

Edificio del Instituto de Ingenieros

Concreto armado

MEMORIA DE SUS CÁLCULOS PRESENTADA

POR

FERNANDO IARRAIN M.

Dos inconvenientes se nos presentaron para la buena ejecucion de los planos de concreto armado: el primero se derivó de no haber tomado en cuenta el Instituto, en el momento de proponer el concurso para la ejecucion de los planos de arquitectura, a precaucion indispensable de adoptar en las bases de dicho concurso, como material de obra, el que se iba a emplear en la construccion, es decir, el concreto armado.

De esto proviene que en el estudio de los pilares i nervios no se haya podido, en algunas ocasiones, adoptar la solucion mas económica, tanto por su buena distribucion como por la reduccion de sus dimensiones.

Demasiado notable es lo que afirmamos, tratándose del muro de fachada del edificio: habiendo el arquitecto supuesto que se iba a ejecutar de cal i ladrillo, era ójico que le diera una seccion conveniente a ese material. Despues, se creyó mejor el uso del concreto armado, que, como se sabe, es de resistencia mui superior a la del material adoptado por el arquitecto, i como, por otra parte, en la fachada de un edificio, sólo en ocasiones mui raras se pueden introducir modificaciones, nos hemos visto obligados, mui a nuestro pesar, a aceptar los espesores excesivos, fijados por el ejecutante primitivo de los planos. En parte logramos subsanar este defecto, a que nos condenaron nuestro proyecto, adoptando en cuanto fué posible, el muro hueco, limitado por dos muritos de 0,10 m.

El segundo inconveniente es de carácter económico: se contrató la obra de con-

creto armado bajo ciertas bases con su respectivo presupuesto; los planos debía proyectarlos el señor contratista de la obra. Con este procedimiento no se consideró un punto fundamental, que era la aceptación o rechazo de los planos o del ingeniero proyectante por parte del delegado del Instituto o de su directorio.

No se aceptaron los planos, i se convino en que otro ingeniero los ejecutara; pero mientras tanto siguió rijiendo el contrato i su presupuesto, base de la propuesta aceptada por el Instituto. Mui difícil nos fué encontrar economías en estas condiciones, con mayor razon, si se considera que en dicho presupuesto se consultaban la mayor parte de las obras, muros, pisos, cornisas, etc., por metros cuadrados o metros lineales. El valor del proyecto antiguo ascendía a \$ 100 495; el que hemos confeccionado redujo la cantidad anterior en un poco mas del 19%, alcanzando un valor de \$ 81 157.

El cubo total se redujo de 840 m³ a 528 m³. El precio por m³ en el contrato antiguo era de \$ 119,63; este valor subió a \$ 153,70, debido al mejoramiento de las dosis del concreto i a la reduccion del cubo total, que aumentó el precio de la obra de mano.

Incluimos un presupuesto detallado del nuevo proyecto, acompañado de dos partidas de gastos varios.

Cálculos del concreto armado

MUROS

1) Muro de fachada.

Solicitud:

a) Accion de la cubierta.

La cubierta solicita al muro con su peso propio, el de la nieve i viento.

Peso de la cubierta por m ² de proyeccion horizontal.....	50 k
» » » » nieve i viento » »	70

120 k

b) Accion del cielo de la Biblioteca proyeccion horizontal.....	20
---	----

140

Reaccion por metro corrido de muro:

$$\frac{140 \times 5.35}{2} = 374,5 \text{ k}$$

Encima de las ventanas se ha proyectado un nervio, que se apoya en las columnas. Debido a su colocacion debajo de la corniza superior, soporta el peso ésta con su consola i estuco i el peso de los dos muros de 0.10 de espesor.

En total, este peso es de 1 500 k por m c.

$$\text{Momento} = M = \frac{1874 \times 3.5^2}{10} = 2295 \text{ kgmts,}$$

$$\text{Reaccion} = R = \frac{1874 \times 3.5}{2} = 3279 \text{ k}$$

Nervio A del plano.—Verificación.—Fig. 1.

$$m = \frac{b (h-a)}{f_e} = \frac{60 \times 31}{12.4} = 150$$

Sirviéndose del cuadro N.º 1 del cuaderno de condiciones para el cálculo de concreto armado, se tiene:

$$\text{Eje neutro: } X = 0.358 \times 31 = 11.09$$

$$\text{Tasa de trabajo del concreto } d_e = \frac{6,344 \times 229500}{60 \times 31^2} = 25 \text{ k: cm}^2$$

$$\text{Tasa de trabajo del fierro } d_e = 26,797 = 670 \text{ k: cm}^2$$

Cizalle del concreto:

$$T_o = \frac{3279}{60 (31-3.6)} = 1.9 \text{ k: cm}^2$$

Adherencia.

$$T_1 = \frac{60 \times 1.9}{7 \times 1.5 \times 3.14} = 3.2 \text{ k: cm}^2$$

Se ha tomado en cuenta el momento negativo, que puede producirse encima de los pilares; para contrarrestarlo hemos doblado un número conveniente de barras, desde una distancia de 0,21 l.

Pilares soportes del nervio A.—Fig. 2.

$$\text{Carga} = 2 R = 6558 \text{ k}$$

$$\text{Peso propio} = 2400 \times \frac{3.14 \times 0.48^2 \times 5.5}{4} = 2376 \text{ k}$$

$$\text{Carga total} = 8934 \text{ k}$$

La tasa del concreto ha resultado mui baja; no se puede disminuir la seccion, por que no lo permite la fachada.

Nervio B.—Fig. 3.

Solicitacion:

$$a) \text{ Reaccion del piso de la Biblioteca} = \frac{640 \times 3.35}{2} = 1\ 712 \text{ k: m c.}$$

$$b) \text{ Reaccion de los balcones i sócalo de las ventanas} = 1\ 800 \text{ k: m c.}$$

$$c) \text{ Peso propio por metro corrido} = 960 \text{ k.}$$

$$\text{Total} = 4\ 472 \text{ k: m c.}$$

$$M = \frac{4\ 472 \times 3.5^2}{10} = 5\ 478 \text{ Kgm.}$$

$$R = \frac{4\ 472 \times 3.5}{2} = 7\ 876 \text{ k.}$$

Verificacion

$$m = \frac{68 \times 53}{2} = 185$$

$$x = 0.329 \times 53 = 17.44 \text{ cm}$$

$$d_p = \frac{6.82 \times 547\ 800}{68 \times 53^2} = 19.5 \text{ k: cm}^2$$

$$d_c = 30\ 497 \times 19.5 = 595 \text{ k: cm}^2$$

$$T_o = \frac{78\ 76}{68 (53-3)} = 2.5 \text{ k: cm}^2$$

$$T_1 = \frac{2.5 \times 68}{11 \times 1.5 \times 3.14} = 3.3 \text{ k: cm}^2$$

Pilares del primer piso.—Fig. 4.

Solicitacion:

$$a) \text{ Reaccion del nervio} = \frac{4\ 472 \times 3.5}{2} = 7\ 826$$

$$b) \text{ » de los pilares del 2.º piso} = 8\ 934$$

$$c) \text{ Peso propio} = 0.48 \times 0.66 \times 3.44 \times 2\ 400 = 2\ 568$$

19 328

Se puede hacer la misma observacion anterior respecto a la tasa del concreto que es mui baja.

Este pilar recibe tambien la reaccion del nervio C = 4 079k.

Nervio C.—Fig. 5.

$$a) \text{ Reaccion del primer piso} = \frac{640 \times 5.35}{2} = 1\ 612 \text{ k}$$

$$b) \text{ Peso del s3calo de la ventana} = \quad = 619$$

$$2\ 331 \text{ k}$$

$$M = \frac{2\ 331 \times 3.5^2}{10} = 2\ 855 \text{ kgm.}$$

$$R = \frac{2\ 331 \times 3.5}{2} = 4\ 079 \text{ k}$$

Verificacion

$$m = \frac{66 \times 37}{12.37} = 197$$

$$x = 0.322 \times 37 = 11.91$$

$$\delta_b = \frac{6.97 \times 285\ 500}{66 \times 37^2} = 22 \text{ k: cm}^2$$

$$\delta_e = 31.68 \times 22 = 696 \text{ k: cm}^2$$

$$T_o = \frac{4\ 079}{66 \times 33} = 1.9 \text{ cm}^2$$

$$T_1 = \frac{1.9 \times 66}{32.9} = 3.8 \text{ cm}^2$$

Pilares del sub-suelo

Continúa con la misma seccion anterior; las tensiones finales en su base estan umentadas en el peso propio:

$$\text{Peso propio} = 3.63 \times 0.66 \times 0.48 \times 2\ 400 = 2\ 752 \text{ ks}$$

$$\text{Presion sobre el suelo} = 23\ 407 + 2\ 752 = 26\ 159 \text{ »}$$

Fundacion de los pilares

Solicitud:

Presion por m² sobre el suelo: $\frac{26\ 159}{2,96} = 9\ 513$ ks

Peso propio de la fundacion = $0,3 \times 2\ 400 = 800$ k: m c.

