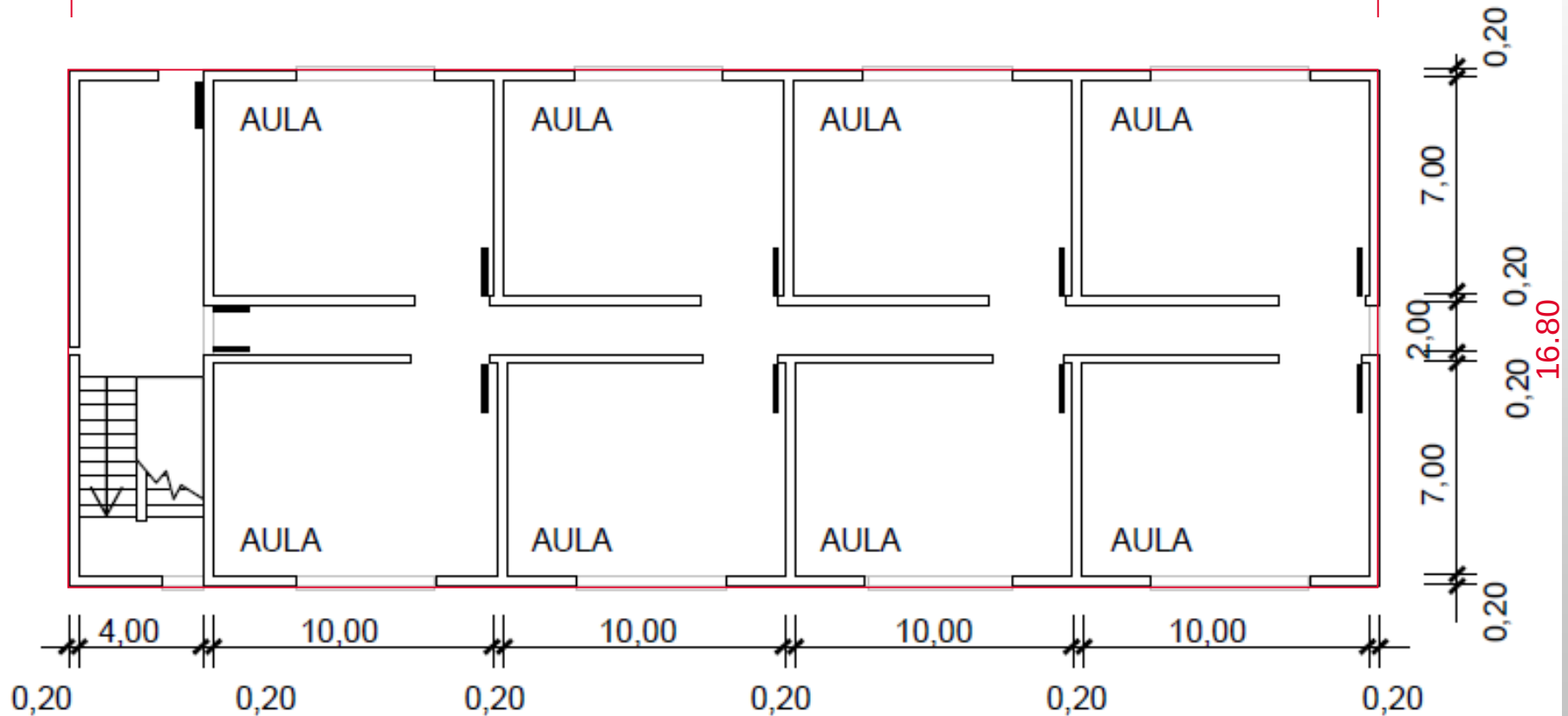


REPASO

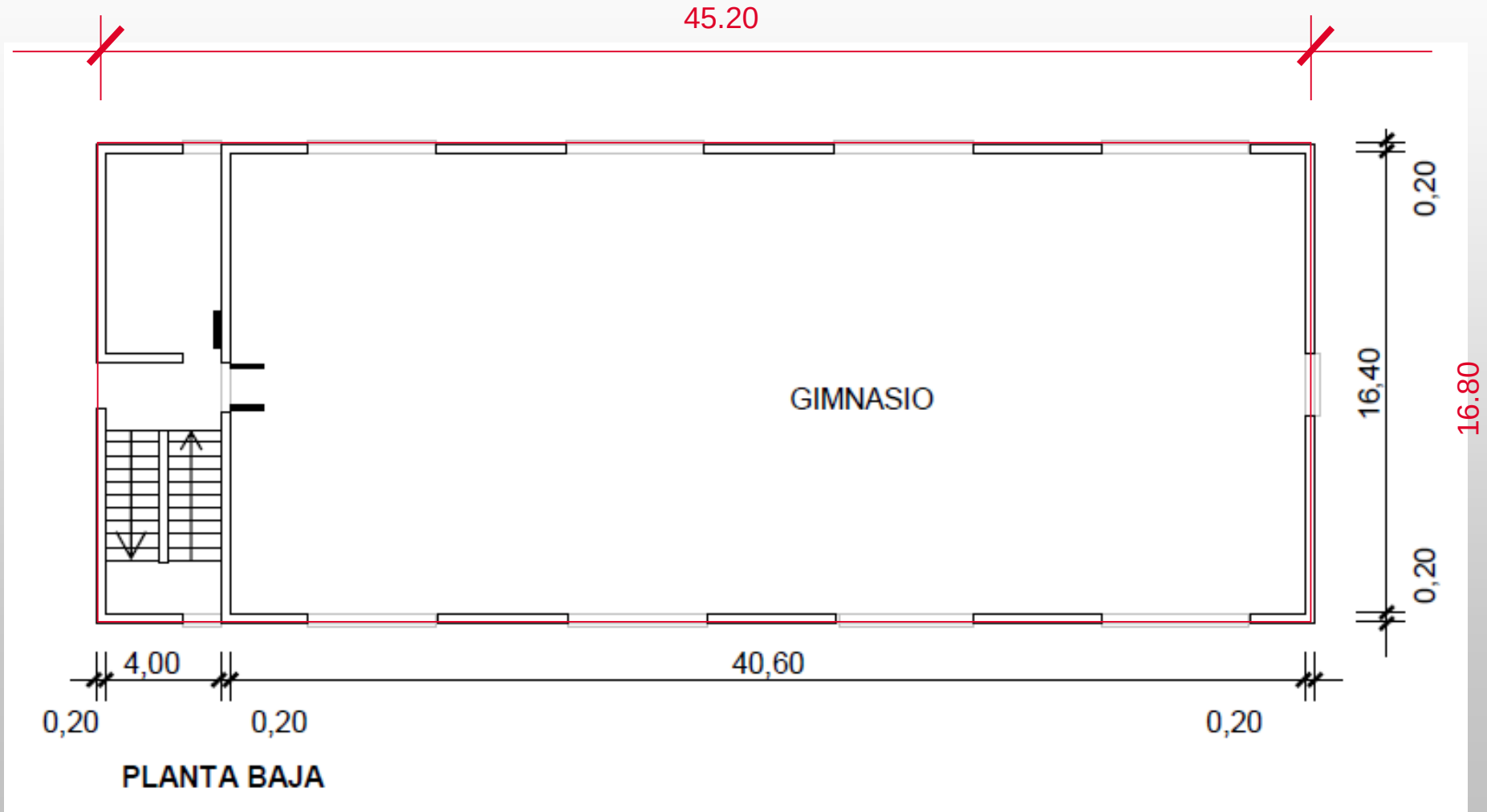
RESOLUCIÓN DE PÓRTICOS

Resolver la estructura con elementos prefabricados. La planta baja está destinada a un gimnasio para práctica de deportes, por lo que la superficie debe quedar libre de columnas. En la planta alta funcionarán aulas.

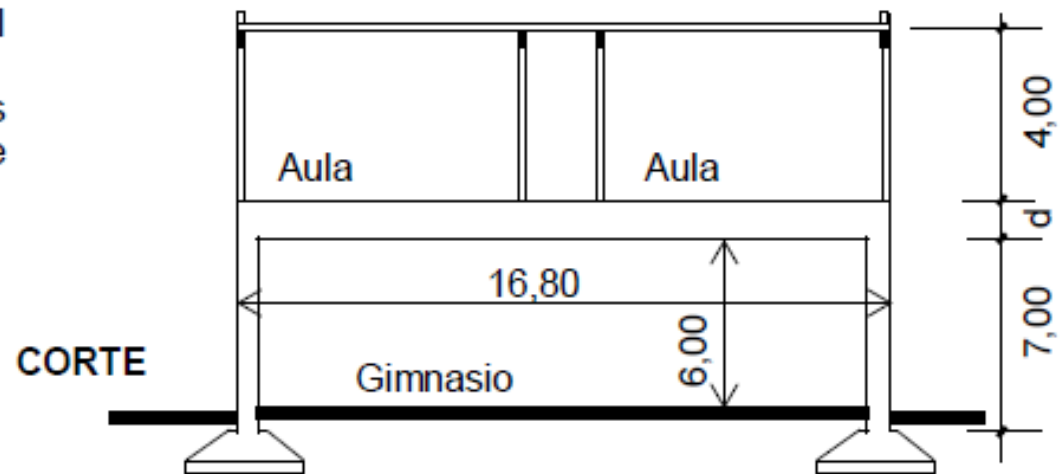
45.20

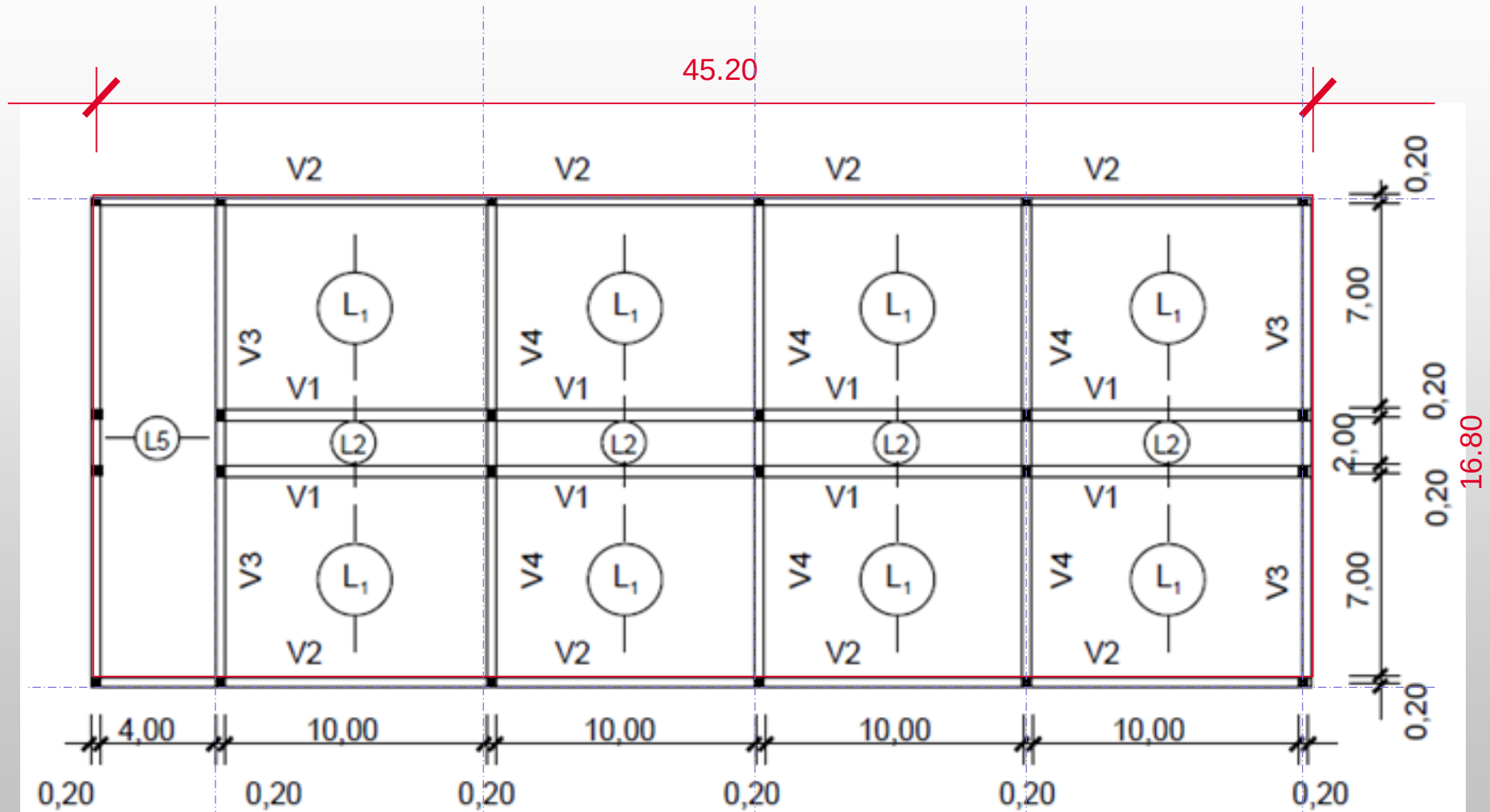


PLANTA ALTA

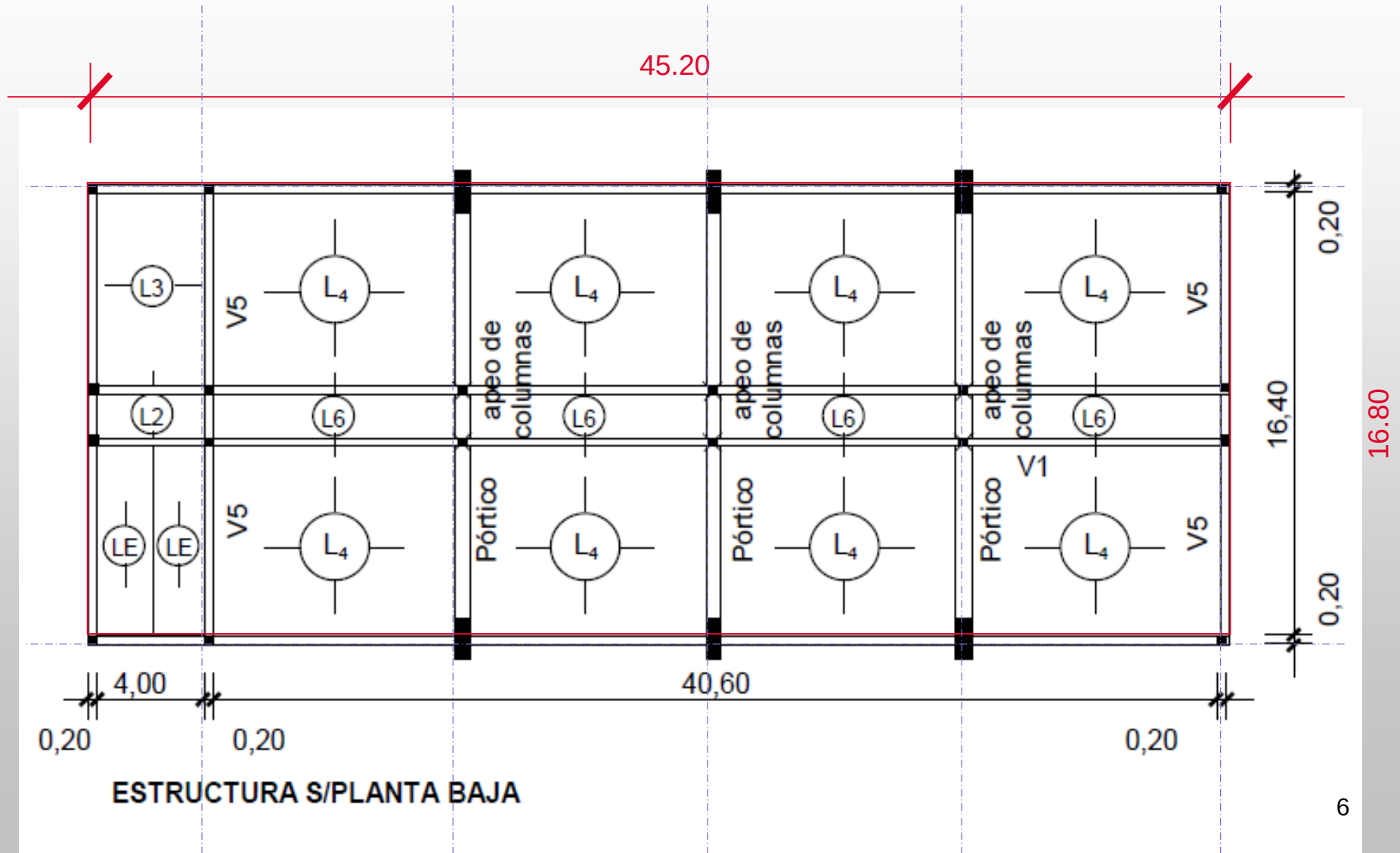


Planteamos un esquema estructural simple.
Las cargas sobre el pórtico las determinamos por superficie de influencia





ESTRUCTURA S/PLANTA ALTA



ESTRUCTURA S/PA - CARGAS

PESO DE LA LOSA

El techo de la planta alta es una losa inaccesible: Carga reglamentaria 1 KN/m² CIRSOC 101
La losa es prefabricada tipo VIPRET o similar, cuyo peso resulta aproximadamente 500 kg/m² considerando contrapiso, aislaciones, cielorraso y el peso propio de la losa. Ver práctico de prefabricados del Taller DNC

CARGA

Sobrecarga reglamentaria

Peso propio de losas

100 Kg/m²

500 Kg/m²

ESTRUCTURA S/PA - PESO DE LAS VIGAS

$$L = 7,00$$

Las vigas que sostienen las losas prefabricadas tendrán unas dimensiones de $L/12 = 60$ cm de alto y 20 cm de ancho.

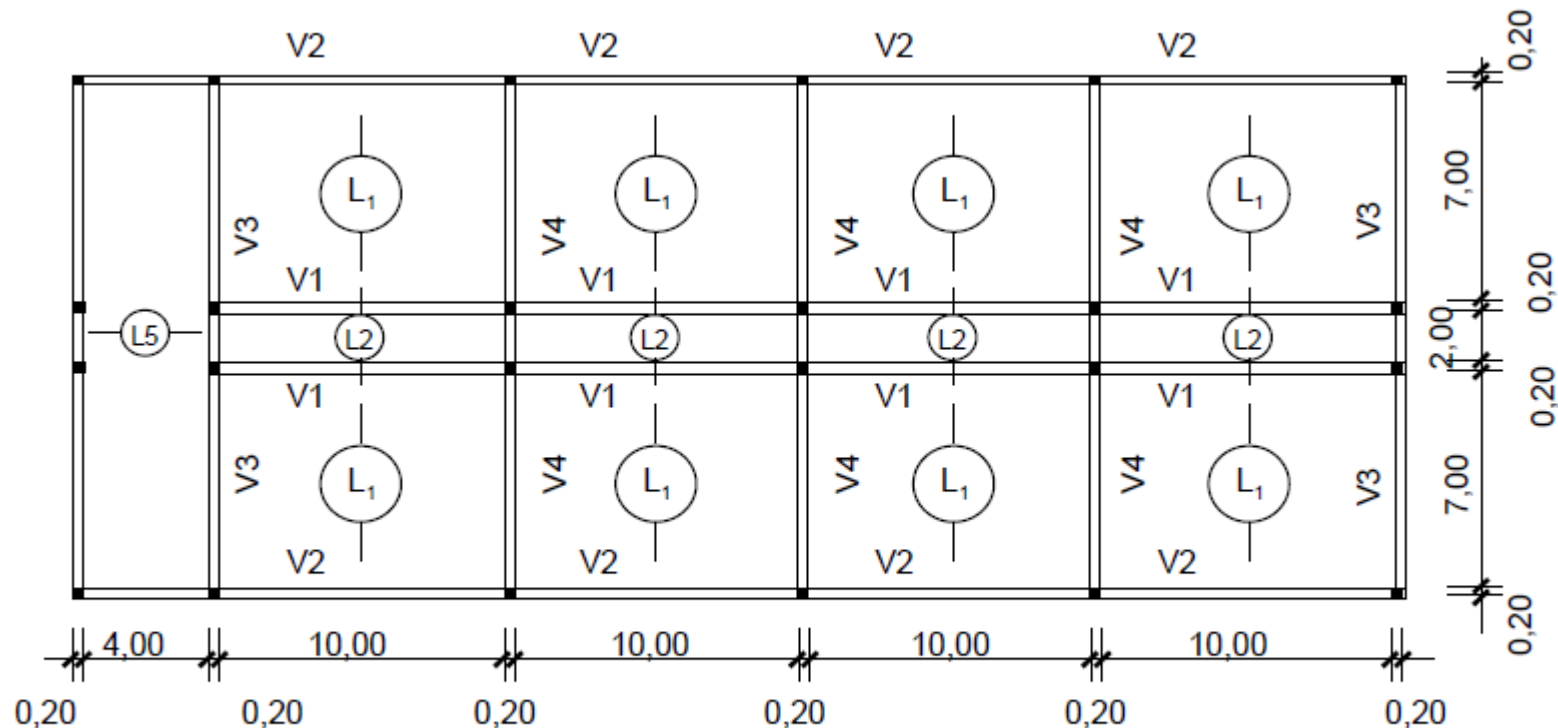
Peso de las vigas: $0,20 \times 0,60 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}$

Peso del
hormigón

Longitud total de las vigas (V1: 82,00 m); (V2: 82,00 m); (V3: 33,60 m); (V4: 50,40 m) = 248,00 m

Peso total de las vigas: $248 \text{ m} \times 288 \text{ kg/m} = 71.424 \text{ kg}$

Incidencia de las vigas por m^2 : $71.424 \text{ kg} / (41 \text{ m} \times 16,80 \text{ m}) = 103 \text{ kg/m}^2$



ESTRUCTURA S/PLANTA ALTA

ESTRUCTURA S/PA - PESO DE LAS VIGAS

$$L = 7,00$$

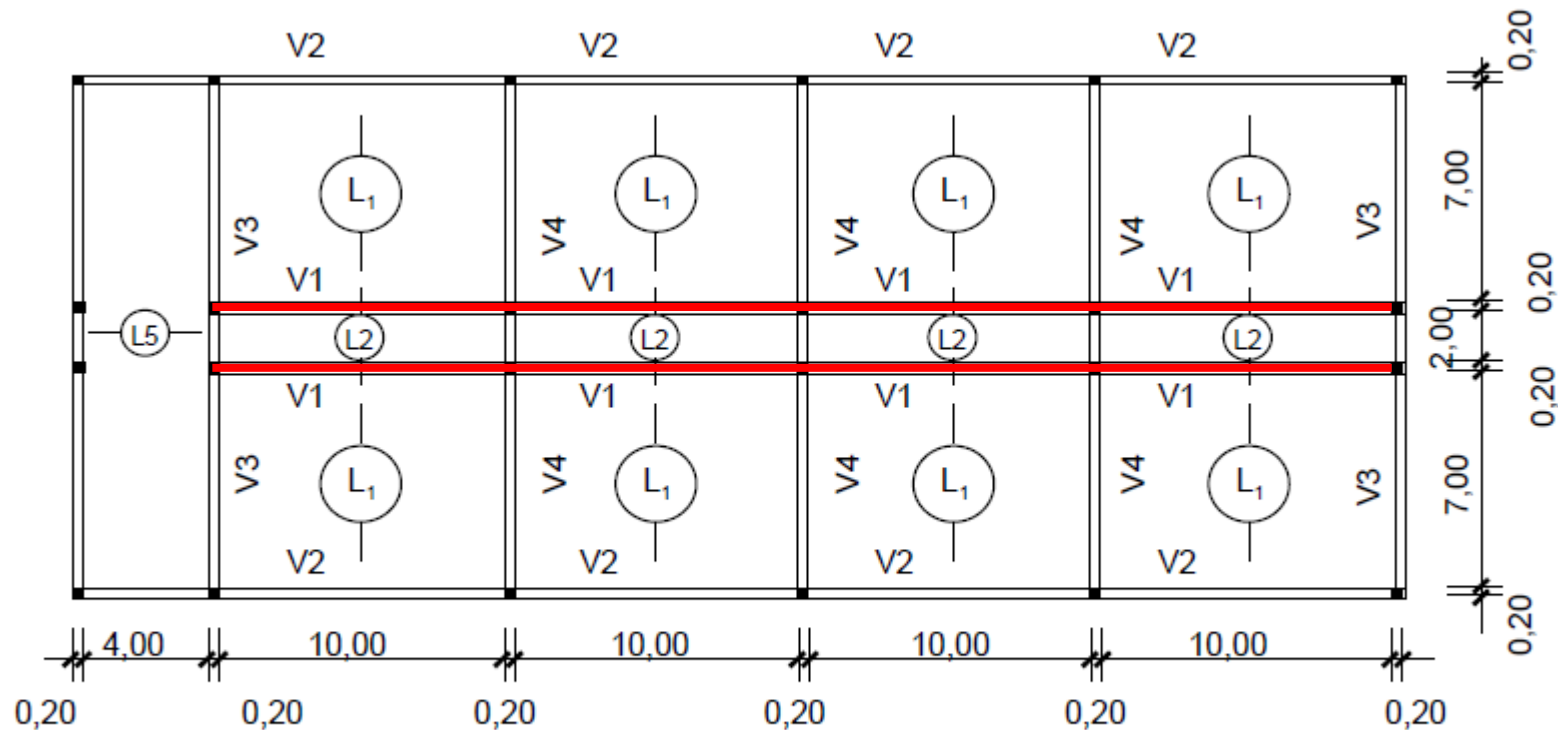
Las vigas que sostienen las losas prefabricadas tendrán unas dimensiones de $L/12 = 60$ cm de alto y 20 cm de ancho.

