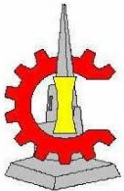


CONCRETO ARMADO II

CIMENTACIONES

PROFESOR: ROLANDO CISNEROS AYALA
INGENIERO CIVIL POR LA UNSCH
INGENIERO ESTRUCTURAL POR UGR



FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS GEOLOGÍA Y CIVIL
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

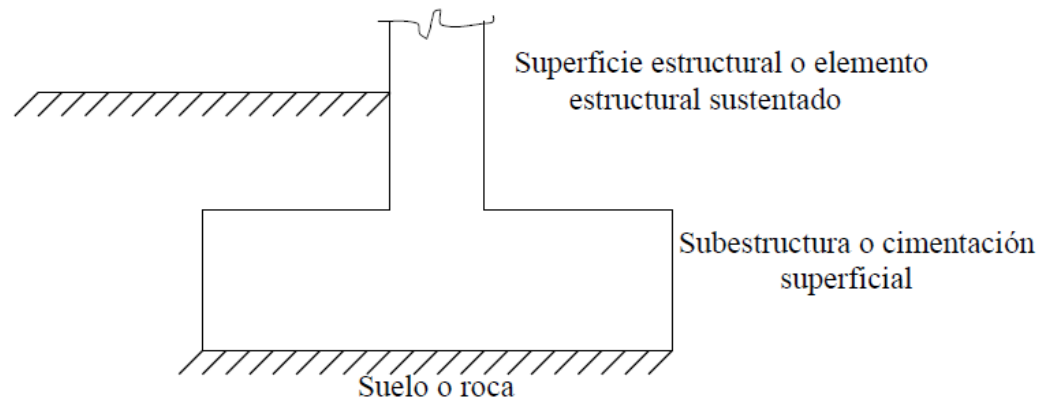


I) CIMENTACIONES

1.1 INTRODUCCIÓN

Se llama cimentación al elemento estructural que trasmite las cargas de las columnas y muros al terreno. La resistencia del suelo es menor que la resistencia del concreto, por ello, la cimentación tiene mayor área que su respectiva columna o muro para así reducir los esfuerzos que se transmiten al terreno.

Las cimentaciones son la base de una estructura y están comprendidas entre la parte superior o súper-estructura y el suelo o roca que le sirve de base de apoyo. El terreno debe trabajar bajo una carga tal que no se altere su estado de equilibrio, o sea, que no se produzcan deformaciones o asentamientos perceptibles que repercutan en los diferentes elementos de la estructura. Si una columna se asienta más o menos que otra adyacente, la diferencia genera esfuerzos que pueden ocasionar daños en los elementos estructurales y no estructurales.



1.2 TIPOS DE CIMENTACIONES

El escoger el tipo de cimentación depende de la naturaleza del sustrato. La ubicación de la superestructura, separación de columnas, ubicación de columnas, respecto a los linderos, asentamientos mínimos permisibles etc.

Entre las cimentaciones más comúnmente usadas se tienen las siguientes, lo cual no quiere decir que no existan otros tipos de cimentaciones, ya que hay variedad de cimentaciones especiales e incluso combinaciones entre diversos tipos de ellas, e incluso entre cimentaciones y muros, etc.

1.2.1 CIMENTACIONES SUPERFICIALES

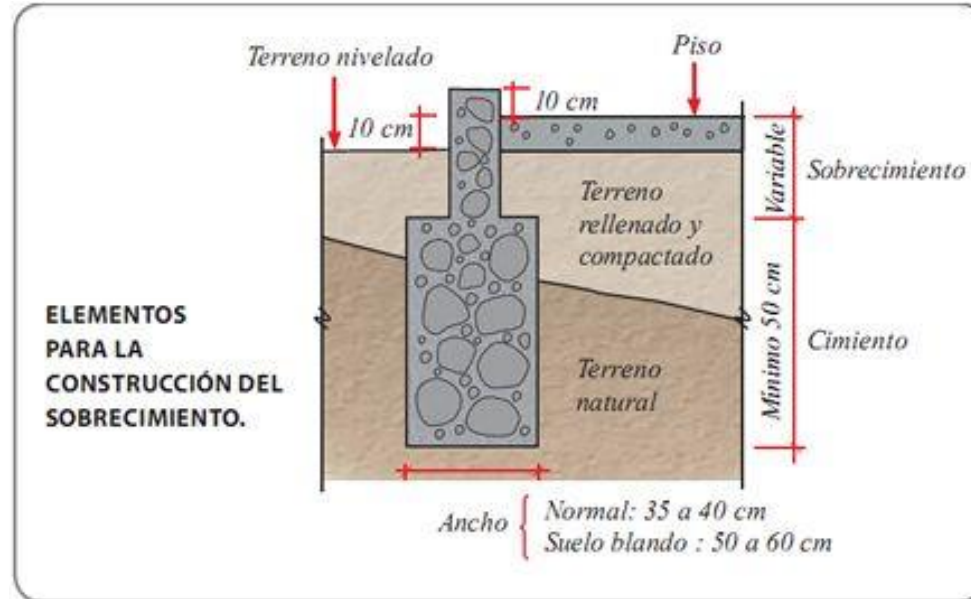
- a) Cimentaciones corridas para muros portantes
- b) Cimentaciones aisladas o zapatas aisladas
- b) Cimentaciones combinadas
- d) Cimentaciones conectadas
- e) Losas de cimentación

1.2.1 CIMENTACIONES PROFUNDAS

- a) Cimentación con pilotes o con pilares
- b) Cimentaciones con Caisons

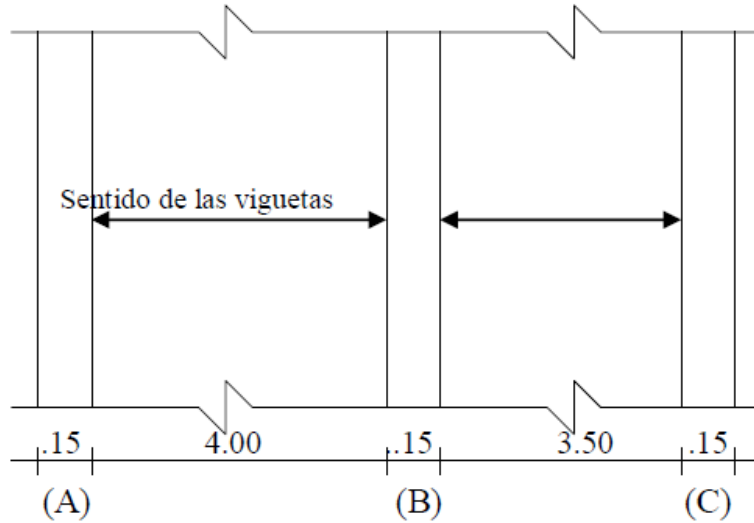
1.3 CIMIENTOS CORRIDOS

Las zapatas de muros pueden ser de concreto simple o de concreto armado, dependiendo de la magnitud de los esfuerzos a los que se encuentran sometidos. Por lo general, los muros de albañilería no portante tienen cimentación de concreto simple, mientras que los muros portantes, de concreto o albañilería, utilizan zapatas de concreto armado, sobre todo en terrenos de mala calidad. Los cimientos de muros son elementos que trabajan básicamente en una dirección, presentándose los esfuerzos, principales perpendiculares al muro. En este tipo de cimentación, sólo se analiza la flexión y corte en esta dirección y no se chequea corte por punzonamiento. Dado que el terreno de fundación generalmente se encuentra a una profundidad de 1.00 m., es usual considerar cimientos de 50 a 60 cm. de altura y sobrecimientos de 40 ó 50 cm., ubicados por encima del cimiento. Si el muro es de ladrillo, es recomendable que los sobrecimientos se continúen 10 ó 20 cm. sobre el nivel del piso terminado, con el fin de proteger al ladrillo del muro del contacto directo con el terreno.



1.3.1 EJEMPLOS DE APLICACIÓN:

Diseñar el cimiento corrido de concreto simple para el eje (B), sabiendo que el nivel para cimentar se encuentra a 1.00 m. bajo el nivel del terreno natural, donde $\sigma_t = 1.0 \text{ Kg./cm}^2$.



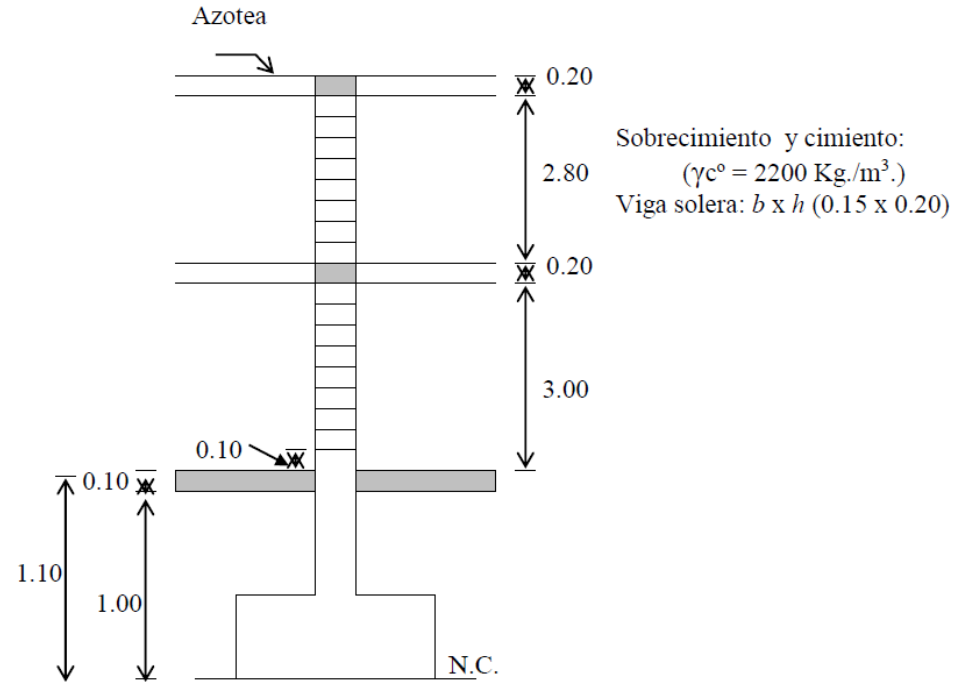
e aligerado = 20 cm. (1° y 2° nivel)

$$P.t. = 100 \text{ Kg./m}^2.$$

s/c: 1° piso = 250 Kg./m².

$$2^\circ \text{ piso} = 150 \text{ Kg./m}^2.$$

Muros portantes de ladrillo sólido

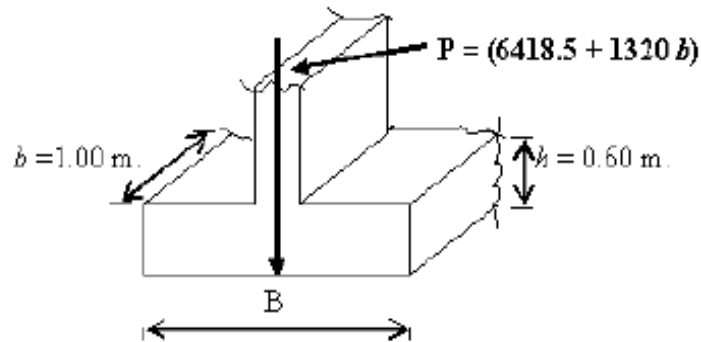
 $(\gamma = 1800 \text{ Kg./m}^3.)$ 

Metrado de las Cargas Gravitacionales

1. Peso propio de la losa aligerada:
 1° Piso = $300 \times 3.75 \times 1.00 = 1125 \text{ Kg.}$
 2° Piso = $300 \times 3.75 \times 1.00 = 1125 \text{ Kg.}$ $P_{D1} = 2250 \text{ kg.}$
2. Peso por piso terminado:
 1° Piso = $100 \times 3.75 \times 1.00 = 375 \text{ Kg.}$
 2° Piso = $100 \times 3.90 \times 1.00 = 390 \text{ Kg.}$ $P_{D2} = 765 \text{ kg.}$
3. Peso viga solera:
 1° Piso = $0.15 \times 0.20 \times 2.40 = 72 \text{ Kg.}$
 2° Piso = $0.15 \times 0.20 \times 2.40 = 72 \text{ Kg.}$ $P_{D3} = 144 \text{ kg.}$
4. Peso de los muros (p.e. = 1800 Kg./m^3 .)
 1° Piso = $0.15 \times 2.90 \times 1800 \times 1.00 = 783 \text{ Kg.}$
 2° Piso = $0.15 \times 2.80 \times 1800 \times 1.00 = 756 \text{ Kg.}$ $P_{D4} = 1539 \text{ kg.}$
5. Sobrecarga:
 1° Piso = $250 \times 3.75 \times 1.00 = 937.5 \text{ Kg.}$
 2° Piso = $150 \times 3.90 \times 1.00 = 585.0 \text{ Kg.}$ $P_{L1} = 1522.5 \text{ kg.}$
6. Sobrecimiento:
Considerando $h_{\text{cimiento}} = 50 \text{ cm.} \Rightarrow h_{s/c} = 0.60 \text{ m.}$, p.e.c° = 2200 Kg./m^3 .
peso s/c = $(0.15 \times 0.60) 2200 \times 1.00 = 198 \text{ Kg.}$ $P_{D5} = 198 \text{ Kg.}$
7. Cimiento:
Peso = $(0.60 \times b) 2200 \times 1.00 = 1320 b \text{ Kg.}$ $P_{D6} = 1320 b \text{ Kg.}$
 $\therefore P_D = 2250 + 765 + 144 + 1539 + 198 + 1320 b = (4896 + 1320 b) \text{ Kg.}$

 $P_D = (4896 + 1320 b) \text{ Kg.}$
 $P_L = 1522.5 \text{ kg.}$

Cálculo de Ancho de Cimiento Corrido: "B"



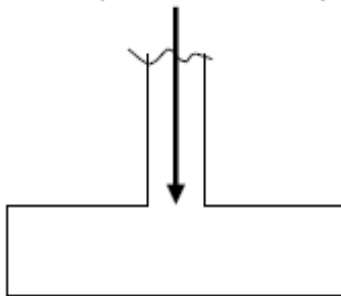
* Dimensionamiento de B:

$$\sigma_t = \frac{P}{Az} = 1.0 \text{ Kg./cm}^2 = \frac{6418.50 + 1320b}{B \times 100} \Rightarrow 6418.50 + 1320b = 100B$$

$$6418.50 + 1320B = 100B \times 10^2 \Rightarrow B = 0.739 \Rightarrow \underline{B = 75 \text{ cm.}}$$

O también, si no se hubiese considerado el peralte del cimiento, podríamos estimar el peso de la zapata de la siguiente manera:

$$P = (4896 + 1522.5)$$



$$\text{Donde: } Az = \frac{CP_s}{\sigma_n}, \text{ donde: } C = 1.04 \text{ para } \sigma_t = 4 \text{ Kg./cm}^2$$

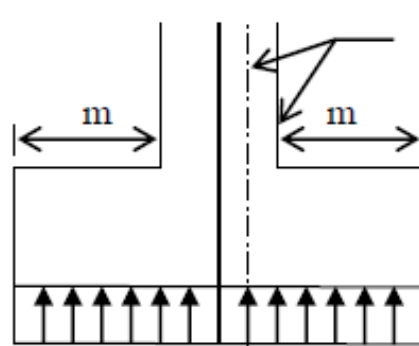
$$C = 1.15 \text{ para } \sigma_t = 1 \text{ Kg./cm}^2.$$

$$\Rightarrow Az = \frac{1.15 \times 6418.5}{1.00} = 100B \Rightarrow B = 73.82 \text{ cm. } \underline{B = 75 \text{ cm}}$$

$\sigma_n \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	Pz
4	0.04P
3	0.06P
2	0.08P
1	0.10P

Chequeo de Peralte

- 1. Por flexión.-** La sección crítica por flexión se ubica en la cara del muro (elemento sustentado) si dicho muro es de C°. Armado y en la sección que pasa por el punto medio situado entre la cara del muro y el eje del muro si es de mampostería o de C°. Simple.



Secciones críticas

σ_{nu} = Reacción neta de rotura del terreno actúa de abajo hacia arriba.

$$\sigma_{nu} = \sigma_{nu} = \frac{Pu}{bB} \text{ (Kg./cm}^2\text{.)}$$

Nota : Para calcular σ_{nu} , no se considera el peso propio de la cimentación, pues esto no afecta el diseño por cortante, punzonamiento y flexión.

$$\therefore \sigma_{nu} = \frac{1.4 \times 4896 + 1.7 \times 1522.5}{75 \times 100} = 1.26 \text{ Kg./cm}^2 \Rightarrow \underline{\sigma_{nu} = 1.26 \text{ Kg./cm}^2}$$

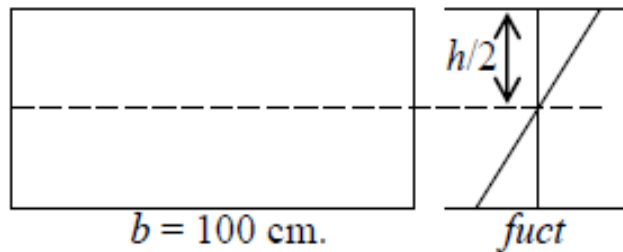
$$Mu = \frac{Wum^2}{2} \text{ (Cuando el muro es de C}^\circ \text{ Armado)}$$

$$Mu = \frac{Wu(m + e/4)^2}{2} \text{ (Cuando el muro es de mampostería)}$$

$$Wu = \sigma_{mu} \times 100 = 1.26 \times 100 = 126 \text{ Kg./cm.}$$

$$e/4 = 15/4 = 3.75 \Rightarrow m = \frac{75-15}{2} = 30 \Rightarrow \underline{m = 30 \text{ cm.}}$$

$$Mu = \frac{Wu(m + e/4)^2}{2} = \frac{126(30 + 3.05)^2}{2} = 71,760.94 \text{ Kg.-cm}$$



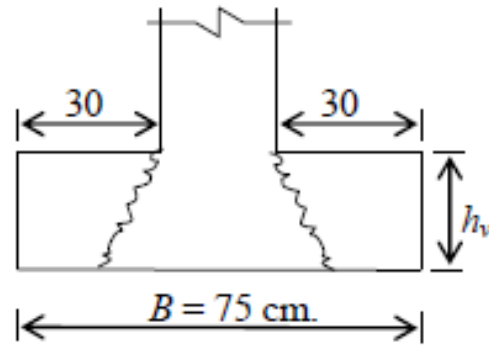
f_{uct} = Esfuerzo último a tracción del c°
 $f_{uct} = 1.3 \sqrt{f'c} \text{ Kg./cm}^2$.

$$\sigma = \frac{MY}{I} = f_{uct} = \frac{Mu / \Phi \times h / 2}{\frac{bh^3}{12}} = \frac{6 Mu / \Phi}{bh^2}, \quad \Phi = 0.65$$

$$h = \sqrt{\frac{6 Mu / \Phi}{bf_{uct}}} = \sqrt{\frac{6 \times 71,760.94}{0.65 \times 100 \times 1.3 \sqrt{100}}} = 22.57 \approx 25 \text{ cm.}$$

$$h = 25 \text{ cm.} < h = 60 \text{ cm.} \text{ ----- OK.}$$

2. Por Corte.- La sección crítica por cortante se encuentra ubicado a la distancia “ h ” o “ d ” de la cara del elemento sustentado, según se trate de cimentación de C° simple o de C° Armado respectivamente.



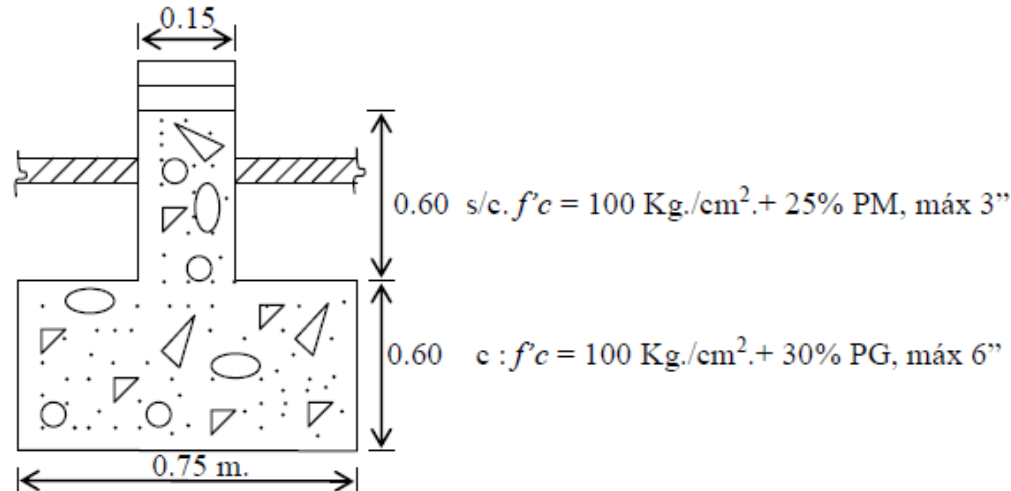
$$V_u = W_u (m - h_v)$$

$$\frac{V_u}{\Phi} = \frac{\sigma_{nu} b (m - h_v)}{\Phi} , \quad \Phi = 0.85$$

$$v_u = \frac{V_u / \Phi}{b \times h} = \frac{\sigma_{nu} \times b (m - h_v)}{\Phi b h_v} = v_{uc} = 0.53 \sqrt{f'c} \quad (\text{Para diseñar})$$

$$h_v = \frac{\sigma_{nu} x m}{\sigma_{nu} + \Phi v_{uc}} ; h_v = \frac{1.26}{1.6 + 0.85 \times 0.53 \sqrt{100}} = 6.56 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h_v = 6.56 \text{ cm.} \ll h = 60 \text{ cm.}$$

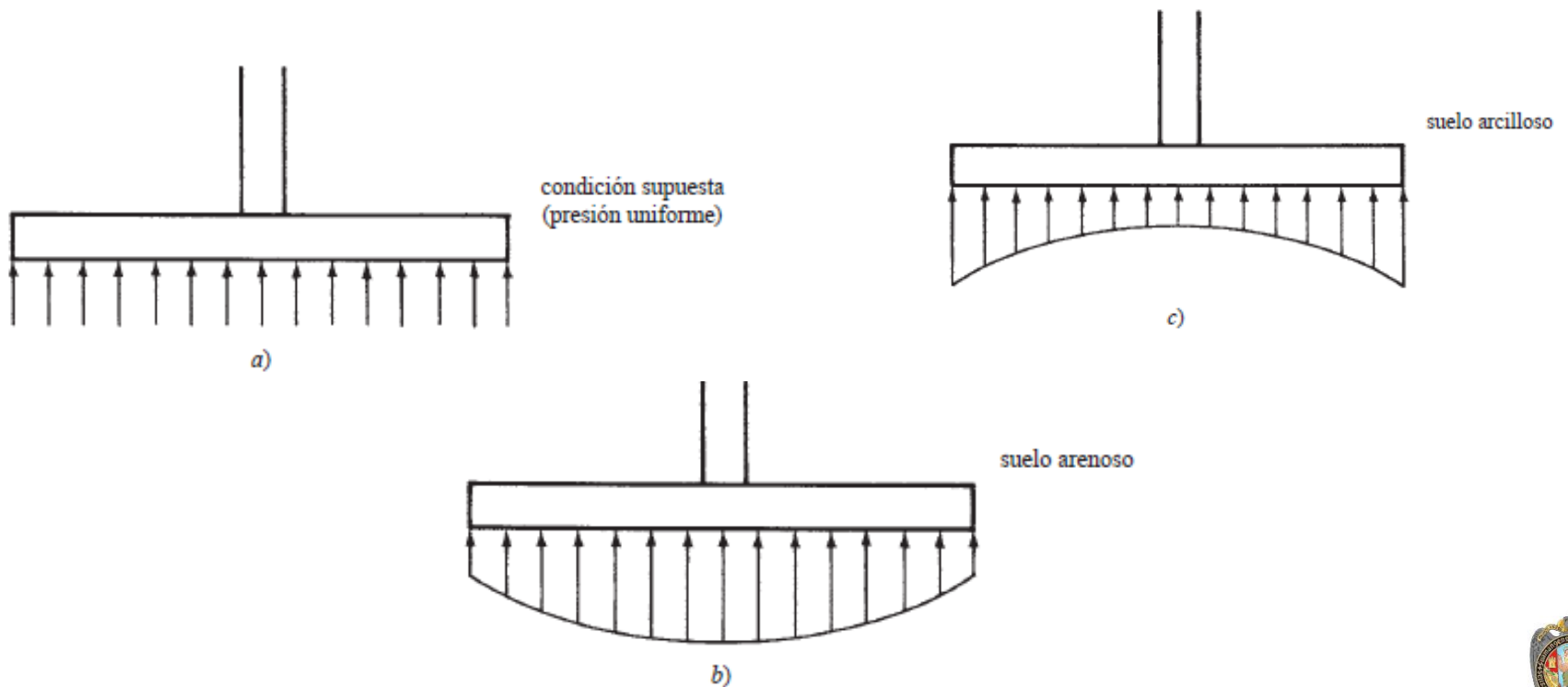


1.4 ZAPATAS AISLADAS

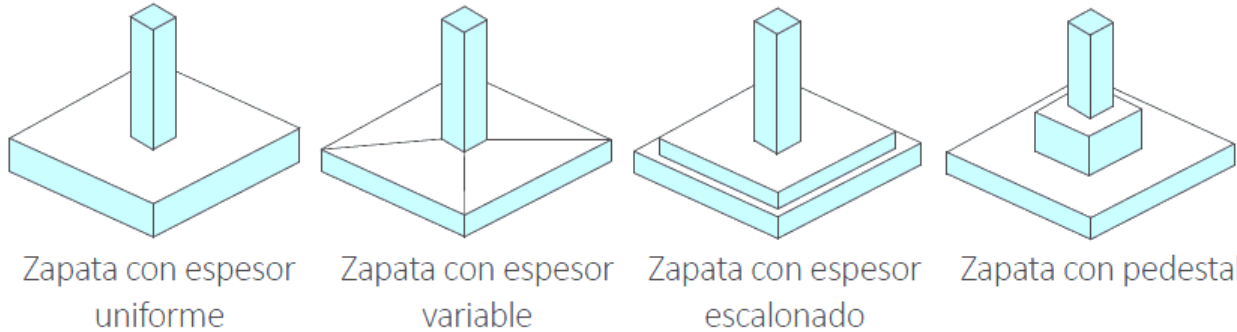
Se llaman así a las zapatas que soportan una sola columna, pudiendo ser además, de acuerdo a las necesidades, zapatas con pedestal o zapatas con pendiente.

