GEOTECNIA APLICADA 94.09

FUNDACIONES SUPERFICIALES

FUNDACIONES EXCÉNTRICAS
BASE CON CANTILÉVER

NICOLÁS ALSCHER (2019)

ÍNDICE

1. NOMENCLATURA 3
2. BASE CON VIGA CANTILÉVER 4
2.1. INTRODUCCIÓN 4
2.2. DIMENSIONAMIENTO 5
2.3. ESQUEMAS DE ARMADO 18

1. NOMENCLATURA

c_1: lado mayor de la columna

c_2: lado menor de la columna

a_1: lado mayor de la base

a_2: lado menor de la base

b_1: lado mayor del fuste

b_2: lado menor del fuste

r_b: recubrimiento en la base

D : altura de la base

h_B : altura útil de la base

σ_{adm}: tensión admisible del suelo

B_t: ancho del tensor

D_t: altura del tensor

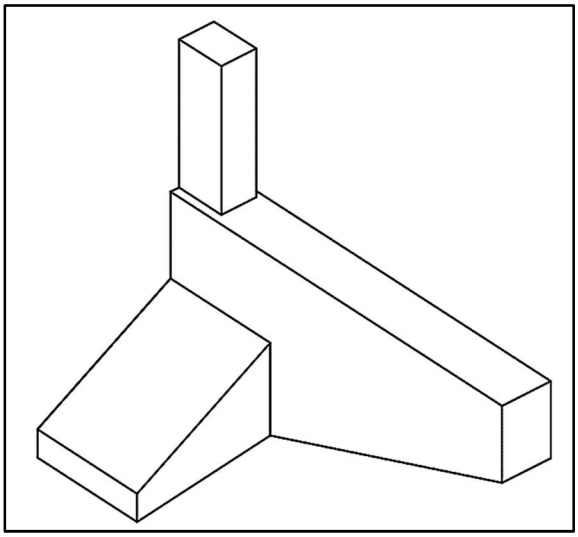
b_v: ancho de la viga Cantiléver

D_v: altura de la viga Cantiléver

h_v : altura útil de la viga Cantiléver

2. BASE CON VIGA CANTILÉVER

2.1. INTRODUCCIÓN



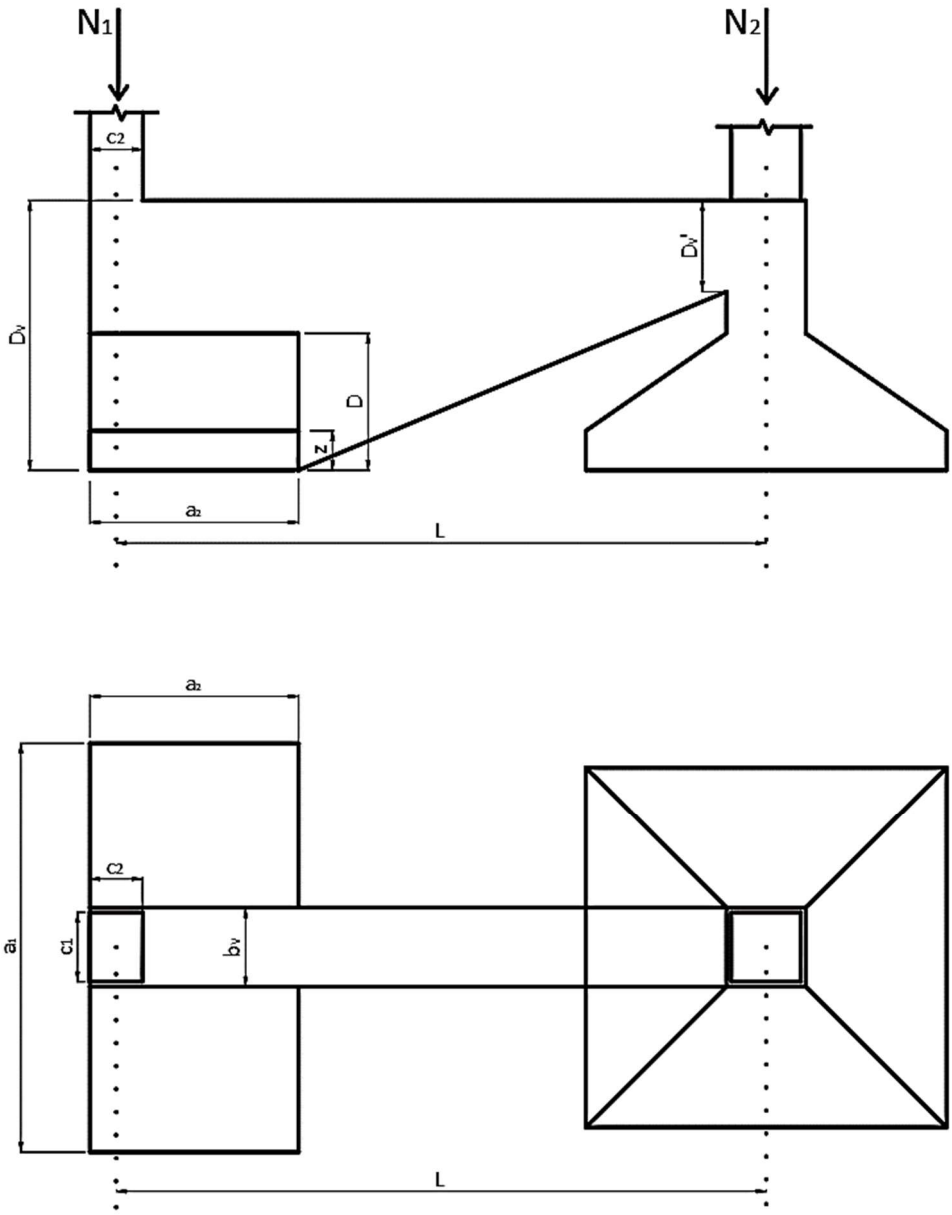
Nuevamente, cuando nos encontramos ante el caso de una columna de medianera, es decir que por el código de edificación no es posible el emplazamiento de una base centrada, es necesario el dimensionamiento de una base excéntrica. Además de la base con tensor, otra posibilidad es una base excéntrica con viga Cantiléver, la cual es más estable, pero con mayores dificultades constructivas y de mayor costo económico. En efecto, para ejecutar una base con viga Cantiléver es preciso realizar una excavación hasta el nivel de la fundación y ejecutar una viga que, en general, posee una altura del orden del metro.