Peso de las vigas: $0,20 \times 0,60 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}$

Longitud total de las vigas (V1: 82,00 m); (V2: 82,00 m); (V3: 33,60m); (V4: 50,40m) = 248,00m

Peso total de las vigas: $248 \text{ m} \times 288 \text{ kg/m} = 71.424 \text{ kg}$

Incidencia de las vigas por m^2 : $71.424 \text{ kg} / (41 \text{ m} \times 16,80 \text{ m}) = 103 \text{ kg/m}^2$



ESTRUCTURA S/PLANTA ALTA

ESTRUCTURA S/PA - PESO DE LAS VIGAS

$$L = 7,00$$

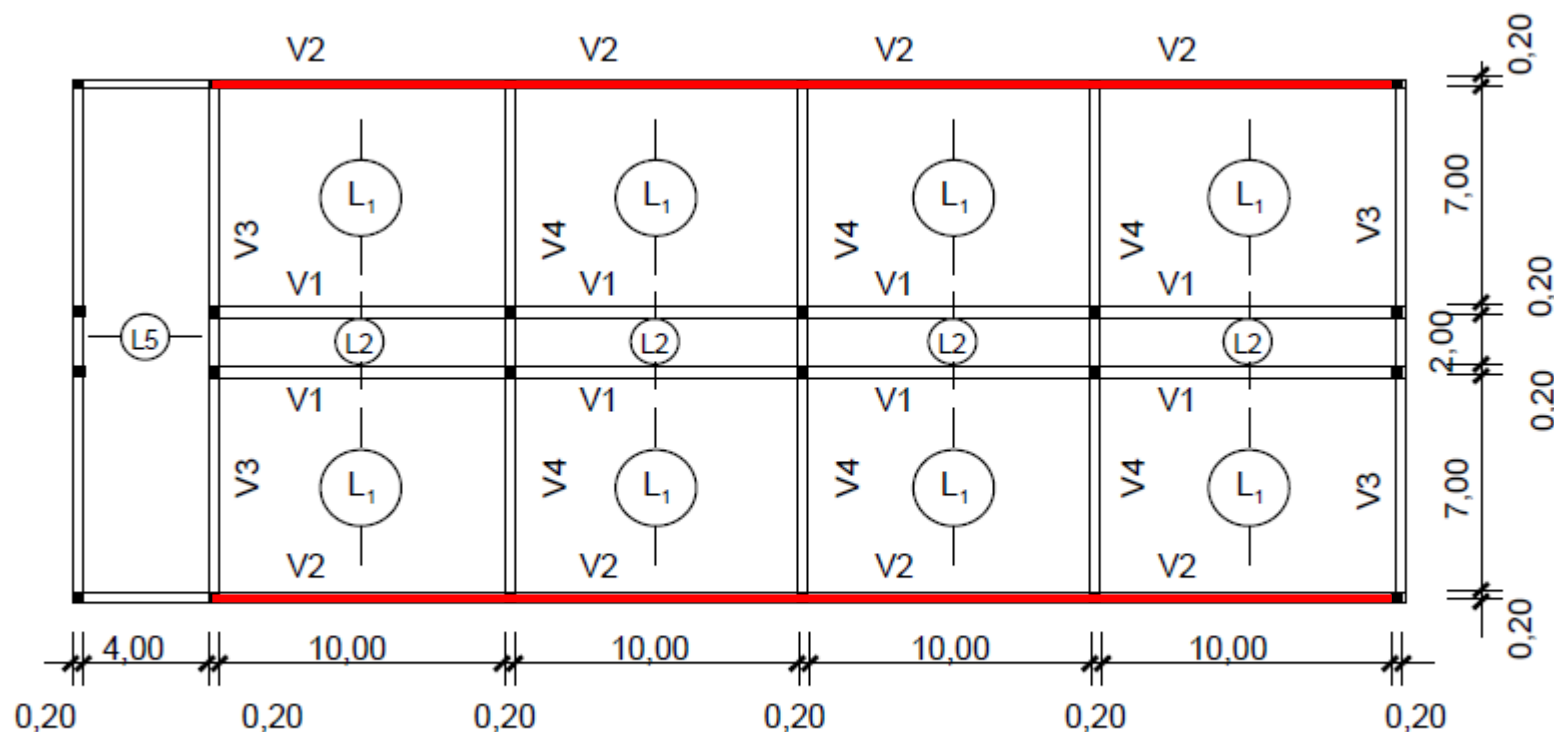
Las vigas que sostienen las losas prefabricadas tendrán unas dimensiones de $L/12 = 60$ cm de alto y 20 cm de ancho.

Peso de las vigas: $0,20 \times 0,60 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}$

Longitud total de las vigas (V1: 82,00 m); (V2: 82,00 m); (V3: 33,60m); (V4: 50,40m) = 248,00m

Peso total de las vigas: $248 \text{ m} \times 288 \text{ kg/m} = 71.424 \text{ kg}$

Incidencia de las vigas por m^2 : $71.424 \text{ kg} / (41 \text{ m} \times 16,80 \text{ m}) = 103 \text{ kg/m}^2$



ESTRUCTURA S/PLANTA ALTA

ESTRUCTURA S/PA - PESO DE LAS VIGAS

$$L = 7,00$$

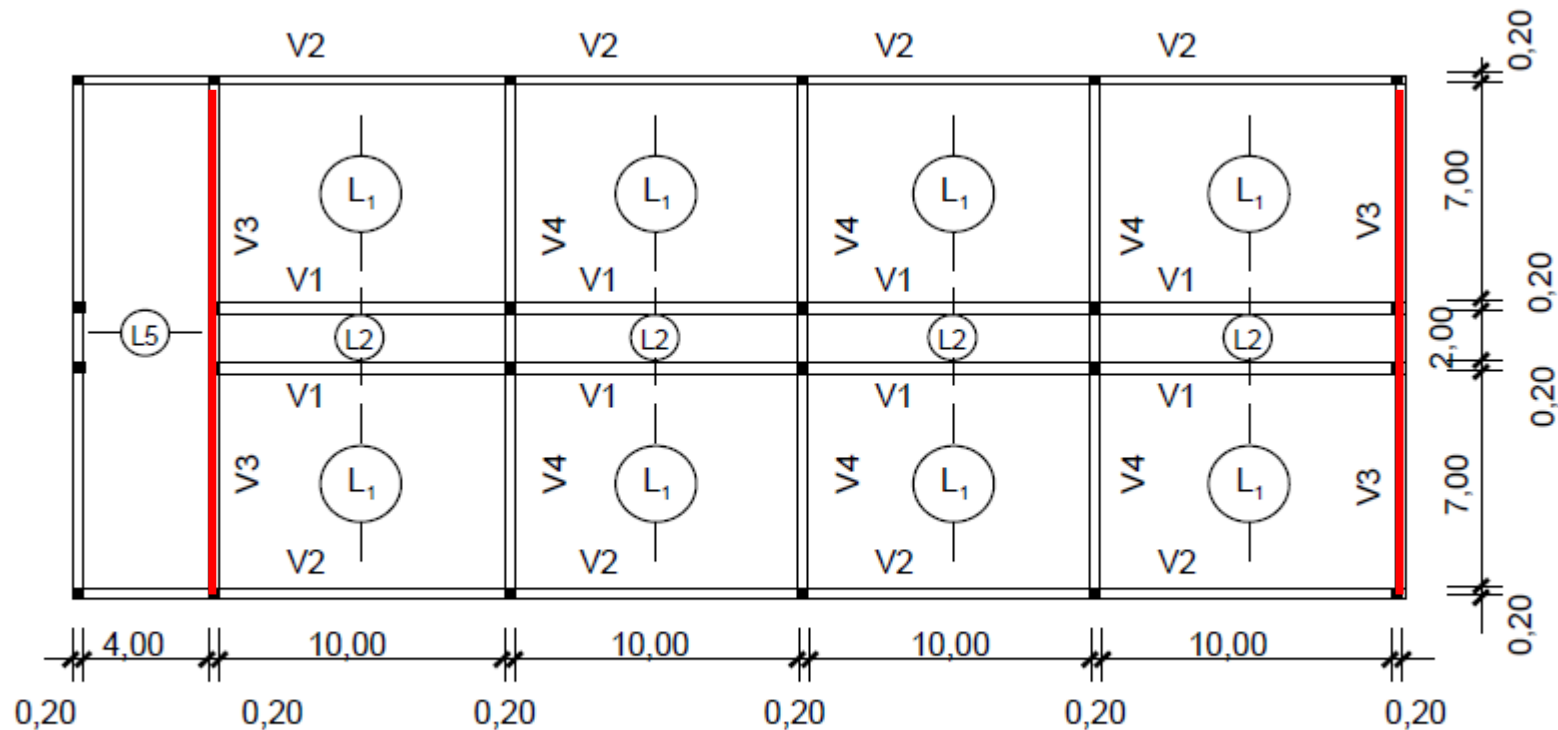
Las vigas que sostienen las losas prefabricadas tendrán unas dimensiones de $L/12 = 60$ cm de alto y 20 cm de ancho.

Peso de las vigas: $0,20 \times 0,60 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}$

Longitud total de las vigas (V1: 82,00 m); (V2: 82,00 m); (V3: 33,60m); (V4: 50,40m) = 248,00m

Peso total de las vigas: $248 \text{ m} \times 288 \text{ kg/m} = 71.424 \text{ kg}$

Incidencia de las vigas por m^2 : $71.424 \text{ kg} / (41 \text{ m} \times 16,80 \text{ m}) = 103 \text{ kg/m}^2$



ESTRUCTURA S/PLANTA ALTA

ESTRUCTURA S/PA - PESO DE LAS VIGAS

$$L = 7,00$$

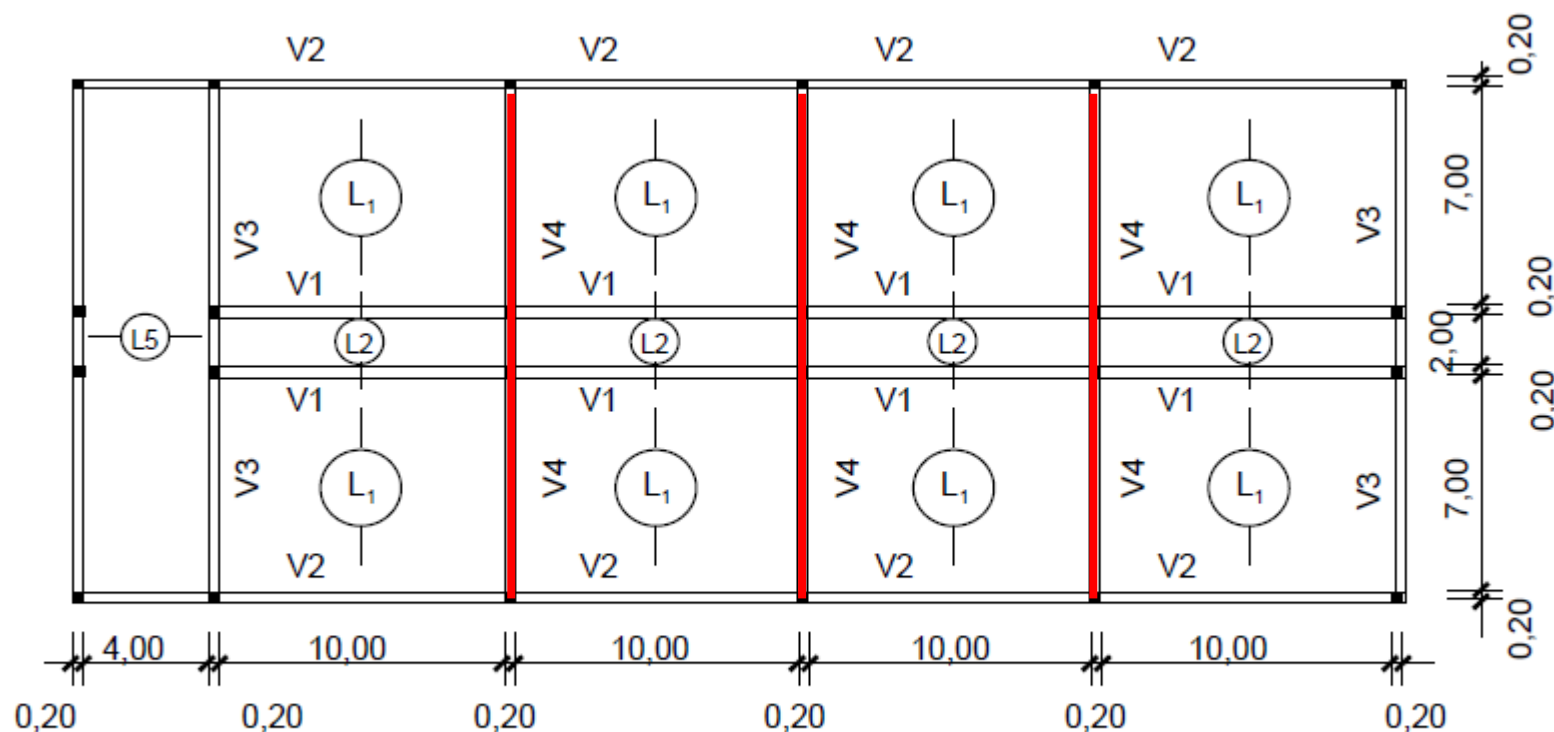
Las vigas que sostienen las losas prefabricadas tendrán unas dimensiones de $L/12 = 60$ cm de alto y 20 cm de ancho.

Peso de las vigas: $0,20 \times 0,60 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}$

Longitud total de las vigas (V1: 82,00 m); (V2: 82,00 m); (V3: 33,60m); (V4: 50,40m) = 248,00m

Peso total de las vigas: $248 \text{ m} \times 288 \text{ kg/m} = 71.424 \text{ kg}$

Incidencia de las vigas por m^2 : $71.424 \text{ kg} / (41 \text{ m} \times 16,80 \text{ m}) = 103 \text{ kg/m}^2$



ESTRUCTURA S/PLANTA ALTA

ESTRUCTURA S/PA - PESO DE LAS VIGAS

$$L = 7,00$$

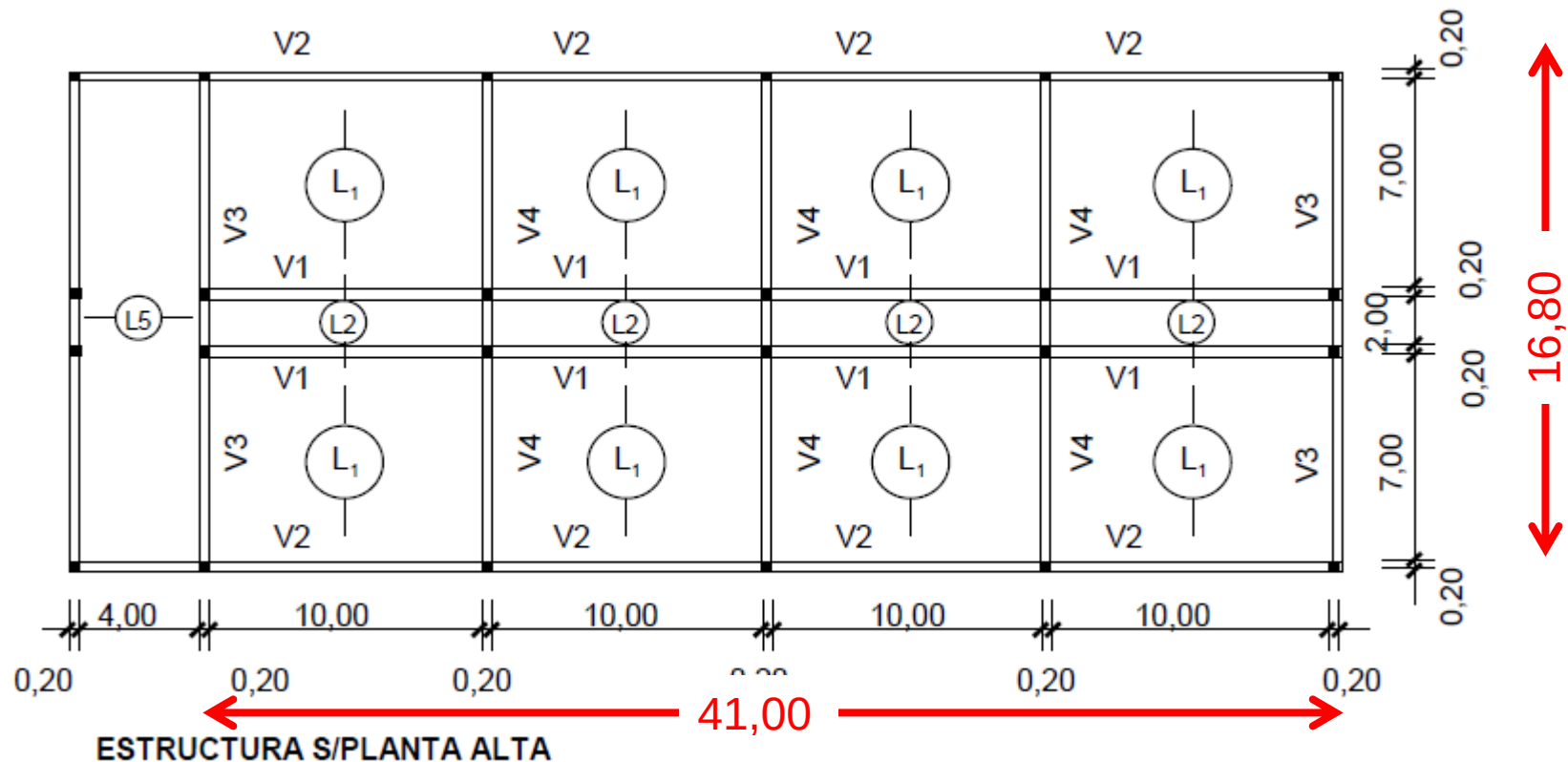
Las vigas que sostienen las losas prefabricadas tendrán unas dimensiones de $L/12 = 60$ cm de alto y 20 cm de ancho.

Peso de las vigas: $0,20 \times 0,60 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}$

Longitud total de las vigas (V1: 82,00 m); (V2: 82,00 m); (V3: 33,60m); (V4: 50,40m) = 248,00m

Peso total de las vigas: $248 \text{ m} \times 288 \text{ kg/m} = 71.424 \text{ kg}$

Incidencia de las vigas por m^2 : $71.424 \text{ kg} / (41 \text{ m} \times 16,80 \text{ m}) = 103 \text{ kg/m}^2$



ESTRUCTURA S/PA - PESO DE LAS VIGAS

$$L = 7,00$$

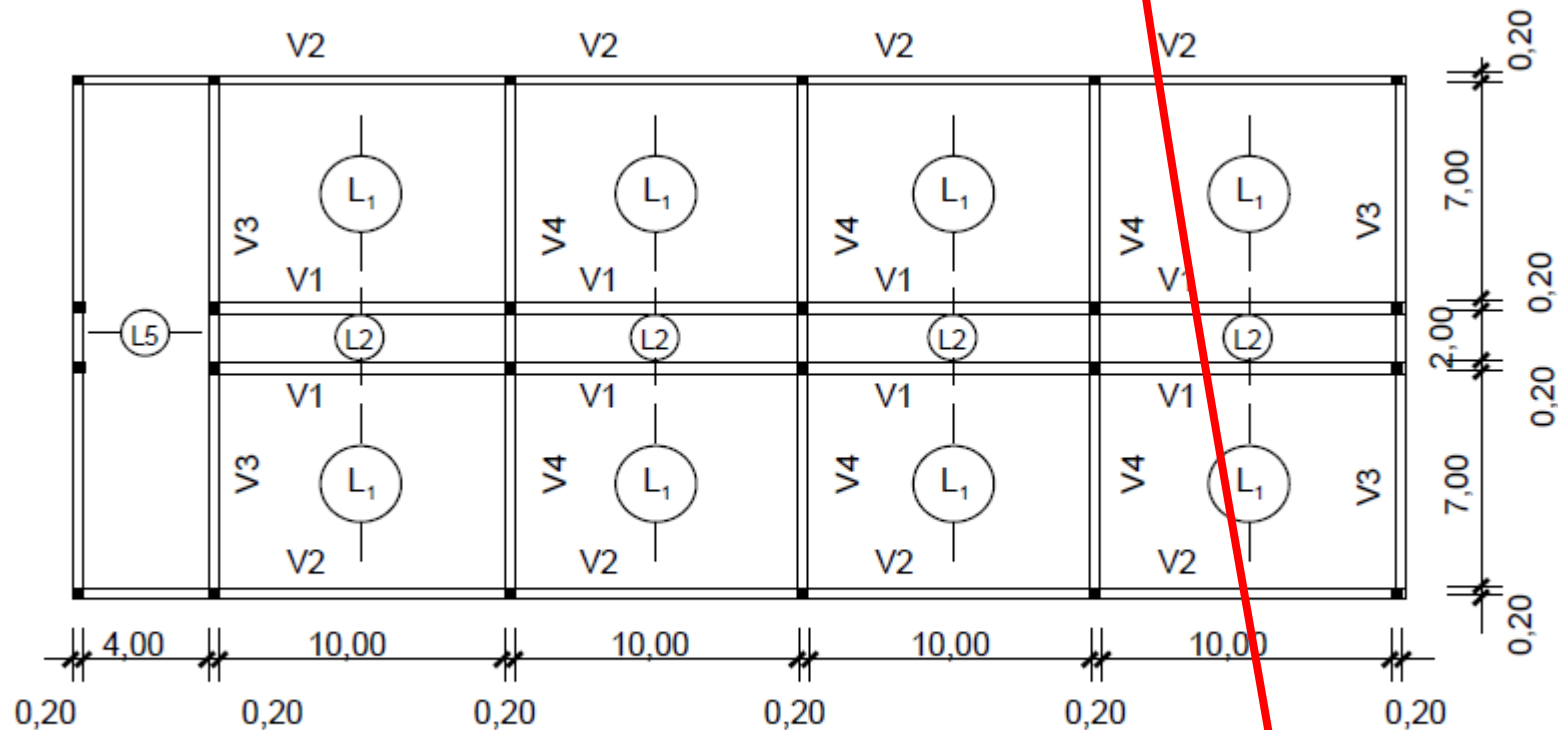
Las vigas que sostienen las losas prefabricadas tendrán unas dimensiones de $L/12 = 60$ cm de alto y 20 cm de ancho.

Peso de las vigas: $0,20 \times 0,60 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}$

Longitud total de las vigas (V1: 82,00 m); (V2: 82,00 m); (V3: 33,60m); (V4: 50,40m) = 248,00m

Peso total de las vigas: $248 \text{ m} \times 288 \text{ kg/m} = 71.424 \text{ kg}$

Incidencia de las vigas por m^2 : $71.424 \text{ kg} / (41 \text{ m} \times 16,80 \text{ m}) = 103 \text{ kg/m}^2$



