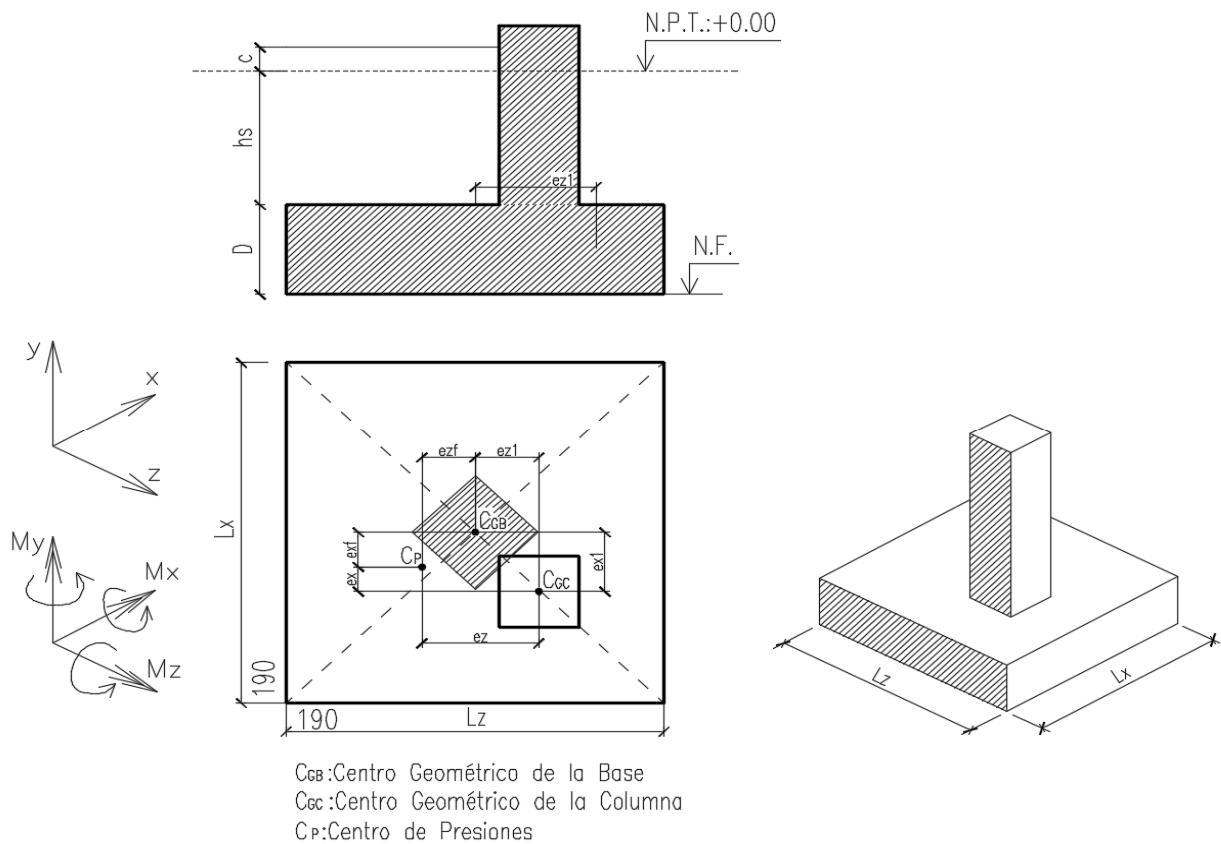


DISEÑO DE BASE AISLADA RÍGIDA CON DOBLE EXCENTRICIDAD

3.2.1 - DATOS GEOMETRICOS BASE B5

Ancho Columna:	$C_z =$	0.68 m
Largo Columna:	$C_x =$	0.68 m
Excentricidad en z :	(Del eje de la columna respecto del baricentro de la Base)	$e_{z1} =$	0.32 m
Excentricidad en x :	(Del eje de la columna respecto del baricentro de la Base)	$e_{x1} =$	0.33 m
Recubrimiento Zapata:	$C_0 =$	0.05 m
Nivel de Fundación :	N.F.=	-1.5 m
Altura de la Zapata :	$D =$	0.5 m
Altura de relleno suelo :	$h_s =$	1 m
Altura del Fuste, medido desde el N.P.T. hasta la Placa de Anclaje	$C =$	0.30 m



