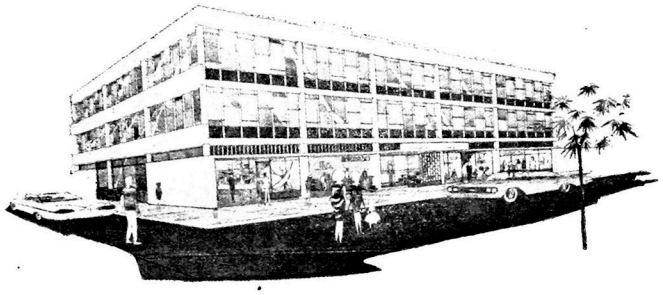
metodología del concreto armado

cálculo de un edificio

luis sztuden kremer



METODOLOGIA DEL CONCRETO ARMADO

CALCULO DE UN EDIFICIO

Al Ing. Carlos Rosenberg
con toda gratitud
9/4/64.

INGº. LUIS SZTUDEN KREMER

Segunda Edición

Derechos
Reservados por el Autor

Obra inscrita en la
Biblioteca Nacional del Perú

Prohibida su reproducción
parcial o total.

A MIS PADRES

Con todo cariño

A MIS MAESTROS:

Ingº JUAN SARMIENTO
Ingº BIAGGIO ARBULU
Ingº BERNARDO FERNANDEZ
Ingº MIGUEL BOZZO

"Mi sincero agradecimiento por los conocimientos que me han brindado"

A LOS INGENIEROS:

MOISES CABEZAS
JORGE ESPINOZA
CARLOS LAOS
GENEBRARDO LINT
RAUL SANCHEZ

"Que nuestra estimación sea ejemplo de lo que se llama una verdadera amistad"

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

La Tésis que presentó el Ingº Luis Sztuden K. para optar el título de Ingeniero Civil y que ahora dá a la publicidad, es un trabajo meritorio por el que se propone ofrecer a los alumnos y profesionales, en forma sencilla y metódica, los procedimientos científicos y técnicos, datos experimentales, tabulaciones adecuadas y detalles de construcción que son indispensables para el correcto y racional análisis y presentación de un proyecto de concreto armado convencional.

La contribución que en éste sentido realiza el Ingº Sztuden viene a llenar una necesidad en cuanto a obras de consulta para los estudiosos y profesionales dedicados al diseño estructural.

Lima, Junio de 1962

Biaggio Arbulú G.
Decano de la Facultad de
Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA - ANTIGUA ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS - DECANATO - Facultad de Ingeniería Civil

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

El trabajo que dá a publicación el Ingº Luis Sztuden Kremer, sobre Metodología del Concreto Armado, ejecutado sobre la base del Proyecto de Grado que sustentara para optar el Grado de Ingeniero Civil, viene a llenar un espacio vacío en nuestro medio, carente de publicaciones en español y cuyo fundamento sea el Reglamento del American Concrete Institute.

La exposición del concepto es clara y precisa y contribuirá a una mejor formación de nuestros futuros profesionales en el campo del Concreto Armado y permitirá una mayor participación de nuestros egresados en esta técnica.

Lima, Junio de 1962.

Bernardo Fernández Velásquez
Profesor de Tiempo Completo

PROLOGO

El presente trabajo ha sido preparado y organizado en una forma tal, como para que los futuros colegas tengan una fuente de consulta más sobre el CALCULO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO.

Así tenemos que se han confeccionado Cuadros Sinópticos minuciosos de cada uno de los capítulos que contiene el proyecto en estudio.

Luego, se han desarrollado en forma metódica y ordenada cada uno de estos cuadros, y finalmente se han dibujado los elementos estructurales en base a los cálculos justificativos correspondientes.

Además, se ha introducido una nueva modalidad en la organización misma de los cálculos que permite visualizar y captar en conjunto la estructura, con la consiguiente economía de tiempo.

Esto se podrá apreciar claramente en los capítulos referentes al Metrado de Cargas y Diseño de Columnas.

EL AUTOR.

---oOo---

E S P E C I F I C A C I O N E S

EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO

Proyectar la Estructura de Concreto Armado del edificio cuyos planos arquitectónicos se adjuntan, y que constan de:

- SOTANO
- PRIMER PISO
- DOS PISOS TIPICOS

Distancia entre ejes verticales : 5.00 - 4.20 - 4.80 - 4.20 - 5.00 m.

Distancia entre ejes horizontales : 5.00 - 5.00 - 5.00 m.

SOBRECARGAS : Primer Piso = 500 kg/m^2.
Pisos típicos = 250 kg/m^2.
Azotea = 100 kg/m^2.

MUROS Y TABIQUES : Los muros perimétricos y a patios de luz, serán de ladrillos CORRIENTES, de cabeza.

Los tabiques interiores serán de ladrillo HUECO, de 10 cms. en bruto.

ALTURAS PISO A PISO : General = 3.00 mts.

CIMENTACION : La carga de seguridad del terreno de cimentación será de 4 kg/cm^2.

---oOo---

INDICE

			Pág.
CAPITULO	I	GENERALIDADES	1
	II	ALIGERADOS	7
	III	METRADO DE CARGAS	84
	IV	ANALISIS DE PORTICOS	92
	V	VIGAS	113
	VI	COLUMNAS	246
	VII	ESCALERAS	254
	VIII	ASCENSOR	268
	IX	CIMENTACION	282
	X	PRESUPUESTO	335

TABLAS Y GRAFICOS

I. DISEÑO DEL CONCRETO ARMADO

° Momentos Isostáticos en las Vigas	343
° Areas y Perímetros de varias combinaciones de varillas de acero	347
° Tabla de Conversión - Longitud de diámetro de varillas de acero a centímetros	349
° Cálculo de Momentos - Método de Coeficientes Aproximados ACI-56	350
° Diagrama para el Cálculo de Estribos	352
° Parábola de Peabody	353
° Distancia de la Cara del Apoyo al Punto de Inflexión, obtenida de la Parábola de Peabody	354
° Doblado práctico de la Armadura - Método de Coeficientes ACI	355
° Tabla de Coeficientes de Dischinger , para el cálculo de Vigas - Pared	356

II. CONSTRUCCION

° TABLA A: Porcentajes de Leyes Sociales sobre la Mano de Obra	357
° TABLA B: Características y Areas de varillas redondas de acero	358
° TABLA C: Cantidad de ladrillos por m^2 de pared	359
° TABLA D: Cantidad de mortero cemento-arena en proporción 1:5 por m^2 de pared	360

Pág.

° TABLA E: Cantidad de materiales para 1 m^3 de concreto - Proporciones Usuales 361

° TABLA F: Proporciones Usuales:

- Mortero Cemento - Arena (sin desperdicios)

- Concreto Cemento - Hormigón (sin desperdicios) 362

° TABLA G: Proporciones Usuales:

- Mortero Cemento - Arena (con 5 % de desperdicios)

- Concreto Cemento - Hormigón (con 5 % de desperdicios) 363

BIBLIOGRAFIA 364

PLANOS 365

---oOo---

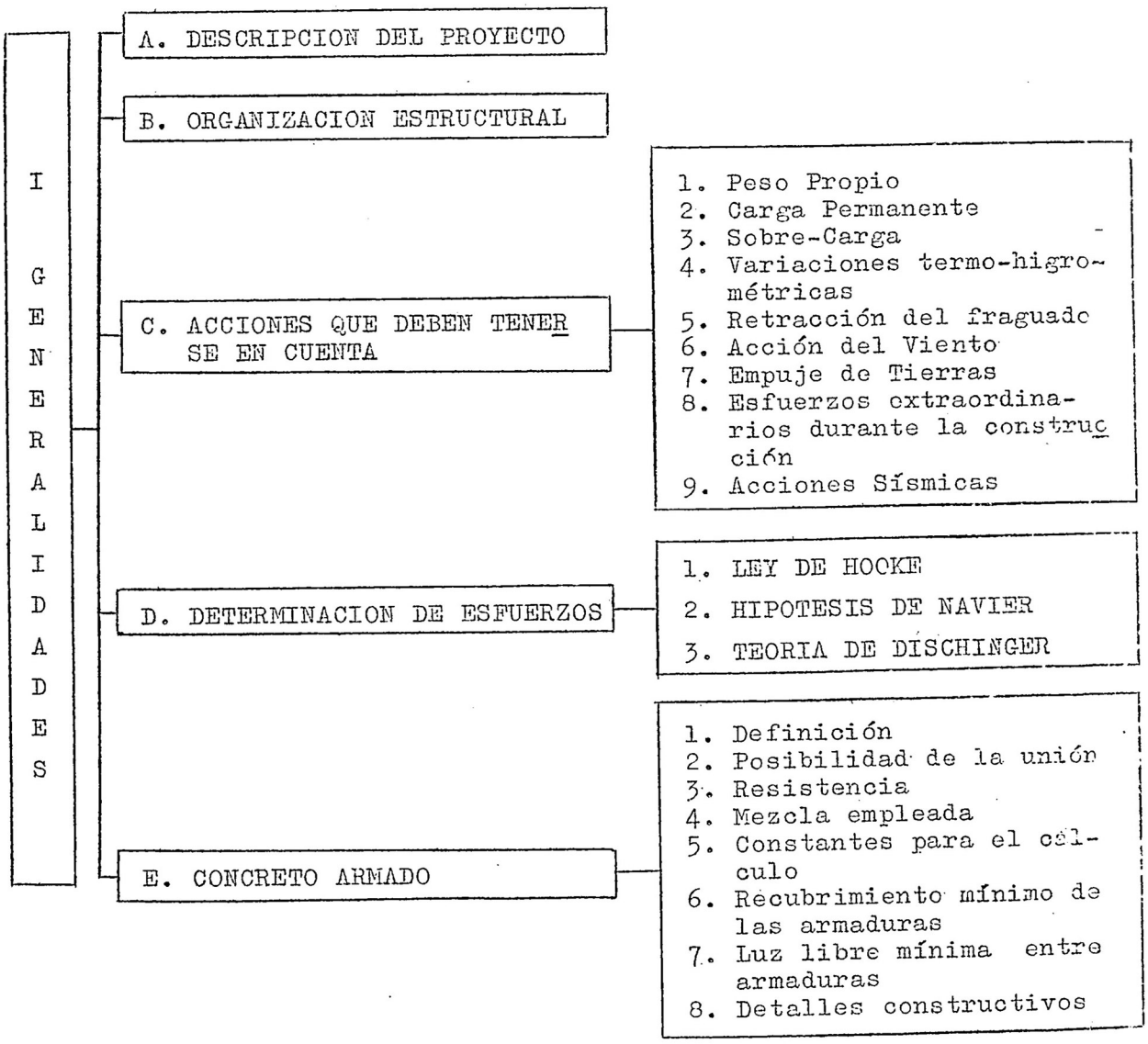
CAPITULO I

GENERALIDADES

CAPITULO I

GENERALIDADES

Cuadro Sinóptico



---oOo---

CAPITULO I

GENERALIDADES

Desarrollo del Cuadro Sinóptico

A. DESCRIPCION DEL PROYECTO. Es un edificio destinado a tiendas y oficinas, y consta de sótano, primer piso, y dos pisos típicos. Las tiendas se encuentran en el primer piso, y sus respectivos depósitos están ubicados en el sótano. Las oficinas se han distribuído en los dos pisos típicos. (Ver Planos Arquitectónicos).