ESTRUCTURA S/PLANTA ALTA

ESTRUCTURA S/PA - CARGAS

CARGA

Sobrecarga reglamentaria 100 Kg/m²

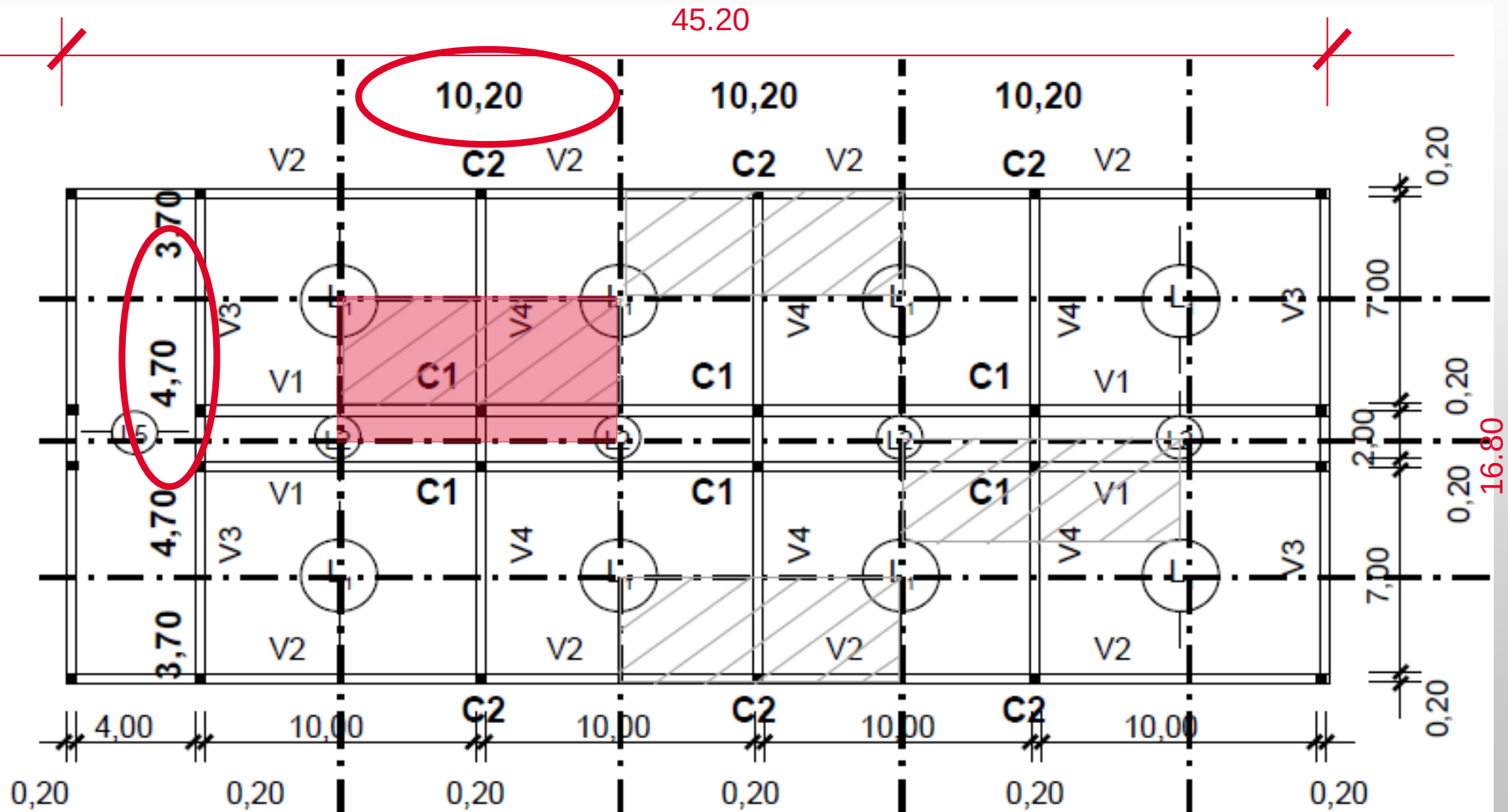
Peso propio de losas 500 Kg/m²

Incidencia del peso de las vigas 100 Kg/m²

$$q = \frac{100}{700} \text{ Kg/m}^2$$

SUPERFICIE DE INFLUENCIA

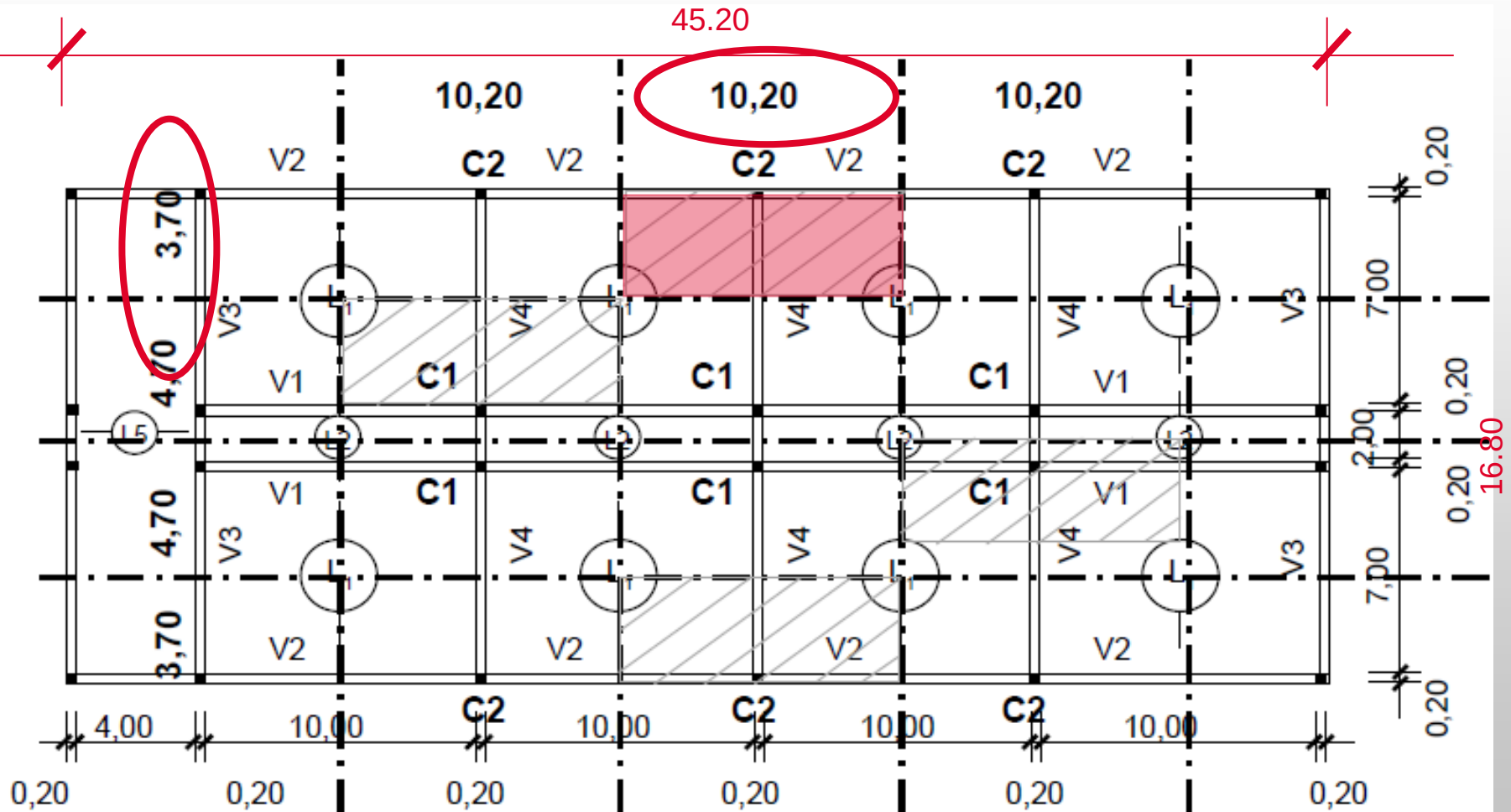
$$S_1 = 10,20 \times 4,70 = 47,94 \text{ m}^2$$

Para **C1**

ESTRUCTURA S/PLANTA ALTA

Para C2

$$S_1 = 10,20 \times 3,70 = 37,74 \text{ m}^2$$



ESTRUCTURA S/PLANTA ALTA

Superficie de influencia de C1= $10,20 \times 4,70 = 47,94 \text{ m}^2$

Carga en C1= $700 \times 47,94 = 33558 \text{ Kg}$

Peso propio C1($0,20 \times 0,20 \times 4,00 \times 2400$)= 384 Kg

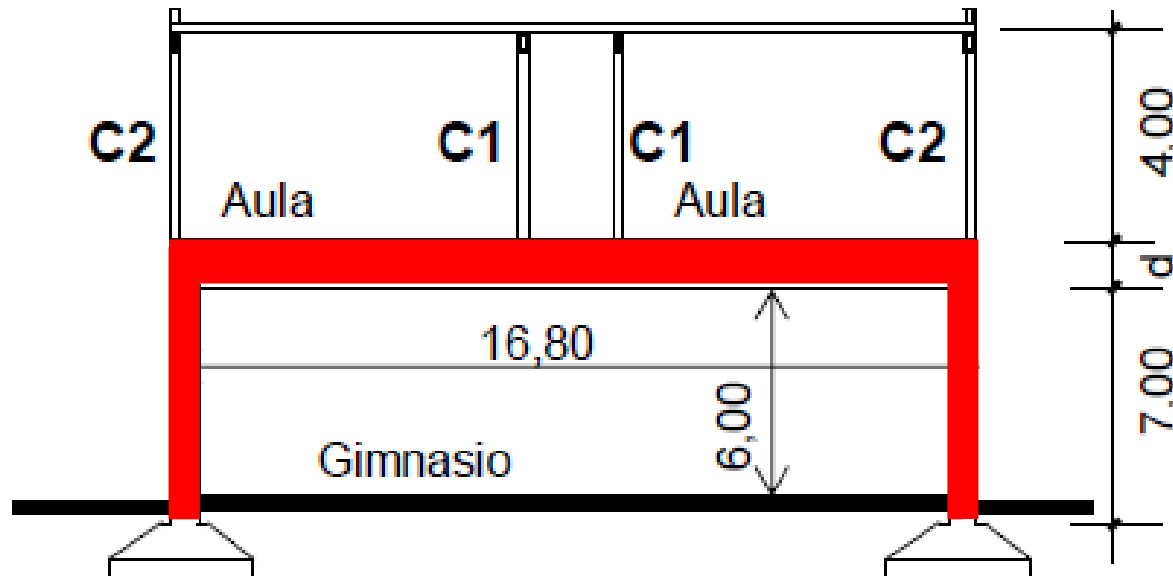
C1= $33942 \text{ Kg} = 33,9 \text{ t}$

ESTRUCTURA S/PB - CARGAS

La altura del dintel la estimamos en $d=L/10$ $d=16,80/10 = 1,60$ m

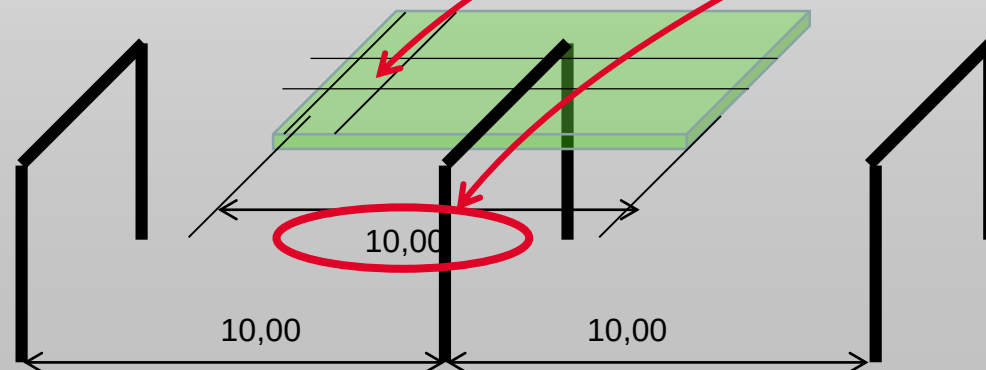
A las patas del pórtico le asignamos 1,00 m

Todo tiene un espesor de 40 cm



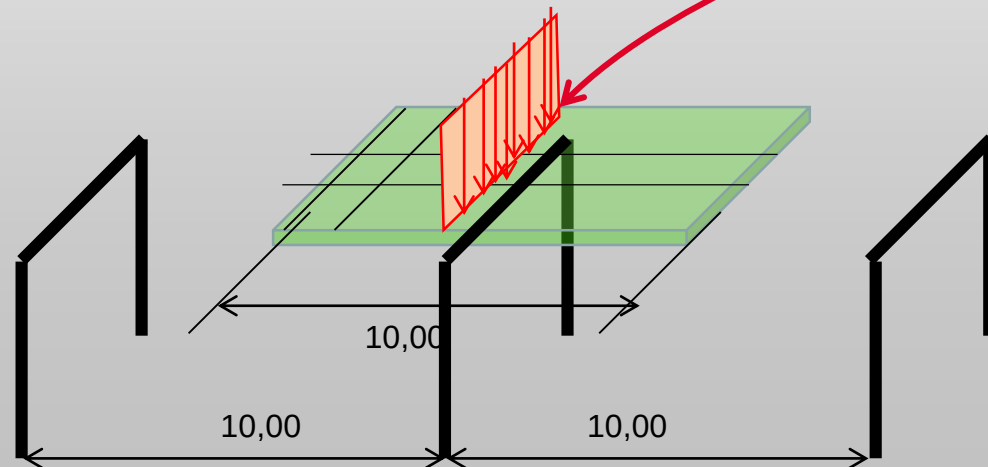
CARGAS

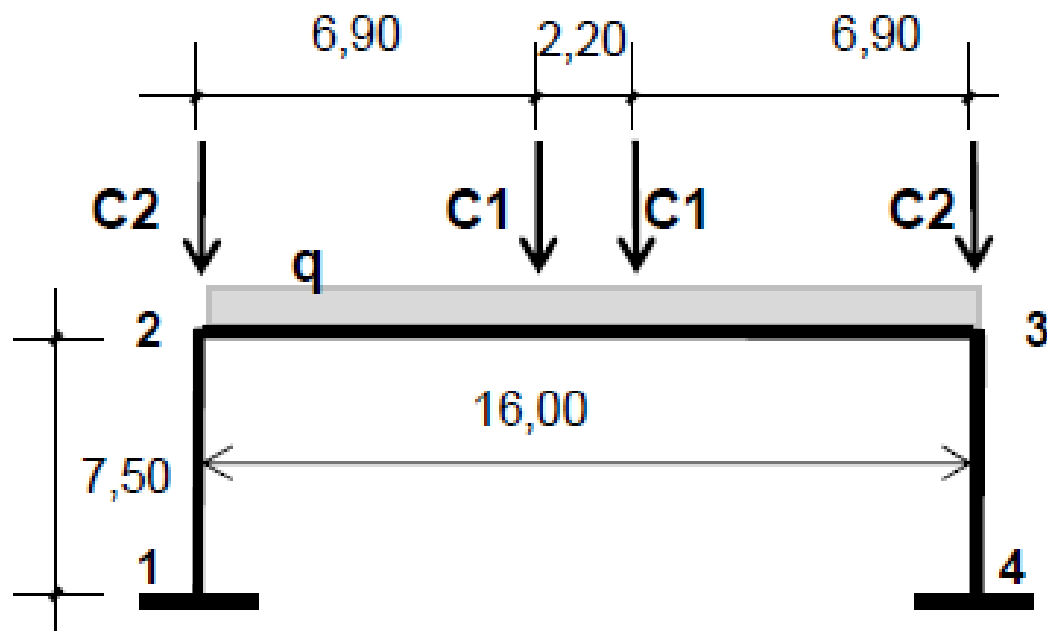
Peso propio losa+contrapiso+piso+CR:	500 Kg/m ²	
Sobrecargas Aulas CIRSOC 101:	3 KN/m ²	
Total cargas repartidas:	800 Kg/m ²	
Separación entre pórticos:	10 m	
Carga del piso:	8000 Kg/m	
Peso propio del pórtico: $1,60 \times 0,40 \times 2400 =$	1536 Kg/m	
$q =$	9536 Kg/m	$= 9,5 \text{ t/m}$



CARGAS

Peso propio losa+contrapiso+piso+CR:	500 Kg/m ²	
Sobrecargas Aulas CIRSOC 101:	3 kN/m ²	
Total cargas repartidas:	800 Kg/m ²	
Separación entre pórticos:	10 m	
Carga del piso:	8000 Kg/m	
Peso propio del pórtico: $1,60 \times 0,40 \times 2400 =$	1536 Kg/m	
$q =$	9536 Kg/m	$= 9,5 \text{ t/m}$



ESQUEMA ESTRUCTURAL

Pórtico plano: HIPERESTÁTICO DE TERCER GRADO

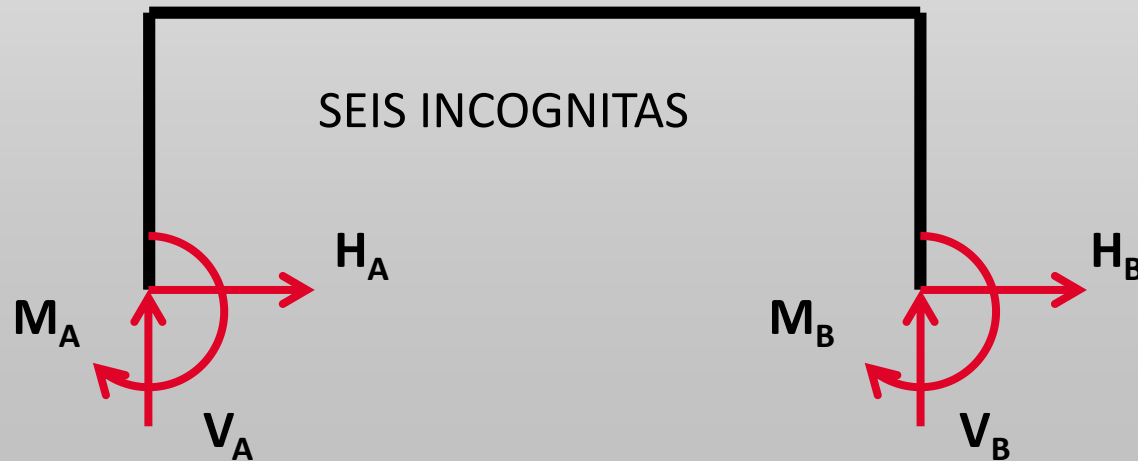


TRES ECUACIONES

$$\sum F_X = 0$$

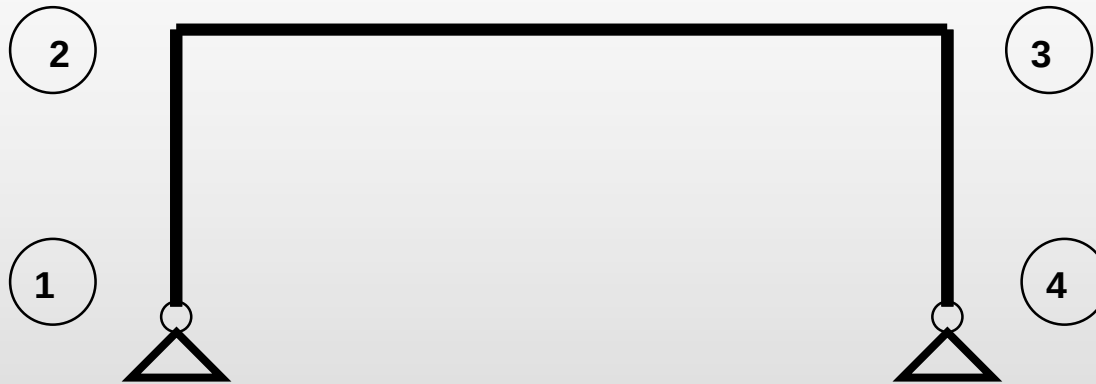
$$\sum F_Y = 0$$

$$\sum M_a = 0$$



TRES ECUACIONES DE
DEFORMACIONES

Pórtico plano: HIPERESTÁTICO DE PRIMER GRADO

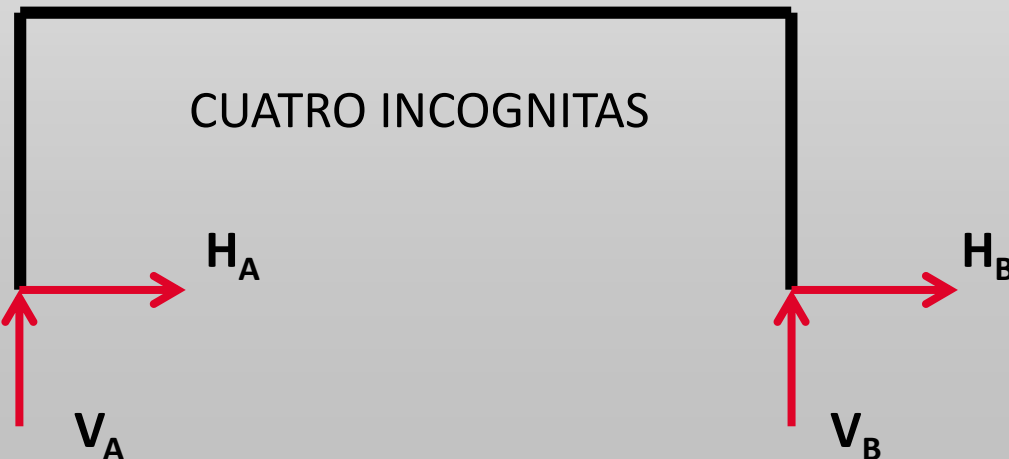


TRES ECUACIONES

$$\sum F_X = 0$$

$$\sum F_Y = 0$$

$$\sum M_a = 0$$



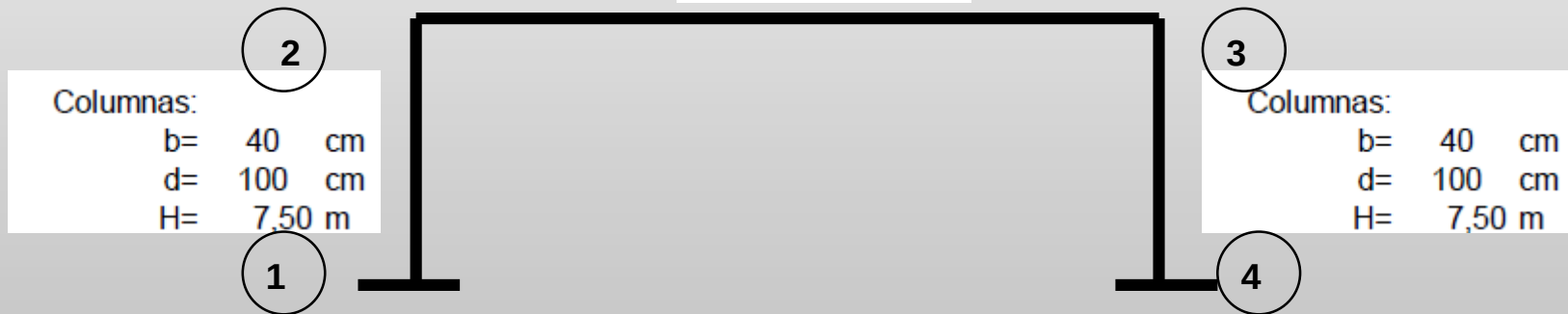
UNA ECUACIÓN DE
DEFORMACIONES

RESOLUCIÓN

Una forma aproximada para resolverlo cuando las cargas son verticales, es considerar el dintel empotrado en los nudos 2-3 y calcular los momentos en los empotramientos (a través de tablas que resuelven el problema) y luego equilibrar el nudo distribuyendo el momento en función de la rigidez flexional de las barras que concurren a dicho nudo.

Dintel:

b= 40 cm
d= 160 cm
L= 16,00 m

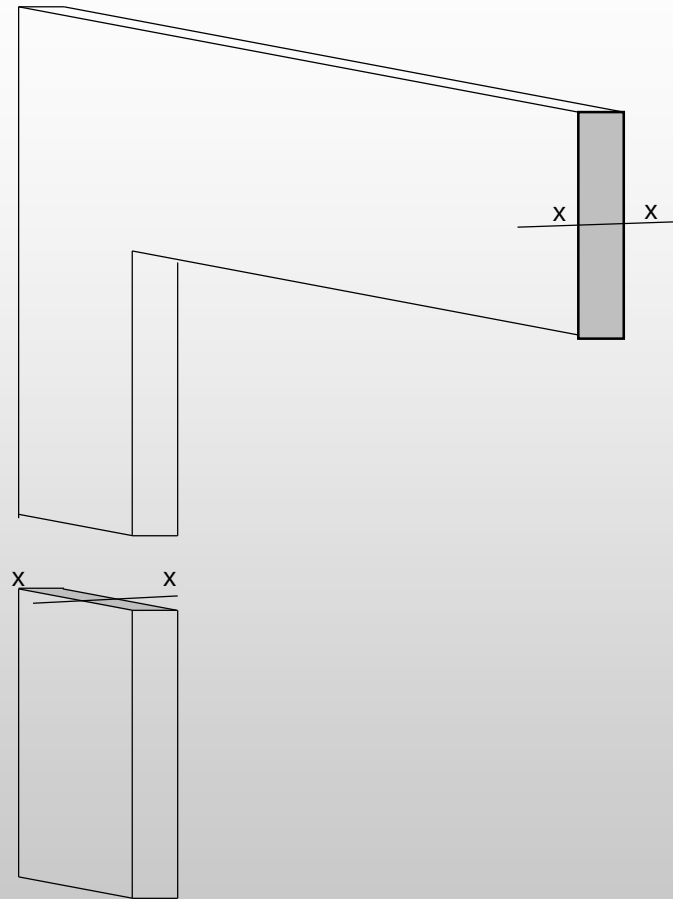


DIMENSIONES

DIMENSIONES

Columnas:

b=	40	cm
d=	100	cm
H=	7,50	m



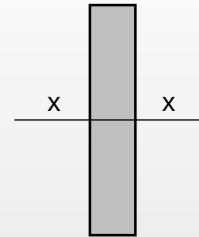
Dintel:

b=	40	cm
d=	160	cm
L=	16,00	m

RESOLUCIÓN

Dintel:

b= 40 cm
d= 160 cm
L= 16,00 m



Dintel

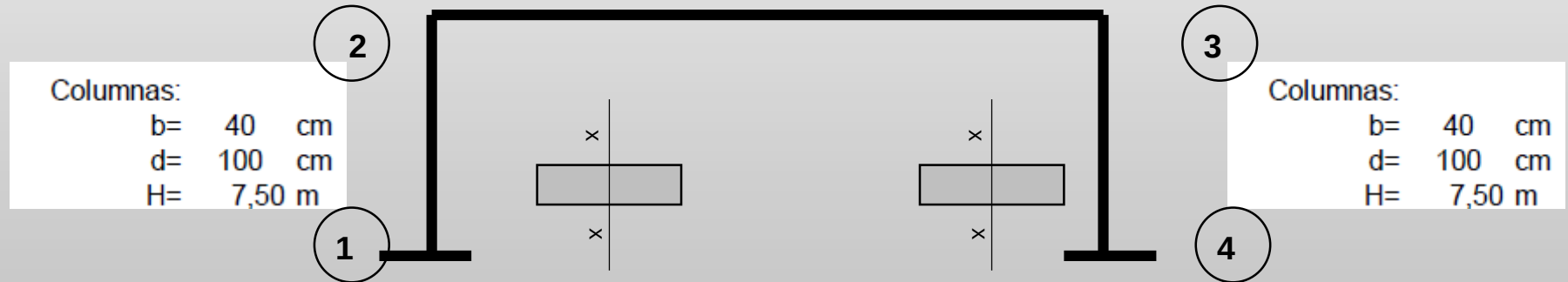
$$J_x = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{40 \times 160^3}{12}$$

Columna

$$J_x = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{40 \times 100^3}{12}$$

Columna

$$J_x = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{40 \times 100^3}{12}$$

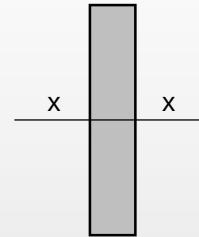


DIMENSIONES

Momento de Inercia del DINTEL

Dintel:

b= 40 cm
d= 160 cm
L= 16,00 m



Dintel

$$J_x = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{40 \times 160^3}{12}$$

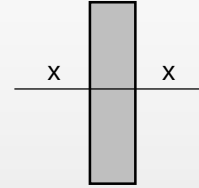
$$J_x = \frac{40 \times 160^3}{12} = 13.653.333 \text{ cm}^4$$

$$J_x = 0,1365 \text{ m}^4$$

Momento de Inercia de la COLUMNA

Dintel:

b= 40 cm
d= 160 cm
L= 16,00 m



Dintel

$$J_x = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{40 \times 160^3}{12}$$

$$J_x = \frac{40 \times 100^3}{12} = 3.333.333 \text{ cm}^4$$

$$J_x = 0,0333 \text{ m}^4$$

Momentos de inercia

$$J_x = \frac{b \times d^3}{12}$$

$$J_{x_{\text{dintel}}} = \frac{40 \times 160^3}{12} = 13.653.333 \text{ cm}^4 \quad 0,1365 \text{ m}^4$$

$$J_{x_{\text{columna}}} = \frac{40 \times 100^3}{12} = 3.333.333 \text{ cm}^4 \quad 0,0333 \text{ m}^4$$

