

بسمه تعالی



دانشگاه شهید باهنر کرمان

تمرین های درس

بتن پیشرفته

جناب دکتر مقصودی

دانشجو:

mojitaba808@yahoo.com مجتبی اصغری سرخی

www.Sazeh808.blogfa.com

بهار 88

فهرست:

الف - طراحی ستون لاغر با بتن پر مقاومت *HPHSC*

ب - طراحی دال چند دهانه با بتن پس تنیده

ج - طراحی اتصال تیر به ستون بتنی

- اتصال گوشه

- اتصال میانی

- چند نمونه اجرایی از دتایل اتصال تیر به ستون

د - طراحی دیوار برشی بتنی

الف) طراحی ستون لاغر با بتن پر مقاومت (HPHSC)

High Performance High Strength Concrete

معرفی بعضی از خصوصیات بتن پر مقاومت:

- **HPHSC** دارای نسبت کم آب به مواد سیمانی و مقاومت فشاری در محدوده $(50-100)Mpa$ میباشد.

- ویژگی اصلی و مهم بتن **HPHSC** دوام بتن در محیط های خورنده است.

- مواد سیمانی مکمل می تواند شامل سرباره کوره ها *Blast furnace Slag* ، خاکستر

آتشفشانی *Fly-ash* ، دوده سیلیس *Silica-fume* و غیره باشد که می توان از آنها

بصورت جایگزین سیمان یا بعنوان افزودنیها در مخلوط بتن استفاده کرد..

- ضریب خزش (نسبت کرنش خزشی به کرنش الاستیک) بتن **HPHSC** به مقدار

قابل توجهی کمتر از این ضریب در بتن معمولی میباشد.

- اگر **HPHSC** قبل از تکمیل شدن دوره نگهداری خود در معرض خشک شدن

قرار گیرد کاهش بیشتری در مقاومت در مقایسه با بتن با مقاومت کم پدید می آید

که معمولا یک دوره نگهداری برابر حداقل 7 روز توصیه میگردد.

- مدول الاستیسیته و نسبت پواسون بتن **HPHSC** :

در دو استاندارد کانادا و نیوزلند (201) رابطه زیر برای تعیین مدول الاستیسیته بتن

HPHSC معرفی شده است:

$$E_c = \left[3320\sqrt{f'_c} + 6900 \right] \times \left(\frac{\rho}{2300} \right)^{1.5}$$

ρ وزن مخصوص بتن بر حسب Kg/m^3 و f'_c بر حسب Mpa میباشد.

- نسبت پواسون $HPHSC$ را می توان مقدار 0.2 منظور داشت.

تیرهای با بتن $HPHSC$:

(در استاندارد نیوزلند) مرجع (2)

مقاومت خمشی بتن با منظور کردن کرنش نهایی بتن در فشار $\varepsilon_{cu} = 0.003$

بلوک تنش دارای تنش یکنواخت $\alpha.f'_c$ و عمق بلوک تنش مستطیلی برابر $v.d_{nb}$:

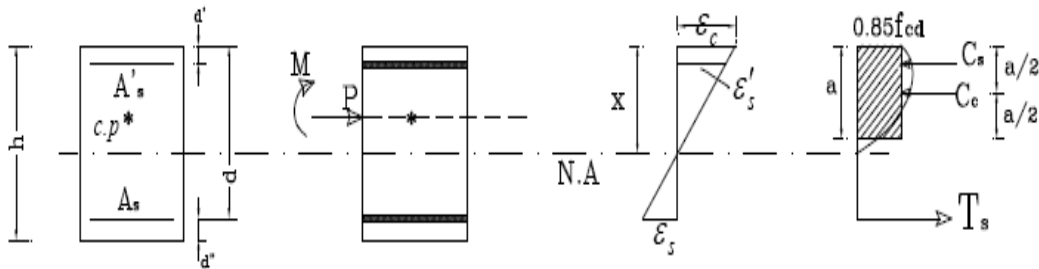
$$v = 0.85 - 0.008(f'_c - 30) \rightarrow 0.65 \leq v \leq 0.85$$

$$\alpha = 0.85 - 0.004(f'_c - 55) \rightarrow 0.75 \leq \alpha \leq 0.85$$

توجه گردد که در بتن های معمولی مطابق زیر داشتیم:

$$f'_c \leq 55Mpa \rightarrow \alpha = 0.85$$

$$f'_c \geq 80Mpa \rightarrow \alpha = 0.75$$



در عمل طراحی تیرها بصورت کم آرمه میباشد و مقاومت خمشی آنها با نیروی تسلیم

فولادهای کششی کنترل میگردد. بنابراین مقادیر پارامترهای بلوک تنش مستطیلی دارای

اثر غیر قابل توجهی در محاسبات طرح منظور میگردد.

عمق محور خنثی در هنگام یک شکست متوازن $d_{nb} =$

برای اطمینان از یک شکست نرم، آیین نامه ها عمق محور

$$d_{nb} = \left(\frac{0.003}{0.003 + \varepsilon_y} \right) \cdot d$$

خنثی d_n را به مقداری کمتر از d_{nb} محدود میکنند.

برای مثال طبق آیین نامه استرالیا (مرجع 3):

$$\rho_{max} = 0.4 \frac{\alpha \cdot v \cdot f'_c}{f_y} \quad \leftarrow d_n \approx 0.4d$$

حداکثر نسبت فولاد کششی:

مطابق این رابطه برای بتن های پر مقاومت مقادیر فولاد حداکثر بیشتری امکان پذیر میباشد.

- به منظور جلوگیری از یک شکست ترد در اولین ترک خوردگی، نسبت فولاد کششی نباید از یک حداقل کمتر باشد.

$$\frac{A_{s, min}}{b_w \cdot d} = \rho_{min} = \frac{0.25 \sqrt{f'_c}}{f_y}$$

طبق استاندارد نیوزلند (مرجع 2):

$$\rho_{min} = \frac{1.41}{f_y}$$

برای بتن های با مقاومت معمولی $f'_c = 32Mpa$ داریم:

$$\rho_{min} = \frac{2.24}{f_y}$$

در حالیکه برای بتن پر مقاومت با $f'_c = 80Mpa$ خواهیم داشت:

ستون های بتن *HPHSC*

مقاومت در ستون های با بتن مقاومت بالا وابسته به میزان فولاد های عرضی و مهارشدگی (*Confined*) بتن یتون دارد.

ظرفیت بار محوری P_0 تحت فشار بدون خروج از مرکزیت مطابق آیین نامه نیوزلند (2):

$$P_0 = \alpha \cdot f'_c (A_g - A_s) + f_y A_s$$

$$\alpha = 0.85 - 0.004(f'_c - 55) \rightarrow 0.75 \leq \alpha \leq 0.85$$

جزئیات فولادگذاری ستون های با بتن *HPHSC* :

مطابق آیین نامه کانادا (*I*) توصیه میشود فاصله تنگ ها به مقدار 25% و قتیکه

$f'_c \geq 50\text{Mpa}$ باشد کاسته شود.

فاصله تنگ های مارپیچ فولادهای جانبی ستون های *HPHSC* از کمترین دو مقدار زیر

بیشتر نباشد:

- 0.75 کوچکترین بعد جانبی سطح مقطع عضو

- 12 برابر کمترین قطر فولاد طولی بیشتر

ستون های تحت خمش و فشار:

مقاومت فشاری ستون *HPHSC* که تحت فشار و خمش قرار گیرد در صورتیکه کشش

در قسمتی از سطح مقطع موجود باشد با فرض پخش کرنش خطی در ارتفاع مقطع و

منظور کردن مقطع معادل تیرها و لنگرها مشابه حالت تیرها انجام میگردد. در اینصورت

نمودارهای تداخلي مقاومت برای یک ستون *HPHSC* بطریق معمول قابل تعیین

میباشد.

مفهوم بلوک تنش معادل را تا نقطه ای روی دیاگرام تداخلي که در آن عمق محور خنثی

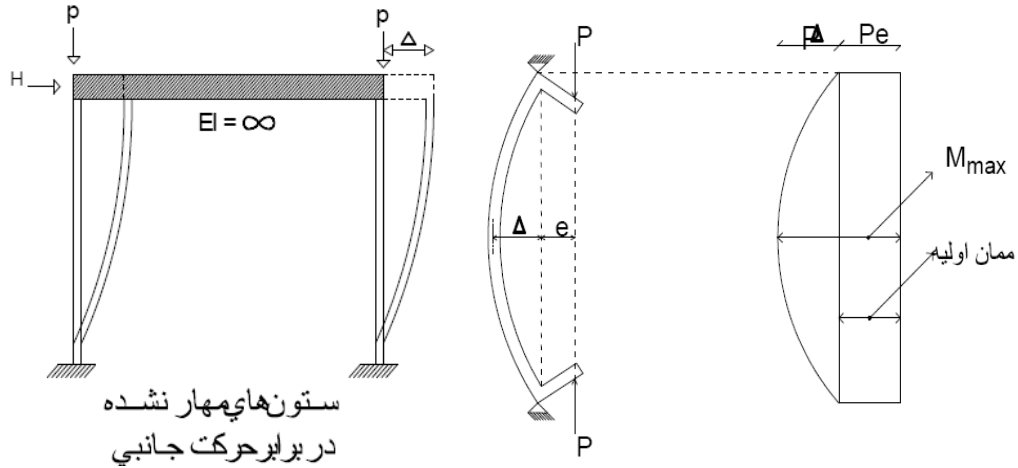
d_n مساوی با عمق دورترین لایه فولاد کششی d_0 از وجه فشاری است قابل اعتبار است.

برای مقادیر $d_n \geq d_0$ مفهوم بلوک تنش مستطیلی قابل کاربرد نیست.

این قسمت از نمودار تداخلي معمولاً با رسم خط مستقیم بین ظرفیت بار محوری محض و

نقطه ای که در آن $d_n = d_0$ است حدس زده میشود.

ستون های لاغر



ستون های *HPHSC* را می توان با استفاده از روش لنگر اصلاح شده که در آیین نامه ها آمده است طرح کرد. هر چند معادلات تجربی که در آیین نامه ها آمده است منجر به طرح های بسیار محافظه کارانه خصوصا در ستون ها *HPHSC* که بطور قابل توجهی تحمل خیز ناشی از خزش کمی را دارند میگردد. بنابراین روش ارائه شده در مرجع (4) ارائه میگردد:

اگر P_u بار محوری با ضریب در یک خروج از مرکزیت معادل e اعمال گردد، در اینصورت لنگر اصلاح شده ضریب دار موجود برابر است با:

$$M_e = P_u (e + \Delta_y + \Delta_{cp})$$

Δ_y خیز در هنگام شکست برابر است با:

$$\Delta_y = \frac{\Delta_{yb} (\phi P_0 - P_u)}{(\phi P_0 - \phi P_b)} \quad \text{برای } P_u \geq \phi P_b$$

$$\Delta_y = \Delta_{y0} + (\Delta_{yb} - \Delta_{yc}) \left(\frac{P_u}{\phi P_b} \right) \quad \text{و برای } P_u \leq \phi P_b$$

در حالیکه

$$\Delta_{yb} = (0.003 + \epsilon_y) \frac{L_e^2}{\pi^2 d_0}$$

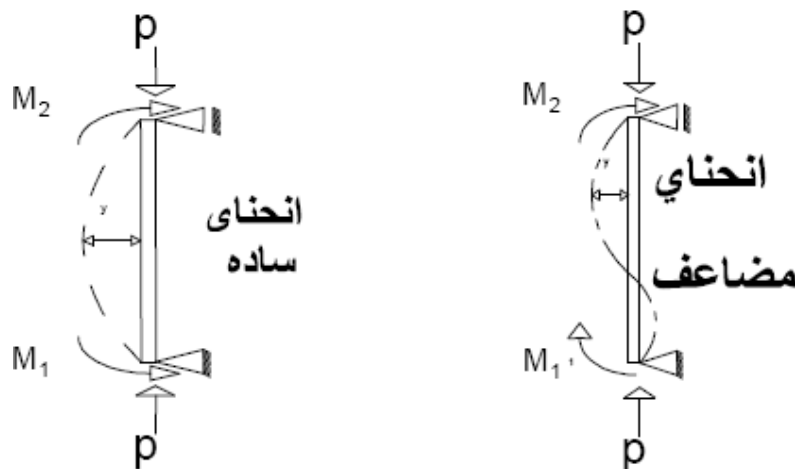
$$\Delta_{y0} = 1.6 \epsilon_y \frac{L_e^2}{\pi^2 d_0}$$

که P_b مقاومت بار محوری خاص در حالت شکست متوازن و L_e طول موثر ستون و d_0 عمق از دورترین لایه فولاد کششی تا وجه فشاری و ϕ ضریب کاهش مقاومت میباشد. خروج از مرکزیت معادل e را می توان (با داشتن M_1, M_2 به ترتیب لنگر انتهایی بزرگتر و کوچکتر دو انتهای ستون) بدین صورت بدست آورد:

$$e = K_m \frac{M_2}{P_u}$$

$$K_m = \left(0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2} \right) \geq 0.4$$

نسبت $\frac{M_1}{M_2} \leq 1$ وقتیکه انحنا ساده است منفی و وقتیکه انحنای مضاعف است مثبت میباشد



خیز ناشی از خزش Δ_{cp} ستون را می توان به عنوان یک خروج از مرکزیت اضافی به

$$\Delta_{cp} = \Delta_{total} - \Delta_e \quad \text{طریقه زیر بدست آورد:}$$

Δ_{total} کل خیز ستون ناشی از بار و Δ_e مقدار خیز الاستیک

مقدار خیز کل ناشی از بار را می توان از معادلات زیر بدست آورد:

$$\Delta_{total} = \frac{e}{\left[\left(\frac{P_c}{P_\phi} \right) - 1 \right]}$$

$$P_c = \pi^2 \frac{EI}{L_e^2}, \quad EI = \frac{\lambda E_c I_g}{(1 + 0.8\phi_{cc})}, \quad \lambda = \left[0.6 + \left(\frac{e_b}{8e} \right) \right] \leq 1.0$$

P_ϕ بیانگر نیروی محوری ناشی از بارهای نگهداری شده و ϕ_{cc} ضریب خزش و e_b مقدار e

بیانگر شکست متوازن در ترکیب خمشی و فشار محوری

Δ_e مقدار خاصی از Δ_{total} وقتی که $\phi_{cc} = 0$ است میباشد.

$$\Delta_e = \frac{e}{\left[\left(\frac{P_{c0}}{P_\phi} \right) - 1 \right]}, \quad P_{c0} = \lambda \pi^2 \frac{E_c I_g}{L_e^2}$$

بر اساس اطلاعات فوق، مراحل زیر در طرح ستون های لاغر *HPHSC* در قابهای

مهاربندی شده لحاظ میگردد:

گام اول: سطح مقطع ستون حدس زده میشود

گام دوم: طول موثر ستون بکمک روش های ارائه شده در هریک از آیین نامه ها

تعیین میگردد

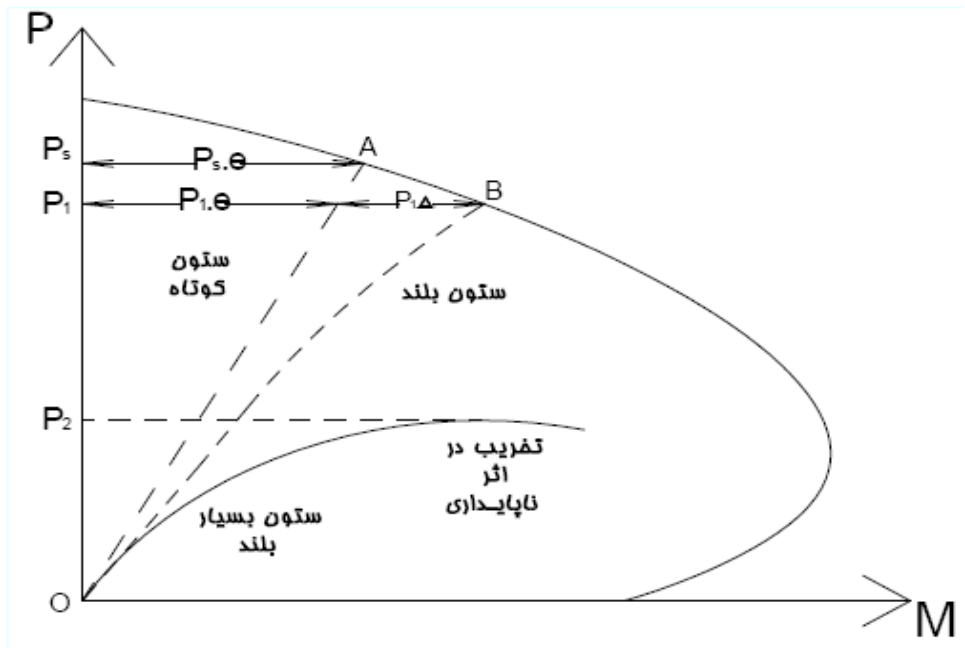
گام سوم: مقدار خروج از مرکزیت e تعیین میگردد

گام چهارم: طرح نمودار تداخلی برای سطح مقطع ستون بکمک تنش مستطیلی شکل

گام پنجم: تعیین مقادیر P_b, M_b, e_b

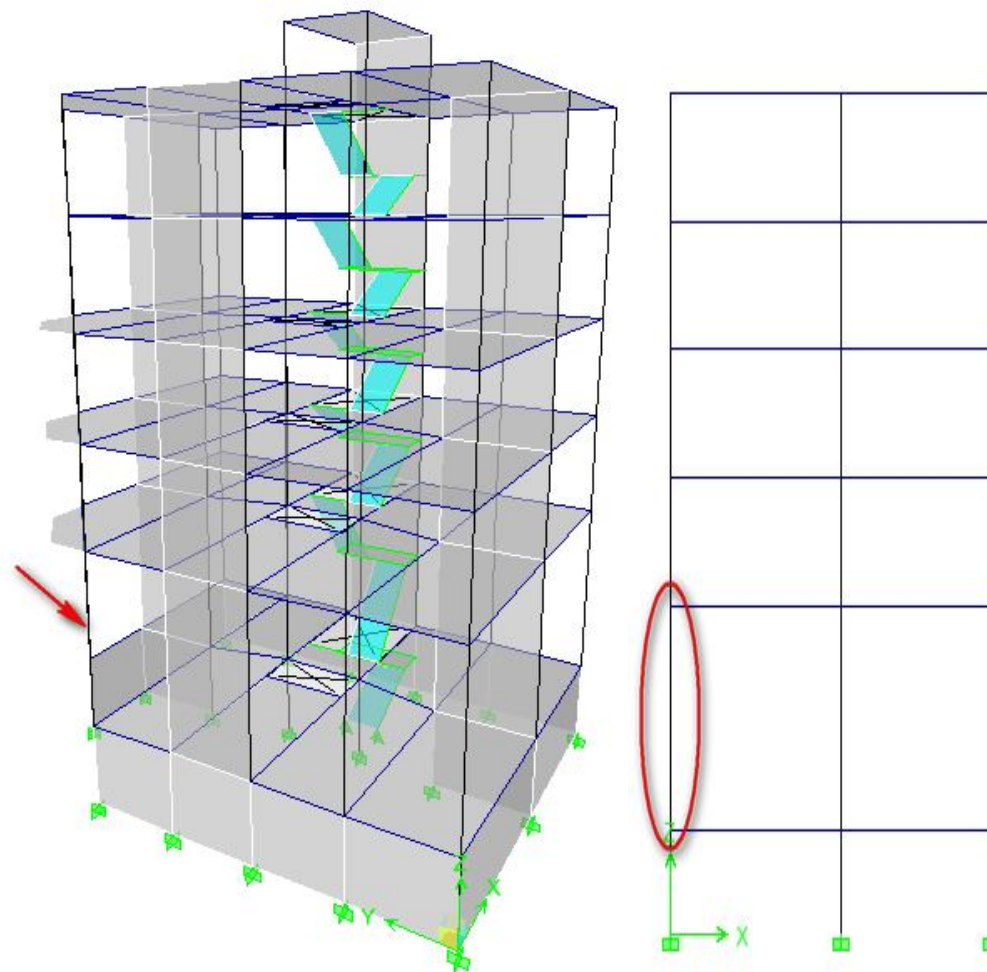
گام ششم: محاسبه Δ_y و Δ_e و Δ_{total}

گام هفتم: برای این مقادیر Δ_e, Δ_{total} و مقدار P_u داده شده، مقدار M_e را تعیین میکنیم. حال کنترل میکنیم که آیا مقاومت طرح ستون برای تحمل اثر مشترک مقدار P_u و M_e ضریبدار کفایت یا خیر.