Se trata de una base rectangular de relaciones de lados similares a los de cualquier otra base excéntrica pero que posee una viga longitudinal que se prolonga hasta anclarse en una base vecina. Esta viga continúa en correspondencia con la base, teniendo dos faldones en este sector y allí solo trabaja en ese sentido la base, por lo que la armadura en la otra dirección es solo constructiva. En el extremo opuesto se reduce su altura para que la misma no induzca giros a la base a la cual se vincula.

La viga se construye con altura variable no solo como ahorro del material sino también para que no se transmitan los momentos de la misma a la base que recibe a la viga, de manera que solo se transmita corte de una a la otra. La altura de la viga en su encuentro con la base que la recibe debe ser suficiente para transmitir el esfuerzo de corte, aunque se recomienda que su altura sea la mitad de la altura máxima.

Por otro lado, no se considera que la misma trabaje como viga placa ya que la colaboración se pierde en un tramo importante de la longitud y, además, la tracción se encuentra en la cara superior donde no se produce ningún aumento del ancho de la misma.

2.2. DIMENSIONAMIENTO



DATOS:

Geometría

$c_1 = 120\ cm$

$c_2 = 25\ cm$

$r_b = 5\ cm$

$L = 5{,}54\ m$

Materiales

$\sigma_{adm} = 25\ ton/m^2$

Hormigón H-30

Acero ADN 420

Cargas actuantes

$N_1 = 176{,}7\ ton$

$N_2 = 287{,}6\ ton$

$$A_{nec} = \frac{1{,}3\ .\ N_t}{\sigma_{adm}}$$

El **área de las bases** se determinará a partir de las **cargas no mayoradas** transmitidas y la **tensión admisible del suelo**.

Se utiliza $\alpha = 1{,}3$ ya que las cargas son superiores a 120 ton y además la columna es de medianera. El 1,3 tiene que ver con el efecto ménsula para bajar la carga de la columna a la fundación.

En función de los datos de los cuales se dispone:

$$A_{nec} = \frac{1{,}3\ .\ 176{,}7\ ton}{25\ \ ton/m^2} = 9{,}19\ m^2$$

Para estimar los lados de la base, es necesario recurrir a un proceso iterativo que sigue el siguiente orden:

Suponiendo:

$$R^* = 1{,}3\ .\ N_1$$

$$a_1 = 2\ .\ a_2$$

Puede estimarse:

$$a_2 = \sqrt{\frac{R^*}{2\ .\ \sigma_{adm}}}$$

Se propuso un valor de R^* para poder adoptar una primer aproximación de los lados de la base y luego poder calcular la reacción del suelo por equilibrio del esquema estático asumido:

$$R_1 = \frac{1{,}1\ .\ N\ .\left(\ L\ -\ \frac{c_2}{2}\right)}{L\ -\ \frac{a_2}{2}}$$

En este caso, se asume un coeficiente de 1,1 ya que se considera el peso del suelo y la base por encima del nivel de fundación. Vale la pena mencionar que en caso de que se conozcan los demás parámetros de la base es posible sumar el peso de la base y del suelo a la carga N y así obtener la reacción.

Se determina R_1 y se calcula:

$$a_1 = \frac{R_1}{\sigma_{adm}\ .\ a_2}$$

La iteración finaliza cuando se tiene una relación de lados de la base de aproximadamente 2, es decir:

$$\frac{a_1}{a_2} \approx 2$$

En caso de no verificarse la relación anterior, se recalcula el valor de a_2 con el valor de R calculado, es decir:

$$a_2 = \sqrt{\frac{R_1}{2 \,.\, \sigma_{adm}}}$$

De esta forma se repite el procedimiento hasta verificar la relación mencionada.

A continuación, se presenta una tabla con los resultados de la iteración:

N° de Iteración	N1 [ton]	R [ton]	a2 [m]	R1 [ton]	a1 [m]	a1/a2 [-]
1	176,70	229,71	2,14	235,55	4,40	2,05
2	176,70	235,55	2,17	236,27	4,35	2,01
3	176,70	236,27	2,17	236,35	4,35	2,00
4	176,70	236,35	2,17	236,37	4,35	2,00
	-	-	-	-	-	-
	-	-	-	-	-	-
	-	-	-	-	-	-

Se adoptan los siguientes lados:

$$a_1 = 4{,}40\ m$$

$$a_2 = 2{,}20\ m$$

Y se verifica:

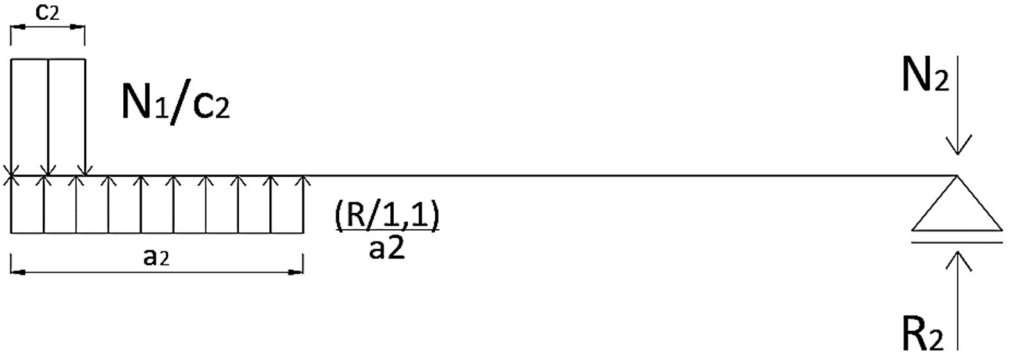
$$Sup_{adop} = \ a_1 \,.\, a_2 = 9{,}68\ m^2 \ > A_{nec} = 9{,}19\ m^2$$

Al igual que en la base con tensor, se busca que la base tenga dimensiones tales de disminuir la excentricidad que se genera entre la carga de la columna y la reacción de la base.

Se calcula por equilibrio la reacción R_2 de la base contigua, verificando que la misma no levante debido a la reacción de la base excéntrica y considerando el caso más crítico para el cual solo actúan las cargas permanentes.

$$1{,}5 \,.\, R_2 \leq N_{2D}$$

NOTA: La base contigua se dimensiona como una base centrada a la cual se le suma un esfuerzo adicional que podría disminuir la solicitación total de la base producto del levantamiento por lo tanto no se analiza en esta sección.



Para realizar la verificación al volcamiento, como se comentó anteriormente se realizará para el caso más desfavorable en el que solo actúan las cargas permanentes sobre la base a la que llega la viga. Por lo tanto, se asume:

$$N_{2D} = 0{,}70 \,.\, N_2 \quad \rightarrow \quad N_{2D} = 201{,}3\ ton$$

Y se calcula:

$$R_2 = \frac{R_1}{1{,}1} - N_1$$

$$R_2 = \frac{237{,}1\ ton}{1{,}1} - 176{,}7\ ton = 38{,}8\ ton$$

$$1{,}5 \,.\, 38{,}8\ ton = 58{,}2\ ton \leq 201{,}3\ ton \quad \rightarrow \quad Verifica$$

Por lo tanto, una vez realizada la verificación del levantamiento de la base mencionada, ya es posible trazar los diagramas de característica de M y Q. Se procede a calcular la geometría de la base y de la viga Cantilever.

$$b_v = c_1 + 2 \,.\, r_b$$

$$b_v = 120\ cm + 2 \,.\, 5\ cm = 130\ cm$$

$$D = \frac{a_1 - b_v}{3}$$

$$D = \frac{440\ cm - 130\ cm}{3} = 103{,}3\ cm$$

Se adopta:

$$D = 105\ cm$$

$$z = \max\left[25\ cm\,; \frac{D}{5}\right]$$

$$z = \max\left[25\ cm\,; \frac{105\ cm}{5}\right] = 25\ cm$$

$$h_B = D - r_b$$

$$h_B = 105\ cm - 5\ cm = 100\ cm$$

DIMENSIONAMIENTO DE LAS ARMADURAS DE LA BASE

$$\sigma° = \frac{N_{1u}}{a_1 \,.\, a_2}$$

$$N_{1D} = 0{,}70 \,.\, N_1 \quad \rightarrow \quad N_{1D} = 123{,}7\ ton$$

$$N_{1L} = 0{,}30 \,.\, N_1 \quad \rightarrow \quad N_{1L} = 53{,}0\ ton$$

$$N_{1u} = \max\ (\ 1{,}4 \,.\, N_{1D}\ \ ;\ \ 1{,}2 \,.\, N_{1D} + 1{,}6 \,.\, N_{1L}\ ) \quad \rightarrow \quad N_{1u} = 233{,}2\ ton$$

$$\sigma° = \frac{233{,}2\ ton}{4{,}40\ m \,.\, 2{,}20\ m} = 24{,}1\ ton/m^2$$

Hay que tener en cuenta que la sección crítica es la que se encuentra en la unión entre la base y la viga. Planteando momentos respecto de la línea de rotura y a partir del método simplificado se calcularán las armaduras necesarias en la dirección principal. Solo se dispone de una línea de rotura ya que en la otra dirección se encuentra la viga y por lo tanto no se tiene una disminución de la rigidez.

Método simplificado:

Hipótesis:

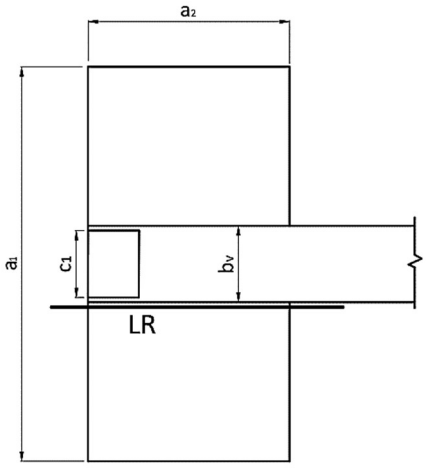
- Calidad de aceros ADN 420.
- Calidad de hormigón H30.
- Falla Controlada a Tracción FCT.
- Flexión no oblicua y no compuesta.
- Sección rectangular.
- Sección sin armadura de compresión.