Módulo resistente del hormigón

CIRSOC 201-Cap.8-187

Para valores de W_c (peso por unidad de volumen del hormigón) entre 1500 y 2500 kg/m³, el módulo de elasticidad del hormigón se puede determinar con la siguiente expresión:

$$E_c = W_c^{1,5} \times 0,043 \times \sqrt{f_c}$$

 f_c = Resistencia especificada del hormigón: 30MPa W_c = 2400 kg/m³

$$E_c = 2400^{1,5} \times 0,043 \times \sqrt{30} = 27.691 \text{ Mpa} = 276.915 \text{ kg/cm}^2$$

RIGIDEZ FLEXIONAL

$$\frac{E \times J}{L}$$

E: Módulo de Elasticidad del hormigón

J: Momento de Inercia

L: Longitud de la barra

Rigidez del dintel
+ Rigidez de la columna

Rigidez del nudo

Dintel:

b= 40 cm
 d= 160 cm
 L= 16,00 m

Rigidez del dintel

Columnas:

b= 40 cm
 d= 100 cm
 H= 7,50 m

Rigidez de la columna

Coeficiente de distribución flexional

Coef.dintel=

Rigidez del dintel
Rigidez del nudo

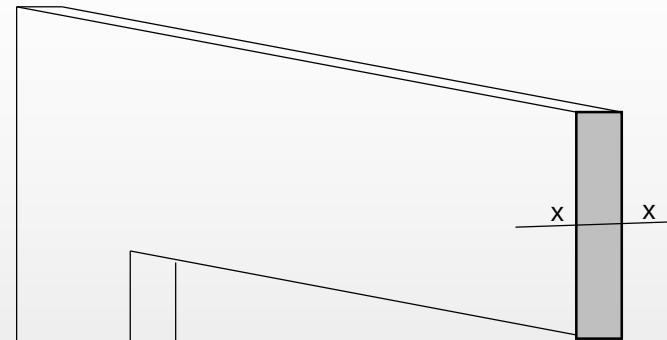
Columnas:

b= 40 cm
d= 100 cm
H= 7,50 m



Dintel:

b= 40 cm
d= 160 cm
L= 16,00 m



Coef.col=

Rigidez de la columna
Rigidez del nudo

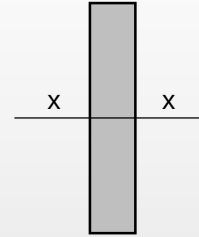
Rigidez flexional del DINTEL

Dintel:

b= 40 cm

d= 160 cm

L= 16,00 m



$$L = 16,00 \text{ m}$$

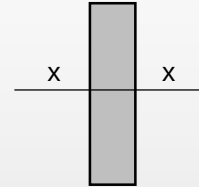
$$J_x = 0,1365 \text{ m}^4$$

$$Rf_{\text{dintel}} = \frac{E \times 0,1365}{16,00} = E \times 0,0085 \text{ m}^3$$

Rigidez flexional de la COLUMNA

Columnas:

b= 40 cm
d= 100 cm
H= 7,50 m



$$L = 7,50 \text{ m}$$

$$J_x = 0,0333 \text{ m}^4$$

$$Rf_{col} = \frac{E \times 0,0333}{7,50} = E \times 0,0044 \text{ m}^3$$

Rigidez flexional del NUDO

+ Rigidez flexional del DINTEL
+ Rigidez flexional de la COLUMNA

$$Rf_{\text{nudo}} = Rf_{\text{dintel}} + Rf_{\text{col}} =$$

$$Rf_{\text{nudo}} = E \times 0,0085 \text{ m}^3 + E \times 0,0044 \text{ m}^3$$

Rigidez flexional: $E \times J / L$

E: módulo de elasticidad del material

J: momento de inercia

L: longitud de la barra

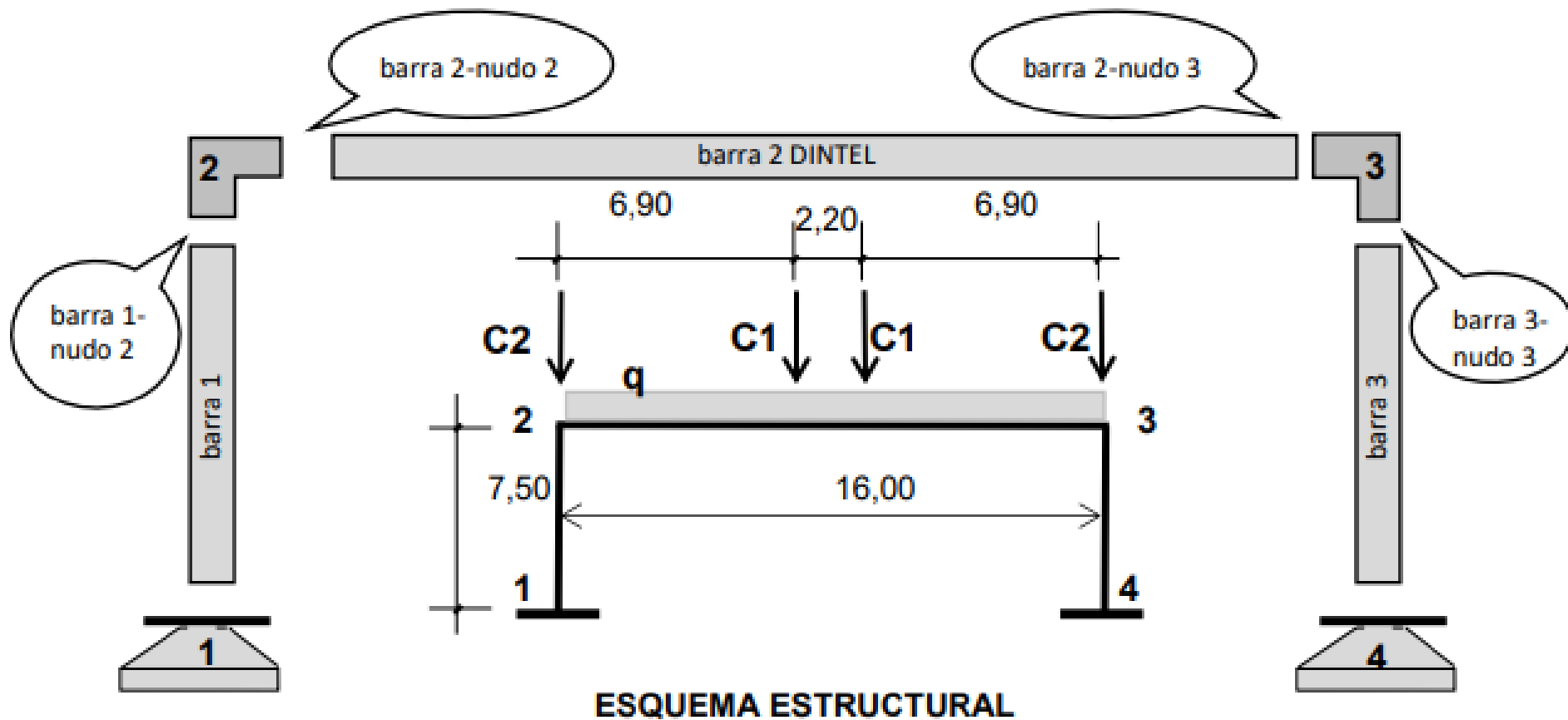
Como el módulo resistente E, es común en todos los términos y es el mismo (es $E_c = 276\,915 \text{ kg/cm}^2$ ya calculado para todo el pórtico), se puede simplificar y la rigidez flexional queda en función de J/L

$$\text{Coef.}_{\text{dintel}} = \frac{EJx_D/L_{\text{dintel}}}{EJx_D/L_{\text{dintel}} + EJx_c/L_{\text{columna}}}$$

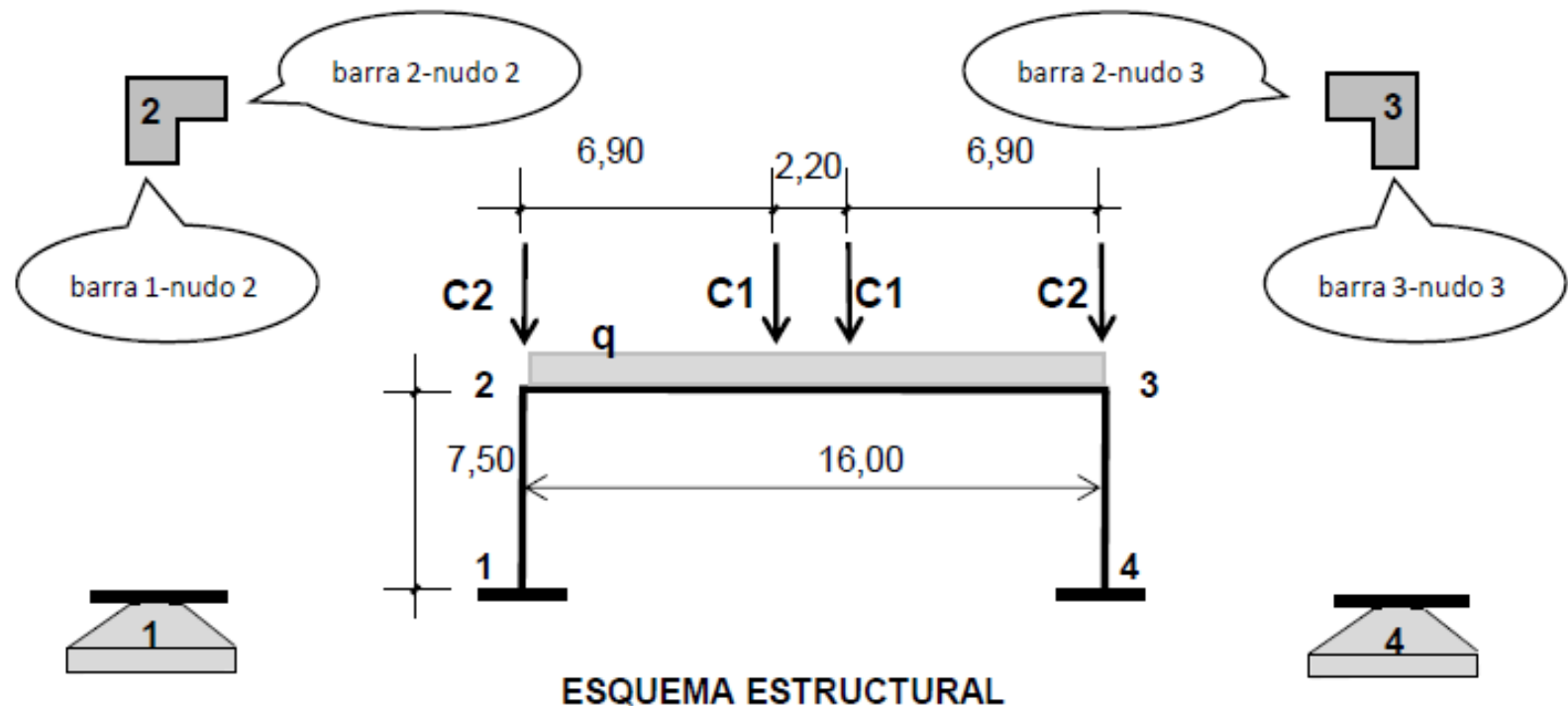
$$\text{Coef.}_{\text{dintel}} = \frac{0,0085}{0,0085 + 0,0044} = 0,658$$

$$\text{Coef.}_{\text{columna}} = \frac{EJx_c/L_{\text{columna}}}{EJx_D/L_{\text{dintel}} + EJx_c/L_{\text{columna}}}$$

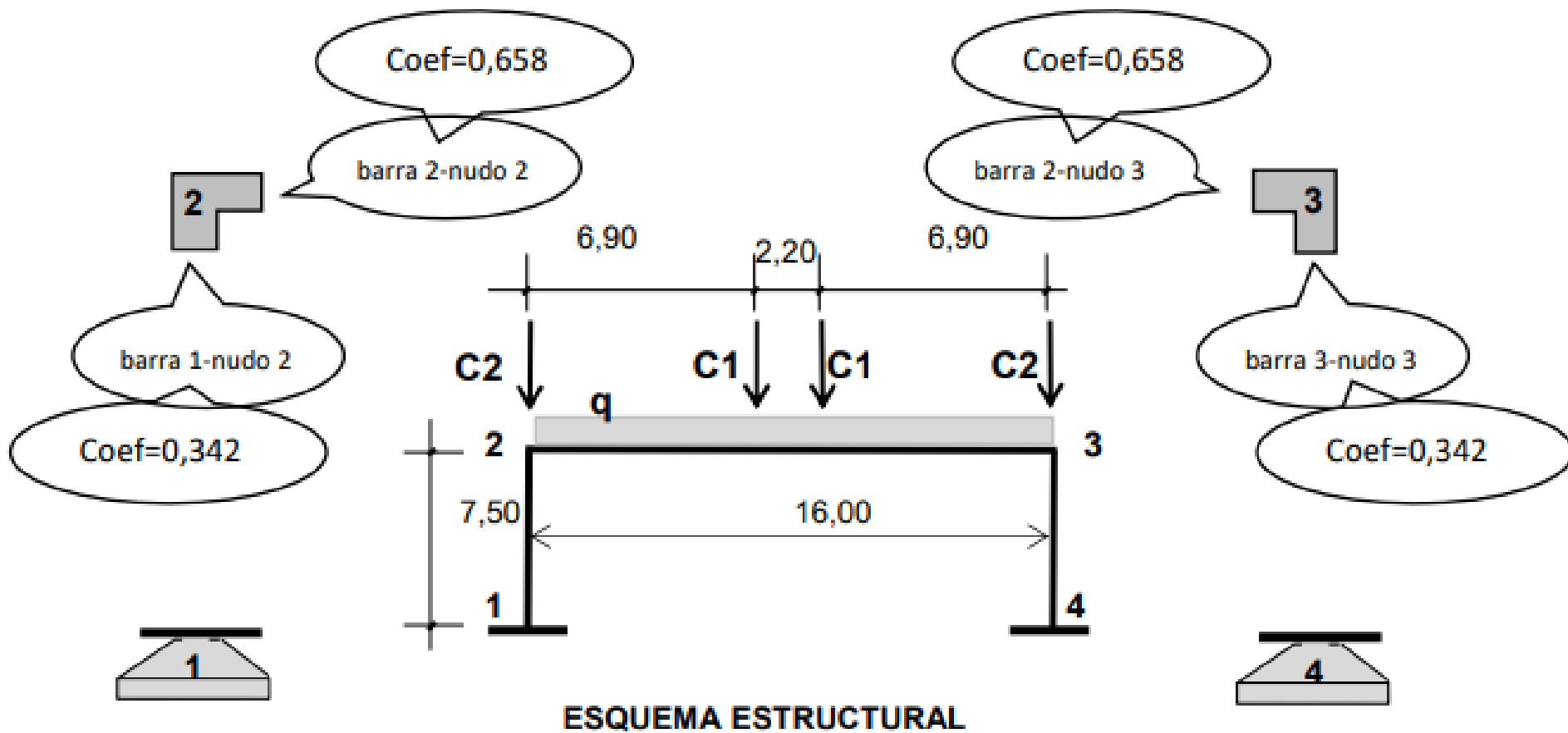
$$\text{Coef.}_{\text{columna}} = \frac{0,0044}{0,0085 + 0,0044} = 0,342$$



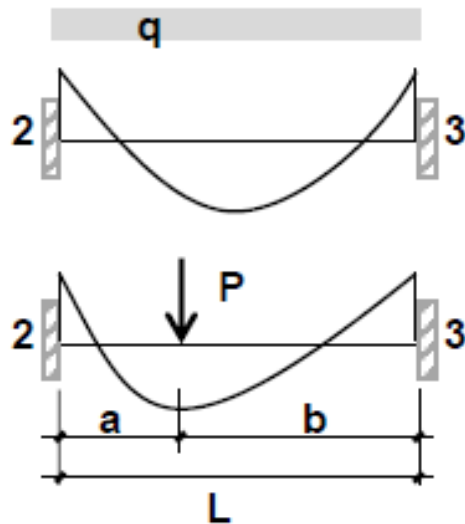
	DIMENSIONES	L(m)	J(m ⁴)	S(cm ²)	EJ/L	Coef.
barra 1	COLUMNA 1	7,50	0,0333	4000	0,0044	
	b1(cm): 40					0,342 barra 1-nudo 2
	h1(cm): 100					0,658 barra 2-nudo 2
barra 2	DINTEL	16,00	0,1365	6400	0,0085	
	b(cm): 40					0,658 barra 2-nudo 3
	h(cm): 160					0,342 barra 3-nudo 3
barra 3	COLUMNA 2	7,50	0,0333	4000	0,0044	
	b2(cm): 40					
	h2(cm): 100					



IMPORTANTE: La suma de los coeficientes de distribución en cada nudo deben sumar 1, puesto que estamos considerando las partes de un todo.



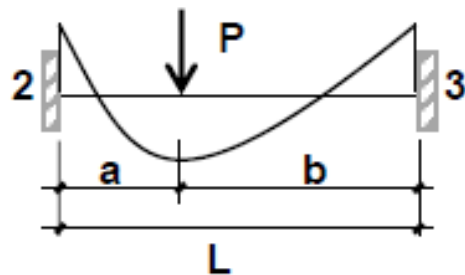
BARRAS EMPOTRADAS - EMPOTRATAS



$$M_2 = M_3 = -q \times L^2 / 12$$

$$R_A = R_B = -q \times L / 2$$

$$M_2 = M_3 = - \frac{9,5 \times 16,00^2}{12} = -202,7 \quad \text{tm}$$



$$M_2 = -P \times L \times \alpha \times \beta^2$$

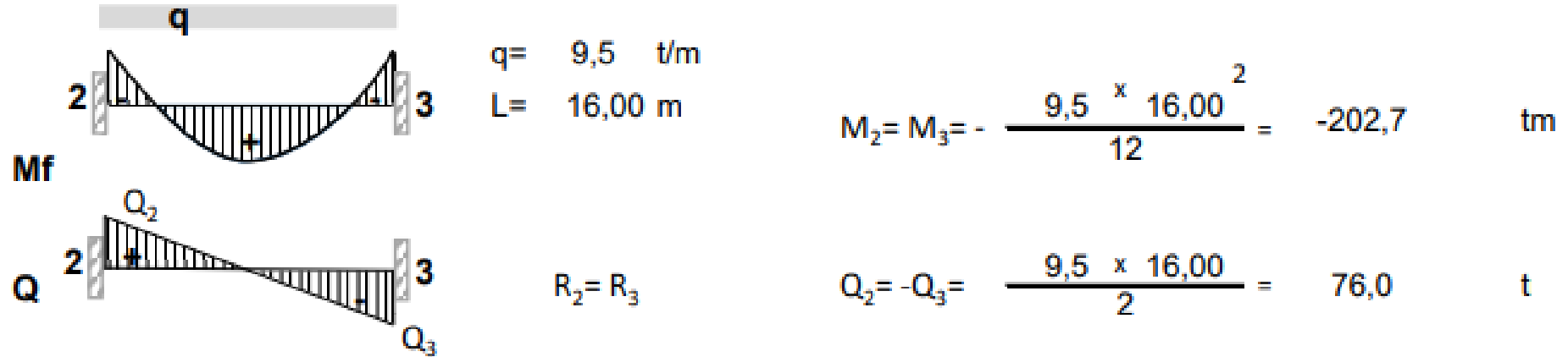
$$M_3 = -P \times L \times \alpha^2 \times \beta$$

$$\alpha = a/L$$

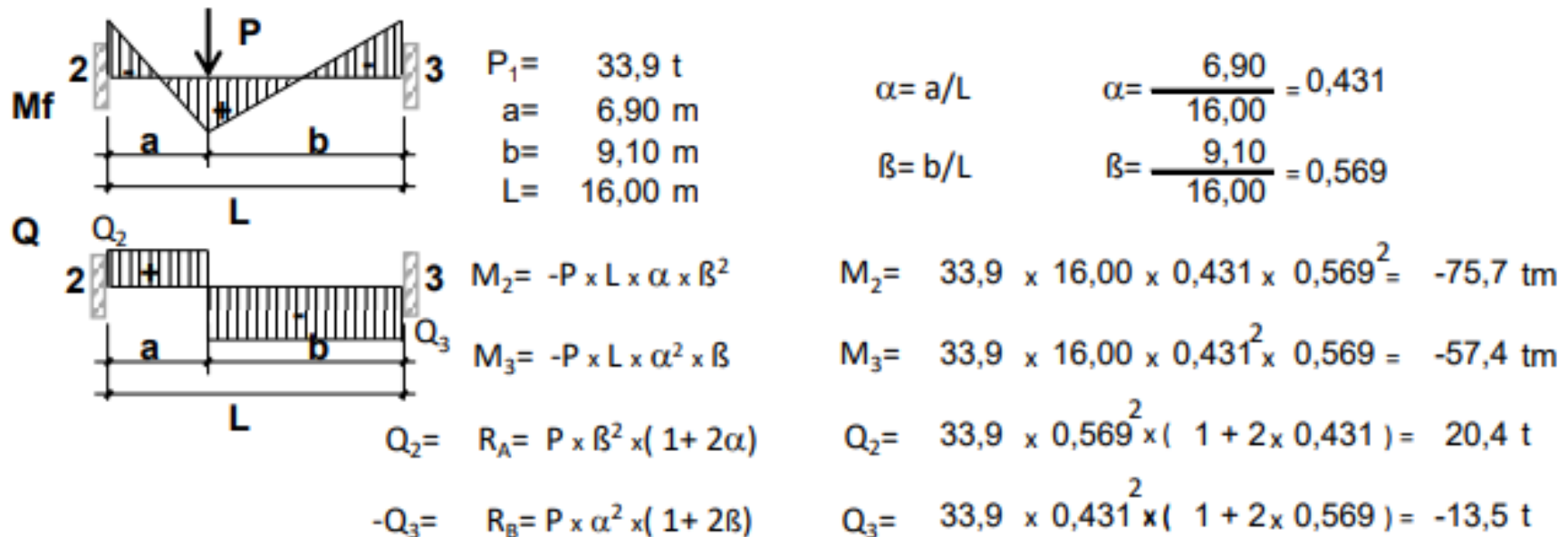
$$\beta = b/L$$

$$R_A = P \times \beta^2 \times (1 + 2\alpha)$$

$$R_B = P \times \alpha^2 \times (1 + 2\beta)$$

CASO DE LA CARGA UNIFORMEMENTE REPARTIDA**CASO DE LA CARGA PUNTUAL**

Columna C1 ubicada a la izquierda



Las columnas C2 descargan directamente en las patas del pórtico (no producen flexión)

CARGAS

DIST. APOYO IZQ.