نمونه مثالی از طراحی ستون لاغر مهارشده با بتن پرمقاومت:

در یک سازه با اسکلت بتنی با کاربری فروشگاه تجاری به جهت استفاده از ارتفاع بیشتر برای طبقه نخست مجبور به استفاده از ستون های با طول موثر $L_e = 7m$ شده ایم.



جهت بالارفتن سختی و مقاومت فشاری ستون درعین اینکه ابعاد مقطع هم به فضای معماری موجود در سازه لطمه ای ایجاد نکند تصمیم به استفاده از بتن با مقاومت بالا برای ساخت این سازه گرفته شده است.

در این سازه ستون ها حول محور اصلی خود تحت خمش قرار میگیرند که نتایج حاصل از

آنالیز سازه در *Etabs* مقدار بار فشاری محوری برابر با $P_u = 7250KN$ و لنگر های

$$M_1 = 5262KN.m \quad , \quad M_2 = 5349.3KN.m \quad \text{با برابری برابری}$$

می خواهیم از ستونی به ابعاد حداکثر 600×450 و با بتن مقاومت بالا با

$f'_c = 80Mpa$ استفاده نماییم ، مطلوبست بررسی کفایت ستون با ابعاد داده شده

اطلاعات زیر را قبل از شروع به ساخت سازه در اختیار داریم:

$$f_y = 400Mpa \quad , \quad \epsilon_y = 0.002 \quad , \quad E_s = 2 \times 10^5 Mpa$$

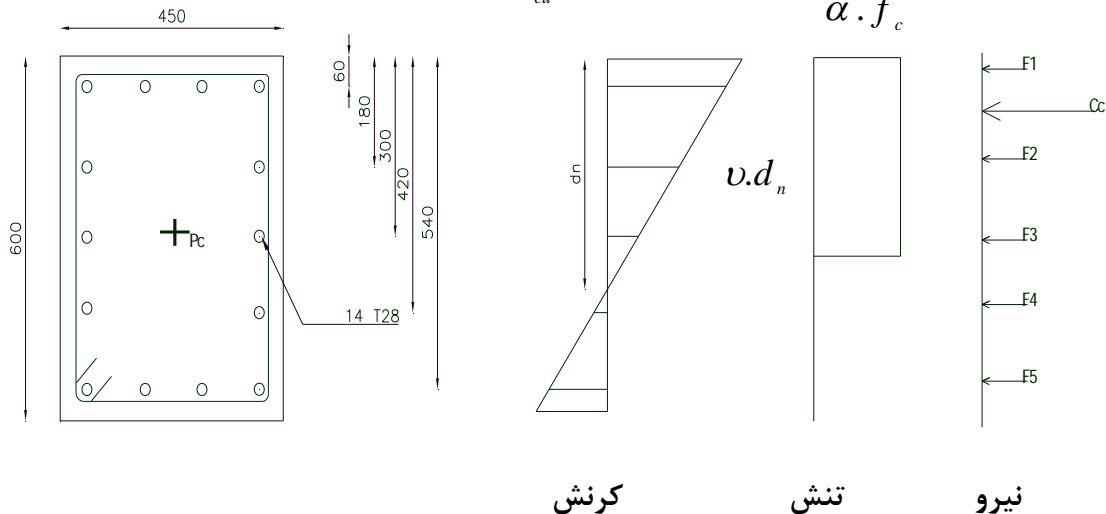
- مقدار بار فشاری نگهداری شده برابر است با $P_\phi = 5000KN$

- ضریب خزش برابر است با $\phi_{cc} = 1.5$

- و طبق آیین نامه ضریب کاهش، مقاومت برابر است با $\phi = 0.6$

$$\epsilon_{cu} = 0.003$$

$$\alpha \cdot f'_c$$



$$A_{st} = 14\Phi 28 = 620 \times 14 = 8616mm^2$$

گام اول و دوم در این سازه از قبل معین بوده بنابراین از گام سوم کنترل مقاومت این

مقطع ستون و با این آرایش فولادگذاری شروع میکنیم:

گام سوم - مدول الاستیسیته و خروج از مرکزیت e :

مطابق روابط ارائه شده در دو استاندارد کانادا و نیوزلند ($2و1$):

$$E_c = \left[3320\sqrt{f'_c} + 6900 \right] \times \left(\frac{\rho}{2300} \right)^{1.5}$$

ρ وزن مخصوص بتن بر حسب Kg/m^3 و f'_c بر حسب Mpa میباشد.

چنانچه از بتن با وزن مخصوص $\rho = 2400 Kg/m^3$ استفاده کنیم خواهیم داشت:

$$E_c = \left[3320\sqrt{80} + 6900 \right] \times \left(\frac{2400}{2300} \right)^{1.5} = 39006 Mpa$$

تعیین خروج از مرکزیت e :

با فرض انحنای مضاعف ستون خواهیم داشت:

$$K_m = \left(0.6 - 0.4 \frac{5262}{5349} \right) = 0.2$$

$$e = K_m \frac{M_2}{P_u} = 0.2 \times \frac{5349 KN.m}{7250 KN} = 145 mm$$

گام چهارم: طرح نمودار تداخلی برای سطح مقطع ستون بکمک تنش مستطیلی شکل

- تعیین بلوک تنش مستطیلی:

$$v = 0.85 - 0.008(80 - 30) = 0.45 \leq 0.65 \rightarrow Use: v = 0.65$$

$$\alpha = 0.85 - 0.004(80 - 55) = 0.75$$

- تعیین ظرفیت محوری ستون:

$$P_o = \alpha \cdot f'_c (A_g - A_s) + f_y A_s$$

$$= 0.75 \times 80 (450 \times 600 - 14 \times 620) + 14 \times 620 \times 400 = 19151 KN$$

$$\phi P_o = 0.6 \times 19151 = 11491 KN$$

گام پنجم: شکست متوازن (تعیین P_b, e_b)

عمق دورترین فولادهای کششی $d_o = 540mm$ ، برای شکست متوازن فرض شده است

این ردیف فولادها به حد تسلیم برسند : $\varepsilon_s = \varepsilon_y = 0.002$

$$d_n = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} d_o = \frac{0.003}{0.003 + 0.002} 540 = 324mm \quad \text{از دیاگرام کرنش داریم:}$$

در محاسبات زیر فشار را با علامت مثبت بکار می بریم:

$$\varepsilon_1 = \frac{0.003}{324} (324 - 60) = 0.0024 \geq \varepsilon_y \rightarrow \sigma_1 = E\varepsilon_y = 400Mpa$$

$$\varepsilon_2 = \frac{0.003}{324} (324 - 180) = 0.0013 \rightarrow \sigma_2 = E\varepsilon_2 = 267Mpa$$

$$\varepsilon_3 = \frac{0.003}{324} (324 - 300) = 0.00022 \rightarrow \sigma_3 = E\varepsilon_3 = 44Mpa$$

$$\varepsilon_4 = \frac{0.003}{324} (324 - 420) = 0.00088 \rightarrow \sigma_4 = E\varepsilon_4 = -178Mpa$$

$$\varepsilon_5 = \frac{0.003}{324} (324 - 540) = 0.002 \rightarrow \sigma_5 = E\varepsilon_5 = 400Mpa$$

$$C_c = \alpha f'_c \times v d_n \times b = 0.75 \times 80 \times 0.65 \times 324 \times 450 = 5636KN$$

$$F_1 = 4 \times 620 \times 400 = 992KN$$

$$F_2 = 2 \times 620 \times 267 = 331KN$$

$$F_3 = 2 \times 620 \times 44 = 55KN$$

$$F_4 = 2 \times 620 \times (-167) = -221KN$$

$$F_5 = 4 \times 620 \times (-400) = -992KN$$

از تعادل نیروها:

$$P_b = 5636 + 992 + 331 + 55 - 221 - 992 = 5851KN$$

$$\phi P_b = 0.6 \times 5851 = 3511KN$$

با گرفتن لنگر حول مرکز پلاستیک:

$$M_b = 5686 \left(300 - 0.65 \frac{324}{2} \right) + 992(300 - 60) + 331(300 - 180) + 55(300 - 300) + (-221)(300 - 420) + (-992)(300 - 540) = 1650 \text{ KN.m}$$

$$\varphi M_b = 0.6 \times 1650 = 990 \text{ KN.m}$$

$$e_b = \frac{0.6 \times 1650}{0.6 \times 5851} = 282 \text{ mm}$$

گام ششم: تعیین لنگر افزایش یافته M_e

محاسبه Δ_y و Δ_e و Δ_{total} :

- تعیین Δ_y :

$$P_u = 7250 \geq \varphi P_b = 3511 \rightarrow \Delta_y = \frac{\Delta_{yb} (\varphi P_o - P_u)}{(\varphi P_o - \varphi P_b)}$$

در حالیکه

$$\Delta_{yb} = (0.003 + \varepsilon_y) \frac{L_e^2}{\pi^2 d_o} = (0.003 + 0.002) \frac{(7 \times 10^3)^2}{\pi^2 \times 540} = 144 \text{ mm}$$

$$\Delta_y = \frac{\Delta_{yb} (\varphi P_o - P_u)}{(\varphi P_o - \varphi P_b)} = \frac{144(11491 - 7250)}{(11491 - 3511)} = 76.5 \text{ mm} \quad \text{بنابراین داریم:}$$

- تعیین Δ_{total} :

$$\lambda = \left[0.6 + \left(\frac{282}{8 \times 145} \right) \right] = 0.84$$

$$EI = \frac{\lambda E_c I_g}{(1 + 0.8 \varphi_{cc})} = \frac{0.84 \times 39004 \times \frac{1}{12} \times 450 \times 600^3}{(1 + 0.8 \times 1.5)} = 120454 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$P_c = \pi^2 \frac{EI}{L_e^2} = \pi^2 \frac{120454 \times 10^9}{(7000)^2} = 24232 \text{ KN}$$

$$\Delta_{total} = \frac{e}{\left[\left(\frac{P_c}{P_\phi}\right) - 1\right]} = \frac{145}{\left[\left(\frac{24232}{5000}\right) - 1\right]} = 37.69mm$$

- تعیین Δ_e :

$$P_{c0} = \lambda \pi^2 \frac{E_c I_g}{L_e^2} = \frac{0.84 \times 3.14^2 \times 39004 \times \frac{1}{12} \times 450 \times 600^3}{(7000)^2} = 53399KN$$

$$\Delta_e = \frac{e}{\left[\left(\frac{P_{c0}}{P_\phi}\right) - 1\right]} = \frac{145}{\left[\left(\frac{53399}{5000}\right) - 1\right]} = 14.9mm$$

- تعیین Δ_{cp} :

$$\Delta_{cp} = \Delta_{total} - \Delta_e = 37.69 - 14.9 = 22.7mm$$

- تعیین لنگر افزایش یافته M_e

$$M_e = 7250(145 + 76.5 + 22.7) = 1770KN.m$$

بررسی کفایت مقطع:

$$e = \frac{M_e}{P_u} = \frac{1770}{7250} = 244mm \leq e_b = 282mm$$

پس شکست فشاری است: $d_n \geq d_b$

پس فرض اولیه میبایست تصحیح گردد. نقطه دیگری روی نمودار تداخلی را وقتی که

$d_n = d_b = 540$ است حساب می کنیم:

$$\varepsilon_1 = \frac{0.003}{540}(540 - 60) = 0.0027 \geq \varepsilon_y \rightarrow \sigma_1 = E\varepsilon_y = 400\text{Mpa}$$

$$\varepsilon_2 = \frac{0.003}{540}(540 - 180) = 0.002 \rightarrow \sigma_2 = E\varepsilon_2 = 400\text{Mpa}$$

$$\varepsilon_3 = \frac{0.003}{540}(540 - 300) = 0.00133 \rightarrow \sigma_3 = E\varepsilon_3 = 267\text{Mpa}$$

$$\varepsilon_4 = \frac{0.003}{540}(540 - 420) = 0.00067 \rightarrow \sigma_4 = E\varepsilon_4 = 133\text{Mpa}$$

$$\varepsilon_5 = \frac{0.003}{540}(540 - 540) = 0 \rightarrow \sigma_5 = 0$$

$$C_c = \alpha f'_c \times v d_n \times b = 0.75 \times 80 \times 0.65 \times 540 \times 450 = 9477\text{KN}$$

$$F_1 = 4 \times 620 \times 400 = 992\text{KN}$$

$$F_2 = 2 \times 620 \times 400 = 496\text{KN}$$

$$F_3 = 2 \times 620 \times 267 = 331\text{KN}$$

$$F_4 = 2 \times 620 \times 133 = 165\text{KN}$$

$$F_5 = 0$$

از تعادل نیروها:

$$P_b = 9477 + 992 + 496 + 331 + 165 = 11461\text{KN}$$

$$\phi P_b = 0.6 \times 11461 = 6877\text{KN}$$

با گرفتن لنگر حول مرکز پلاستیک:

$$M_b = 9477 \left(300 - 0.65 \frac{540}{2} \right) + 992(300 - 60) + 496(300 - 180) +$$

$$331(300 - 300) + 165(300 - 420) + 0 = 1458\text{KN.m}$$

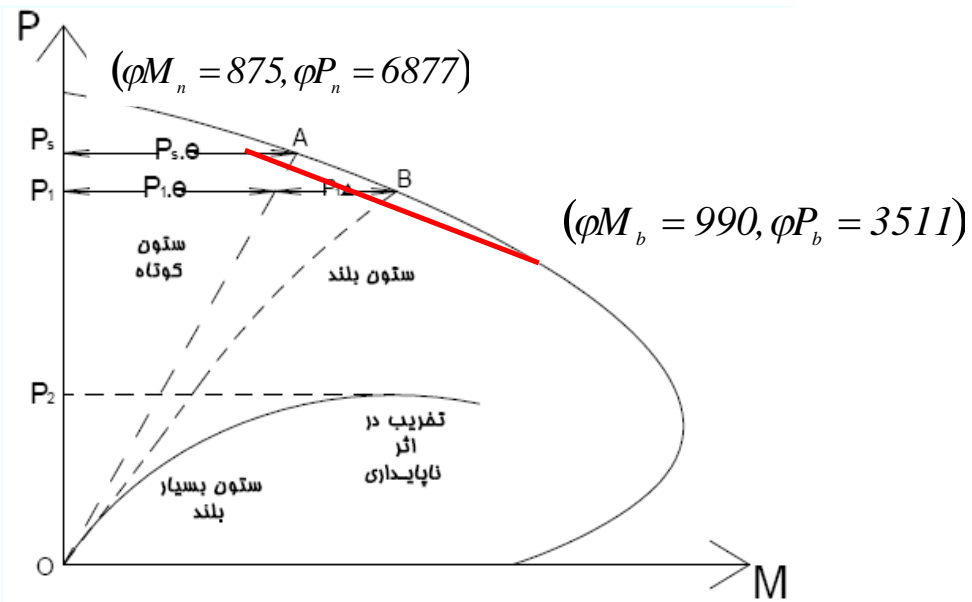
$$\phi M_n = 0.6 \times 1458 = 875\text{KN.m}$$

نمودار تداخلی بین این نقطه $(\phi M_n = 875, \phi P_n = 6877)$ و نقطه شکست متوازن $(\phi M_b = 990, \phi P_b = 3511)$ را میتوان بطور محافظه کارانه با یک خط مستقیم تخمین زد.

معادله این خط مستقیم عبارتست از:

$$\frac{\phi M_n - 875}{990 - 875} = \frac{\phi P_n - 6877}{3511 - 6877} \rightarrow \phi M_n = 875 + \left(\frac{6877 - \phi P_n}{29.3} \right)$$

برای مثال فوق، اگر جای $\phi P_n = P_u = 7250 \text{KN}$ در رابطه فوق قرار دهیم، مقدار $\phi M_n = 862 \text{KN.m}$ بدست می آید که نزدیک به مقدار $M_e = 1770 \text{KN.m}$ می باشد. بنابراین سطح مقطع ستون نشان داده شده پاسخگو است.