B. ORGANIZACION ESTRUCTURAL. Se ha organizado el edificio, en pórticos principales perpendiculares a la fachada frontal, consiguiéndose de esta manera obtener para el techado, la menor luz entre apoyos, con la consiguiente economía estructural.

Además, con el objeto de dar mayor rigidez a la estructura, se ha colocado perpendicularmente a los pórticos principales, y en cada uno de los ejes horizontales, las denominadas Vigas de Arriostre.

C. ACCIONES QUE DEBEN TENERSE EN CUENTA.

Son las siguientes:

1. Peso propio. Igual a 2400 kg/m^3.
2. Carga Permanente. Pisos, muros, tabiques, etc.
3. Sobre-carga. Generalmente, uniformemente repartida en unidades de superficie.
4. Variaciones termohigrométricas. Para climas con gran índice de variabilidad.
5. Retracción de fraguado. Id. anterior.
6. Acción del Viento. Generalmente se considera para edificios de más de 6 pisos.
7. Empuje de tierras. Existencia de sótanos, etc.
8. Esfuerzos extraordinarios durante la construcción. Cuando se ejecutan trabajos con elementos pre-moldeados, o procedimientos especiales de construcción.
9. Acciones sísmicas. Para las regiones sísmicas.

======

En este proyecto, después de analizar cuidadosamente todas estas acciones, se ha creído conveniente, considerar únicamente las siguientes: Nos. 1, 2, 3 y 7.

D. DETERMINACION DE ESFUERZOS. Para la determinación de esfuerzos en los diversos elementos de la estructura (esfuerzo longitudinal, esfuerzo cortante y momento flector), se admitirán las si-

guientes

HIPOTESIS DE CALCULO: 1. LEY DE HOOKE, de proporcionalidad entre las tensiones y deformaciones.
2. HIPOTESIS DE NAVIER, de conservación de las secciones planas.
3. TEORIA DE DISCHINGER, para las Vigas Pared.

E. CONCRETO ARMADO.

1. Definición. Es el material resultante de la asociación del CONCRETO, que es una mezcla en proporciones convenientes de cemento, piedra y arena, que fragua y endurece cuando se le adiciona determinada cantidad de agua, con el ACERO.

2. Posibilidad de la Unión. Se basa en lo siguiente:

a. Los coeficientes de dilatación lineal por temperatura de ambos, son prácticamente iguales ($\alpha = 10^{-5}$ por cada grado centígrado aprox.)

b. Fuerte adherencia entre el fierro y el concreto, aún siendo el fierro liso.

Esto se debe, a que el concreto al fraguar, se contrae, reduce su volumen y aprisiona fuertemente al acero.

La carga unitaria de adherencia es: $u = 0.05\ f'c$, kg/cm2. siendo $f'c = 140$ kg/cm2 = Carga de rotura del concreto a los 28 días. Se puede aumentar esta adherencia dándole una superficie adecuada al concreto.

c. Protección que dá el concreto al acero contra la oxidación y el fuego, lo que se consigue dando un adecuado recubrimiento según los diferentes casos que se presenten.

3. Resistencia. La idea de asociar estos dos elementos tan heterogeneos, como lo son el concreto y el acero tiene por objeto aprovechar las propiedades resistentes que cada uno posee independientemente, esto es, absorbiendo el concreto los esfuerzos de compresión, y el acero los de tracción, aunque éste, en determinados casos, absorbe los de compresión.

De aquí se deduce, que la resistencia del concreto armado depende de las resistencias de sus elementos constituyentes.

En efecto:

a. Concreto: La resistencia a la compresión del concreto, depende de la calidad del cemento, de la piedra, de la arena y del agua empleados, por consiguiente, daré a continuación los principales requerimientos que se deben tener en cuenta para obtener buen concreto.

- EL CEMENTO: Constituye el elemento aglomerante que provoca la unión de los materiales. Se usará CEMENTO PORTLAND NORMAL, que cumpla con los requerimientos de la A. S. T. M. (American Society for Testing Materials).

- PIEDRA: Constituye el agregado grueso. Puede ser partida o canto rodado. Debe ser limpia, dura y resistente a la intemperie y al desgaste. Debe estar libre de partículas blandas, alargadas o laminadas. Deberá poseer una resistencia a la compresión mayor o igual que la del concreto que se desea obtener.
  Respecto a su graduación deberá cumplir con los requerimientos de la A. S. T. M.

- ARENA: Constituye el agregado fino. Debe ser de granulometría variada para lograr una combinación que dé un concreto denso y respecto a su graduación deberá cumplir con las exigencias de la A. S. T. M.
  Debe ser limpia, libre de polvo, materia orgánica, lodo, etc. No tendrá un contenido de arcilla o limo mayor que el 5 % de su volumen.

- AGUA: Debe ser limpia, libre de aceites, ácidos, alcalis, materias orgánicas, etc.
  Debe tenerse especial cuidado en la proporción de agua, ya que es éste uno de los elementos básicos determinativos de la resistencia del concreto.

b. El Acero: Se usará ACERO GRADO DURO, de las siguientes características:

Yield Point	=	3500	kg/cm2.
Resistencia a la tracción	=	5620	"
Carga de trabajo a la tracción y a la compresión.	=	1400	"

4. Mezcla empleada. En toda la estructura se utilizará un concreto de f'c = 140 kg/cm2 (1:2:4); para obtener 1 m3. de este concreto hay que mezclar lo siguiente:

CEMENTO	=	300 kgs.	(1 saco = 42.5 kgs.)
ARENA	=	0.45 m3.	
PIEDRA	=	0.90 m3.	
AGUA	=	28 lts/saco.	

5. Constantes para el Cálculo. Para el concreto de f'c = 140 kg/cm2. las constantes de cálculo son las siguientes:

fc = 0.45 f'c = 63 kg/cm2. Carga de trabajo del concreto.

fs	=		= 1400.000	kg/cm2.	Carga de trabajo del acero a la tracción.
f's	=		= 1400.000	kg/cm2.	Carga de trabajo del acero a la compresión.
v_c	=	0.03 f'c	= 4.200	kg/cm2.	Corte unitario máximo resistente del concreto.
u	=	0.075 f'c	= 10.500	kg/cm2.	Esfuerzo unitario de adherencia para las varillas corrugadas con gancho.
u	=	0.050 f'c	= 7.000	kg/cm2.	Esfuerzo unitaric de adherencia para las varillas corrugadas sin gancho.
p	=		= 0.091		Cuantía equilibrada.
n	=	$\frac{Es}{Ec} = \frac{2.1x10^6}{1.4x10^4}$	= 15.000		Relación de módulos.
k	=	$\frac{1}{1 + \frac{fs}{n\ fc}}$	= 0.403		Constante.
j	=	1 - k/3	= 0.866		Constante.
K	=	(1/2) fc j k	= 11.000	kg/cm2.	Coeficiente de Resistencia.

6. Recubrimiento Mínimo de las Armaduras.

- LOSAS, ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS = 3.00 cms.
- COLUMNAS Y VIGAS = 5.00 cms.
- ZAPATAS, Y ELEMENTOS QUE ESTEN EN CONTACTO CON EL SUELO = 7.50 cms.

7. Luz libre mínima entre armaduras. Será 1 ∅ del acero principal, y nunca menor de 1".

8. Detalles Constructivos. Los encofrados se harán indeformables, al peso del concreto y el vibrado.

Serán herméticos, para lo cual se calafatearán las juntas y se mojarán inmediatamente antes de la operación del llenado.

El concreto se vaceará con el menor tiempo de recorrido posible, evitando todo asentamiento, separación de la mezcla o iniciación de la fragua antes de terminar la llenada.

---oOo---

CAPITULO II

ALIGERADOS

CAPITULO II

ALIGERADOS

CUADRO SINOPTICO

Ver Plano N° 7

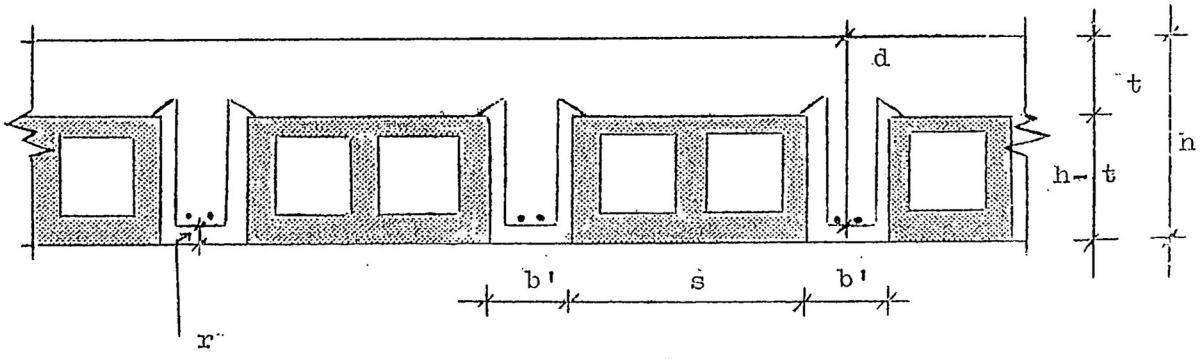
DESARROLLO

1. DEFINICION. Son un conjunto de vigas T adosadas unas junto a otras.

Se les puede considerar como una losa sólida armada en la que se ha reemplazado parcialmente la zona de concreto que queda por debajo de la fibra neutra, es decir la zona de tracción, por bloques de concreto o ladrillos de arcilla cocida, quedando la armadura en la zona no reemplazada.

2. ESPECIFICACIONES GENERALES:

ESPECIFICACION	FORMULA	EN EL PERU
Espaciamiento libre máximo entre los nervios de las viguetas.	$s_{max.} = 75$ cm.	$s = 30$ cm.
Espesor del ala de la vigueta.	$t \geq 5$ cm.	$t = 5$ cm.
Ancho del alma de la vigueta.	$b' \geq 10$ cm.	$b' = 10$ cm.
Altura total del aligerado.	$h \leq 3b'$ cm.	$h = 17$ cm. (MIN) $h = 30$ cm. (MAX)
Recubrimiento de la armadura.	$r_{min} = 2$ cm.	$r = 2$ cm.
Altura Util.	$d \approx (h-3)$ cm.	$d = (h-3)$ cm.



3. VENTAJAS.

A. Respecto a las losas nervadas:

a. Dan una superficie inferior plana.
b. Transmiten en menor grado el sonido y los cambios de temperatura debido al almacenamiento de aire en los huecos de los ladrillos.

B. Respecto a las losas armadas:

a. Para luces convenientes, tienen menor peso / m2. pudiendo llegar a tener hasta un 25 % menos.

4. DESVENTAJAS.

A. Respecto a las losas armadas:

a. Menor rigidez en la dirección normal a las viguetas.
b. La coloración que se presenta cuando el agua es absorvida por el ladrillo de arcilla cocida. Esto se subsana colocando a la zona inferior de las viguetas, ladrillos pasteleros.

5. USOS.

A. Convenientes:

a. Cuando la carga es uniformemente repartida, como en viviendas, oficinas, tiendas, consultorios, etc.
b. Cuando la s/c es menor o igual a 500 kg/m2.
c. Cuando las luces varían de 3.50 m. a 6.50 m., siendo en este caso muy económicos.