3.2.2 - CARACTERÍSTICAS DEL SUELO DE FUNDACIÓN

S/Documento: I-GIO-209-101975-RT-C-001

Tensión Admisible del Suelo:	$\sigma_{adm} =$	14 Tn/m ²
Cota de Fundación:	N.F.:	-1.20/-1.50m
Coef. de Compresibilidad Fondo:	$C_F =$	5 Kg/cm ³
Coef. de Compresibilidad Lateral:	$C_L =$	2 Kg/cm ³
Coef. Fricción S-H°:	$\mu =$	0.30
Ángulo de Fricción interna:	$\theta =$	28
Ángulo Suelo Gravante:	$\beta =$	10
Peso Especifico Aparente Seco:	$\gamma =$	1.74 tn/m ³

3.2.3 - PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Resistencia a compresión del Hormigón:	H-30 -	$f'_c =$	300 Kg/cm ²
Tensión de Fluencia del acero ADN420		$f_y =$	4200 Kg/cm ²
Peso específico del Hormigón:		$\gamma_{H^o} =$	2400 Kg/m ³
Factor de reducción por corte:		$\phi_v =$	0.75
Factor de reducción por tracción:		$\phi_t =$	0.90

3.2.4 - REACCIONES s/Documento: I-GIO-209-103890-MC-C-003, de fecha 31/01/2019

Cargas de Servicio- Nodo 4 - Pórtico Bi-Ménsula

Combinación de Carga 202: DL + V2 + B2 + F

Reacción horizontal en x	$F_x =$	233 Kg
Reacción vertical en y	$F_y =$	8057 Kg
Reacción horizontal en z	$F_z =$	-1171 Kg
Momento en x	$M_x =$	-4774 Kgm
Momento en y	$M_y =$	-6 Kgm
Momento en z	$M_z =$	-884 Kgm

Nota: La presente combinación corresponde a los máximos valores de F_y , M_x . En cambio, M_z no resulta dominante en la verificación de estabilidad. Si falla, será debido a las solicitaciones respecto del eje z

Cargas Ultimas debido a estados mayorados - Nodo 4 - Pórtico Bi-ménsula

Combinación de Carga 103: 1.2DL + 1.6(V2 + B2 + F)

Reacción horizontal en x	$F_{ux} =$	372 Kg
Reacción vertical en y	$F_{uy} =$	12314 Kg
Reacción horizontal en z	$F_{uz} =$	-1874 Kg
Momento en x	$M_{ux} =$	-7638 Kgm
Momento en y	$M_{uy} =$	-10 Kgm
Momento en z	$M_{uz} =$	-1415 Kgm

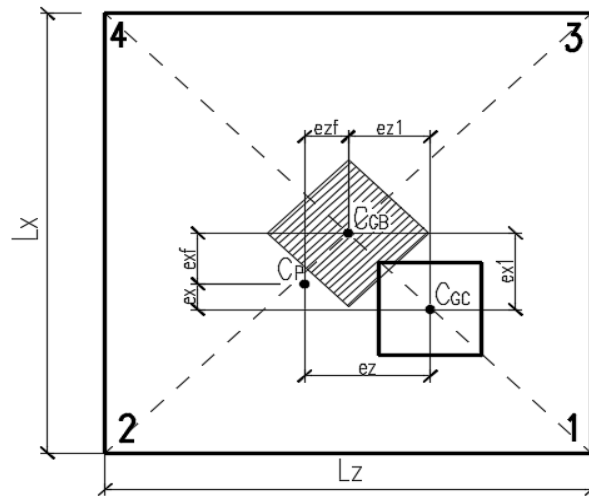
Nota: La presente combinación corresponde a los máximos valores de F_{uy} , M_{ux} . En cambio, M_{uz} no resulta dominante en la verificación a corte y flexión. Si falla, será debido a las solicitaciones respecto del eje z

3.2.5 - DISEÑO BASE AISLADA

Nota: Debido a la presencia de las construcciones existentes en la zona de emplazamiento, las bases serán diseñadas en función de las restricciones constructivas