مراجع قسمت الف:

1-Standard Council of Canada “Design of Concrete Structures for Buildings” CAN3-A23.3-M94-December-1994

2- Standard Association of New Zealand “Concrete Structures NZS 3101-Part 1-1995

3- “Australian Standard for Concrete Structures-AS 3600-1994

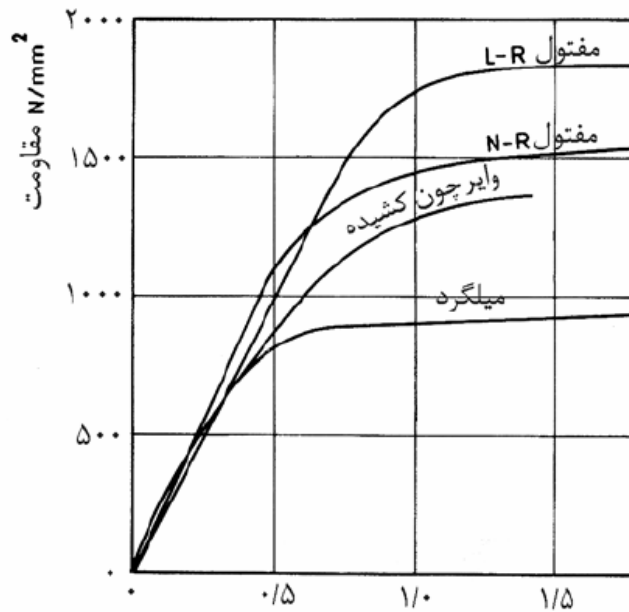
4-Rangan B V “Application of High-Strength Concrete(HSC)” chapter 7 of book ‘Large Concrete Building’ by B V Rangan and R F Warner-1996

ب) طراحی دال چند دهانه با بتن پیش تنیده

Pre Tensioned Concrete Floors (PSC)

مقدمه:

از دیدگاه کلی پیش تنیدگی به معنای ایجاد تنش های دائمی مخالف با تنش هایی می باشد که در اثر بارهای خدمت در سازه ایجاد خواهند شد. همانطور که میدانیم بتن در فشار بسیار قوی ولی در کشش ضعیف عمل می نماید بطوریکه یک تنش کششی اندک می تواند باعث ترک خوردگی مقطع بتنی شود. عموماً از میلگردهای فولادی در بتن بعنوان آرماتور کششی استفاده می شود تا مقدار ترک خوردگی را محدود نماید. برای روشن تر شدن موضوع یک تیر بتنی را مورد بررسی قرار می دهیم:



شکل ۲-۱۰ منحنی های تنش - کرنش برای فولاد پیش تنیدگی

نیروی مجاز جک زدن مقدار
 f_{pu} از کاتالوگ کارخانه سازنده
 قابل مشاهده است.

$$f_{pj} \approx (0.7 - 0.8)f_{nu} \rightarrow f_{nt}$$

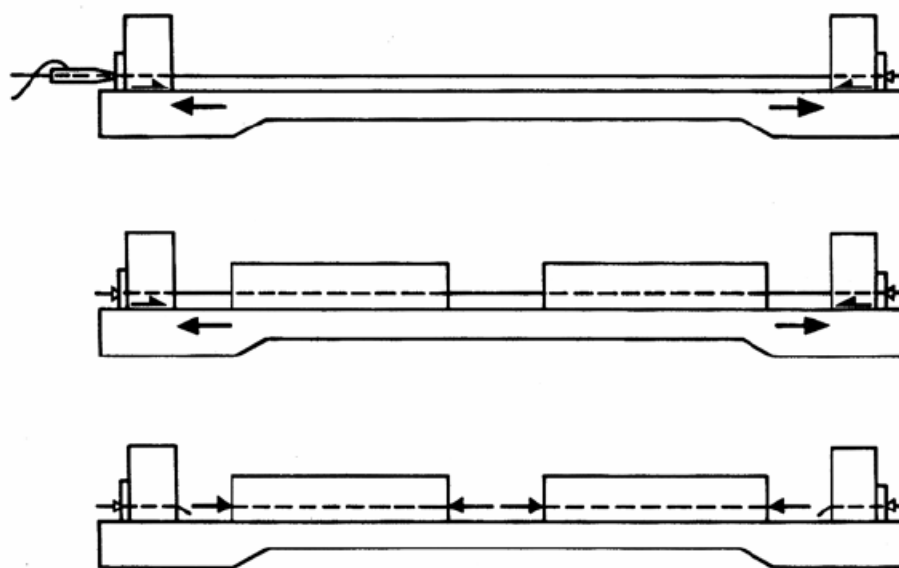
$$f_{pt} \rightarrow f_{pe}$$

نیروی پیش تنیدگی موثر در کابل
 ها بدلیل افت ناشی از انتقال و

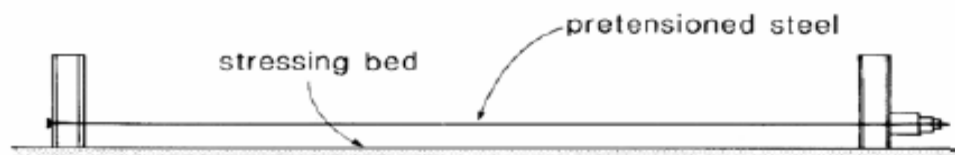
اصطکاک و ...

در یک تیر بتنی معمولی (غیر پیش تنیده) که تحت بار ثقلی قرار دارد به واسطه خمش ایجاد شده در آن، پائین مقطع (زیر تار خنثی) به کشش افتاده و در بالا فشار ایجاد می گردد. لذا از آنجا که بتن در کشش ضعیف می باشد پس از ترک خوردن بتن در مقابل تنش های کششی، فولاد موجود در زیر تار خنثی به کشش می افتد. این امر ممکن است حتی تحت اثر وزن خود تیر نیز اتفاق بیافتد.

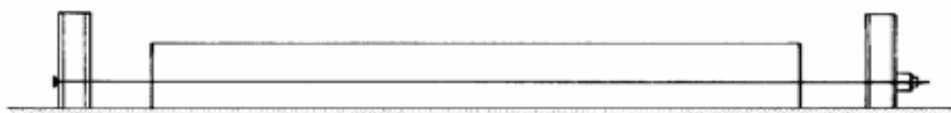
در سیستم پیش تنیده بجای آرماتورهای معمولی از یکسری کابل (*Tendon*) های با مقاومت کششی بالا استفاده می شود. که این کابل ها تحت کشش زیادی قرار گرفته و در دو انتهای تیر توسط گره های مخصوص تثبیت می گردند. بدین ترتیب کابل های پیش کشیده پس از رها شدن از کشش تمایل به جمع شدن و رسیدن به حالت اولیه داشته و لذا یک نیروی فشاری زیادی در قسمت زیرین تار خنثی در بتن ایجاد میگردد که به تبع این نیرو در مقابل نیروی کششی که بواسطه بارهای ثقلی در بتن ایجاد می گردد قرار می گیرد. بنا براین این کابل ها مقداری از نیروهای ناشی از بارهای ثقلی را خنثی نموده و مقطع قابلیت پذیرش بارهای بیشتری را خواهد داشت.



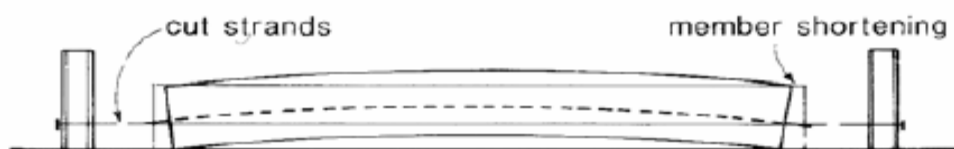
شکل ۱-۵ پیش کشیدگی



step 1 - tensioning of prestressing steel in stressing bed before casting concrete



step 2 - casting of concrete around tensioned steel, $f_c = 0$



step 3 - release of strands from stressing bed causing shortening of member

شکل مقدمه-۴ پیش‌تنیدگی بوسیله پیش‌کشیدگی

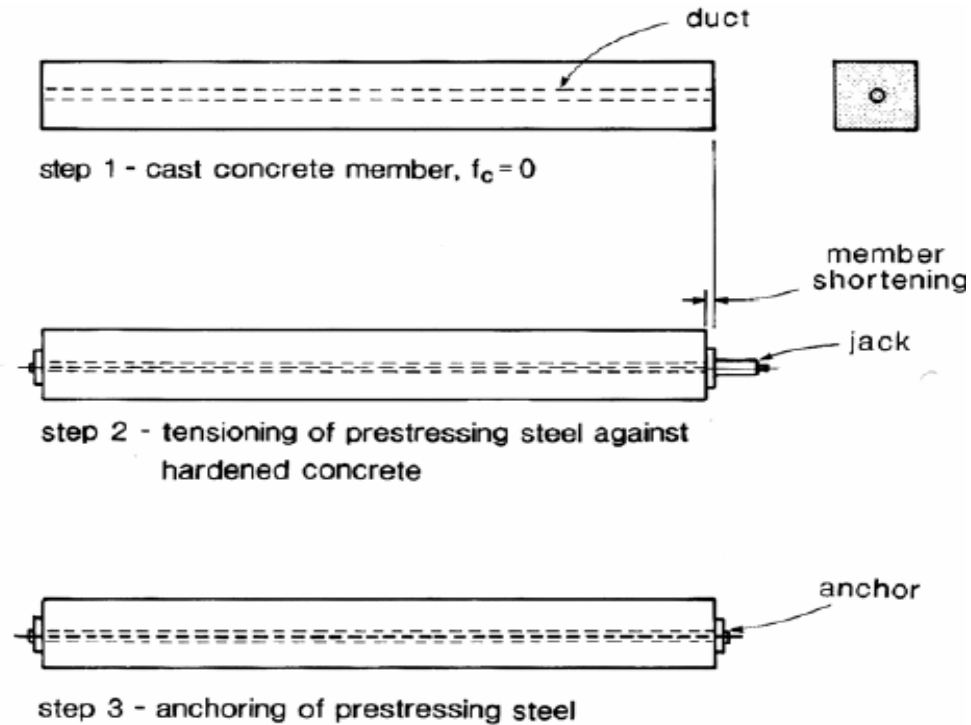
مزایای پیش‌تنیدگی

برای درک بهتر مزایای پیش‌تنیدگی دانستن اطلاعاتی از خواص بتن مفید خواهد بود. بتن در برابر فشار بسیار مقاوم است اما در برابر کشش ضعیف است. به عنوان مثال وقتی نیرویی کششی در مقطع آن عمل کند، ترک می‌خورد. به طور متداول در سازه‌های بتنی وقتی باری شبیه به خودرو در یک پارکینگ بر روی دال بتنی و یا تیرها قرار گیرد، تیر تمایل به انحنا و خم شدن دارد. این تغییر شکل خمیدگی باعث می‌شود پایین تیر اندکی دچار کشیدگی و ازدیاد طول شود.

معمولاً همین مقدار اندک کشیدگی برای ایجاد ترک در بتن کافی است. میل‌گردهای تقویتی (*bars*) فولادی به صورت مدفون در بتن به عنوان تقویت کشش برای محدود کردن عرض ترک قرار داده می‌شود. میلگردها در این حالت وقتی فقط به صورت مدفون در بتن قرار داده می‌شود به صورت نیروهای *Passive* عمل می‌کند و تا زمانی که خیز در بتن به مرحله قبل از ایجاد ترک نرسیده است نیرویی را تحمل نمی‌کند.

اما *Tendon* یا همان فولادهای پیش تنیدگی به صورت نیروهای *Active* در سیستم عمل می کنند. در سیستم پیش تنیدگی فولاد به عنوان عامل مقاوم و موثر عمل می کند. به طوری که امکان بوجود آمدن ترک در بتن وجود نخواهد داشت.

سازه های پیش تنیده حتی اگر تحت بارگذاری کامل قرار گیرند، می توانند طوری طراحی شوند که کمترین خیز و ترک در سازه ایجاد شود.



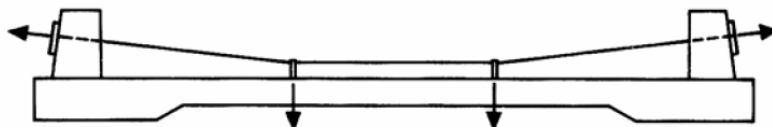
شکل مقدمه ۳- پیش تنیدگی بوسیله پس کشیدگی

- استفاده از بتن پیش تنیده بدون برون محوریت غیر اقتصادی میباشد چراکه بتن در کشش توانایی تحمل حداکثر تنش کششی $0.66\sqrt{f_{cu}}$ را دارا میباشد بنابراین اقتصادیست که با برون محوریت امکان قرارگیری بخش کمی از بتن در کشش نیز فراهم گردد.

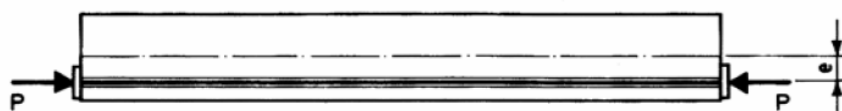
- برای ایجاد شکل پذیری بیشتر، کنترل خیز بهتر و افزایش چسبندگی میتوان از آرماتورهای معمولی نیز در کنار کابل های پیش تنیده نیز استفاده نمود.



شکل ۷-۱ پس کشیدگی



شکل ۸-۱ پیش کشیدگی تاندونهای انحرافی



(الف)

$$\frac{P}{A_c} + \frac{Pe}{Z_b} = f_t + \frac{Pe}{Z_t}$$

(ب)

شکل ۱۱-۱ پیش تنیدگی همراه با خروج از مرکزیت

دامنه کاربرد سقف های پس کشیده :

1- پارکینگ های طبقاتی : از آنجا که در سیستم دال پس کشیده فاصله ستون ها بطور قابل ملاحظه ای (دهانه ها ی 12 متری) افزایش می یابد لذا فضای باز و مفیدی را جهت پارک و جابجایی اتومبیل ها ایجاد می نماید. همچنین با توجه به اینکه در اکثر پارکینگ های طبقاتی سقف ها به صورت نمایان (*Expose*) و بدون سقف کاذب اجرا می گردند قابلیت کاهش نفوذ پذیری و مقاوم شدن بتن در مقابل

تهاجم های شیمیایی در دال های پس کشیده نیز میتواند عامل مهمی در انتخاب این سیستم برای بارکینگ های طبقاتی باشد.

2- برج ها وساختمان های مرتفع: با توجه به اینکه استفاده از دال های پس کشیده در سازه باعث کاهش ارتفاع طبقه می شود، لذا در یک ارتفاع ثابت می توان تعداد طبقات بیشتری را ایجاد نمود.

3- ساختمان های تجاری و بیمارستان ها: مزایایی از قبیل فاصله زیاد ستون ها، سرعت اجرا و کاهش وزن سازه در سیستم دال های پس کشیده باعث می شوند تا این نوع سیستم گزینه مناسبی برای ساختمان های تجاری و بیمارستان ها و... باشد.

4- پل ها: نیاز به اجرای دهانه های بزرگ در پل ها، جلوگیری از لرزش، ترک خوردگی و نفوذ پذیری بتن و همچنین سرعت مناسب اجرا در سیستم های پس کشیده از جمله عواملی است که باعث شده این سیستم از مرسوم ترین روشها در ساخت پل ها باشد.

5- انبوه سازی های مسکونی: از آنجا که در این نوع مجتمع ها در هر طبقه چندین واحد مسکونی در نظر گرفته شده و طراحی می گردد لذا فاصله زیاد ستون ها شرایط بسیار مناسبی جهت معماری واحدها مهیا می نماید بطوریکه میتوان در بیشتر موارد هر واحد را بدون قرار گیری ستون در داخل آن طراحی نمود.

بر حسب نوع اعمال نیرو پیش تنیدگی دو نوع سیستم پیش تنیده خواهیم داشت:

الف) پیش کشیده (ب) پس کشیده

الف) سیستم پیش کشیده: در این سیستم در مرحله اول فولادها تحت کشش قرار گرفته و در دو انتهای عضو توسط گیره های مخصوص کاملاً گیر داده می شوند. در مرحله دوم عضو مورد نظر بتن ریزی می شود و سپس بتن عمل آورده می شود و به مقاومت کافی می رسد و در مرحله سوم فولاد های پیش تنیدگی در دو انتهای تیر، بریده شده و نیروی پیش تنیدگی بصورت یک نیروی فشاری بر عضو اعمال میشود. فولاد های پیش تنیدگی به دو صورت فولاد با مسیر مستقیم یا فولاد با مسیر شکسته می باشد. اجرای مسیر با منحنی پیوسته برای کارهای پیش کشیده تقریباً امکان پذیر نیست.

ب) سیستم پس کشیده: در این سیستم در مسیر عبور فولادهای پیش تنیدگی، غلافی تو خالی در بتن تعبیه می گردد سپس کابل ها از درون غلاف ها عبور داده شده بطوریکه دو سر آن از غلاف بیرون بوده و عملیات بتن ریزی انجام می شود وغالبا قبل از بتن ریزی دو ورق صفحه فشار جایگذاری می شود. بعد از اینکه بتن به مقاومت مورد نظر رسید فولادهای پیش تنیدگی توسط جک هایی که به صفحه فشار تکیه می نمایند کشیده می شوند.

مزایا و امتیازات سقف های پس کشیده:

- 1- کاهش ارتفاع سیستم سقف سازه: وجود دال پس کشیده در سقف ها باعث کوتاه شدن و یا حذف تیرها شده و در نتیجه سبب کاهش ارتفاع طبقه و پیروی آن کاهش کل ارتفاع سازه می گردد.
- 2- افزایش طول دهانه ها: امکان فضاهای بدون ستون و انعطاف بیشتری در معماری فراهم می کند.
- 3- کاهش وزن سقف و مصالح مصرفی و سازه سبکتر: ابعاد ستون ها، دیوارها و فونداسیون در این سیستم کاهش یافته و سازه سبکتری خواهیم داشت.
- 4- انعطاف پذیری در مسیر عبور تاسیسات: حذف تیرها یا تیرچه ها در سقف های پس کشیده انعطاف پذیری را جهت عبور تاسیسات بیشتر می نماید.
- 5- قابلیت ساخت بهتر: مصالح مصرفی کمتر، جزئیات ساده تر، نبودن تیرها و در نتیجه قالب بندی و آرماتور بندی آن ها، تراکم کمتر آرماتورها همگی قابلیت ساخت بهتر را ایجاد می کنند.
- 6- کنترل ترک ها و کاهش تغییر شکل ها: به دلیل اثر بالانس کابل ها (تانودن ها) سقف پس کشیده تحت تاثیر وزن خود تغییر شکل نداده و ترک خوردگی و تغییر شکل تقریبا به طور اختصاصی بواسطه بار زنده ایجاد می شود.
- 7- سرعت بالای ساخت: به لحاظ اینکه در دال های پس کشیده معمولا تیرهای میانی حذف و یک دال تخت گسترده داریم لذا یکباره می توان سطوح گسترده ای را قالب بندی، اجرا و قالب برداری نمود.