Si se cumplen las hipótesis anteriores, es posible aplicar el método que se describe a continuación tomando los siguientes valores:

- $\emptyset = 0{,}9$
- $\alpha_1 = 0{,}85$
- $\beta = 0{,}85$
- $j_{dc} = 0{,}8 \,.\, h$
- $f_y = 4{,}2\ ton/cm^2$
- $\varepsilon_c = 0{,}003$
- $\varepsilon_t \geq 0{,}005$

$$M_1 = \frac{(\,a_1 - b_v\,)^2}{8} \,.\, a_2 \,.\, \sigma°$$

$$M_1 = \frac{(\,4{,}40\ m - 1{,}30\ m\,)^2}{8} \,.\, 2{,}20\ m \,.\, 24{,}1 \frac{ton}{m^2} = \ 63{,}7\ ton.m$$



$$As_{1nec} = \frac{1{,}2 \,.\, M_1}{\phi\ .\ 0{,}8 \,.\, h_B\ .\ f_y}$$

$$As_{1nec} = \frac{1{,}2 \,.\, 207{,}80\ ton.m}{\phi\ .\ 0{,}8 \,.\, 1{,}00\ m\ .\ 4{,}2 \frac{ton}{cm^2}} = 25{,}3\ cm^2$$

En la otra dirección solo se tiene armadura constructiva:

$$As_{2nec} = 0{,}2 \,.\, As_1$$

Se recomienda no superar separaciones de 20 cm ni utilizar diámetros menores a 10 mm

Se adoptan para la dirección 1: $14\ \emptyset\ 16 \quad \rightarrow \quad As_{1adop} = 28{,}1\ cm^2$

La separación de las barras será de 15 cm

Se adoptan para la dirección 2: $22\ \emptyset\ 10 \quad \rightarrow \quad As_{2adop} = 17{,}3\ cm^2$

La separación de las barras será de 20 cm

Por último, debe verificarse falla controlada por tracción:

$$Cc = T = \frac{M}{\phi\ .j_{dc}}$$

$$c = \frac{C_c}{\alpha\ .\beta\ .f_c'\ .a_2}$$

$$\varepsilon_t = \ \varepsilon_c \,.\, \frac{(\,h_B - c\,)}{c}$$

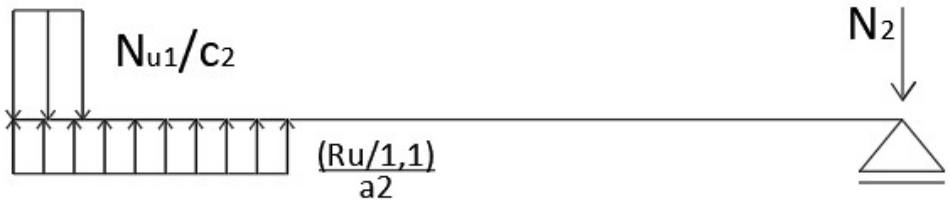
$$c = \frac{63{,}7\ ton\ .m}{0{,}9\ .0{,}8\ .100\ cm\ .0{,}85\ .0{,}85\ .0{,}3 \frac{ton}{cm^2}\ .2{,}20\ m} = 1{,}86\ cm$$

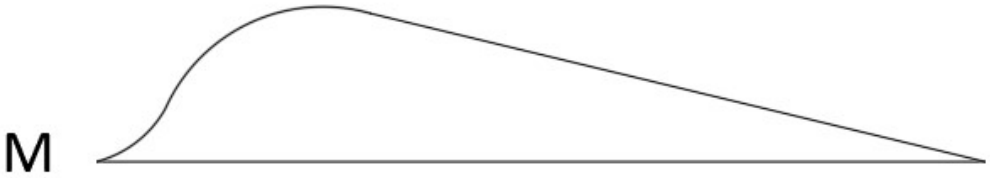
$$\varepsilon_t = \ 0{,}003 \,.\, \frac{(100\ cm - 1{,}86\ cm\,)}{1{,}86\ cm} = 0{,}16 \geq 0{,}005$$

Por lo tanto, verifica falla controlada por tracción.

DIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA

Es necesario trazar los diagramas de característica y obtener los valores máximo y mínimo tanto del momento como del corte. Los diagramas siguen una distribución como la que se muestra a continuación, aunque los valores dependan de las condiciones iniciales.





Los valores del máximo momento y de los cortes dimensionantes de la viga pueden determinarse como se muestra a continuación:

$$R_u = \frac{1{,}1 \,.\, N_{1u} \,.\left(L - \frac{c_2}{2} \right)}{L - \frac{a_2}{2}}$$

$$R_u = \frac{1{,}1 \,.\, 233{,}2\ ton \,.\left(5{,}54\ m - \frac{0{,}25\ m}{2} \right)}{5{,}54\ m - \frac{2{,}20\ m}{2}} = 312{,}9\ ton$$

Distancia del borde al punto de corte nulo:

$$x_q = \frac{N_{1u}}{\left(\frac{R_u/1{,}1}{a_2} \right)}$$

$$x_q = \frac{233{,}2\ ton}{\left(\frac{312{,}9\ ton/1{,}1}{2{,}20\ m} \right)} = 1{,}80\ m$$