La distribución de presiones debajo de una zapata con una carga simétrica no es uniforme. La forma de distribución de presiones depende del tipo del material de apoyo y del grado de rigidez de la zapata (ver figura para suelos granulares y cohesivos).

Como la magnitud y forma de las presiones en las bases de las zapatas, en función del grado de rigidez de la zapata, tipo y condición de suelo, la resolución de este problema se hace bastante complejo. Una repartición lineal de presiones, la cual en la práctica demuestra tener variación con la repartición real de presiones (figura a).

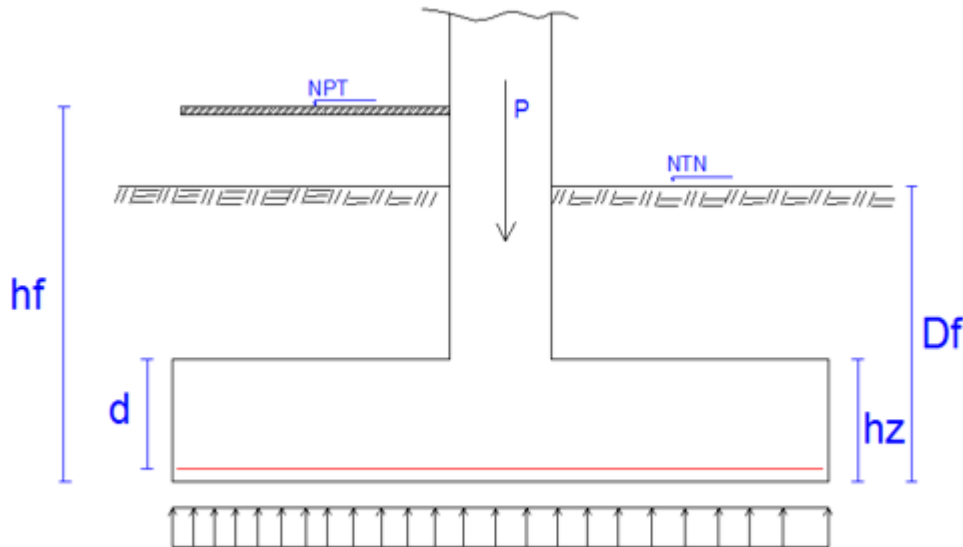


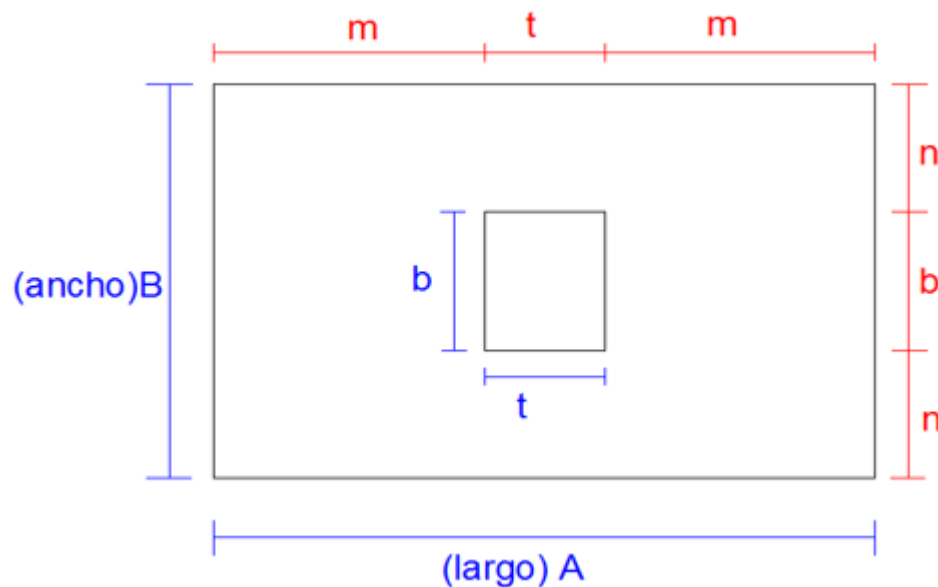
1.4.1 ZAPATAS CENTRADAS



1.4.1.1 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

El diseño en concreto armado de una cimentación se hace en igual forma que cualquier otro elemento estructural, es decir, verificándose los requerimientos de los distintos tipos de esfuerzos actuantes: Cortante, flexión, punzonamiento, aplastamiento, adherencia y los anclajes.





PASOS:

1) Hallar el esfuerzo neto del terreno σ_n

$$\sigma_n = \sigma_t - h_f \gamma_m - s/c$$

Donde:

σ_t = esfuerzo del terreno (capacidad portante).

h_f = altura del terreno (profundidad de cimentación).

γ_m = densidad o peso unitario promedio del suelo.

s/c = sobre carga sobre el NPT.

D_f = desplante.

2) Hallar el área de la zapata (dimensionamiento en planta)

Se debe trabajar con cargas de servicio, por tanto no se factoran las cargas.

$$A_z = A_x B = (t + 2m)(b + 2n)$$

En el caso que la carga P , actúe sin excentricidad, es recomendable buscar que:

$m = n$

 Para carga concéntrica.

$$A_z = A_x B = (t + 2m)(b + 2m) \dots \dots \dots 2$$

$A_z = \frac{P + P_z}{\sigma_n}$	$\Rightarrow$	cuando $P = P_D + P_L$ cargas verticales de servicio	}	Se escoge el mayor
$A_z = (P + P_z)/(1.33\sigma_n)$	$\Rightarrow$	cuando $P = P_D + P_L + P_S$		

P_z = peso propio de la zapata.

Si: $m = n \Rightarrow$ debe cumplir:

$A = (\sqrt{A_z}) + \frac{t - b}{2}$

 $t > b$

$B = (\sqrt{A_z}) + \frac{t - b}{2}$

EL PESO PROPIO DE LA ZAPATA SE ESTIMA (PZ) DE LA SIGUIENTE MANERA:

Se considera un % de la carga de servicio de la zapata

σ_n (kg/cm ²)	Pz
4	0.04P
3	0.06P
2	0.08P
1	0.10P

$$\begin{array}{lll} \text{Como} & : & A_z = A_x B \quad \dots\dots\dots \alpha \\ & y & A_x B = (t + 2m)(b + 2m) \quad \dots\dots\dots \beta \end{array}$$

$\alpha = \beta$, Se obtiene "m"

$$\sigma_n < \sigma_t$$

3) Dimensionamiento de la altura (hz) de la zapata.

La sección debe resistir el cortante por penetración (punzonamiento). Se trabaja con cargas factoradas.

3.1. CÁLCULO DE CARGA ÚLTIMA

$$P_u = \left\{ \begin{array}{l} P_u = 1.4D + 1.7L \quad (\text{ACI y E.060}) \\ P_u = 1.25(D + L) + S \\ P_u = 0.9D + S \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{se escoge} \\ \text{el mayor} \end{array}$$

D= carga muerta

L= carga viva

S=Carga de Sismo

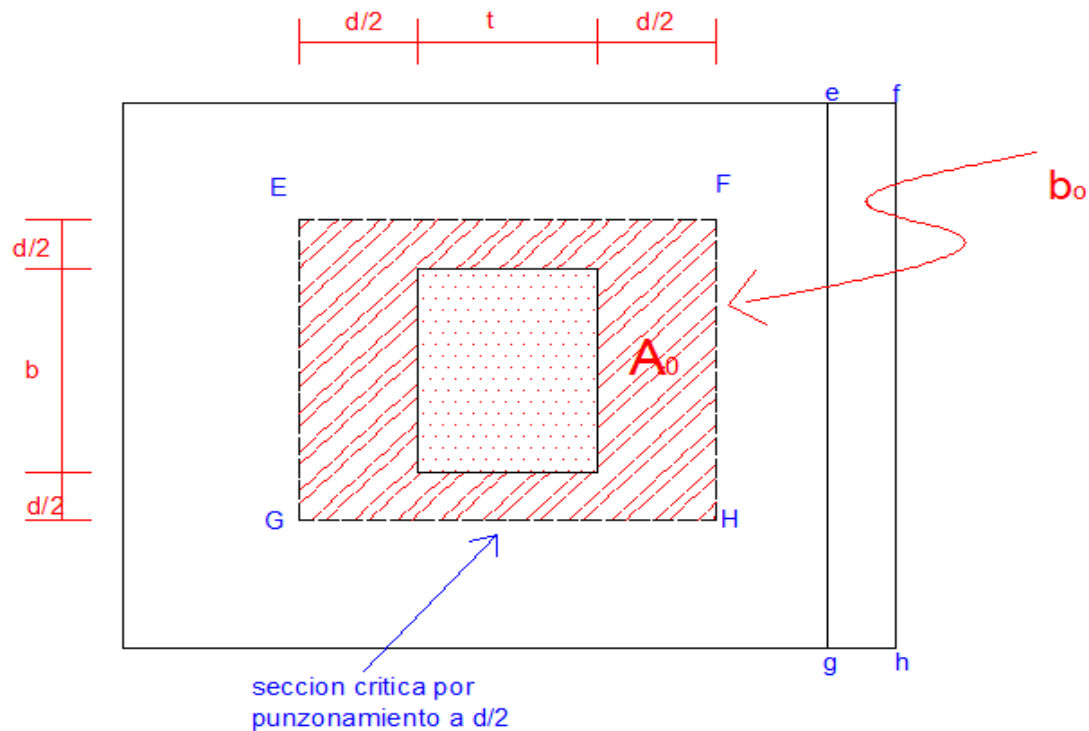
3.2. POR LONGITUD DE ANCLAJE



$$l_d \geq d \quad \left\{ \begin{array}{l} 0.075 d_b f_y / \sqrt{f'_c} \\ 0.0043 d_b f_y \\ 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$d_b =$ diámetro de una varilla.

3.3. CORTE POR PUNZONAMIENTO



b_o = perímetro de falla.

A_o = área de falla.

$$b_o = 2(b + d) + 2(t + d)$$

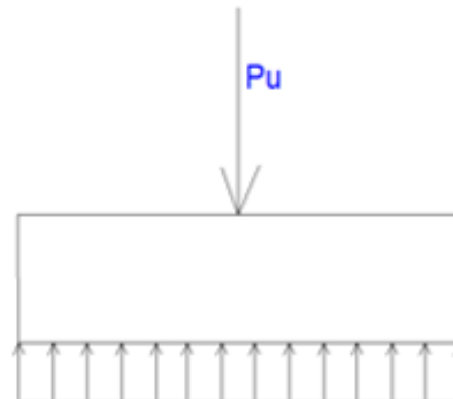
$$A_o = (b + d) * (t + d)$$

$$Wnu = \frac{Pu}{Az}$$

Wnu= presión real del suelo (reacción neta del terreno)

Pu= carga última factorada.

Az= área de la zapata.



3.3.1. CONDICION DE DISEÑO (acción en dos direcciones) (área EFGH)

Debe cumplir:

$$\frac{Vu}{\phi} = Vc \quad \phi = 0.85$$

$$\frac{Vu}{\phi} = \frac{1}{\phi} (Pu - Wnu Ao)$$

Vu = corte que toma por efecto de las cargas a la distancia d/2, desde la cara de apoyo

La resistencia nominal del concreto disponible en cortante es la menor de: (Vc)

$$Vc \leq 0.27 \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \sqrt{f'c} b_o d \dots\dots\dots (1)$$

$$Vc \leq 0.27 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f'c} b_o d \dots\dots\dots (2)$$

$$Vc \leq 1.1 \sqrt{f'c} b_o d \dots\dots\dots (3)$$

Vc = Resistencia del concreto al corte.

β_c = Coeficiente de la dimensión mayor de la columna entre la dimensión menor.

b_o = Perímetro de la sección crítica.

α_s = Parámetro igual a 40 para columnas internas, 30, Para columnas externas y 20, para las esquineras.

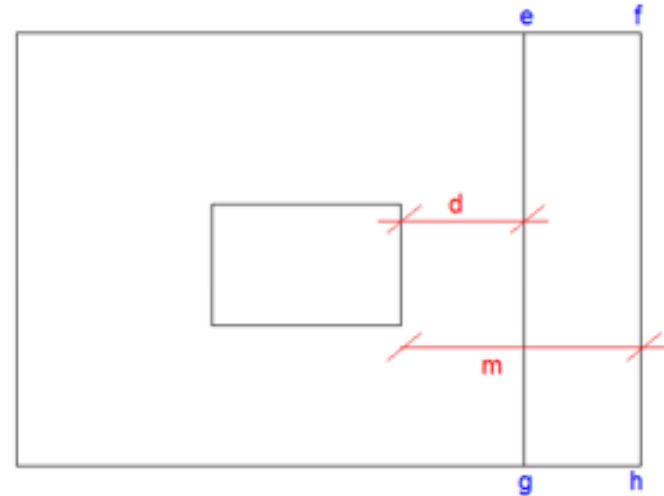
3.3.2. CORTE POR FLEXIÓN (a la distancia “d” desde la cara de apoyo)(área e-f-g-h)

V_{du} = cortante factorizado.

$$V_{du} = (W_{nu} * B)(m - d)$$

Corte nominal “ V_n ”

$$V_n = \frac{V_{du}}{\phi} \quad ; \quad \phi = 0.85$$



Resistencia al cortante disponible del contacto en la zapata

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}Bxd$$

$B=b_w$ = ancho de la zapata

$$h_z = d + r + \phi b$$

r = recubrimiento = 7.5 cm

Si: $V_c > V_n$ok

4) DISEÑO EN FLEXIÓN.

$$Mu = Wnu * B * \frac{m^2}{2}$$

4.1. MOMENTO NOMINAL

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} \quad \phi = 0.90 \text{ (flexión)}$$

$$Mn = As * fy \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad a = \frac{Asfy}{0.85f'c bw}$$

$$As = \left(0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7 * Mn}{f'c bd^2}} \right) \frac{f'c}{fy} bw d$$

4.2. VERIFICACION DE CUANTIA

Debe cumplir.

$$\rho > \rho_{min} \quad \text{si } \rho < \rho_{min} \quad \text{entonces tomar } \rho_{min}$$

$$\rho = \frac{As}{bw d}$$

$$\rho_{min} = 0.0018$$

4.3. DISTRIBUCION DE ACERO.

Numero de varilla en el ANCHO $b_w=B$

$$n = \frac{A_s}{A_b}$$

A_b = área de la base de acero a tomar.

A_s = sección del refuerzo.

4.4. ESPACIAMIENTO DE LAS BARRAS (S)

$$S = \frac{b_w - 2r - \emptyset}{n - 1}$$

$\emptyset$ = *diámetro de la barra*

5) DESARROLLO DE LOS REFUERZOS.

5.1 POR TRACCION.- en este caso la sección crítica para longitud de desarrollo es la misma que la sección crítica por flexión.

a) Longitud disponible: l_{disp} .

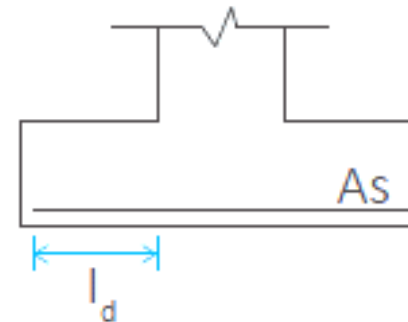
$$l_{disp} = l_v - r$$

b) Longitud de desarrollo para barras en tracción $\emptyset \leq N^{\circ}11$ (1 3/8")

$$l_d \leq \begin{cases} 0.06A_b \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \\ 0.0057d_b f_y \text{ (adherencia)} \\ \geq 30 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_{d_e} = \lambda d \quad l_d = 0.8 l_d$$

$\lambda d = 0.8$, es aplicable cuando la separación de las varillas es mas de 15cm.



6) TRANSFERENCIA DE FUERZA EN LA INTERFACE DE COLUMNA CIMENTACION

6.1. RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO SOBRE LA COLUMNA

$$P_n = \frac{P_u}{\phi}$$

$\phi=0.70$ P_n = resistencia nominal de la columna.

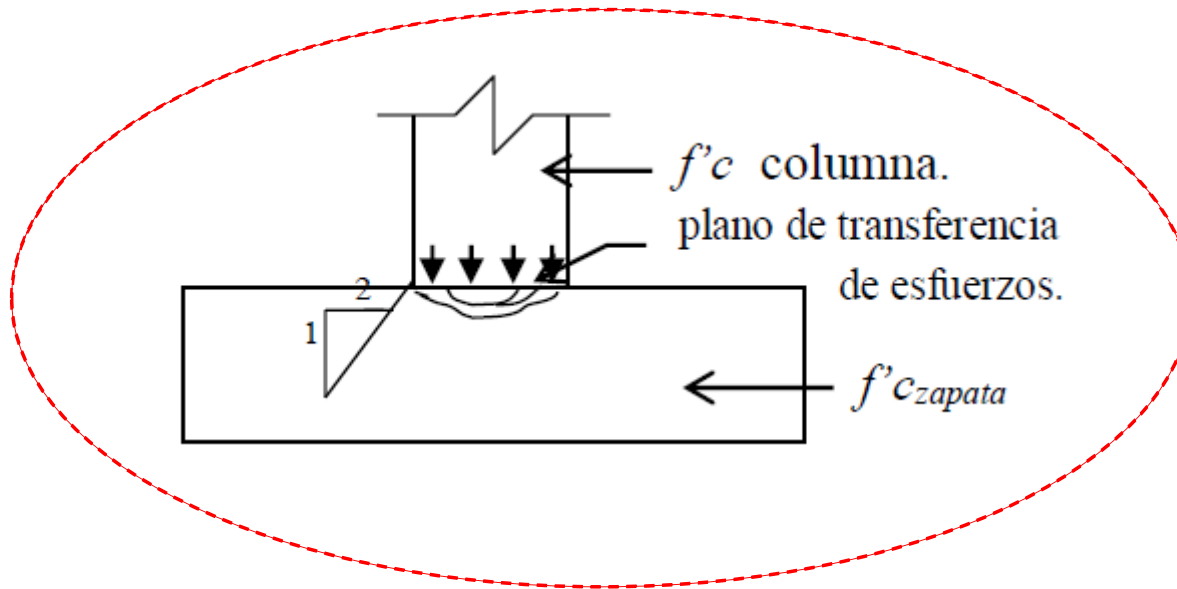
Debe cumplir:

$$P_n \leq P_{nb}$$

P_{nb} = resistencia de aplastamiento en la columna

$$P_{nb} = 0.85 f'_c A_c$$

A_c = área de la columna.



