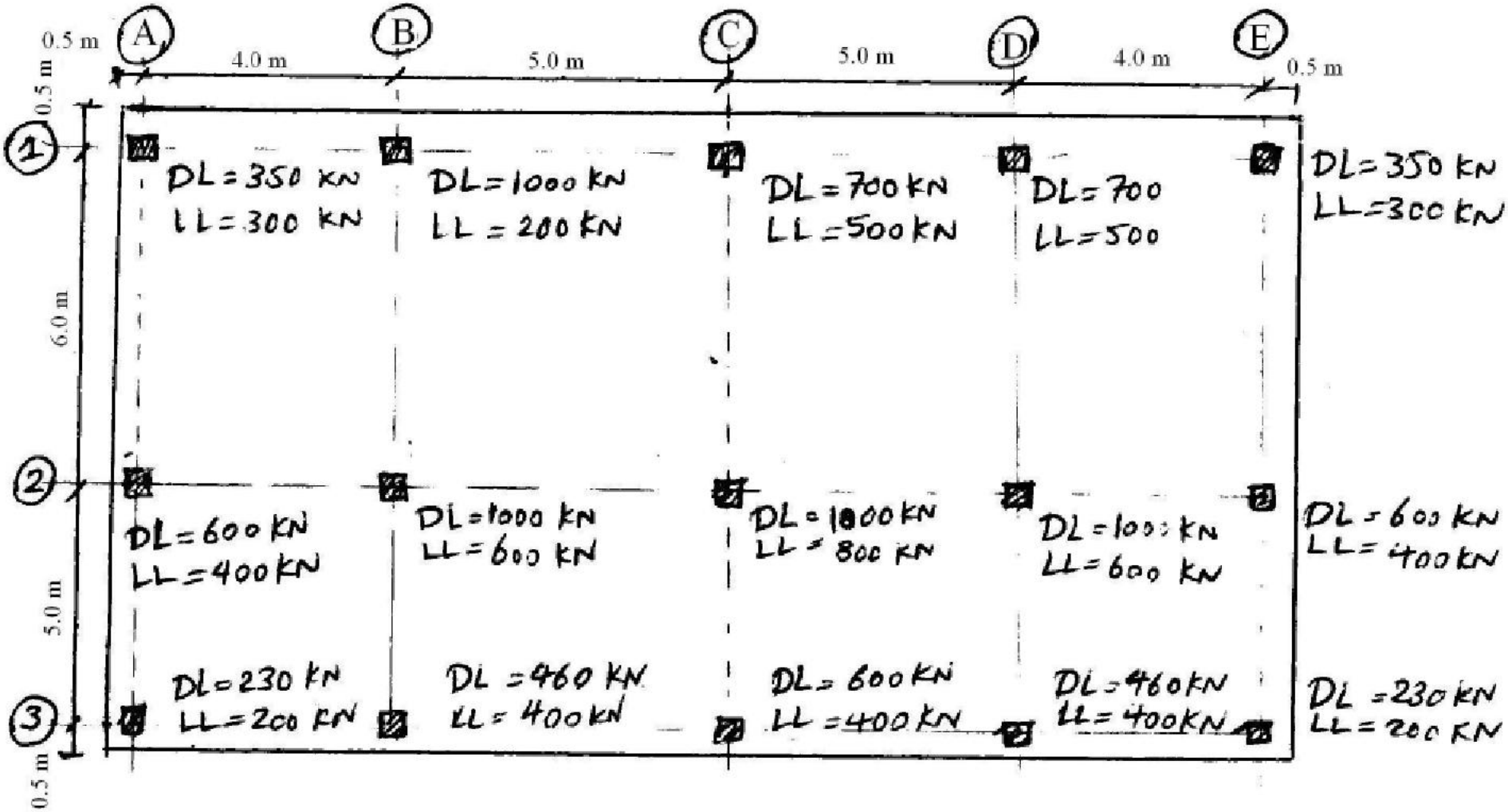
مثال : برای انتقال بارهای قائم یک ساختمان ۶ طبقه به زمین از یک شالوده گسترده به ابعاد ۱۹×۱۲متر و با پلان نشان داده شده در شکل استفاده شده است. بار بدون ضریب کلیه ستونها در شکل نشان داده شده است. و کلیه ستونها مقطعی به ابعاد (۴۰×۴۰) سانتی متر دارند. تنش مجاز خالص خاک در کف شالوده $(q_a = 90kpa)$. با فرض رفتار صلب برای پی ، تنش در خاک را کنترل کرده و ضخامت شالوده را تعیین کنید، همچنین فولادگذاری خمشی شالوده را تعیین نمایید. $f'_c = 25Mpa$ و $f_y = 400Mpa$ فرض گردد.