Momento máximo:

$$M_u = N_{1u} \cdot \left(x_q - \frac{c_2}{2} \right) - \left(\frac{R_u/1{,}1}{a_2} \right) \cdot \frac{x_q^2}{2}$$

$$M_u = 233{,}2\ ton \cdot \left(1{,}64\ m - \frac{0{,}25\ m}{2} \right) - \left(\frac{312{,}9 \frac{ton}{1{,}1}}{2{,}20\ m} \right) \cdot \frac{(1{,}80\ m)^2}{2} = 181{,}2\ ton.m$$

Se toman dos valores de corte. Como puede observarse en el diagrama, se tiene un pico y un valor constante. Considerándolos como Q_1 y Q_2 respectivamente se tiene:

$$Q_1 = N_{1u} - \left(\frac{R_u/1{,}1}{a_2} \right) \cdot c_2$$

$$Q_2 = R_u/1{,}1 - N_{1u}$$

Por lo tanto:

$$V_{u_1} = 233{,}2\ ton - \left(\frac{312{,}9\ ton/1{,}1}{2{,}20\ m} \right) \cdot 0{,}25\ m = 200{,}9\ ton$$

$$V_{u_2} = \frac{312{,}9\ ton}{1{,}1} - 233{,}2\ ton = 51{,}2\ ton$$

Para el dimensionamiento de la viga se utilizan formulas del reglamento viejo. La de "hv" para garantizar que no se requiere armadura de compresión y la de "Dv" para dar una rigidez tal que se limita la deformación que provocaría un giro en la columna de medianera.

$$h_{V_{min}} = 6. \sqrt{\frac{M[ton.m]}{b_V[m]}}$$

$$h_{V_{min}} = 6. \sqrt{\frac{181{,}2\ ton.m}{1{,}30\ m}} = 0{,}71\ m$$

$$D_{V_{min}} = D + \frac{b_V}{2}$$

$$D_{V_{min}} = 1{,}05\ m + \frac{1{,}30\ m}{2} = 1{,}70\ m$$

Luego se adopta:

$$D_v = 1{,}70\ m$$

$$h_v = D_v - r_b = 1{,}65\ m$$

Se dimensiona la viga a flexión y corte:

$$j_{dc} = 0{,}80 \,.\, h_v = 1{,}32\ m$$

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 \,.\, f_y} \,.\, h_v \,.\, b_v$$

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{30\ MPa}}{4 \,.\, 420\ MPa} \,.\, 165\ cm \,.\, 130\ cm = \ 69{,}9\ cm^2$$

$$C_c = T = \frac{M}{\phi \,.\, j_{dc}}$$

$$C_c = T = \frac{181.2\ ton.m}{0{,}90 \,.\ 1{,}32\ m} = 152{,}5\ ton$$

$$A_{s_{nec}} = \frac{T}{f_y}$$

$$A_{s_{nec}} = \frac{128{,}4\ ton}{4{,}2\ ton/cm^2} = 36{,}3\ cm^2$$

NOTA: El artículo 10.5.3 del Reglamento CIRSOC 201-2005 establece que si la armadura adoptada excede en más de un tercio la determinada por cálculo, no es necesario colocar la armadura mínima. Esto se establece para casos donde se tienen grandes secciones con bajas solicitaciones.

Por lo tanto, debe adoptarse una armadura 1,3 veces mayor a la necesaria para no tener que colocar la armadura mínima. Es decir que es necesario cubrir 47,2 cm2 necesarios según cálculo.

Se adopta como armadura superior: $16\ \emptyset\ 20 \quad \rightarrow \quad As_{1adop} = 37{,}7\ cm^2$

La separación de las barras será de 8 cm

Se verifica falla controlada por tracción:

$$c = \frac{C_c}{\alpha \,.\, \beta \,.\, f_c' \,.\, b_v}$$

$$\varepsilon_t = \ \varepsilon_c \,.\, \frac{(\ h_v - c\ )}{c}$$

$$c = \frac{152{,}5\ ton}{0{,}85 \,.\, 0{,}85 \,.\, 0{,}3 \frac{ton}{cm^2} \,.\, 130\ cm} = 5{,}41\ cm$$

$$\varepsilon_t = \ 0{,}003 \,.\, \frac{(165\ cm - 5{,}41\ cm\ )}{5{,}41\ cm} = 0{,}09 \geq 0{,}005$$

Por lo tanto, verifica falla controlada por tracción.

Por último, se realiza el dimensionado a corte de la viga. Para ello:

$$V_c\,[N] = \frac{1}{6}\sqrt{f'c\,[MPa]}.h_v\,[mm]\,.b_v\,[mm]$$

$$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{30\,MPa}\,.1650\,mm\,.1300\,mm\,.\;\frac{ton}{10000\,N} = 195{,}8\,ton$$

El límite para no tener que redimensionar la viga viene dado por el siguiente valor de corte:

$$V_{s_{lim}}[N] = \frac{2}{3}\,.\sqrt{f_c'\,[MPa]}\;.h_v\,[mm].b_v[mm]$$

$$V_{s_{lim}} = \frac{2}{3}\,.\sqrt{30\,MPa}\;.1650\,mm.1300\,mm\frac{1\,ton}{10000\,N} = 783{,}2\,ton$$

En caso de superarse el valor anterior será necesario un redimensionamiento de la viga.