6.2. RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO EN EL CONCRETO DE LA CIMENTACION.

$$A_o = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

$$A_1 = b \cdot t$$

$$A_2 = b_2 \cdot t_2$$

$$f_a = \frac{P}{A_1} = \frac{P}{b \cdot t}$$

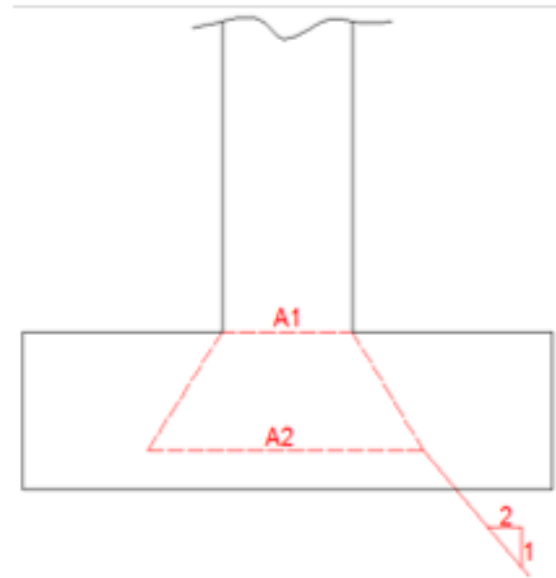
$$f_{au} = 0.85 \phi (f'_c)^2$$

$$\phi = 0.70, \quad \text{debe cumplir } f_a < f_{au}$$

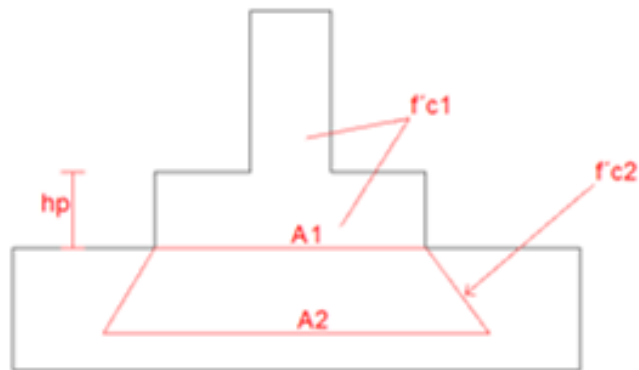
Cuando $A_1 < A_2$

$$f_a \leq f_{au} \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2 \quad \text{Cuando no se cumplan.}$$

- Si $f_a > f_{au}$
- a) Colocar un pedestal
 - b) Colocar arranques o bastones.



a) COLOCAR UN PEDESTAL

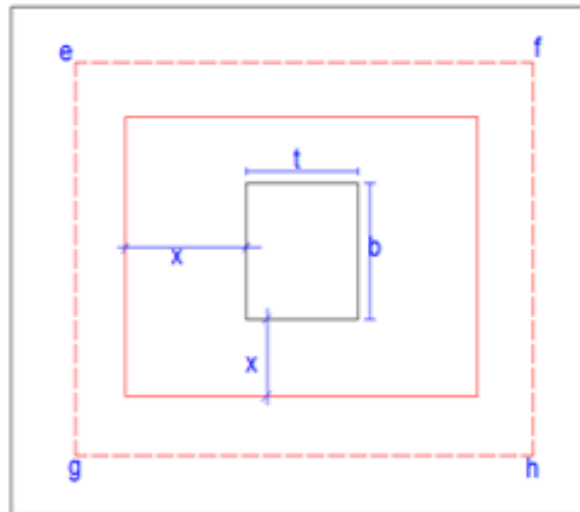


$$A1 = (b + 2x)(t + 2x) \dots\dots\dots 1$$

$$A1 = \frac{Pu}{fa} = \frac{Pu}{fau} \dots\dots\dots 2$$

De 1 y 2 obtenemos

$$\frac{x}{2} < hp \leq x$$



$$fau = \sqrt{\frac{A2}{A1}} * 0.85 * \phi * f'c2 \quad , \quad \phi = 0.7$$

$$fa = \frac{Pu}{A1}$$

$$fa \leq fau \text{ (condición)}$$

$$fa \leq \sqrt{\frac{A2}{A1}} * 0.85 * \phi * f'c2$$

b) COLOCAR ARRANQUES O BASTONES

Asd = área del acero de arranque.

$$f_a = \frac{P_u}{A_1}$$

Si: $A_1 < A_2$

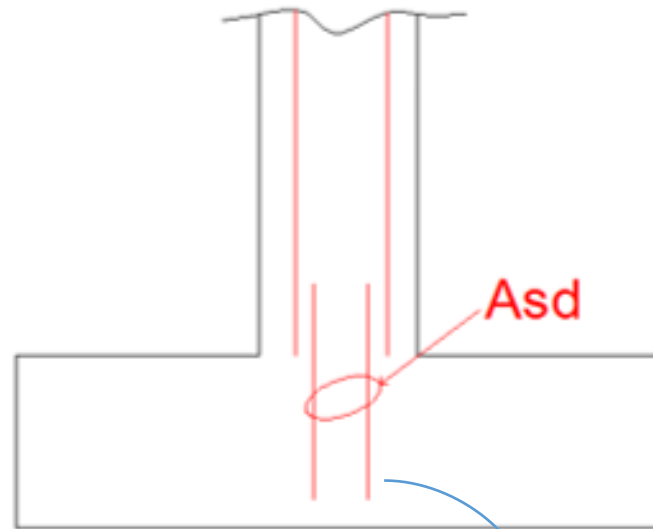
$$f_{au} = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} * 0.85 * \phi * f'_c$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$$

$$F = A_1(f_a - f_{au})$$

$$A_{sd} = \frac{F}{\phi f_y} \begin{cases} \phi = 0.70 & \text{arranque en compresión} \\ \phi = 0.90 & \text{arranque en tracción} \end{cases}$$

Pero $A_{sd} \geq 0.005A_1$



Bastón de acero o dowell

6.3. DOWELLS (bastón) ENTRE COLUMNA Y CIMENTACIÓN (varillas de dovelas entre columna y zapata)

$$P_n \leq P_{nb}$$

P_{nb} = resistencia al aplastamiento en la columna

$$A_{smin} = 0.005 A_{col.}$$

Con 4Ø como mínimo.

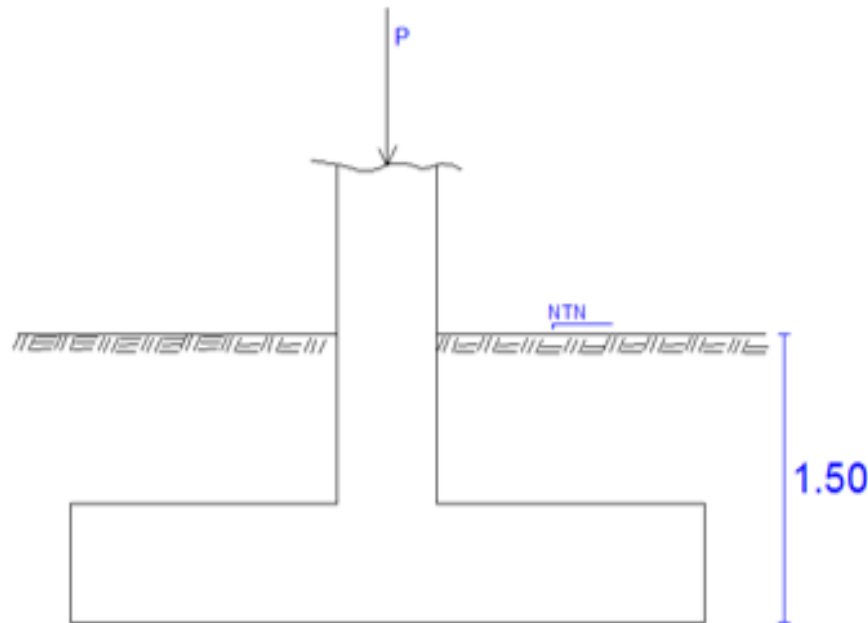
6.4. DESARROLLO EN COMPRESION DEL REFUERZO Y DE DOVELAS

$$l_d \geq \begin{cases} 0.0755 * d_b * \frac{f_y}{\sqrt{f_c}} \\ 0.00427 A_s * f_y \\ 20.00 \text{ cm} \end{cases}$$

1.4.1.2 EJEMPLO DE APLICACIÓN

diseñe el espesor y distribución de refuerzo para la zapata cuadrada aislada si:

- | | | |
|----------------------|---------------------------------|-------------------------------------|
| ➤ Carga muerta | $=P_d=104.42\text{tn}$ | $f'_c=210\text{ kg/cm}^2$, zapata |
| ➤ Carga viva | $=P_L=77.18\text{tn}$ | $f'_c=380\text{ kg/cm}^2$, columna |
| ➤ Sección de columna | $=35*35\text{ cm}^2$ | $f_y=4200\text{ kg/cm}^2$ |
| ➤ Capacidad portante | $=\sigma_t=5.00\text{ kg/cm}^2$ | $\gamma_m = 2100\text{ kg/m}^3$ |
| ➤ Sobrecarga | $=s/c=500\text{ kg/m}^2$ | |



SOLUCIÓN:

1. DIMENSIONAMIENTO EN PLANTA

1.1. CALCULO DEL ESFUERZO NETO DEL TERRENO (en.)

$$\sigma_n = \sigma_t - \gamma_m * h_f - s/c$$

$$\sigma_n = 50.00 - 2.100 * 1.50 - 0.500$$

$$\sigma_n = 46.35 \text{ tn/m}^2$$

1.2. AREA MINIMA DE ZAPATA

$$A_z = \frac{P+P_z}{\sigma_n} \quad (P=\text{carga de la zapata, } P_z=\text{despreciable porque: } P=PD+PL; \sigma_t=50.00 \text{ tn/m}^2)$$

$$A_z = \frac{PD + PL}{\sigma_n} = \frac{104.72 + 77.18}{46.35} = 3.924 \text{ m}^2 = 4.00 \text{ m}^2$$

$$\text{adoptamos: } A_z = 2.0 \text{ m} * 2.0 \text{ m} = A * B$$

Para cumplir $m=n$:

$$A = 2 + \frac{0.35 - 0.35}{2} = 2$$

$$B = 2 - \frac{0.35 - 0.35}{2} = 2$$

$$m = \frac{2.0 - 0.35}{2} = 0.825$$

$$n = \frac{2.0 - 0.35}{2} = 0.825$$

$$m=n = 0.825$$

2. DIMENSIONAMIENTO EN ALTURA

2.1. ALTURA DE ZAPATA

$$h_z = d + 7.5 + \phi b$$

2.2. POR PUNZONAMIENTO

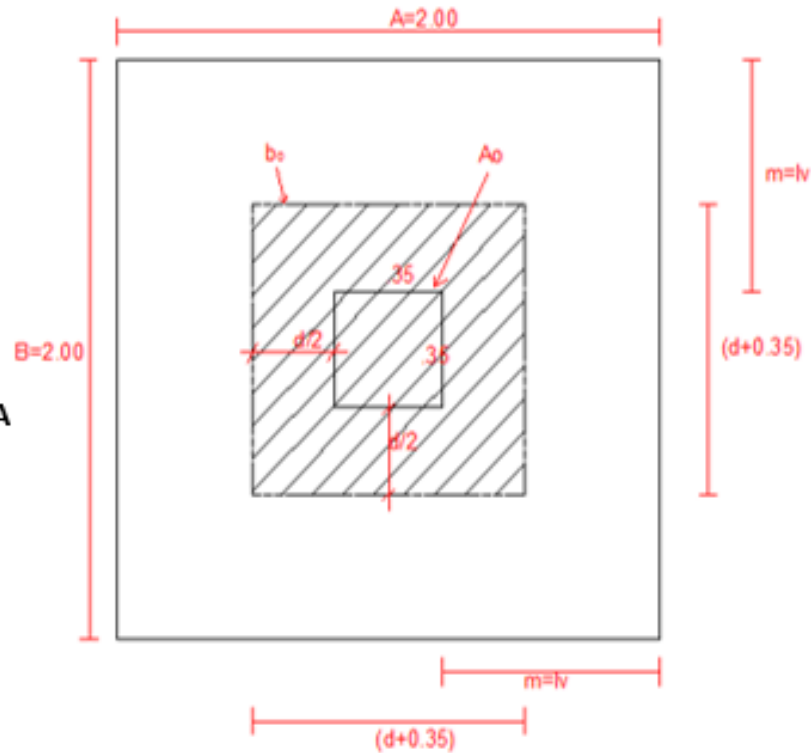
2.2.1. ACCION EN DOS DIRECCIONES A LA DISTANCIA $d/2$ DE LA CARA DE APOYO OCOLUMNA

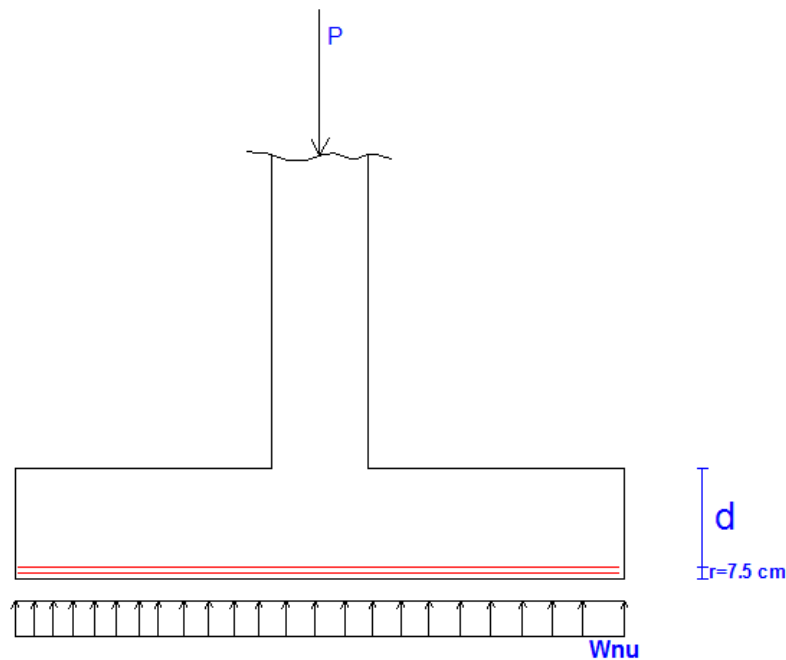
- CONDICION DE DISEÑO:

$$\frac{V_u}{\phi} = V_c, \quad \phi = 0.85$$

$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{1}{\phi} (P_u - W_{nu} * A_o) \dots \dots \dots 1$$

$$V_c = 0.27 \left(2 + \frac{4}{\beta} \right) \sqrt{f'_c} * b_o * d \leq 1.06 \sqrt{f'_c} * b_o * d \dots \dots \dots 2$$





$$A_o = (d + 0.35)(d + 0.35) = d^2 + 0.70d + 0.125 \quad \text{área crítica}$$

$$b_o = 2(d + 0.35) + 2(d + 0.35) = 4(d + 0.35)$$

$$b_o = 4d + 1.40$$

$$P_u = 1.4 * 104.42 + 1.7 * 77.18 = 277.394 \text{ TN}$$

$$W_{nu} = \frac{P_u}{A_z} = \frac{1.4 * 104.42 + 1.7 * 77.18}{4.00} = 69.35 \text{ TN/M}^2$$

$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{1}{0.85} ((1.4 * 104.42 + 1.7 * 77.18) - 69.35 * (d^2 + 0.70d + 0.1225))$$

$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{1}{0.85} (277.394 - 69.35d^2 - 48.545d - 8.495)$$

$$\Rightarrow \frac{1}{0.85} (268.900 - 69.35d^2 - 48.55d) \quad \dots\dots\dots \alpha$$

$$\beta_1 = \frac{0.35}{0.35} = 1.00$$

$$V_c = 0.27 \left(2 + \frac{4}{1} \right) \sqrt{f'_c} * b_o * d \leq 1.06 \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$$V_c = 1.62 \sqrt{f'_c} * b_o * d > 1.06 \sqrt{f'_c} * b_o * d \quad \Rightarrow \text{rige: } V_c = 1.06 \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

Luego:

$$V_c = 1.06 \sqrt{210} * 10 * (4d + 1.40)d$$

$$V_c = 614.43d^2 + 215.05d \quad \dots\dots\dots\beta$$

$$\alpha = \beta$$

$$\Rightarrow 268.9 - 69.35d^2 - 48.55d = 0.85(614.43d^2 + 215.05d)$$

$$268.9 - 69.35d^2 - 48.55d = 522.27d^2 + 182.79d$$

$$591.62d^2 + 231.34d - 268.9 = 0$$

$$d^2 + 0.39d - 0.45 = 0$$

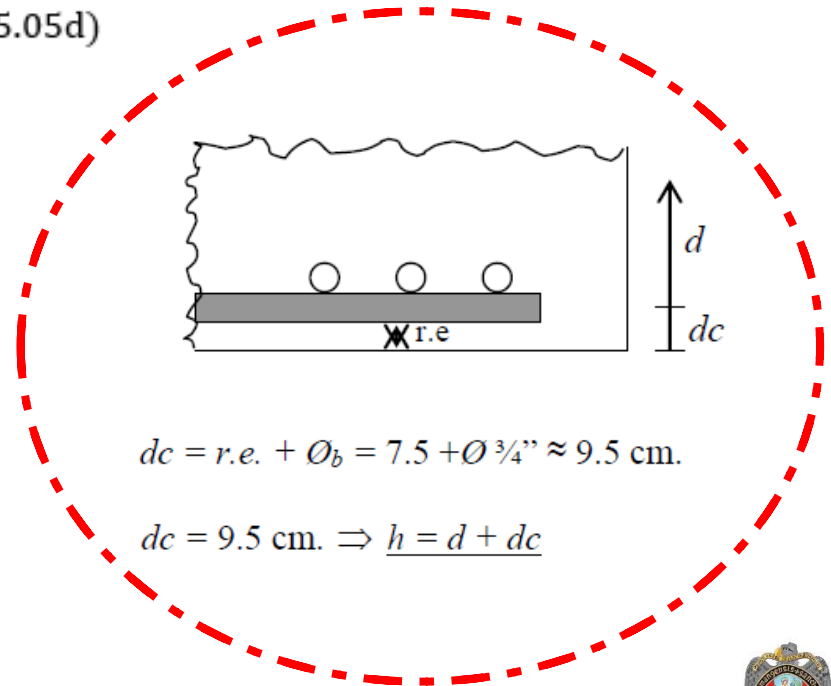
$$d = \frac{-0.39 \pm \sqrt{0.39^2 - 4(-0.45)}}{2} = \frac{-0.39 \pm 1.39}{2}$$

$$d = 0.50\text{m} = 50.00 \text{ cm}$$

$$\text{Pero } h_z = 50 + 7.5 + 1.91 = 59.41 = 0.60 = 60$$

$$d_{\text{prom.}} = 60 - 7.5 - 1.91 = 50.59$$

$$d_{\text{prom.}} = 50.59 \text{ cm}$$



2.3. VERIFICACION DE CORTE POR FLEXION

$V_u = V_u$ factorizado, debe cumplir

$V_c > V_n$

$$V_u = W_{nu}(b_w(m - d))$$

$$V_u = 69.35(2.00(0.825 - 0.5059))$$

$$V_u = 44.26 \text{ TN}$$

Corte nominal requerido (V_n)

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{44.26}{0.85}$$

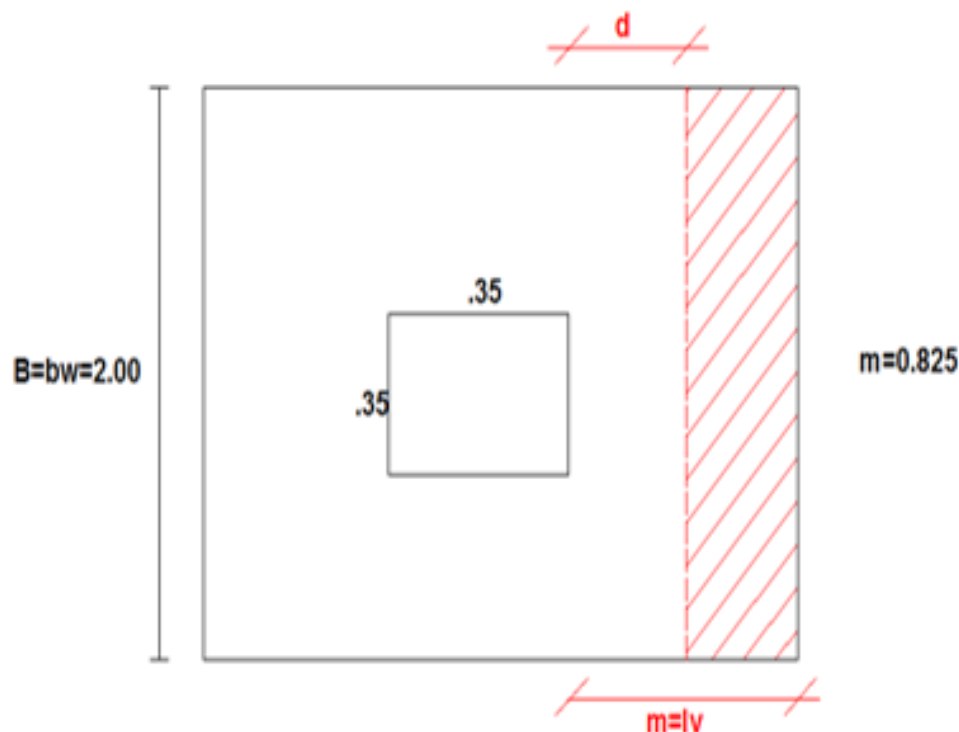
$$V_n = 52.07 \text{ TN}$$

Resistencia al cortante disponible del
concreto en la zapata:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$V_c = 0.53\sqrt{210} * 10 * 2.00 * 0.5059 = 77.71 \text{ TN}$$

$$V_c = 77.71 \text{ TN} > V_n = 52.09 \text{ TN} \dots \dots \dots \text{OK}$$



3. DISEÑO POR FLEXIÓN

La sección crítica se encuentra en la cara de la columna.

$l_v = m = \text{brazo de palanca} = 0.85\text{m}$

➤ MOMENTO ULTIMO

$$M_u = W_{nu} * b_w * \frac{l_v^2}{2} = 69.35 * 2.00 * \frac{(0.825)^2}{2}$$

$$M_u = 47.20 \text{ TN} - \text{m}$$

➤ MOMENTO NOMINAL (M_n)

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{47.20}{0.90}$$

$$M_n = 52.44 \text{ TN} - \text{m}$$

➤ ACERO

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad \text{ó}$$

$$A_s = \left(0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7 M_n}{f'_c b w d^2}} \right) \frac{f'_c}{f_y} b w d$$

Reemplazando: si: $d - \frac{a}{2} = 0.9d$

$$M_n = A_s f_y (0.9d) \quad \Rightarrow \quad 52.44 * 10^5 = A_s * 4200 (0.9 * 50.59)$$

$$A_s = 27.42 \text{ cm}^2$$

$$\text{Luego} \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b w} = \frac{27.42 * 4200}{0.85 * 210 * 200} = 3.23 \text{ cm}$$

$$\text{Luego:} \quad 52.44 * 10^5 = A_s * 4200 \left(50.59 - \frac{3.23}{2} \right)$$

$$A_s = 25.50 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{OK}$$

Con la otra fórmula:

$$A_s = \left(0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7 * 52.44 * 10^5}{210 * 200 * (50.59)^2}} \right) * \frac{210}{4200} * 200 * 50.59$$

$$A_s = 25.50 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{OK}$$

➤ CUANTIAS

$\rho_{\min} < \rho$, si $\rho_{\min} > \rho$, entonces tomar $\rho_{\min}$
 $\rho_{\min}=0.0018$

$$\rho = \frac{A_s}{b_w * d} = \frac{25.50}{200 * 50.59} = 0.0025$$

$$\Rightarrow \rho = 0.0025 > \rho_{\min} = 0.0018 \dots \dots \dots \text{OK}$$

➤ DISTRIBUCIÓN DEL ACERO

Si elegimos acero de $\emptyset b = 5/8"$

$$\emptyset b = 1.59\text{cm}$$

$$A_b = 1.98 \text{ cm}^2$$

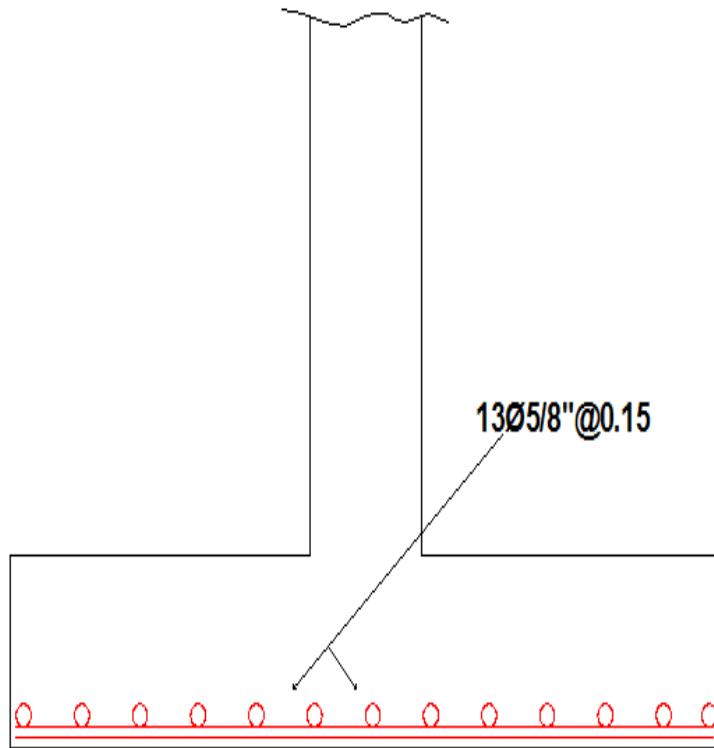
✓ Numero de varillas en ancho $B=b_w=2.00\text{m}$

$$n = \frac{A_s}{A_b} = \frac{25.50}{1.98} = 13$$

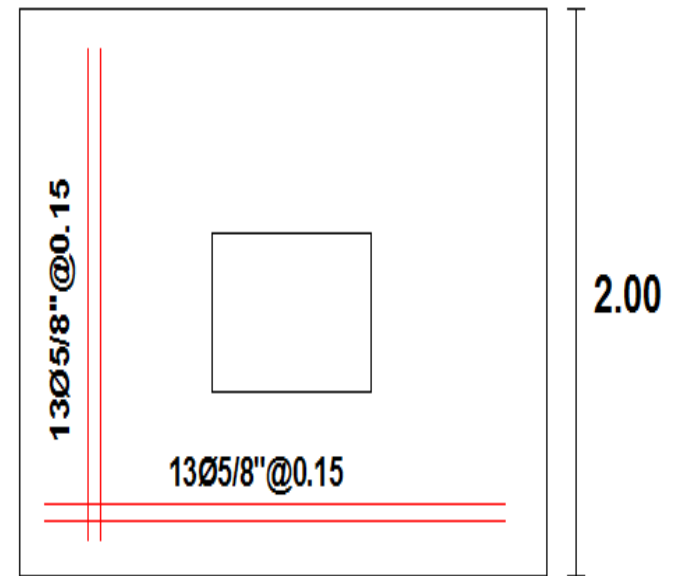
✓ Espaciamiento

$$S = \frac{b_w - 2r - \emptyset b}{n - 1} = \frac{2.00 - 2 * 0.75 - 0.0159}{13 - 1}$$
$$S = 0.15$$