B. INCONVENIENTES:

a. Cuando las construcciones están sometidas a fuertes vibraciones o a grandes cargas concentradas, como en fábricas, depósitos, etc. Esto se debe al pequeño espesor del ala.
b. Cuando las s/c. son grandes.
c. Cuando las luces son menores de 3.50 m. ya que en este caso son mejores las losas armadas en una sola dirección.
Esto se debe a que la altura mínima de los aligerados es de 17 cm. lo que dá lugar a un peso /m2. mayor que el de las primeras.

C O N C L U S I O N:

El presente edificio

- Está destinado a tiendas y oficinas.
- Tiene una s/c. máx. = 500 kg./m2.
- Las luces entre apoyos varían de 4.20 m. a 5.00 m.

POR CONSIGUIENTE: EL USO DE LOS ALIGERADOS ES CONVENIENTE

6. NOMENCLATURA.

PISOS	NIVELES	TIPOS	DENOMINACION
Azotea	+ 12.00 m.	A-B-C-D-E	4A 4E
Piso Típico	+ 9.00 m.	A-B-C-D-E-F	3A 3F
Piso Típico	+ 6.00 m.	A-B-C-D-E-F	2A 2F
Primer Piso	+ 3.00 m.	A-B-C-D-E-F-G-H	1A 1H
Sótano	+ 0.00 m.	- - - - - - - - -	- - - - - - - - -

OBSERVACION:- En la ejecución de los planos estructurales, se ha asimilado el aligerado del nivel + 9.00 m. al del nivel + 6.00 m, por ser ambos los PISOS TIPICOS.

7. DISEÑO.

A. Altura total aproximada:

Fórmula práctica ..... $h_a = 1/25$, siendo "l" la luz máxima entre apoyos.

Reemplazando el valor de "l" ..... $h_a = 500/25$

$$h_a = 20 \text{ cms.}$$

B. Altura total y útil adoptada:

PISOS	S/C	ALTURA TOTAL ADOPTADA	ALT.UTIL ADOP.
Azotea	100 kg/m2.	h = 17 cm.	d = 14 cm.
Pisos típicos	250	h = 20	d = 17
Primer Piso	500	h = 25	d = 22

---oOo---

C. Chequeo de la altura útil adoptada al Esfuerzo Cortante:

Sean:

- Cantidades variables

P.p. = Peso propio.
P.t. = Piso terminado.
C.p. = Carga permanente.
S/C. = Sobre-carga.
W = Carga total.
V = Esfuerzo Cortante.

- Cantidades constantes

l'	=	Luz libre entre apoyos = 5.00 - 0.25	= 4.75	m.
n_v	=	Número de viguetas por mt., siendo la separación c.a.c. de 40 cms.	= 2.50	v.
v	=	Esfuerzo de Corte Unitario = 0.03 f'c o sea = 0.03 x 140 kg/cm2.	= 4.20	kg/cm2.
b'	=	Ancho del alma de la vigueta	= 0.10	m.
j	=	Constante numérica - (Ver Generalidades)	= 0.866	

---oOo---

Primero:- Cálculo de "W".

P.t. + P.p. = C.p. ..... (1)

C.p. + S/C. = W ..... (2)

Segundo:- Cálculo de "V".

$V = 0.5\ Wl'$ ..... (3)

Tercero:- Cálculo de "$d_{nec.}$"

$$d_{nec.} = \frac{V}{n_v\ v\ b'\ j} \quad \text{..... (4)}$$

Solución de las fórmulas (1) y (2):

PISOS	P.p.	P.t.	C.p.	S/C	W(kg/m^2)
Azotea	260	100	360	100	460
Pisos Típicos	295	100	395	250	645
Primer Piso	365	100	465	500	965

Solución de la fórmula (3):

PISOS	Constante	W	l'	V(kgs)
Azotea	0.5	460	4.75	1,100
Pisos Típicos	0.5	645	4.75	1,540
Primer Piso	0.5	965	4.75	2,300

Solución de la fórmula (4):

PISOS	V	n_v	v	b'	j	$d_{nec.}$
Azotea	1,100	2.5	4.2	10	0.866	12 cm.
Pisos Típicos	1,540	2.5	4.2	10	0.866	17 cm.
Primer Piso	2,300	2.5	4.2	10	0.866	26 cm.

Apreciamos que:

PISOS	$d_{nec.}$		$d_{adopt.}$
Azotea	12 cm.	<	14 cm.
Pisos Típicos	17 cm.	=	17 cm.
Primer Piso	26 cm.	>	22 cm.

Pero tenemos que considerar en el caso del Primer Piso que resulta más económico tener ensanches por Corte y bajar el peralte del aligerado.

Por consiguiente las medidas adoptadas quedarán DEFINITIVAS.

D. Altura Total y Util Definitiva - Dimensiones de los ladrillos:

PISOS	h(cm)	d(cm)	ALTO x ANCHO x LARGO		
Azotea	17	14	12	30	40
Pisos Típicos	20	17	15	30	40
Primer Piso	25	22	20	30	40

E. Chequeo del espesor de la losa a la flexión:

SE REALIZA UNICAMENTE CUANDO LA S/C ES MAYOR O IGUAL A 250 kg/m2.

En el presente edificio:

S/C Pisos Típicos = 250 kg/m2.

S/C Primer Piso = 500 kg/m2.

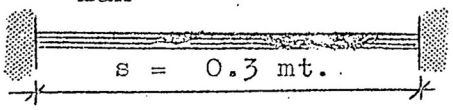
Por lo tanto, tendremos que chequear el espesor de la losa a la flexión.

En efecto:

- Esfuerzo Unitario de Tracción por Flexión ..... $T = Mc/I$ ..... (1)
- Cálculo de "M":

Consideraremos una viga perfectamente empotrada:

$W_{máx} = 965$ kg/m2.

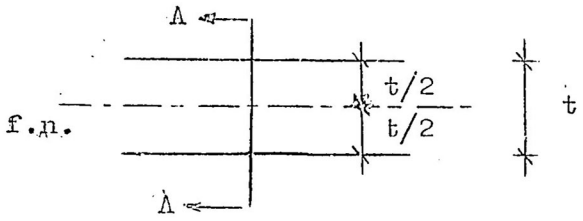


$M = W\ s^2/12 = 965 \times 0.3^2/12$ kg-mt.

$M = 720$ kg-cms.

- Cálculo de "c":

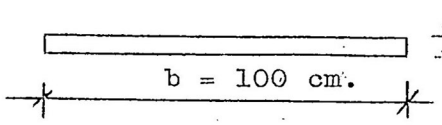
c = distancia de la fibra neutra a la fibra más alejada.



$c = t/2$

$c = 5/2$ cms.

- Cálculo de "I":



Secc. A-A

$I = (1/12) b\ t^3$

$I = (1/12) 100 \times 5^3\ cm^4$

- Reemplazando valores en (1), tenemos:

$$T = 720\ (5/2) / (1/12) 100 \times 5^3$$

$$T = 1.74\ kg/cm^2$$

- Según el A.C.I. el esfuerzo unitario de tracción por flexión máximo admitido es:

$$T_{adm.} = 0.03\ f'c = 0.03 \times 140$$

$$T_{adm.} = 4.20\ kg/cm^2$$

- Apreciamos que:

$$T_{adm.} > T$$

Por consiguiente, el espesor de la losa satisface a la flexión.

F. Momentos: Los métodos a utilizarse son los siguientes:

a. COEFICIENTES APROXIMADOS A.C.I. - 56.

b. HARDY CROSS.

---oOo---

a. Método de los Coeficientes Aproximados A.C.I. - 56.

Condiciones que deben satisfacerse para su empleo:

- Las luces libres de dos tramos contínuos no deben diferir en más del 20 %.
- Las cargas deben ser uniformemente repartidas.
- La sobre-carga debe ser menor que tres veces la carga permanente.

(Ver Pág. 350)

b. Método del Profesor Hardy Cross.

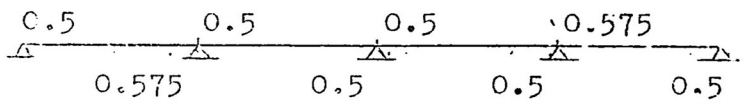
Se emplea cuando los aligerados no cumplen las condiciones del Método anterior.

Los pasos que deben seguirse para la aplicación de este método son los siguientes:

- Cálculo de las Rigideces.
- Cálculo de los Coeficientes de Distribución.
- Cálculo de los Momentos de Empotramiento Perfecto de Carga Permanente y Sobre-Carga.
- Distribución de Momentos para las diferentes posiciones de sobre-carga que dan lugar a la obtención de los máximos momentos negativos y positivos en los apoyos y en los tramos, respectivamente.
- Cálculo de los Momentos Isostáticos; (Carga Permanente + Sobre-carga). (Ver Pág. 343)
- Dibujo del Diagrama.
- Obtención de los Momentos en las caras de los apoyos y en los tramos.

G. Esfuerzos Cortantes: Los métodos a utilizarse son los siguientes:

a. COEFICIENTES APROXIMADOS A.C.I. - 56.



b. CALCULO DE LAS MAXIMAS REACCIONES EN LOS APOYOS ORIGINADAS POR LAS DIFERENTES POSICIONES DE SOBRE-CARGA.

Los pasos que deben seguirse en este método son:

- Cálculo de las Reacciones Isostáticas.
- Aplicación de la Corrección de Momentos, originados por las diferentes posiciones de sobre-carga, que dan lugar a las máximas reacciones en los apoyos.
- Obtención de las Reacciones Corregidas.
- Dibujo del Diagrama.
- Obtención de los Esfuerzos Cortantes en las caras de los apoyos.

H. Areas de Acero: Al diseñar el fierro, hay que tener en cuenta que las viguetas tienen 10 cms. de ancho, y por consiguiente sólo deberán colocarse como máximo dos varillas. Esto tiene por finalidad que la mezcla de concreto fluya perfectamente dentro de los espacios de las viguetas y evitar la formación de las conocidas "CANGREJERAS".

Sea:

M = Momento por mt. de ancho, en kg-cm.
n_v = 2.5 viguetas.
f_s = 1,400 kg/cm^2
j = 0.866
b = 100 cms.
b' = 10 cms.
t = 5 cms.
d' = 14 cms. (Azotea)
d" = 17 cms. (Pisos típicos)
d"' = 22 cms. (Primer Piso)

---oOo---

a. Acero Mínimo: El Reglamento dá unicamente el As min. para los momentos positivos, pero debido a que la deformación plástica tiene mayores valores en porcentajes de armadura bajos, se toma tambien As min. para los momentos negativos, para de esta manera estar en un margen de mayor seguridad.
Según el A.C.I., la fórmula que nos permite hallar el As min. es la siguiente:

$$(\pm)\ As_{min.} = 0.005\ b'd \qquad cm^2/vigueta$$

Reemplazando valores se obtiene:

PISOS	$(\pm)\ As_{min.}$ (cm^2/vigueta)
Azotea	0.7 = 1 ø 3/8"
Pisos Típicos	0.8 = 1 ø 3/8"
Primer Piso	1.1 = 1 ø 1/2"

b. Acero Negativo: La vigueta trabaja como viga rectangular. Por consiguiente:

$$(-)\ As = \frac{M}{n_v\ f_s\ j\ d} \qquad cm^2/vigueta$$

Reemplazando valores se obtiene:

PISOS	(-) As (cm^2/vigueta)
Azotea	M / 42,500
Pisos típicos	M / 51,500
Primer Piso	M / 66,500

c. Acero Positivo: Consideraremos la viga de diseño equilibrado.