$q(t/m)$: 9,5 t/m

$C1(t)$: 33,9 t

$L1(m)$: 6,90 m

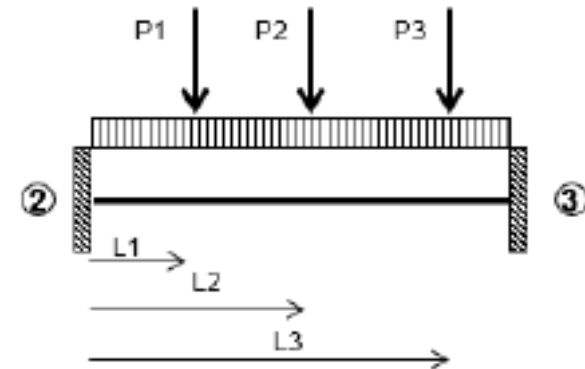
$C1(t)$: 33,9 t

$L2(m)$: 9,10 m

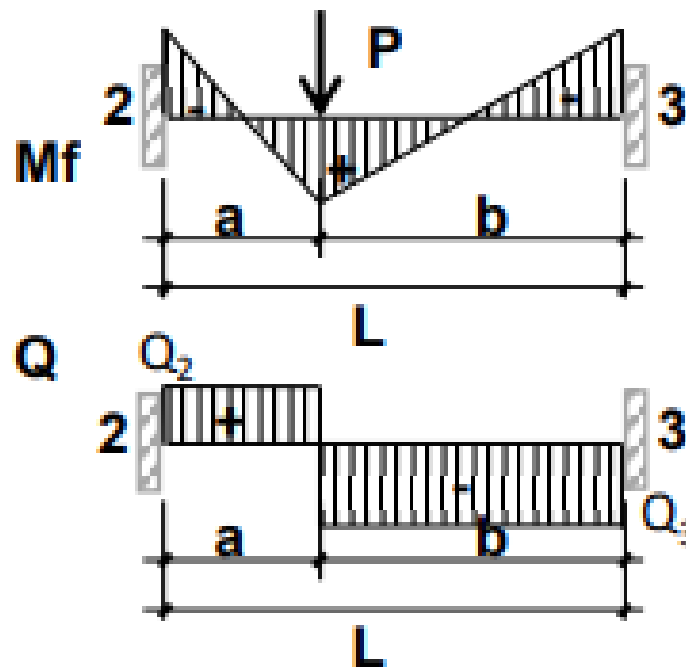
$P3(t)$: 0 t

$L2(m)$: 0 m

P	a	b	$\alpha = a/L$	$\beta = b/L$
33,9	6,90	9,10	0,43	0,57
33,9	9,10	6,90	0,57	0,43



En este caso P3 no existe

CASO DE LA CARGA PUNTUAL

$$\alpha = a/L$$

$$\beta = b/L$$

$$\alpha = \frac{6,90}{16,00} = 0,431$$

$$\beta = \frac{9,10}{16,00} = 0,569$$

$$P_1 = 33,9 \text{ t}$$

$$a = 6,90 \text{ m}$$

$$b = 9,10 \text{ m}$$

$$L = 16,00 \text{ m}$$

$$M_2 = 33,9 \times 16,00 \times 0,431 \times 0,569^2 = -75,7 \text{ tm}$$

$$M_3 = 33,9 \times 16,00 \times 0,431^2 \times 0,569 = -57,4 \text{ tm}$$

$$Q_2 = 33,9 \times 0,569^2 \times (1 + 2 \times 0,431) = 20,4 \text{ t}$$

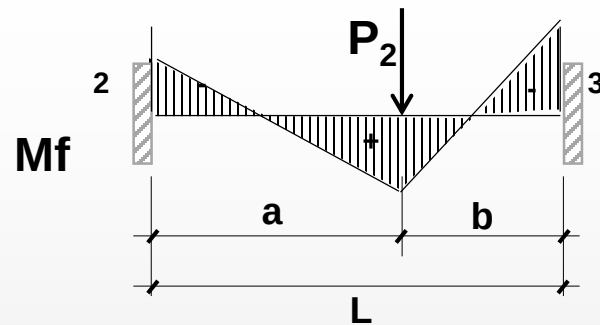
$$Q_3 = 33,9 \times 0,431^2 \times (1 + 2 \times 0,569) = -13,5 \text{ t}$$

$$M_2 = -P \times L \times \alpha \times \beta^2$$

$$M_3 = -P \times L \times \alpha^2 \times \beta$$

$$R_A = P \times \beta^2 \times (1 + 2\alpha)$$

$$R_B = P \times \alpha^2 \times (1 + 2\beta)$$

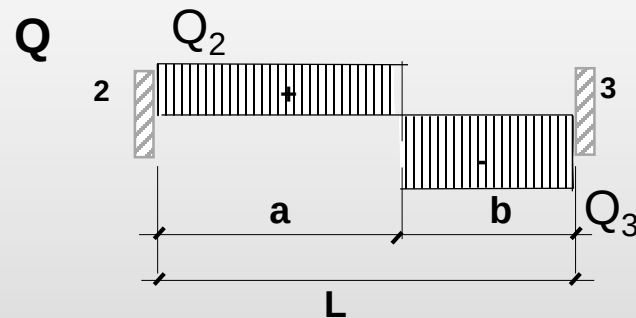


$$\alpha = a/L$$

$$\beta = b/L$$

$$\alpha = \frac{9,10}{16,00} = 0,569$$

$$\beta = \frac{6,90}{16,00} = 0,431$$



Análogamente, para la columna C1 ubicada a la derecha, quedará:

$$P_2 = 33,9 \text{ t}$$

$$a = 9,10 \text{ m}$$

$$b = 6,90 \text{ m}$$

$$L = 16,00 \text{ m}$$

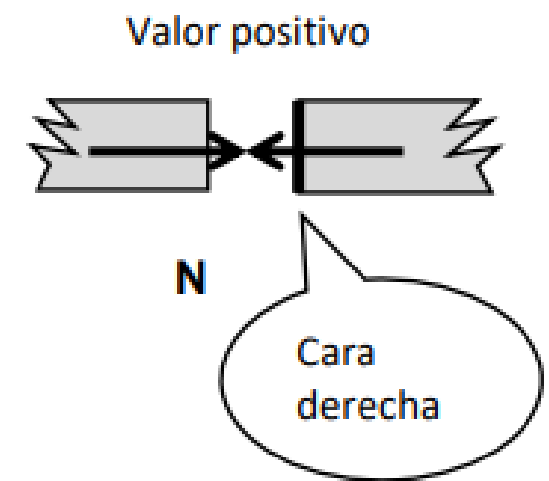
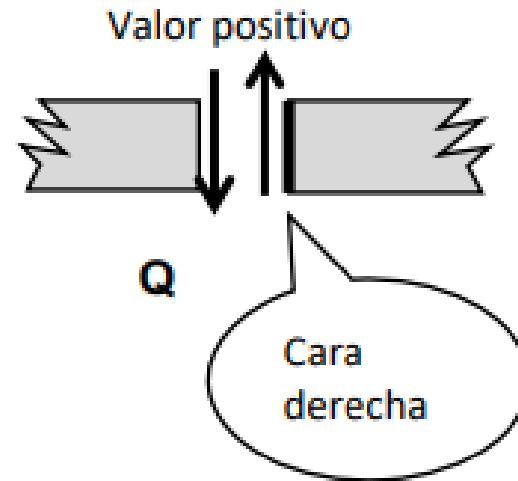
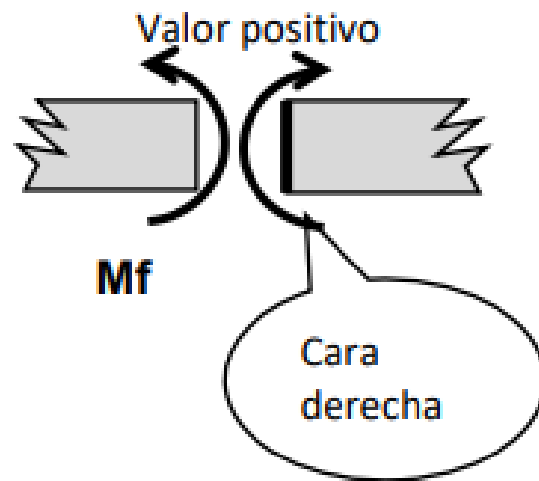
$$M_2 = -57,4 \text{ tm}$$

$$M_3 = -75,7 \text{ tm}$$

$$Q_2 = 13,5 \text{ t}$$

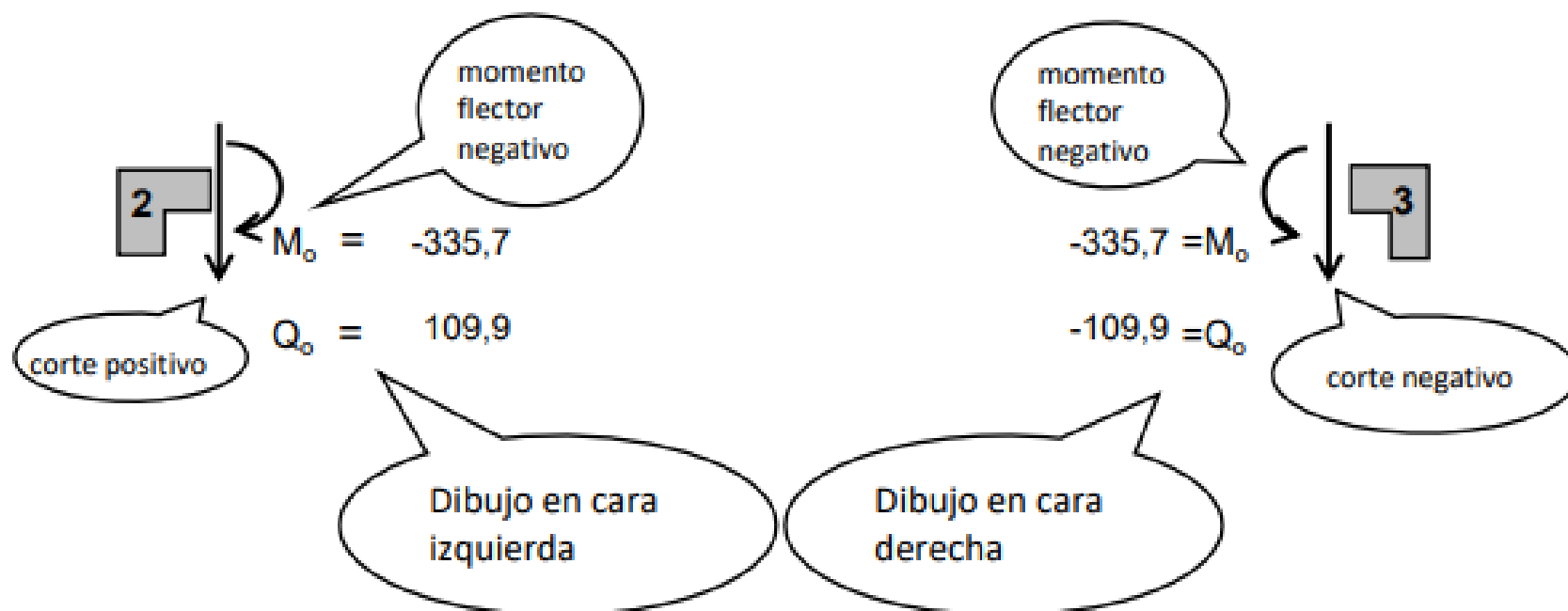
$$Q_3 = -20,4 \text{ t}$$

Recordamos la convención de signos de los esfuerzos característicos M, N y Q



SOLICITACIONES EN EL DINTEL (Barra empotrada- empotrada)

	En el nudo 2		En el nudo 3	
	Mo tm	Qo (t)	Mo tm	Qo (t)
Por q	-202,7	76,0	-202,7	-76,0
Por P1	-75,7	20,4	-57,4	-13,5
Por P2	-57,4	13,5	-75,7	-20,4
	-335,7	109,9	-335,7	-109,9



ESFUERZOS DESEQUILIBRADOS



SOLICITACIONES EN EL DINTEL EMP-EMP

	Mo ②	Mo ③	Q ②	Q ③
Por (q)	-202,7	-202,7	76,0	76,0
Por (P1)	-75,7	-57,4	20,4	13,5
Por (P2)	-57,4	-75,7	13,5	20,4
Por (P3)	0,0	0,0	0	0
	-335,7	-335,7	109,9	109,9

$$M_2 = \frac{q \times L^2}{12}$$

$$M_3 = \frac{q \times L^2}{12}$$

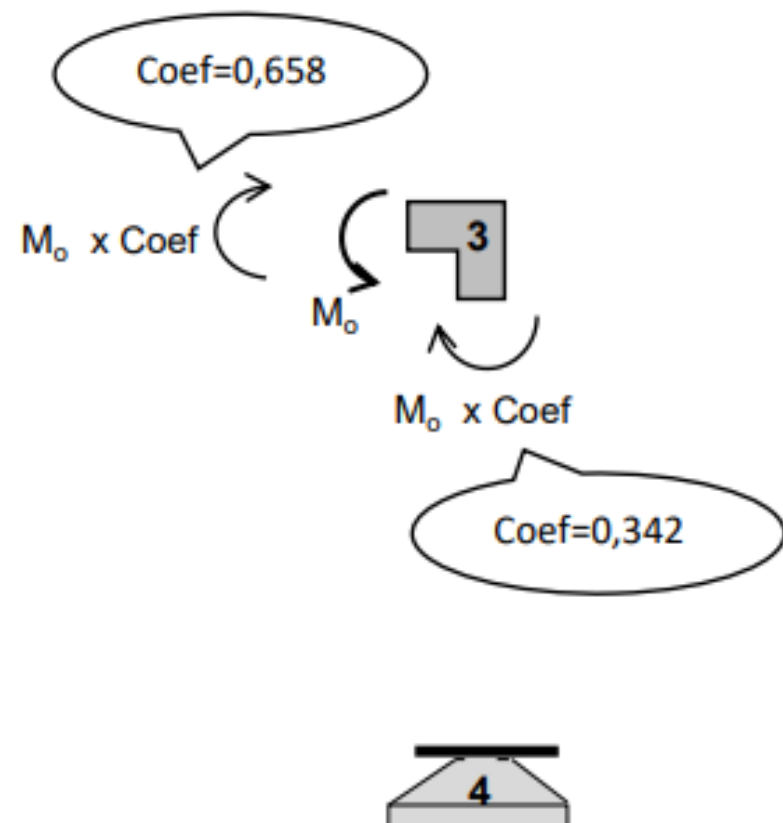
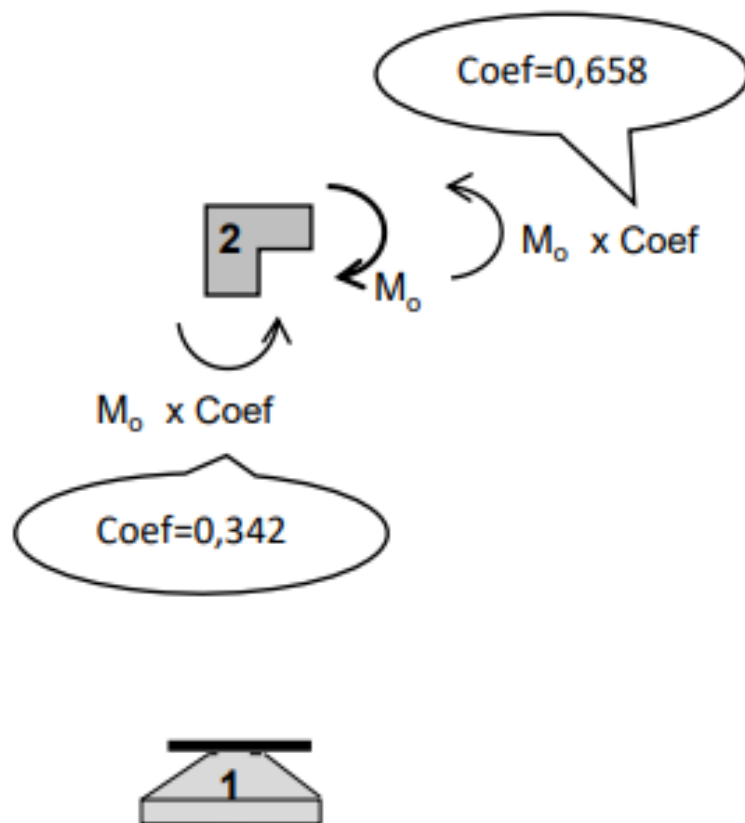
$$M_i = P_i \times L^2 \times \alpha \times \beta^2$$

$$M_j = P_i \times L^2 \times \alpha^2 \times \beta$$

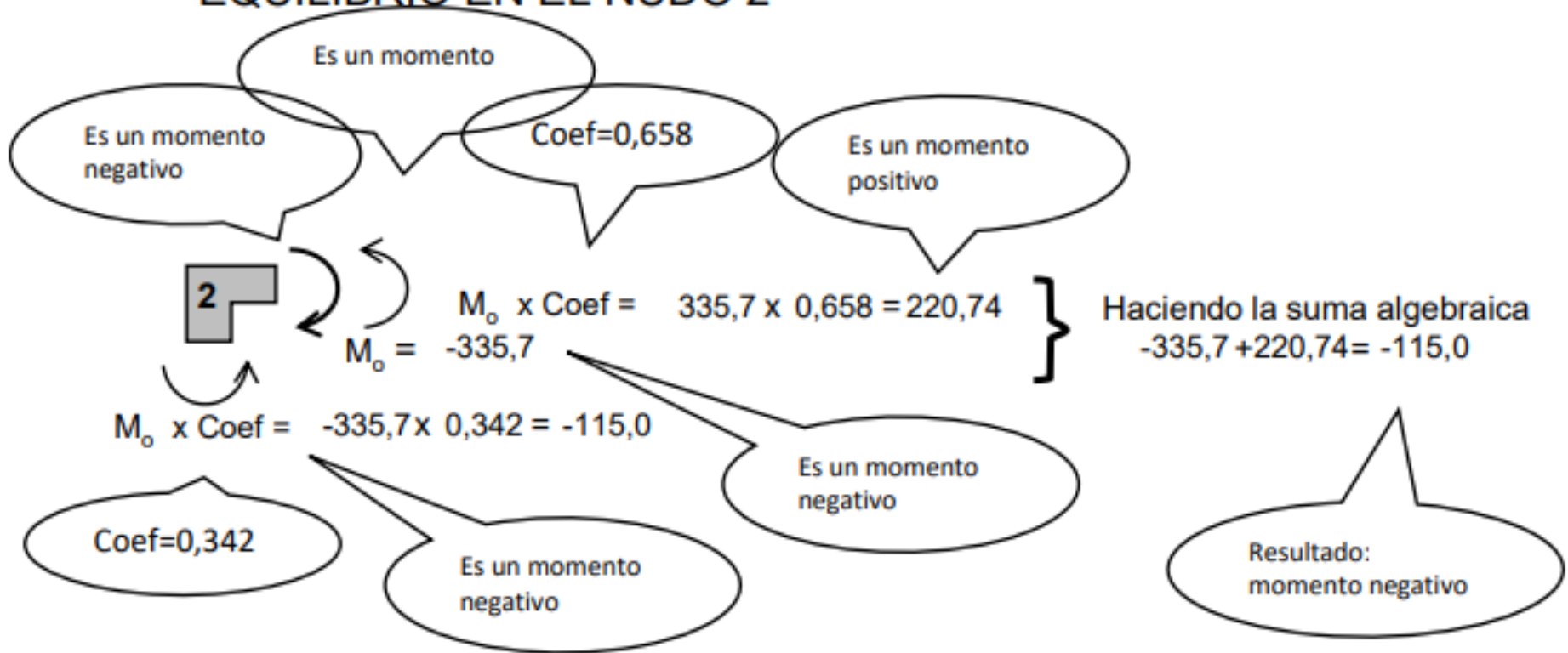
Momento total
desequilibrado
en 2

Momento total
desequilibrado
en 3

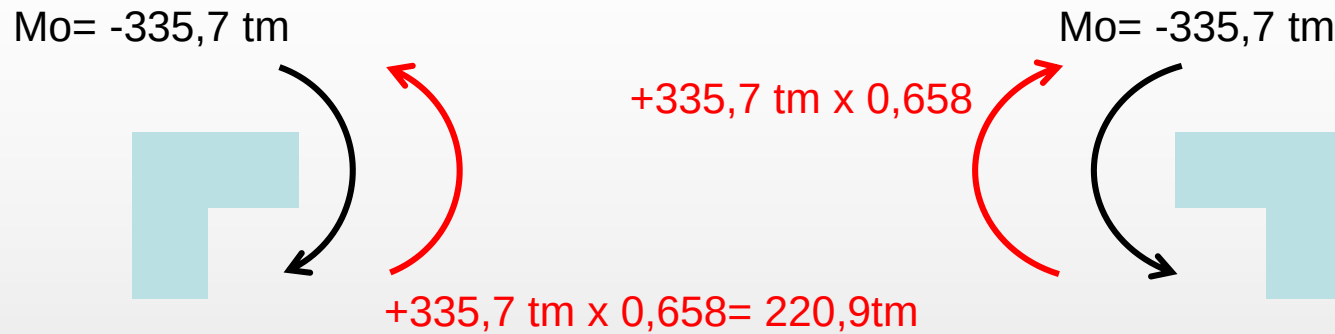
Vamos a equilibrar el momento flector en los nudos 2 y 3



EQUILIBRIO EN EL NUDO 2



Tengo en el nudo un momento M_o



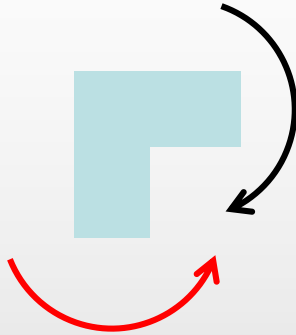
$$M_o - \Delta M \times \text{coef} = M_i$$

$$-335,7 + 335,7 \times 0,658 = -115$$

Como en realidad no es así, tengo que equilibrar el M_o con otro momento igual y contrario que se genera en cada barra proporcional a la rigidez de la misma

