moment coefficient for two-way slabs as given in Table 1
- m = ratio of short span to long span for two-way slabs
- S = length of short span for two-way slabs. The span shall be considered as the center-to-center distance between supports or the clear span plus twice the thickness of slab, whichever value is the smaller.
- w = total uniform load per sq ft

(a) *Limitations*—These recommendations are intended to apply to slabs (solid or ribbed), isolated or continuous, supported on all four sides by walls or beams, in either case built monolithically with the slabs.

A two-way slab shall be considered as consisting of strips in each direction as follows:

METHOD 2—TABLE 1—MOMENT COEFFICIENTS

Moments	Short span						Long span, all values of m
	Values of m						
	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5 and less	
Case 1—Interior panels							
Negative moment at—							
Continuous edge	0.033	0.040	0.048	0.055	0.063	0.083	0.033
Discontinuous edge	—	—	—	—	—	—	—
Positive moment at midspan	0.025	0.030	0.036	0.041	0.047	0.062	0.025
Case 2—One edge discontinuous							
Negative moment at—							
Continuous edge	0.041	0.048	0.055	0.062	0.069	0.085	0.041
Discontinuous edge	0.021	0.024	0.027	0.031	0.035	0.042	0.021
Positive moment at midspan	0.031	0.036	0.041	0.047	0.052	0.064	0.031
Case 3—Two edges discontinuous							
Negative moment at—							
Continuous edge	0.049	0.057	0.064	0.071	0.078	0.090	0.049
Discontinuous edge	0.025	0.028	0.032	0.036	0.039	0.045	0.025
Positive moment at midspan	0.037	0.043	0.048	0.054	0.059	0.068	0.037
Case 4—Three edges discontinuous							
Negative moment at—							
Continuous edge	0.058	0.066	0.074	0.082	0.090	0.098	0.058
Discontinuous edge	0.029	0.033	0.037	0.041	0.045	0.049	0.029
Positive moment at midspan	0.044	0.050	0.056	0.062	0.068	0.074	0.044
Case 5—Four edges discontinuous							
Negative moment at—							
Continuous edge	—	—	—	—	—	—	—
Discontinuous edge	0.033	0.038	0.043	0.047	0.053	0.055	0.033
Positive moment at midspan	0.050	0.057	0.064	0.072	0.080	0.083	0.050

Table 8.4 Bending-moment coefficients for slabs spanning in two directions at right angles, simply supported on four sides

l_y/l_x	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.75	2.0
a_{sx}	0.062	0.074	0.084	0.093	0.099	0.104	0.113	0.118
a_{sy}	0.062	0.061	0.059	0.055	0.051	0.046	0.037	0.029

(ارزش ضرایب این ماده Eurocode)

Table 8.5 Bending moment coefficients for two-way spanning rectangular slabs supported by beams

Type of panel and moments considered	Short span coefficients for values of l_y/l_x					Long-span coefficients for all values of l_y/l_x
	1.0	1.25	1.5	1.75	2.0	
<i>Interior panels</i>						
Negative moment at continuous edge	0.031	0.044	0.053	0.059	0.063	0.032
Positive moment at midspan	0.024	0.034	0.040	0.044	0.048	0.024
<i>One short edge discontinuous</i>						
Negative moment at continuous edge	0.039	0.050	0.058	0.063	0.067	0.037
Positive moment at midspan	0.029	0.038	0.043	0.047	0.050	0.028
<i>One long edge discontinuous</i>						
Negative moment at continuous edge	0.039	0.059	0.073	0.083	0.089	0.037
Positive moment at midspan	0.030	0.045	0.055	0.062	0.067	0.028
<i>Two adjacent edges discontinuous</i>						
Negative moment at continuous edge	0.047	0.066	0.078	0.087	0.093	0.045
Positive moment at midspan	0.036	0.049	0.059	0.065	0.070	0.034