Peso propio de los muros de $0,10 \times 2 \times 0,10 \times 1,8 \times 2\ 400 = 864$ k: m c.

Reaccion por m c resultante sobre los pilares $9\ 513 - 1\ 664 = 7\ 849$ k

$$M = \frac{1}{12} \times 7\ 849 \times 2,96^2 = 5\ 729 \text{ kgm}$$

Verificacion.—, Por medio de las fórmulas de Tedesco).—Fig. 6

Armadura comprimida:

$$S' = \frac{M - 478 h^2}{314,6 h} = \frac{572\ 900 - 478 \times 30^2}{314,6 \times 30} = 15,1 \text{ cm}^2$$

Se han colocado 9 barras de 15 m m.

Armadura tendida:

$$S = \frac{M}{1\ 200 \times 0,899 h} = \frac{572\ 900}{1\ 200 \times 0,899 \times 30} = 17,5 \text{ cm}^2$$

Equivalente a 5 barras de 20 m m.

Tasa de trabajo del suelo:

$$T = \frac{26\ 159 - 800 \times 3,44 + 8,64 \times 2,96}{84 \times 3,44} = 1 \text{ k: cm}^2$$

2. Muro transversal

Solicitud:

A Segundo piso

- a) Reaccion de la cubierta.
- b) Carga concentrada de la cubierta del techo de vidrio.
- c) Reaccion del segundo techo de vidrio.
- d) Consola de la Biblioteca.
- e) Peso propio del muro.

$$\begin{aligned}
 a) &= 374 &&= 374 \text{ k: m c.} \\
 b) &= \frac{90 \times 7}{2} \times \frac{7}{3} = 1\,102 \text{ m c} \\
 c) &= \frac{110 \times 7}{2} = 385 \text{ m c} \\
 d) &= 500 &&= 500 \text{ k: m c} \\
 e) &= 240 \times 3,00 = 720 \text{ k: m c} \\
 &&& \hline
 &&& 3\,081 \text{ k: m c}
 \end{aligned}$$

Verificación del muro.—Fig. 7

Trabaja como una pieza cargada de punta. Tendremos, sin tomar en cuenta la armadura:

$$P = \frac{\pi^2 E I}{s l^2} = \frac{10 \times 140\,000 \times \frac{1}{12} \times 100 \times 10^3}{10 \times 90\,000} = 12\,962 \text{ k}$$

Nervio D.—Fig. 8

$$M = \frac{1}{10} \times 3\,081 \times 2,5^2 = 1\,926 \text{ kgm}$$

$$R = \frac{3\,081 \times 2,5}{2} = 3\,851 \text{ k}$$

$$\mu = \frac{\omega_a}{b h} = \frac{5,3}{70 \times 20} = 0,0038 = 0,38\%$$

$$x = 0,2856 \times 67 = 19,13$$

$$\delta_b = \frac{7,76 \times 192\,600}{20 \times 67^2} = 16,6 \text{ kgm/cm}^2$$

$$\delta_e = 37,6 \times 16,6 = 624 \text{ kgs cm}^2$$

$$T_o = \frac{3\,851}{20 (67 - 6,4)} = 3,2 \text{ kgs/cm}^2$$

$$T_1 = \frac{3,2 \times 20}{14} = 4,57 \text{ kgs/cm}^2$$

Pilares.—Fig. 9

Reaccion de nervios $D = 3\ 851 \cdot 2 = 7\ 702$ kgsPeso propio $= 0,2 \cdot 0,2 \cdot 3,5 \cdot 2\ 400 = 336$ kgs

$$I = \frac{1}{12} \cdot 20 \cdot 20^3 + 15 \cdot 4 \cdot 3,14 \cdot 7^2 = 22\ 565 \text{ cm}^4$$

$$\text{Pieza cargada de punta. } P_k = \frac{140\ 000 \cdot 22\ 565}{129\ 600} = 24\ 365$$

$$\text{Compresion simple. } P_k = 35 (20 \cdot 20 + 15 \cdot 12,57) = 20\ 580$$

Nervio E.—Fig. 10

$$a) \text{ Reaccion de la loza del primer piso} = \frac{640 \cdot 5,35}{2} = 1\ 712 \text{ k: m c}$$

$$b) \text{ » » » consola del hall} = 800 \cdot 1,3 = 1\ 040 \text{ »}$$

$$c) \text{ Peso del muro soportado} = 240 \cdot 3,5 = 1\ 190 \text{ »}$$

$$d) \text{ » propio del nervio} = 0,5 + 0,2 \cdot 2\ 400 = 240$$

$$4\ 182 \text{ k: m c}$$

Verificacion:

$$M = \frac{1}{10} \cdot 4\ 182 \cdot 2,5^2 = 2\ 614 \text{ kgm}$$

$$R = \frac{4\ 182 \cdot 2,5}{2} = 5\ 227 \text{ ks}$$

$$m = \frac{20 \cdot 47}{5,3} = 177$$

$$x = 0,335 \cdot 47 = 157$$

$$\delta_b = \frac{6,713 \cdot 261\ 400}{20 \cdot 47^2} = 39,7 \text{ k: cm}^2$$

$$\delta_c = 29,739 \cdot 39,4 = 1\ 172 \text{ k: cm}^2$$

$$T_0 = \frac{5\ 227}{20 \left(47 - \frac{15,7}{3} \right)} = 6,3 \text{ k: cm}^2$$

$$T_1 = \frac{63 \cdot 20}{14,1} = 8,9 \text{ cm}^2$$

Como no es posible que en esta memoria aparezcan los cálculos de algunos puntos que podríamos llamar secundarios, como es la distancia a que deben colocarse las horquillas, espondremos los métodos que hemos usado en todos los casos análogos:

Distancia entre las horquillas.—Fig. 11

(Véase Salinger)

Las distancias S guardan la relación:

$$\frac{S}{1} = \frac{V_n}{V_t}$$

Siendo n el número de una horquilla cualquiera, i t el número que se ha supuesto como total de ellas en una distancia $\frac{1}{2}$.

Cálculo de las horquillas, en caso de que el concreto no resista por si solo al esfuerzo del cizalle.—Fig. 12

C es la distancia en que el esfuerzo de corte es superior al que resiste el concreto armado, sin que se sobrepase la tasa cizalle 4,5, prescrita por el cuaderno de condiciones.

$$C = \frac{T_o - T_{4,5}}{T_o} \times \frac{1}{2}$$

$$V_c = \frac{C(T_o - 4,5)}{2} \times b_1$$

Sección de las horquillas:

$$f_c = \frac{V_c}{800} = \frac{(T_o - 4,5)c \cdot b_1}{2 \times 800} = 6,3 c b_1 (T_o - 4,5)$$

V_c es el esfuerzo de corte correspondiente a las horquillas.

El mismo caso suponiendo que el exceso de esfuerzo de corte es resistido por barras dobladas i horquillas.—(Véase Kersten)

$$\begin{aligned} f_c &= \text{sección de las horquillas} \\ f'_c &= \text{» » » barras dobladas} \end{aligned}$$

adoptando la fórmula:

$$f_c = f'_c = 3,5 c b^1 (T_o - 4,5)$$

las barras dobladas toman 85% del esfuerzo i las horquillas 50%.

Las horquillas se reparten trazando por los centros de gravedad de las superficies iguales las rectas oa , oa' ,..., que marcan los ejes de las horquillas.

Las barras dobladas deben encontrar al eje neutro en los puntos n , n' ,... de encuentro del eje con las perpendiculares mn , mn' ,... al eje neutro trazados por los centros de gravedad de los triángulos A iguales.

Cizalle Nervio E.—Fig 14

$$T_0 = 63 \quad T = 4,5$$

adm.

$$C = \frac{6,3 - 4,5}{6,3} \times 2,5 = 0,69 \text{ m.}$$

$$f_c = 6,3 \times 0,69 \times 0,20 \times 1,7 = 1,45 \text{ cm}^2.$$

N.º de horquillas en el trecho C:

$$n = \frac{1,45}{1,5} = 1$$

Adherencia:

Para contrarrestar el exceso de tasa de trabajo, se ha aumentado a 6 barras de 15 mm. el número con que se calculó la flexión del nervio.