Luego: k = 0.403

Ahora bien:

Azotea ..... kd = 0.403x14 = 5.6 > t = 5 cm.
Pisos típicos ..... kd = 0.403x17 = 6.6 > t = 5 cm.
Primer Piso ..... kd = 0.403x22 = 8.9 > t = 5 cm.

Por consiguiente, trabaja como VIGA T en todos los pisos.
Entonces, la fórmula que nos dá el acero positivo es:

$$(+)\ As = \frac{M}{n_v\ f_s\ (d-t/2)} \qquad cm^2 \ /\ vigueta$$

Reemplazando valores se obtiene:

PISOS	(+) As (cm^2/vigueta)
Azotea	M / 40,500
Pisos típicos	M / 51,000
Primer Piso	M / 68,000

d. Acero de Temperatura:

- Toma las tensiones originadas por la temperatura.
- Toma las tensiones originadas por retracción del fraguado.
- Permite que las viguetas trabajen en conjunto.

-oOo-

Esta armadura se determina de acuerdo a una cierta cuantía, que depende del grado de exposición al ambiente, y las normas especifican que nunca debe ser menor de:

$$\phi\ 1/4"\ a.\ 30\ cms.$$

En efecto, los valores que nos permiten encontrar esta armadura son los siguientes:

AMBIENTES	A. CORRUGADO	A. LISO
Azotea	0.0025 b t	0.0030 b t
Pisos	0.0020 b t	0.0025 b t

En el presente edificio, se utilizará:

ACERO LISO ϕ 1/4" = 0.32 cm^2.

Reemplazando valores en las fórmulas anteriormente expuestas, tenemos:

- AZOTEA

$As_{temp.} = 0.0030 \times 100 \times 5$

$As_{temp.} = 1.50\ cm^2 / mt.$

Espaciamiento = $0.32\ cm^2 / 1.5\ (cm^2/mt) = 0.20$ m.

Por consiguiente:

$As_{temp.}$ = Ø 1/4" a. 20 cms.

- PISOS TIPICOS Y PRIMER PISO

$As_{temp.} = 0.0025 \times 100 \times 5$

$As_{temp.} = 1.25\ cm^2/mt.$

Espaciamiento = $0.32\ cm^2 / 1.25\ (cm^2/mt) = 0.25$ m.

Por consiguiente:

$As_{temp.}$ = Ø 1/4" a. 25 cms.

En resumen, podemos escribir:

PISOS	As. Temp.
Azotea	Ø 1/4" a. 20 cms.
Pisos Típicos	Ø 1/4" a. 25 cms.
Primer Piso	Ø 1/4" a. 25 cms.

I. Ensanches:

- Cuando (-) M > Mc. , la solución es colocar Acero en compresión.
- Cuando V > Vc. , la solución es colocar estribos.

Ahora bien:

Es conveniente que en los Aligerados se eviten estas dos soluciones, y lo que se hace es dar a la vigueta un ensanchamiento tal en los apoyos, que absorba el Momento y el Corte remanente.

Además, este ensanchamiento permite que se diseñe un aligerado de menor altura, con la consiguiente disminución de peso, lo que redunda en una mayor economía estructural.

De lo expuesto, se deduce que existen dos tipos de ensanches:

a. POR MOMENTOS.

b. POR ESFUERZOS CORTANTES.

-oOo-

Sea:

$Mc.$ = Momento resistente del concreto, por mt. de ancho.

$Vc.$ = Esfuerzo de Corte resistente del Concreto, por mt. de ancho.

$b_{nec.}$ = Ancho total que debe darse a la vigueta para absorber el Momento y el Corte Total respectivo.

b' = 10 cms.

n_v = 2.5 viguetas.

K = Coeficiente de Resistencia. (Ver GENERALIDADES) = 11

v = 4.2 kg/cm^2

j = 0.866

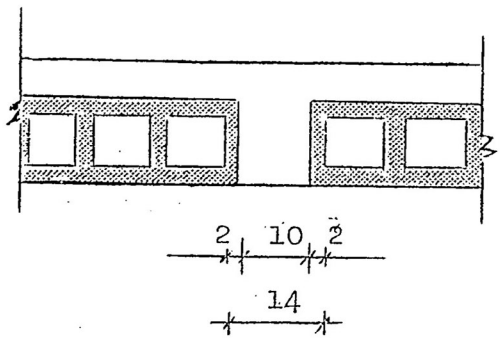
d' = 14 cms. (Azotea)

d'' = 17 cms. (Pisos Típicos)

d''' = 22 cms. (Primer Piso)

-oOo-

Observación:- Se ha considerado b' = 10 cms., que es en realidad el ancho de la vigueta, pero hay que tener en cuenta que cuando se usan bloques de concreto, el ancho efectivo de la vigueta en cuestión aumenta 2 cms. a cada lado, medida que viene a ser aproximadamente el espesor de los bloques mencionados, que por ser de concreto forman un todo monolítico a la hora del vaceado.



De todas maneras, se dejará a un lado esta observación para estar en el margen de la seguridad, y además porque puede caber la posibilidad de que no se usen bloques de concreto sinó ladrillos de arcilla cocida.

Así, seguirá en pié el valor de b' = 10 cms.

-oOo-

a. ENSANCHES POR MOMENTOS:

Primero:

$$Mc. = n_v K b' d^2$$

Reemplazando valores se obtiene:

PISOS	Mc. (Kg-mt)
Azotea	540
Pisos Típicos	790
Primer Piso	1,340

Segundo:

$$b_{nec.} = \frac{M}{n_v K d^2}$$

Reemplazando valores, se obtiene:

PISOS	$b_{nec.}$ (cms.)
Azotea	M / 5,400
Pisos Típicos	M / 7,900
Primer Piso	M / 13,400

(M en kg-cms.)

Tercero: Longitud del ensanche:- "x"

- Cuando los momentos se han calculado por el Método de los Coeficientes Aproximados, la longitud se halla empleando la fórmula deducida de la ecuación de la parábola, y que es la siguiente:

$$x = l'/2 \left(1-\sqrt{\frac{Y}{M'}}\right) \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots (1)$$

En donde:

l' = luz libre entre apoyos.

$Y = M' - (M - Mc.)$

$M' = W\, l'^2/8$

- Cuando los momentos se han calculado por el Método de Hardy Cross, la longitud se toma del diagrama respectivo, trazando el Mc. correspondiente.

-oOo-

b. ENSANCHES POR ESFUERZOS CORTANTES:

Primero:

$$Vc. = n_v\, v\, b'\, j\, d$$

Reemplazando valores se obtiene:

PISOS	Vc. (kgs.)
Azotea	1,270
Pisos Típicos	1,540
Primer Piso	2,000

Segundo:

$$b_{nec.} = \frac{V}{a_v \; v \; j \; d} \quad \text{cms.}$$

Reemplazando valores, se obtiene:

PISOS	b nec. (cms.)
Azotea	V / 127
Pisos Típicos	V / 154
Primer Piso	V / 200

Tercero: Longitud del ensanche:- "x"

- Cuando los esfuerzos cortantes han sido calculados por el Método de los Coeficientes Aproximados, la longitud de ensanche se halla empleando la siguiente fórmula:

$$Vc. = V - Wx$$

De donde:

$$x = (V - Vc.)/ W$$

- Cuando los esfuerzos cortantes se han calculado hallando las máximas reacciones en los apoyos originados por las diferentes posiciones de sobre-carga, la longitud del ensanche se toma del diagrama respectivo, trazando el Vc. correspondiente.

J. Comprobación del Perímetro Necesario por Adherencia:

Sea:

E = Perímetro existente.

Eo = Perímetro necesario por Adherencia.

u = Esfuerzo Unitario de Adherencia = 0.075 f'c, valor correspondiente a las Varillas Corrugadas con Gancho;
Por lo tanto: 0.075 x 140 = 10.5 kg/cm^2. O sea:

u = 10.5 kg/cm2.

n_v = 2.5 viguetas.

j = 0.866

d' = 14 cms. (Azotea)

d" = 17 cms. (Pisos típicos)

d'"= 22 cms. (Primer piso)

-oOo-

La fórmula que nos permite encontrar el perímetro necesario por adherencia, es la siguiente:

$$Eo = \frac{V}{n_v \; u \; j \; d} \quad \text{cms/vigueta}$$

Debe cumplirse que:

$$Eo \leq E$$

Reemplazando valores en la fórmula, tenemos:

PISOS	Eo (cms.)
Azotea	V / 318
Pisos Típicos	V / 385
Primer Piso	V / 500

-oOo-

a. Acero Negativo: Debe comprobarse en la cara de los apoyos respectivos.

b. Acero Positivo: Debe comprobarse en los puntos de inflexión respectivos.

Sea a = distancia del apoyo al punto de inflexión

- Cuando los Momentos se han calculado por el Método de los Coeficientes Aproximados, la distancia del apoyo al punto de inflexión se obtiene con ayuda de la Parábola de PEABODY, y el Corte será:
  $V = V_{max} - Wa$
- Cuando los Momentos se han calculado por el Método de Hardy Cross, significa que se ha dibujado el Diagrama de Esfuerzos Cortantes, y de éste, se obtiene la distancia del apoyo al punto de inflexión y el Corte V respectivo.

K. Influencia de la Tabiquería: Se presentan dos casos:

a. Cuando el tabique es perpendicular a las viguetas, se le considera como una carga concentrada que actúa en el tramo correspondiente.

b. Cuando el tabique es paralelo a las viguetas, se sigue el "CRITERIO DE SALIGER" que es el siguiente:

> Los 2/3 DEL VALOR DE UNA CARGA UNIFORMEMENTE REPARTIDA SOBRE LAS VIGUETAS, INCIDEN DIRECTAMENTE EN LA VIGUETA SOBRE LA CUAL SE ENCUENTRA ACTUANDO DICHA CARGA, Y EL 1/3 RESTANTE SE REPARTE SIMETRICAMENTE ACTUANDO 1/6 DE LA CARGA EN CADA VIGUETA ADYACENTE A LA CENTRAL, O SEA, EN LA QUE SE ENCUENTRA LA CARGA UNIFORMEMENTE REPARTIDA.

Sea:

W = Carga total debida al P.p. del aligerado, P.t., y S/C. en kg/m^2.

P = Peso del tabique, en kg/mt.

P' = Carga actuante sobre la vigueta por acción del tabique, según SALIGER, que abarca 40 cms. de ancho de aligerado, o sea. el ancho del ala de la vigueta, en kg/mt.

P" = Carga actuante sobre la vigueta por acción del tabique, y por mt. de ancho de aligerado, o sea, en kg/m2.

W' = Carga actuante sobre la vigueta por acción del P.p. del aligerado y por el tabique, en kg/m2.

Ahora bien:

Nosotros podemos hacer el siguiente raciocinio:

"SI UNA VIGUETA SOPORTA LA CARGA "W" , ¿CUANTAS VIGUETAS SOPORTARAN LA CARGA "W"?"