El límite entre las zonas de corte 2 y 3 como bien debe recordarse de Hormigón I:

$$\begin{cases} \dfrac{V_u}{\phi} - V_c < \dfrac{1}{3}\,.\sqrt{f_c'\,[MPa]}\;.h_v\,[mm].b_v[mm] \quad \rightarrow \quad ZONA\,2 \\ \dfrac{V_u}{\phi} - V_c > \dfrac{1}{3}\,.\sqrt{f_c'\,[MPa]}\;.h_v\,[mm].b_v[mm] \quad \rightarrow \quad ZONA\,3 \end{cases}$$

$$\phi = 0{,}75$$

En función de los valores de corte anteriormente obtenidos:

$$\frac{1}{3}\,.\sqrt{30\,MPa}\;.1650\,mm\,.1300\,mm = 391{,}6\,ton$$

Para el corte 1:

$$\frac{V_{u_1}}{\phi} - V_c = \frac{200{,}9\,ton}{0{,}75} - 195{,}8\,ton = 72{,}1\,ton \quad \rightarrow \quad ZONA\,2$$

Para el corte 2:

$$\frac{V_{u_2}}{\phi} - V_c = \frac{51{,}2\,ton}{0{,}75} - 195{,}8\,ton = -127{,}5\,ton \quad \rightarrow \quad ZONA\,2$$

Las separaciones máximas de cada zona se determinan de la siguiente forma:

$$\begin{cases} ZONA\,2 \quad \rightarrow \quad s_{max} = min\begin{cases} 30\,cm \\ \dfrac{h_v}{2} \end{cases} \\ ZONA\,3 \quad \rightarrow \quad s_{max} = min\begin{cases} 15\,cm \\ \dfrac{h_v}{4} \end{cases} \end{cases}$$

Por lo tanto, la separación máxima para ambas armaduras será de 30 cm.

La armadura de corte mínima es:

$$A_{v_{min}} = \max\left(\frac{\sqrt{f_c'}}{16 \,.\, f_y} \,.\, s \,.\, b_v \;;\; \frac{s \,.\, b_v}{3 \,.\, f_y} \right)$$

En este caso, se cumple que:

$$\frac{\sqrt{f_c'}}{16} = \frac{\sqrt{30\ MPa}}{16} = 0{,}34 \quad > \quad 0{,}33$$

Por lo que la armadura mínima quedará determinada por el primer término:

$$A_{v_{min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{16 \,.\, f_y} \,.\, s \,.\, b_v$$

$$s_{max} = \frac{16 \,.\, f_y}{b_v \,.\, \sqrt{f_c'}} \,.\, A_{se}$$

$$A_{se} = n_e \;.\frac{\pi \,.\, \phi_e^2}{4}$$

n_e es la cantidad de ramas por estribo. Puede colocarse más de un estribo. Recordar que, en las vigas de fundación, los anchos de las mismas muchas veces pueden requerir estribos dobles o triples, es decir que en cada posición se coloca más de un estribo.

Se proponen estribos dobles, es decir, 4 ramas ($n_e = 4$). Luego, para distintos diámetros de estribos:

$$\begin{cases} \phi_e = 6\ mm & \rightarrow \quad s_{max} = 11\ cm \\ \phi_e = 8\ mm & \rightarrow \quad s_{max} = 19\ cm \\ \phi_e = 10\ mm & \rightarrow \quad s_{max} = 30\ cm \end{cases}$$

Los estribos adoptados deben cumplir todas las condiciones anteriores y además verificar ser armadura suficiente para cubrir la necesaria.

$$V_s = n \,.\, A_{se} \,.\, f_y \,.\frac{d}{s}$$

$$\phi \,.\, (V_s + V_c) > V_u$$

Corte 1:

Se adopta: $2E \;\emptyset\, 8\ c/15\ cm \quad \rightarrow \quad V_{s_1} = 92{,}9\ ton$

$$0{,}75 \,.\, (92{,}9\ ton + 195{,}8\ ton) = 216{,}5\ ton > V_{u_1} = 200{,}9\ ton \quad \rightarrow \quad VERIFICA$$

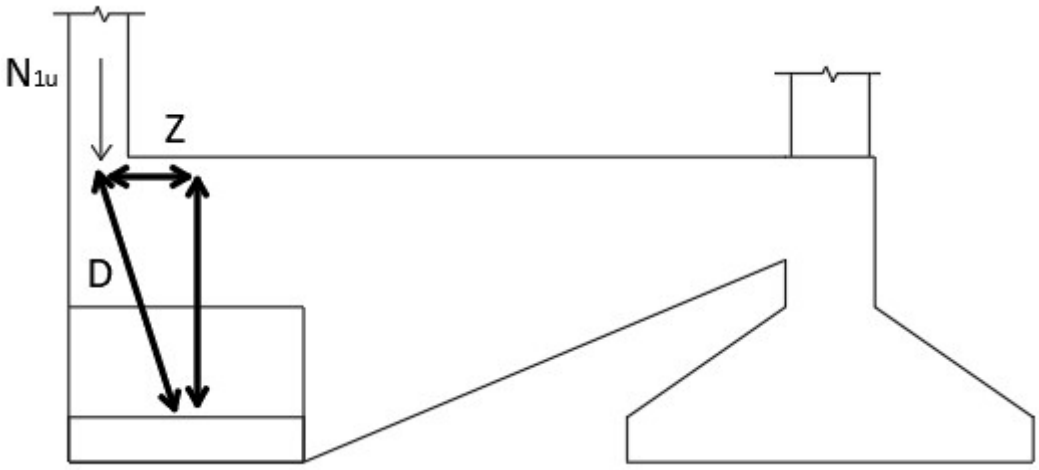
Corte 2:

Se adopta: $2E \;\emptyset\, 8\ c/25\ cm \quad \rightarrow \quad V_{s_1} = 55{,}7\ ton$

$$0{,}75 \,.\, (55{,}7\ ton + 195{,}8\ ton) = 181{,}7\ ton > V_{u_2} = 51{,}2\ ton \quad \rightarrow \quad VERIFICA$$

VERIFICACIÓN DE LA MÉNSULA CORTA

Debe realizarse la verificación de la ménsula corta que se produce al bajar la carga desde la columna a la fundación. Para ello se plantea un modelo de bielas y tirantes como el que se muestra genéricamente a continuación.