Con este aumento se tiene:

$$T_0 = \frac{5 \cdot 227}{20 \left(45 - \frac{x}{3}\right)}$$

$$x = \frac{m \cdot \omega_a}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2bh}{m \cdot \omega_a}} \right) = \frac{15 \times 10,6}{20} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 20 \times 45}{15 \times 10,6}} \right) = 19,95 \text{ cm.}$$

$$T_0 = \frac{5 \cdot 227}{777} = 6,7 \text{ k/cm}^2$$

$$T_1 = \frac{6,7 \times 20}{28,2} = 4,7 \text{ kcm}^2$$

Pilares

Tienen la misma sección que las anteriores, resisten, como se vió, 20 580 k.

La sollicitacion es:

Reacciones de los nervios D.....	=	7 702
» » » » E.....	=	10 452
Peso propio del pilar = 336 + 360.....	=	696
		<hr/>
		18 852 k.

Nervio F.—Fig 15

Sollicitacion:

a) Reaccion del piso (Sala del Directorio)	=	$\frac{640 \times 5,35}{2}$	=	1 712
b) » » » Hall	=	$\frac{640 \times 7}{2}$	=	2 240
c) Muro soportado por F = 2,5 × 2 400 × 0,10	=		=	600
				<hr/>
				4 552 k : m. c.

$$M = \frac{1}{10} \times 4 552 \times 2,5^2 = 2 845 \text{ kgm.}$$

$$R = \frac{4 552 \times 2,5}{2} = 5 690$$

Verificacion

Se ha verificado por los cuadros de *Mörsch*.

$$M = \frac{\omega'}{b h} = \frac{8,84}{1 710} = 0,0052$$

$$x = 0,325 \times 57 = 18,25 \text{ cm.}$$

$$f_d = \frac{6,96 \times M}{b h^2} = \frac{6,96 \times 284 500}{30 \times 57^2} = 20 \text{ k : cm}^2$$

$$f_e = 31,9 \times 20 = 6,38 \text{ ks : cm}^2$$

$$T_0 = \frac{5 690}{30 \times 51} = 3,7 \text{ ks : cm}^2$$

$$T_1 = \frac{30 \times 3,7}{5 \times 3,14 \times 1,5} = 4,7 \text{ ks : cm}^2$$

Pilares.—Fig 16

a) Peso transmitido por los pilares anteriores.....	= 18 852 k.
b) Reaccion de los nervios $F = 2 \times 5 690$	= 11 380
c) Peso propio del pilar = $0,3 \times 0,3 \times 3,5 \times 2 400$	= 756

Total.....	= 30 988 k.

El trabajo se efectúa a la compresion simple; con una tasa de 30 ks: cm²

se tendria: $P_k = (30 \times 30 + 15 \times 4 \times 3,14) \times 30 = 32 640$ k.

Fundacion.—Fig 17

Solicitation.

Peso por metro corrido:

$$2 400 (2 \times 0,25 \times 0,25 + 0,3 \times 0,3) = 516 \text{ k.}$$

Reaccion de los pilares por metro corrido de fundacion:

$$\frac{30 998}{2} = 15 494 \text{ k.}$$

Reaccion resultante:

$$15 494 - 516 = 14 978 \text{ k.}$$

$$M = \frac{1}{12} \times 14 978 \times 2^2 = 4 993 \text{ Kgm.}$$

Verificacion

Fórmula jeneral para el cálculo de las fundaciones.—Fig. 18

Tension:

$$F = \frac{M}{d} = \frac{M}{h - \frac{x}{3}}$$

Este valor será resistido en la parte comprimida por el concreto i las barras.

El trabajo del concreto será:

$$\frac{b \times x \times \delta b}{2}$$

La seccion del fierro debe ser multiplicada por $m = 15$.

$$DD' = \frac{OD \times AA'}{OA}$$

$$OD = \frac{2}{3}x \quad ; \quad AA' = \delta e \quad ; \quad OA = x$$

$$DD' = \frac{2}{3}\delta b.$$

$$\text{Trabajo del metal: } m \times f'e \times DD' = \frac{2m \times f'e \times \delta b}{3}$$

La resistencia total de los elementos comprimidos será:

$$\frac{1}{2} \times b \times x \times \delta_b + \frac{2m f'e \times \delta_b}{3} = \delta_b \left(\frac{b}{2}x + \frac{2m f'e}{3} \right)$$

Recordando que la suma de las compresiones es igual a la suma de las tensiones, se tiene:

$$\delta_b \left(\frac{b}{2}x + \frac{2m f'e}{3} \right) = \frac{M}{h - \frac{x}{3}}$$

$$\text{Sean } \delta_b = 40 \text{ k; } m = 15; \delta_c = 1200 \text{ k}$$

Del cuadro I de Tedesco se deduce:

$$x = 0,333 h$$

Con $h = 27$:

$$h - \frac{x}{3} = 27 - \frac{0,333 \times 27}{3} = 24 \text{ cm}$$

Reemplazando estos valores en la fórmula general:

$$40 \left(\frac{b}{2} \times 0,333 \times 27 + \frac{2 \times 15 \times f'e}{3} \right) = \frac{M}{24}$$

$$f'e = \frac{M}{24 \times 40 \times 10} - \frac{b}{2} \times \frac{9}{10} = \frac{M}{9600} - \frac{b}{2,22}$$

Para el caso del muro 2 transversal se tiene:

$$M = 499\,300 \text{ kgems}$$

$$b = 90 \text{ cms}$$

Entonces:

$$f'e = \frac{499\,300}{9\,600} - \frac{90}{2,22} = 115 \text{ cm}^2$$

valor que se satisface con 4 barras de 20 m m. La distancia b es variable, motivo de que no aumentáramos el número de barras, porque en algunas partes es un valor muy reducido. En esos puntos la sollicitacion es mínima.

Barras tendidas

$$f'e = \frac{M}{1\,200 \times 24} = 17,3 \text{ cm}^2$$

Se ha colocado 5 barras de 22 m m.

Presion sobre el suelo

$$T = \frac{30\,988 + 516 \times 2,3}{90 \times 230} = 1,5 \text{ k/cm}^2$$

3. Muro transversal.—Fig 19

La sollicitacion es análoga a la del muro 2; se ha adoptado la misma disposicion i dimensiones para los nervios i pilares.

Muros longitudinales.—Muros laterales de la escala de entrada

NERVIO G

1) Sollicitacion uniformemente repartida.

Losa del piso de la Biblioteca	$= \frac{640 \times 2,5}{2} = 800 \text{ k}$
Peso propio del muro	$= 0,1 \times 4 \times 240 = 960 \text{ »}$
Reaccion de la escala	$= \frac{1\,100 \times 2,5}{2} = 1\,375 \text{ »}$
	3 135 k

$$\text{Peso propio del nervio} = \frac{0,20 \times 1,50 \times 2\,400}{2} = 720$$

$$3\,855$$

2) Carga concentrada, derivada de un nervio que está colocado en el piso (salas: administracion, portero, espera).

Este nervio del piso recibe, por intermedio de un muro, la reaccion del piso de la Biblioteca; directamente soporta a ese mismo muro i al piso de las salas ya nombradas.

Reacciones sobre el nervio del piso

a) Biblioteca.

$$\text{Reacciones} \left\{ \begin{array}{l} m = \frac{640 \times 2,15}{2} = 688; \text{ luz de } 2,15 \\ n = \frac{640 \times 3,25}{2} = 1\,040; \text{ » » } 3,25 \end{array} \right.$$

$$1\,728 \text{ k: m e}$$

b) Muro M de $0,10 - 2\,400 \times 4 \times 0,10 = 960 \text{ k}$.

c) Pisos P (Reaccion igual a la de la Biblioteca) = $1\,728 \text{ k}$.

Reaccion total = $4\,416 \text{ k: m e}$.

Esta carga dá en el nervio G una reaccion = $\frac{4\,416 \times 3,8}{2} = 8\,379 \text{ k}$.

Lo que hemos llamado nervio G es un arco carpanel, pero debido a su gran rebaje se ha supuesto que es una viga horizontal.