کنترل صلبیت :

چون فقط تنش مجاز خاک را داریم ضریب عکس العمل خاک را بر اساس آن حساب می کنیم:

فرمول تجربی $K_s = 120 q_a = 120 \times 90 = 10800 \, KN/m^3$

شرط صلب بودن این است که فاصله ستونها یا میانگین فاصله ستونهای مجاور از $1.75/\lambda$ کوچکتر باشد.

۶ متر = بیشترین فاصله بین ستونها $\Rightarrow \quad \frac{1.75}{\lambda} = 6 \quad \Rightarrow \quad \lambda = 0.2917$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{K_s \cdot B}{4 E_c I_f}} \quad \Rightarrow \quad (0.2917)^4 = \frac{10800 \times 10^3 \times B}{4\left(5000\sqrt{25} \times 10^6\right) \times \frac{B \times h^3}{12}} \quad \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \quad h = 0.563m \quad \Rightarrow USE \quad h = 600mm$$

حداقل ضخامت لازم برای رفتار صلب شالوده $h = 600mm$ می باشد

در محاسبات بالا برای محاسبه مدول الاستیسیته بتن از رابطه $E_c = 5000 \times 10^6 \sqrt{f_c'}$ (بند ۹-۱۰-۷-۱ مبحث نهم) که در آن مدول الاستیسیته بتن بر حسب نیوتن بر میلیمتر مربع و مقاومت فشاری بتن بر حسب مگا پاسکال میباشد استفاده شد.

-تعیین موقعیت نقطه اثر برآیند بارهای قائم و کنترل تنش در خاک

$$\sum P_i = 15480\,KN$$

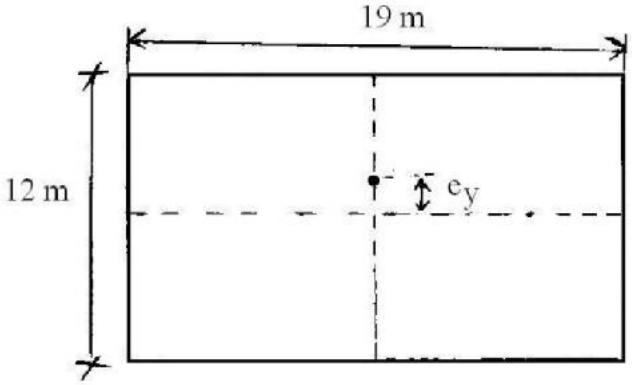
محورهای مختصات را در گوشه سمت چپ پایین در نظر می گیریم. (روی ستون گوشه)

$$\overline{X} = \frac{(1200+1600+860)\times 4 + (1200+1800+1000)\times 9 + (1200+1600+860)\times 14 + (650+1000+430)\times 18}{15480}$$

$$\Rightarrow \quad \overline{X} = 9m \quad \Rightarrow \quad \text{نسبت به لبه فونداسیون} = 9.5m \quad \Rightarrow \quad e_x = 0$$

$$\overline{Y} = \frac{(1000+1600+1800+1600+1000)\times 5 + (650+1200+1200+1200+650)\times 11}{15480} = 5.74m \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \quad \overline{Y} = 5.74\,m \quad \Rightarrow \quad \text{نسبت به لبه بیرونی فونداسیون} = 6.24 \quad \Rightarrow \quad e_y = 0.24$$



$$q_{\max} = \frac{\sum P_i}{B \cdot L}\left(1 + \frac{6e_x}{L} + \frac{6e_y}{B}\right)$$

$$q_{\max} = \frac{15480}{(19\times 12)}\left(1 + 0 + \frac{6\times 0.24}{12}\right) = 76\,KN/m^2 < q_a = 90kpa \qquad OK$$

تعیین تنش خاک تحت بارهای ضریبدار

در اینجا برای سهولت بجای اعمال ضرایب 1.25 و 1.5 در بارهای زنده و مرده ضریب متوسط ۱.۳۵ را در کل بار ضرب می کنیم.