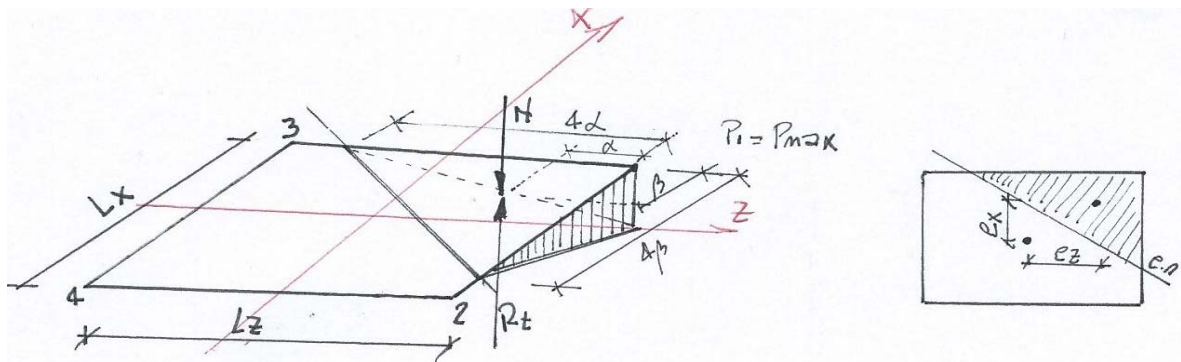
3.2.5.1 - DIMENSIONADO Y VERIFICACIÓN DE LA SUPERFICIE DE LA BASE

Area requerida:	$A = (F_y + P_{pf}) / \sigma_{adm} =$	0.679 m ²
Dimensiones propuestas:	Lz =	1.90 m
	Lx =	1.90 m
Peso propio del Fuste: $c_x \cdot c_y \cdot (h_s + C) \cdot \gamma_H$	$P_{pf} =$	1442.7 Kg
Excentricidades de Carga en z	$e_z = M_x / (F_y + P_{pf}) =$	0.50 m
Excentricidades de Carga en x	$e_x = M_z / (F_y + P_{pf}) =$	0.09 m
Excentricidades respecto al centro de la Base en z	$e_{zf} = e_z - e_{z1} =$	0.183 m
Excentricidades respecto al centro de la Base en x	$e_{xf} = e_x - e_{x1} =$	0.237 m



Para estados de solicitaciones no permanentes, se permite diseñar la base con la condición que como mínimo el 50% de su superficie esté presionada. Esta condición tiene validez también para el caso de excentricidades según los dos ejes

Es posible determinar la presión en el punto más solicitado. $p_{max} = \mu \cdot \frac{N}{a \cdot b}$



El coeficiente μ se obtiene de la Tabla de Phol, entrando con los siguientes valores:

$e_{zf} / Lz =$	0.10	$\rightarrow \mu = 2.34$	(Tabla Phol)
$e_{xf} / Lx =$	0.12		
		$N = F_y + P_{pf} =$	9499.7 Kg
		$a = Lz, b = Lx$	

Presión máxima en el punto más solicitado : $p_{max} = \mu \cdot \frac{N}{a \cdot b} = 0.616 \text{ Kg/cm}^2$

Se admite : $p_{max} \leq 1.33 \cdot \sigma_{adm} = 1.862 \text{ Kg/cm}^2$

Nota: Dada las estructuras existentes a pie de obra y restricciones constructivas, habrá que evaluar las solicitaciones consideradas en los cálculos y los márgenes de tolerancias, para que la ejecución de las fundaciones sean factibles.

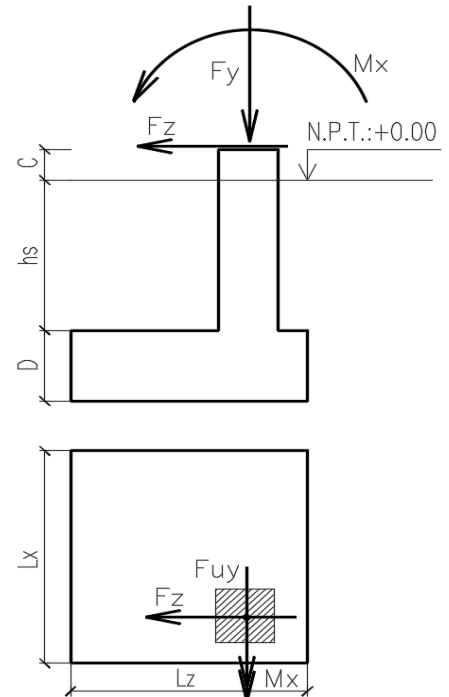
3.2.6 - VERIFICACIONES DE ESTABILIDAD

3.2.6.1 - VERIFICACIÓN AL VOLCAMIENTO

Se analiza sobre la dirección más solicitada, eje z
Se debe verificar:

$$\delta \cdot M_{estabilizada} \geq M_{volcador} \cdot \gamma_1$$

$$\delta \cdot \left(P_{SB} \cdot \frac{L_z}{2} + (P_{pf} + F_y) \left(\frac{L_z}{2} + e_{z1} \right) \right) \geq [M_x + F_z \cdot (D + h_s + C)] \gamma_1$$