Momento debido al nervio del piso

$$M = R \times 1,3$$

$$R = \frac{8\,379 \times 2,15}{3,45} = 5\,222 \text{ k}$$

$$R' = 8\,379 - 5\,222 = 3\,157$$

$$M = 5\,222 \times 1,3 = 6\,789 \text{ kgm}$$

Momento de las cargas uniformemente repartidas

$$R'' = \frac{3\,855 \times 3,4}{2} = 6\,553$$

$$R''' = R''$$

$$M = 6\,553 \times 1,3 - 3\,855 \times \frac{1,3}{2} = 6\,013 \text{ kgm}$$

$$M_r = 12\,702 \text{ kgm}$$

Verificación del nervio G.—Fig. 20

$$m = \frac{20(100 - 6)}{15,91} = 118$$

$$x = 0,392 \times 96 = 3\,654$$

$$\delta_b = 5,863 \frac{1\,270\,200}{20 \times 94^2} = 42 \text{ k cm}^2$$

$$\delta_e = 23,156 \times 42 = 973 \text{ k cm}^2$$

Cizalle

$$V = 11\,775 \text{ k}$$

$$T_o = \frac{11\,775}{20(95 - 12,2)} = 7,1 \text{ k cm}^2$$

Adherencia

$$T_1 = \frac{7,1 \times 20}{9 \times 1,5 \times 3,14} = 3,4 \text{ k cm}^2$$

Cizalle

$$T_o = 7,2 \text{ k cm}^2$$

Esfuerzos de corte.—Fig. 21

De este diagrama se deduce que, aproximadamente a 1,3 m del extremo se tiene un esfuerzo de corte de valor cercano al que puede resistir el concreto por si solo.

El esfuerzo de tracción, que soportaran dobladas algunas barras, es igual al esfuerzo de cizalle que produce el exceso sobre la tasa 4,5 k cm².

$$Z = \frac{130}{1,2} (7,1 - 4,5) \frac{1}{2} \times 20 = 2\,700 \text{ k}$$

En el proyecto se han doblado dos barras de 15 i dos de 10.

$$T = \frac{2\,700}{2 \times 1,77 + 2 \times 0,79} = 5,2 \text{ k: cm}^2$$

El valor anterior queda reducido a una tasa conveniente, si se toma en cuenta las horquillas.

Resistencia a la compresion de los muros de diferentes espesores que forman el proyecto

I) Muro de 0,10 — Largo de 4 m.—Fig. 22.

$$I = \frac{1}{12} \times 100 \times 10^3 = 8\,333 \text{ cm}^4$$

$$P_k = \frac{140\,000 \times 8\,333}{160\,000} = 7\,292 \text{ k}$$

Puede verse que en ningun punto del edificio la solicitacion por metro corrido alcanza este valor. Lo mismo podemos decir en cuanto a la seguridad de los muros de 0,15 i 0,20.

II) Muro de 0,15.—Fig. 23.

$$I = \frac{1}{12} \times 100 \times 15^3 + 9 \times 0,28 \times 5^2 = 28\,163 \text{ cm}^4$$

$$P_k = \frac{140\,000 \times 28\,163}{160\,000} = 24\,642 \text{ k}$$

III) Muro de 0,20.—Fig. 24.

$$I = \frac{1}{12} \times 100 \times 20^3 + 10 \times 0,28 \times 7,5^2 = 66\,823 \text{ cm}^4$$

$$P_k = \frac{140\,000 \times 66\,823}{160\,000} = 58\,420 \text{ k}$$

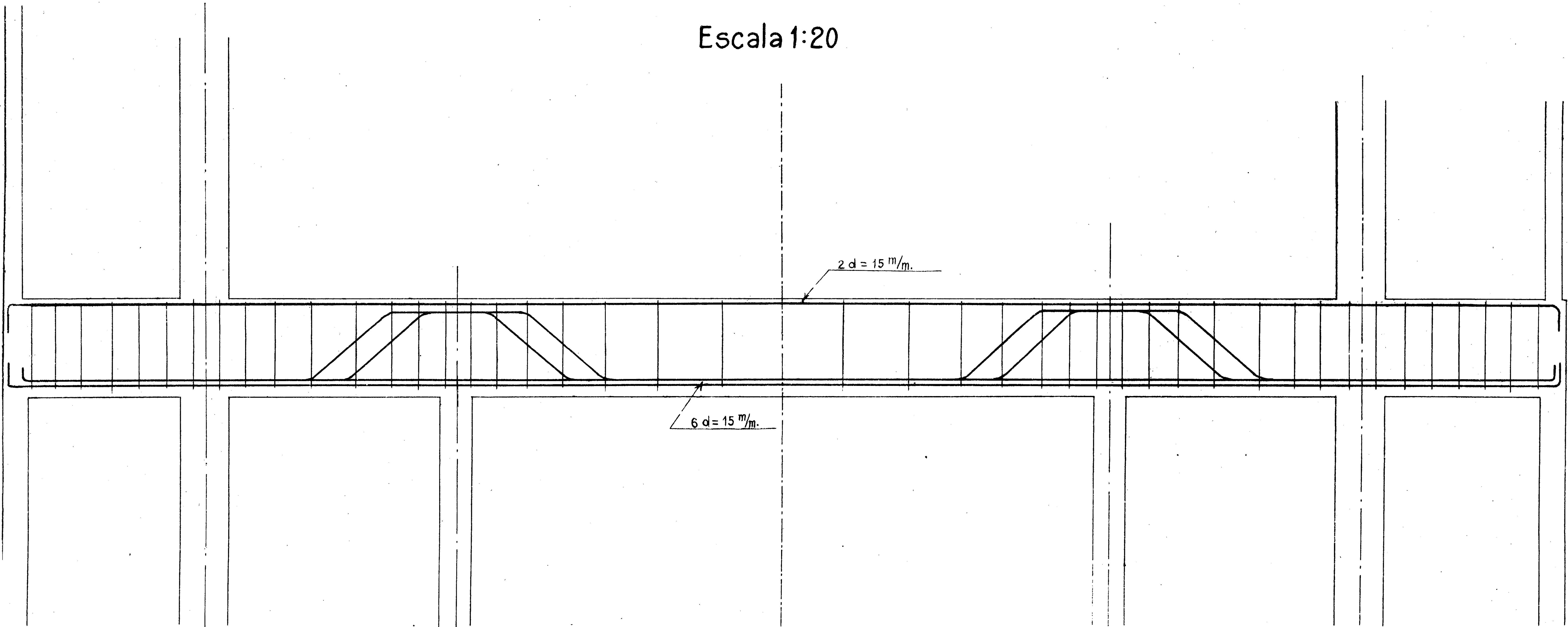
FERNANDO LARRAIN.

(Continuará).