Se verifica con el capítulo 11.9 del reglamento CIRSOC 201 – 2005. El mismo establece que en la sección inmediatamente próxima a la columna se debe asegurar la verificación frente al momento producido por la carga y que se obtiene de la siguiente manera:

$$M_{u_{MC}} = N_{1u} \,.\frac{c_2}{2}$$

$$M_{u_{MC}} = 233{,}2\ ton \,.\frac{0{,}25\ m}{2} = 29{,}2\ ton.m$$

Como el momento es menor que el momento con el que se ha dimensionado la viga, se considera válida la armadura calculada anteriormente. Aun así debe calcularse la armadura necesaria para resistir el momento de la ménsula corta ya que, a partir de la misma se adoptan las horquillas horizontales.

Se calcula la armadura por flexión suponiendo falla controlada por tracción:

$$j_{dc} = 0{,}80 \,.h_v = 1{,}32\ m$$

$$C_c = T = \frac{M}{\phi \,.\, j_{dc}}$$

$$C_c = T = \frac{29{,}2\ ton.m}{0{,}90 \,.\ 1{,}32\ m} = 24{,}5\ ton$$

$$A_{s_{nec}} = \frac{T}{f_y}$$

$$A_{s_{nec}} = \frac{24{,}5\ ton}{4{,}2\ ton/cm^2} = 5{,}8\ cm^2$$

La armadura necesaria colocada en forma de horquillas horizontales será:

$$A_{s_{nec\ horquilla}} = \frac{A_{s_{nec}}}{2}$$

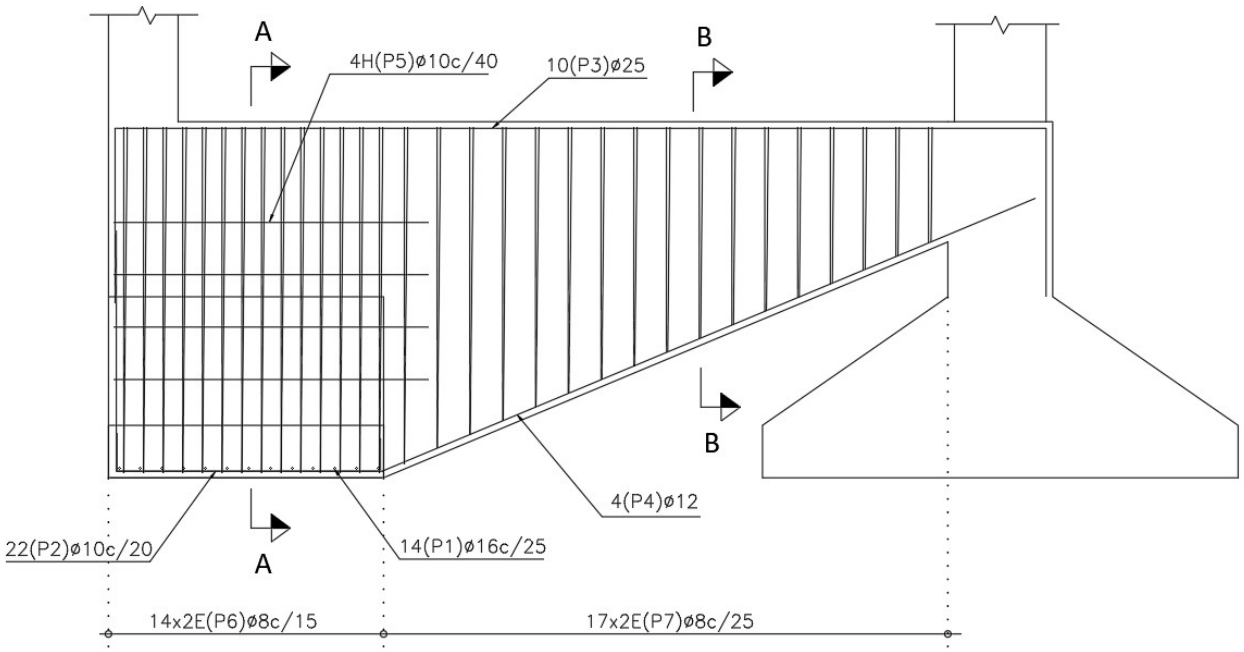
$$A_{s_{nec\ horquillas}} = \frac{5{,}8\ cm^2}{2} = 2{,}9\ cm^2$$

Se adoptan horquillas de cuatro ramas, es decir dos horquillas por cada posición. Deben encontrarse distribuidas en $\frac{2}{3}\ D_v$ por lo que se obtiene la siguiente armadura:

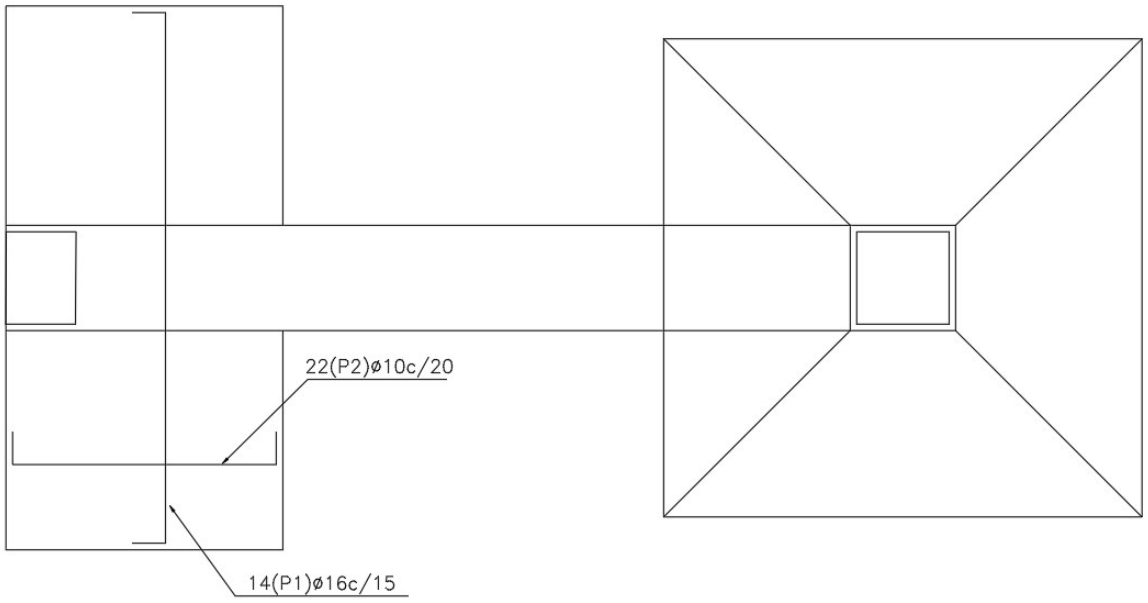
$$4\ H\ \emptyset\ 10\ c/40\ cm \quad \rightarrow \quad As_{1ado} = 6{,}3\ cm^2$$

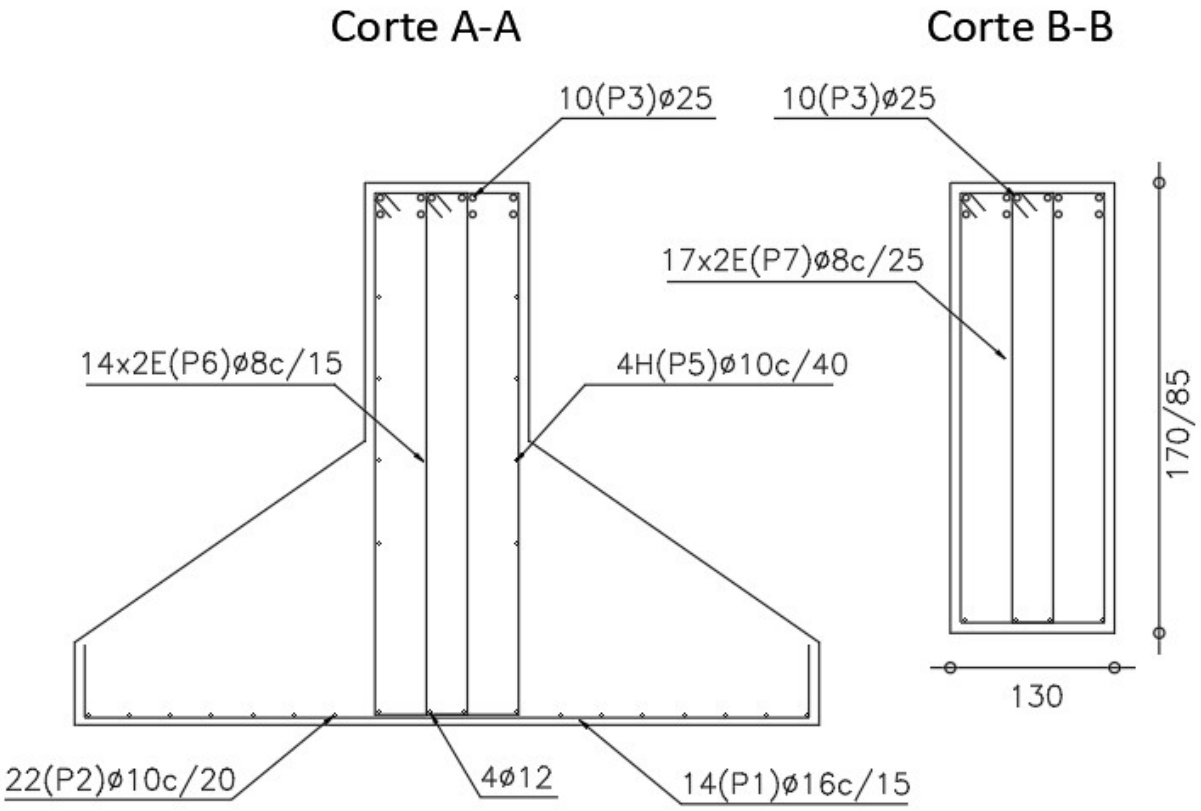
2.3. ESQUEMAS DE ARMADO

CORTE



PLANTA




Corte A-A
Corte B-B
10(P3)ø25
10(P3)ø25
17x2E(P7)ø8c/25
14x2E(P6)ø8c/15
4H(P5)ø10c/40
170/85
130
22(P2)ø10c/20
4ø12
14(P1)ø16c/15