روشهای اجرای سیستم پس کشیده :

در زمینه اجرای سیستم پس کشیده دو روش جهت ساخت بکار می رود :

1- سیستم چسبیده 2 *Bonded* - سیستم غیر چسبیده *Unbonded*

- 1- سیستم چسبیده : با این روش کابل های پس کشیده از میان غلاف های تخت ممتد و کوچک از جنس گالوانیزه عبور می کند که داخل غلاف ها پس از بتن ریزی و کشیده شدن کابل ها با دوغاب پر می شود.
- 2- سیستم غیر چسبیده : در این سیستم کابل با دوغاب تزریق نمی شود و می تواند آزادانه و مستقل از بتن حرکت کند. اغلب کابل ها در یک غلاف محافظ با گریس پوشانده شده اند . پس از بتن ریزی و کسب مقاومت فشاری مشخص کابل بسادگی و با استفاده از یک جک دستی کوچک کشیده می شود که این عمل عملیات پس کشیدگی را تکمیل میکند.

مراحل تحلیل سازه بتن پیش تنیده شامل 3 مرحله کلی زیر می باشد:

- تحلیل در هنگام انتقال (تحت تنها M_{self})

- تحلیل در هنگام خدمت (بهره برداری تحت $M_s = M_l + M_{self}$)

- تحلیل در حالت نهایی M_u

تحلیل در هنگام انتقال (تحت تنها M_{self})

محدودیت تنش ها در هنگام انتقال مطابق آیین نامه *BS 8110*:

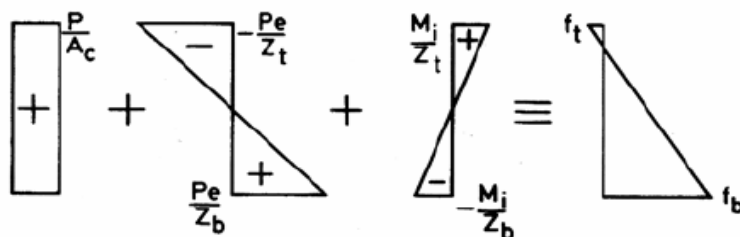
1-3-5-4 تنشهای مجاز فشاری در هنگام انتقال نباید بیشتر از $0.5 f_{ci}$ در تار بحرانی گردد در حالیکه f_{ci} مقاومت فشاری بتن در هنگام انتقال میباشد و برای بتن پیش تنیده مقاومت بتن 7 روزه و برای بتن پس تنیده مقاومت بتن 28 روزه ملاک قرار می گیرد.

2-3-5-4 تنش های مجاز کششی هنگام انتقال:

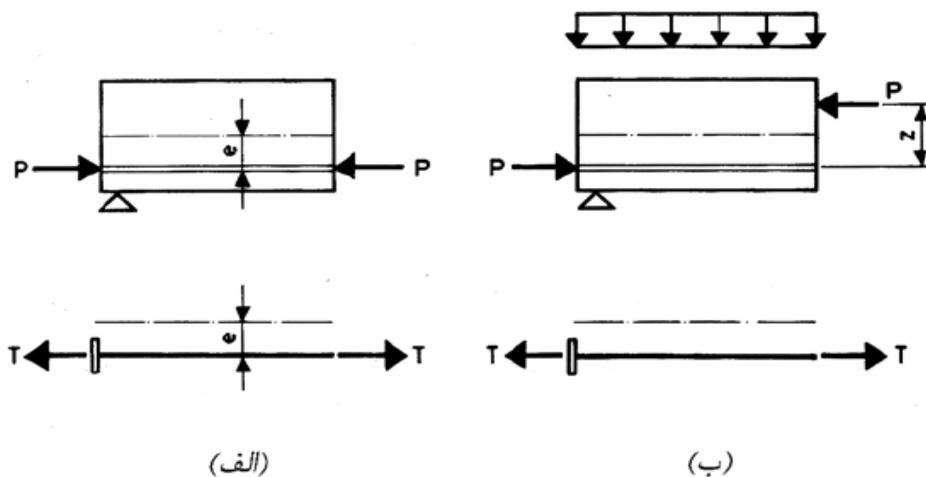
برای اعضای نوع *I* (بتن پیش تنیده کامل)، هیچگونه تنش کششی ناشی از خمش مجاز نیست.

برای اعضای نوع 2, 3 (بتن پیش تنیده جزئی) با منظور کردن تنش های کشش خمشی لکن ترک ها قابل

رویت هستند. در پیش کشیده ها محدود به $0.45\sqrt{f_{ci}}$ و در پس کشیده ها محدود به $0.36\sqrt{f_{ci}}$



۱۳-۱ تنش های ناشی از پیش تنیدگی و وزن عضو



شکل ۱۴-۱ تعادل داخلی

تحلیل در هنگام خدمت (بهره برداری تحت $M_s = M_l + M_{Self}$):

محدودیت تنش ها در شرایط حدی بهره برداری مطابق آیین نامه *BS 8110*:

4-3-4-2 تنشهای مجاز فشاری در هنگام انتقال نباید بیشتر از $0.33f_{cu}$ در تار بحرانی

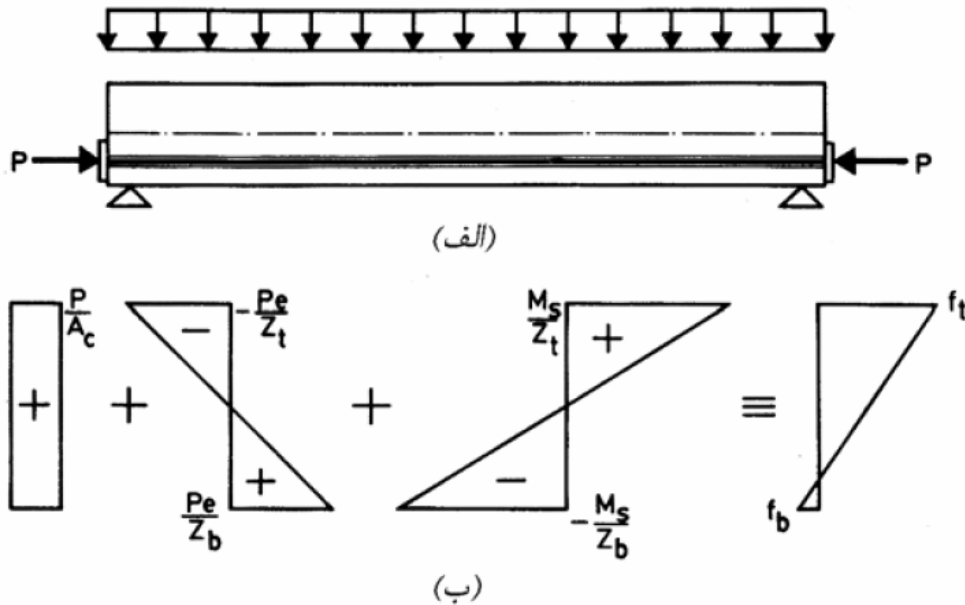
گردد در حالیکه f_{cu} مقاومت فشاری 28 روزه بتن در حالت بهره برداری میباشد

4-3-4-3 تنش های مجاز کششی ناشی از خمش:

برای اعضای نوع I (بتن پیش تنیده کامل)، هیچگونه تنش کششی ناشی از خمش مجاز نیست.

برای اعضای نوع 2, 3 (بتن پیش تنیده جزئی) با منظور کردن تنش های کشش خمشی لکن ترک ها قابل

رویوت هستند. در پیش کشیده ها محدود به $0.45\sqrt{f_{cu}}$ و در پس کشیده ها محدود به $0.36\sqrt{f_{cu}}$



شکل ۱-۱۲ تنش های ناشی از پیش تنیدگی و بار سرویس

تحلیل در حالت نهایی M_u :

آنالیز بتن پیش تنیده در حالت نهایی مشابه رفتار بتن معمولی میباشد.

دال های تخت پیش تنیده

کاربرد بتن پیش کشیده در ساختن دالهای تخت از کشور آمریکا و شرکت *VSL* شروع شده و در انگلیس توسط شرکت *CCL* ادامه یافته و مزایای اقتصادی آنها بخصوص برای دالهای پارکینگ ها و مراکزی که نیاز به دهانه های بزرگتری میباشد بسیار مورد توجه قرار گرفته است. در ایران نیز در سال های اخیر این نوع دال ها مورد استفاده قرار گرفته اند. در بیشتر موارد دالهای با ضخامت یکنواخت و تاندونهای مورد استفاده قرار میگیرند. اما یک روش جدید استفاده از دالهای با ضخامت متغیر و تاندونهای مستقیم است. در اطراف ستون ها مقاومت برشی بیشتری از افزایش ضخامت دال بصورت کتیبه تامین می شود.

در آیین نامه *BS 8110* هیچ راهنمای طراحی که به دالهای بتن پیش تنیده مربوط باشد وجود ندارد. به همین دلیل طراحی می تواند بر پایه توصیه هایی که در گزارش فنی انجمن بتن *TR17* آمده است انجام شود.

هر دو نوع تاندونهای چسبنده و نچسبنده در دالهای تخت پیش تنیده به کار می روند. در کشور آمریکا و در کشورهای شرق دور بیشتر از تاندونهای نچسبیده استفاده می شود. در حالیکه در استرالیا استفاده از تاندونهای چسبیده معمول است. به نظر میرسد این انتخاب به شرایط اقتصادی محلی و فلسفه طراحی بستگی داشته باشد.

نمونه مثالی از طراحی دال تخت پیش تنیده:

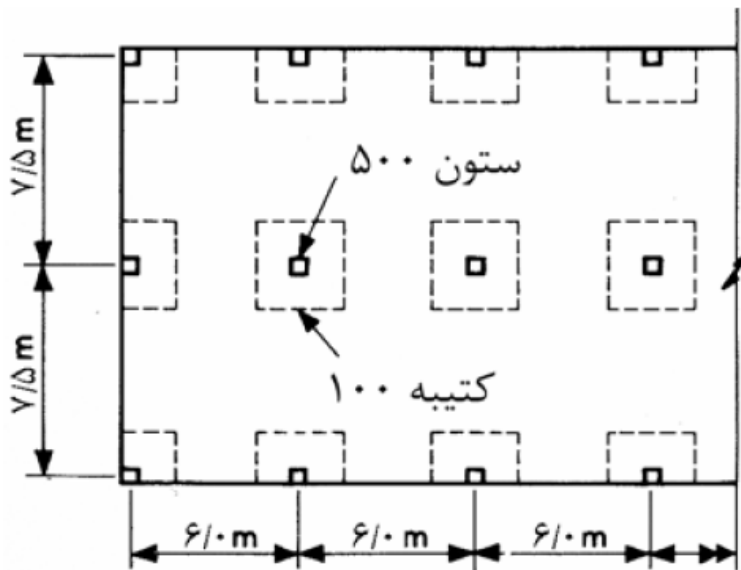
یک کف انبار ساخته شده از دال تخت بتن پیش تنیده مطابق شکل زیر مفروض است. سربار وارده $10\text{KN}/\text{m}^2$ می باشد. مطلوبست تعیین ضخامت لازم برای دال و چیدمان مناسب تاندونهای پیش تنیدگی. به دلیل اینکه دال تحت بار سنگینی قرار دارد. نسبت دهانه به ضخامت 38 انتخاب می شود (توصیه شده در استاندارد TR17 مرجع 7).

بنابراین ضخامت دال مورد نیاز برابر است با: $t = \frac{7.5}{38} = 0.197\text{m}$ یک ضخامت اولیه دال 200 میلیمتر در نظر گرفته شود.

$$f_{cu} = 40 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad \text{: خصوصیات مصالح}$$

بارگذاری: وزن دال $4.8\text{KN}/\text{m}^2$ و بار کف سازی + تاسیسات $1.5\text{KN}/\text{m}^2$

$$LL = 10\text{KN}/\text{m}^2 \quad , \quad DL = 4.8 + 1.5 = 6.3\text{KN}/\text{m}^2$$



پاسخ:

مفتول سوپر به کار رفته به قطر $15.7mm$ بصورت تاندون روکش دار نچسبیده

$$f_{pu} = 1770N/mm^2$$

به دلیل اینکه سربار وارده در مقایسه با بار مرده بزرگ می باشد، باری که باید متعادل شود، شامل بار مرده به اضافه یک سوم سربار وارده در نظر گرفته می شود که برابر است

$$(4.8 + 1.5) + \left(\frac{10}{3}\right) = 9.6KN/m^2 \quad \text{با سربار وارده برابر است با}$$

پوشش تاندونها $20mm$ میباشد. در نتیجه با در نظر گرفتن قطر خارجی تاندون روکش

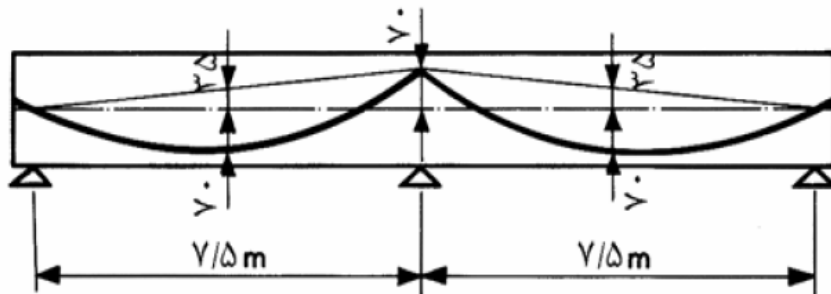
دار برابر 19 میلیمتر حداکثر خروج از مرکزیت تاندون بصورت زیر بدست می آید:

$$\frac{200}{2} - \left(20 + \frac{19}{2}\right) = 70mm$$

طراحی اولیه تاندونها در امتداد طولی مشابه طراحی اولیه تاندونها در امتداد عرضی انبار

میباشد. و در اینجا طراحی برای امتداد عرضی انجام میشود.

یک پروفیل مناسب امتحانی برای تاندونها در شکل زیر نشان داده شده است.



افت تاندونها در هر دهانه $(70 + 35) = 105mm$ است لذا نیروی پیش تنیدگی مورد

نیاز برای بالانس بار $9.6KN/m^2$ به صورت زیر بدست می آید:

$$P_x = \frac{wL^2}{8d_r}$$

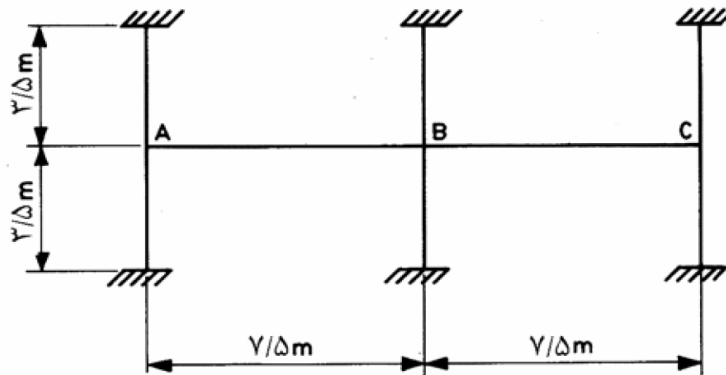
$$= \frac{(9.6 \times 7.5^2)}{(8 \times 0.105)} = 642.9 \frac{KN}{m}$$

با فرض $\beta = 0.85$ ، نیروی پیش تنیدگی اولیه مورد نیاز $756.3 \frac{KN}{m}$ میباشد

برای یک مفتول سوپر به قطر $15.7mm$ با $A_{ps} = 150mm^2$ ، نیروی پیش تنیدگی اولیه

$185.9KN$ است و بنابراین تعداد کل تاندونهای مورد نیاز در هر چشمه 25 تاست.

قاب معادلی که باید تحلیل شود در شکل زیر آمده است.

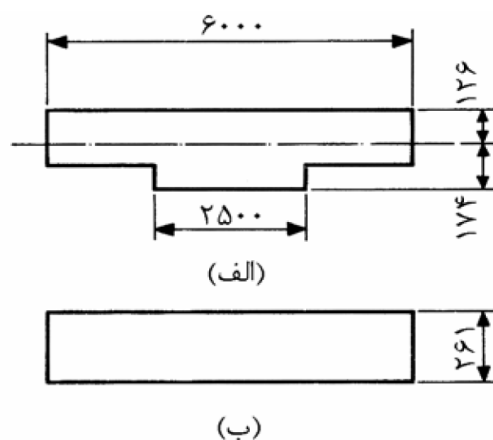


اثر کتیبه به صورت در نظر گرفتن یک مقطع دال یکنواخت معادل همانند شکل الف لحاظ

شده است. برای مقطع دال واقعی با کتیبه $I = 8.86 \times 10^9 mm^4$ می باشد. بنابراین یک

ضخامت دال موثر h_{eff} همانند شکل ب به صورت زیر بدست می آید تا بتوان اثر کتیبه را

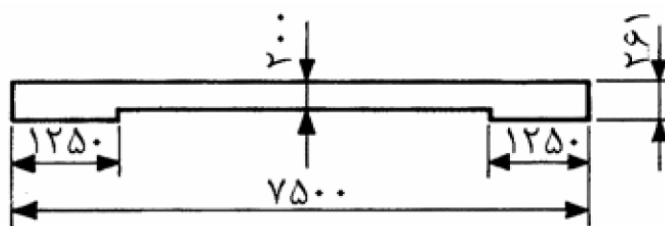
بصورت ضخامت موثری از دال در نظر گرفت. $h_{eff} = \left(\frac{8.86 \times 10^9 \times 12}{6 \times 10^3} \right)^{\frac{1}{3}} = 261mm$.