De esta manera, obtendremos el número de viguetas necesarias que debemos juntar en el sitio donde se presente el tabique. En el presente edificio, sólo existen tabiques paralelos a las viguetas en los Pisos Típicos y en el Primer Piso.

En efecto:

- CARGA W

Pisos típicos ..... W = 645 kg/m2.

Primer Piso ..... W = 965 kg/m2.

- CARGA P

P = 200 kg/m2. x 2.80 mt. de alto.

P = 560 kg/mt.

- CARGA P'

P' = 2/3 (560)

P' = 373 kg/mt.

- CARGA P"

P" = 373 kg/mt. x 2.5 viguetas/mt.

P" = 930 kg/m2.

- CARGA W'

Pisos típicos ..... W' = 295 + 930 = 1225 kg/m2.

Primer Piso ..... W' = 365 + 930 = 1295 kg/m2.

- NUMERO DE VIGUETAS QUE DEBEMOS JUNTAR

Pisos Típicos	Primer Piso
1 ---------- 645 kg/m2.	1 ---------- 965 kg/m2.
X ---------- 1225 kg/m2.	X ---------- 1295 kg/m2.
X = 1225/645 = 1.90	X = 1295/965 = 1.34
X = 2 VIGUETAS	X = 2 VIGUETAS

L. Colocación de la Armadura.

a. Sistemas empleados: - BARRAS RECTAS.
- BARRAS RECTAS Y DOBLADAS

b. Tipo de anclaje: - ESPECIAL O GANCHO.

Este tipo es el más usado para la distribución y colocación de la armadura en las vigas, pues tiene la ventaja que dada la rigidez que tiene el elemento se permiten mayores cargas de trabajo a la adherencia y al esfuerzo cortante.

Los ganchos no deben colocarse en las barras que terminan en la zona de tracción debido a que esto facilita las grietas en el concreto, sin embargo, hay excepciones como en el caso de las vigas empotradas, cantiliver, y los extremos de las vigas de los pórticos.

c. Doblado: De la armadura (+), o sea de la que se toman las barras que van a ser dobladas, por lo menos un 50 % debe llevarse a los apoyos extremos ingresando 12 ϕ , y 25 % a los apoyos interiores ingresando 10 ϕ.

En ambos casos, la longitud mínima de ingreso a los apoyos debe ser de 15 cms.

Ahora bien:

- Cuando los momentos han sido calculados por el Método de Coeficientes, se efectuará el DOBLADO PRACTICO recomendado por el A.C.I. (Ver Pág. 355)
- Cuando los momentos han sido calculados por el Método de Hardy Cross, el doblado se efectuará de la siguiente manera:

ARMADURA NEGATIVA. Todas las barras deben terminar en una zona de compresión, prolongándose 12 ϕ más allá del punto de inflexión negativo.

ARMADURA POSITIVA. Todas las barras se doblan de acuerdo al diagrama distribuyéndola de modo q' cada sección vertical del elemento flexionado tenga una suficiente área de acero como para tomar los esfuerzos producidos por los momentos, de modo, que a medida que disminuye el momento, disminuye también el área de acero.

Las barras que permanecerán rectas deberán pasar 10 ϕ más allá del punto de inflexión positivo.

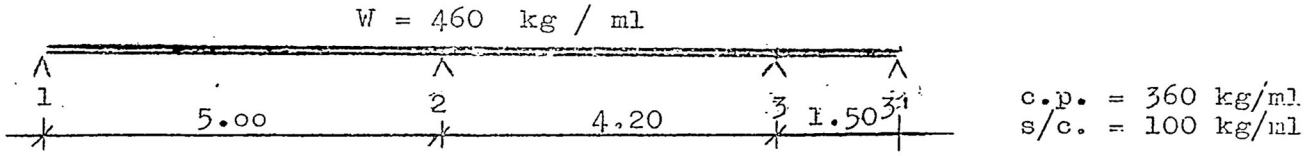
M. SOLUCION GENERAL:

a. ALIGERADOS DE LA AZOTEA.
b. ALIGERADOS DE LOS PISOS TIPICOS.
c. ALIGERADOS DEL PRIMER PISO.

a. ALIGERADOS DE LA AZOTEA. Son los siguientes: 4 A
4 B
4 C
4 D
4 E

---oOo---

ALIGERADO 4 A



METODO DE HARDY CROSS

1. MOMENTOS MAXIMOS.

a. Rigideces:

Sabemos que : $K = E\ I/L = E\ (bh^3/12)/L$

Pero : b = cte.

h = cte.

Por lo tanto: I = cte. Además: E = cte.

Luego : $\underline{K = 1 / L}$

Reempl. valores, tenemos:

$$K_{1-2} = 1/5.0 = 0.200$$
$$K_{2-3} = 1/4.2 = 0.238$$
$$K_{3-3'} = 1/1.5 = 0.666$$

b. Coeficientes de Distribución:

$C_{1-2} = 1 = 1.000$

$C_{2-1} = 0.200/(0.200 + 0.238) = 0.456$

$C_{2-3} = 0.238/(0.200 + 0.238) = 0.544$

$C_{3-2} = 0.238/(0.238 + 0.666) = 0.264$

$C_{3-3'} = 0.666/(0.238 + 0.666) = 0.736$

$C_{3'-3} = 1 = 1.000$

c. Momentos de Empotramiento Perfecto: $M = K\ q\ l^2$ kg-m.

MOMENTOS	K	l	q		
			c.p. = 360	s/c = 100	W = 460
M_1	1/24	5.00	375	104	479
$M_{1-2} = M_{2-1}$	1/12	5.00	750	208	958
$M_{2-3} = M_{3-2}$	1/12	4.20	530	148	678
$M_{3-3} = M_{3'-3}$	1/12	1.50	68	20	88
$M_{3'}$	1/24	1.50	34	10	44

Para los apoyos extremos se han tomado los Coeficientes del A.C.I.

(-) M = 1/24 apoyado en vigas o muros de ladrillo.

(-) M = 1/16 apoyado en columnas y muros de concreto.

Los momentos resultantes se considerarán en el Cross correspondiente como si fueran los producidos por un volado ficticio.

d. Distribución de Momentos para las diferentes posiciones de sobre carga: VER PLANO No. 8.

e. Momentos Isostáticos: Se han calculado varios valores de los momentos isostáticos para sus correspondientes "x" en cada uno de los tramos.

f. Dibujo del Diagrama: VER PLANO No. 9.

g. Obtención de los Momentos en las caras de los apoyos y tramos:

Apoyo	1	M =	310	kg-m
	2	M =	860	
	3	M =	390	
	3'	M =	42	
Tramo	1-2	M =	730	
	2-3	M =	360	
	3-3'	M =	0	

2. CORTES MAXIMOS.

a. Reacciones en los ejes de apoyos:

Sea: R.I. = Reacción isostática.

C.H. = Corrección Hiperestática = Dif.momentos/luz

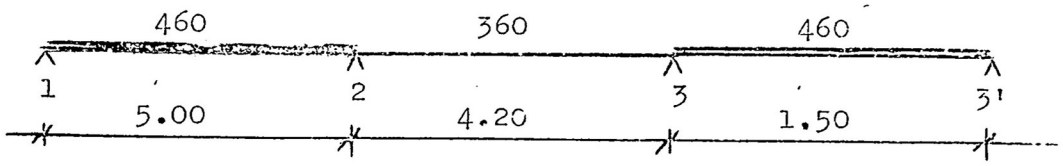
R.C. = Reacción Corregida = R.I. ± C.H.

Regla práctica:

Se suma la C.H. a la R.I. que se encuentre en el lado del mayor momento, y se resta en caso contrario.

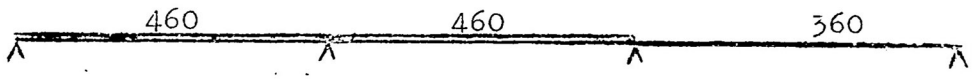
- Apoyos 1 y 3':

(Cargas en kg/ml)



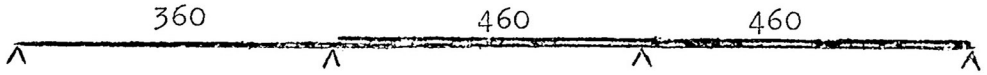
M.	479	956	263	44
R.I.	1150			345
C.H.	- 95			-146
R.C.	1055			199

- Apoyo 2:



M.	479	1026	1026	394
R.I.		1150	970	
C.H.		+ 109	+150	
R.C.		1259	1120	

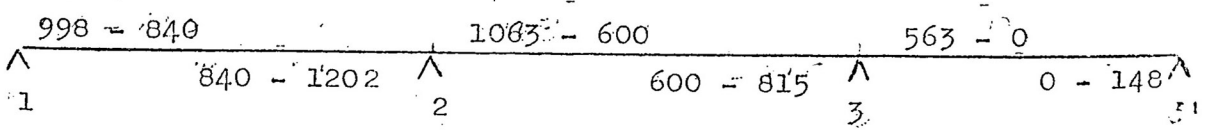
- Apoyo 3:



M.	870	457	457	44
R.I.		970	345	
C.H.		- 98	+275	
R.C.		872	620	

b. Dibujo del Diagrama: VER PLANO No. 9.

c. Obtención de los cortes máximos en las caras de los apoyos y en los puntos de inflexión.



5. AREAS DE ACERO.

a. Mínimo: As min. = 0.7 = 1 Ø 3/8"

b. Negativo:

Apoyo 1	As	= 31,000/42,500	=	0.73 cm2.
2	As	= 86,000/42,500	=	2.00
3	As	= 39,000/42,500	=	0.92
3'	As	= 4,200/42,500	=	0.10

c. Positivo:

Tramo 1-2	As	= 73,000/40,500	=	1.80
2-3	As	= 36,000/40,500	=	0.89
3-3'	As	= 0/40,500	=	0.00

d. Temperatura:

As_t = Ø 1/4" a 20 cms.

4. ENSANCHES:

a. Por momentos: Mc = 540 kg-m

Apoyo 1	M	= 310	NO
2	M	= 860	SI
	b_{nec}	= 86,000/5,400 = 16 cm. = 20 cm. ≈	
	x_{2-3}	= 40 cm.	
	x_{2-1}	= 40 cm.	
3	M	= 390	NO
3'	M	= 42	NO

b. Por Cortes: Vc = 1270 kg.

Apoyo 1	V	= 998	NO
2	V	= 1202	NO
3	V	= 815	NO
3'	V	= 148	NO

c. Conclusión:

Apoyo 2	b_{nec}	= 20 cms.
	x	= 40 cms. a ambos lados.