Siendo:

Coefficiente reductor:

$$\delta = 0.8$$

Coefficiente de Seguridad:

$$\gamma_1 = 1.5$$

Peso propio del suelo y la base:

$$P_{SB} = 10613 \text{ Kg}$$

Peso propio del Fuste: $c_x \cdot c_y \cdot (h_s + C) \cdot \gamma_{H^0}$

$$P_{pf} = 1442.7 \text{ Kg}$$

Momento desestabilizador respecto del eje x

$$M_x = -4774 \text{ Kgm}$$

Reacción horizontal (z) a la altura de la placa de anclaje, donde nace la col. metálica

$$F_z = -1171 \text{ Kg}$$

Longitud de la base en dirección z:

$$L_z = 1.90 \text{ m}$$

Altura del Fuste, medido desde el N.P.T. hasta la Placa de Anclaje

$$C = 0.30 \text{ m}$$

Altura desde el Nivel de Fundación hasta la Placa de Anclaje:

$$(D + h_s + C) = 1.80 \text{ m}$$

$$\text{Luego: } \frac{\delta \cdot M_{estabilizada}}{M_x + F_z (D + h_s + C)} = \frac{17717.86701 \text{ Kgm}}{6881.8 \text{ Kgm}} = 2.57 > 1.5$$

VERIFICA

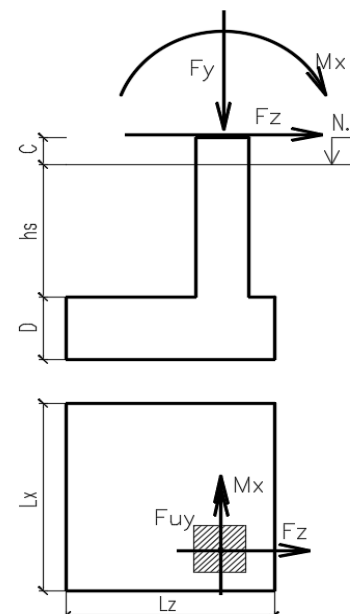
Obs: En el caso que el momento actúa en el otro sentido, resulta:

$$\delta \cdot \left(P_{SB} \cdot \frac{L_z}{2} + (P_{pf} + F_y) \left(\frac{L_z}{2} - e_{z1} \right) \right) \geq [M_x + F_z \cdot (D + h_s + C)] \gamma_1$$

Luego:

$$\frac{\delta \cdot M_{estabilizada}}{M_x + F_z (D + h_s + C)} = \frac{11947.35 \text{ Kgm}}{6881.8 \text{ Kgm}} = 1.74$$

**> 1.5
VERIFICA**



3.2.6.2 - VERIFICACIÓN AL DESLIZAMIENTO

Se debe verificar: $(F_y + P_{SB} + P_{Pf}) \operatorname{tg} \varphi_D \geq F_z \cdot \gamma_2$

Siendo:

Ángulo de rozamiento interno de cálculo minorado: $\varphi_D = 2/3 \varphi = 18.67^\circ$

Coefficiente de Seguridad al deslizamiento: $\gamma_2 = 1.5$

Luego: $\frac{(F_y + P_{SB} + P_{Pf}) \operatorname{tg} \varphi_D}{F_z} = \frac{3720.0 \text{ Kg}}{1171 \text{ Kg}} = 3.18 > 1.5$ **VERIFICA**

3.2.7 - DIAGRAMA DE TENSIONES DEL SUELO BAJO CARGAS ÚLTIMAS

Con los Estados Ultimos verificamos el espesor de la base y la armadura requerida

Solicitaciones últimas:

Reacción horizontal en x	$F_{ux} = 372 \text{ Kg}$
Reacción vertical en y	$F_{uy} = 12314 \text{ Kg}$
Reacción horizontal en z	$F_{uz} = -1874 \text{ Kg}$
Momento en x	$M_{ux} = -7638 \text{ Kgm}$
Momento en y	$M_{uy} = -10 \text{ Kgm}$
Momento en z	$M_{uz} = -1415 \text{ Kgm}$