تیرهای قاب معادل همانگونه که در شکل زیر نشان داده شده است مقطع متغیر دارند و با بکاربردن جدول ضرایب برای این اعضای بتنی (انجمن بتن 1984 یا مراجع دیگر) اطلاعات زیر برای تحلیل روش پخش لنگر بدست می آیند:

$$K = \frac{6.2EI}{l} \text{ سختی تیر و } 0.6 = \text{ضریب انتقال}$$

$$0.09wl^2 = \text{لنگر گیرداری انتهایی}$$



$$K_{col} = (4 \times 500^4) / (12 \times 3500) = 5.95 \times 10^6$$

$$K_{beam} = (6.2 \times 200^3 \times 6000) / (12 \times 7500) = 3.31 \times 10^6$$

در نتیجه:

$$r_{AB} = 0.22$$

$$r_{BA} = 0.18$$

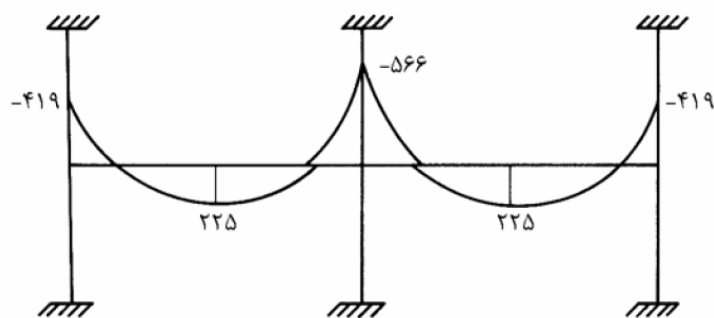
ضریب سختی نسبی برای تیر AB , BA عبارتست از:

لنگر های گیردار انتهایی:

$$\text{بار مرده} = 6.3 \times 6.0 \times 7.5^2 \times 0.091 = 193 \text{KN.m}$$

$$\text{بار زنده} = 10.0 \times 6.0 \times 7.5^2 \times 0.091 = 307 \text{KN.m}$$

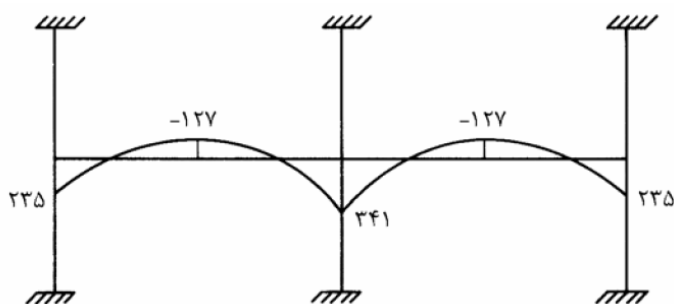
منحنی پوش لنگر خمشی برای ترکیبات باری که قبلا مورد بحث قرار گرفت در زیر نشان داده شده است.



= بار معادل تاندونها در هر دهانه

$$= 8 \times 0.85 \times 25 \times 185.9 \times 0.105 / 7.5^2 = 59.0 \text{KN/m}$$

دیگرام لنگر ناشی از نیروی پیش تنیدگی در شکل زیر نشان داده شده است. البته ذکر این نکته لازم است که در این مرحله هیچ محاسبه ای برای تغییر انحنای تاندون که در ستونها رخ می دهد صورت نگرفته است. البته خطایی که به این ترتیب وارد محاسبات می شود کوچک خواهد بود.



برای مقطع مربوط به تکیه گاه داریم:

$$Z_t = 8.86 \times 10^9 / 126 = 70.32 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$Z_b = 8.86 \times 10^9 / 174 = 50.92 \times 10 \times 6 \text{ mm}^3$$

$$A_c = 6000 \times 200 + 2500 \times 100 = 1.45 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

$$Z_b = Z_t = 6000 \times 200^2 / 6 = 40.00 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$A_c = 6000 \times 200 = 1.2 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

برای مقاطع وسط دهانه داریم:

تنش های بدست آمده برای مقاطع بحرانی در جدول زیر آمده که در آن M مجموع لنگر

های نشان داده شده در شکل های پوش لنگر ناشی از بار مرده و نیروی پیش تنیدگی

صفحه قبل هستند

		$P/A_c(\text{N/mm}^2)$	$M/Z(\text{N/mm}^2)$	Total(N/mm^2)
ستونهای بیرونی	بالا	۲/۷۲	-۲/۶۲	۰/۱۰
	پایین	۲/۷۲	۳/۶۱	۶/۳۳
وسط دهانه	بالا	۳/۲۹	۲/۴۵	۵/۷۴
	پایین	۳/۲۹	-۲/۴۵	۰/۸۴
ستونهای داخلی	بالا	۲/۷۲	-۳/۲۰	-۰/۴۸
	پایین	۲/۷۲	۴/۴۲	۷/۱۴

از جدول زیر برای مقدار $f_{cu} = 40 \text{ N/mm}^2$ مقدار f_{max} به ترتیب 13.2 N/mm^2

و 9.60 N/mm^2 برای مقاطع وسط دهانه و محل تکیه گاه بدست می آید در حالیکه

مقدار f_{min} برای هر دو محل $2.85 N/mm^2$ - بدست می آید فرض می شود که فولاد معمولی به اندازه کافی در مقاطع وجود دارد.

شرایط بارگذاری		در فشار	در کشش	
			با آرماتور چسبیده	بدون آرماتور چسبیده
حداکثر تنش در زمان انتقال	درمحل لنگر مثبت	$0.33f_{ci}$	$0.45f_{ci}^{1/2}$	$0.15f_{ci}^{1/2}$
	درمحل لنگر منفی	$0.24f_{ci}$	$0.45f_{ci}^{1/2}$.
حداکثر تنش در زمان بهره برداری	درمحل لنگر مثبت	$0.33f_{cu}$	$0.45f_{cu}^{1/2}$	$0.15f_{cu}^{1/2}$
	درمحل لنگر منفی	$0.24f_{cu}$	$0.45f_{cu}^{1/2}$.

تنشهای مجاز بتن در دال

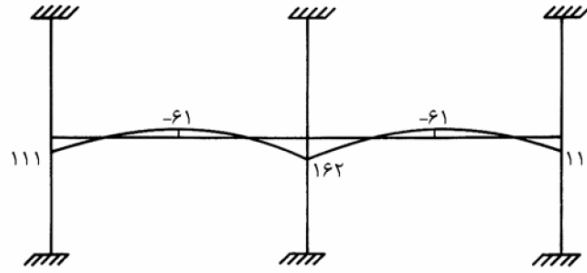
تحلیل تنش ها به روش فوق تقریبی از تنش های واقعی در دال می باشد با این وجود این روش نتایج قابل قبولی ارائه می دهد.

مقدار فولاد معمولی در تکیه گاههای میانی بصورت زیر محاسبه می شود:

$$A_s = \frac{0.48^2 \times 300}{2(7.18 + 0.48)} \times \frac{1000}{0.58 \times 460} = 17 mm^2 / m$$

یک لایه شبکه آرماتور $\Phi 6 @ 300$ برای این منظور کفایت.

برای کنترل تنش های زمان انتقال نیروی پیش تنیدگی $\alpha = 0.95$ در نظر گرفته می شود و لنگر خمشی ناشی از آن و بار مرده در شکل و جدول زیر نشان داده شده است:



لنگر ناشی از نیروی پیشتنیدگی و بار مرده در زمان انتقال نیروی پیش تنیدگی

		$P/A_c(N/mm^2)$	$M/Z(N/mm^2)$	Total(N/mm^2)
ستونهای بیرونی	بالا	۳/۰۴	۱/۵۸	۴/۶۲
	پایین	۳/۰۴	-۲/۱۸	۰/۸۶
وسط دهانه	بالا	۳/۶۸	-۱/۵۳	۲/۱۵
	پایین	۳/۶۸	-۱/۵۳	۵/۲۱
ستونهای داخلی	بالا	۳/۰۴	۲/۳۰	۵/۳۴
	پایین	۳/۰۴	-۳/۱۸	-۰/۱۴

برای مقدار $f_{ci} - 30 \text{ N/mm}^2$ مقدار f'_{max} به ترتیب برابر 9.90 N/mm^2 و

7.20 N/mm^2 برای مقاطع وسط دهانه و محل تکیه گاه بدست می آید در حالیکه

مقدار f'_{min} برای هر دو محل 2.46 N/mm^2 - بدست می آید. بنابراین در صورتیکه فولاد

معمولی در قسمت بالا و پایین تکیه گاه ها تامین شود تنشهای جدول بالا قابل قبول خواهند بود.

طراحی که تابحال ارائه شد، صرفاً یک طراحی اولیه می باشد. پروفیل تاندونها را باید

اصلاح نمود تا اینکه یک تغییر تدریجی در انحنای تاندون در روی خطوط ستون ایجاد

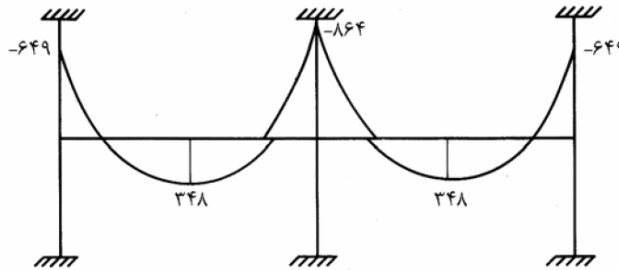
شود و توزیع نیروی پیش تنیدگی در طول تاندون باید تعیین گردد. سپس یک تحلیل

مجدد توزیع لنگر در دال در اثر نیروی پیش‌تندگی انجام شده و تنشهای حاصل با تنشهای مجاز مقایسه می‌شوند. در اثر تجربه، طراحی اولیه با اصلاحات کمی نهایی خواهد شد.

کنترل مقاومت نهایی دال :

$$\text{بار یکنواخت نهایی} = 1.4 \times 6.0 \times 6.3 + 1.6 \times 6.0 \times 10.0 = 149 \text{ KN/m}$$

پوش لنگرهای خمشی برای شرایط نهایی در شکل نشان داده شده است. به این شرایط باید لنگرهای ثانویه نیز اضافه شود.



عمق دال در محل تکیه‌گاهها و در نتیجه مقاومت نهایی در عرض پانل به دلیل افزایش عمق دال در کتیبه متغیر است. با این وجود کنترل مقاومت نهایی دال در محل تکیه‌گاهها با توجه به عمق دال در محل کتیبه‌ها و متوسط لنگر و سطح متوسط تاندونها در عرض پانل کافی خواهد بود. تمرکز لنگر در محل ستونها بوسیله تمرکز بیشتر تاندونها در محل محور ستون جبران می‌شود.

برای مقاطع تکیه‌گاهی:

$$300 - (20 + 19/2) = 270 \text{ mm} = \text{عمق موثر}$$

سطح تاندونهای پیشتندگی $A_{ps} = 625mm^2$ در واحد عرض

$$f_{pe} = 0.85 \times 0.7 \times 1770 = 1053N/mm^2$$

$$f_{pb} = 1053 + \frac{7000}{7000/270} \left(1 - 1.7 \times \frac{1770 \times 625}{40 \times 1000 \times 270} \right) = 1261N/mm^2 (< 0.7 f_{pu})$$

$$x = 1261 \times 625 (270 - 0.45 \times 49) \times 10^{-6} = 195.4KNm/m$$

می توان نشان داد که لنگر ثانویه مثبت $64KN.m$ در تکیه گاه وسط وجود دارد و لذا

حداکثر لنگر خمشی نهایی در تکیه گاه میانی $800KN.m$ می شود که نشان دهنده

لنگر خمشی متوسط واحد عرض برابر $133KNm/m$ در عرض دال خواهد بود.

برای مقطع وسط دهانه داریم:

$$200 - (20 + 19/2) = 170mm =$$

$$f_{pb} = 1053 + \frac{7000}{7500/170} \left(1 - 1.7 \times \frac{1770 \times 625}{40 \times 1000 \times 170} \right) = 1161N/mm^2 (< 0.7 f_{pu})$$

$$x = 2.47 \times \frac{625 \times 1168}{40 \times 1000} = 45mm$$

$$x = 1161 \times 625 (170 - 0.45 \times 45) \times 10^{-6} = 109.3KNm/m$$

لنگر خمشی متوسط نهایی در عرض دال در مقطع وسط دهانه با احتساب لنگر ثانویه

$83 KNm/m$ نیز میباشد در نتیجه دال مقاومت نهایی کافی خواهد داشت.

مراجع قسمت ب:

1- "طرح سازه های بتن مسلح" ترجمه جناب دکتر مقصودی و دکتر رضانیانپور-1375

2- "بتن پیش تنیده" تالیف جناب دکتر محمودزاده-1384

3-BS Standard 8110

4-Post-Tensioned Concrete floors Design Handbook 'Report of a Concrete Society Working Party'-Technical Report No.43,Second Edition

5-Post Tensioned in Buildings , Published By VSL International LTD.

6-Prestressed Concrete Construction Manual , September 2000

7-Concrete Society (1979)Flat Slabs in Post Tensioned Concrete ,With Particular Regards to the Use of Unbonded Tendonds-Design Recommendation , Technical Report No.17,London (TR 17)

ج) طراحی اتصال تیر به ستون بتنی

ضوابط، کد ها و توضیحات آورده شده در زیر همگی برگردانی از گزارشات آیین نامه *ACI* 352 در زمینه طراحی اتصالات در سازه های بتن مسلح یکپارچه میباشد و در حد توصیه ای آیین نامه ای میباشد.

انواع اتصالات تیر به ستون:

اتصال نوع 1:

این نوع اتصال اعضایی را به یکدیگر متصل می سازد که مطابق با ضوابط مقاومت - *ACI* 318 طرح شده باشند و در آنها هیچگونه تغییر شکل غیر الاستیک شایان توجهی مورد توجه نباشد. این نوع اتصال بر مبنای مقاومت و بدون در نظر گرفتن هیچگونه ضابطه خاصی برای شکل پذیری طرح می شود. تمام اتصالات موجود در یک قاب طرح شده در برابر بارهای وزنی و بادهای عادی در این دسته قرار می گیرد.

اتصال نوع 2:

این نوع اتصال اعضایی را به یکدیگر متصل می سازد که طرح آنها بر فرض دارا بودن مقاومت دائم در شرایط رفت و برگشت تغییر شکل ها در محدوده غیر الاستیک صورت پذیرفته باشد. این اتصال، اعضای لازم برای اتلاف انرژی حاصل از رفت و برگشت تغییر شکل ها داخل محدوده غیر الاستیک را به یکدیگر مرتبط می سازد. اتصالات موجود در سازه قاب های خمشی طرح شده در برابر حرکات زمین لرزه، بادهای خیلی شدید و یا اثرات انفجارهای در زلزله این دسته قرار میگیرد.

3-2-2- در هر اتصال بایستی نسبت به تعیین اعضایی که در اثر بارهای وزنی، بارهای جانبی و اثرات ثانویه به نخستین جاری شدن خمشی نایل می آیند توجه خاصی مبذول گردد. همچنین نیروهای طرح در آرماتور خمشی در محل فصل مشترک عضو و اتصال باید بر اساس αf_y تعیین شود که:

برای اتصال نوع 1 $\alpha \geq 1.0$

برای اتصال نوع 2 $\alpha \geq 1.25$

مراحل آنالیز نیروهای وارد بر اتصالات نوع 1 و 2 برای هر دو نوع اتصال یکسان است.

4- ضوابط مربوط به مقاومت اسمی:

4-1-2- آرماتورهای طولی ستون

برای اتصالات نوع 2 در داخل اتصال نباید محور میلگردهای طولی ستون، امتداد یافته از داخل اتصال را انتقال داد و مساحت آرماتور ستون باید در اطراف ستون در اطراف تمام وجوه پیرامونی هسته ستون توزیع شود.

فاصله گذاری مرکز به مرکز بین میلگردهای طولی مجاور نبایستی از بزرگترین مقادیر زیر تجاوز نماید:

20 سانتیمتر، یک سوم قطر ستون یا بعدی از سطح مقطع که در امتداد فاصله گذاری

مورد نظر قرار دارد. در هیچ حالتی نباید از 30 سانتیمتر تجاوز نماید.

2-2-4- آرماتورهای عرضی در اتصالات نوع 2

در موردی که از حلقه مستطیلی یا آرماتور عرضی رکابی استفاده شود کل سطح مقطع در

$$A_{sh} = 0.3 \frac{S_h h'' f_c'}{f_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \quad \text{هر جهت باید حداقل برابر باشد با:}$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{S_h h'' f_c'}{f_{yh}} \quad \text{ولی نباید از مقدار زیر کمتر باشد:}$$

هدف از آرماتور مشخص شده تدارک محصورشدگی کافی برای اتصال در طی محدوده مورد انتظار برای تغییر مکان و بارگذاری زمین لرزه ای می باشد.

فاصله مرکز به مرکز بین ردیف های آرماتورهای عرضی برای ستون های باربر جانبی نباید از کمترین دو مقدار یک چهارم حداقل بعد ستون ، شش برابر قطر میلگردهای طولی ستون که باید مقید شوند و 15 سانتیمتر تجاوز نماید.

کلیه حلقه ها باید به وسیله قلاب های حداقل 135 درجه و به طول 6 برابر قطر میلگرد در انتهای خود بسته شوند.

3-4- برش برای اتصالات نوع 1 و 2:

$$V_n = 0.265 \gamma \sqrt{f_c'} b_j h_{col} \quad \phi V_n \geq V_u$$

V_n مقاومت برشی اسمی اتصال و V_u نیروی برش طرح و مقدار $\phi = 0.85$ میباشد

$$b_j = \frac{b_b + b_c}{2} < b_b + 2 \left(\frac{h_{col}}{2} \right) \quad \text{: عرض موثر اتصال}$$

مقدار ثابت γ بستگی به نوع اتصال و موقعیت اتصال دارد:

طبقه بندی اتصال			
نوع اتصال	الف) داخلی	ب) بیرونی	ج) گوشه
1	24	20	15
2	20	15	12

(جدول 1-)

4-4-2-نسبت مقاومت خمشی ستون به تیر

برای اتصال نوع 2 که قسمتی از سیستم اصلی در برابر بارهای جانبی زلزله هستند، مجموع مقاومت های خمشی اسمی در مقاطع ستون های بالا و پایین اتصال نباید کمتر از 1.4 برابر مجموع مقاومت های خمشی اسمی مقطع تیر ها در محل اتصال باشد:

$$\frac{\sum M_{n \text{ Col}}}{\sum M_{n \text{ Beam}}} > 1.4$$

4-5-2-قطع میلگرد های قلاب دار در اتصال

اندازه میلگردها نباید از $\Phi 36$ بزرگتر باشد و قلاب ها باید حتی الامکان دور از مقطع بحرانی واقع شوند.