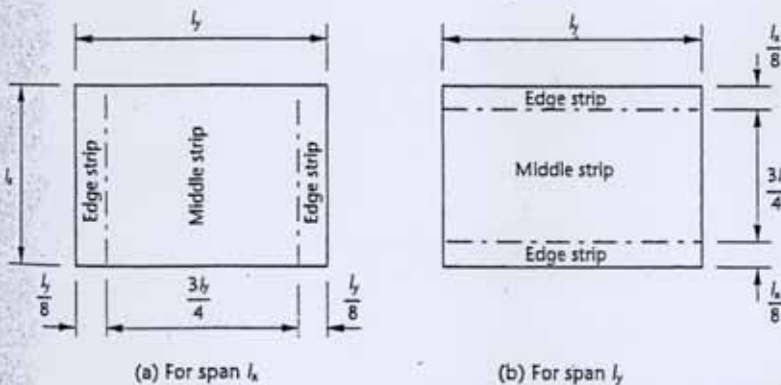


Figure 8.8 Division of slab into middle and edge strips

In addition, torsion reinforcement is provided at discontinuous corners and it should:

1. consist of top and bottom mats, each having bars in both directions of span;
2. extend from the edges a minimum distance $l_x/5$;
3. at a corner where the slab is discontinuous in both directions have an area of steel in each of the four layers equal to three-quarters of the area required for the maximum mid-span moment;
4. at a corner where the slab is discontinuous in one direction only, have an area of torsion reinforcement only half of that specified in rule 3.

Torsion reinforcement is not, however, necessary at any corner where the slab is continuous in both directions.

Where $l_y/l_x > 2$, the slabs should be designed as spanning in one direction only.

It should be noted that the coefficients for both shear and moments can only be used if class B or C ductility reinforcement is specified and the ratio x/d is limited to 0.25.

Nodal Forces at Intersection of Three Yield Lines Having Identical M_{ux} and M_{uy} Capacities. From Eqs. (18.8.5) to (18.8.7) it can be observed that wherever the ultimate moment capacities under three intersecting yield lines are identical—that is, $M_{ux1} = M_{ux2} = M_{ux3} = M_{ux}$ and $M_{uy1} = M_{uy2} = M_{uy3} = M_{uy}$ —the nodal forces at the intersection are zero. This fact is of great convenience when using the equilibrium method for the yield line analysis of two-way rectangular slabs.

«لولای کبیضگی در دال برای متصل شکل»

18.9 Yield Line Analysis of Rectangular Two-Way Slabs

A typical rectangular two-way slab panel shown in Fig. 18.9.1 has two-way reinforcement within the panel near the bottom face providing ultimate positive moment capacities M_{upx} and M_{upy} , and it also has two-way reinforcement along the edges near the top face providing ultimate negative moment capacities M_{unx} and M_{uny} ; these moment capacity values are absolute quantities per unit width of slab. The ultimate uniform load based on the yield line theory may be determined in terms of the sides a and b , and the absolute values of M_{upx} , M_{upy} , M_{unx} , and M_{uny} .

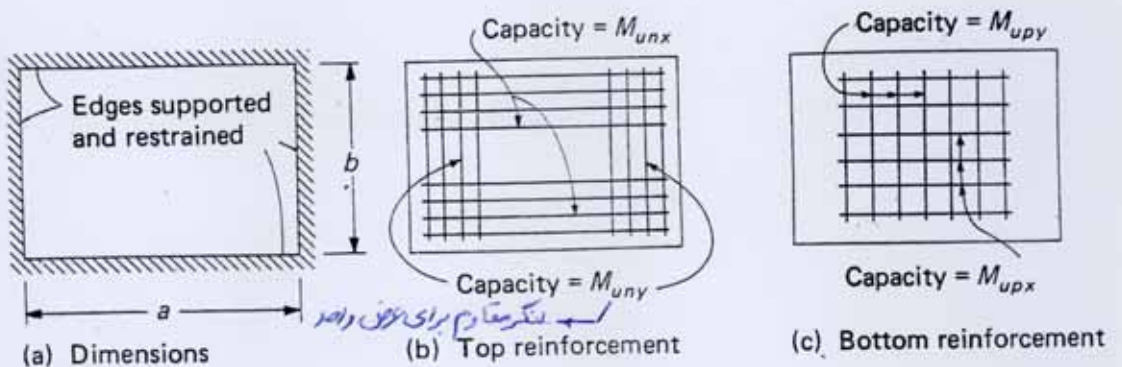
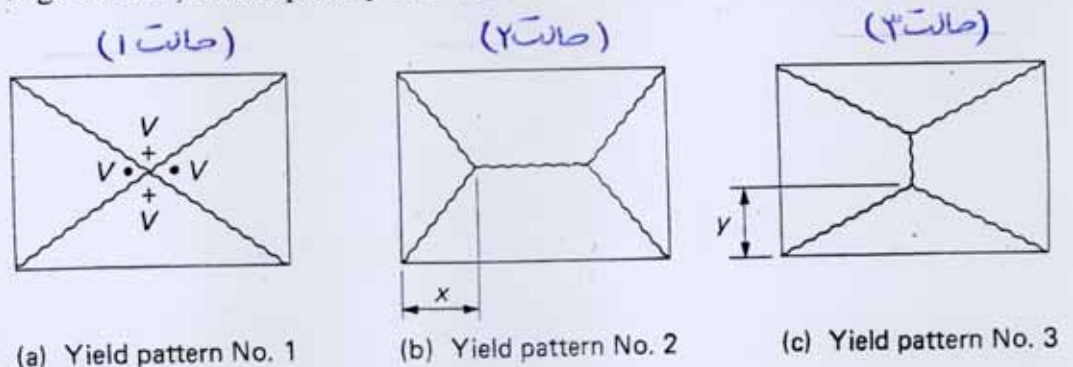