Por lo tanto usar: $13\varnothing 5/8" @ 0.15$ en ambos sentidos



0.5091
0.0159
0.075



4. LONGITUD DE DESARROLLO.

4.1. LONGITUD DISPONIBLE PARA CADA BARRA: (l_{di}) (tracción)

$$l_{di} = l_v - r = 0.825 - 0.075\text{m} = 0.75\text{m} = 75\text{cm}$$

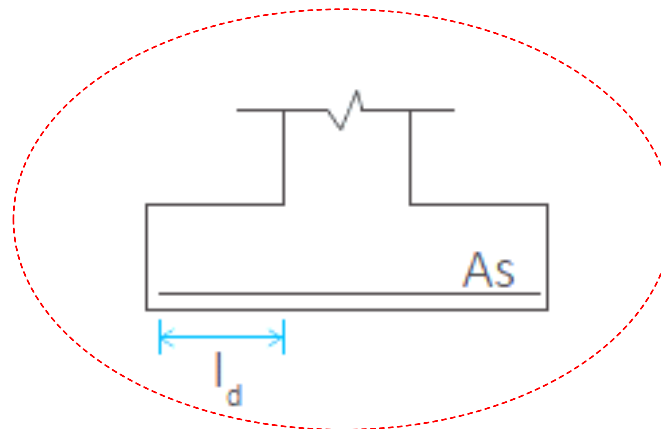
Para barras en tracción, para $\emptyset \leq \text{N}^\circ 11$

$$l_d \geq \begin{cases} 0.06A_b * \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} = 0.06 * 1.98 * \frac{4200}{\sqrt{210}} = 34.43 \text{ cm} \\ 0.0057 * d_b * f_y = 0.0057 * 1.59 * 4200 = 38.06 \text{ cm} \quad \text{rige.} \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Como el espaciamiento $S = 15 \text{ cm}$, no se aplica 0.8

Luego: $l_d = 38.06 \text{ cm}$

Por lo tanto: $l_d = 38.06\text{cm} < l_{di} = 75\text{cm} \dots \dots \dots \text{OK}$

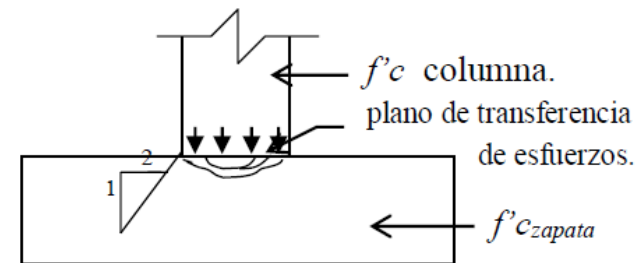


4.2. TRANSFERENCIA DE FUERZAS EN LA SUPERFICIE DE CONTACTO DE LA COLUMNA Y ZAPATA

a) RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO SOBRE LA COLUMNA

Columna : $f'_c = 380 \text{ kg/cm}^2$
 $P_u = 277.394 \text{ TN}$

$$P_n = \frac{P_u}{\phi} = \frac{277.394}{0.70} = 396.28 \text{ TN}$$



Debe cumplir:

$$P_n \leq P_{nb}$$

P_{nb} = resistencia al aplastamiento en la columna

$$P_{nb} = 0.85f'_c * A_{col}$$

$$P_{nb} = 0.85 * 380 * 10 * 0.35 * 0.35 = 395.68 \text{ TN}$$

Por lo tanto: $P_n \approx P_{nb} = 396.00 \text{ TN}$

b) RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO EN EL CONCRETO DE LA CIMENTACION

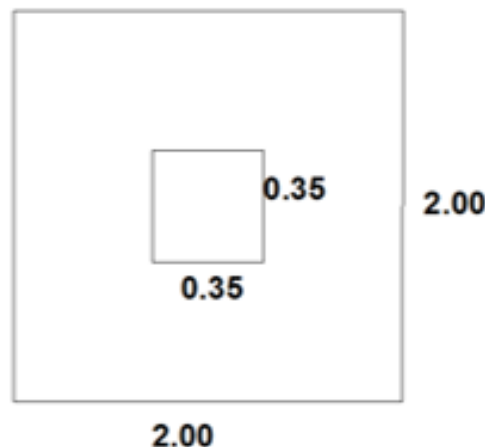
$$P_n = 396.28 \text{ TN}$$

$$P_{nb} = 0.85 f'_c * A_0$$

$$A_0 = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} A_{col} \leq 2A_{col}$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{2 * 2}{0.35 * 0.35}} = 5.71 > 2$$

Utilizar 2.0



Debe cumplir:

$P_n \leq P_{nb} \implies$ no es necesario colocar pedestal ni arranques o bastones.

$$P_{nb} = \phi f'_c * (2A_{col}) \quad , \quad \phi = 0.85$$

$$A_{col} = 0.35 * 0.35$$

$$P_{nb} = 2 * 0.85 * 210 * 10 * 0.35 * 0.35$$

$$P_{nb} = 437.33 \text{ TN}$$

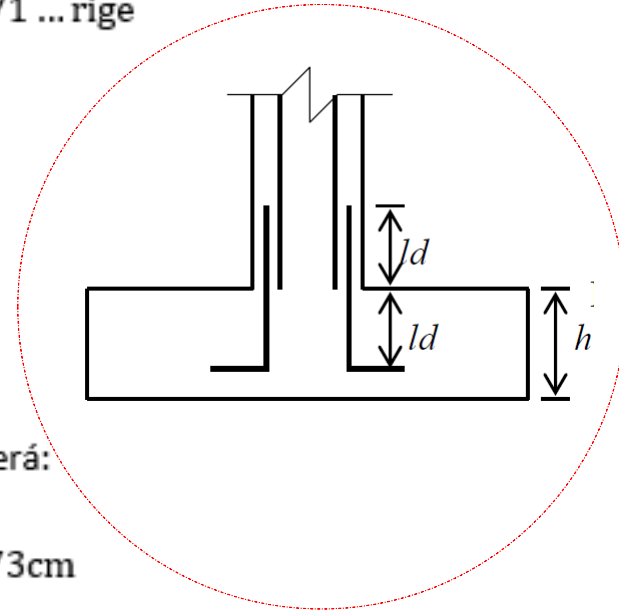
$$\implies P_n = 396.28 < P_{nb} = 437.33 \text{ TN} \dots \dots \dots \text{OK}$$

No es necesario colocar pedestal ni bastones o arranques (Dowells)

4.4. DESARROLLO EN COMPRESION DEL REFUERZO DE DOWELLS (no es necesario)

$$\text{Columna: } l_d \geq \begin{cases} 0.0755 d_b * \frac{f_y}{\sqrt{f_c}} = 0.0755 * 1.59 * \frac{4200}{\sqrt{380}} = 25.86 \\ 0.0043 * d_b * f_y = 0.0043 * 1.59 * 4200 = 28.71 \dots \text{rige} \end{cases}$$

$$\text{Zapata: } \begin{cases} l_d = 0.0755 * 1.59 * \frac{4200}{\sqrt{210}} = 34.79 \dots \dots \dots \text{rige} \\ l_d = 0.0043 * 1.59 * 4200 = 28.71 \end{cases}$$



Longitud disponible de desarrollo por encima del refuerzo de la zapata será:

$$l_{disp}: h_z - r - \emptyset b(\text{dowells}) - \emptyset b = 60 - 7.5 - 2 * 1.59 - 1.59 = 47.73 \text{cm}$$

$$l_{disp} = 47.73 > l_d = 34.79 \dots \dots \dots \text{OK}$$

GRACIAS



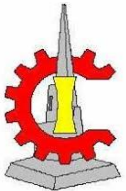
FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS GEOLOGÍA Y CIVIL
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



CONCRETO ARMADO II

CIMENTACIONES

PROFESOR: ROLANDO CISNEROS AYALA
INGENIERO CIVIL POR LA UNSCH
INGENIERO ESTRUCTURAL POR UGR



FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS GEOLOGÍA Y CIVIL
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

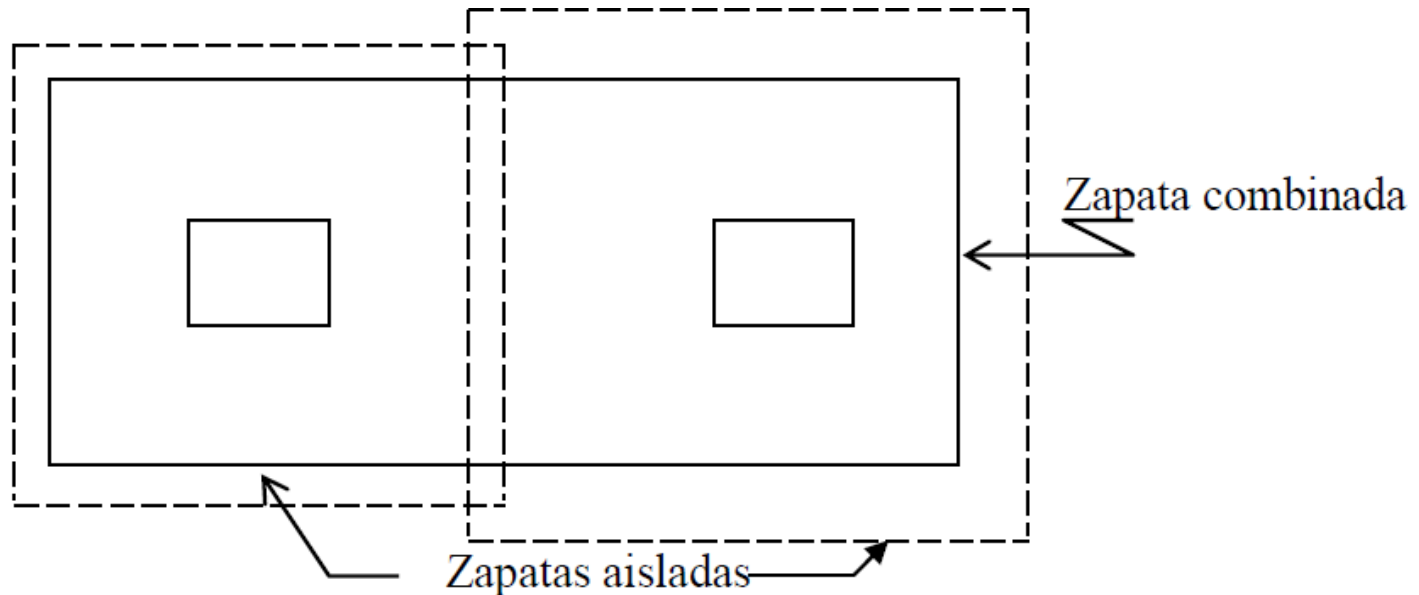


1.5 ZAPATAS COMBINADAS

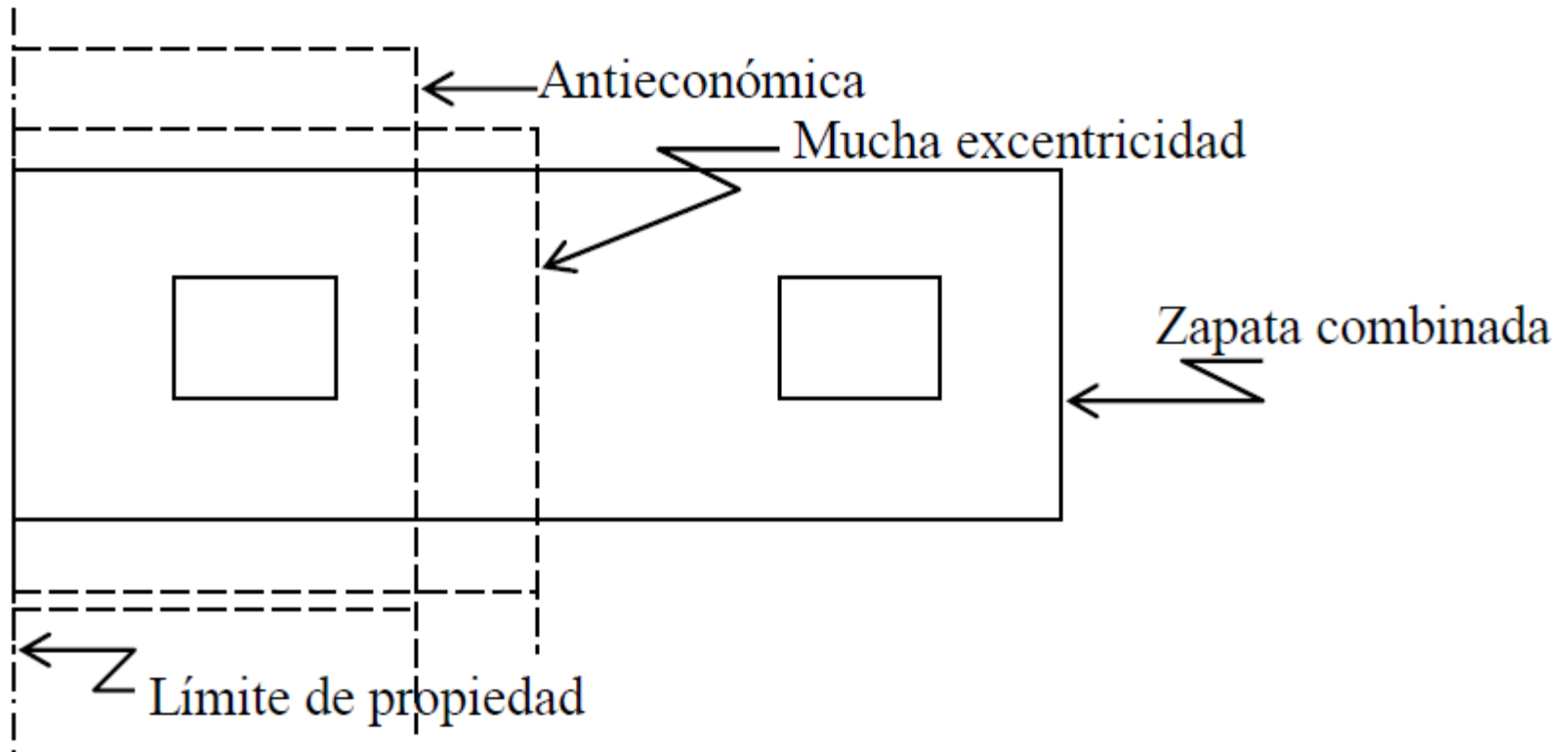
1.5.1 DEFINICIONES Y USOS

Zapatas combinadas son aquellas que sirven para cimentar dos o más columnas a la vez. Su utilización suele ser conveniente en los siguientes casos:

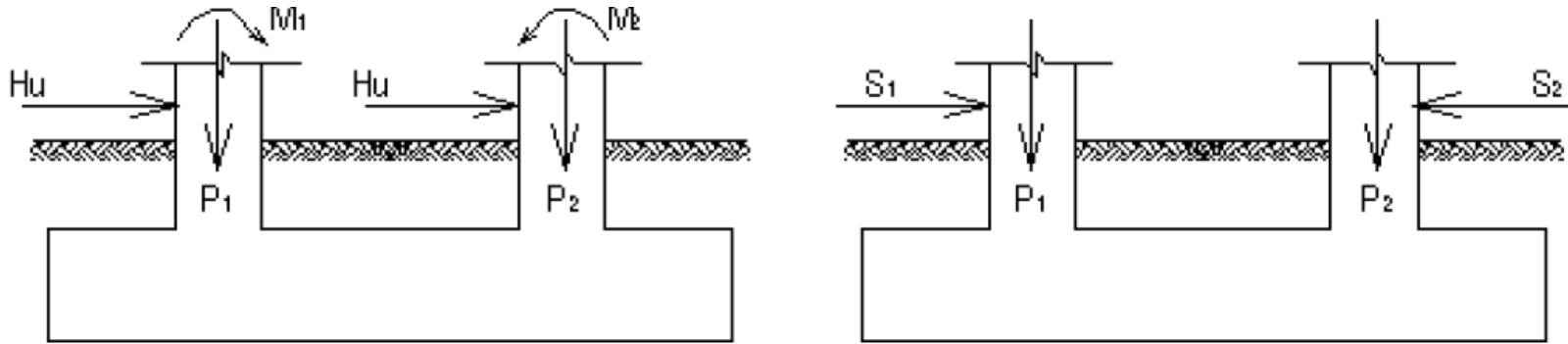
- ♠ cuando dos o más columnas están relativamente cercanas de tal manera que, si se usarían zapatas aisladas para cada una de ellas, estas llegarían a traslaparse o podrían resultar de proporciones poco económicas.



- ♠ Cuando una columna exterior está en un límite de propiedad o muy cerca de él, de manera que una zapata aislada resultaría de proporciones poco económicas o con una excentricidad excesiva. En este caso resulta conveniente combinar la cimentación de esta columna con la de la columna interior más cercana:



- ♠ Para resistir mejor efectos de volteo y/o de esfuerzos horizontales que pueden causar problemas a las cimentaciones aisladas.

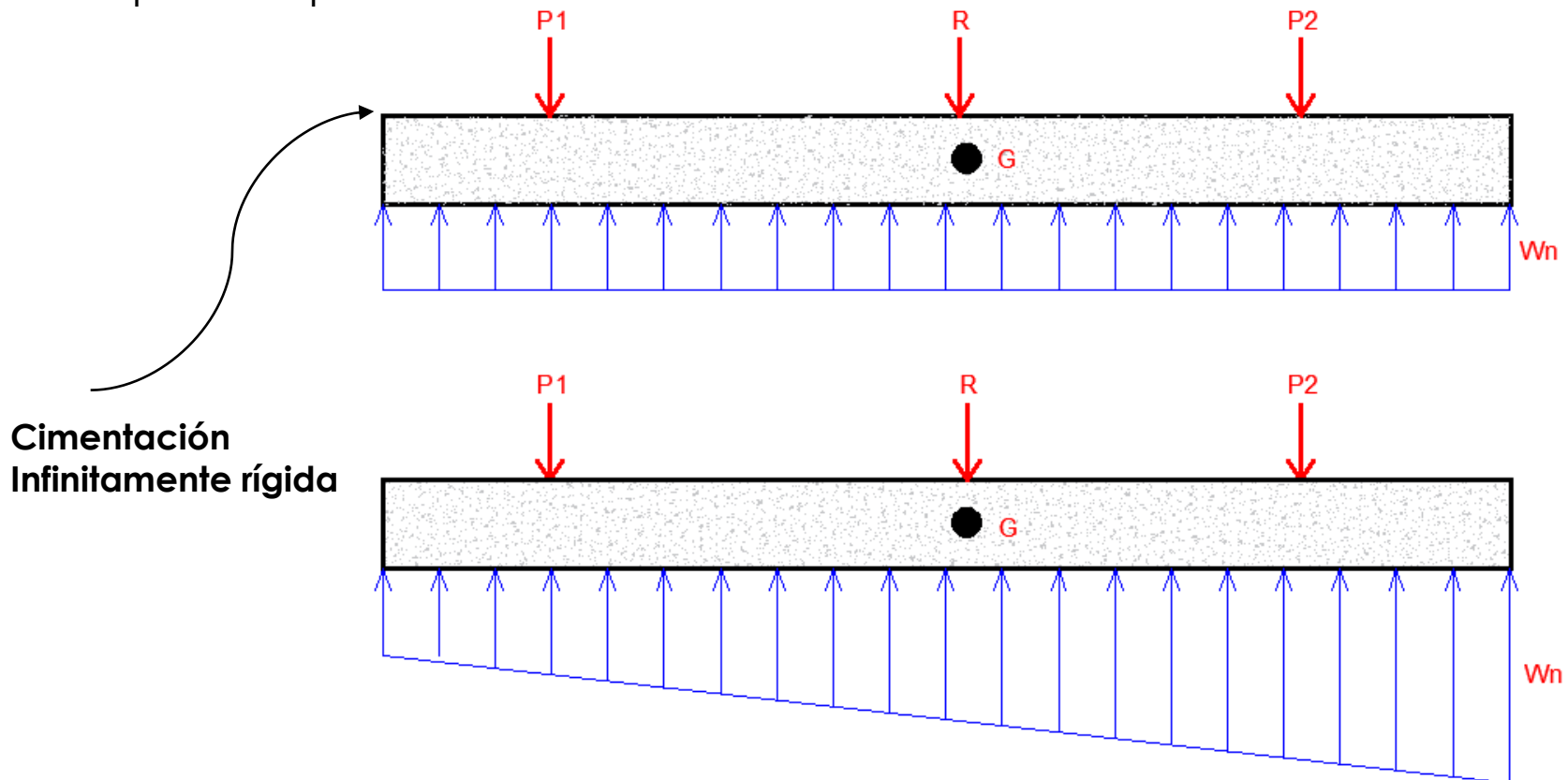


- ♠ Cuando una estructura está constituida por dos o más columnas que se apoyan en un suelo de baja capacidad portante, es conveniente prever una cimentación única para evitar asentamientos diferenciales y lograr un mejor comportamiento de la estructura.

1.5.2 CONSIDERACIONES GENERALES

Para el análisis de zapatas combinadas se usara el método convencional: METODO RIGIDO, de acuerdo a las siguientes hipótesis:

- ♠ La cimentación es infinitamente rígida, por lo tanto la deflexión de la cimentación no influye en la distribución de las presiones.
- ♠ La presión del terreno esta distribuida en una línea recta o en una superficie plana.