4-5-4-میلگردهای تیر و ستون که از داخل اتصال میگذرند

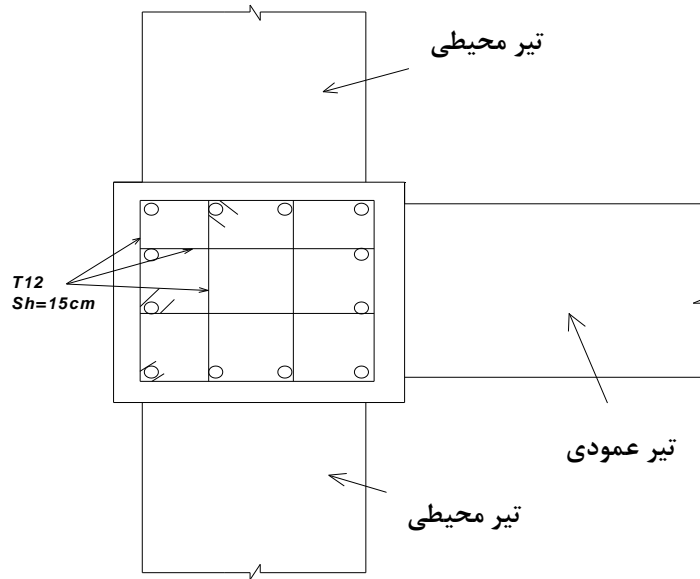
برای اتصالات نوع 1 هیچ توصیه ای صورت نمی گیرد

برای اتصالات نوع 2، کلیه میلگردهای مستقیم تیر به ستون که از داخل اتصال میگذرند باید به گونه ای انتخاب شوند که:

$$h_{beam} > 20d_c \text{ میلگردهای ستون} \quad \text{و} \quad h_{col} > 20d_b \text{ تیر میلگردهای تیر}$$

نمونه مثال از طراحی اتصالات تیر به ستون

اتصال بیرونی از نوع 2:



طرح اولیه:

ستون $60\text{cm} \times 60\text{cm}$ با 12 عدد میلگرد $\Phi 36$

تیر محیطی: $45\text{cm} \times 75\text{cm}$ با 3 عدد میلگرد $\Phi 32$ در بالا و 3 عدد میلگرد $\Phi 25$ در

پایین

تیر عمودی: $50\text{cm} \times 70\text{cm}$ با 5 عدد میلگرد $\Phi 32$ در بالا و 3 عدد میلگرد $\Phi 32$ در

پایین

$$f'_c = 300\text{Kg/cm}^2 \quad ; \quad f_y = 3000\text{Kg/cm}^2$$

تغییر پیش بینی شده:

به منظور بر آوردن بند 4-5-4 (آیین نامه ACI352)، آرماتور بالایی در تیر محیطی از 3

عدد میلگرد $\Phi 32$ به 4 عدد میلگرد $\Phi 28$ تبدیل می شود.

حل:

آرماتور طولی ستون (بند 4-1-2)

آرایش 12 عدد میلگرد $\Phi 36$ قابل قبول است.

آرماتور عرضی (بند 4-2-2)

در هر جهت 4.52cm^2 = ساق / $4(1.13\text{cm}^2)$ = ساق (موجود) A_{sh}

$$A_{sh} = 0.3 \frac{S_h h'' f_c'}{f_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right)$$

$$= 0.3 \frac{15 \times 52 \times 300}{3000} \left(\frac{60^2}{52^2} - 1 \right) = 7.75\text{cm}^2 > 4.52\text{cm}^2$$

بنابراین بند 4-2-2 برآورده نمی شود و برای جبران آن می توان از میلگرد تنگ بزرگتر یا فاصله نزدیک تر استفاده نمود. در اینجا با فرض تنگ $\Phi 14 @ 12\text{cm}$ ضابطه مورد نظر

برآورده خواهد شد: $A_{sh} = 4 \times 1.54 = 6.16\text{cm}^2$

$$A_{sh} = 0.3 \frac{12 \times 52 \times 300}{3000} \left(\frac{60^2}{52^2} - 1 \right) = 6.2\text{cm}^2 \approx 6.16\text{cm}^2$$

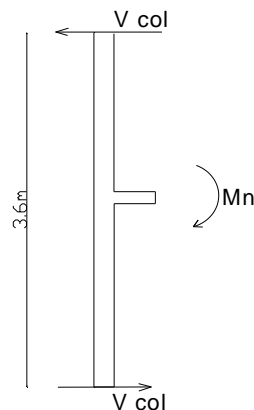
$$A_{sh} = 0.09 \frac{S_h h'' f_c'}{f_{yh}} = 5.6\text{cm}^2 < 6.16\text{cm}^2$$

کنترل برش (بند 4-3)

در تحلیل خمشی زیر از تاثیر آرماتور فشاری چشم پوشی شده و فرض شده است که در اکثر نقاط $d = h - 7\text{cm}$ در محل های برخورد میلگردهای تیر محیطی و تیر عمودی ،

فرض می شود در تیر محیطی $d = h - 9.5\text{cm}$

در جهت عمودی:



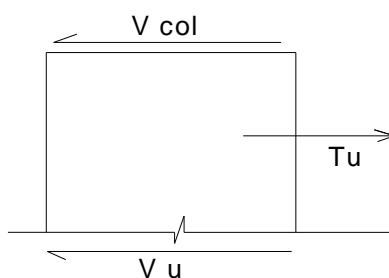
$$M'_{n\text{Beam}} = A_s \alpha \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s \alpha f_y}{0.85 f_c b} = \frac{5 \times 8.04 \times 1.25 \times 3000}{0.85 \times 300 \times 50} = 11.82 \text{ cm}$$

$$M'_{n\text{Beam}} = 5 \times 8.04 \times 1.25 \times 3000 \left(63 - \frac{11.82}{2} \right) = 8606318 \text{ Kg} \approx 86.1 \text{ t.m}$$

$$V_{col} = \frac{M'_{n\text{Beam}}}{3.6\text{m}} = \frac{86.1}{3.6} = 24 \text{ ton}$$

برش اتصال:



$$T_u = A_s \alpha f_y = 5 \times 8.04 \times 1.25 \times 3000 = 150750 \text{ Kg} \approx 15 \text{ ton}$$

$$V_u = T_u - V_{col} = 127 \text{ Ton}$$

مقاومت برشی اتصال - ابعاد تیر محیطی برای جای گرفتن آن در دسته اتصال بیرونی

کافی است ، بنابراین مطابق جدول 1-15 γ

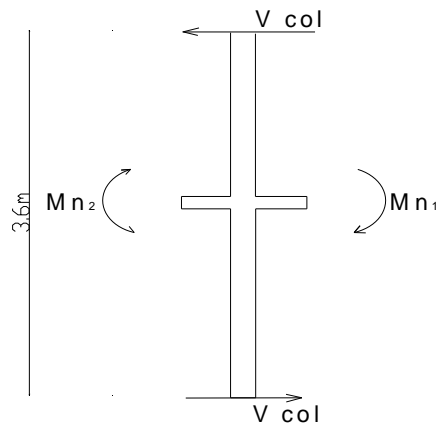
$$b_j = \frac{b_b + b_c}{2} < b_b + 2\left(\frac{h_{col}}{2}\right)$$

$$= \frac{50 + 60}{2} = 55cm$$

$$V_n = 0.265\gamma\sqrt{f'_c}b_jh_{col} = 0.265 \times 15 \times \sqrt{300} \times 55 \times 60 = 227202Kg$$

$$\phi V_n = 0.85 \times 227 = 193 \text{ ton} > 127ton$$

در جهت محیطی:



$$M'_{n1} = A_{s1}\alpha_s f_y \left(d - \frac{a_1}{2}\right)$$

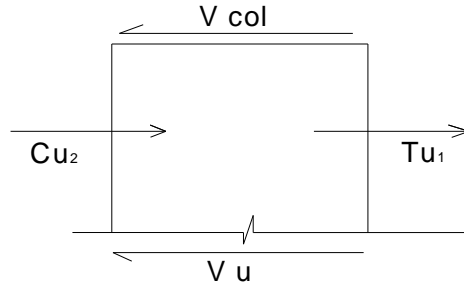
$$a_1 = \frac{A_{s1}\alpha_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{4 \times 6.16 \times 1.25 \times 3000}{0.85 \times 300 \times 45} = 8.05cm$$

$$M'_{n1} = 4 \times 6.16 \times 1.25 \times 3000 \left(65.5 - \frac{8.05}{2}\right) = 5680290Kg \approx 56.8 \text{ t.m}$$

$$a_2 = \frac{A_{s2}\alpha_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{3 \times 4.91 \times 1.25 \times 3000}{0.85 \times 300 \times 45} = 4.81cm$$

$$M'_{n2} = 3 \times 4.91 \times 1.25 \times 3000 \left(65.5 - \frac{4.81}{2}\right) = 3485210Kg \approx 34.9 \text{ t.m}$$

$$V_{col} = \frac{M'_{n1} + M'_{n2}}{3.6m} = 25.5ton$$



$$T_{u1} = 4 \times 6.16 \times 1.25 \times 3000 = 92400 \text{Kg}$$

$$C_{u2} = T_{u2} = 3 \times 4.91 \times 1.25 \times 3000 = 55238 \text{Kg}$$

$$V_u = T_{u1} + C_{u2} - V_{col} = 122 \text{ton}$$

در این جهت $b_j = \frac{45 + 60}{2} = 52.5 \text{cm}$ بر طرح حاکم خواهد بود:

$$\phi V_n = 0.85 \times 0.265 \times 15 \times \sqrt{300} \times 52.5 \times 60 = 184343 \text{Kg}$$

$$= 184 \text{ton} > 122 \text{ton} \rightarrow \text{OK.}$$

نسبت مقاومت خمشی (بند 2-4-4)

هنگام تعیین مقاومت خمشی ستون با بار محوری برابر با صفر فرض می شود (امری

محافظه کارانه برای این کنترل). همچنین مقدار α برابر I اختیار می گردد. با این

$$M'_n = 113.4 \text{t.m}$$

مقاومت خمشی تیرها قبلاً با استفاده از $\alpha = 1.25$ بدست آمد. این مقاومت ها بر 1.25

تقسیم خواهد شد تا یک مقدار تقریبی برای مقاومت خمشی تیر در حالت $\alpha = I$ بدست

آید. اگر نسبت مقاومت نزدیک به مقدار مجاز باشد برای تعیین مقاومت خمشی تیر در

حالت $\alpha = I$ می توان یک محاسبه دقیق تر انجام داد.

$$M_n \approx \frac{86.1}{1.25} = 68.9 \text{t.m} \text{ در جت عمودی:}$$

$$M_{n1} \approx \frac{56.8}{1.25} = 45.4t.m$$

در جهت محیطی:

$$M_{n2} \approx \frac{34.9}{1.25} = 27.9t.m$$

کنترل نسبت مقاومت

$$\frac{\sum M_{n \text{ Col}}}{\sum M_{n \text{ Beam}}} = \frac{2 \times 113.4}{68.9} = 3.29 > 1.4 \text{ در جهت عمودی:}$$

$$\frac{\sum M_{n \text{ Col}}}{\sum M_{n \text{ Beam}}} = \frac{2 \times 113.4}{45.4 + 27.9} = 3.1 > 1.4 \text{ در جهت محیطی:}$$

قطع میلگرد های قلاب شده در اتصال (بند 4-5-2)

تنها میلگردهای $\Phi 32$ در تیر عمودی نیاز به کنترل دارند. با توجه به جدول ب-1، بعد

لازم برای ستون 44 سانتیمتر خواهد بود که کوچکتر از مقدار موجود 60cm میباشد.

میلگردهای تیر و ستون گذرنده از داخل اتصال (بند 4-5-4)

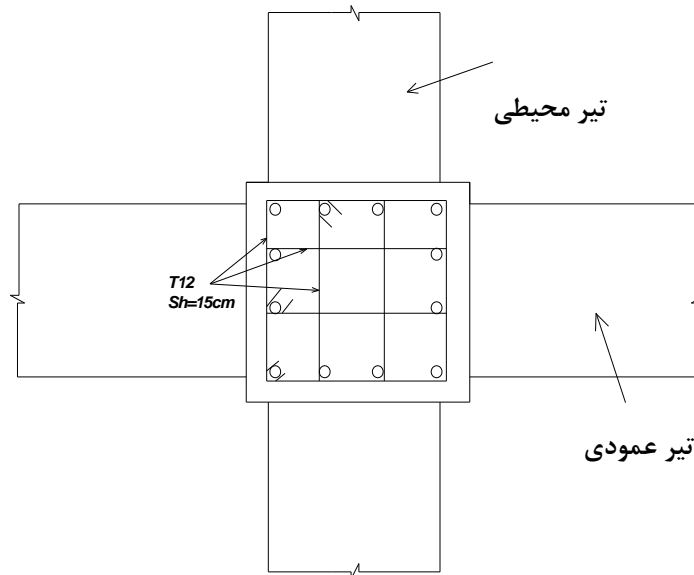
میلگردهای $\Phi 28$ تیر محیطی، تعیین کننده اندازه ستون هستند:

$$h_{col} = 60cm > 20 \times 2.8 = 56cm$$

کل عمق مقطع تیرها به وسیله میلگردهای ستون تعیین می شود:

$$h_{beam} > 20 \times 3.6 = 72cm \approx 70cm$$

می توان طرح انجام شده را پذیرفت

اتصال داخلی از نوع 2:

طرح اولیه: ستون $60\text{cm} \times 60\text{cm}$ با 8 عدد میلگرد $\Phi 44$

$$f'_c = 300\text{Kg/cm}^2 \quad ; \quad f_y = 4000\text{Kg/cm}^2$$

تیر عرضی: $30\text{cm} \times 60\text{cm}$ با 3 عدد میلگرد $\Phi 32$ در بالا و 3 عدد میلگرد $\Phi 28$ در پایین

تیر طولی: $45\text{cm} \times 70\text{cm}$ با 4 عدد میلگرد $\Phi 36$ در بالا و 4 عدد میلگرد $\Phi 32$ در پایین

تغییرات مورد انتظار:

1- تغییر ابعاد ستون به $75\text{cm} \times 75\text{cm}$ و استفاده از $12\Phi 36$ برای آن. افزایش اندازه به

منظور بر آورده شدن ضوابط برش و مهار میلگرد ضروری است. افزایش تعداد میلگردهای

طولی نیز به نسبت حصول به یک توزیع یکنواخت تر برای فولاد طولی انجام می پذیرد.

2- تغییر ابعاد تیرهای طولی به $50\text{cm} \times 75\text{cm}$ و استفاده از میلگردهای $5\Phi 32$ به

عنوان آرماتور بالایی، عرض تیر افزایش می یابد تا به بر آوردن ضوابط محصورشدگی و

برش کمک شود. کاهش قطر میلگردهای تیر به منظور بر آورده شدن بند 4-5-4 و

افزایش عمق تیر جهت برآورده شدن بند 4-5-4 برای میلگردهای ستون انجام شده است.

3- تغییر ابعاد تیرهای عرضی به $50cm \times 70cm$ با همان آرماتور. افزایش عرض تیر به برآورده شدن ضوابط محصورشدگی و برش کمک می کند و همچنین عمق تیر برای برآورده ساختن بند 4-5-4 در مورد میلگردهای ستون افزایش یافته است. عمق تیرهای عرضی به منظور جلوگیری از برخورد میلگردهای تقویت کننده با یکدیگر، متفاوت با عمق تیرهای طولی اختیار می شود.

حل:

آرماتور طولی ستون (بند 4-1-2)

آرایش 12 عدد میلگرد $\Phi 36$ قابل قبول است.

آرماتور عرضی (بند 4-2-2)

در هر جهت $4.52cm^2 =$ ساق $(1.13cm^2)$ 4 ساق = (موجود) A_{sh}

چون ابعاد تیرها بند 4-2-2-5 را برآورده می سازد، در اتصال می توان مقدار A_{sh} بدست آمده را 50% کاهش داد.

$$A_{sh} = 0.3 \frac{15 \times 67 \times 300}{4000} \left(\frac{75^2}{67^2} - 1 \right) = 5.72cm^2$$

$$0.5A_{sh} = 2.86cm^2 < 4.52cm^2$$

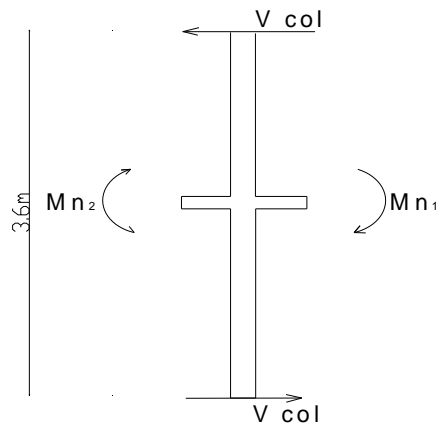
$$A_{sh} = 0.09 \frac{S_h h'' f_c'}{f_{yh}} = 0.09 \frac{15 \times 67 \times 300}{4000} = 6.78cm^2$$

$$0.5A_{sh} = 3.39cm^2 < 4.52cm^2$$

بنابراین برای این اتصال ، حداکثر فاصله مجاز 15 سانتیمتر و حداقل اندازه تنگ برای میلگردهای $\Phi 36$ بر طرح حاکم خواهند بود.

کنترل برش (بند 4-3)

کاملاً آشکار است که جهت طولی به دلیل مساحت بیشتر فولاد و عمق بیشتر تیر بحرانی خواهد بود. در این مثال از همان فرضیات اختیار شده برای تحلیل خمشی در مثال پیشین استفاده خواهد شد.



$$M'_{n1} = A_{s1} \alpha f_y \left(d - \frac{a_1}{2} \right)$$

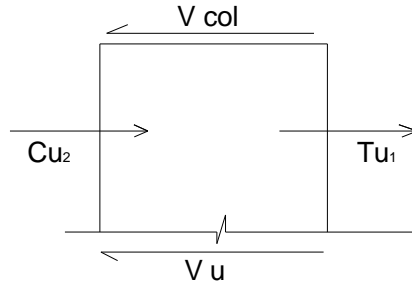
$$a_1 = \frac{A_{s1} \alpha f_y}{0.85 f_c b} = \frac{5 \times 8.04 \times 1.25 \times 4000}{0.85 \times 300 \times 50} = 15.76 \text{ cm}$$

$$M'_{n1} = 5 \times 8.04 \times 1.25 \times 4000 \left(68 - \frac{15.76}{2} \right) = 120.8 \text{ t.m}$$

$$a_2 = \frac{A_{s2} \alpha f_y}{0.85 f_c b} = \frac{4 \times 8.04 \times 1.25 \times 4000}{0.85 \times 300 \times 50} = 12.61 \text{ cm}$$

$$M'_{n2} = 4 \times 8.04 \times 1.25 \times 4000 \left(68 - \frac{12.61}{2} \right) = 99.2 \text{ t.m}$$

$$V_{col} = \frac{M'_{n1} + M'_{n2}}{3.6 \text{ m}} = 61.1 \text{ ton}$$



$$T_{u1} = 5 \times 8.04 \times 1.25 \times 4000 = 201000 \text{Kg}$$

$$C_{u2} = T_{u2} = 4 \times 8.04 \times 1.25 \times 4000 = 160800 \text{Kg}$$

$$V_u = T_{u1} + C_{u2} - V_{col} = 300.7 \text{ton}$$

در این جهت $b_j = \frac{75 + 50}{2} = 62.5 \text{cm} < b_b + 2 \frac{h_{col}}{2}$ بر طرح حاکم خواهد بود:

$$\phi V_n = 0.85 \times 0.265 \times 20 \times \sqrt{300} \times 62.5 \times 75 = 365760 \text{Kg}$$

$$= 366 \text{ton} > 30 \text{ton} \rightarrow \text{OK.}$$

نسبت مقاومت خمشی (بند 4-4-2)

هنگام تعیین مقاومت خمشی ستون با بار محوری برابر با صفر فرض می شود (امری

محافظه کارانه برای این کنترل). همچنین مقدار α برابر I اختیار می گردد. با این

$$M_n = 154.2 \text{t.m}$$

مقاومت خمشی تیرها قبلا با استفاده از $\alpha = 1.25$ بدست آمد. این مقاومت ها بر 1.25

تقسیم خواهد شد تا یک مقدار تقریبی برای مقاومت خمشی تیر در حالت $\alpha = I$ بدست

آید. اگر نسبت مقاومت نزدیک به مقدار مجاز باشد برای تعیین مقاومت خمشی تیر در

حالت $\alpha = I$ می توان یک محاسبه دقیق تر انجام داد.