بارهای ضریبدار $R_u = \sum P_u = 1.35 \times 15480 = 20898$

تنش در نقاط روی محورهای ۱ و ۲ و ۳ را به دست می‌آوریم.

تنش در هر نقطه از کف شالوده $q_u = \frac{R_u}{B.L}\left[1 + \frac{12e_x.x}{L^2} + \frac{12e_y.y}{B^2}\right]$

X و Y فاصله نقاط از محل اعمال بار برآیند در مرکز سطح

چون در این مثال $e_x = 0 \Leftarrow$

$$q_u = \frac{R_u}{B.L}\left[1 + \frac{12e_y.y}{B^2}\right]$$

در زیر ستونهای امتداد محور۱ $q_{u_1} = \frac{20898}{12 \times 19}\left[1 + \frac{12 \times 0.24 \times 5.5}{(12)^2}\right] = 101.74 \ \ Kpa$

در زیر ستونهای امتداد محور ۲ $q_{u_2} = \frac{20898}{12 \times 19}\left[1 + \frac{12 \times 0.24 \times (-0.5)}{12^2}\right] = 90.74 \ \ Kpa$

در زیر ستونهای امتداد محور ۳ $q_{u_3} = \frac{20898}{12 \times 19}\left[1 + \frac{12 \times 0.24 \times (-5.5)}{12^2}\right] = 81.58 \ \ Kpa$

کنترل برش در ستونهای گوشه و لبه با بزرگترین بار A-1 و B-1

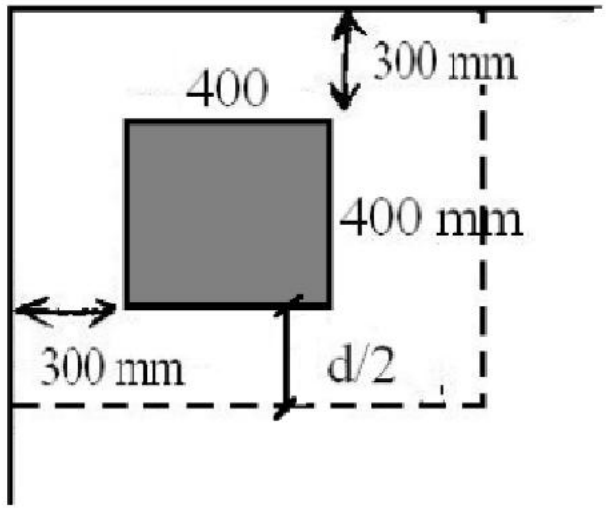
$h = 600mm \quad \Rightarrow \quad d = 510mm$

برش دو طرفه اطراف ستون A-1

$$b_\circ = 2\left(400 + \frac{510}{2} + 300\right) = 1910mm$$

$$V_u = P_u - q_u . A_\circ \Rightarrow V_u = \left[1.35 \times 650 \times 10^3 - \left(400 + \frac{510}{2} + 300\right)^2 \times \left(\frac{101.74}{1000}\right)\right] \Rightarrow V_u = 784.7 \times 10^3 N$$

$$V_c = 2\left(0.2\phi_c \sqrt{f'_c} . b_\circ d\right) = 1265 \times 10^3 \ N \quad \Rightarrow \quad V_u < V_c \quad \Rightarrow \quad OK$$