Fig. 18.9.1

A rectangular two-way slab panel.

Yield Line Pattern. Three possible yield line patterns are shown in Fig. 18.9.2. There is no unknown position in yield line pattern No. 1 of Fig. 18.9.2a; consequently the nodal forces V need not be predetermined



(a) Yield pattern No. 1

(b) Yield pattern No. 2

(c) Yield pattern No. 3

Fig. 18.9.2

Yield-line patterns for a rectangular two-way slab panel.

and their value is dictated by statics alone. The unknowns x and y in yield line patterns Nos. 2 and 3 of Fig. 18.9.2bc must be determined by means of differential calculus in the virtual-work method; but for the equilibrium method, in this particular case the nodal forces to define the yield lines are all zero because the moment capacities under a set of three intersecting yield lines are identical.

- 1) **Analysis for Yield Pattern No. 1.** Assuming a vertical deflection of Δ at the intersection of the diagonal yield lines in Fig. 18.9.3, the deflection at the centroids of the four triangles $A-B-C-D$ is $\Delta/3$. The work done by the ultimate uniform load is the product of the total load on the entire panel and $\Delta/3$; thus

$$W_E = w_u ab \left(\frac{\Delta}{3} \right) \quad (18.9.1)$$

The work done by the yield moments on the boundaries of all four slab segments is, referring to Fig. 18.9.3,

$$W_I = 2(M_{uny} + M_{upy})(a) \left(\frac{2\Delta}{b} \right) + 2(M_{unx} + M_{upx})(b) \left(\frac{2\Delta}{a} \right) \quad (18.9.2)$$

Equating Eq. (18.9.1) to Eq. (18.9.2) and solving for w_u ,

$$W_E = W_I \rightarrow w_u = 12 \left(\frac{M_{unx} + M_{upx}}{a^2} + \frac{M_{uny} + M_{upy}}{b^2} \right) \quad (18.9.3)$$

Taking moments about the lower edge of slab segment A in Fig. 18.9.3,

$$\frac{1}{2} w_u a \left(\frac{b}{2} \right) \left(\frac{b}{6} \right) + V \left(\frac{b}{2} \right) = (M_{uny} + M_{upy})(a) \quad (18.9.4)$$

Taking moments about the left edge of slab segment D in Fig. 18.9.3,

$$\frac{1}{2} w_u b \left(\frac{a}{2} \right) \left(\frac{a}{6} \right) = (M_{unx} + M_{upx})(b) + V \left(\frac{a}{2} \right) \quad (18.9.5)$$

Eliminating V between Eqs. (18.9.4) and (18.9.5) and solving for w_u , the same expression for w_u as Eq. (18.9.3) is obtained.