بدلیل قوی تر بودن تیرهای طولی نسبت به تیرهای عرضی، تنها کنترل تیرهای طولی

ضرورت دارد

$$M_{n1} \approx \frac{120.8}{1.25} = 96.6 \text{ t.m}$$

$$M_{n2} \approx \frac{99.2}{1.25} = 79.4 \text{ t.m}$$

کنترل نسبت مقاومت

$$\frac{\sum M_{n \text{ Col}}}{\sum M_{n \text{ Beam}}} = \frac{2 \times 154.2}{96.6 + 79.4} = 1.75 > 1.4$$

میلگردهای تیر و ستون گذرنده از داخل اتصال (بند 4-5-4)

اندازه ستون توسط بزرگترین میلگرد تیر کنترل می شود:

$$h_{col} = 75 \text{ cm} > 20 \times 3.2 = 64 \text{ cm}$$

و عمق تیرها به وسیله میلگردهای ستون کنترل خواهد شد:

$$h_{beam} > 20 \times 3.6 = 72 \text{ cm} \approx 70 \text{ cm}$$

می توان طرح انجام شده را پذیرفت

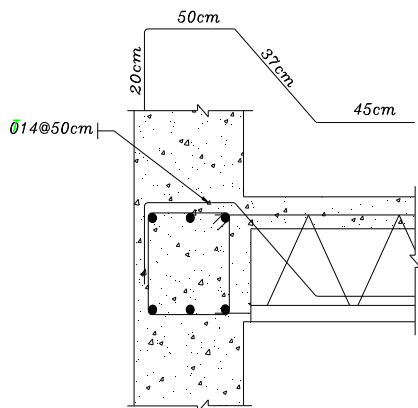
مراجع قسمت ج:

1- "نوصیه هایی برای طراحی اتصالات در سازه های بتن آرمه" ترجمه از جناب دکتر

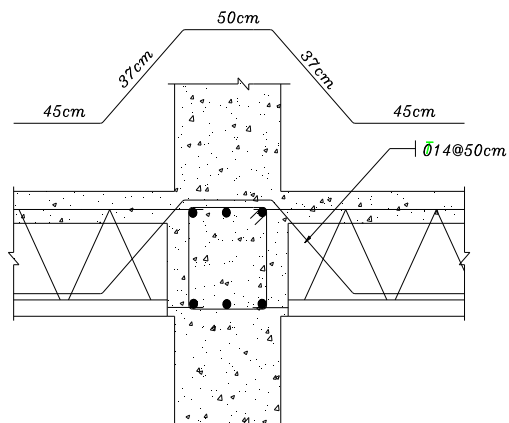
نقیه-1374

2-Recommendations For Design of Beam-Column Joists In Monolithic Reinforced Concrete Structures-Reported by ACI-ASCE Committee 352- (1991)

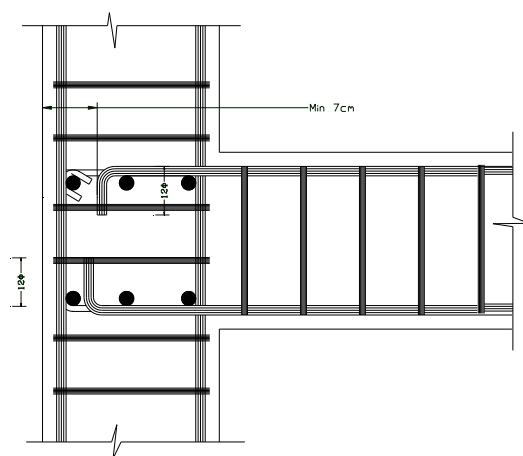
چند نمونه اجرایی از نحوه اتصال تیر به ستون:



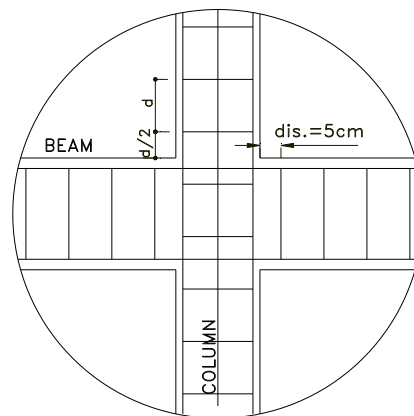
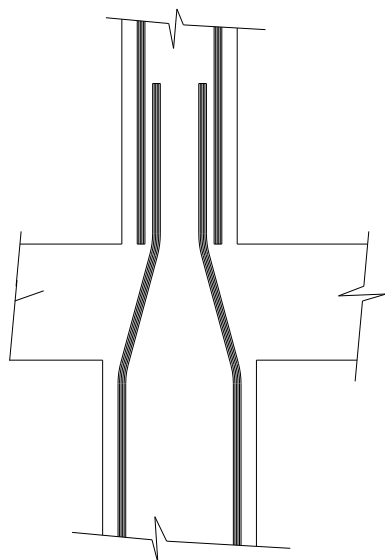
TYPICAL DETAIL



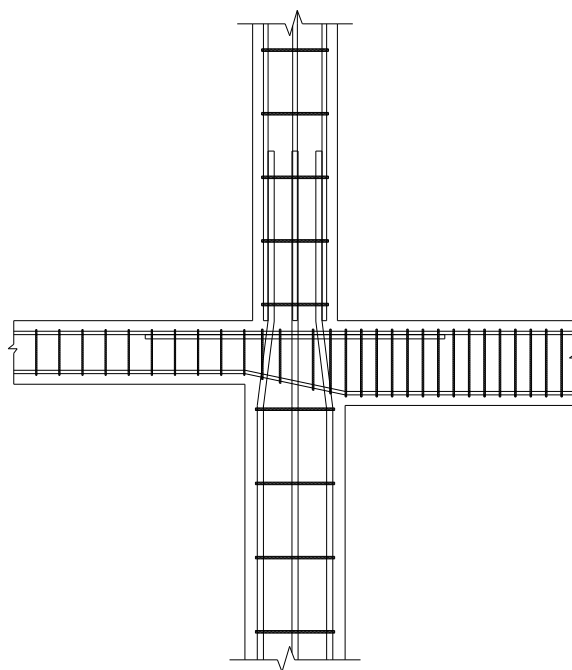
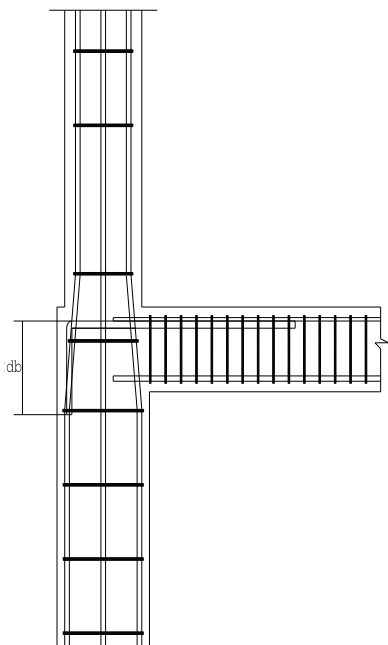
TYPICAL DETAIL



جزئیات اتصال تیر به ستون کناری

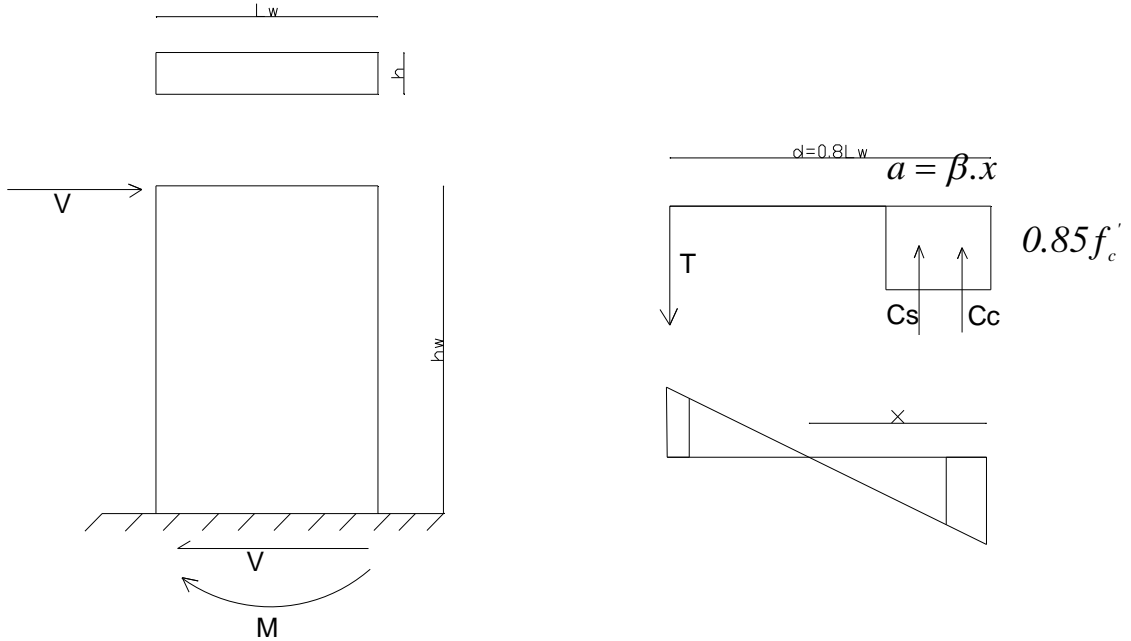


اکثر فاصله اولین خاموت تیرها و ستونها از بر اتصال



(د) طراحی دیوار برشی بتنی

مطابق ضوابط مقایسه ای دو آیین نامه آبا و ACI:



می توان سهم فولاد فشاری C_s را نادیده گرفت چراکه فولاد فشاری در ممان بری دیوار نقش

خاصی ندارد $C_s = 0$

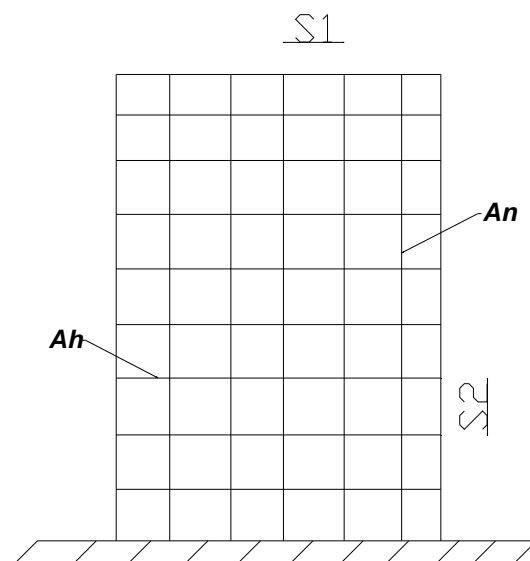
عمق موثر دیوار تقریباً برابر 0.8 طول دیوار در نظر گرفته می شود. $d = 0.8L_w$

در تیرهای عمیق (یعنی تیرهایی با نسبت $1 - 2.5 < \frac{a}{d}$) به دو گروه سلاح برشی

نیاز مندیم

$$\rho_n = \frac{A_n}{hS_1} \quad \text{و} \quad \rho_h = \frac{A_h}{hS_2}$$

$$M_u \leq \phi M_n, \quad \phi = 0.9$$



سلاح خمشی - حداقل فولاد در دیوارها:

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y}, \quad A_{s \ min} = \rho_{min} \cdot h \cdot L_w$$

حداکثر فولاد مطابق ضوابط مربوط به حصول شکل پذیری مناسب:

$$ACI: A_s = 0.5\rho_b$$

$$BS: A_s = 0.75\rho_b$$

$$ABA: A_s = \rho_b$$

اغلب در دیوارها مقدار ρ موجود بیشتر از ρ_b بدست می آید اما برای شکل پذیری بیشتر

سعی شود مقدار ρ کمتر از ρ_b اختیار شود.

$$h_{min} = \min \left(\begin{array}{l} \frac{h_w}{25} \\ \frac{L_w}{25} \\ \approx 15cm \end{array} \right)$$

نکات آیین نامه ای:

ضوابط فولادهای سلاح برشی افقی A_h :

$$V_s = (V_n - V_c)$$

$$\frac{A_h}{S_2} = \frac{V_s}{f_y d}, \quad A_h = \frac{(V_n - V_c) S_2}{f_y d}$$

$$\rho_h = \frac{A_h}{h S_2} \geq 0.0025$$

$$ACI: \quad S_2 = \min \left(\begin{array}{l} \frac{L_w}{5} \\ 3h \\ 45cm \end{array} \right) \quad , \quad ABA: \quad S_2 = \min \left(\begin{array}{l} 1.5h \\ 25cm \end{array} \right)$$

بهتر است سلاح های برشی در دو ردیف قرار داده شوند.

ضوابط فولادهای سلاح برشی افقی A_n :

$$\rho_n \geq 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{L_w} \right) (\rho_h - 0.0025)$$

$$\rho_n = \frac{A_n}{h S_1}$$

$$ACI: \quad S_1 = \min \left(\begin{array}{l} \frac{L_w}{5} \\ 3h \\ 45cm \end{array} \right) \quad , \quad ABA: \quad S_1 = \min \left(\begin{array}{l} 1.5h \\ 25cm \end{array} \right)$$

طراحی برشی:

$$v_n = \frac{V_n}{hd}$$

$$v_c = \frac{V_c}{hd}, \quad V_u \leq \phi V_n \quad (ACI : \phi = 0.85)$$

$$v_s = \frac{V_s}{hd}$$

$$v_n \approx 0.53\sqrt{f'_c} + v_s$$

$$v_{max} \rightarrow v_s = 4v_c \rightarrow v_{max} \approx 2.65\sqrt{f'_c}$$

اگر مقدار تنش برشی کمتر از مقدار ماکزیمم بالا بود نیاز به سلاح برشی نیست.

می توان از فولاد حداقل برای قسمت جان (پوسته) دیوار برشی استفاده نمود.

بررسی نیاز یا عدم نیاز به المان مرزی:

آیین نامه توصیه نموده است که در مناطق زلزله خیز حتما از المان مرزی در دیوار برشی

استفاده شود. اما در سایر نقاط می توان با کنترل این رابطه استفاده از المان مرزی را

$$f_c < 0.2f'_c \quad \text{بررسی نمود:}$$

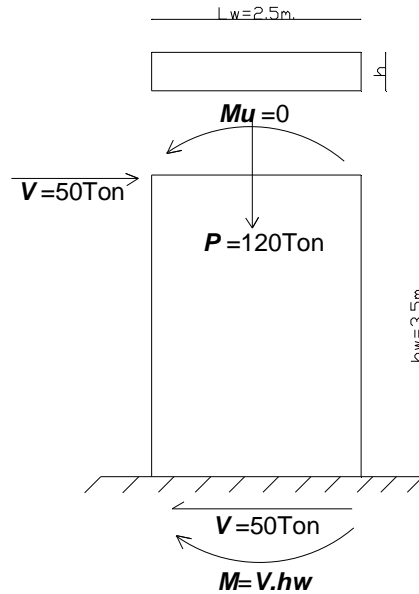
$$f_c = \frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u}{S_g} : \quad \text{که تنش فشاری در دورترین قسمت دیوار}$$

نمونه مثال طراحی دیوار برشی بتنی

$$P_u = 120 \text{Ton}$$

$$M_u = 0$$

مطلوبست طراحی دیوار برشی با مشخصات زیر:



$$f'_c = 210 \text{ Kg / cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg / cm}^2$$

$$h = 18 \text{ cm}$$

حل:

$$h_{min} = \min \left(\begin{array}{l} \frac{h_w}{25} = 14 \\ \frac{L_w}{25} = 10 \\ \approx 15 \text{ cm} \end{array} \right) \Rightarrow h = 18 \text{ cm. OK}$$

بررسی ضخامت دیوار:

بررسی نیاز به سلاح برشی:

$$v_n \approx 0.53\sqrt{f'_c} + v_s, \quad v_c = 7.7 \text{ Kg / cm}^2$$

$$v_{max} \rightarrow v_s = 4v_c \rightarrow v_{max} \approx 2.65\sqrt{f'_c} = 38.5 \text{ Kg / cm}^2$$

$$v_n = \frac{V_n}{hd}$$

$$v_n = \frac{V_n}{hd} = \frac{5 \times 10^3}{0.85 \times 18 \times 200} = 16.4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$7.7 < 16.4 < 38.5$$

محاسبه فولادهای سلاح برشی افقی A_h :

$$V_s = (v_n - v_c)hd = (16.4 - 7.7) \times 18 \times 200 = 31103 \text{ Kg}$$

$$\frac{A_h}{S_2} = \frac{V_s}{f_y d} = \frac{31.1 \times 10^3}{4200 \times 200} = 0.037$$

$$ACI: \quad S_2 = \min \left(\begin{array}{l} \frac{L_w}{5} = 50 \\ 3h = 54 \\ 45\text{cm} \rightarrow ok \end{array} \right) \quad \text{و} \quad ABA: \quad S_2 = \min \left(\begin{array}{l} 1.5h = 27\text{cm} \\ 25\text{cm} \rightarrow ok \end{array} \right)$$

بنابراین نیاز به سلاح برشی می باشد و h پاسخگو است. $2\Phi 10 \rightarrow A_{s1} = 0.78$

$$S_2 = \frac{2 \times 0.78}{0.037} = 42\text{cm}$$

$$\rho_h = \frac{1}{18 \times S_2} < 0.0025 \rightarrow S_2 = 25\text{cm}$$

$$0.0025 = \frac{A_h}{18 \times 25} \Rightarrow A_h = 1.125 < 2 \times 0.78 (2\Phi 10) \rightarrow ok$$

$$USE: \quad 2\Phi 10 @ 25\text{c/c} \Rightarrow \rho_h = 0.003$$

محاسبه فولادهای سلاح برشی افقی A_n :

$$\rho_n \geq 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{L_w} \right) (0.003 - 0.0025)$$

$$\rho_n = \frac{A_n}{hS_f}$$

$$\rho_n = 0.0028 \rightarrow USE: 2\Phi10 @ 25c/c \rightarrow \rho_n = 0.003$$

بررسی نیاز یا عدم نیاز به المان مرزی:

می توان با کنترل این رابطه استفاده از المان مرزی را بررسی نمود: $f_c < 0.2f'_c$

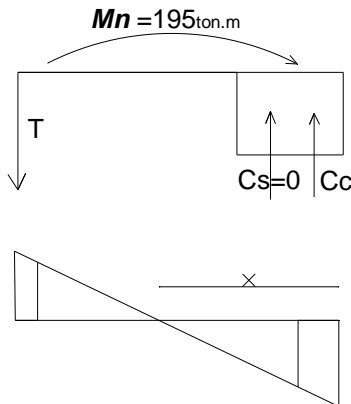
که تنش فشاری در دورترین قسمت دیوار:

$$f_c = \frac{P_u}{hL_w} + \frac{M_u}{hL_w^2/6} = \frac{120 \times 10^3}{18 \times 250} + 0 = 26.6 \text{ Kg/cm}^2 < 0.2 \times 210 = 42 \text{ Kg/cm}^2$$

آیین نامه توصیه نموده است که در مناطق زلزله خیز حتما از المان مرزی در دیوار برشی

استفاده شود.