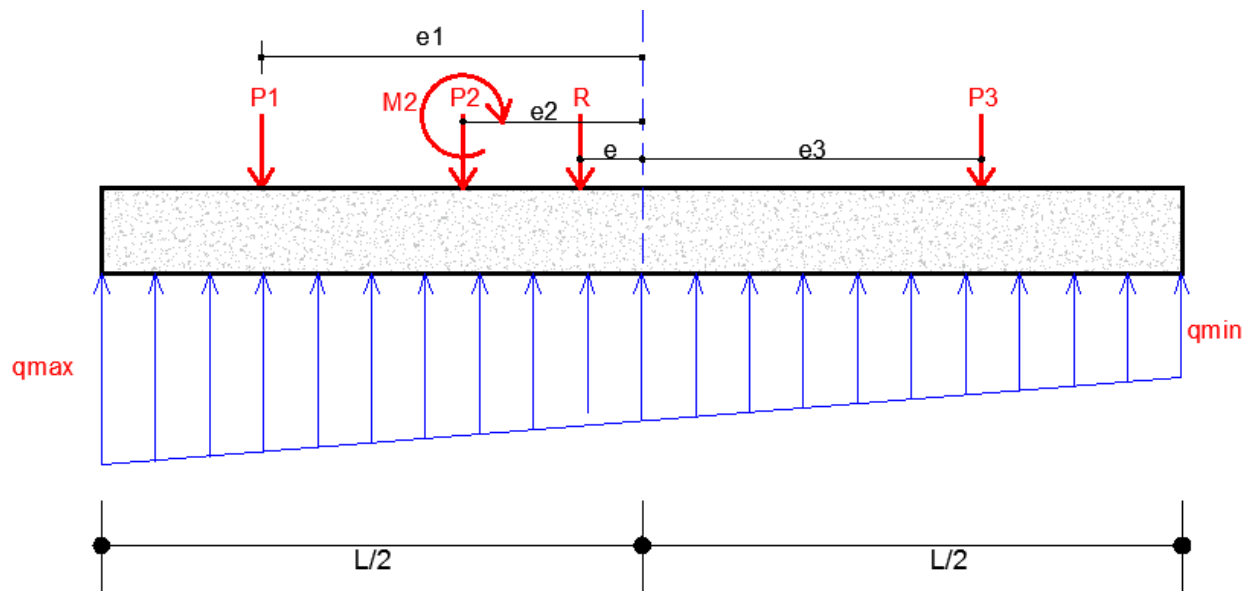
1.5.3 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

- Determinación de la resultante de las cargas actuantes P y la ubicación de la resultante

$$R = P_1 + P_2 + \dots + P_n$$

Si cualquier columna esta sujeta a momento flexionante, el efecto del momento deberá ser tomado en consideración.

- Determinación de la distribución de presiones
- Determinación del Ancho de la Cimentación
- Determinación del diagrama de fuerza cortante
- Determinación del diagrama de momentos flectores
- Diseñar la cimentación como una viga continua
- Diseñar la cimentación en dirección transversal en forma equivalente a las zapatas aisladas



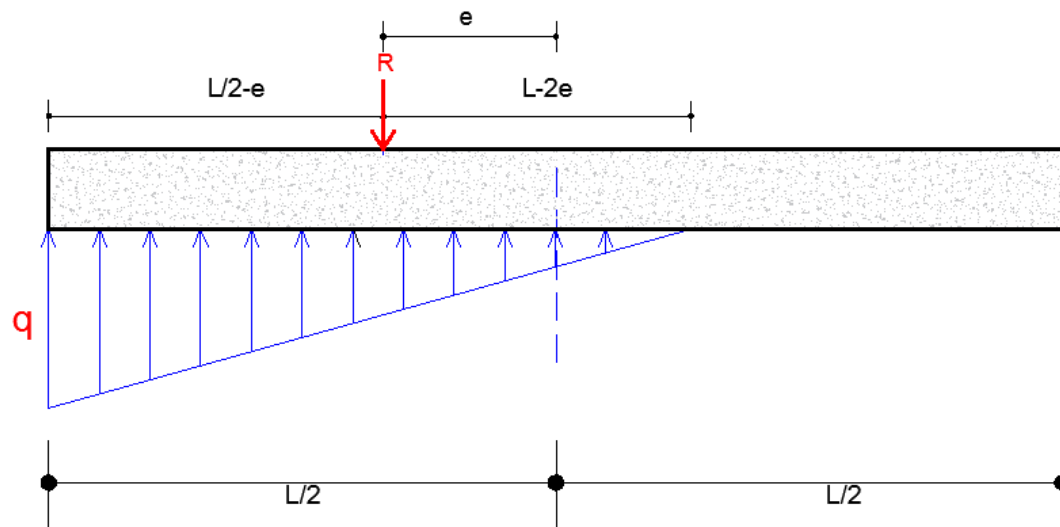
$$\sum P_i e_i + M_i = R(e)$$

$$e = \frac{P_1 e_1 + P_2 e_2 - P_3 e_3 - M_2}{R}$$

$$\text{si: } e \leq \frac{L}{6}$$

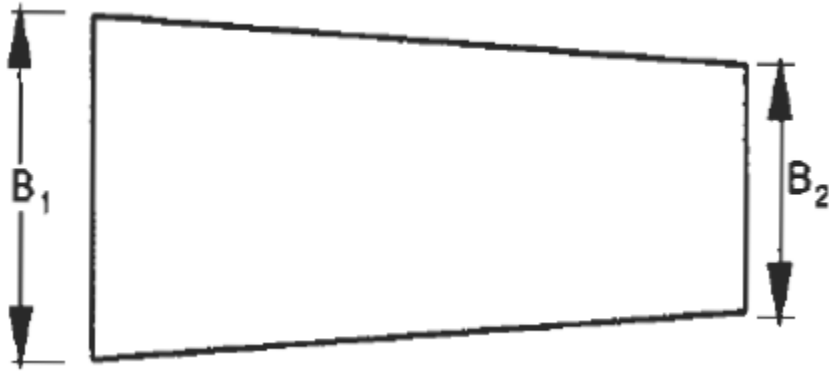
$$\text{si: } e \geq \frac{L}{6}$$

$$q_{\max, \min} = \frac{R}{L} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right)$$



$$q = \frac{2R}{3 \left(\frac{L}{2} - e \right)}$$

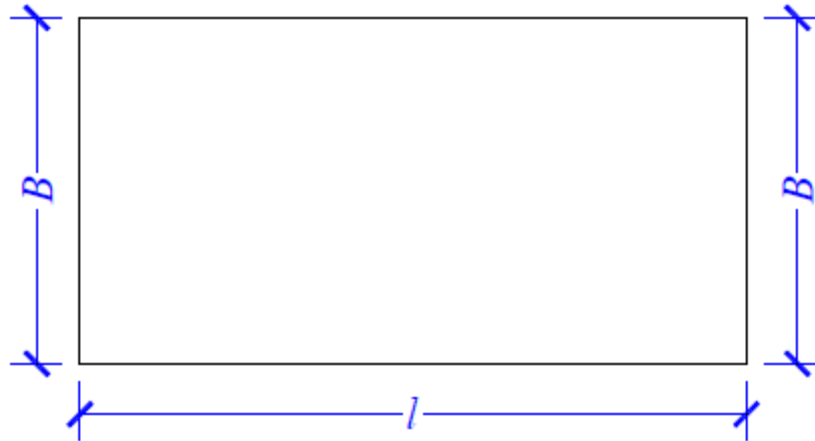
Determinación del ancho de la Cimentación



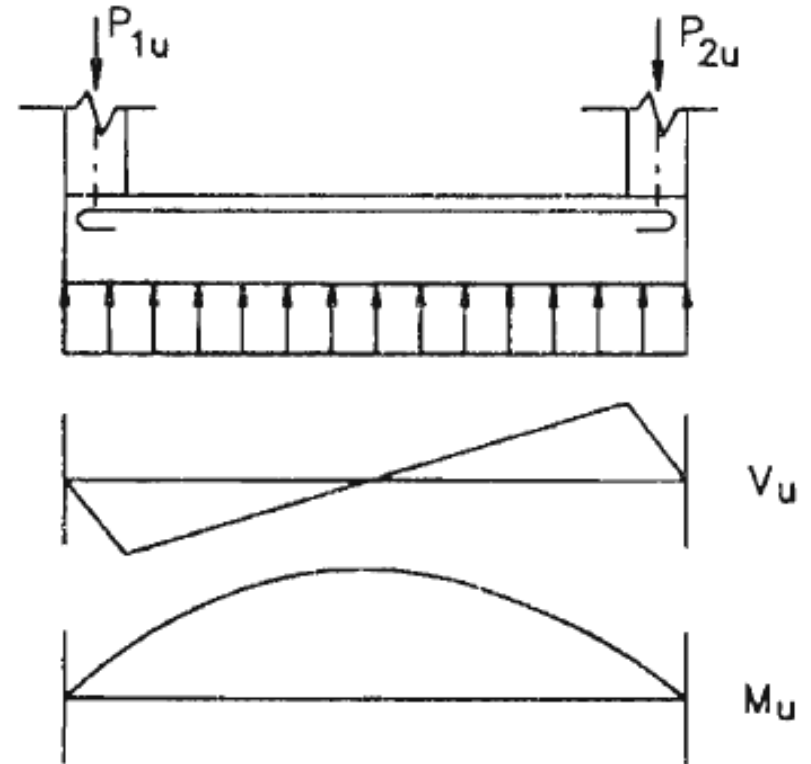
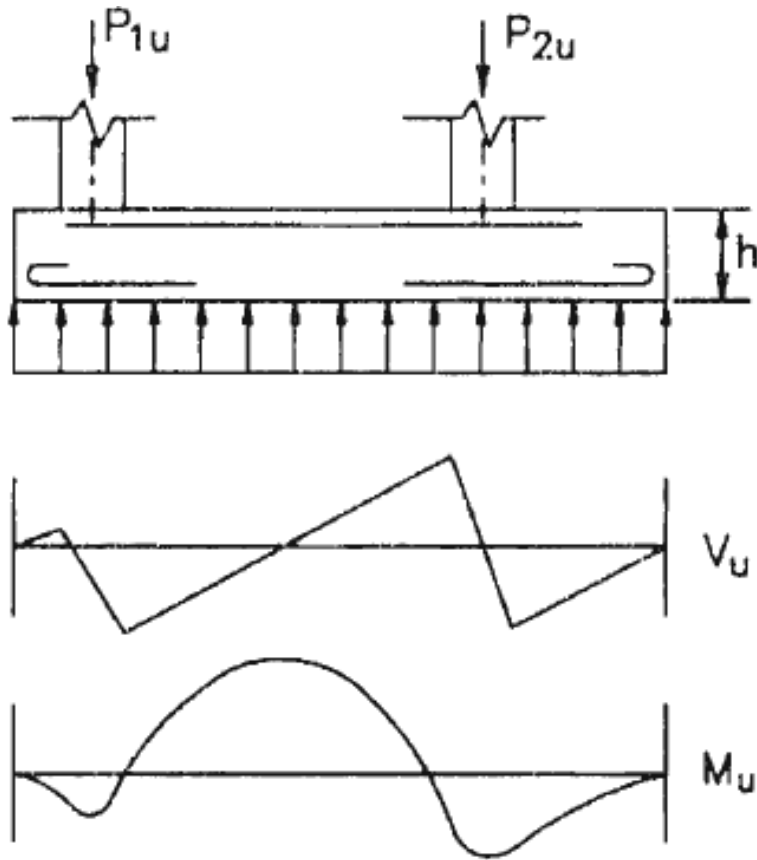
$$B_1 = \frac{q}{\sigma_n}$$

Si: $e = 0$

Zapata Rectangular.

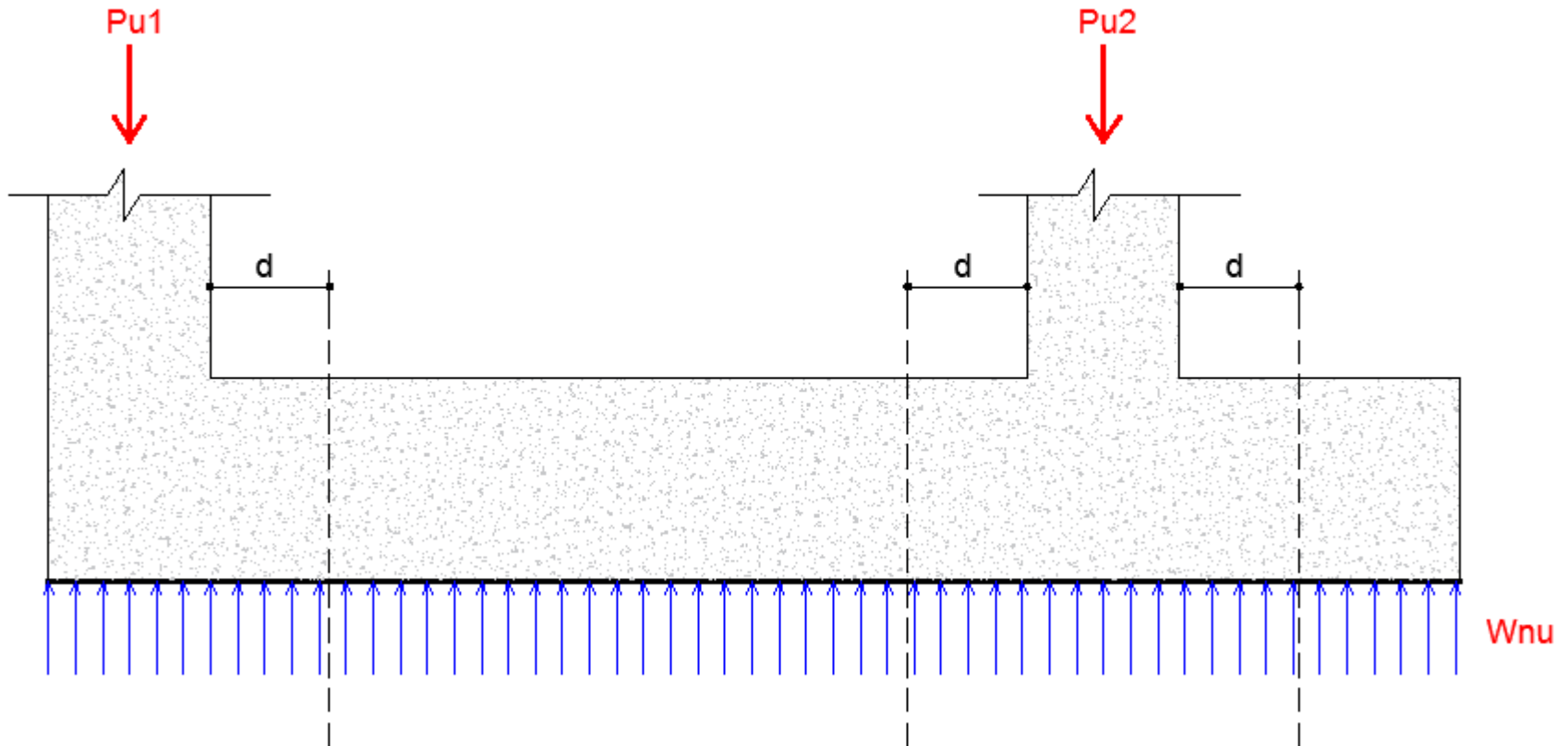


Determinación de Diagrama de fuerza cortante y momento flector



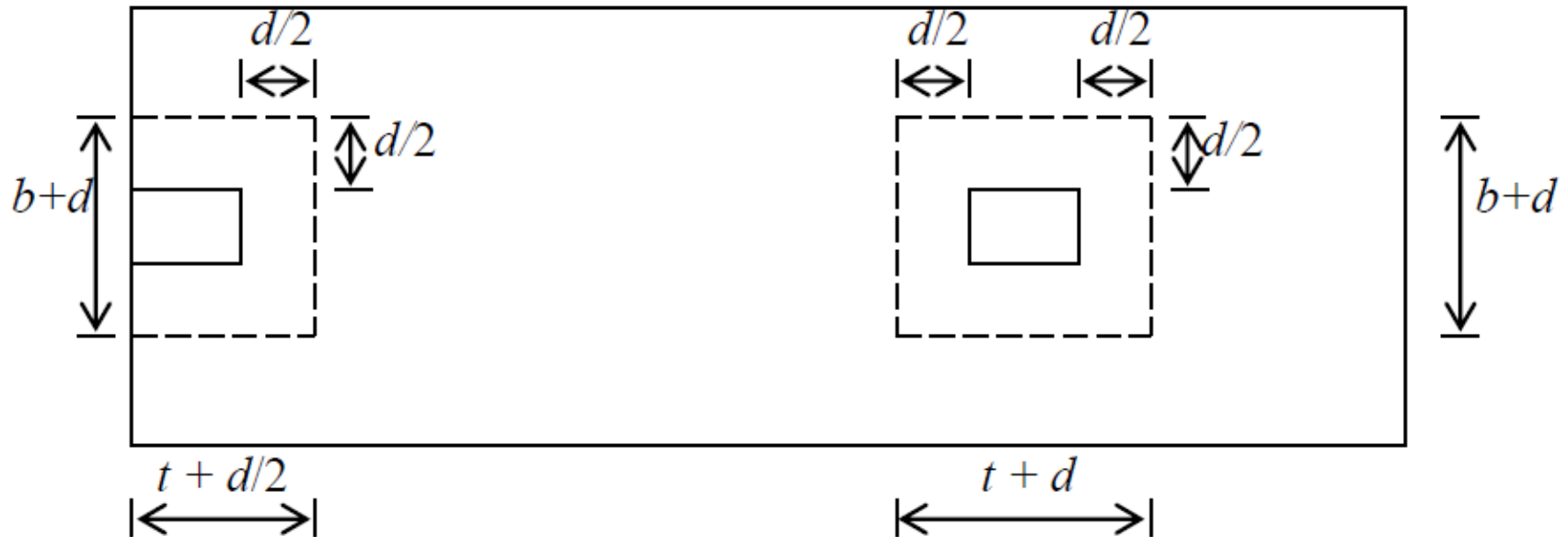
Verificación de corte por flexión

- ♠ El cortante por flexión se ubica a la distancia “d” de la cara del apoyo. Del diagrama de cortante se determina cual es el cortante máximo y se verifica con ello



Verificación de corte por punzonamiento

- ♠ La sección crítica por punzonamiento se encuentra a $d/2$ de la cara de la columna



Cálculo de refuerzo longitudinal y transversal en la cimentación

- Cálculo de refuerzo longitudinal

$$M_u = \phi(b)(d^2)(f'c)(w)[1 - 0.59w]$$

$$w \Rightarrow \rho \Rightarrow A_s$$

$$A_{s\min} = 0.0018(B)(h_{zapata})$$

- Cálculo de refuerzo Transversal



Diseñar como si fueran zapatas aisladas.

EJEMPLO DE APLICACIÓN N°01:

Problema: diseñar la zapata que soportara las columnas mostradas en la figura. Las cargas que soportan las columnas son las siguientes:

COLUMNA	PCM	PCV	Sección
Columna 1	75 TN	35 TN	.50*.50
Columna 2	125 TN	50 TN	.65*.65

$$\sigma_t = 2 \frac{kg}{cm^2}$$

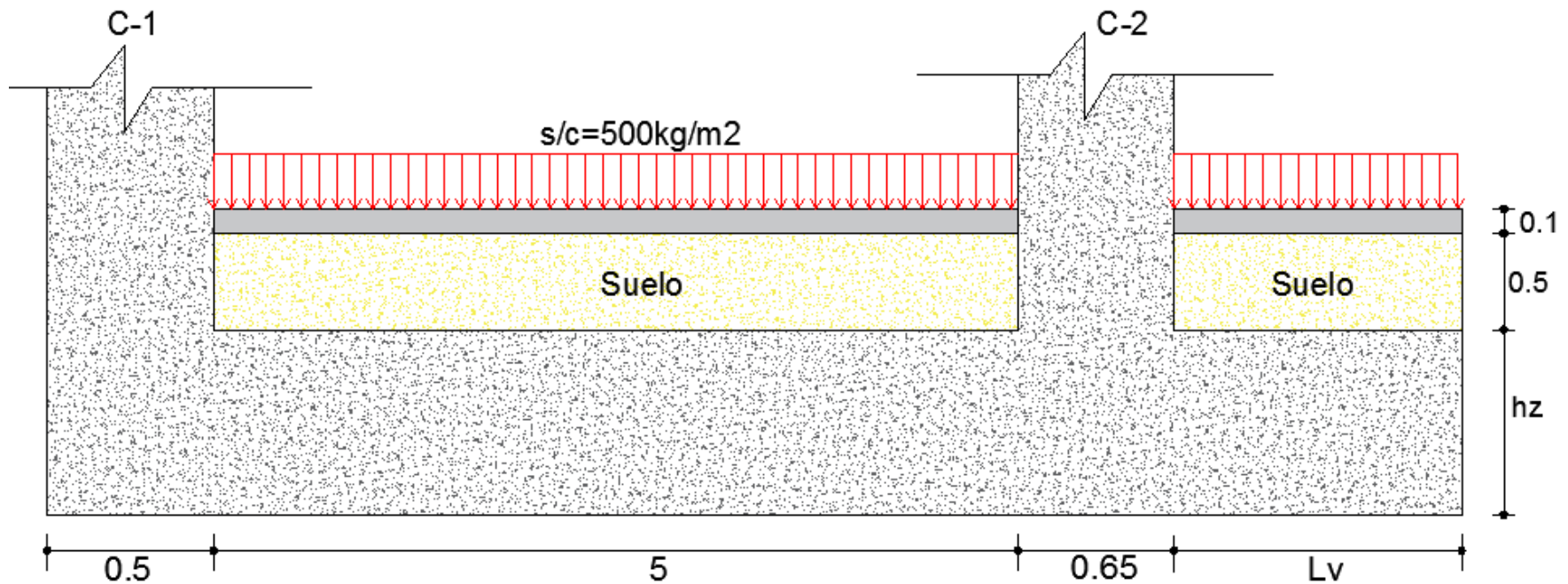
$$\gamma_{suelo} = 1800 \frac{kg}{m^3}$$

$$S/C = 500 \frac{kg}{m^2}$$

$$f'_c = 210 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_y = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

Las columnas están reforzadas con cuatro varillas de $\frac{3}{4}$ " de diámetro, respectivamente.