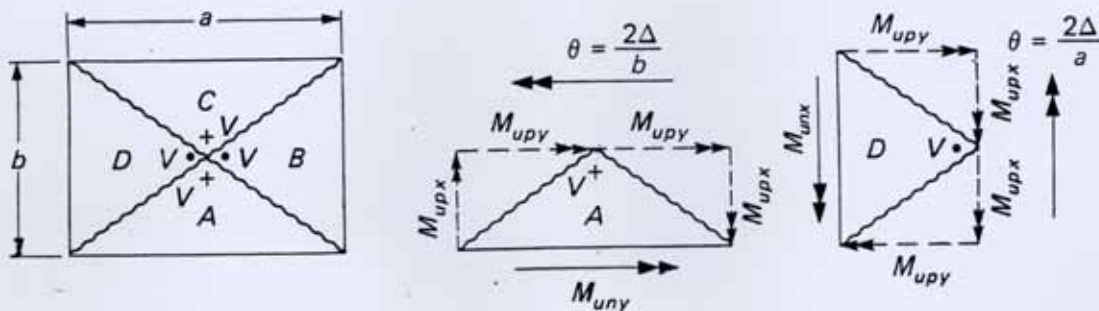


Fig. 18.9.3
Analysis for yield pattern No. 1.

* کاری به این روش ندارم *

2) **Analysis for Yield Pattern No. 2.** Assuming a vertical deflection of Δ at the two points of intersection of the yield lines in Fig. 18.9.4, the work done by the ultimate uniform load on the entire panel is

$$\begin{aligned}
 W_E &= 2W_D + 2W_{A1} + 4W_{A2} \\
 &= 2\left(\frac{1}{2}w_u bx\right)\left(\frac{\Delta}{3}\right) + 2w_u(a - 2x)\left(\frac{b}{2}\right)\left(\frac{\Delta}{2}\right) + 4\left(\frac{1}{2}w_u x \frac{b}{2}\right)\left(\frac{\Delta}{3}\right) \\
 &= \frac{w_u \Delta}{6}(3ab - 2bx) \tag{18.9.6}
 \end{aligned}$$

The work done by the yield moments on the boundaries of all four slab segments is, referring to Fig. 18.9.4,

$$W_I = 2(M_{uny} + M_{upy})(a)\left(\frac{2\Delta}{b}\right) + 2(M_{unx} + M_{upx})(b)\left(\frac{\Delta}{x}\right) \tag{18.9.7}$$

Equating Eq. (18.9.6) to Eq. (18.9.7) and solving for w_u ,

$$W_E = W_I \quad \rightarrow \quad w_u = \frac{12[b^2(M_{unx} + M_{upx}) + 2ax(M_{uny} + M_{upy})]}{b^2(3ax - 2x^2)} \tag{18.9.8}$$

Setting to zero the derivative of Eq. (18.9.8) with respect to x gives the quadratic equation in x ,

$$\frac{dw_u}{dx} = 0 \quad \rightarrow \quad 4a(M_{uny} + M_{upy})x^2 + 4b^2(M_{unx} + M_{upx})x - [3ab^2(M_{unx} + M_{upx})] = 0 \tag{18.9.9}$$

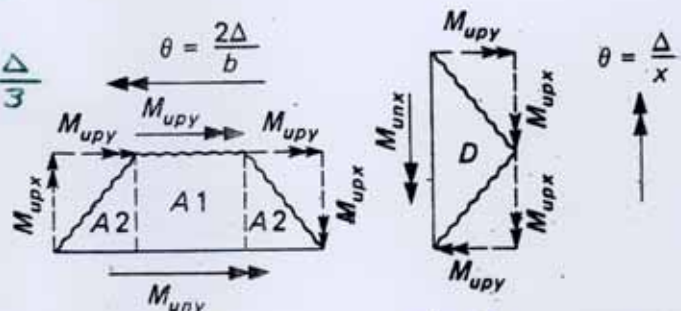
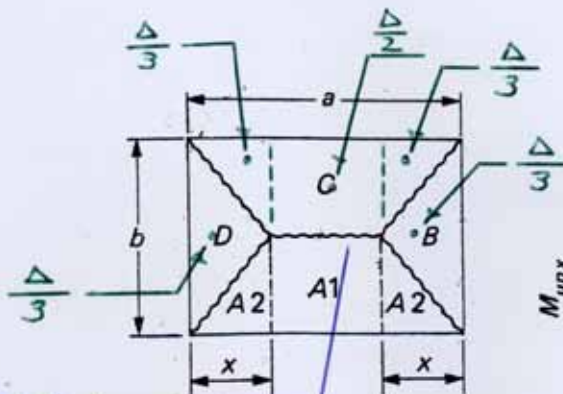
اگر $x = a/2$ شود
برای x می گردد