Excentricidades de cargas:

$$e_{zf} = M_{ux} / F_{uy} - e_{z1} = -0.300 \text{ m} < Lx / 6 = 0.317 \text{ m}$$

$$e_{xf} = e_{x1} - M_{uz} / F_{uy} = 0.215 \text{ m} < Lx / 6 = 0.317 \text{ m}$$

Otra forma de verificar la excentricidad es determinando los momentos respecto al centro geométrico de la base:

$$M_{uz0} = M_{uz} + F_{uy} \cdot e_{x1} = 2648.62 \text{ Kgm}$$

$$M_{ux0} = M_{ux} + F_{uy} \cdot e_{z1} = -3697.52 \text{ Kgm}$$

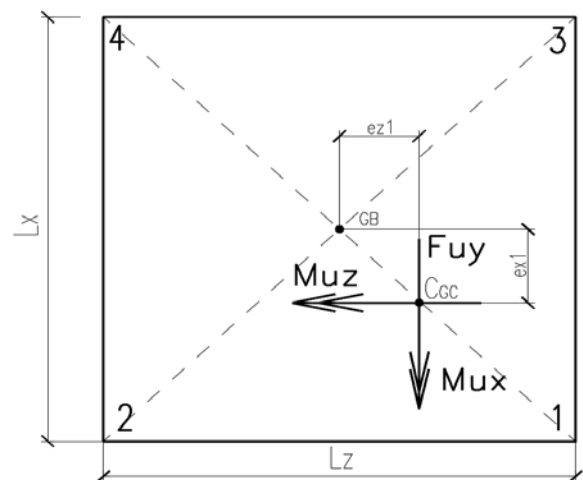
Luego:

$$e_{zf} = M_{ux0} / F_{uy} = -0.300 \text{ m}$$

$$e_{xf} = M_{uz0} / F_{uy} = 0.215 \text{ m}$$

$$Lz = 1.90 \text{ m}$$

$$Lx = 1.90 \text{ m}$$



La carga está ubicada en el tercio medio de la cimentación, por lo que los 4 esfuerzos últimos que definen el volumen de reacciones del suelo se pueden calcular mediante las siguientes expresiones:

$$q_1 = \frac{F_{uy}}{L_z \cdot L_x} \left(1 + \frac{6 \cdot e_{zf}}{L_x} + \frac{6 \cdot e_{xf}}{L_z} \right) = 2493.541 \text{ Kg/m}^2 = 24.94 \text{ KN/m}^2$$

$$q_2 = \frac{F_{uy}}{L_z \cdot L_x} \left(1 - \frac{6 \cdot e_{zf}}{L_x} + \frac{6 \cdot e_{xf}}{L_z} \right) = 8962.449 \text{ Kg/m}^2 = 89.62 \text{ KN/m}^2$$

$$q_3 = \frac{F_{uy}}{L_z \cdot L_x} \left(1 + \frac{6 \cdot e_{zf}}{L_x} - \frac{6 \cdot e_{xf}}{L_z} \right) = -2140.289 \text{ Kg/m}^2 = -21.40 \text{ KN/m}^2$$

$$q_4 = \frac{F_{uy}}{L_z \cdot L_x} \left(1 - \frac{6 \cdot e_{zf}}{L_x} - \frac{6 \cdot e_{xf}}{L_z} \right) = 4328.619 \text{ Kg/m}^2 = 43.29 \text{ KN/m}^2$$

3.2.7.1 - VERIFICACIÓN AL CORTE EN UNA DIRECCIÓN

Se verifica la altura de la base por condiciones de rigidez bajo esfuerzos de corte y punzonado, con estados de carga últimos.