SOLUCIÓN

1) PERALTE DE LA ZAPATA POR LONGITUD DE DESARROLLO:

$$l_d \geq \begin{cases} 0.075fy \left(\frac{d_b}{\sqrt{f'c}} \right) \\ 0.0043d_bfy \\ 20 \end{cases}$$

$$ld_1 = 0.075 * 4200 * 2.54 * \frac{0.75}{\sqrt{210}} = 41.41 \text{ cm} \quad \text{Rige}$$

$$ld_2 = 0.0043 * 2.54 * 4200 * 0.75 = 34.40 \text{ cm}$$

$$\therefore ld \approx 50 \text{ cm}$$

Primer tanteo

$$h_z = d + r + \emptyset$$

$$r = 7.5 \text{ cm} , \quad \emptyset = 2.54$$

$$h_z = 50 + 7.5 + 2.5 = 60 \text{ cm}$$

$$h_z = 60.00 \text{ cm} \quad \text{entonces}$$

$$d = 60 - 7.5 - 2.5$$

$d = 50.00 \text{ cm}$

2) CAPACIDAD PORTANTE NETAL DEL TERRENO

$$\sigma_n = \sigma_t - \gamma_t h_t - \gamma_{cs} h_{piso} - h_z \gamma_z - s/c$$

$$\sigma_n = 20.00 - 1.8 * 0.50 - 2.3 * 0.10 - 0.6 * 2.4 - 0.50 = 16.93 \text{ Ton/m}^2$$

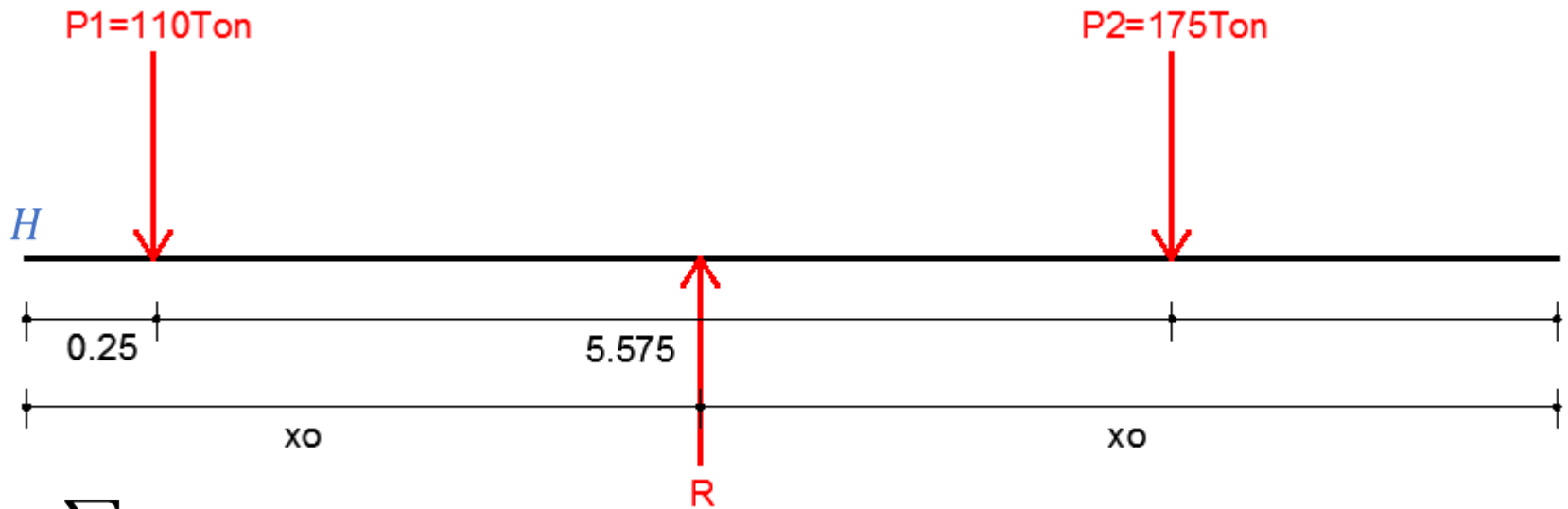
3) DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA EN PLANTA

$$A_z = \frac{P}{\sigma_n} = \frac{P_1 + P_2 + P_z}{\sigma_n}$$

$$A_z = \frac{((75 + 35) + (125 + 50)) \times 1.08}{16.93} = 18.18 \text{ m}^2$$

Pesos propios para un primer tanteo $f'c \geq 210 \text{ kg/cm}^2$

$q_a \text{ kg/cm}^2$	$P_p \text{ en \% de } P$
4	4 % de P
3	6 % de P
2	8 % de P
1	10 % de P



$$\sum M_H = 0$$

$$R = 110 + 175 = 285 \text{Ton}$$

$$285(x_o) - 110(0.25) - 175(5.825) = 0 \quad \Rightarrow \quad x_o = 3.67 \text{m}$$

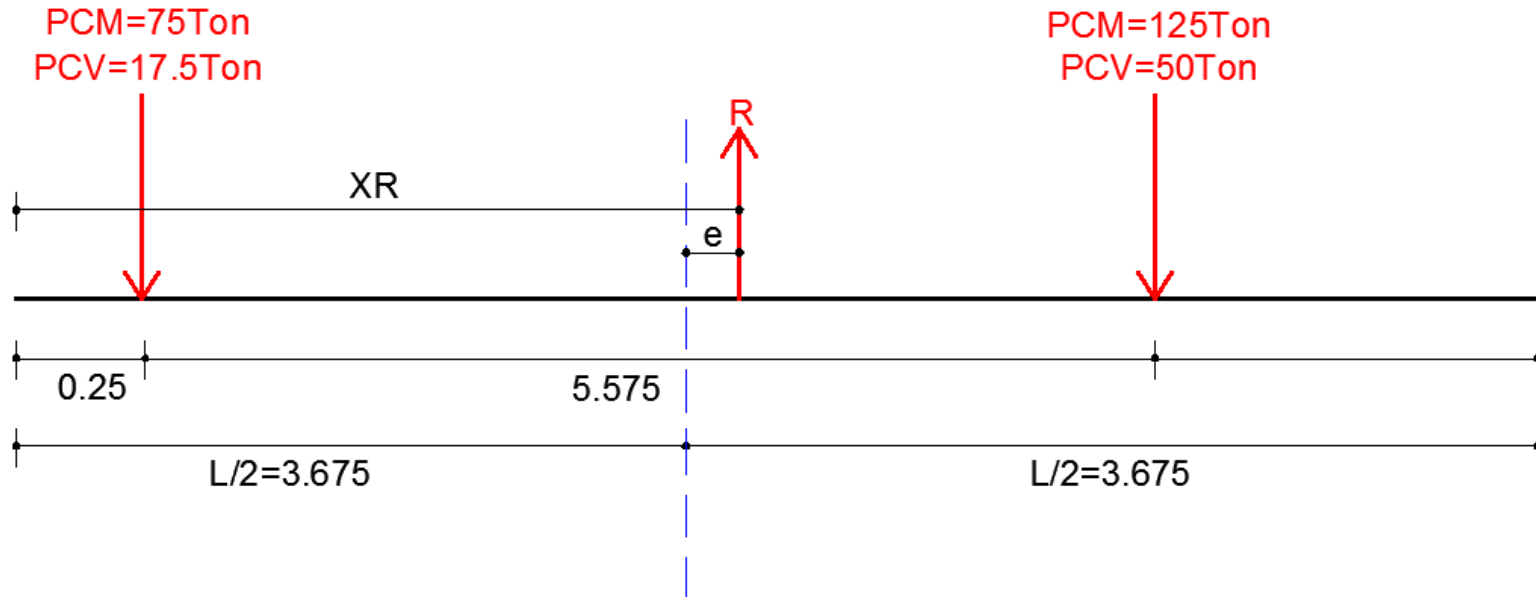
$$L = 2(3.67) = 7.34 \approx 7.35 \quad \Rightarrow \quad L_v = 7.35 - 0.5 - 5 - 0.65 = 1.20 \text{m}$$

$$A_z = 18.18 = B \times L$$

$$B = \frac{18.18}{7.35} = 2.47 \approx 2.50 \text{m} \quad \Rightarrow \quad A_z = 2.5 \times 7.35 = 18.38 \text{m}^2$$

4) VERIFICACIÓN DE PRESIÓN EN LA BASE DE LA ZAPATA

4.1) Consideramos el 100% de carga permanente en ambas columnas, el 50% de la carga viva en la columna 1 y 100% en la columna 2



$$R = 267.50\text{Ton}$$

$$x_R = \frac{92.5(0.25) + 175(5.825)}{267.5} = 3.90$$

$$\Rightarrow e = 3.9 - 3.675 = 0.225\text{m}$$

$$\sigma = \frac{P}{A_z} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$\sigma := \frac{267.5}{7.35 \cdot 2.50} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot (0.225)}{7.35} \right) = 17.232 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_n = 16.93 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} < \sigma = 17.232 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \quad (\text{No cumple incrementar ancho de zapata})$$

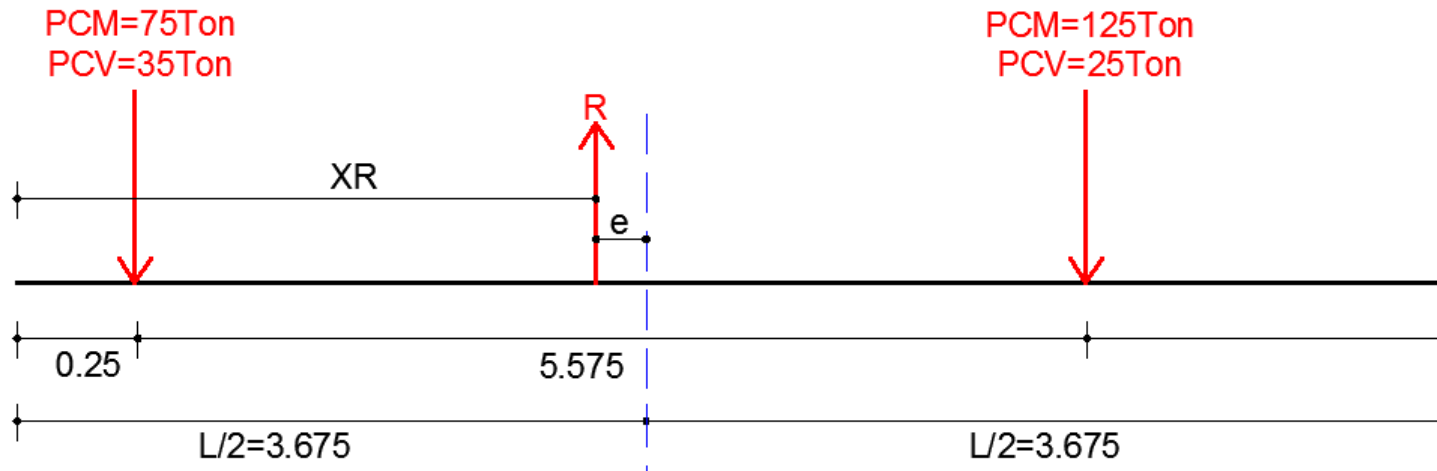
$$B = 2.60\text{m}$$

(Nueva dimensión del ancho de zapata)

$$\sigma := \frac{267.5}{7.35 \cdot 2.60} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot (0.225)}{7.35} \right) = 16.569 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_n = 16.93 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} > \sigma = 16.569 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \quad (\text{Conforme})$$

4.2) Consideramos el 100% de carga permanente en ambas columnas, el 100% de la carga viva en la columna 1 y 50% en la columna 2



$$R = 260Ton$$

$$R(x_R) = 110(0.25) + 150(5.825)$$

$$x_R = 3.47m$$

$$e = 3.675 - 3.47 = 0.205m$$

$$\sigma = \frac{260}{7.35 \times 2.60} \left(1 + \frac{6 \times 0.205}{7.35} \right) = 15.882 \frac{Ton}{m^2}$$

$$\Rightarrow \sigma_n = 16.93 \frac{Ton}{m^2} > \sigma = 15.88 \frac{Ton}{m^2} \quad (\text{conforme})$$

5) REACCIÓN NETA DEL SUELO POR UNIDAD ÁREA

$$W_{nu} = \frac{P_{u1} + P_{u2}}{A_z}$$

$$P_u = 1.4(P_{CM}) + 1.7(PCV) \rightarrow \begin{cases} P_{u1} = 1.4(75) + 1.7(35) = 164.5 \\ P_{u2} = 1.4(125) + 1.7(50) = 260 \end{cases}$$

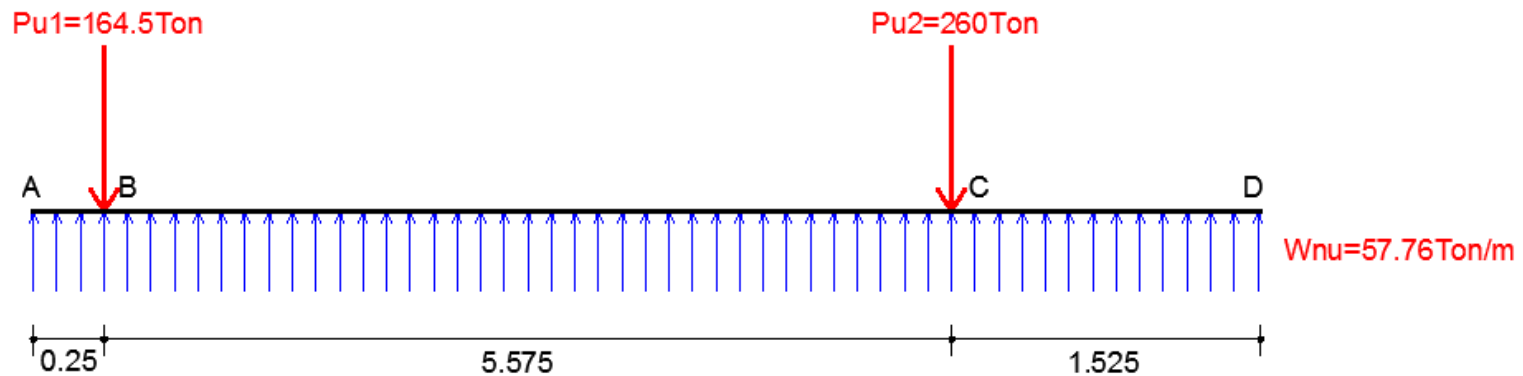
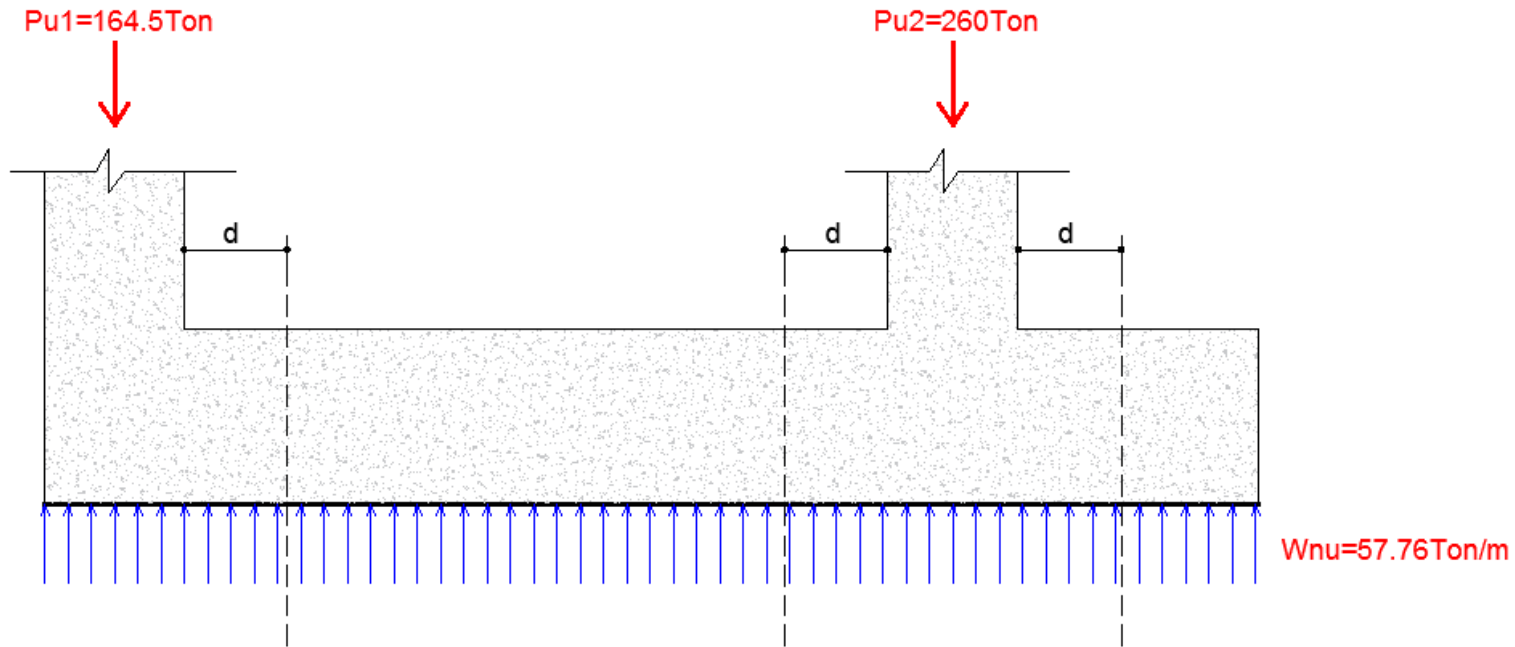
$$W_{nu} = \frac{164.5 + 260}{7.35 \times 2.60} = 21.77 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

5) REACCIÓN NETA DEL SUELO POR UNIDAD LONGITUD

$$W_{nu} = \frac{P_{u1} + P_{u2}}{L}$$

$$W_{nu} = \frac{164.5 + 260}{7.35} = 57.76 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

6) VERIFICACIÓN DE CORTE POR FLEXIÓN



6.1) Diagrama de corte y momento flector

Tramo: $0 \leq X \leq 0.25$

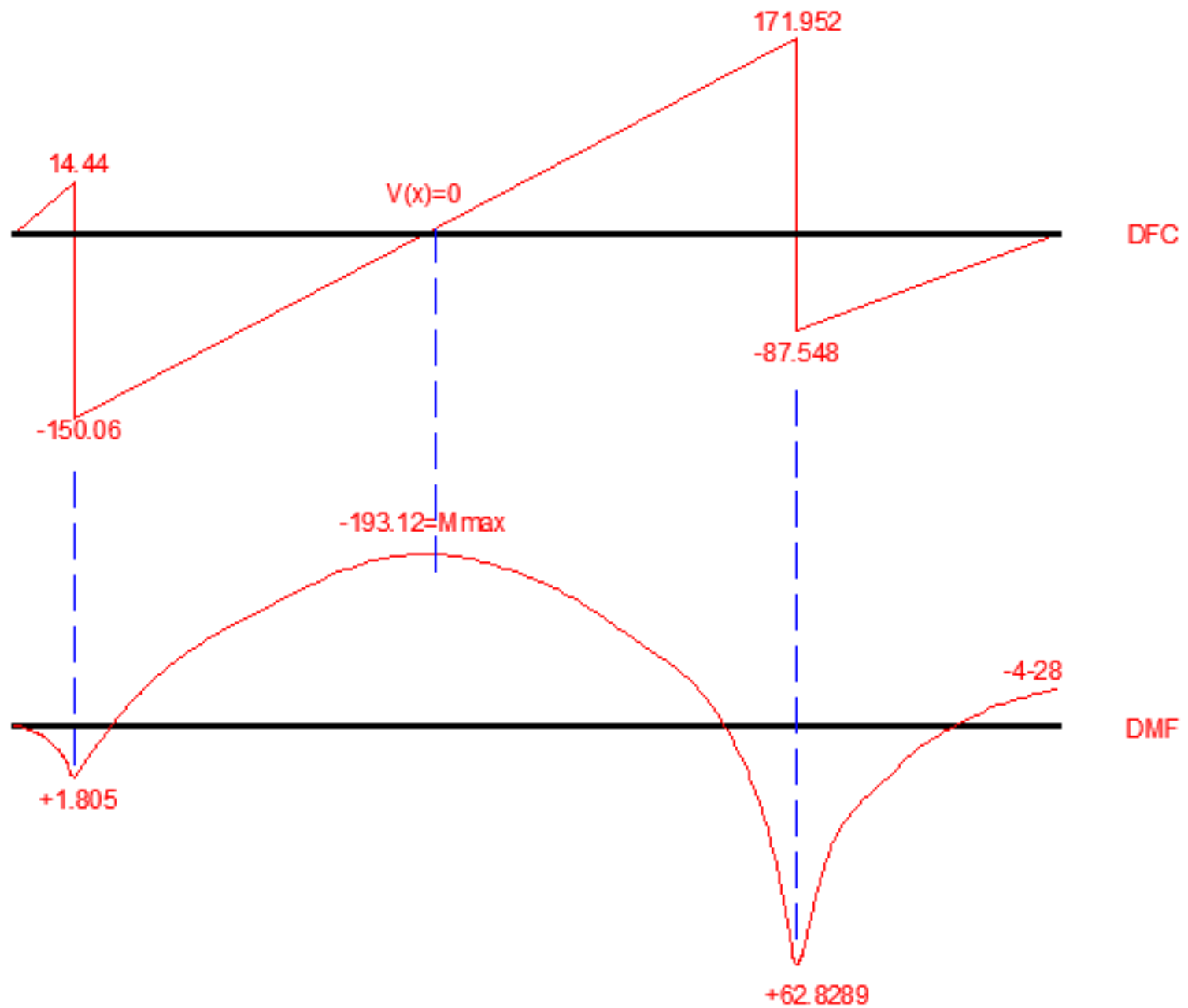
$$V(x) = 57.76x \Rightarrow M(x) = 57.76 \frac{x^2}{2}$$

Tramo: $0.25 \leq X \leq 5.825$

$$V(x) = 57.76x - 164.5$$
$$\Rightarrow M(x) = 57.76 \frac{x^2}{2} - 164.5(x - 0.25)$$

Tramo: $5.825 \leq X \leq 7.35$

$$V(x) = 57.76x - 164.5 - 260$$
$$\Rightarrow M(x) = 57.76 \frac{x^2}{2} - 164.5(x - 0.25) - 260(x - 5.825)$$



6.1) Fuerza cortante a “d” de la columnas:

$$V(x) = 57.76x - 164.5 \Rightarrow V(1) = -106.74\text{Ton}$$

$$V(x) = 57.76x - 164.5 \Rightarrow V(5) = 124.3\text{Ton}$$

$$V(x) = 57.76x - 164.5 - 260 \Rightarrow V(6.65) = -40.40$$

$$V_{\max} = 124.3\text{Ton}$$

6.1) Resistencia del concreto a corte por flexión

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}(b)(d)$$

$$V_c = 0.53\sqrt{210}(260)(50) = 99845.58\text{kg} \approx 99.85\text{Ton}$$

$$\phi V_c = 0.85(99.85\text{Ton}) = 84.87\text{Ton}$$

$$V_{\max} = 124.3\text{Ton} > \phi V_c = 84.87\text{Ton} \quad \text{Aumentar peralte “d”}$$

$$d = 70\text{cm} \quad \Rightarrow \quad h_z = d + 10 = 80\text{cm}$$

7) VERIFICACIÓN DE PRESIÓN EN LA BASE DE LA ZAPATA NUEVAMENTE

$$\sigma_n = \sigma_t - \gamma_t h_t - \gamma_{cs} h_{piso} - h_z \gamma_z - s/c$$

$$\sigma_n = 20 - 1.8(0.5) - 2.3(10) - 0.8(2.4) - 0.5 = 16.45 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma = \frac{P}{A_z} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

7.1) Consideramos el 100% de carga permanente en ambas columnas, el 50% de la carga viva en la columna 1 y 100% en la columna 2

$$\sigma := \frac{267.5}{7.35 \cdot 2.60} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot (0.225)}{7.35} \right) = 16.569$$

$$\sigma_n = 16.45 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} < \sigma = 16.569 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \quad \text{Aumentar } B=2.65\text{m}$$

$$\sigma = \frac{267.5}{7.35 \times 2.65} \left(1 + \frac{6 \times 0.225}{7.35} \right) = 16.26 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_n = 16.45 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} > \sigma = 16.26 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \quad \text{Conforme!!!!}$$

7.2) Consideramos el 100% de carga permanente en ambas columnas, el 100% de la carga viva en la columna 1 y 50% en la columna 2

$$\sigma = \frac{260}{7.35 \times 2.65} \left(1 + \frac{6 \times 0.205}{7.35} \right) = 15.58 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_n = 16.45 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} > \sigma = 15.58 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

7.3) Reacción Amplificada del terreno por Unidad de Área y longitud

$$W_{nu} = \frac{P_{u1} + P_{u2}}{A_z}$$

$$P_u = 1.4(P_{CM}) + 1.7(PCV) \rightarrow \begin{cases} P_{u1} = 1.4(75) + 1.7(35) = 164.5 \\ P_{u2} = 1.4(125) + 1.7(50) = 260 \end{cases}$$

$$W_{nu} = \frac{424.5}{7.35 \times 2.65} = 21.794 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \quad \text{Presión por área}$$

$$W_{nu} = \left[\frac{424.5}{7.35 \times 2.65} \right] \times 2.65 = 57.76 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} \quad \text{Presión por longitud}$$