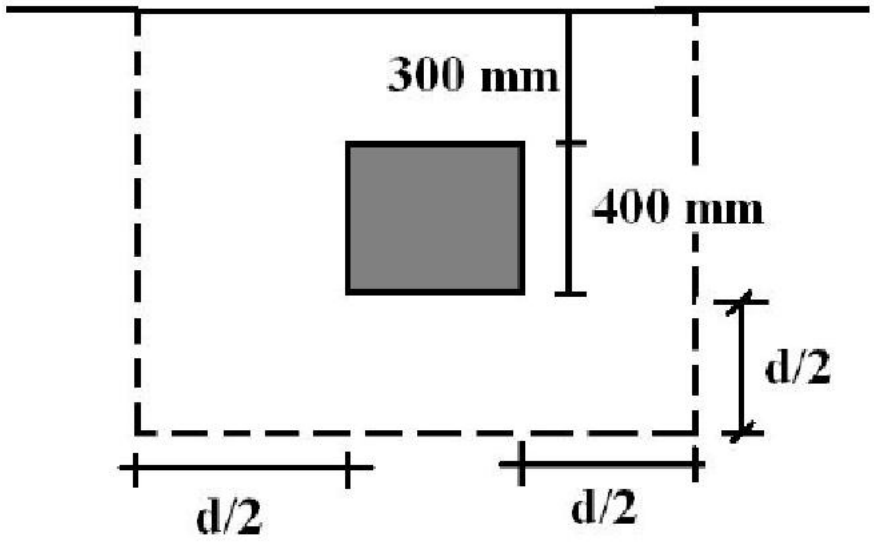
برش دو طرفه اطراف ستون B-1

$$b_o = 2\left(400 + \frac{510}{2} + 300\right) + \left(400 + 2\left(\frac{510}{2}\right)\right) = 2820mm$$

$$V_u = P_u - q_u A_o = \left[1.35 \times 1200 \times 10^3 - \left(400 + \frac{510}{2} + 300\right)(400 + 510) \times \frac{101.74}{1000}\right] = 1531.58 \times 10^3\, N$$

$$V_c = 2\left(0.2\phi_C \sqrt{f'_C}\, b_o d\right) = 2\left(0.2 \times 0.65 \times \sqrt{25} \times 2820 \times 510\right) = 1869 \times 10^3\, N$$

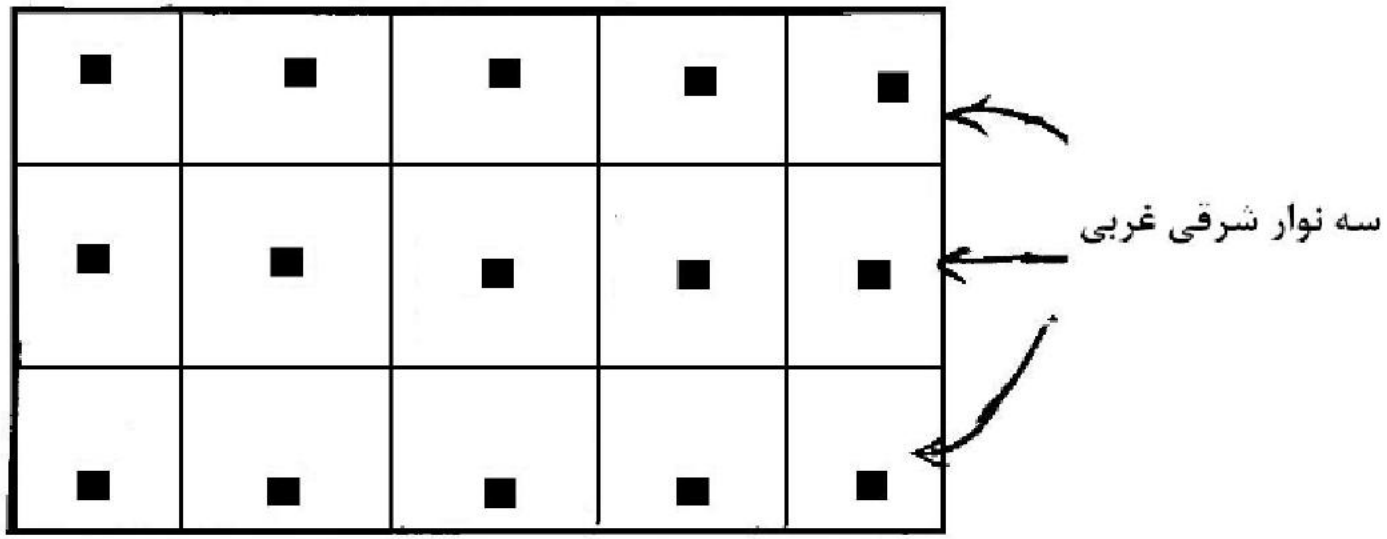
$$V_u < V_C \qquad O.K$$



کنترل دو ستون فوق نشان داد که ضخامت فونداسیون جوابگوست.