Diseño en la Dirección z

$$L_z = 1.90 \text{ m}$$

$$e_{zf} = M_{ux0} / F_{uy} = -0.3003 \text{ m} < L_x / 6 = 0.32 \text{ m}$$

Altura de la Zapata : $D = 0.5 \text{ m}$

Ancho Columna: $C_x = 0.68 \text{ m}$

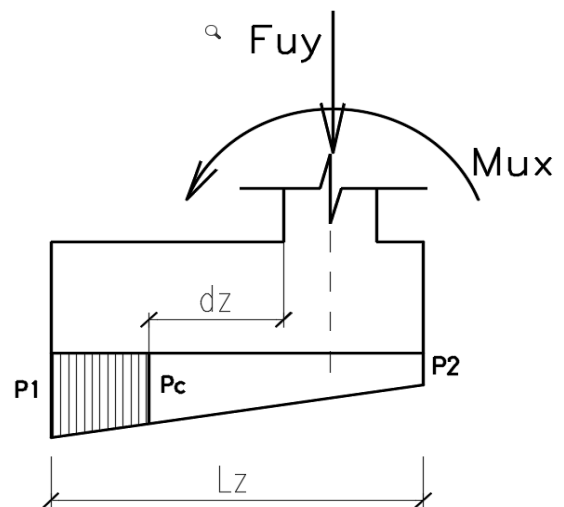
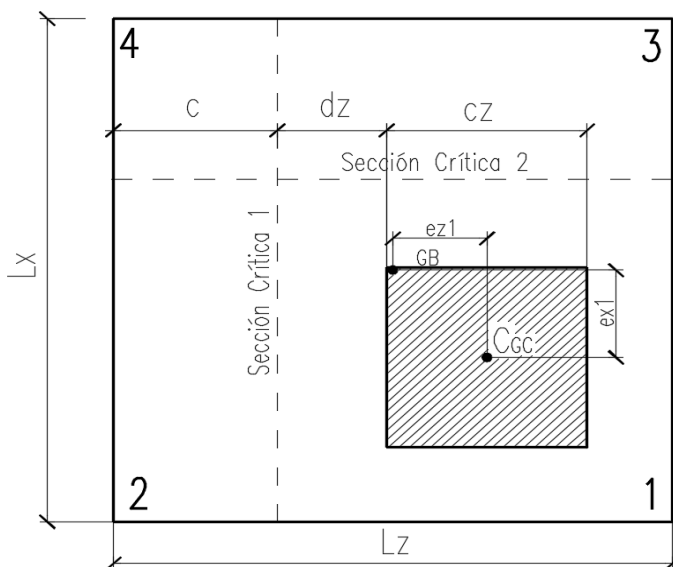
Recubrimiento inferior del hierro ubicado en dirección z $r_z = 0.09 \text{ m}$

Recubrimiento inferior del hierro ubicado en dirección x $r_x = 0.08 \text{ m}$

La sección crítica al corte tipo viga respecto del eje z, se encuentra a una distancia: $d_z = 0.41 \text{ m}$

La sección crítica al corte tipo viga respecto del eje x, se encuentra a una distancia: $d_x = 0.42 \text{ m}$

Distancia de la sección crítica respecto del punto de > presión: $c = L_z \cdot (L_z/2 - e_{z1} + C_z/2 + d_z) = 0.52 \text{ m}$



Esfuerzos de reacción del suelo sobre el eje centroidal en la dirección z:

$$p_1 = \frac{F_{uy}}{L_z \cdot L_x} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_{zf}}{L_x} \right) = 6645.53 \text{ Kg/m}^2 = 66.46 \text{ KN/m}^2$$

$$p_2 = \frac{F_{uy}}{L_z \cdot L_x} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_{zf}}{L_x} \right) = 176.63 \text{ Kg/m}^2 = 1.77 \text{ KN/m}^2$$

$$p_c = p_2 + (p_1 - p_2) \cdot \frac{(L_z - c)}{L_z} = 4875.1 \text{ Kg/m}^2 = 48.75 \text{ KN/m}^2$$

Fuerza cortante que actúa sobre la sección crítica:

$$V_{uz} = q_u \cdot L_x \cdot c = \frac{(p_1 + p_c)}{2} \cdot L_x \cdot c = 56.912 \text{ KN/m}^2$$

Esfuerzo de corte que es capaz de resistir el hormigón: $f'_c = 30 \text{ MP}$

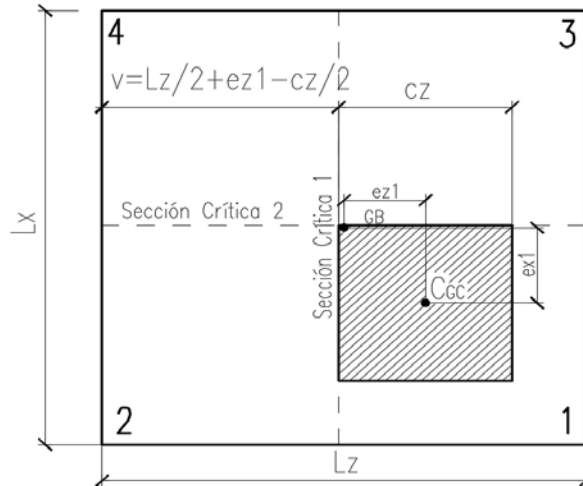
$$\phi \cdot V_c = 0,75 \cdot 1 / 6 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot L_x \cdot d_z = 533.3448404$$