7.4) Verificación de corte por flexión a una distancia de “d=0.70” de cada columna

$$V(x) = 57.76x - 164.5 \Rightarrow V(1.2) = -95.19Ton$$

$$V(x) = 57.76x - 164.5 \Rightarrow V(4.8) = 112.748Ton$$

$$V(x) = 57.76x - 164.5 - 260 \Rightarrow V(6.85) = -28.85Ton$$

$$V_{\max} = 112.748Ton$$

7.5) Resistencia del concreto a corte por flexión

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c}(b)(d)$$

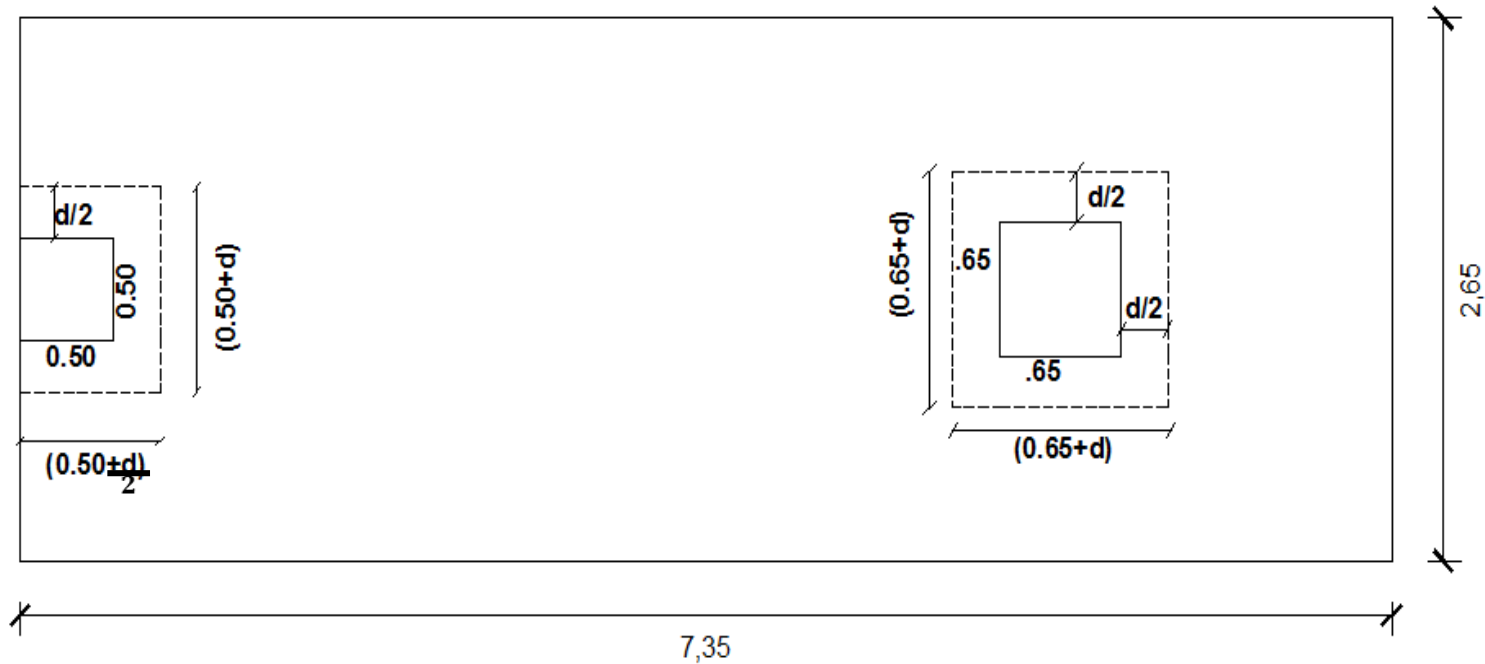
$$V_c = 0.53\sqrt{210}(265)(70) = 142471.97kg \cong 142.47Ton$$

$$\phi V_c = 0.85(142.47) = 121.0995Ton$$

$$V_{\max} = 112.75 < \phi V_c = 121.10Ton$$

Conforme!!!

7.6) Verificación de corte por Punzonamiento a “d/2” de la cara de las columnas



- **Columna exterior:**

$$bo_1 = 2 \left(0.50 + \frac{d}{2} \right) + (0.50 + d) = 2.90m$$

$$Ao_1 = \left(0.50 + \frac{d}{2} \right) (0.50 + d) = 1.02m^2$$

- **Columna interior:**

$$bo_2 = 2(0.65 + d) + 2(0.65 + d) = 5.4m$$

$$Ao_2 = (0.65 + d)(0.65 + d) = 1.83m^2$$

- Columna exterior:

$$V_{u1} = Pu_1 - W_{nu} (Ao_1)$$

$$Vu_1 = 164.5 - 21.79(1.02) = 142.27Ton$$

$$V_c = 0.27 \left[2 + \frac{4}{\beta_c} \right] \sqrt{f'c} (b_0)(d) = 0.27 \left(2 + \frac{4}{1} \right) \sqrt{210} (290)(70) = 476563.42kg \approx 476.56Ton$$

$$V_c = 0.27 \left[\frac{\alpha_s d}{b_0} + 2 \right] \sqrt{f'c} (b_0)(d) = 0.27 \left(\frac{30*70}{290} + 2 \right) \sqrt{210} (290)(70) = 734017.215kg \approx 734.017Ton$$

$$V_c = 1.1 \sqrt{f'c} (b_0)(d) = 1.1 \sqrt{210} (290)(70) = 323592.44 \approx 323.59Ton$$

$$V_c = 323.59Ton$$

$$\phi V_c = 0.85(323.59)Ton$$

$$\phi V_c = 275.08Ton > V_{u1} = 142.27Ton \quad \text{conforme}$$

- Columna interior:

$$V_{u2} = Pu_2 - W_{nu} (Ao_2)$$

$$V_{u2} = 260 - 21.79(1.83) = 220.124Ton$$

$$V_c = 0.27 \left[2 + \frac{4}{\beta_c} \right] \sqrt{f'c} (b_0)(d) = 0.27 \left[2 + \frac{4}{1} \right] \sqrt{210} (540)(70) = 887393.95kg = 887.69Ton$$

$$V_c = 0.27 \left[\frac{\alpha_s d}{b_0} + 2 \right] \sqrt{f'c} (b_0)(d) = 0.27 \left[\frac{40 \times 70}{540} + 2 \right] \sqrt{210} (540)(70) = 10626881.64kg = 1062.68Ton$$

$$V_c = 1.1 \sqrt{f'c} (b_0)(d) = 1.1 \sqrt{210} (540)(70) = 602551.45kg = 602.55Ton$$

$$\phi V_c = 0.85(602.55) = 512.17Ton$$

$$\phi V_c 512.17Ton > V_{u2} = 220.124Ton \quad \text{conforme}$$

8) DISEÑO DE REFUERZO POR FLEXIÓN: CALCULO DE REFUERZO SUPERIOR

8.1) Momento máximo de diseño

$$M_u = \phi(b)(d^2)(f'_c)(w)[1 - 0.59w]$$

$$M_u = 193.12 \text{ Ton} - m$$

$$b = 265 \text{ cm}$$

$$d = 70 \text{ cm}$$

$$f'_c = 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi = 0.90$$

$$A_s = 76.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Si: } \phi 1" \quad \Rightarrow \quad N_v := \frac{A_s}{5.07} = 15.184 \quad \Rightarrow \quad N_v \approx 16$$

$$\rho = \frac{76.98 \text{ cm}^2}{265 \times 70} = 0.004 > \rho_{\min} = 0.0018$$

Usar: $16\phi 1" @ 17$

9) DISEÑO DE REFUERZO POR FLEXIÓN: CALCULO DE REFUERZO INFERIOR

9.1) Momento máximo de diseño

$$Mu = \phi(b)(d^2)(f'c)(w)[1 - 0.59w]$$

$$M_u = 62.83 \text{ Ton} - m$$

$$b = 265 \text{ cm}$$

$$d = 70 \text{ cm}$$

$$f'c = 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi = 0.90$$

$$A_s = 23.745 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{23.745}{265 \times 70} = 0.001$$

$$\rho_{\min} = 0.0018$$

$$A_{\min} = 0.0018(B)(h_z)$$

$$A_{s\min} := 0.0018 \cdot 265 \cdot 80 = 38.16$$

$$N_v := \frac{38.16}{2.85} = 13.389 \Rightarrow N_v = 14$$

$$\text{Usar: } 14 \phi \frac{3}{4}'' @ 19$$

10) DISEÑO DE REFUERZO EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL



$$d := 0.70$$

$$b1 := 0.5 + \frac{d}{2} = 0.85$$

$$d := 0.70$$

$$b2 := 0.65 + \frac{d}{2} + \frac{d}{2} = 1.35$$

Zapata exterior

$$q_{Nu} = \frac{P_{u1}}{B} = \frac{164.5 \text{ Ton}}{2.65 \text{ m}} = 62.08 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$L_{v1} = \frac{2.65 - 0.5}{2} = 1.075 \text{ m}$$

$$M_u = 60.08 \frac{(1.075)^2}{2} = 35.60 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_u = \phi(b)(d^2)(f'c)w(1 - 0.59w)$$

$$\phi = 0.9$$

$$b = 85 \text{ cm}$$

$$d = 70 \text{ cm}$$

$$f'c = 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$A_s = 13.685 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0.0018(85)(80) = 12.24 \text{ cm}^2$$

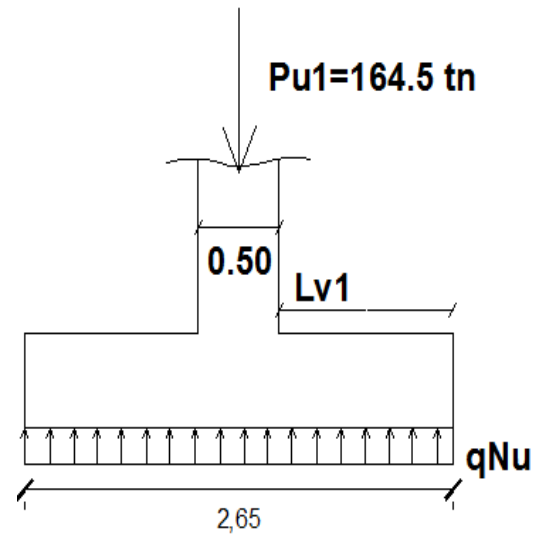


$$A_s > A_{smin}$$



$$N_v = \frac{13.685}{2.85} 4.082 \approx 5$$

$$\text{Usar: } 5\phi \frac{3}{4} " @ 0.17$$



Zapata Interior

$$q_{Nu} = \frac{P_{u2}}{B} = \frac{260 \text{ Ton}}{2.65 \text{ m}} = 98.113 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$L_{v2} = \frac{2.65 - 0.65}{2} = 1 \text{ m}$$

$$M_u = 98.113 \frac{1^2}{2} = 49.057 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$M_u = \phi(b)(d^2)(f'_c)w(1 - 0.59w)$$

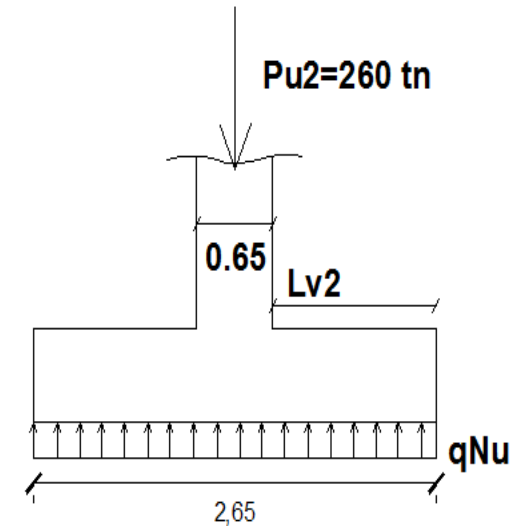
$$\phi = 0.9$$

$$b = 135 \text{ cm}$$

$$d = 70 \text{ cm}$$

$$f'_c = 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$A_s = 18.9 \text{ cm}^2$$



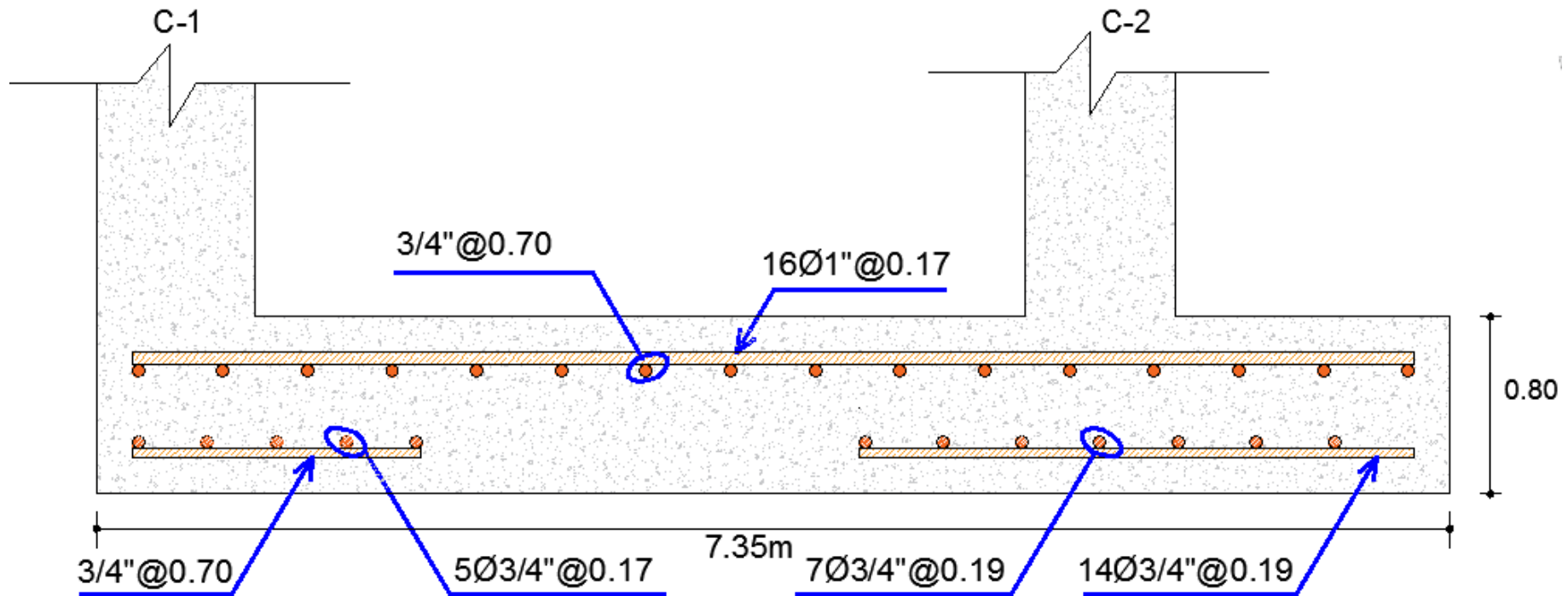
$$A_{smin} = 0.0018(135)(80) = 19.44 \text{ cm}^2 \quad \text{Como: } A_{smin} > A_s \Rightarrow A_{smin} = 19.44 \text{ cm}^2$$

$$\text{Si: } \phi 3/4" \quad N_v = \frac{19.44}{2.85} = 6.821 \approx 7 \quad \text{Usar: } 7\phi 3/4" @ 0.19$$

Acero de Montaje:

$$\text{Si: } \phi \frac{3}{4}'' \Rightarrow S = 36(\phi) = 36(1.91) = 68.76\text{cm}$$

$$\text{Usar: } \phi \frac{3}{4}'' @ 0.70\text{m}$$



DETALLE FINAL

GRACIAS



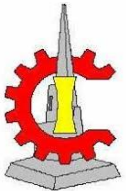
FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS GEOLOGÍA Y CIVIL
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



CONCRETO ARMADO II

CIMENTACIONES

PROFESOR: ROLANDO CISNEROS AYALA
INGENIERO CIVIL POR LA UNSCH
INGENIERO ESTRUCTURAL POR UGR



FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS GEOLOGÍA Y CIVIL
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



1.4.2 ZAPATAS CENTRADAS CON CARGA EXCÉNTRICA

En las zapatas cargadas excéntricamente, la reacción del suelo no es uniforme y tiene una distribución que puede ser trapezoidal o triangular. Si la excentricidad es grande puede resultar esfuerzos de tracción sobre un lado de la cimentación. Es recomendable dimensionar de manera que la carga este dentro del tercio central de manera de evitar esfuerzo de tracción en el suelo que teóricamente puede ocurrir antes de la redistribución de esfuerzos.

Para estos casos se puede evaluar la presión actuante con la expresión:

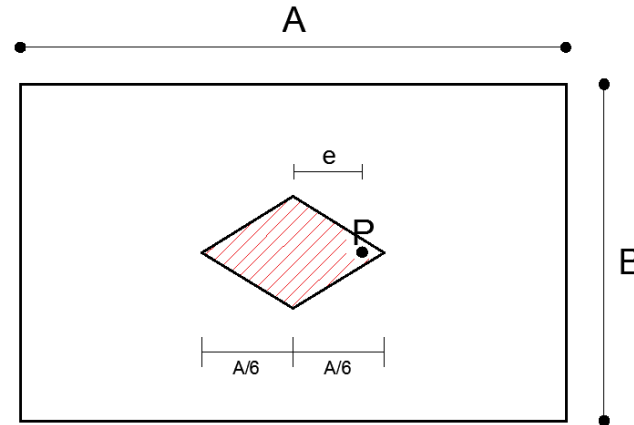
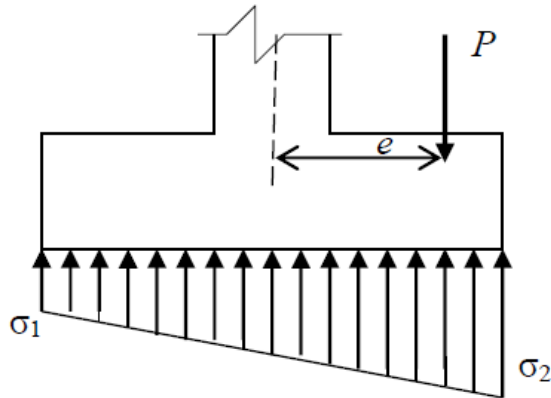
$$\sigma = \frac{P}{Az} \pm \frac{My}{I}$$

Esfuerzo de presión directa

Esfuerzo de flexion

A) PRIMER CASO $e < A/6$

En este caso el esfuerzo directo de compresión es mayor que el esfuerzo de flexión.



$$\sigma_1 = \frac{P}{Az} - \frac{My}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{P}{Az} + \frac{My}{I}$$

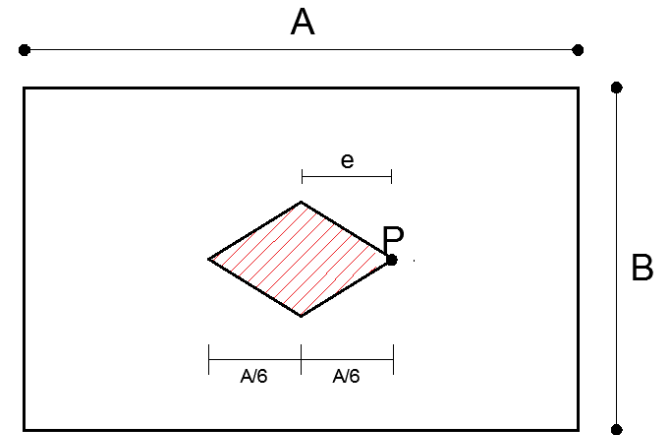
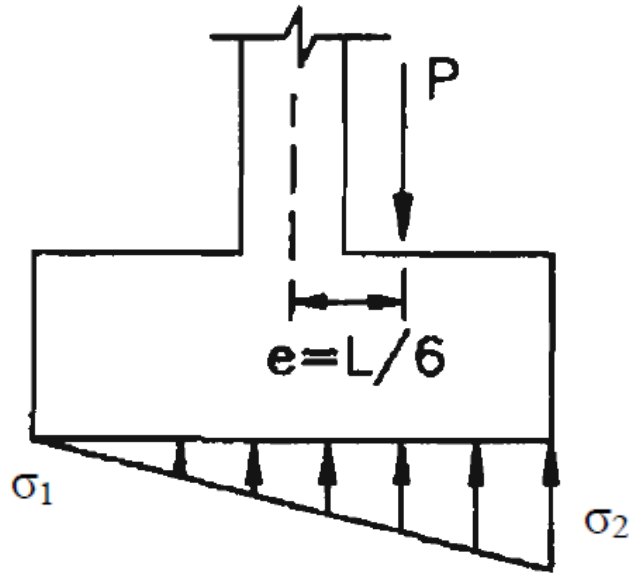
$$\sigma_{1,2} = \frac{P}{Az} \pm \frac{P \cdot e \cdot A/2}{\frac{BA^3}{12}} = \frac{P}{Az} \pm \frac{6Pe}{3A^2} = \frac{P}{Az} \left(1 \pm \frac{6e}{A} \right)$$

$$\sigma_1 = \frac{P}{Az} \left(1 + \frac{6e}{A} \right) < \sigma_t$$

$$\sigma_2 = \frac{P}{Az} \left(1 - \frac{6e}{A} \right) < \sigma_t$$

$$y = \frac{A}{2}, \quad I = \frac{BA^3}{12}, \quad M = P \cdot e.$$

B) PRIMER CASO $e = A/6$

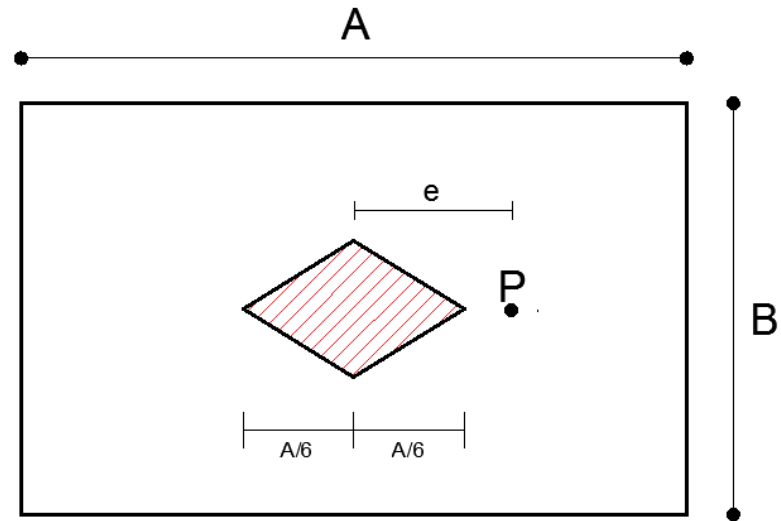
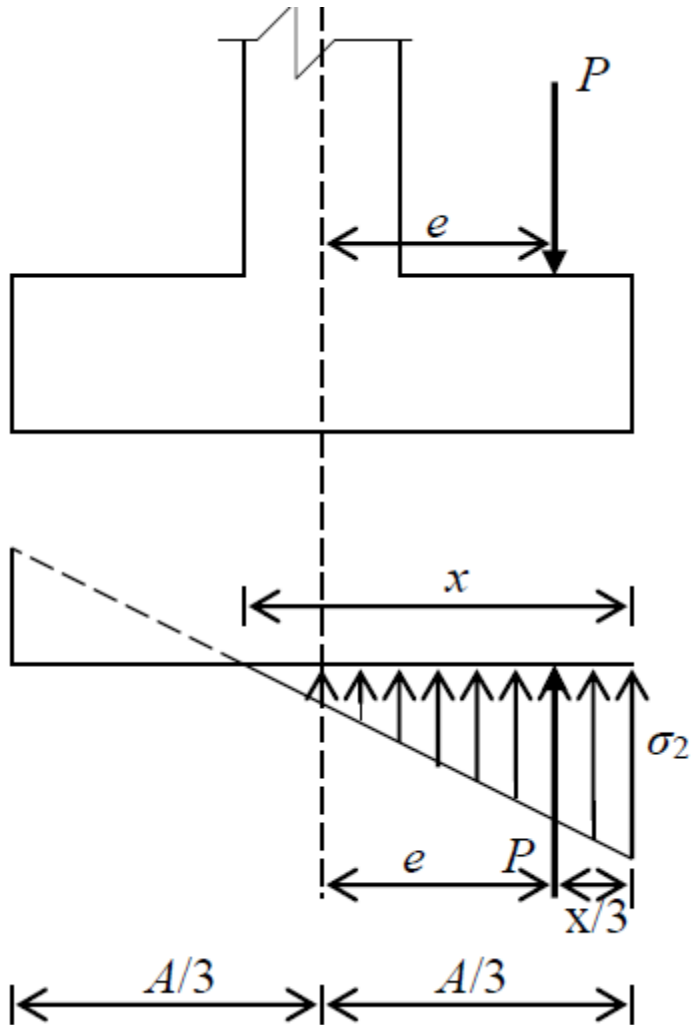