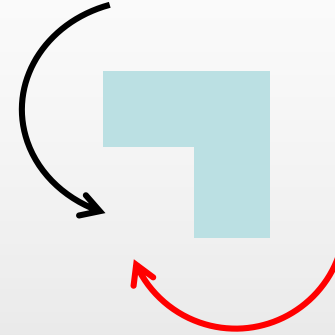
Tengo en el nudo un momento M_o

$$M_2 = -115 \text{ tm}$$



$$-335,7 \text{ tm} \times 0,342 = -115 \text{ tm}$$

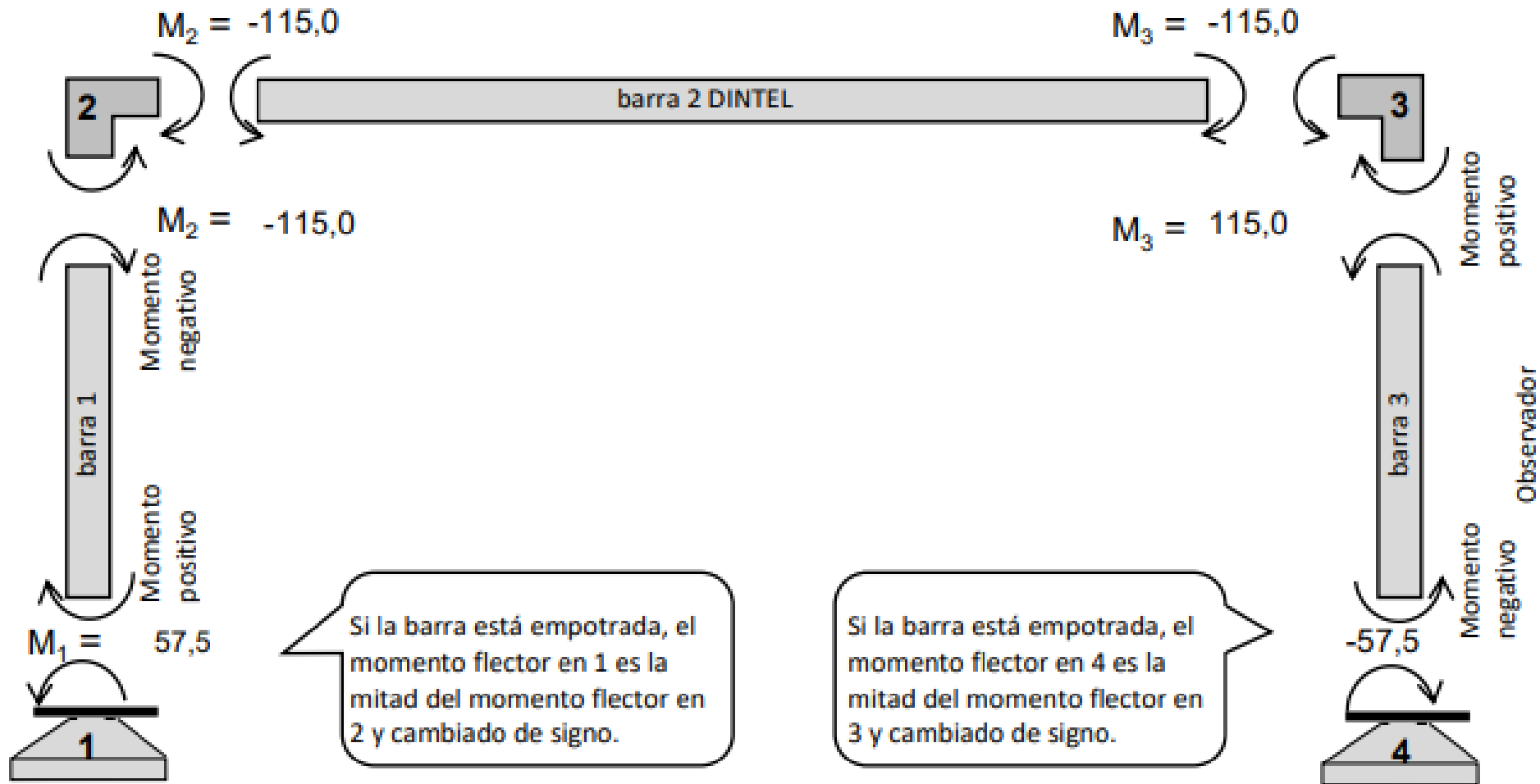
$$M_o = -115 \text{ tm}$$

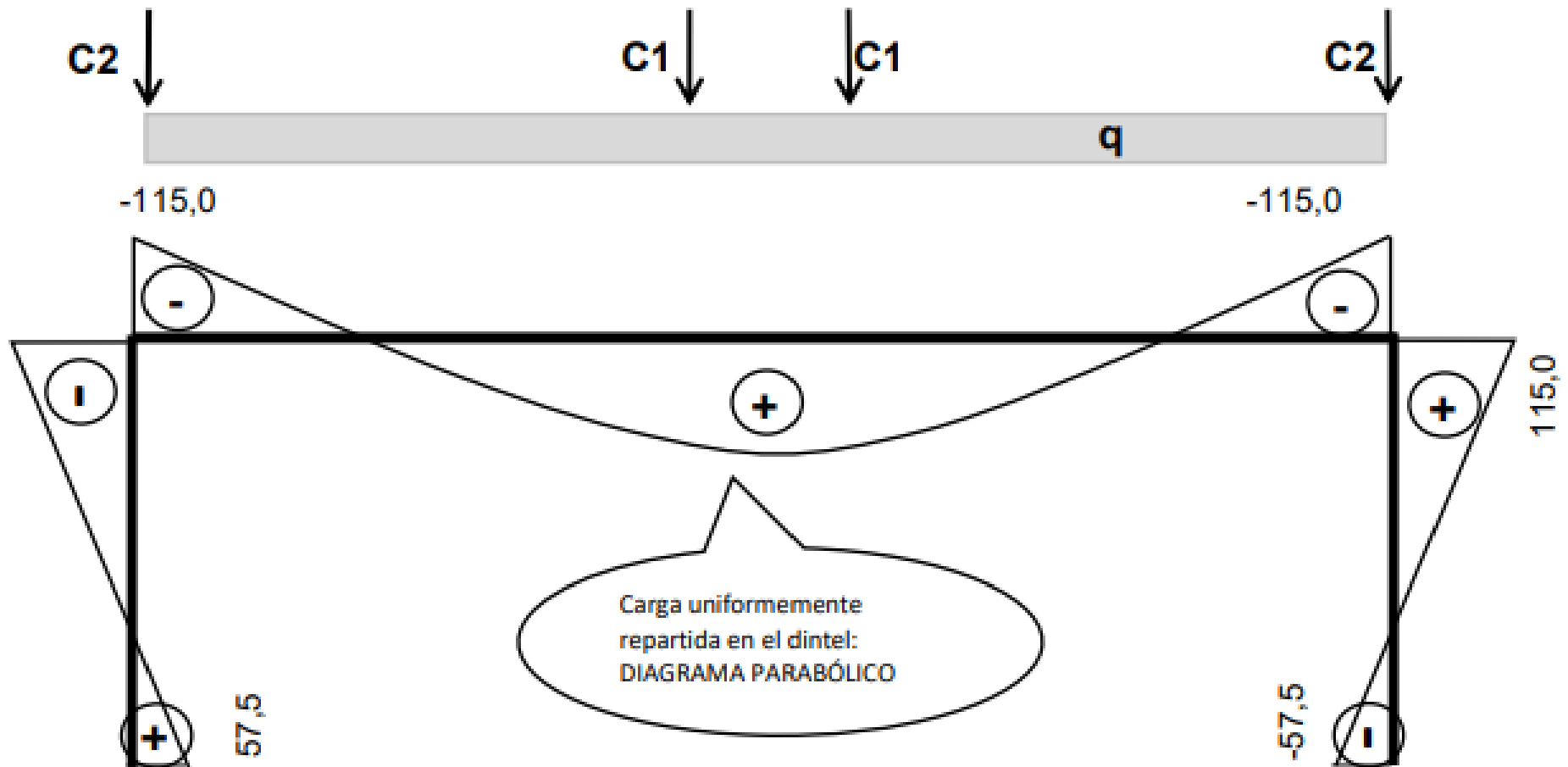


$$+335,7 \text{ tm} \times 0,342 = +115 \text{ tm}$$

Así se equilibra el nudo

Veamos cómo quedaron los valores del esfuerzo **MOMENTO FLECTOR**

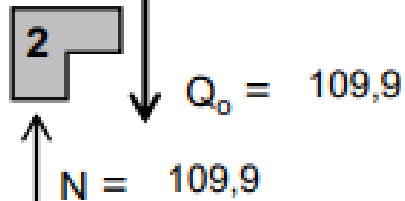


**DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR**

Ahora vamos a equilibrar las fuerzas verticales en los nudos 2 y 3

EQUILIBRIO DE FUERZAS VERTICALES

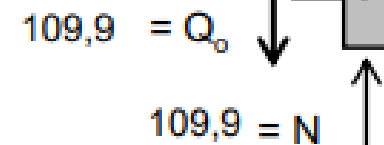
Es un corte positivo



Es un esfuerzo de compresión



Es un corte negativo

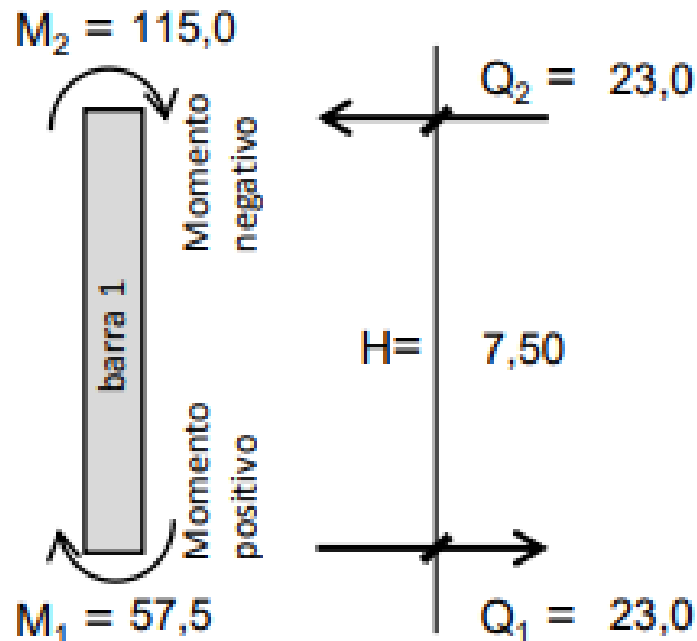


Compresión Negativa



EQUILIBRIO DE FUERZAS HORIZONTALES

en la barra 1



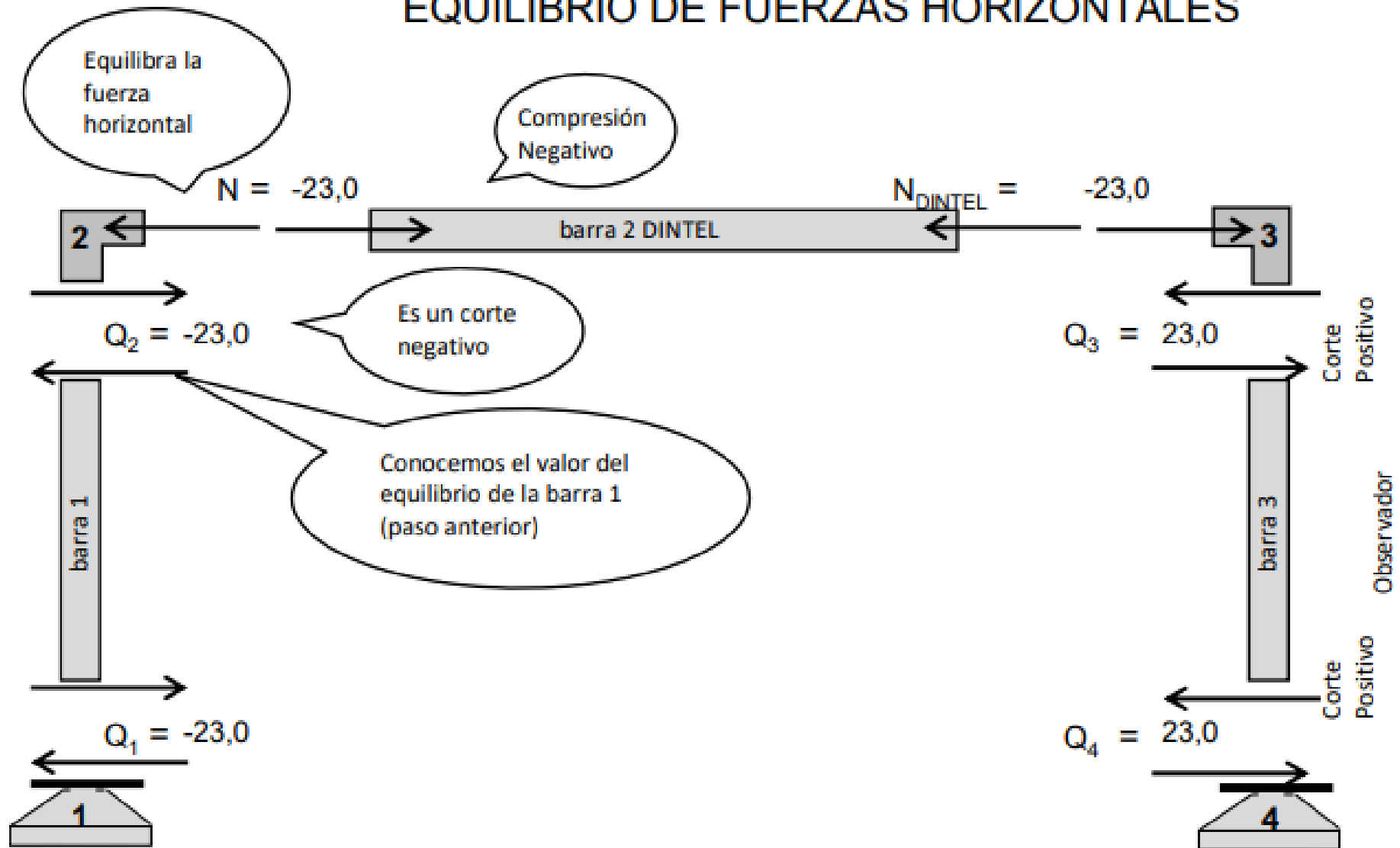
$$Q_{1-2} \times H = (M_1 + M_2)$$

Hemos tomado la barra 1 con un momento M_1 en el extremo izquierdo (inferior) y un momento M_2 en el extremo derecho (superior). Los dos momentos indicados tienen sentido horario por lo que el par equilibrante $Q_{1-2} \times H$ debe tener sentido antihorario.

$$Q_{1-2} = \frac{(57,5 + 115,0)}{7,50} = 23,0$$

Ahora vamos a equilibrar las fuerzas horizontales en los nudos 2 y 3

EQUILIBRIO DE FUERZAS HORIZONTALES



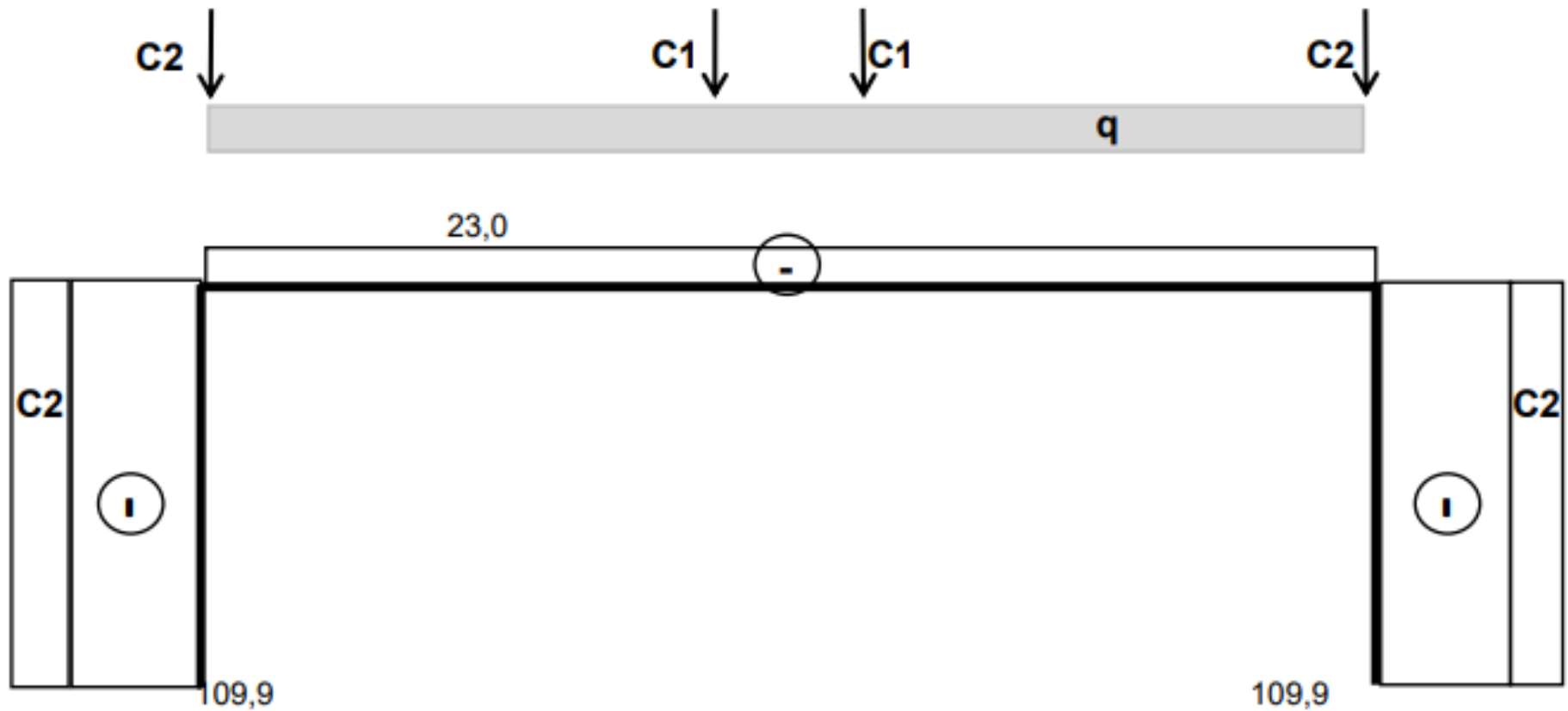
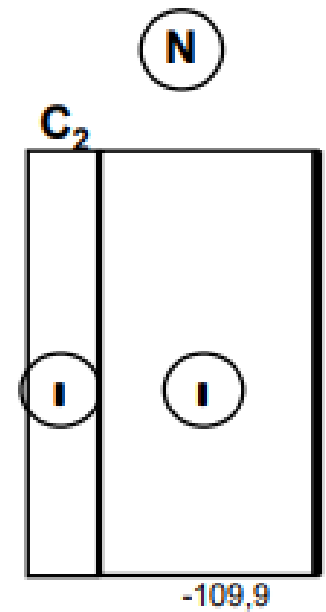
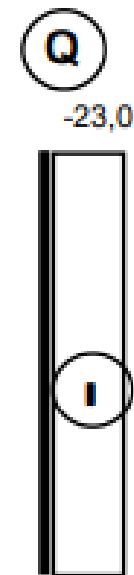
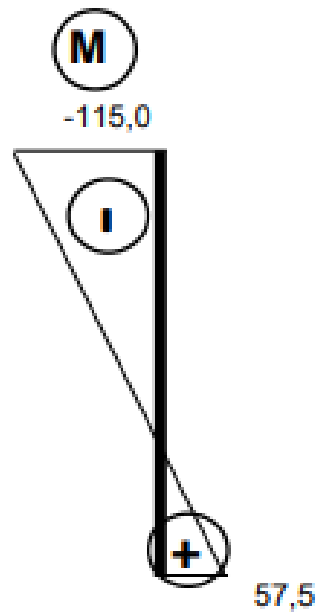
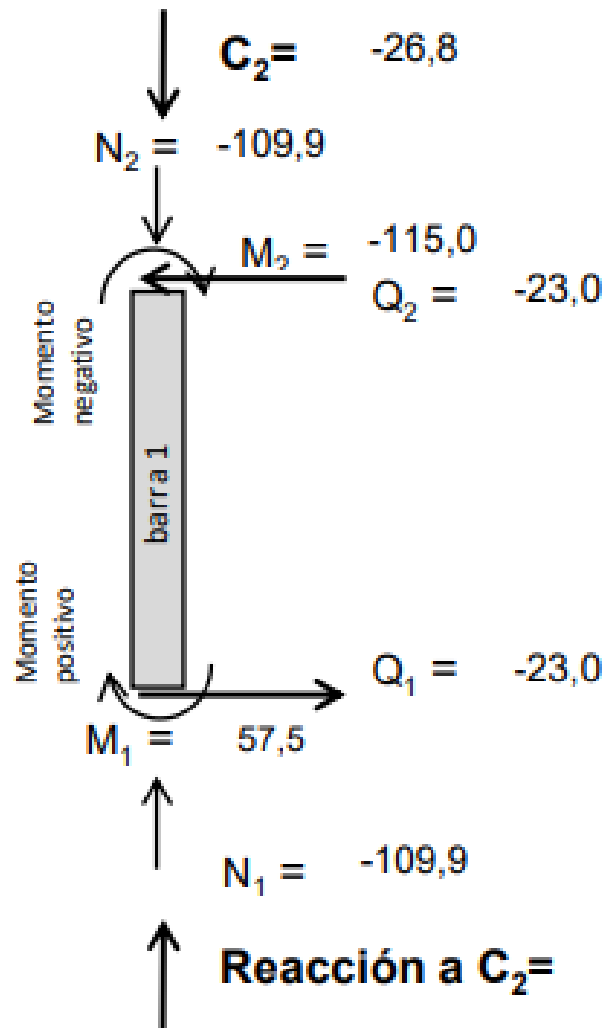


DIAGRAMA DE ESFUERZO NORMAL

Veamos la barra 1 que está en equilibrio. Diagramas M, Q y N



Veamos la barra 2 con todas sus cargas, que está en equilibrio.
Diagramas M, Q y N

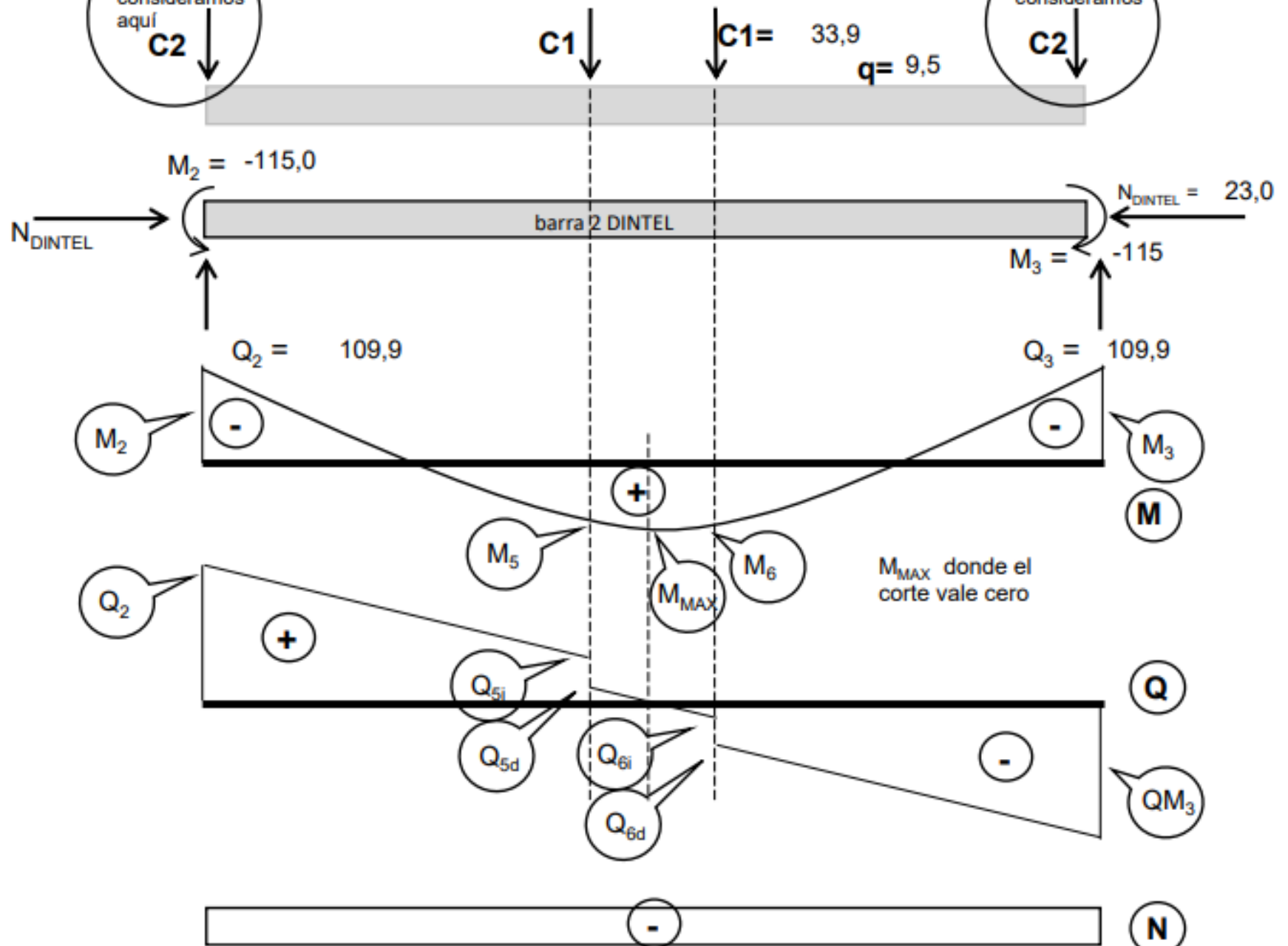
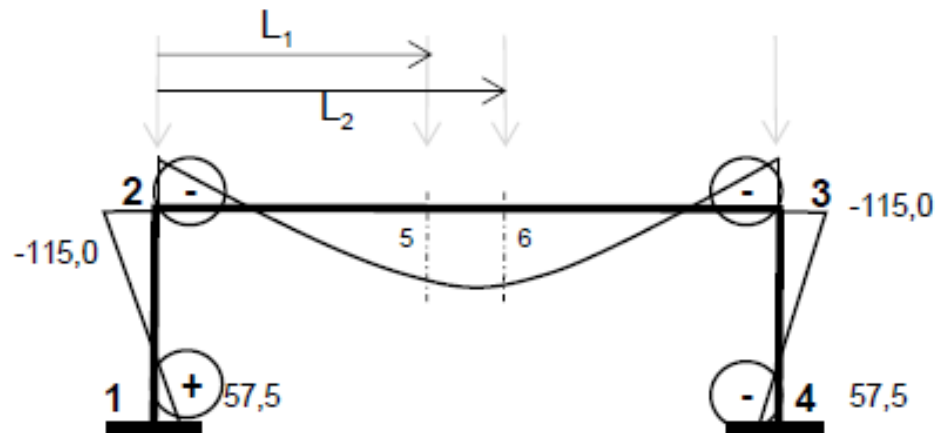


DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR



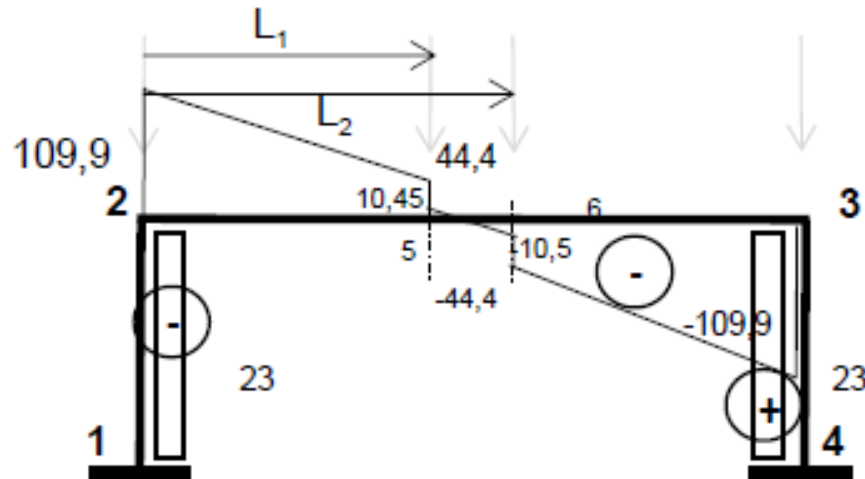
$$M_5 = -M_2 + Q_2 \times L_1 - q \times L_1^2/2 = -114,97 + 109,9 \times 6,90 - 9,50 \times 6,90^2 = 417,2 \text{ tm}$$

$$M_6 = -M_2 + Q_2 \times L_2 - P_1(L_2 - L_1) - q \times L_2^2/2 = -115,0 + 109,9 \times 9,10 - 33,90 \times 2,20 - 9,50 \times 9,10^2 = 417,2$$

El M_5 y el M_6 tienen que ser iguales porque el pórtico es simétrico

Determinamos el $M_{\text{máx}}$

DIAGRAMA DE ESFUERZO DE CORTE



$$Q_{5I} = Q_2 - q \times L_1 = 109,9 - 9,50 \times 6,90 = 44,4 \text{ t} \quad Q_{5D} = 44,4 - 33,9 = 10,5 \text{ t}$$

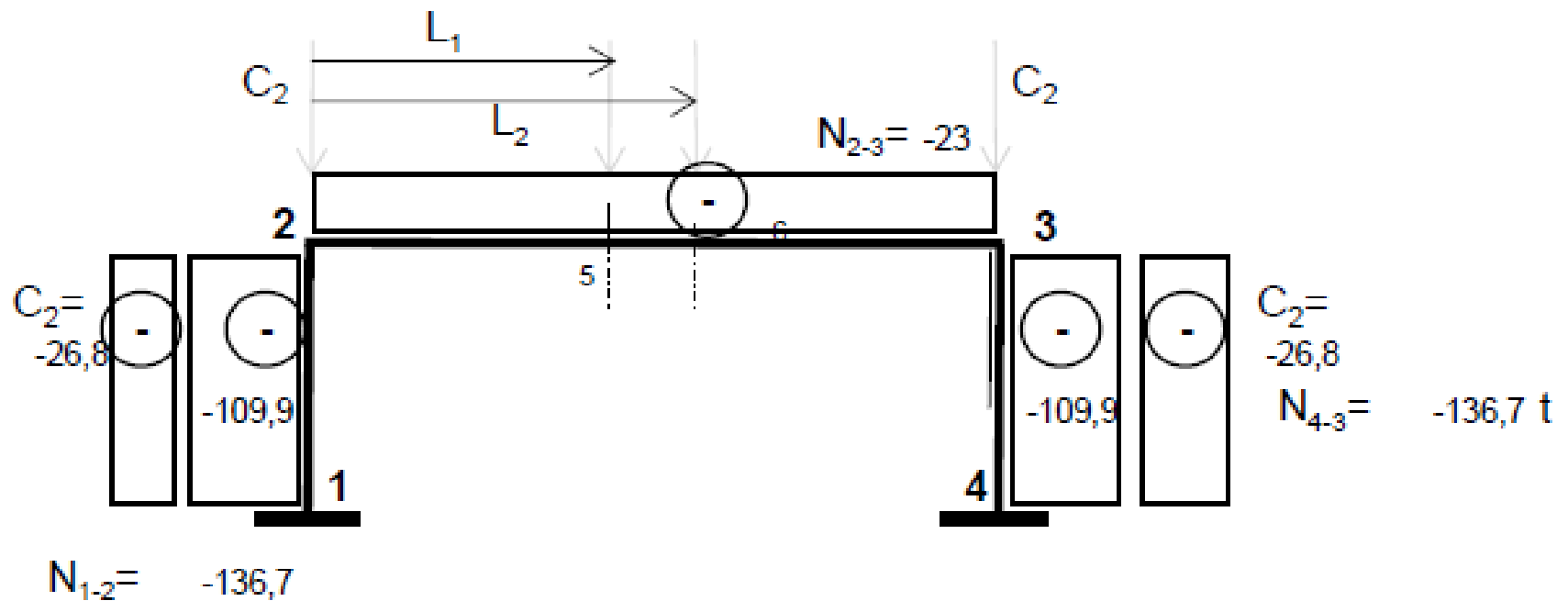
$$Q_{6I} = Q_2 - q \times L_2 - P_1 = 109,9 - 9,50 \times 9,10 - 33,90 = -10,5 \text{ t} \quad Q_{6D} = -10,5 - 33,9 = -44,4 \text{ t}$$

$$Q_6 = Q_2 - q \times L - P_1 - P_2 = 109,9 - 9,50 \times 16,0 - 33,9 - 33,9 = -109,9 \text{ t}$$

$$Q_{1-2} = -(M_1 + M_2) / H = -(57,5 + 115,0) / 7,50 = 23 \text{ t}$$

$$Q_{4-3} = -(M_4 + M_3) / H = -(57,5 + 115,0) / 7,50 = 23 \text{ t}$$

DIAGRAMA DE ESFUERZO NORMAL



RESUMEN DE ESFUERZOS

	Columna 1-2		Dintel 2-3		Columna 4-3	
	Nudo 1	Nudo 2	Nudo 2	Nudo 3	Nudo 4	Nudo 3
Mf tm	57,5	-115,0	-115,0	-115,0	-57,5	115,0
Mmáx	-115,0		422,9		115,0	
Q(t)	-23	-23	109,9	-109,9	23	23
N(t)	-136,7	-136,7	-23	-23	-136,7	-136,7
b(cm)	40	40	40	40	40	40
d(cm)	100	100	160	160	100	100