Al ser $V_{uz} \leq \phi \cdot V_c$. **VERIFICA LA ALTURA DE LA BASE**

Al ser $M_{ux} > M_{uz}$, al verificar en dirección z, también verificará la sección en dirección x

3.2.7.2 - DISEÑO POR FLEXIÓN

Las secciones críticas de diseño a flexión en las dos direcciones principales se ubican en las caras de las columnas



Diseño a Flexión en la dirección z

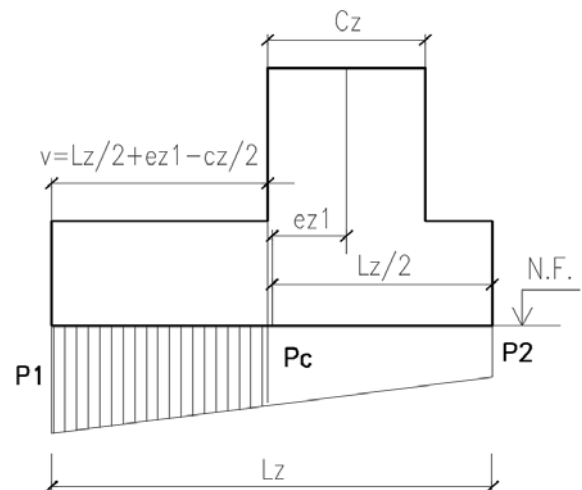
El refuerzo requerido por flexión será mayor en la franja en la que se encuentra el máximo esfuerzo espacial de reacción del suelo.

$$v = Lz/2 + ez1 - cz/2 = 0.93 \text{ m}$$

$$p1 = 89.624 \text{ KN/m}^2$$

$$p2 = 24.94 \text{ KN/m}^2$$

$$pc = 57.96 \text{ KN/m}^2$$



Momento flector en la zona critica:

$$M_u = \left[\left(\frac{p_c \cdot v^2}{2} \right) + \left(\frac{(p_1 - p_c) \cdot v}{2} \right) \cdot \frac{2}{3} \cdot v \right] \cdot L_x = 64.97 \text{ KNm}$$

Sección de acero requerida en la dirección z para resistir el momento último:

$$M_n = \left(\frac{M_u}{\phi} \right) = 72.19 \text{ KNm} \quad 0.0722 \text{ MNm}$$

$$b_z = c_z + 0.05 \text{ m} = 0.73 \text{ m}$$

$$d_z = 0.41 \text{ m}$$

$$f_c = 30 \text{ Mpa} = 30 \text{ MN/m}^2$$

$$m_n = \frac{M_n}{b_z \cdot d_z^2 \cdot f_c} = 0.0196$$

$$K_a = 1 - \sqrt{1 - 2m_n} = 0.0198 < K_{\min} = 0.0659$$

$$A_s = f'_c \cdot b_z \cdot K_a \cdot \frac{d_z}{f_y} = 3.60 \text{ cm}^2$$

Cuantía mínima:

Cuantía máxima:

$$\left| \begin{array}{l} f'_c = 0.85 \cdot 30 \text{ MPa} \\ f_y = 420 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$K_{a \min} = \frac{1.40}{0.85 \cdot f'_c} = 0.0659$$

$$K_{a \max} = 0.375 \cdot \beta_1 = 0.3188$$

S/Cuantía Mínima

$$b = L_x = 1.90 \text{ m}$$

$$h = D = 0.5 \text{ m}$$

$$A_{s \min} \geq 0.0018 \cdot b \cdot h = 17.1 \text{ cm}^2 \quad (\text{Totales})$$

Se adopta 1 ϕ 12c/10cm (21.47cm²)

Diseño a Flexión en la dirección x

Si verificamos la dirección z, presentando las mayores sollicitaciones dominantes, también verificará a flexión en la dirección x.

Resultando en x:

$$A_{s \min} \geq 0.0018 \cdot b \cdot h = 17.1 \text{ cm}^2 \quad (\text{Totales})$$

Se adopta 1 ϕ 12c/10cm (21.47cm²)