بررسی خمشی:



$$M_u = V_u h_w = 50 \times 3.5 = 175 \text{ ton.m}$$

$$M_u = \phi M_n \rightarrow \frac{17.5}{0.9} = 19.5 \text{ ton.m}$$

مطابق توضیحات و جداول کتاب طراحی سازه های بتن مسلح مهندس طاحونی مقدار

$$M_{n \max} = K_n \cdot h d^2$$

ظرفیت خمشی دیوار در مقطع برابر خواهد بود با:

$$K_n \approx 0.26 f'_c = 54.39$$

$$M_{n \max} = K_n \cdot h d^2 = 54.39 \times 18 \times 200^2 = 391.6 t.m > 195 \rightarrow ok$$

اما ظرفیت مقطع به نسبت بار وارده بسیار زیاد است که این از شکل پذیری مقطع خواهد کاست.

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = 0.0033 \rightarrow A_{s-\min} = \rho_{\min} h L_w = 0.0033 \times 18 \times 250 = 15 \text{ cm}^2$$

هرچه فولاد کششی در مقطع بیشتر باشد مقدار j کمتر است. در این مثال مقدار j برای

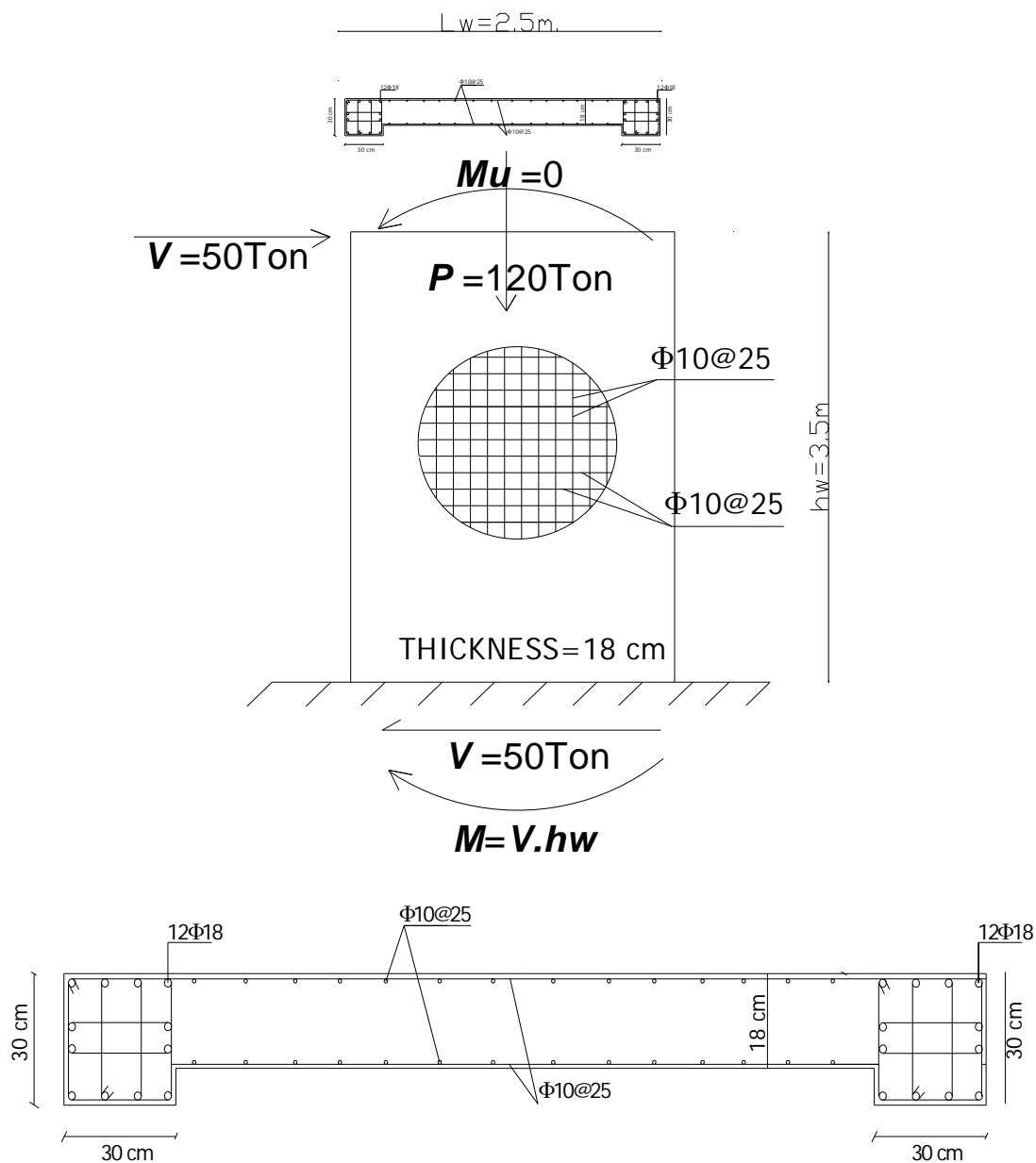
حصول شکل پذیری بیشتر $\rho_{\max} = 0.65 \rho_b$ برابر 0.9 گرفته می شود.:

$$A_s = \frac{M_n}{f_y j d} \rightarrow j = 0.9 \rightarrow A_s = \frac{195 \times 10^5}{4200 \times 0.9 \times 200} = 25.9 \text{ cm}^2 > A_{s-\min} = 15 \text{ cm}^2$$

$$\Phi 18 \rightarrow A_s = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$\frac{25.9}{2.54} \approx 12 \Rightarrow USE : 12 \Phi 18$$

برای تامین المان مرزی از ابعاد ستون 30 در 30 سانتیمتر استفاده شده است.



مراجع قسمت د

:

1- "رفتار و طرح لرزه ای ساختمان های بتن مسلح" تألیف جناب دکتر عباسعلی تسنیمی ، مرکز

تحقیقات ساختمان مسکن

2- "طراحی سازه های بتن مسلح" تألیف جناب مهندس طاحونی

نکاتی از تحلیل و طراحی دیوار برشی در نرم افزار

برای معرفی مصالح دیوار برشی میبایست دقت شود که یک مصالح جدید با میلگردهای فولادی طولی و عرضی *AII* تعریف شود. دیوار برشی متشکل از مجموعه ای از پوسته دیوار و ستون *Pier* به عنوان المان لبه ای میباشد که این ستون ها عملاً رفتار ستونی نداشته و در واقع به عنوان بخشی از دیوار عمل میکنند.

مطابق آیین نامه اگر تنش فشاری دیوار تحت اثر بارهای نهایی بیشتر از $0.2 f_c$ شود باید المان لبه ای تامین شود. جزء لبه ای ناحیه ای است که باید در آن خاموت گذاری ویژه انجام شود. این ناحیه می تواند در دیوار های با ضخامت ثابت نیز وجود داشته باشد و نیاز به بزرگ کردن لبه های دیوار به شکل ستون نباشد. المان های ستون مانند کناری برای جایگذاری راحت تر میلگردها و تقویت دیوار بکار میروند. در المان لبه ای باید ضوابط ویژه خاموت گذاری را همانند ستون ها رعایت نمود.

مطابق آیین نامه نباید ضخامت دیوار از 15 سانت و عرض المان مرزی از 30 سانت کمتر باشد.

برای اینکه *Etabs* این ستون ها و المان های پوسته ای را بصورت مجموعه ای واحد در نظر بگیرد میبایست به هر دو یک نام اختصاص داده شود:

نامگذاری ستون های کناری *Assign>Frame>Pier Label...*

نامگذاری پوسته *Assign>Shell Area>Pier Label...*

- معمولاً میلگردهای خمشی و محوری دیوار در این المان های مرزی متمرکز شده و در طول دیوار از میلگرد حداقل استفاده خواهد شد. عملکرد اصلی جان دیوار (بوسته) تحمل برش است.

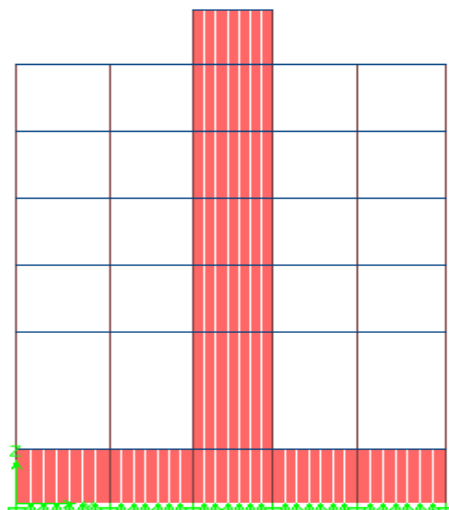
- مقطع دیوار برشی معمولاً از نوع صرفاً غشایی *Membrane* (با رفتار درون صفحه ی) معرفی میشود. (توضیحات تخصصی در بحث تفاوت *Shell*, *Membrane* آورده شده است) دیوار برشی تنها بارهای درون صفحه خود را تحمل نموده و لنگر خارج از صفحه را تحمل نمی نماید. به عبارت دیگر دیوار در راستای طول خود عملکرد دارد و در راستای ضخامت عملکردی ندارد. با فرض این رفتار، هیچ لنگری در امتداد خارج از صفحه ای دیوار ایجاد نمی شود، مشابه اینکه در راستای طولی دیوار مفصل شده باشد.

- در تعریف المان دیوار برشی در ناحیه *membrane* و *Bending* دو ضخامت نشاندهنده مشخصات غشایی (کششی و فشاری) و مشخصات خمشی میباشد که هر دو از روی یک ضخامت بدست می آیند. برای ورق های موجدار یا صفحات تقویت شده ممکن است این دو ضخامت متفاوت باشند.

- در صورت عدم تقسیم بندی دیوار برشی، ارتباط دیوار با پی تنها در دو نقطه انتهایی برقرار می شود که منجر به انتقال کوپل نیروی بزرگ به پی میشود که منجر به خطا میشود. برای ارتباط گسترده دیوار با پی و بالا بردن دقت محاسبات باید دیوار ها در راستای طولی آنها تقسیم بندی شوند. برای این منظور از منوی *Edit>Mesh Areas* تعداد تقسیم بندی را به نحوی در راستای طولی و عرضی انجام دهید تا طول تقسیمات طولی انجام شده حداکثر 0.5 متر شود. هرچه شبکه بندی ریز تر باشد دقت محاسبات بالاتر خواهد رفت. برای دیوار های برشی که مقطع آنها از نوع غشایی *Membrane* باشد

تقسیم بندی در راستای طولی کافیسست اما برای دیوار های برشی با مقطع پوسته

ای *Shell* باید تقسیم بندی در راستای قائم نیز صورت گیرد.



- چون *Etabs* در صورت عدم وجود تیر توزیع بار را به درستی انجام نمیدهد

، ضروریست تیرهای درون دیوار برشی برای انتقال بار سقف به دیوار برشی مدل شوند

(البته در اجرا چنین تیری اجرا نمی گردد و صرفا در مدل آورده میشود

اندازه این تیرها برای سادگی مشابه تیرهای هم امتداد آنها فرض میگردد. دقت شود با

توجه به شبکه بندی دیوار برشی در راستای طولی و تقسیم شدن تیر در این موقعیت ها

عملا تیر در دیوار مدفون شده و سختی قابل توجه ای ایجاد نمیکند .

تیر های مدفون شده و نیز ستون های المان مرزی دیوار برشی جزء دیوار هستند و

طراحی آنها بر مبنای ضوابط ستون های بتنی لازم نیست. بنابراین در طراحی اسکلت بتنی

به میزان آرماتورها و نسبت تنش آنها توجهی نکنید .

در محاسبات با منوی *Assign > Frame > Frame Property Modifiers* ضریب

Mass . Weight را برای این تیر های 0 و ضریب کاهش لنگر لختی حول محور 3 را 0.35

وارد کنید.

ضرایب ترک خوردگی در دیوار برشی:

همانطور که در آیین نامه 2800 و مبحث 9 آمده ترک خوردگی لنگر لختی برای دیوار ترک خورده همانند تیر ها 0.35. برای دیوار ترک نخورده همانند ستون ها 0.7 منظور میگردد. معیار ترک خوردگی دیوار رسیدن به تنش کششی $0.2 f_c$ میباشد.

بطور خلاصه هر اندازه رفتار دیوار به تیر نزدیک باشد (که این اندازه برای دیوار های با ارتفاع زیاد که رفتاری خمشی دارند اتفاق می افتد) ترک خوردگی دیوار حتمی بوده و همانند تیر ها باید 0.35 برای آن منظور شود اما چنانچه دیوار ها همانند ستون ها دارای رفتار غالباً فشاری باشد (دیوارهای کم ارتفاع همانند دیوار حائل) ضریب ترک خوردگی لنگر لختی آن 0.7 منظور میگردد.

ترک خوردگی دیوار باید به ستون های اطراف آن و المان های پوسته ای اعمال شود زیرا لنگر لختی دیوار حاصل جمع لنگر لختی ستون های انتهایی و المان های پوسته ای است. از آنجا که سختی دیوار در راستای طولی f_2 میباشد و این سختی در راستای دیوار تامین کننده سختی خمشی آن (مساحت و لنگر لختی دیوار) است بنابراین در دیوار ها ضریب ترک خوردگی باید به سختی غشایی f_2 و در ستون های کناری به مساحت (Cross Section Area) و لنگر لختی $Moment of inertia 2, 3 axis$ اعمال نمود.

لازم به ذکر است علت اعمال ضریب ترک خوردگی حول محور 3 این است که در راستای 3 ستون، قاب خمشی وجود دارد و همانند قاب خمشی میبایست ضریب ترک خوردگی آن همواره حول محور $3 = 0.7$ منظور گردد.

بنابراین بصورت خلاصه میبایست تنظیمات زیر برای ستون و پوسته دیوار برشی منظور گردد:

Assign>Frame>Frame

اعمال ضرایب ترک خوردگی ستون کناری

*Property...**Assign>Shell Area>Shell Stiffness*

اعمال ضرایب ترک خوردگی پوسته

Modifiers...

- در جهتی که قاب خمشی همراه با دیوار برشی قرار گرفته به دلیل سختی قابل توجه دیوار برشی تمامی بار زلزله در آن جهت به دیوار برشی وارد می آید و این مطلب را از خروجی آرمانتور برشی برای دیوار ها پس از طراحی میتوان ملاحظه نمود که برای ستون در سمت قاب دارای دیوار برشی عدد صفر منظور میگردد.

سه روس برای طراحی دیوار برشی وجود دارد:

1- *Simplified T, C* روش تبدیل لنگر و نیروی محوری دیوار به دو ستون که به

روش المان مرزی معروف است و بصورت دستی نیز قابل انجام است. در این روش

میبایست حداکثر درصد فولادی کششی و فشاری المان های مرزی برای طراحی اجزای

لبه ای برابر 0.03 همانند ستون های معمولی تعریف گردند. این روش با توجه به عدم در

نظر گرفتن میانه دیوار برای تحمل لنگر وارده در طبقات در جهت اطمینان است. (جان

تنها برش را تحمل مینماید)

2- روش *Uniform Reinforcing* که روش میلگرد گذاری سکنواخت است و دورتادو

دیوار از یک میلگرد یکنواخت استفاده میشود و بیشتر برای دیوارهای مستطیلی که در

دو لبه خود دارای ستون نیستند مناسب است.

3- *General Reinforcing* که در این روش با استفاده از *Section Designer* مقطع

دیوار ساخته شده و به دیوار ها اختصاص داده میشود و سس طراحی یا کنترل برای هر

نوع دیواری انجام میپذیرد.

حداکثر و حداقل درصد میلگرد قائم دیوار مطابق آیین نامه آبا به ترتیب 0.04 (با رعایت محل وصله $=0.02$) و 0.0025 میباشد.

کنترل المان مرزی:

طبق آیین نامه میتوان اجزای لبه ای را در محل هایی که تنش فشاری دیوار کمتر از $0.15fc$ می شود قطع کرد. چنانچه این ضابطه رعایت نگردد میتوان ضخامت پوسته دیوار را افزایش داد.

برای مدل کردن اثر دیوار برشی در پی میتوانید از تیر عمیق که عمق آن برابر ارتفاع دیوار و عرض آن هم ضخامت دیوار است استفاده کنید. لازم به ذکر است در صورت شبکه بندی دیوار برشی در *Etabs* با انتقال نتایج به *Safe* برنامه یکسری تیر عمیق به ارتفاع دیوار و عرض آن در محل دیوار برشی ایجاد و نیروهای دیوار را در محل گره های محل شبکه بندی دیوار منتقل میکند.