$$\sigma_1 = \frac{P}{Az} \left(1 - \frac{6 A/6}{A} \right) = 0$$

$$\sigma_2 = \frac{P}{Az} \left(1 + \frac{6 \times A/6}{A} \right) = \frac{2P}{Az}$$

$$\therefore \sigma_1 = 0 \quad \sigma_2 = \frac{2P}{Az} < \sigma_t$$

C) PRIMER CASO $e > A/6$

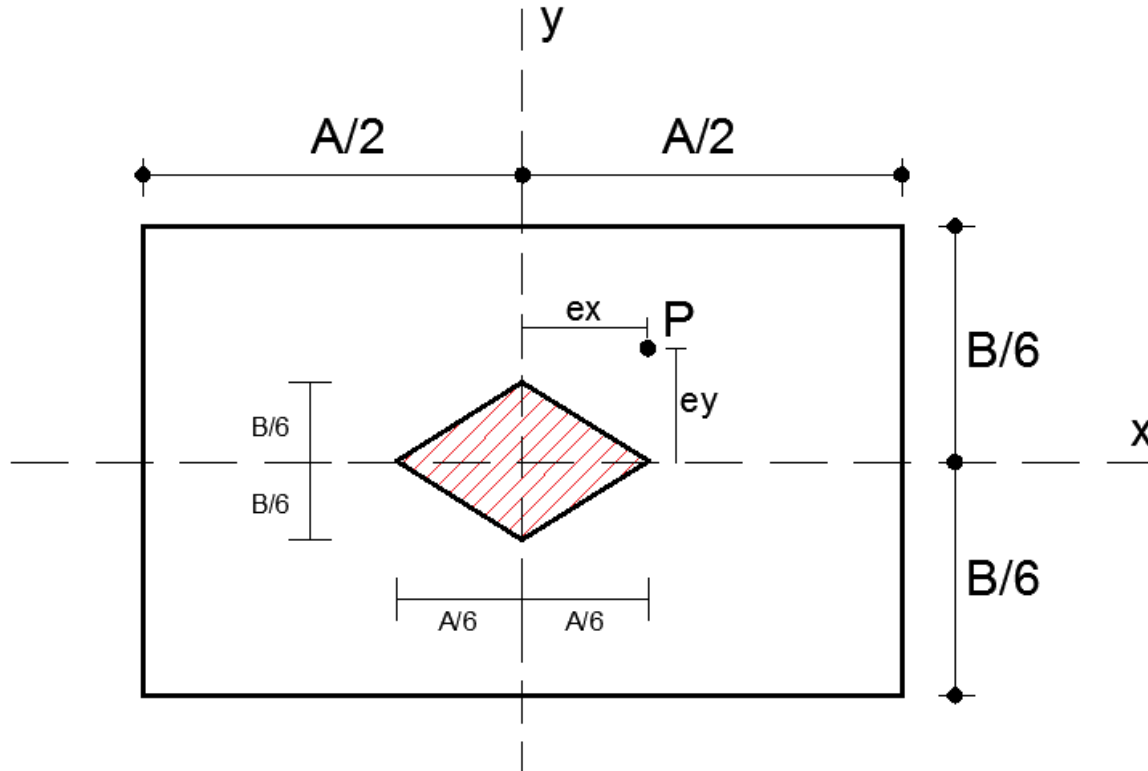


$$\frac{x}{3} = \frac{A}{2} - e \quad , \quad x = 3 \left(\frac{A}{2} - e \right)$$

$$P = \frac{\sigma_2 \cdot x \cdot B}{2} \Rightarrow \sigma_2 = \frac{2P}{x \cdot B} = \frac{2P}{3 \left(\frac{A}{2} - e \right) B}$$

$$\therefore \sigma_2 = \frac{2P}{3B \left(\frac{A}{2} - e \right)} < \sigma_t$$

D) ZAPATAS AISLADAS RECTANGULARES SOMETIDAS A CARGA VERTICAL Y MOMENTO BIAIXIAL



$$\sigma_{1,2,3,4} = \frac{P}{A \times B} \left(1 \pm \frac{6e_x}{A} \pm \frac{6e_y}{B} \right)$$

e_x =Excentricidad paralela en la dirección paralela a "A"

e_y =Excentricidad paralela en la dirección paralela a "B"

GRACIAS



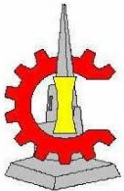
FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS GEOLOGÍA Y CIVIL
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



CONCRETO ARMADO II

CIMENTACIONES

PROFESOR: ROLANDO CISNEROS AYALA
INGENIERO CIVIL POR LA UNSCH
INGENIERO ESTRUCTURAL POR UGR



FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS GEOLOGÍA Y CIVIL
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



PROBLEMA N°01:

Diseñe una zapata aislada, que tiene las siguientes características: Columna: 40x80cm (80 cm en el eje x y 40cm en el eje y), donde actúa una carga muerta de $P_m=130\text{Ton}$ y una carga viva de $P_v=70\text{Ton}$, Además de ello actúan las siguientes cargas y momentos de la siguiente tabla:

CARGAS Y MOMENTOS EN LA DIRECCIÓN X	CARGAS Y MOMENTOS EN LA DIRECCIÓN Y
$M_{mx}=10\text{ Ton-m}$	$M_{my}=2\text{ Ton-m}$
$M_{vx}=6\text{ Ton-m}$	$M_{vy}=1\text{ Ton-m}$
$M_{sx}=15\text{ Ton-m}$	$M_{sy}=13\text{ Ton-m}$
$P_{sx}=10\text{ Ton}$	$P_{sy}=9\text{ Ton}$

La capacidad portante del suelo es de $3\text{kg/cm}^2=30\text{Ton/m}^2$.

Donde:

P_m =Carga muerta

P_v =Carga Viva

M_{mx} =Momento por carga muerta en la dirección x

M_{vx} =Momento por carga viva en la dirección x

M_{sx} =Momento por carga sísmica en la dirección x

P_{sx} =Carga sísmica vertical en debido al sismo en la dirección x

M_{my} =Momento por carga muerta en la dirección y

M_{vy} =Momento por carga viva en la dirección y

M_{sy} =Momento por carga sísmica en la dirección y

P_{sy} =Carga sísmica vertical debido al sismo en la dirección y

SOLUCIÓN:

Dado que hay momentos en las dos direcciones, se tendrá que verificar diversas hipótesis, teniendo presente que el sismo no actúa simultáneamente en las dos direcciones.

1) Dimensionamiento:

1era Verificación (Momentos sin sismo)

Peso de zapata

$$A_{tentativa} := \frac{P_m + P_v + P_z}{q_{sn}}$$

$$A_{tentativa} := \frac{(130 + 70) \cdot 1.06}{27} = 7.852 m^2$$

$$P_z = 6\%(P_M + P_v)$$

Se considera 27 en lugar de 30 (dato del suelo) debido a que en este tanteo no se están tomando en cuenta los momentos.

$$L := \sqrt{7.852} + \frac{1}{2} (0.8 - 0.4) = 3.002 \approx 3m$$

$$B := \sqrt{7.852} - \frac{1}{2} (0.8 - 0.4) = 2.602 \approx 2.6m$$

$$Area = 3 \times 2.6 = 7.8 m^2$$

2) Primera verificación en la dirección X (Condición uniaxial):

$$\sigma = \frac{P}{A_z} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{P}{A_z} + \frac{6M}{BL^2}$$

$$q := \frac{(130 + 70) \cdot 1.06}{2.60 \cdot 3} + \frac{6 \cdot (10 + 6)}{2.6 \cdot 3^2} = 31.282 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Como la presión obtenida es mayor a la admisible y todavía falta verificar la condición real de flexión biaxial, aumentamos las dimensiones de la zapata.

$$B = 2.70\text{m}$$

$$L = 3.10\text{m}$$

3) Verificamos biaxialmente sin considerar las cargas sísmicas

$$q = \frac{(P_M + P_v + P_z)}{B \times L} + \frac{6(M_{mx} + M_{Mvx})}{B \times L^2} + \frac{6(M_{my} + M_{Mvy})}{L \times B^2}$$

$$q := \frac{200 \cdot 1.06}{2.7 \cdot 3.1} + \frac{6 \cdot (10 + 6)}{2.7 \cdot 3.1^2} + \frac{6 \cdot (2 + 1)}{3.1 \cdot 2.7^2} = 29.825 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

4) Segunda verificación considerando sismos en la dirección x :

$$q = \frac{(P_M + P_V + P_{sx}) \cdot 1.06}{B \cdot L} + \frac{6(M_{mx} + M_{vx} + M_{sx})}{B \cdot L^2} + \frac{6(M_{my} + M_{vy})}{L \cdot B^2}$$

$$q := \frac{(130 + 70 + 10) \cdot 1.06}{2.7 \cdot 3.1} + \frac{6 \cdot (10 + 6 + 15)}{2.7 \cdot 3.1^2} + \frac{6 \cdot (2 + 1)}{3.1 \cdot 2.7^2} = 34.56 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Esta presión es mayor a la resistente, sin embargo, la mayoría de los Ingenieros de Suelos reconocen que se puede considerar hasta un 33% de incremento en la presión resistente al tratarse el sismo de un efecto eventual y de corta duración. (Norma E.060)

5) Tercera verificación considerando sismos en la dirección y :

$$q = \frac{(P_M + P_V + P_{sy}) \cdot 1.06}{B \cdot L} + \frac{6(M_{mx} + M_{vx})}{B \cdot L^2} + \frac{6(M_{my} + M_{vy} + M_{sy})}{L \cdot B^2}$$

$$q := \frac{(130 + 70 + 9) \cdot 1.06}{2.7 \cdot 3.1} + \frac{6 \cdot (10 + 6)}{2.7 \cdot 3.1^2} + \frac{6 \cdot (2 + 1 + 13)}{3.1 \cdot 2.7^2} = 34.416 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

6) Diseño de zapata:

Se tendrá que realizar los cálculos de presión, amplificando las cargas y momentos con sus respectivos factores de carga y las combinaciones correspondientes y o obtener la presión ultima.

Sin embargo este proceso podemos simplificar, si amplificamos directamente la presión obtenida con cargas de servicio usando los factores de carga intermedio.

$$U = 1.4CM + 1.7CV \quad \Rightarrow \quad \text{coeficiente} = \frac{1.7 + 1.4}{2} = 1.55 \approx 1.6$$

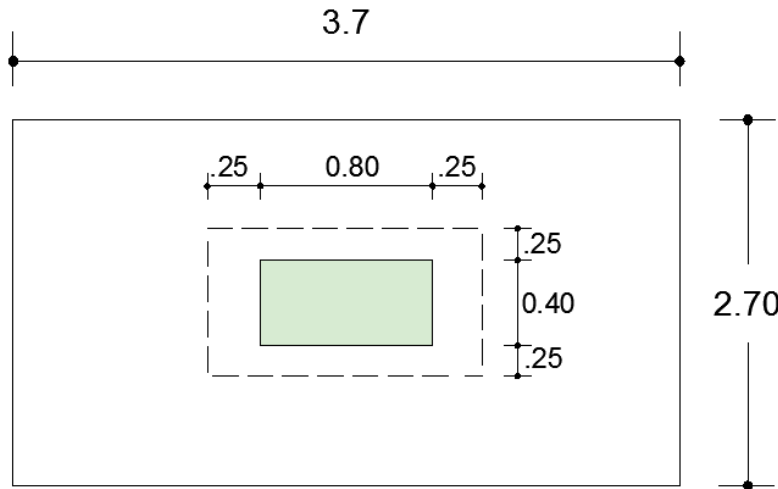
$$U = 1.25(CM + CV) \pm CS \quad \Rightarrow \quad \text{coeficiente} = 1.25$$

PRESIÓN CON CARGAS DE SERVICIO	PRESIÓN AMPLIFICADA APROXIMADA
PRESIÓN SIN CARGA SÍSMICA : $q_u=29.83\text{Ton/m}^2$	$q_u=29.83(1.6)=47.72 \text{ Ton/m}^2$
PRESIÓN CON SISMO EN X : $q_u=34.56\text{Ton/m}^2$	$q_u=34.56 (1.25)=43.20 \text{ ton/m}^2$
PRESIÓN CON SISMO EN Y: $q_u=34.41\text{Ton/m}^2$	$q_u=34.41(1.25)=43.01 \text{ ton/m}^2$

El diseño se realiza con la máxima presión: $q_u=47.72\text{Ton/m}^2$

6.1) Verificación de corte por punzonamiento:

Suponiendo un peralte efectivo de: $d=50\text{cm}$



$$b_o = 2(130) + 2(90) = 440\text{cm} = 4.40\text{m}$$

$$A_o = 0.9 \times 1.30 = 1.17\text{m}^2$$

$$A_{total} = 3.10 \times 2.70\text{m}^2$$

Cortante de punzonamiento:

$$V_u = q_u (A_{total} - A_o)$$

$$Vu := 47.72 \cdot (8.37 - 1.17) = 343.584 \text{ Ton}$$

Cortante resistente de concreto al punzonamiento:

$$V_c = \left(0.53 + \frac{1.1}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} (b_o) (d)$$

$$V_c = \left(0.53 + \frac{1.1}{2}\right) \sqrt{210}(440)(50) = 344315 \text{kg}$$

$$V_c = 344.315 \text{Ton}$$

$$\phi V_c = 0.85(344.315 \text{Ton}) = 292.6 \text{Ton}$$

$$V_u > \phi V_c \quad (\text{No cumple, aumentar peralte de la zapata})$$

Aumentaremos el peralte efectivo a: $d=60\text{cm}$

$$b_o = 2(60 + 80) + 2(40 + 60) = 480 \text{cm} = 4.80 \text{m}$$

$$A_o = 1 \times 1.40 = 1.40 \text{m}^2$$

$$A_{total} = 8.37 \text{m}^2$$

Cortante resistente de concreto al punzonamiento:

$$V_u := 47.72 \cdot (8.37 - 1.40) = 332.608 \text{ Ton}$$

Cortante resistente de concreto al punzonamiento:

$$V_c = \left(0.23 + \frac{1.1}{2}\right) \sqrt{210}(480)(60)$$

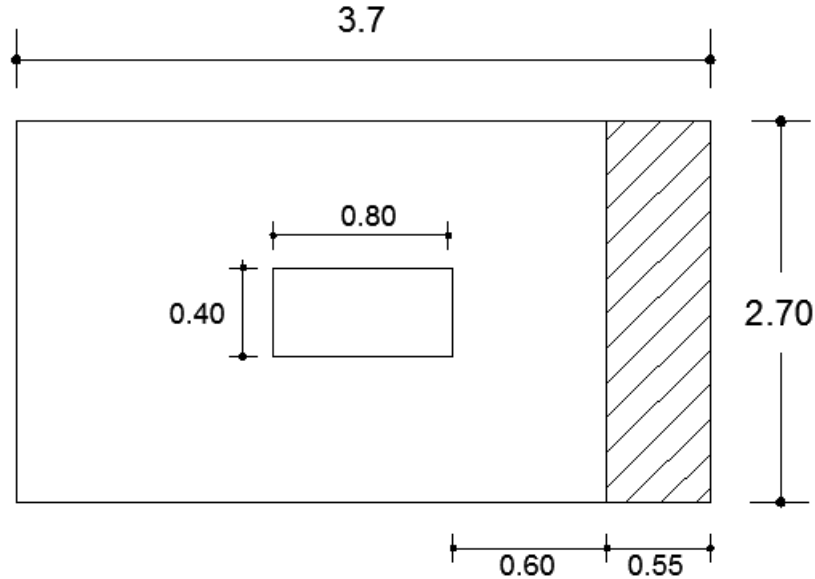
$$V_c = 450.739 \text{Ton}$$

$$\phi V_c = 0.85(450.739 \text{Ton}) = 383.1 \text{Ton}$$



$$V_u < \phi V_c \dots 0k$$

6.2) Verificación de corte por flexión:



Cortante de diseño:

$$V_u := 47.72 \cdot (2.70) \cdot (1.15 - 0.6) = 70.864 \text{ Ton}$$

Cortante de diseño:

$$V_c = 0.53\sqrt{210}(270)(60) = 124400 \text{ kg}$$

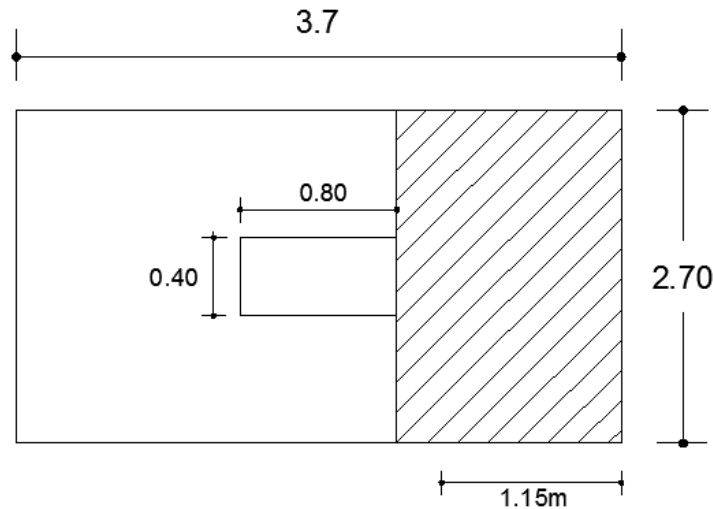
$$V_c = 124.4 \text{ Ton}$$

$$\phi V_c = 0.85(124.4 \text{ Ton}) = 105.7 \text{ Ton}$$



$$V_u < \phi V_c \dots Ok$$

6.3) Calculo de acero por flexion:



$$M_u = q_u \frac{(L_v)^2 (B)}{2}$$

$$Mu := 47.72 \cdot \frac{1.15^2 \cdot 2.70}{2} = 85.198 \text{ Ton} - m$$

$$M_u = \phi(b)(d^2)(f'c)(w)[1 - 0.59w]$$

$$\phi = 0.90$$

$$b = 270\text{cm}$$

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

$$f'c = 210\text{kg/cm}^2$$

$$w_1 = 0.047 \Rightarrow \rho = 0.00235 \Rightarrow A_s = 38.07\text{cm}^2$$

$$w_2 = 1.648$$

$$A_{min} := 0.0018 \cdot 270 \cdot 70 = 34.02 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} := 301.1 \text{ cm}^2$$

Se Usará: $\phi \frac{5}{8}''$ $N_v := \frac{38.07}{1.98} = 19.227$ $\Rightarrow N_v \approx 19 @ 0.14$

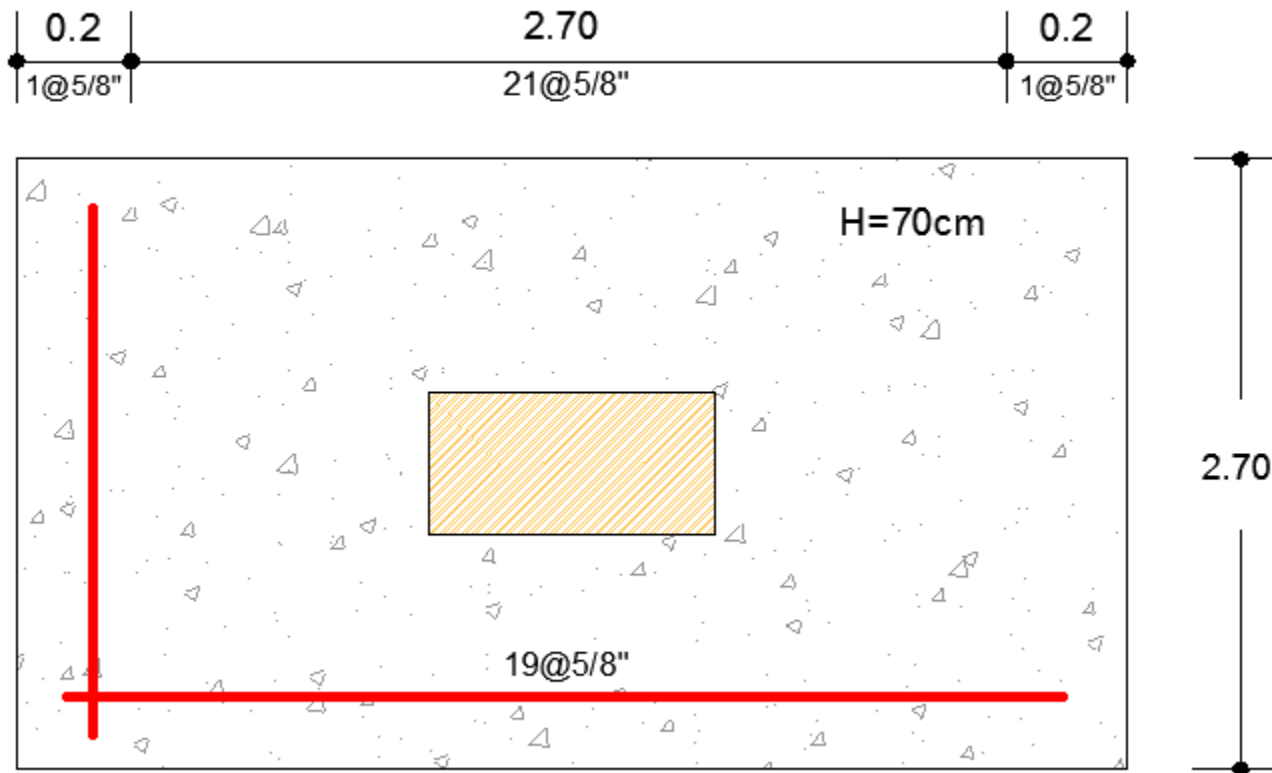
Para el lado largo, como hay una relación significativa entre lado largo y el ancho:

$$A_s = \frac{3.10}{2.70} (38.07) = 43.70 \text{ cm}^2$$

$$\text{Como: } \frac{2}{R+1} = \frac{2}{\left(\frac{3.1}{2.7} + 1\right)} = 0.93$$

Por lo tanto $0.93(43.70) = 40.68 \text{ cm}^2$ debe concentrarse en un ancho central de 2.70. El resto de refuerzo $43.70 - 40.68 = 3.02 \text{ cm}^2$ debe repartirse uniformemente en la zonas laterales de la zapata, $(3.10 - 2.70)/2 = 0.2 \text{ m c/u}$

En la zona central 21 varillas de 5/8" y la zona lateral 1 varilla de 5/8":



Detalle final de acero:

GRACIAS



FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS GEOLOGÍA Y CIVIL
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