5. ADHERENCIA.

a. Acero Negativo:

Apoyo 1	Eo	= 998/318 = 3.10 cms.
2	Eo	= 1202/318 = 3.80
3	Eo	= 815/318 = 2.60
3'	Eo	= 148/318 = 0.47

b. Acero Positivo:

Tramo	1-2	Eo =	840/318	=	2.65
	2-3	Eo =	600/318	=	1.80
	3-3'	Eo =	Mínimo	=	3.00

6. COLOCACION DE LA ARMADURA. VER PLANO No. 12.

Las varillas a colocarse cumplirán las exigencias por:

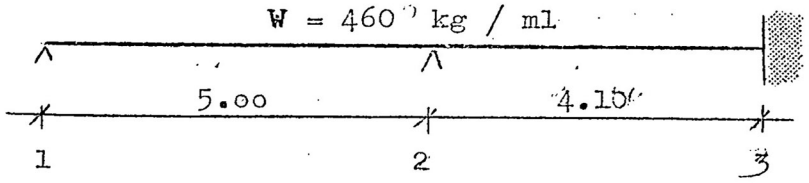
- ACERO MINIMO
- MOMENTOS FLECTORES
- ADHERENCIA
- DIAMETRO COMERCIAL
- EJECUCION PRACTICA.

En efecto:

SITUACION	VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyo 1	1 ø 3/8"	0.71 cm2.	3 cms.
2	1 ø 5/8"	1.98	5
3	1 ø 1/2"	1.26	4
3'	1 ø 1/2"	1.26	4
Tramo 1-2	1 ø 5/8"	1.98	5
2-3	1 ø 1/2"	1.26	4
3-3'	1 ø 3/8"	0.71	3

---oOo---

ALIGERADO 4 B



c.p. = 360 kg/ml.
s/c. = 100 kg/ml.

METODO DE HARDY CROSS

1. MOMENTOS MAXIMOS.

a. Rigideces:

Tramo	1-2	K =	1/5.0	=	0.200
Tramo	2-3	K =	1/4.1	=	0.245

b. Coeficientes de Distribución:

$C_{1-2} = 1.000$

$C_{2-1} = 0.450$

$C_{2-3} = 0.550$

$C_{3-2} = 0.000$

c. Momentos de Empotramiento Perfecto: $M = K\,q\,l^2$ kg-m

MOMENTOS	K	l	q		
			c.p. = 360	S/C = 100	W = 460
M_1	1/24	5.00	375	104	479
$M_{1-2} = M_{2-1}$	1/12	5.00	750	208	958
$M_{2-3} = M_{3-2}$	1/12	4.10	505	140	645

d. Distribución de Momentos para las diferentes posiciones de s/c:

VER PLANO N° 8

e. Momentos Isostáticos: Se han calculado varios valores de los momentos isostáticos para sus correspondientes "x" en c/u de los tramos.

f. Dibujo del Diagrama: VER PLANO N° 9

g. Obtención de los momentos en las caras de los apoyos y en los tramos

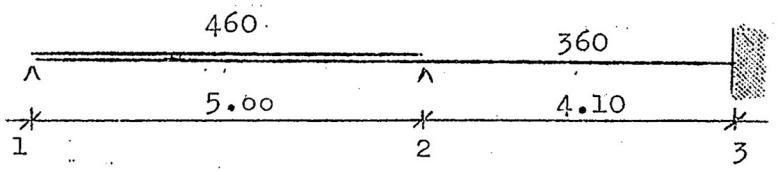
Apoyo	1	M	= 300	kg-m
	2	M	= 810	
	3	M	= 556	
Tramo	1-2	M	= 740	
	2-3	M	= 280	

---oOo---

2. CORTES MAXIMOS.

a. Reacciones en los ejes de apoyos:

- Apoyos 1, 2 y 3 respectivamente



M.	479	933
R.I.	1150	
C.H.	- 91	
R.C.	1059	



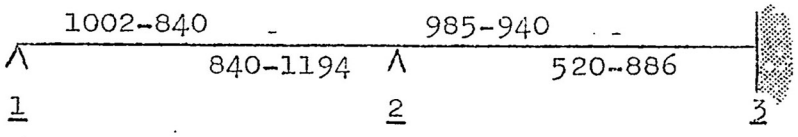
M.	479	985	985	475
R.I.		1150	940	
C.H.		+101	+102	
R.C.		1251	1042	



M.	825	556
R.I.		940
C.H.		-54
R.C.		886

b. Dibujo del Diagrama: VER PLANO N° 9.

c. Obtención de los cortes máximos en las caras de los apoyos y en los puntos de inflexión:



---oOo---

3. AREAS DE ACERO.

a. Mínimo: As min= 0.7 = 1 ø 3/8"

b. Negativo:

Apoyo 1	As	=	30,000/42,500	=	0.71 cm^2
2	As	=	81,000/42,500	=	1.90
3	As	=	55,600/42,500	=	1.30

c. Positivo:

Tramo 1-2	As	=	74,000/40,500	=	1.83
2-3	As	=	28,000/40,500	=	0.70

d. Temperatura: As_t = ø 1/4" a 20 cms.

---oOo---

4. ENSANCHES.

a. Por momentos: Mo = 540 kg-m

Apoyo 1 M = 300 ..... NO
2 M = 810 ..... SI

b_{nec} = 81,000/5,400 = 20 cms. aprox.

x = 40 cms. aprox. a c/lado.

3 M = 556 ..... NO

b. Por Cortes:

Vc = 1270 kgs.

Apoyo 1 V = 1002 ..... NO
2 V = 1194 ..... NO
3 V = 886 ..... NO

c. Conclusión: Apoyo 2 b_{nec} = 20 cms.

x = 40 cms. a c/lado.

5. ADHERENCIA.

a. Acero Negativo:

Apoyo	1	Eo	= 1002/318	= 3.15	cms.
	2	Eo	= 1194/318	= 3.75	
	3	Eo	= 886/318	= 2.80	

b. Acero Positivo:

Tramo 1-2	Eo	= 840/318	=	2.65
2-3	Eo	= 540/318	=	1.70

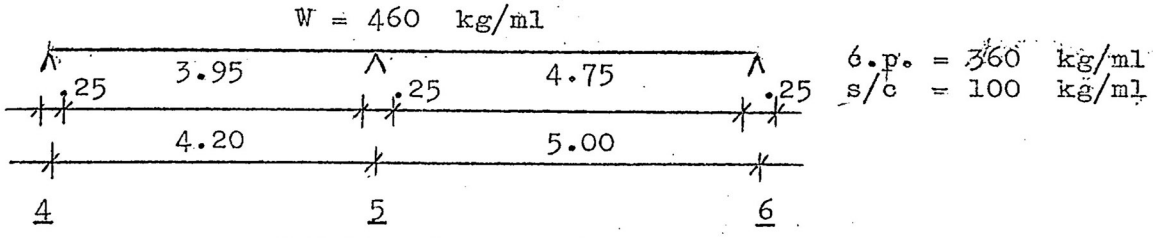
---oOo---

6. COLOCACION DE LA ARMADURA. VER PLANO N° 12.

SITUACION		VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyo	1	1 ø 3/8"	0.71 cm^2	3 cms.
	2	1 ø 5/8"	1.98	5
	3	1 ø 1/2"	1.26	4
Tramo	1-2	1 ø 5/8"	1.98	5
	2-3	1 ø 3/8"	0.71	3

---oOo---

ALIGERADO 4 C



METODO DE COEFICIENTES A.C.I.

1. MOMENTOS MAXIMOS.

a. Momentos negativos:

Apoyo 4 M = $(1/24)460x3.95^2$ = 300 kg-m

$l' = \frac{4.75 + 3.95}{2}$

Apoyo 5 M = (1/9) 460x4.35^2 = 970

6 M = (1/24)460x4.75^2 = 435

b. Momentos Positivos:

Tramo 4-5 M = (1/14)460x3.95^2 = 515

5-6 M = (1/14)460x4.75^2 = 740

---oOo---

2. CORTES MAXIMOS.

a. En las caras de los apoyos:

- Apoyo 4: V = 0.500 x 460 x 3.95 = 910 kgs.
- Apoyo 5: V = 0.575 x 460 x 4.75 = 1260
- Apoyo 6: V = 0.500 x 460 x 4.75 = 1090

b. En los puntos de inflexión:

- Tramo 4-5

a = distancia del apoyo al punto de inflexión.
Se encuentra con ayuda de la Parábola de Peabody. (Ver Pág.353)

Para un momento igual a 1/14 W l'^{2} ..... a = 0.125 l'
a = 0.125 x 3.95
a = 0.495 mt.

V = 0.575 x 460 x 3.95 - 460 x 0.495
V = 810 kgs.

- Tramo 5-6:

M = 1/14 W l'^{2} ..... a = 0.125 x 4.75
a = 0.595 mt.

V = 0.575 x 460 x 4.75 - 460 x 0.595
V = 985 kgs.

---oOo---

3. AREAS DE ACERO.

a. Mínimo: As min = 0.7 = 1 Ø 3/8"

b. Negativo: Apoyo 4 As = 30,000/42,500 = 0.71 cm^2
5 As = 97,000/42,500 = 2.30
6 As = 43,500/42,500 = 1.02

c. Positivo: Tramo 4-5 As = 51,500/40,500 = 1.28
5-6 As = 74,000/40,500 = 1.83

d. Temperatura: As_t = Ø 1/4" a 20 cms.

4. ENSANCHES.

a. Por Momentos:

Mc = 540 kg-m

Apoyo 4 M = 300 ..... NO

5 M = 970 ..... SI

b_{nec} = 97,000/5,400 = 20 cms. aprox.

Para hallar la longitud del ensanche tomaremos el tramo de mayor luz para así estar en el lado de la seguridad.

En efecto:

$$x = (4.75/2)\left(1 - \sqrt{\frac{(1/8)460 \times 4.75^2 - (970 - 540)}{(1/8)460 \times 4.75^2}}\right)$$

x = 0.40 mts. aprox.

Apoyo 6 M = 435 ..... NO.

b. Por Cortes: Vc = 1270 kgs.

En todos los apoyos, los cortes son menores que el Vc, y por lo tanto no se necesitan ensanches por corte.

c. Conclusión:

Apoyo 5 b_{nec} = 20 cms.

x = 40 cms. a c/lado.