Nº 1

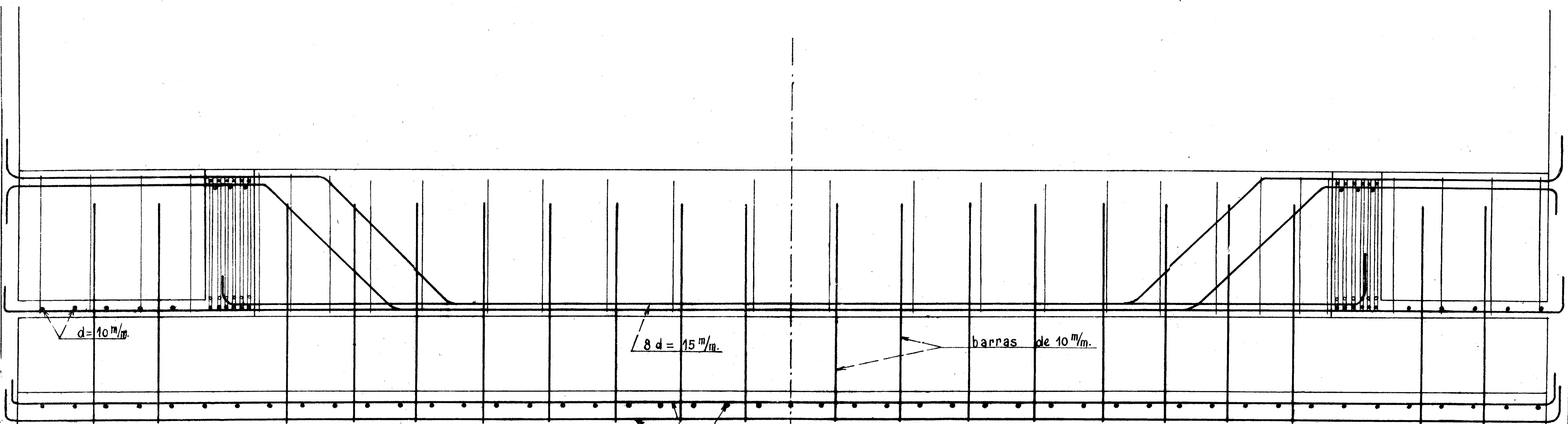
VISTA DEL NERVIO I

Escala 1:20



NERVIO J EN VISTA

Escala 1:20



$d = 10 \text{ m/m}$

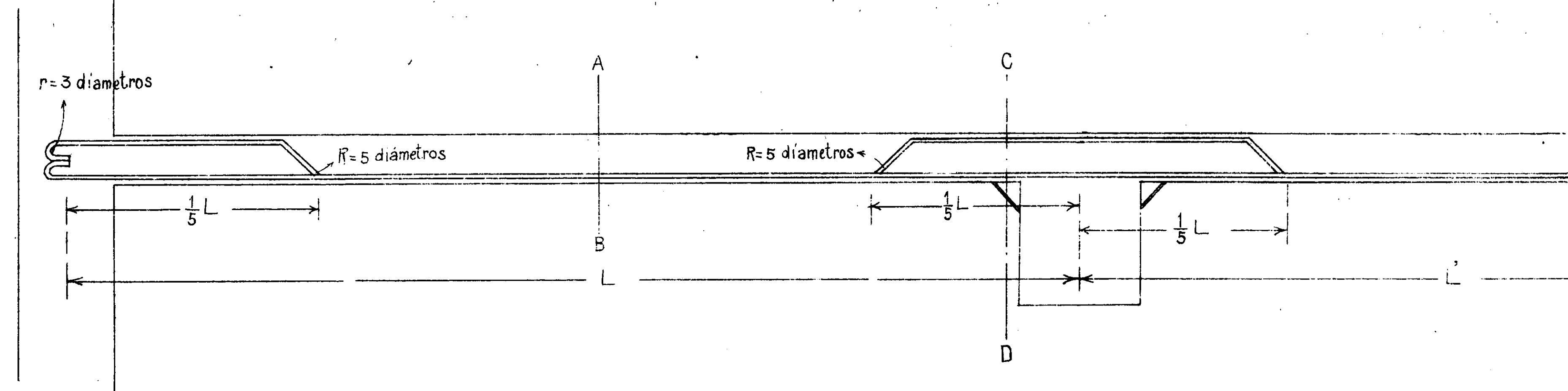
$8 d = 15 \text{ m/m}$

barras de 10 m/m