DIMENSIONADO

DISTINTAS NOMENCLATURAS PARA NOMBRAR LOS MATERIALES QUE UTILIZAMOS PARA DIMENSIONAR

Materiales

H30 **HORMIGÓN**

$f'_c = 30 \text{ Mpa}$

$\beta_r = 230 \text{ kg/cm}^2$

ADN 420 **ACERO**

$f_y = 420 \text{ Mpa}$

$\beta_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$

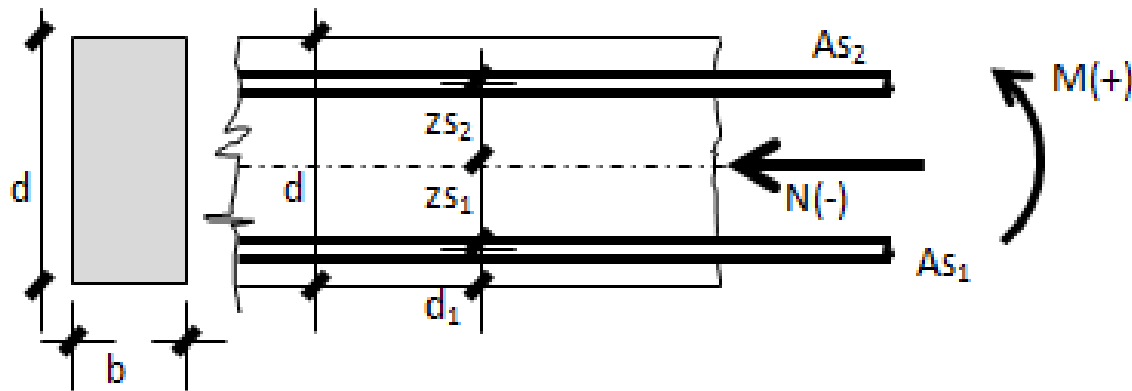
$\beta_{CN} = f'_c = \sigma'bk =$ resistencia característica

$\beta_r =$ tensión de compresión de cálculo del hormigón

$\beta_s =$ tensión de tracción de cálculo del acero

$\beta_{CN} = f'_c = \sigma'bk =$	130	170	210	300 kg/cm ²
$\beta_r =$	105	140	175	230 kg/cm ²
$\beta_s = \sigma_{ek} =$	4200 kg/cm ²			
$\sigma_{e_{adm}} =$	2400 kg/cm ²			

DIMENSIONADO A FLEXO-COMPRESIÓN



AS_1 Armadura más traccionada
 AS_2 Armadura menos traccionada

IMPORTANTE:

$M(+)$ con signo (+) comprime AS_2

$N(+)$ con signo (+) tracción

$N(-)$ con signo (-) compresión

$$AS_1 = \frac{Ms(tm)}{z(m) \times \sigma_e(t/cm^2)} + \frac{N(t)}{\sigma_e(t/cm^2)}$$

Compresión
simple

$$N(-) < 0$$

$$M=0$$

Se dimensiona como

COLUMNA

Se dimensiona como

VIGA

Flexión
simple

$$N = 0$$

$$M \lesseqgtr 0$$

Compresión
simple

$$\left. \begin{array}{l} N(-) < 0 \\ M=0 \end{array} \right\}$$




Fuerza N menor que cero
COMPRESION
Momento flector nulo

DIMENSIONADO

$$N' \cdot \gamma \cdot \omega = \sigma'_{bk} \cdot B + \sigma'_{ecol} \cdot A \quad (2)$$

N' : Carga de compresión
 γ : Coeficiente de seguridad
 ω : Coeficiente de pandeo
 σ'_{bk} : Tensión del hormigón
 B : Área del hormigón
 σ'_{ecol} : Tensión del acero
 A : Área del acero

$A_{mín} = 0.008 B$ o sea que $A_{mín}/B = 0,8\%$
 $A_{máx} = 0.03 B$ o sea que $A_{máx}/B = 3 \%$

COMPRESION

DIMENSIONADO

$$\lambda = \frac{H \text{ (altura)}}{b \text{ (lado menor)}}$$

Altura de la columna: es dato

Elegimos el ancho de la columna (por el ancho de la pared)

tabla

ω

Obtenemos ω de la tabla en función del valor de λ

$$N \times \gamma \times \omega = \frac{B}{B} (\sigma'_{bk} \times B + \sigma_{ek} \times A)$$

$$N \times \gamma \times \omega = B \left(\sigma'_{bk} \times \frac{B}{B} + \sigma_{ek} \times \frac{A}{B} \right)$$

Adoptamos por ejemplo el 1% $\omega_0 = 0,01$

Es dato

Coef. de seguridad: 2,5

De tablas

Obtenemos la otra dimensión

Elegimos el ancho de la columna (por el ancho de la pared)

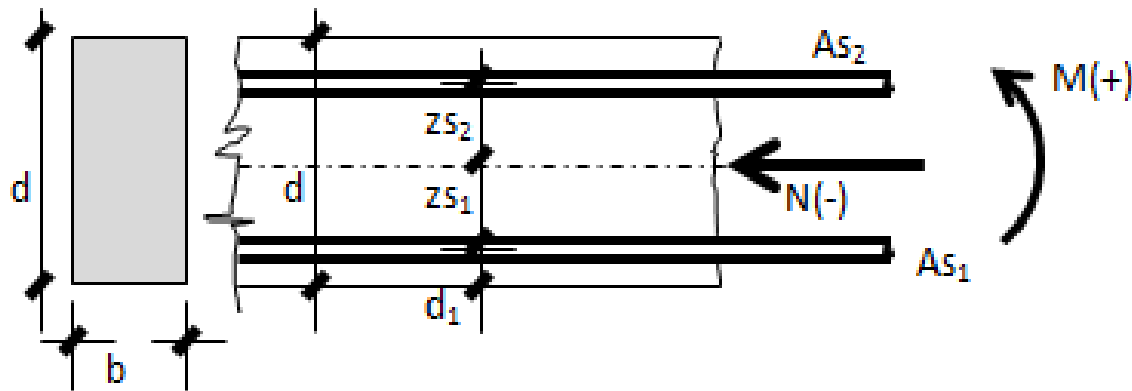
$$B_{\text{(sección de hormigón)}} = \frac{N \times \gamma \times \omega}{(\sigma'_{bk} + \sigma_{ek} \times 0,01)} = b \times d$$

Para H30=230 kg/cm²

4200 kg/cm²

$$A_{\text{(sección de acero)}} = b \times d \times 0,01$$

DIMENSIONADO A FLEXO-COMPRESIÓN



As_1 Armadura más traccionada
 As_2 Armadura menos traccionada

IMPORTANTE:

$M(+)$ con signo (+) comprime As_2

$N(+)$ con signo (+) tracción

$N(-)$ con signo (-) compresión

$$As_1 = \frac{Ms(tm)}{z(m) \times \sigma_e(t/cm^2)} + \frac{N(t)}{\sigma_e(t/cm^2)}$$

Compresión
simple

$$N(-) < 0$$

$$M=0$$

Se dimensiona como

COLUMNA

Se dimensiona como

VIGA

Flexión
simple

$$N = 0$$

$$M \lesseqgtr 0$$

Flexión
simple

$$\left\{ \begin{array}{l} N = 0 \\ M \lesseqgtr 0 \end{array} \right.$$

Fuerza N igual acero
FLEXION SIMPLE
Momento flector (+) (-)

DIMENSIONADO

$$A_{nec} = M \cdot \gamma / \sigma_{ek} \cdot Z$$

Área del acero

Brazo de palanca

Tensión del acero

Coefficiente de seguridad

Momento flector

$$A_{MIN} = 0.05 \cdot B \cdot \sigma'_{bk} / \sigma_{ek}$$

$$A_{MAX} = 0.5 \cdot B \cdot \sigma'_{bk} / \sigma_{ek}$$

FLEXION SIMPLE

DIMENSIONADO

Coef. de seguridad a la flexión = 1,75

$$A_{nec} = \frac{M \times \gamma}{\sigma_{ek} \times Z} = \frac{M}{\frac{\sigma_{ek} \times Z}{\gamma}}$$

Tensión de rotura del acero

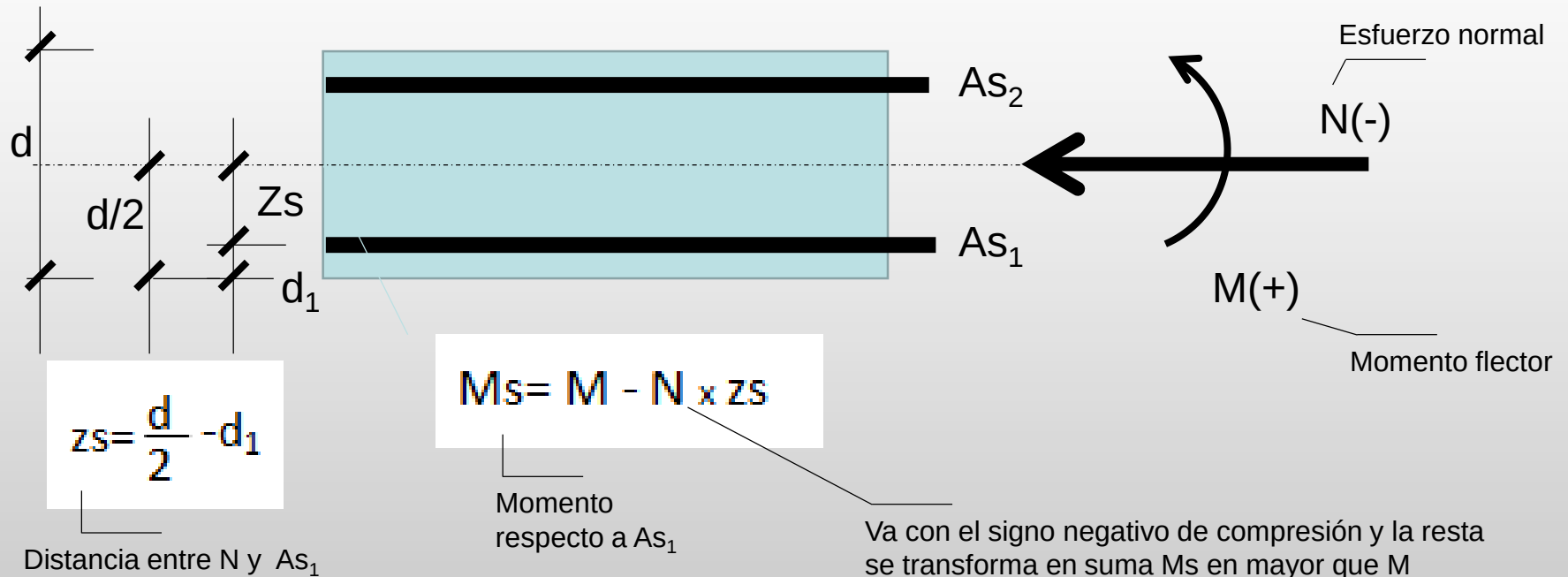
Tensión admisible del acero σ_{adm}

$\sigma_{ek} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$A_{nec} = \frac{M}{\sigma_{adm} \times Z}$$

$\sigma_{adm} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

FLEXO-COMPRESIÓN



$$A_{s1} = \frac{M_s(tm)}{z(m) \times \sigma_e(t/cm^2)} + \frac{N(t)}{\sigma_e(t/cm^2)}$$

Armadura necesaria por flexión y por compresión

Dimensionamos el pórtico a flexo-compresión

RESUMEN DE ESFUERZOS

	Columna 1-2		Dintel 2-3		Columna 4-3	
	Nudo 1	Nudo 2	Nudo 2	Nudo 3	Nudo 4	Nudo 3
Mf tm	57,5	-115,0	-115,0	-115,0	-57,5	115,0
Mmáx	-115,0		422,9		115,0	
Q(t)	-23	-23	109,9	-109,9	23	23
N(t)	-136,7	-136,7	-23	-23	-136,7	-136,7
b(cm)	40	40	40	40	40	40
d(cm)	100	100	160	160	100	100

COLUMNA ZONA INFERIOR

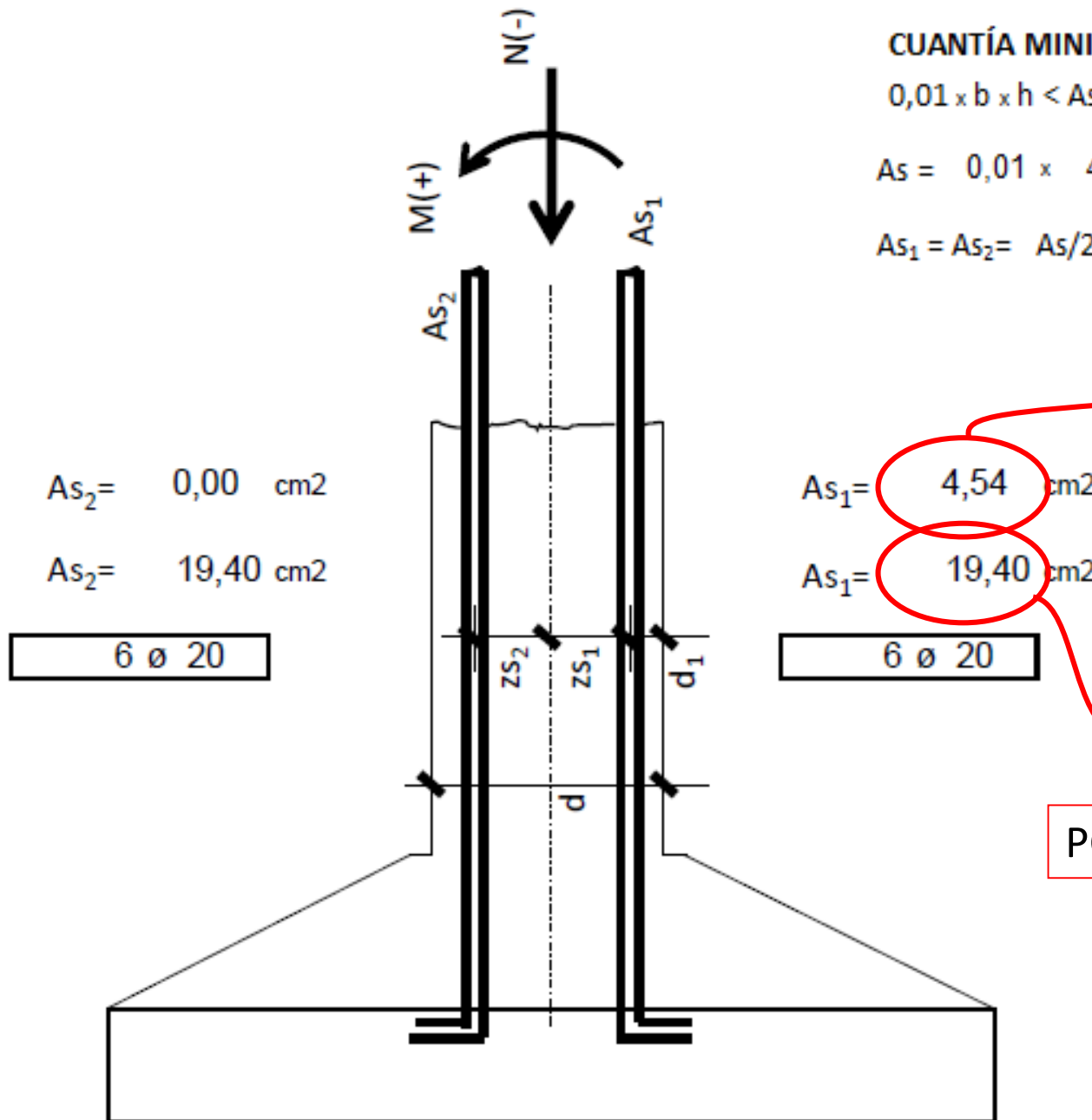
$$\begin{array}{lll}
 M1 = 57,5 \text{ tm} & b = 40 \text{ cm} & \\
 N1 = -136,7 \text{ t} & d = 100 \text{ cm} & h = d - 3 \text{ cm} = 100 - 3 = 97 \text{ cm} \\
 & d_1 = 2 \text{ cm} & z = h \times 0,85 = 82,5 \text{ cm}
 \end{array}$$

$$z_s = \frac{d}{2} - d_1 \quad z_s = \frac{100}{2} - 3 \text{ cm} = 47 \text{ cm} \quad z_s = 0,47 \text{ m}$$

$$M_s = M - N \times z_s \quad M_s = 57,5 - (-136,7) \times 0,47 = 57,5 + 64,25 = 121,7 \text{ tm}$$

$$A_{s1} = \frac{M_s(\text{tm})}{z(\text{m}) \times \sigma_e(\text{t/cm}^2)} + \frac{N(\text{t})}{\sigma_e(\text{t/cm}^2)}$$

$$A_{s1} = \frac{121,7 \text{ tm}}{0,82 \times 2,4} + \frac{-136,7 \text{ t}}{2,4 \text{ t/cm}^2} = \frac{61,53 - 56,96}{2,4} = 4,57 \text{ cm}^2$$

**CUANTÍA MINIMA DE COLUMNA**

$$0,01 \times b \times h < As < 0,08 \times b \times h$$

$$As = 0,01 \times 40 \times 97 = 38,8 \text{ cm}^2$$

$$As_1 = As_2 = As/2 = 19,4 \text{ cm}^2$$

POR CÁLCULO

POR REGLAMENTO

Dimensionamos el pórtico a flexo-compresión

RESUMEN DE ESFUERZOS

	Columna 1-2		Dintel 2-3		Columna 4-3	
	Nudo1	Nudo 2	Nudo 2	Nudo 3	Nudo 4	Nudo 3
Mf tm	57,5	-115,0	-115,0	-115,0	-57,5	115,0
Mmáx	-115,0		422,9		115,0	
Q(t)	-23	-23	109,9	-109,9	23	23
N(t)	-136,7	-136,7	-23	-23	-136,7	-136,7
b(cm)	40	40	40	40	40	40
d(cm)	100	100	160	160	100	100

Ejemplo: DATOS DEL PÓRTICO

COLUMNA ZONA SUPERIOR

$$\begin{array}{llll}
 M1= & 115 \text{ tm} & b= & 40 \text{ cm} \\
 N1= & -136,7 \text{ t} & d= & 100 \text{ cm} \\
 & & d_1= & 2 \text{ cm}
 \end{array}
 \quad
 \begin{array}{l}
 h= d-3\text{cm}= 100 - 3 = 97 \text{ cm} \\
 z= h \times 0,85 = 82,5 \text{ cm}
 \end{array}$$

$$z_s = \frac{d}{2} - d_1 \quad z_s = \frac{100}{2} - 3 \text{ cm} = 47 \text{ cm} \quad z_s = 0,47 \text{ m}$$

$$M_s = M - N \times z_s \quad M_s = 115 - (-136,7) \times 0,47 = 115 + 64,25 = 179,2 \text{ tm}$$

$$A_{s1} = \frac{M_s(\text{tm})}{z(\text{m}) \times \sigma_e(\text{t/cm}^2)} + \frac{N(\text{t})}{\sigma_e(\text{t/cm}^2)}$$

$$A_{s1} = \frac{179,2 \text{ tm}}{0,82 \times 2,4} + \frac{-136,7 \text{ t}}{2,4 \text{ t/cm}^2} = 90,58 - 56,96 = 33,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} = 33,63 \text{ cm}^2$$

$$M1 = 115 \text{ tm}$$

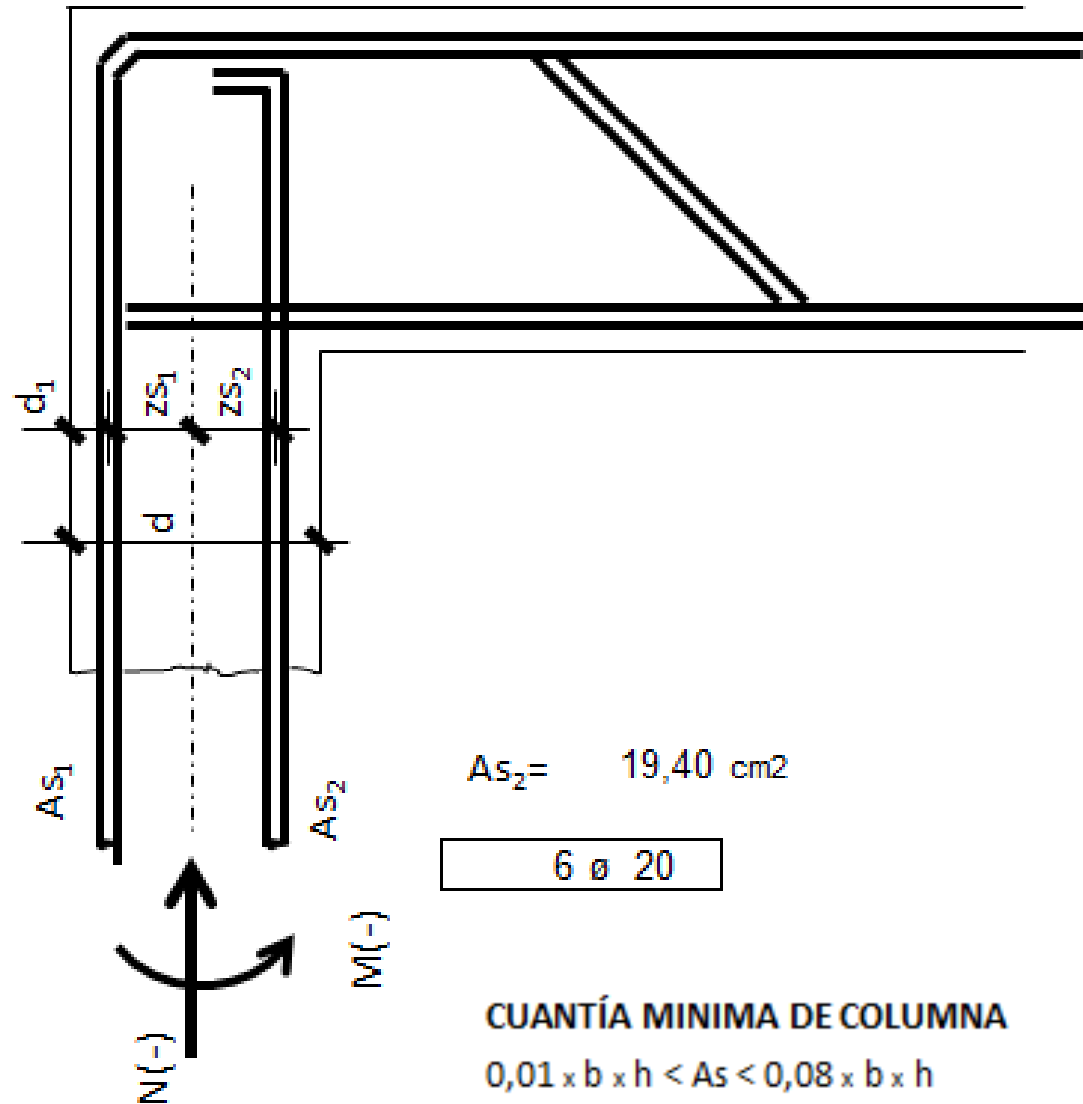
$$N1 = -136,7 \text{ t}$$

$$As_1 = 33,63 \text{ cm}^2$$

A colocar

$$As_1 = 33,63 \text{ cm}^2$$

$$11 \text{ } \varnothing 20$$



$$As_2 = 19,40 \text{ cm}^2$$

$$6 \text{ } \varnothing 20$$

CUANTÍA MINIMA DE COLUMNA

$$0,01 \times b \times h < As < 0,08 \times b \times h$$

$$As = 0,01 \times 40 \times 97 = 38,8 \text{ cm}^2$$

$$As_1 = As_2 = As/2 = 19,4 \text{ cm}^2$$

Dimensionamos el pórtico a flexo-compresión

RESUMEN DE ESFUERZOS

	Columna 1-2		Dintel 2-3		Columna 4-3	
	Nudo 1	Nudo 2	Nudo 2	Nudo 3	Nudo 4	Nudo 3
Mf tm	57,5	-115,0	-115,0	-115,0	-57,5	115,0
Mmáx	-115,0		422,9		115,0	
Q(t)	-23	-23	109,9	-109,9	23	23
N(t)	-136,7	-136,7	-23	-23	-136,7	-136,7
b(cm)	40	40	40	40	40	40
d(cm)	100	100	160	160	100	100

Ejemplo: DATOS DEL PÓRTICO

DINTEL ZONA NUDO 2 = NUDO 3

$$\begin{array}{llll}
 M1= & 115 \text{ tm} & b= & 40 \text{ cm} \\
 N1= & -23 \text{ t} & d= & 160 \text{ cm} \\
 & & d_1= & 7 \text{ cm}
 \end{array}
 \quad
 \begin{array}{l}
 h= d-d_1 \text{ cm}= 160 - 7 = 153 \text{ cm} \\
 z= h \times 0,85 = 130,1 \text{ cm}
 \end{array}$$

$$z_s = \frac{d}{2} - d_1 \quad z_s = \frac{160}{2} - 7 \text{ cm} = 73 \text{ cm} \quad z_s = 0,73 \text{ m}$$

$$M_s = M - N \times z_s \quad M_s = 115 - (-23,0) \times 0,73 = 115 + 16,79 = 131,8 \text{ tm}$$

$$A_{s1} = \frac{M_s(\text{tm})}{z(\text{m}) \times \sigma_e(\text{t/cm}^2)} + \frac{N(\text{t})}{\sigma_e(\text{t/cm}^2)}$$

$$A_{s1} = \frac{131,8 \text{ tm}}{1,30 \times 2,4} + \frac{-23 \text{ t}}{2,4 \text{ t/cm}^2} = 42,22 - 9,58 = 32,64 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} = 32,64 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = \text{colocamos el 50\% de } A_{s1}$$

$$A_{s2} = 16,32 \text{ cm}^2$$

Ejemplo: DATOS DEL PÓRTICO

DINTEL ZONA MOMENTO MAX

$$M1 = 422,9 \text{ tm}$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$N1 = -23 \text{ t}$$

$$d = 160 \text{ cm}$$

$$d_1 = 9,8 \text{ cm}$$

$$h = d - d_1 \text{ cm} = 160 - 9,8 = 150,2 \text{ cm}$$

$$z = h \times 0,85 = 127,7 \text{ cm}$$

$$z_s = \frac{d}{2} - d_1 \quad z_s = \frac{160}{2} - 9,8 \text{ cm} = 70,2 \text{ cm} \quad z_s = 0,702 \text{ m}$$

$$M_s = M - N \times z_s \quad M_s = 422,9 - (-23) \times 0,702 = 422,9 + 16,14 = 439,1 \text{ tm}$$

$$A_{s1} = \frac{M(\text{tm})}{z(\text{m}) \times \sigma_e(\text{t/cm}^2)} + \frac{N(\text{t})}{\sigma_e(\text{t/cm}^2)}$$