---oOo---

5. ADHERENCIA.

a. Acero Negativo:

Apoyo	4	Eo	=	910/318 =	2.86 cms.
	5	Eo	=	1260/318 =	3.95
	6	Eo	=	1090/318 =	3.45

b. Acero Positivo:

Tramo	4-5	Eo	=	810/318 =	2.50
	5-6	Eo	=	985/318 =	3.10

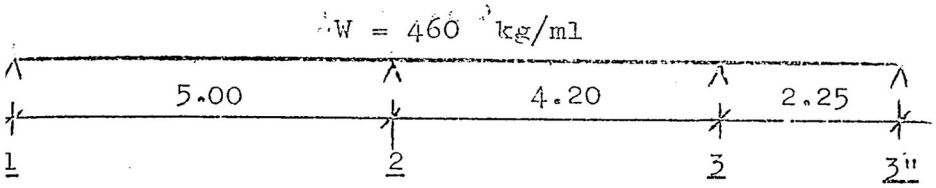
---oOo---

6. COLOCACION DE LA ARMADURA. VER PLANO N° 12.

SITUACION	VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyo 4	1 ø 3/8"	0.71 cm^2	3 cms.
5	2 ø 1/2"	2.53	8
6	1 ø 1/2"	1.26	4
Tramo 4-5	1 ø 1/2"	1.26	4
5-6	1 ø 5/8"	1.98	5

---oOo---

ALIGERADO 4 D



c.p. = 360 kg/ml
s/c = 100 kg/ml

METODO DE HARDY CROSS

1. MOMENTOS MAXIMOS.

a. Rigideces: Tramo 1-2 K = 1/5.00 = 0.200
2-3 K = 1/4.20 = 0.238
3-3" K = 1/2.25 = 0.444

b. Coeficientes de Distribución:

$C_{1-2} = 1.000$
$C_{2-1} = 0.456$
$C_{2-3} = 0.544$
$C_{3-2} = 0.350$
$C_{3-3"} = 0.650$
$C_{3"-3} = 1.000$

c. Momentos de Empotramiento Perfecto: $M = K\,q\,l^2$ kg-m

MOMENTOS	K	l	q		
			c.p. = 360	s/c = 100	W = 460
M_1	1/24	5.00	375	104	479
$M_{1-2}=M_{2-1}$	1/12	5.00	750	208	958
$M_{2-3}=M_{3-2}$	1/12	4.20	530	148	678
$M_{3-3"}=M_{3"-3}$	1/12	2.25	152	42	194
$M_{3"}$	1/24	2.25	76	21	97

d. Distribución de Momentos para las diferentes posiciones de s/c:

VER PLANO N.° 8

e. Momentos Isostáticos: Se han calculado varios valores de los momentos isostáticos para sus correspondientes "x" en cada uno de los tramos.

f. Dibujo del Diagrama: VER PLANO N° 9

g. Obtención de los Momentos Máximos en las caras de los apoyos y en los tramos:

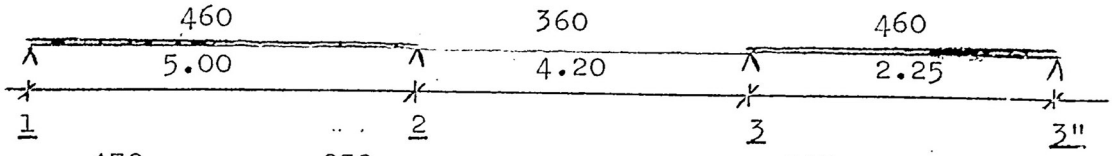
Apoyo	1	M	=	310	kg-m
	2	M	=	880	
	3	M	=	350	
	3"	M	=	60	
Tramo	1-2	M	=	730	
	2-3	M	=	360	
	3-3"	M	=	100	

---oOo---

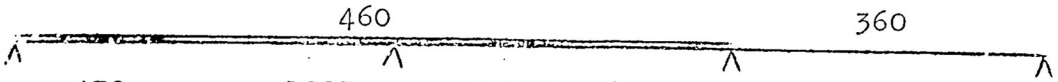
2. CORTES MAXIMOS.

a. Reacciones en los ejes de apoyos:

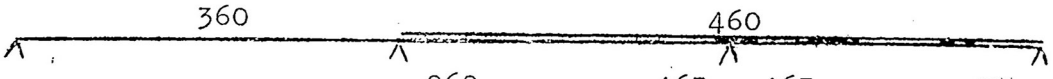
- Apoyos 1 y 3" ; 2 ; y 3, respectivamente.



M.	479	950	293	97
R.I.	1150			520
C.H.	- 95			- 87
R.C.	1055			433



M.	479	1027	1027	393
R.I.		1150	970	
C.H.		+ 109	+ 150	
R.C.		1259	1120	

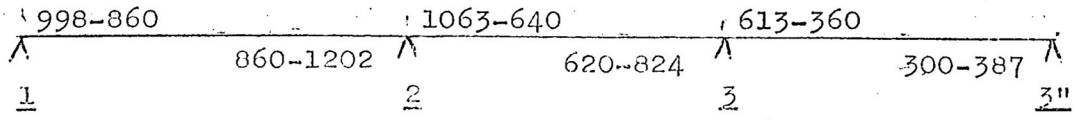


M.	868	465	465	97
R.I.		970	520	
C.H.		- 89	+150	
R.C.		881	670	

b. Dibujo del Diagrama: VER PLANO N° 9

c. Obtención de los Cortes Máximos en las caras de los apoyos y en los puntos de inflexión:

(VALORES OBTENIDOS DEL DIAGRAMA)



3. AREAS DE ACERO.

a. Mínimo: As min = 0.7 = 1 ø 3/8"

b. Negativo:

Apoyo	1	As	= 31,000/42,500 = 0.73 cm^2
	2	As	= 88,000/42,500 = 2.06
	3	As	= 35,000/42,500 = 0.82
	3"	As	= 6,000/42,500 = 0.14

c. Positivo:

Tramo	1-2	As	= 73,000/40,500 = 1.80
	2-3	As	= 36,000/40,500 = 0.89
	3-3"	As	= 10,000/40,500 = 0.25

d. Temperatura: As_t = ø 1/4" a 20 cms.

---oOo---

4. ENSANCHES.

a. Por Momentos:

		Mc	= 540 kg-m
Apoyo	1	M	= 310 ..... NO
	2	M	= 880 ..... SI
		b_{nec}	= 88,000/5,400 = 20 cms. aprox.
		x	= 40 cms. a cada lado.
	3	M	= 350 ..... NO
	3"	M	= 60 ..... NO

b. Por Cortes:

Los cortes máximos en todos los apoyos son menores que el Vc, por lo tanto no se necesitan ensanches por cortes.

c. Conclusión: Apoyo 2 b_{nec} = 20 cms.

x = 40 cms. a c/lado.

---oOo---

5. ADHERENCIA.

a. Acero Negativo:

Apoyo	1	Eo	= 998/318 = 3.10 cms.
	2	Eo	= 1202/318 = 3.80
	3	Eo	= 824/318 = 2.60
	3"	Eo	= 387/318 = 1.20

b. Acero Positivo:

Trano	1-2	Eo	= 860/318 = 2.70
	2-3	Eo	= 640/318 = 2.00
	3-3"	Eo	= 360/318 = 1.20

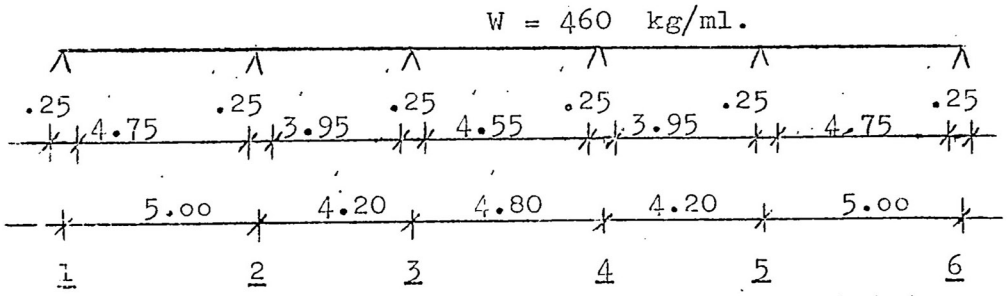
---oOo---

6. COLOCACION DE LA ARMADURA. VER PLANO N° 12.

SITUACION		VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyo	1	1 Ø 3/8"	0.71 cm^2	3 cms.
	2	1 Ø 5/8"	1.98	5
	3	1 Ø 1/2"	1.26	4
	3"	1 Ø 3/8"	0.71	3
Tramo	1-2	1 Ø 5/8"	1.98	5
	2-3	1 Ø 1/2"	1.26	4
	3-3"	1 Ø 3/8"	0.71	3

---oOo---

ALIGERADO 4 E



c.p. = 360 kg/ml
s/c = 100 kg/ml

METODO DE COEFICIENTES A.C.I.

1. MOMENTOS MAXIMOS:

a. Negativos: Apoyos 1 y 6 $M = (1/24)460 \times 4.75^2 = 435$ kg-m

2 y 5 $M = (1/10)460 \times (\frac{4.75+3.95}{2})^2 = 870$

3 y 4 $M = (1/11)460 \times (\frac{3.95+4.55}{2})^2 = 755$

b. Positivos: Tramos $\frac{1 - 2}{5 - 6}$ $M = (1/14)460 \times 4.75^2 = 740$

$\frac{2 - 3}{4 - 5}$ $M = (1/16)460 \times 3.95^2 = 450$

3 - 4 $M = (1/16)460 \times 4.55^2 = 595$

---oOo---

2. CORTES MAXIMOS:

a. En las caras de los apoyos:

- Apoyos 1 y 6 $V = 0.500 \times 460 \times 4.75 = 1090$ kgs.
- 2 y 5 $V = 0.575 \times 460 \times 4.75 = 1260$
- 3 y 4 $V = 0.500 \times 460 \times 4.55 = 1050$

b. En los Puntos de Inflexión:

- Tramos 1-2 y 5-6:

$M = 1/4 \quad W \quad l'^2$ ..... $a = 0.125 \times 4.75$

$a = 0.595$ m.

$V = 0.575 \times 460 \times 4.75 - 460 \times 0.595$

$V = 985$ kgs.

- Tramos 2-3 y 4-5:

$M = 1/16 \quad W \quad l'^2$ ..... $a = 0.150 \times 3.95$

$a = 0.590$ m.

$V = 0.5 \times 460 \times 3.95 - 460 \times 0.59$

$V = 630$ kgs.

- Tramo 3-4:

$M = 1/16 \; W \; l'^2$ ..... $a = 0.150 \times 4.55$

$a = 0.680$ m.

$V = 0.5 \times 460 \times 4.55 - 460 \times 0.68$

$V = 725$ kgs.

---oOo---

3. AREAS DE ACERO.

a. Mínimo: As min = 0.7 = 1 Ø 3/8"

b. Negativo:

Apoyos 1 y 6	As	= 43,500/42,500	= 1.02 cm^2
2 y 5	As	= 87,000/42,500	= 2.05
3 y 4	As	= 75,500/42,500	= 1.78

c. Positivo:

Tramos 1 - 2 5 - 6	As	= 74,000/40,500	= 1.83 cm^2
2 - 3 4 - 5	As	= 45,000/40,500	= 1.11
3 - 4	As	= 59,500/40,500	= 1.48

d. Temperatura: As_t = Ø 1/4" a 20 cms.

---oOo---

4. ENSANCHES.

a. Por momentos: Mc = 540 kg-m

Apoyos 1 y 6	M	= 435	NO
2 y 5	M	= 870	SI
	b_{nec}	= 87,000/5,400	= 20 cms.
	x	= longitud de ensanche.	

$$x = (4.75/2)\left(1 - \sqrt{\frac{(1/8)460 \times 4.75^2 - (870 - 540)}{(1/8)\ 460 \times 4.75^2}}\right)$$

x = 40 cms. aprox.

Apoyos 3 y 4 M = 755 ..... SI

b_{nec} = 75500/5400 = 20 cms.

$$x = (4.55/2)\left(1 - \sqrt{\frac{(1/8)460 \times 4.55^2 - (755 - 540)}{(1/8)\ 460 \times 4.55^2}}\right)$$

x = 20 cms., pero le damos 40 cms. (largo del ladrillo)

b. Por Cortes: Vc = 1270 kgs.

En todos los apoyos, los cortes son menores que el Vc.
Por lo tanto:

NO SE NECESITA ENSANCHES POR CORTE.

c. Conclusión: Apoyos 2, 3, 4 y 5 . b_{nec} = 20 cms.

x = 40 cms. a c/lado.