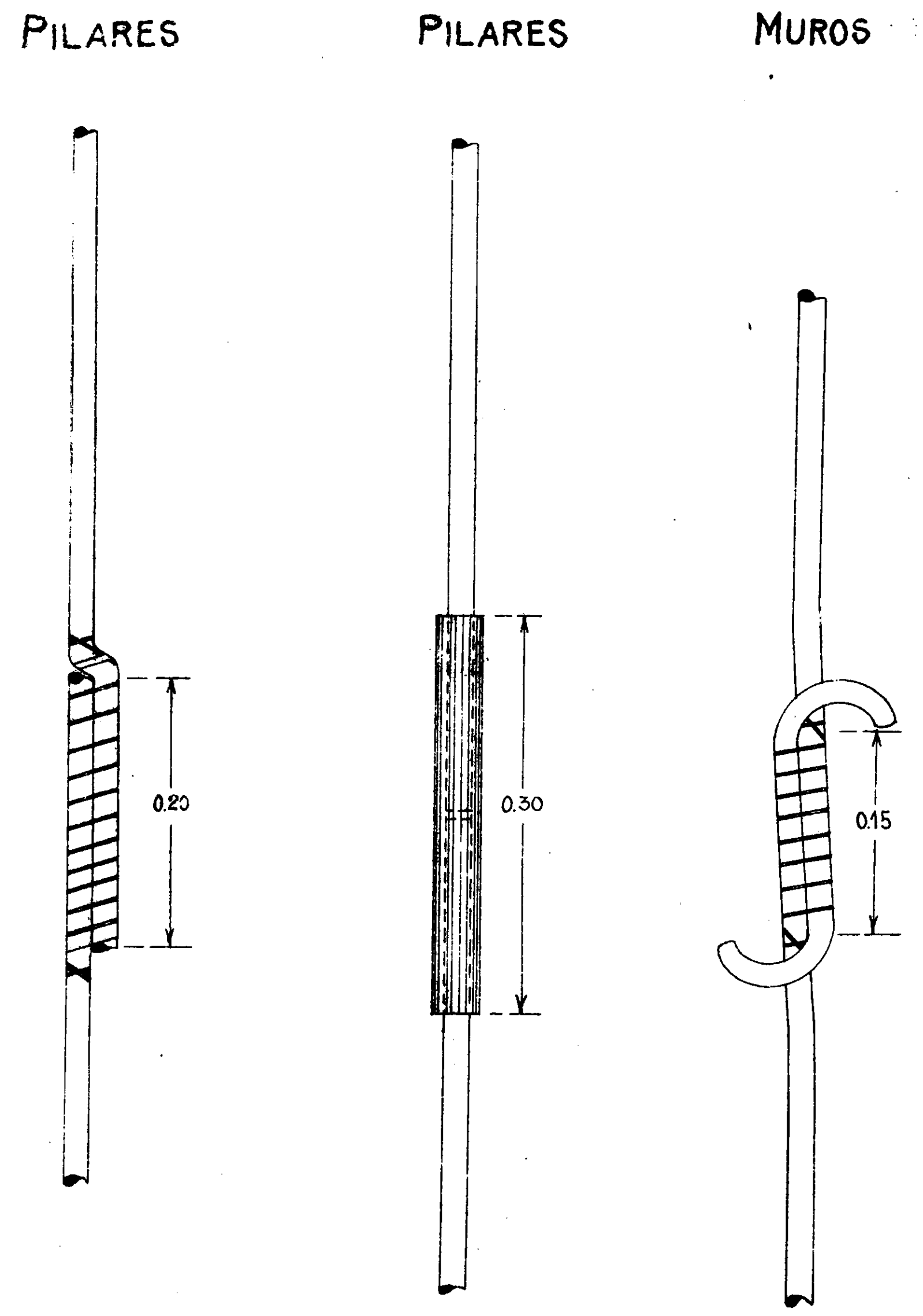
$d = 10 \text{ m/m}$

Fernando Larraín,
Ing. Civil

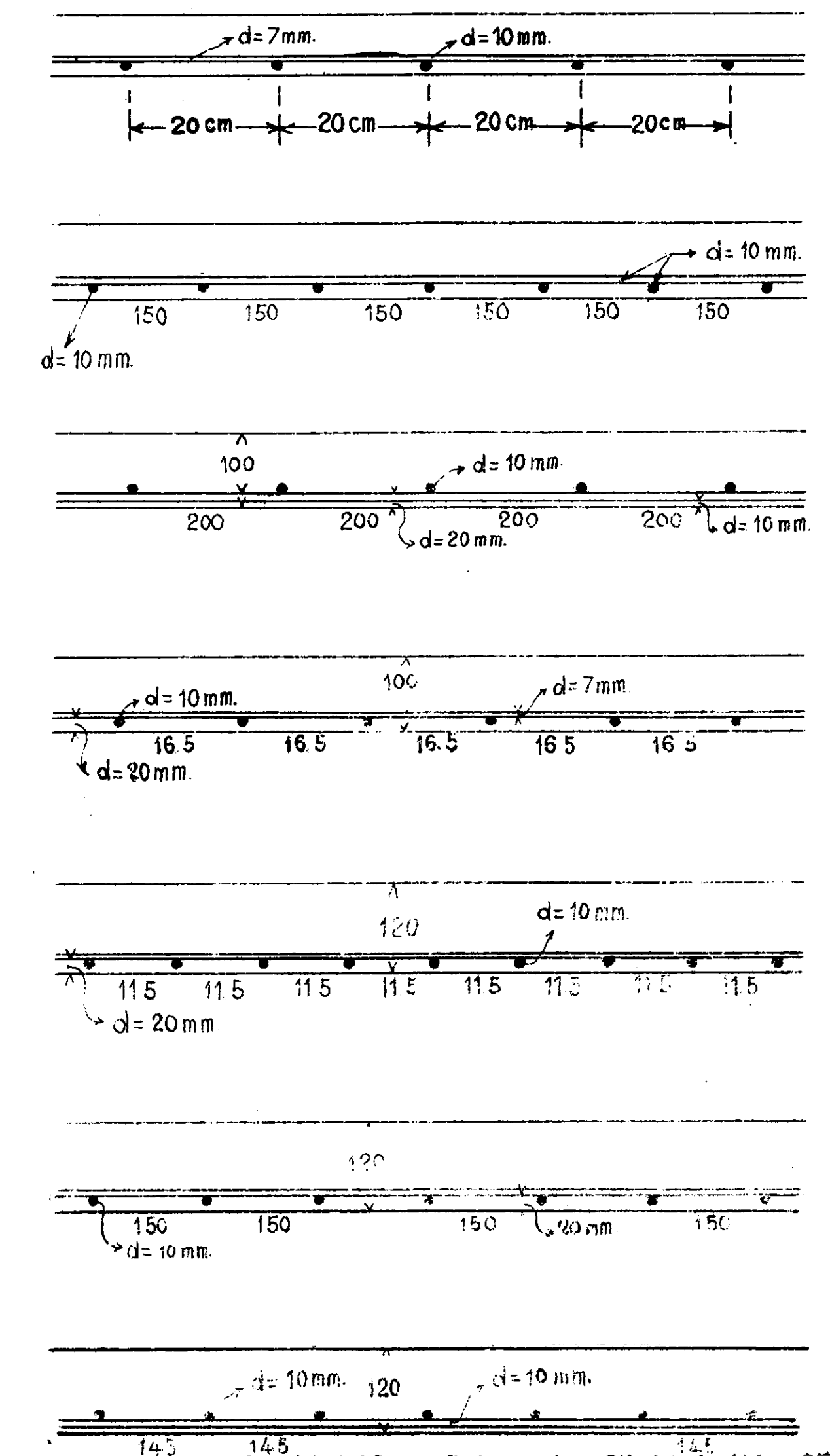
CORTE LONGITUDINAL DE TODAS LAS LOSAS



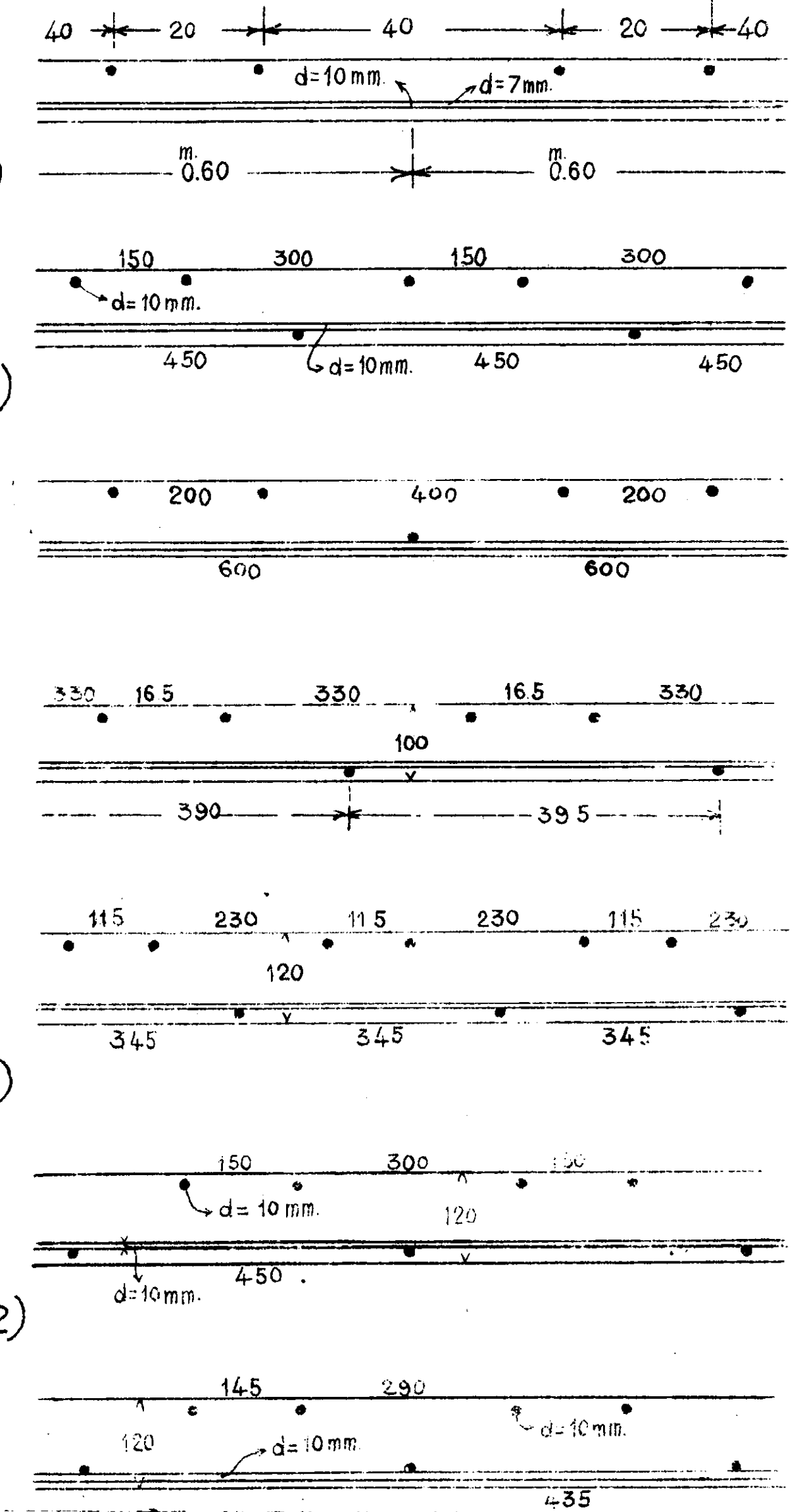
DETALLE JUNTURA DE LAS BARRAS



CORTES AB.