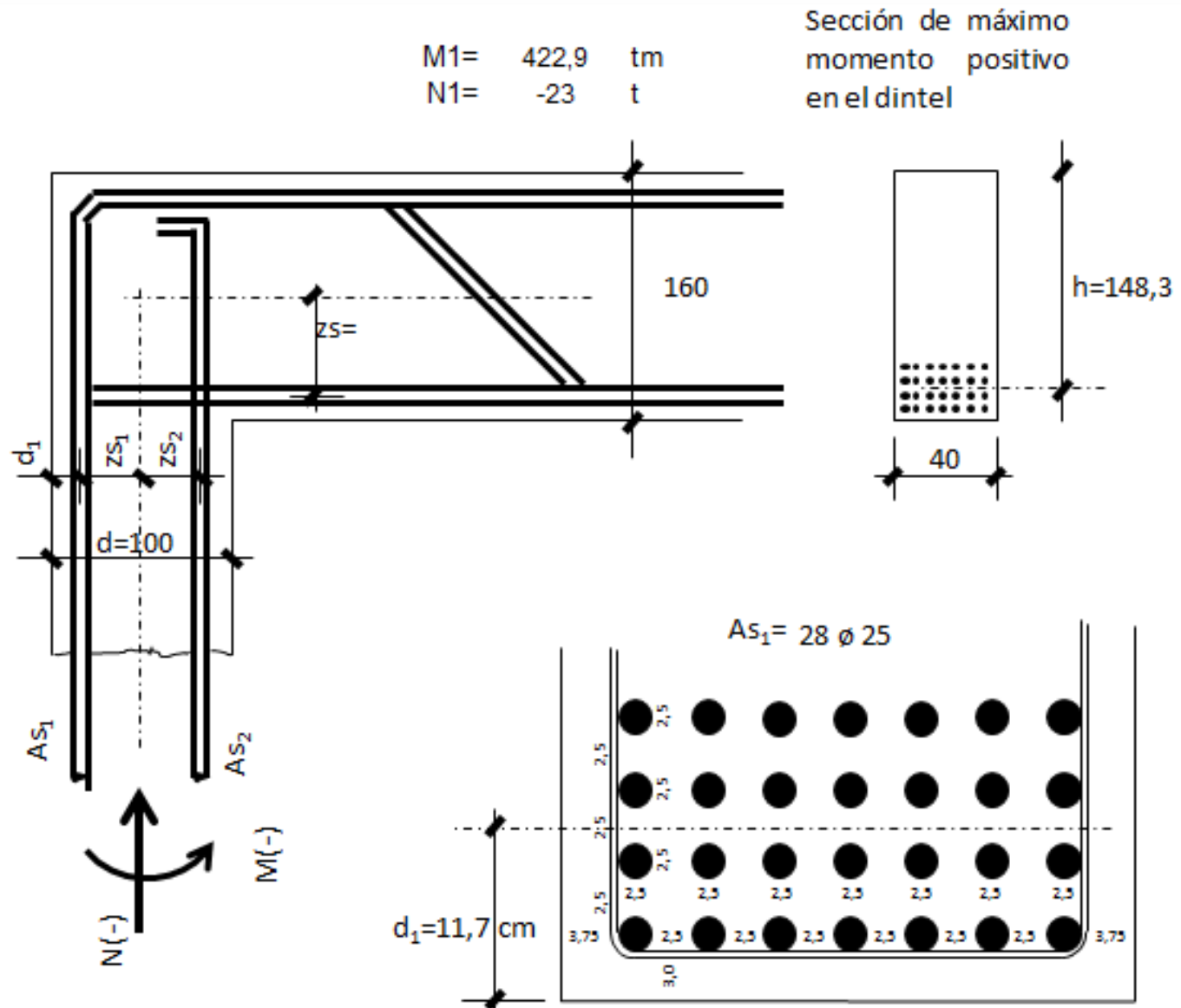
$$A_{s1} = \frac{439,1 \text{ tm}}{1,28 \times 2,4} + \frac{-23 \text{ t}}{2,4 \text{ t/cm}^2} = 143,3 - 9,58 = 133,72 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} = 133,7 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = 13,37 \text{ cm}^2$$

$$27 \text{ } \varnothing \text{ } 25$$

$$4 \text{ } \varnothing \text{ } 20$$



La separación libre entre barras rectas individuales paralelas, debe ser como mínimo igual a 2 cm y no inferior al diámetro d_s de la barra. CIRSOC 201-18.2

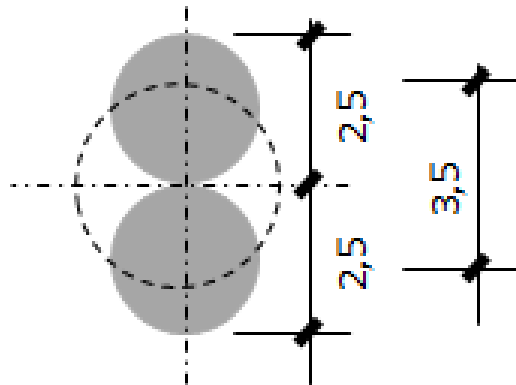
$b = 40 \text{ cm}$

$$d_{sv} = d_s \sqrt{n}$$

d_s = diámetro de la barra

n = números de barra del paquete

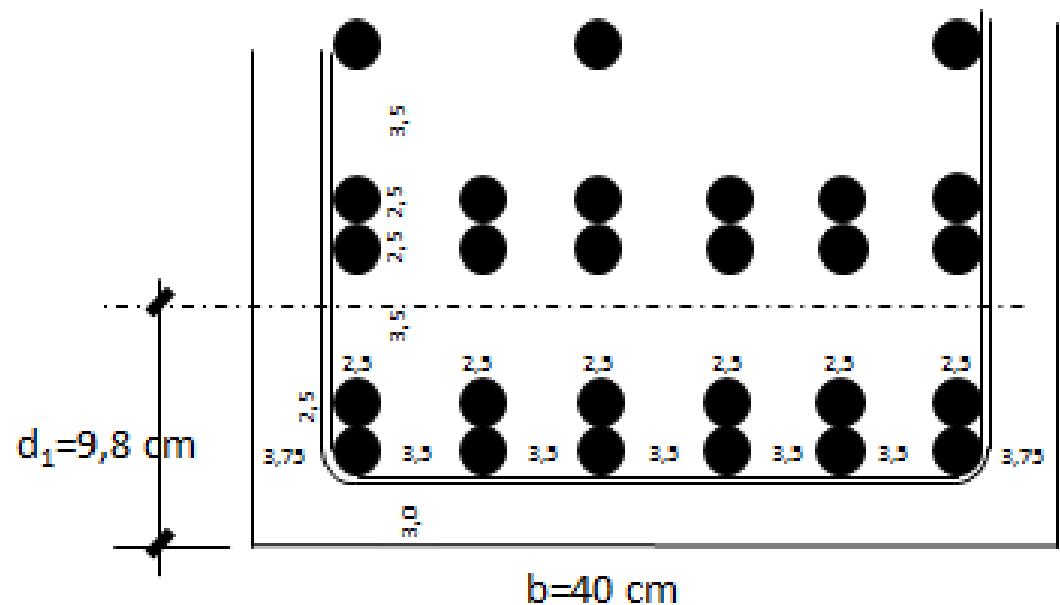
d_{sv} = diámetro equivalente



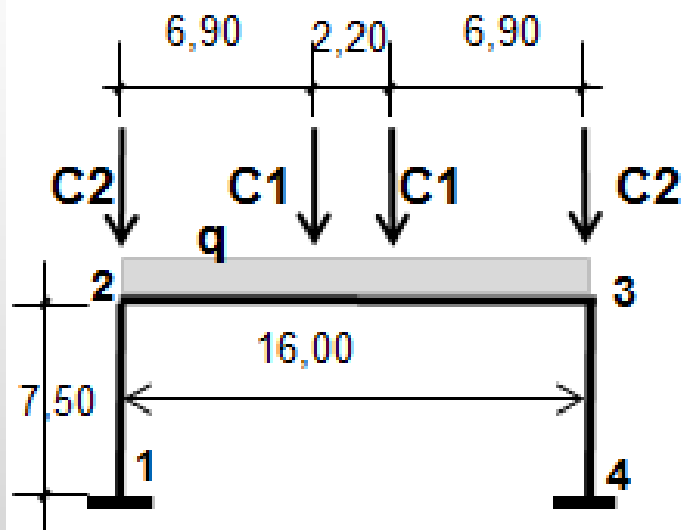
$$d_{sv} = 2,5 \sqrt{2} = 3,5 \text{ cm}$$

Otra opción es hacer paquetes de barras. En este caso se modifica el centro de gravedad de las barras, aumenta la altura h de cálculo y permite colocar una barra menos del 25

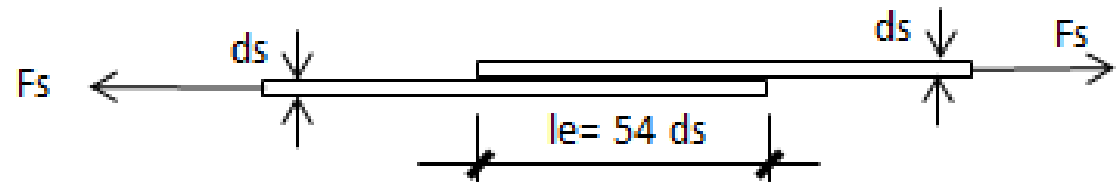
$$A_{s1} = 27 \varnothing 25$$



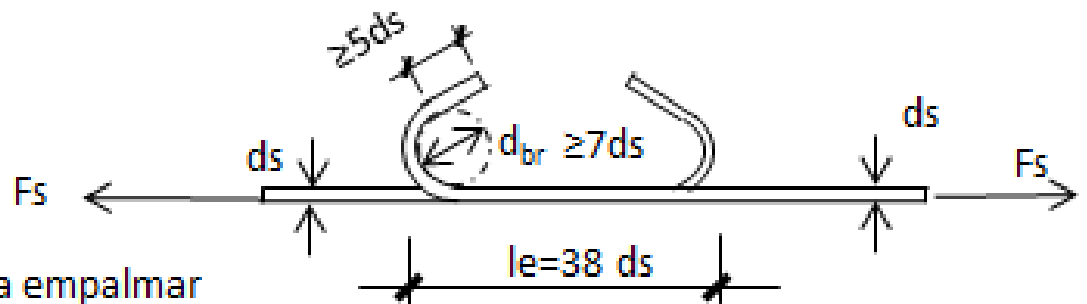
La separación libre entre paquetes de barras rectas paralelas, debe ser como mínimo no inferior al diámetro equivalente d_{sv} .
CIRSOC 201-18.11



La longitud comercial de las barras es de 12 m. Al tener el dintel del pórtico mayores dimensiones, se deberá prever el empalme de las barra.

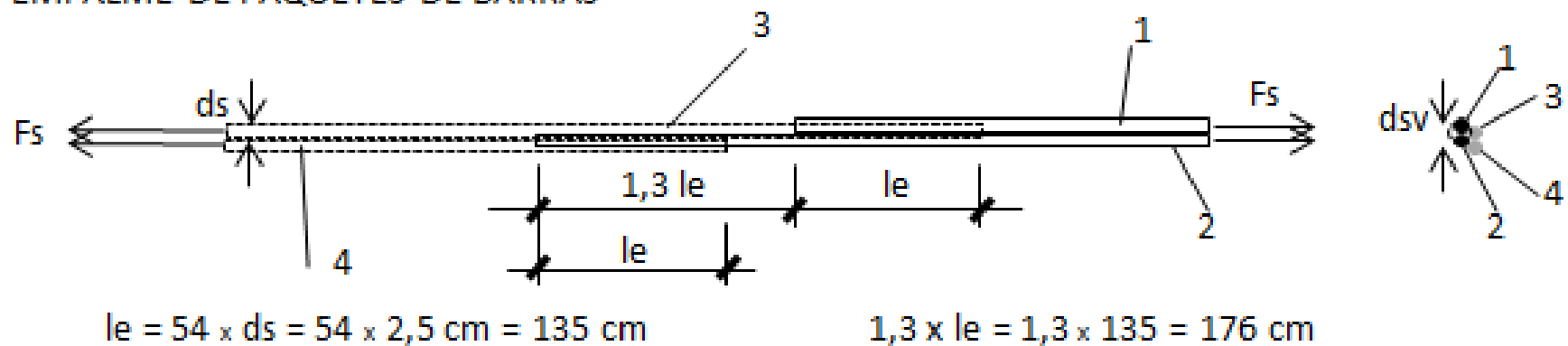


a) Extremos rectos



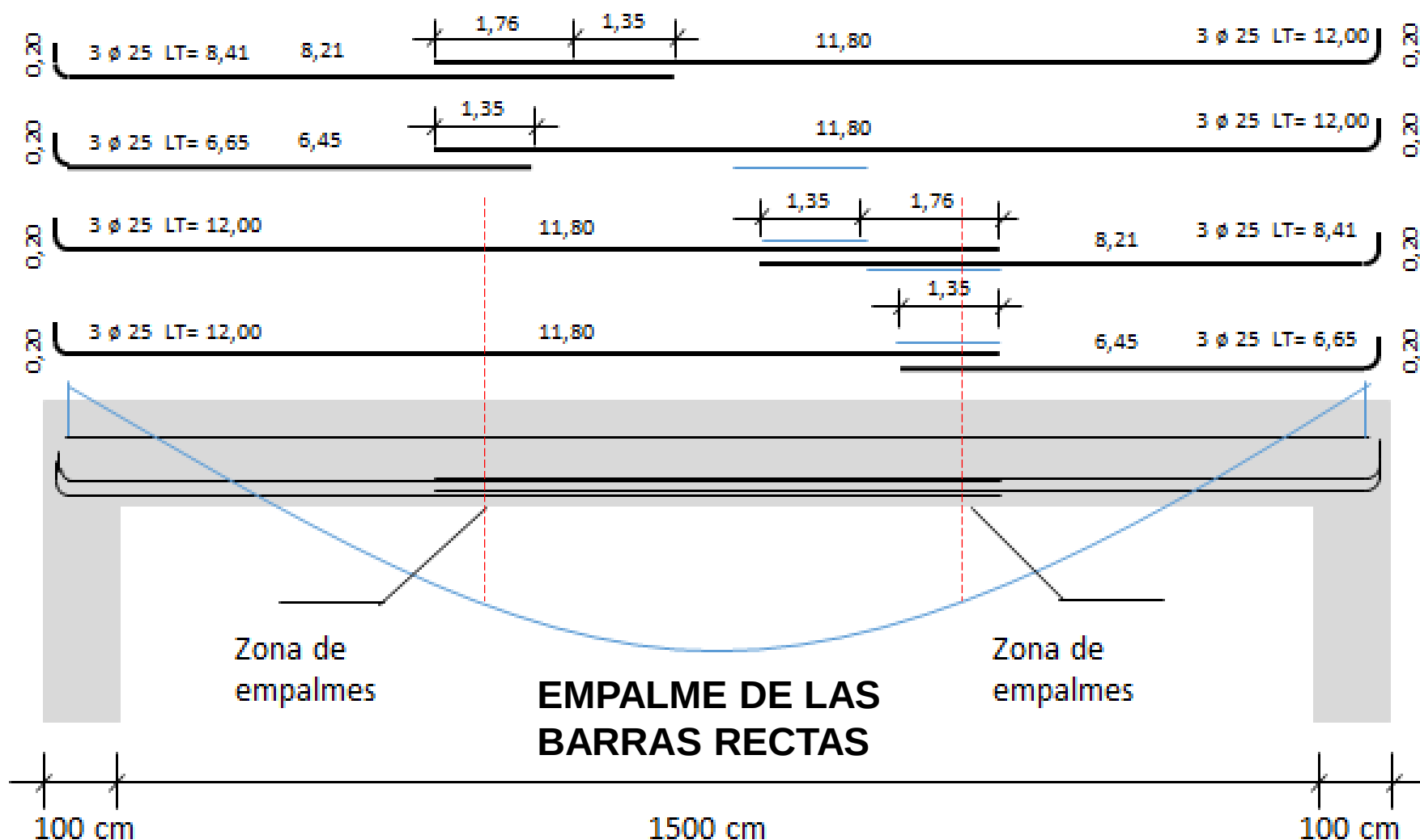
b) Ganchos

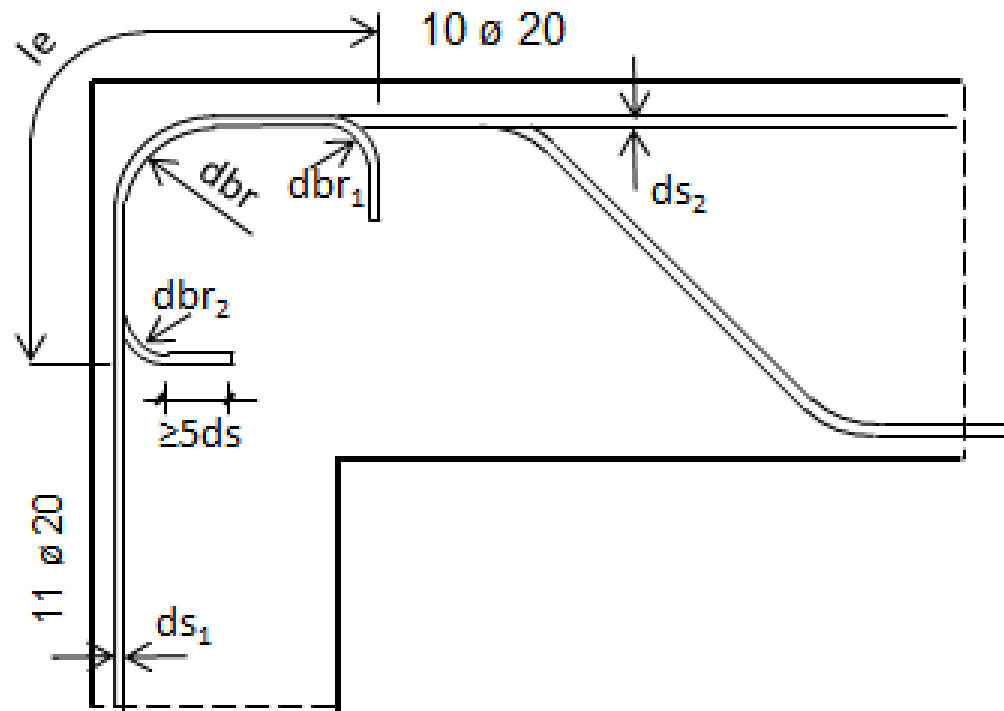
d_s : diámetro de la barra longitudinal a empalmar
 d_{br} : diámetro del mandril del gancho
 l_e : longitud de empalme

EMPALME DE PAQUETES DE BARRAS

Los valores aquí indicados corresponden a barras de $\phi=25 \text{ mm}$. Para mayores detalles ver CIRSOC 201 Capítulo 18

Se indica a continuación el detalle de las barras longitudinales y una propuesta de empalme para una de las capas del paquete de barras de 12 $\varnothing$ 25. Cuando se superponen los empalmes hay que desfasarlos (1,3 le : en nuestro caso 1,76 m). Además se distribuyen los empalmes a cada lado del dintel, aprovechando la longitud de la barra de 12 m





$$l_e = 54 \times d_s = 54 \times 2,0 \text{ cm} = 108 \text{ cm}$$

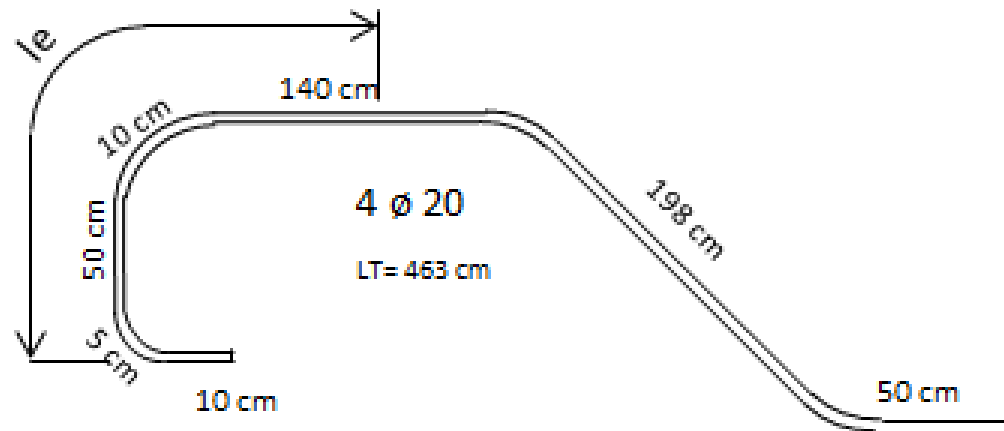
$$d_{br} \geq 20 d_s \quad d_{br} \geq 20 \times 2,0 = 40 \text{ cm}$$

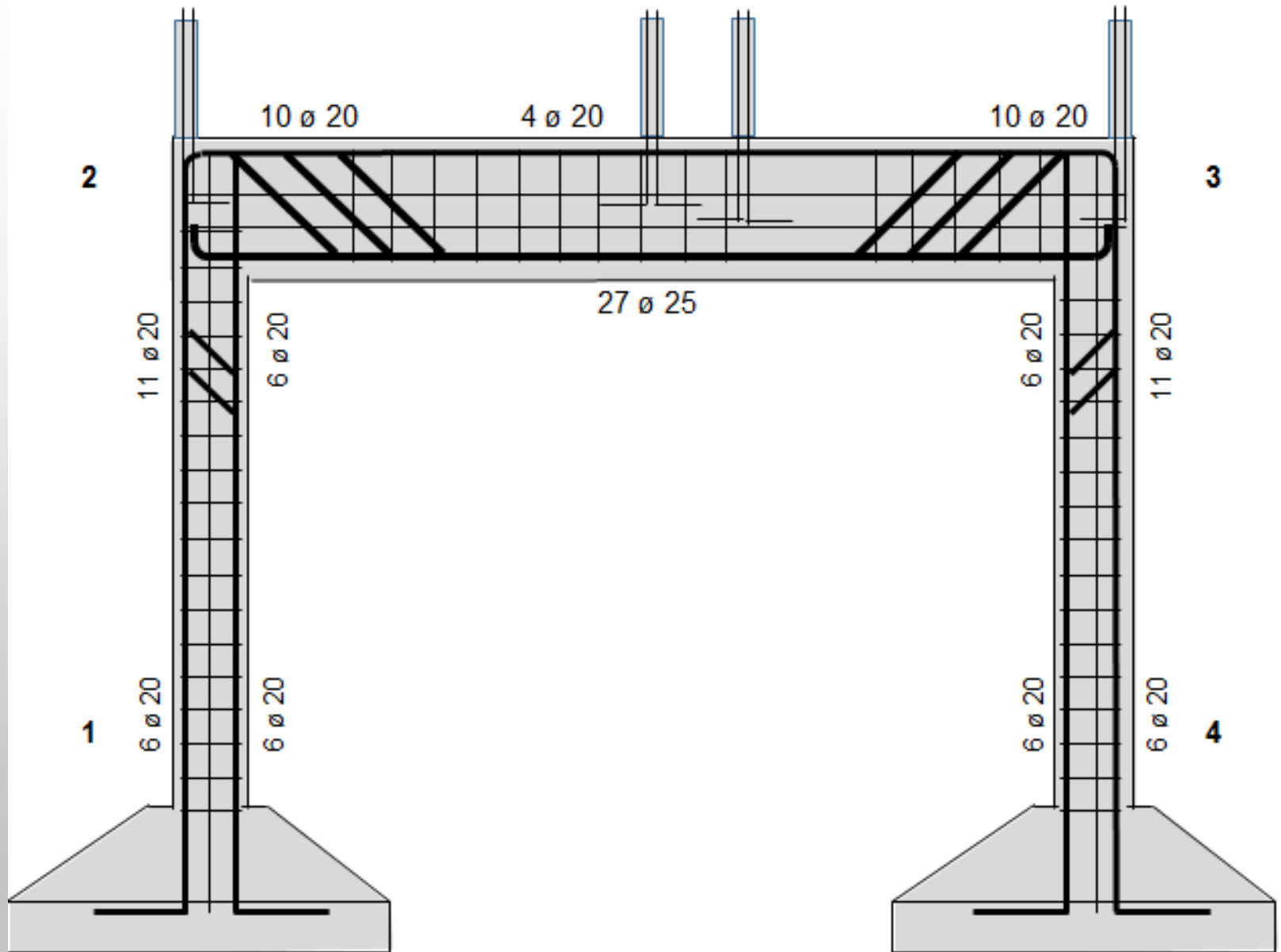
$$d_{br_1} \geq 7d_s \quad d_{br_1} \geq 7 \times 2,0 = 14 \text{ cm}$$

$$d_{br_2} \geq 7d_s \quad d_{br_2} \geq 7 \times 2,0 = 14 \text{ cm}$$

En las esquinas de los pórticos con momento negativo (como en nuestro caso), hay que respetar la longitud de anclaje.

$$L_e = 108 \text{ cm}$$









... fin