Taking moments about the lower edge of slab segment A in Fig. 18.9.4,

$$\begin{aligned}
 2\left(\frac{1}{2}w_u x \frac{b}{2}\right)\left(\frac{b}{6}\right) + w_u(a - 2x)\left(\frac{b}{2}\right)\left(\frac{b}{4}\right) &= (M_{uny} + M_{upy})(a) \\
 w_u &= \frac{24a(M_{uny} + M_{upy})}{2b^2x + 3b^2(a - 2x)} \tag{18.9.10}
 \end{aligned}$$

Taking moments about the left edge of slab segment D in Fig. 18.9.4,

$$\begin{aligned}
 \frac{1}{2}w_u bx \left(\frac{x}{3}\right) &= (M_{unx} + M_{upx})(b) \\
 w_u &= \frac{6(M_{unx} + M_{upx})}{x^2} \tag{18.9.11}
 \end{aligned}$$



این خط به اندازه Δ پایین می رود
Fig. 18.9.4
Analysis for yield pattern No. 2.

می توان صیقلی را برای x حساب کرد
و در ابتدا کوئدر را پیدا نمود. این یعنی باید صیقل گرفت.

Equating Eq. (18.9.10) to Eq. (18.9.11) gives the same quadratic equation in x as Eq. (18.9.9).

The condition for $x = a/2$ in Eq. (18.9.9) can be shown to be

$$\frac{\text{ممان مقادیر در جهت } x}{\text{ممان مقادیر در جهت } y} = \frac{M_{unx} + M_{upx}}{M_{uny} + M_{upy}} = \frac{a^2}{b^2} \quad \text{for } x = \frac{a}{2} \quad (18.9.12)$$

which means that if the sum of positive and negative horizontal reinforcement, each per vertical unit width of slab, is equal to (a^2/b^2) times the sum of positive and negative vertical reinforcement, each per horizontal unit width of slab, yield pattern No. 1 prevails.

The condition for $x < a/2$ in Eq. (18.9.9) can be shown to be

$$\frac{M_{unx} + M_{upx}}{M_{uny} + M_{upy}} < \frac{a^2}{b^2} \quad \text{for } x < \frac{a}{2} \quad (18.9.13)$$

which means that in order for yield pattern No. 2 to prevail, the horizontal reinforcement is less than that for yield pattern No. 1 to control.

3) Analysis for Yield Pattern No. 3. By interchanging the subscripts x and y as well as the quantities a and b in Eqs. (18.9.8), (18.9.9), (18.9.10), and (18.9.11), the following equations applicable to yield line pattern No. 3 are obtained. The quadratic equation in y (Fig. 18.9.2) is

$$4b(M_{unx} + M_{upx})y^2 + 4a^2(M_{uny} + M_{upy})y - [3ba^2(M_{uny} + M_{upy})] = 0 \quad (18.9.14)$$

Three expressions for w_u in terms of y are

$$w_u = \frac{12[a^2(M_{uny} + M_{upy}) + 2by(M_{unx} + M_{upx})]}{a^2(3by - 2y^2)} \quad (18.9.15)$$

$$w_u = \frac{24b(M_{unx} + M_{upx})}{2a^2y + 3a^2(b - 2y)} \quad (18.9.16)$$

$$w_u = \frac{6(M_{uny} + M_{upy})}{y^2} \quad (18.9.17)$$

The condition for $y < b/2$ in Eq. (18.9.14) can be shown to be

$$\frac{M_{unx} + M_{upx}}{M_{uny} + M_{upy}} > \frac{a^2}{b^2} \quad \text{for } y < \frac{b}{2} \quad (18.9.18)$$

which means that in order for yield pattern No. 3 to prevail, the horizontal reinforcement is more than that for yield pattern No. 1 to control.

EXAMPLE 18.9.1 Determine the controlling yield line pattern and the corresponding ultimate uniform load for a rectangular two-way slab panel with dimensions as shown in Fig. 18.9.5a. The slab has reinforcement in the