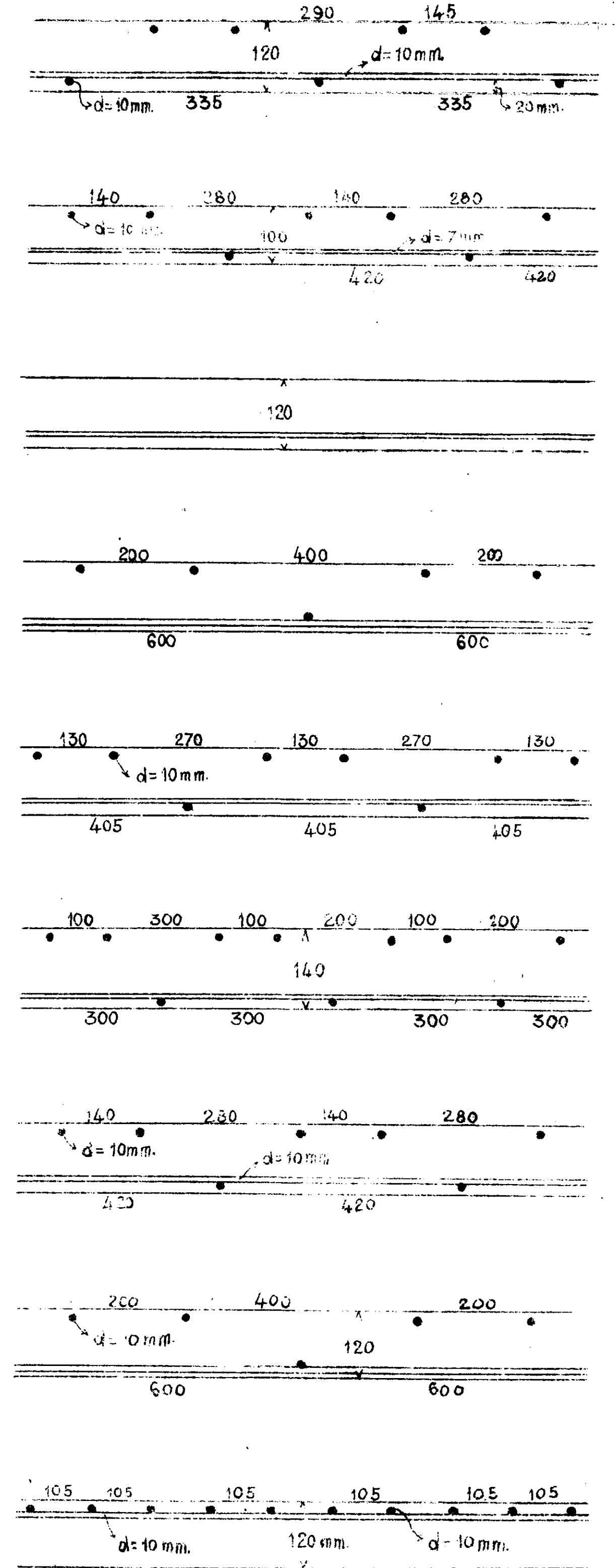
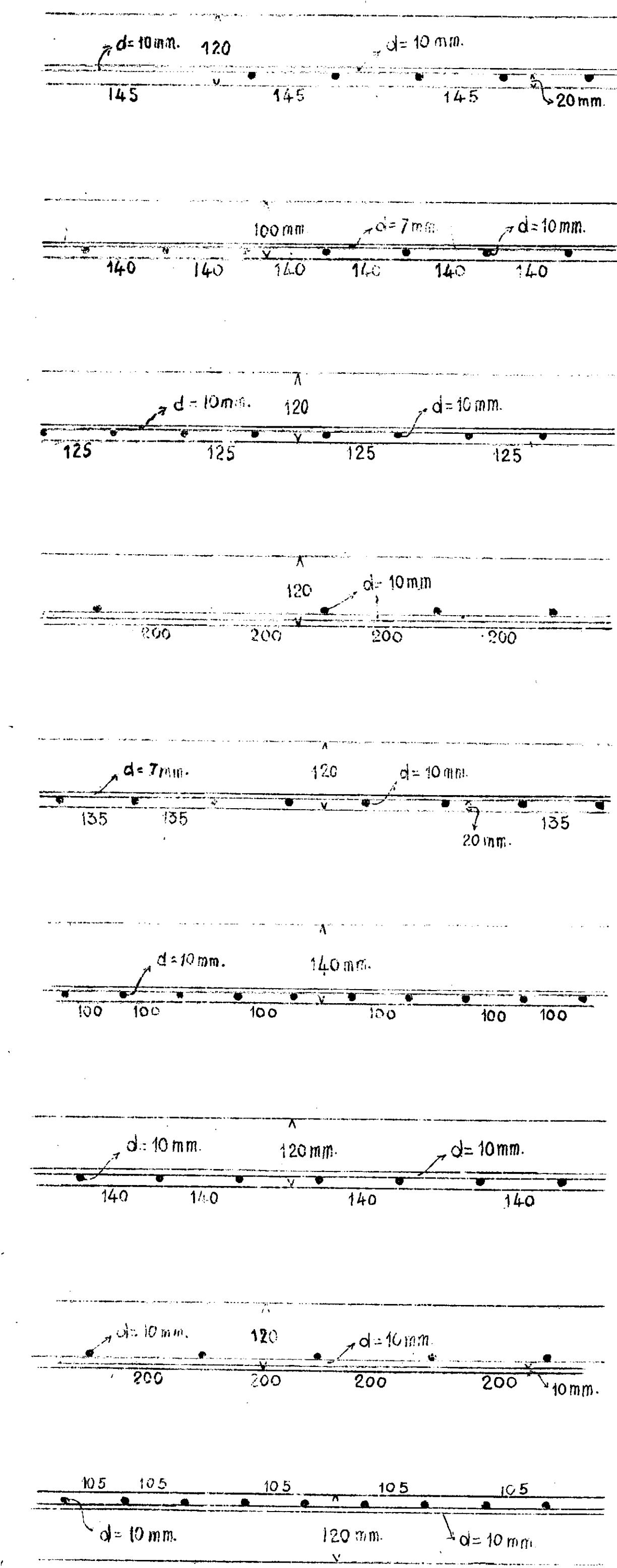


CORTES CD.

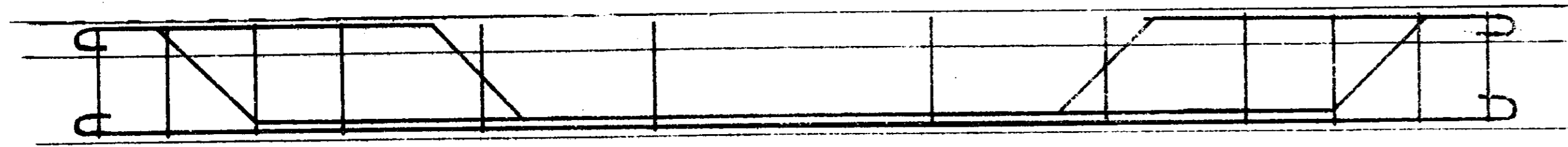


- LOSA 1.
- LOSA 2. (Corte 1)
- LOSA 2. (Corte 2)
- LOSA 3.
- LOSA 4.
- LOSA 5. (Corte 1)
- LOSA 5. (Corte 2)

- LOSA 6.
- LOSA 7.
- LOSA 8. (Corte 1)
- LOSA 8. (Corte 2)
- LOSA 9.
- LOSA 10.
- LOSA 11. (Corte 1)
- LOSAS 11; 10. (Cortes 2)
- LOSA 12.

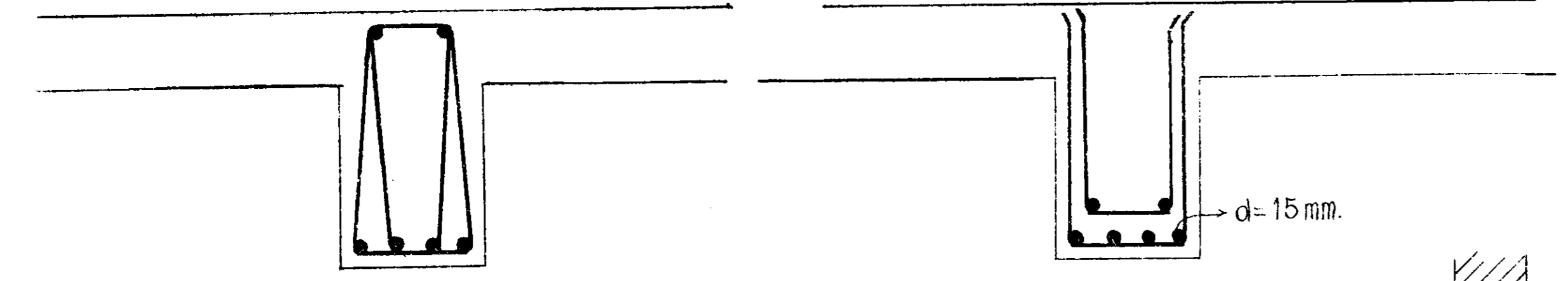


NERVIO 1.

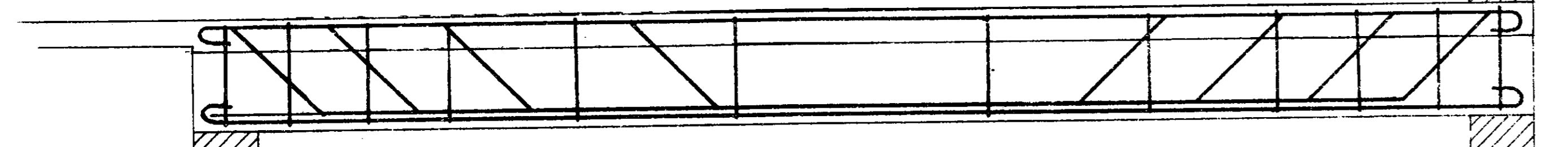


CORTE EN EL APOYO

CORTE AL CENTRO

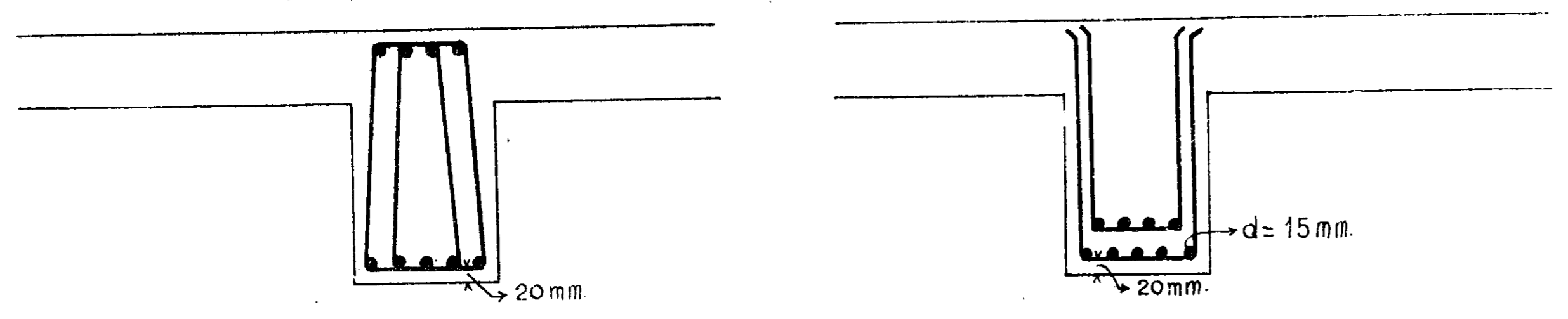


NERVIO 2.