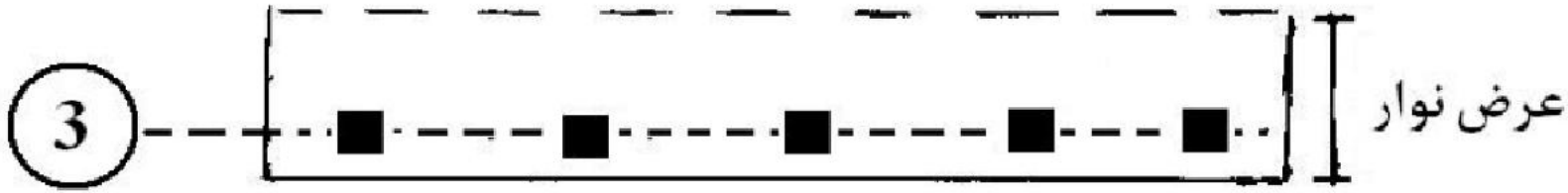
تقسیم شالوده گسترده به نوارهای مجزا در دو جهت متعامد و تعیین لنگرهای خمشی

در این مثال شالوده گسترده به ۸ نوار تقسیم می‌شود ۳ نوار در راستای شرق و غرب و ۵ نوار در راستای شمال ـ جنوب



در این مثال یک نوار شرقی ـ غربی در امتداد محور ۳ مورد بررسی، آنالیز و طراحی قرار می‌دهیم.

عرض نوار $b = 0.5 + \frac{5}{2} = 3.0m$



تنش متوسط در عرض نوار (در وسط نوار) $q_u = \frac{20898}{12\times19}\left[1-\frac{12\times0.24(6-1.5)}{(12)^2}\right] = 83.40\ Kpa$

تنش ضریبدار خاک برای بارهای ستونهای امتداد۳ $q_u = \frac{1.35(430+860+1000+860+430)}{(3.0\times19)} = 84.79\ Kpa$

ملاحظه می‌شود که تعادل در این نوار برقرار نمی‌باشد.

پس در محل تقاطع نوارهای امتداد محور ۲ و محور ۳ شالوده باید قادر به حمل برش یکطرفه به مقدار زیر باشد.

$V_u = (84.79-83.40)\times(3\times19) = 78.73KN$

$V_c = 0.2\phi_c\sqrt{f'_C}\times b_w.d = 0.2\times0.65\times\sqrt{25}\times19000\times510 = 6298\times10^3\ N = 6298\,KN$

$V_u \langle V_C \quad O.K$

برای ترسیم دیاگرام لنگر خمشی و نیروی برشی باید تعادل برقرار شود، لذا می‌توان بار ستونهای واقع بر محور ۳ و فشار خاک زیر نوار را طوری تغییر داد که تعادل استاتیکی برقرار شود.

$q_{are} = \frac{1}{2}(83.40+84.79) = 84.09\ Kpa$ ضریب کاهش بار ستونها $\Rightarrow$ $R_c = \frac{84.09}{84.79} = 0.99$

بار ستون $E_3, A_3 = (1.35\times430)\times0.99 = 574.7KN$

بار ستون $D_3, B_3 = (1.35\times860)\times0.99 = 1150KN$

بار ستون $C_3 = (1.35\times1000)\times0.99 = 1336.5KN$

اکنون دیاگرام‌ها را ترسیم می‌کنیم.

بار ستونها $= 1.35\times P$

از این مرحله به بعد میلگردهای طولی براساس مقادیر ماکزیمم لنگرهای مثبت و منفی طراحی می‌شوند. همچنین برای برشهای ماکزیمم به فاصله d از بر ستون ضخامت پی کنترل می‌گردد.