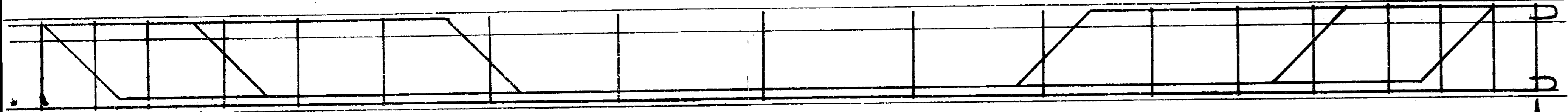


CORTE EN EL APOYO

CORTE AL CENTRO

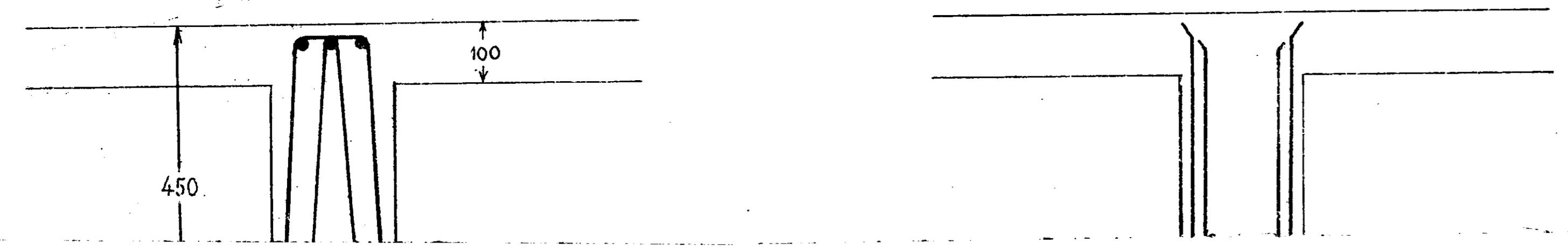


NERVIO 3 DEL HALL L=7.20 ESCALA 1:20

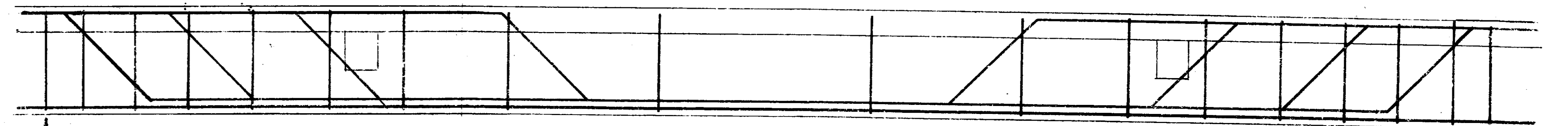


CORTE EN EL APOYO Esc. 1:10

CORTE AL CENTRO Esc. 1:10

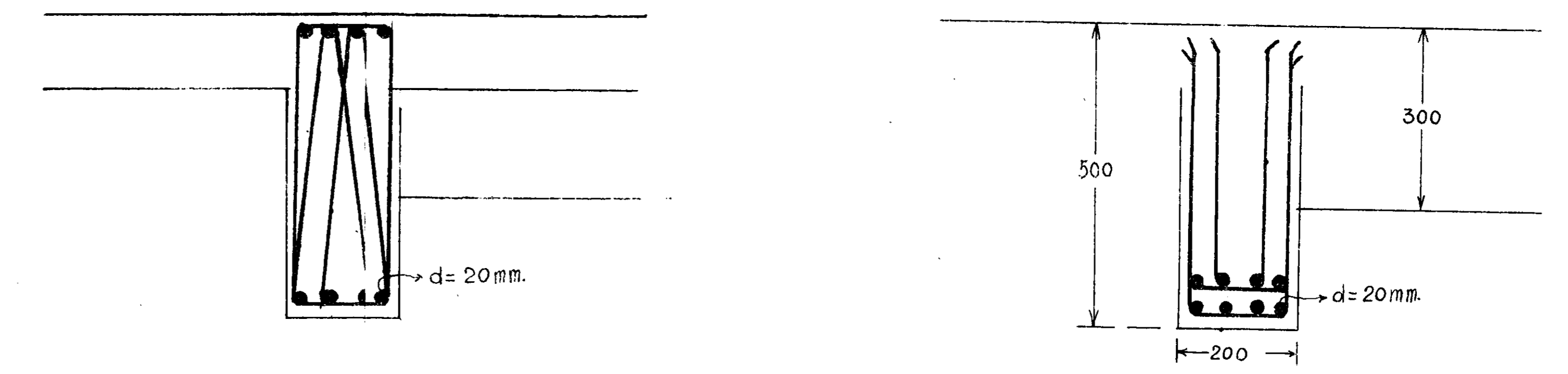


NERVIO MAESTRO DEL COMEDOR. 4. Esc. 1:20

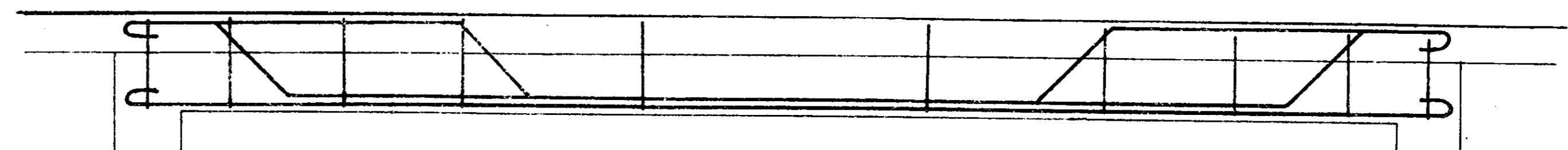


CORTE EN EL APOYO Esc. 1:10

CORTE AL CENTRO Esc. 1:10

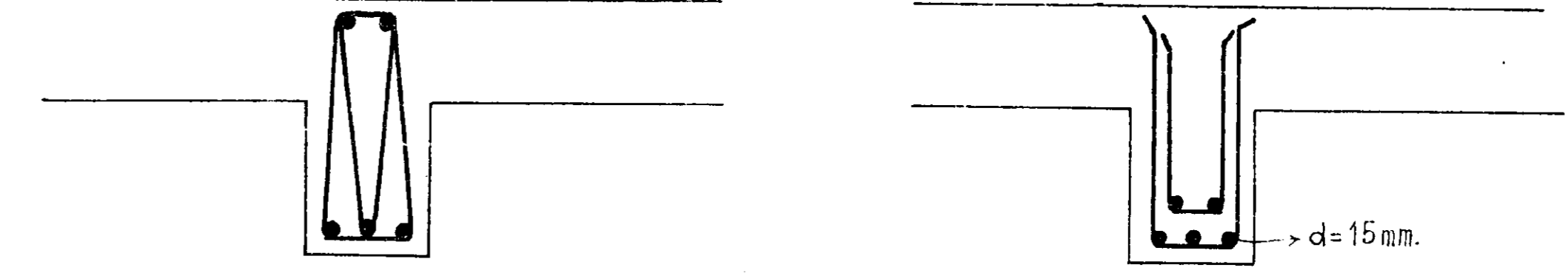


NERVIO 5

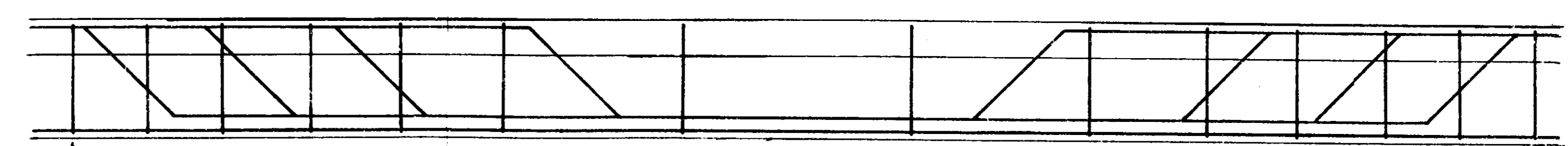


CORTE EN EL APOYO

CORTE AL CENTRO



NERVIO 6.



CORTE EN EL APOYO

CORTE AL CENTRO