---oOo---

5. ADHERENCIA.

a. Acero Negativo:

Apoyos 1 y 6	Eo	= 1090/318	= 3.45 cms.
2 y 5	Eo	= 1260/318	= 3.95
3 y 4	Eo	= 1050/318	= 3.30

b. Acero Positivo:

Tramos 1 - 2 5 - 6	Eo	= 985/318	= 3.10
2 - 3 4 - 5	Eo	= 630/318	= 2.00
3 - 4	Eo	= 725/318	= 2.30

---oOo---

6. COLOCACION DE LA ARMADURA. VER PLANO N° 12.

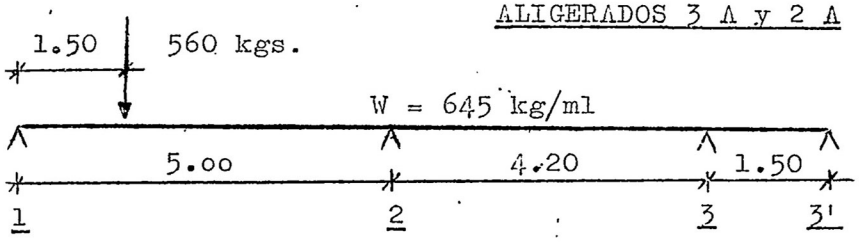
SITUACION	VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyos 1 y 6	1 Ø 1/2"	1.26 cm^2	4 cms.
2 y 5	1 Ø 5/8"	1.98	5
3 y 4	1 Ø 5/8"	1.98	5
Tramos 1 - 2 5 - 6	1 Ø 5/8"	1.98	5
2 - 3 4 - 5	1 Ø 1/2"	1.26	4
3 - 4	2 Ø 3/8"	1.42	6

---oOo---

b. ALIGERADOS DE LOS PISOS TIPICOS. Son los siguientes:

3 A = 2 A
3 B = 2 B
3 C = 2 C
3 D = 2 D
3 E = 2 E
3 F = 2 F

ALIGERADOS 3 A y 2 A



c.p. = 395 kg/ml
s/c. = 250 kg/ml

METODO DE HARDY CROSS

1. MOMENTOS MAXIMOS.

a. Rigideces: Tramo 1-2 K = 1/5.00 = 0.200
2-3 K = 1/4.20 = 0.238
3-3' K = 1/1.50 = 0.666

b. Coeficientes de Distribución:

$C_{1-2} = 1.000$

$C_{2-1} = 0.456$

$C_{2-3} = 0.544$

$C_{3-2} = 0.264$

$C_{3-3'} = 0.736$

$C_{3'-3} = 1.000$

c. Momentos de Empotramiento Perfecto:

- De Carga Permanente:

$$M_1 \text{ (extremo)} = (1/24)\ 395 \times 5^2 + (1/2)\left[(560 \times 3.5^2 \times 1.5)/5^2\right] = 619$$

OBSERVACION: Para la carga concentrada se ha considerado como un semi-empotramiento, basándonos en que sucede lo mismo para las cargas repartidas.

$$M_{1-2} = \frac{395 \times 5^2}{12} + \frac{560 \times 3.5^2 \times 1.5}{5^2} = 1{,}238 \text{ kg-m}$$

$$M_{2-1} = \frac{395 \times 5^2}{12} + \frac{560 \times 3.5 \times 1.5^2}{5^2} = 1{,}001$$

$$M_{2-3} = M_{3-2} = \frac{395 \times 4.2^2}{12} = 580$$

$M_{3-3'} = M_{3'-3} = \frac{395 \times 1.5^2}{12} = 74$ kg-m

$M_{3'}$ (ext.) $= (1/2)\ M_{3'-3} = 37$

---oOo---

- De Sobre-Carga:

M_1	$= (1/24)\ 250 \times 5.00^2$	$=$	260
$M_{1-2} = M_{2-1}$	$= (1/12)\ 250 \times 5.00^2$	$=$	520
$M_{2-3} = M_{3-2}$	$= (1/12)\ 250 \times 4.20^2$	$=$	370
$M_{3-3'} = M_{3'-3}$	$= (1/12)\ 250 \times 1.50^2$	$=$	48
$M_{3'}$	$= (1/24)\ 250 \times 1.50^2$	$=$	24

---oOo---

- Totales:

M_1	$= 619 + 260$	$=$	879
M_{1-2}	$= 1238 + 520$	$=$	1758
M_{2-1}	$= 1001 + 520$	$=$	1521
$M_{2-3} = M_{3-2}$	$= 580 + 370$	$=$	950
$M_{3-3'} = M_{3'-3}$	$= 74 + 48$	$=$	122
$M_{3'}$	$= 37 + 24$	$=$	61

---oOo---

d. Distribución de Momentos para las diferentes posiciones de s/c:

VER PLANO N° 8

e. Momentos Isostáticos:

Se han calculado varios valores de los momentos isostáticos para sus correspondientes "x" en cada uno de los tramos.

f. Dibujo del Diagrama: VER PLANO N° 10.

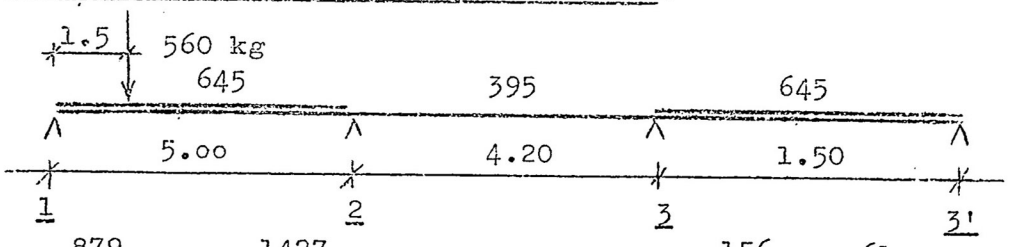
g. Obtención de los Momentos Máximos en las caras de los apoyos y en los tramos:

Apoyo	1	M	= 650	kg-m
	2	M	= 1360	
	3	M	= 520	
	3'	M	= 60	
Tramo	1-2	M	= 1320	
	2-3	M	= 500	
	3-3'	M	= 90	

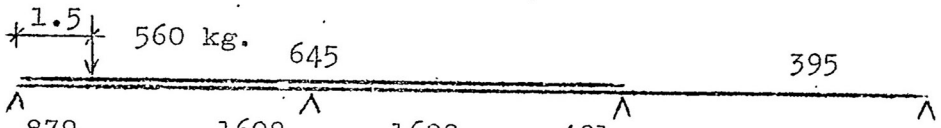
2. CORTES MAXIMOS.

a. Reacciones en los ejes de apoyos:

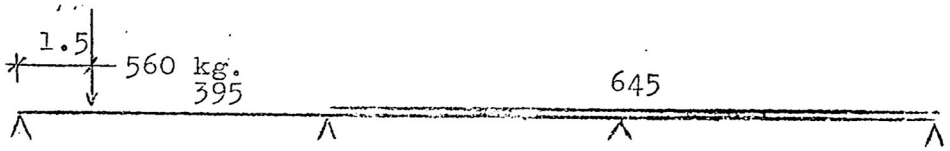
- Apoyos 1 y 3' ; 2 y 3 respectivamente.



M.	879	1427		156	61
R.I.	2005				485
C.H.	-110				-63
R.C.	1895				422



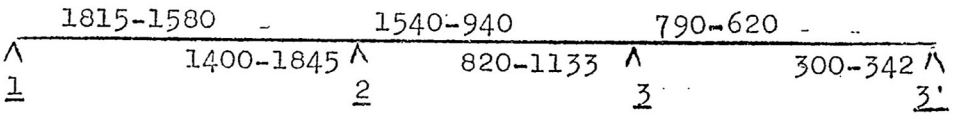
M.	879	1608	1608	481
R.I.		1780	1350	
C.H.		+146	+270	
R.C.		1926	1620	



M.	1217	640	640	61
R.I.		1350	485	
C.H.		-137	+385	
R.C.		1213	870	

b. Dibujo del Diagrama: VER PLANO N° 10

c. Obtención de los cortes máximos en las caras de los apoyos y en los puntos de inflexión:



3. AREAS DE ACERO.

a. Mínimo: As min = 0.8 = 1 Ø 3/8"

b. Negativo:

Apoyo	1	As	= 65,000/51,500	= 1.26 cm^2
	2	As	= 136,000/51,500	= 2.65
	3	As	= 52,000/51,500	= 1.01
	3'	As	= 6,000/51,500	= 0.12

c. Positivo: Tramo 1-2 As = 132,000/51,000 = 2.60 cm^2

2-3 As = 50,000/51,000 = 0.98

3-3' As = 9,000/51,000 = 0.18

d. Temperatura: As_t = Ø 1/4" a 25 cms.

---oOo---

4. ENSANCHES.

a. Por Momentos: Mc = 790 kg-m

Apoyo 1 M = 650 ..... NO

2 M = 1360 ..... SI

b_{nec} = 136,000/7,900 = 20 cms. aprox.

x = 40 cms. a c/lado. (aprox.)

3 M = 520 ..... NO

3' M = 60 ..... NO

b. Por Cortes: Vc = 1540 kgs.

Apoyo 1 V = 1815 ..... SI

b_{nec} = 1815/154 = 12 cms.; le damos 20 cms.

x = 50 cms; le damos 80 cms.; (largo del ladrillo) x 2.

Apoyo 2 (Izquierda) V = 1845 ..... SI

b_{nec} = 1845/154 = 20 cms.

x = 80 cms.

Apoyo 2 (Derecha) V = 1540 ..... NO

Apoyo 3 V = 1133 ..... NO

Apoyo 3' V = 342 ..... NO

c. Conclusión:

Apoyo 1 b_{nec} = 20 cms.

x = 80 cms.

Apoyo 2 b_{nec} = 20 cms.

x = 80 cms. (lado izquierdo)

x = 40 cms. (lado derecho)

---oOo---

5. ADHERENCIA.

a. Acero Negativo:

Apoyo 1	Eo	= 1815/385	= 4.70	cms.
2	Eo	= 1845/385	= 4.80	
3	Eo	= 1133/385	= 2.95	
3'	Eo	= 342/385	= 0.90	

b. Acero Positivo:

Tramo 1-2	Eo	= 1580/385	= 4.10
2-3	Eo	= 940/385	= 2.45
3-3'	Eo	= 620/385	= 1.60

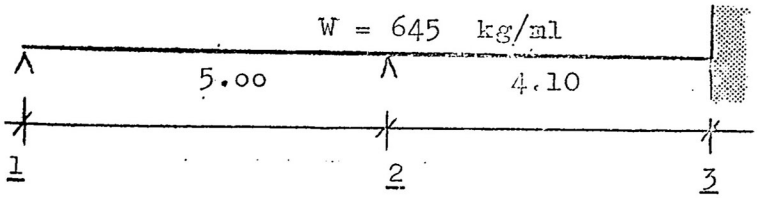
---oOo---

6. COLOCACION DE LA ARMADURA. VER PLANO N° 13

SITUACION		VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyo	1	1 ø 5/8"	1.98 cm^2	5 cms.
	2	1 ø 3/8" + 1 ø 5/8"	2.69	8
	3	1 ø 1/2"	1.26	4
	3'	1 ø 1/2"	1.26	4
Tramo	1-2	1 ø 3/8" + 1 ø 5/8"	2.69	8
	2-3	1 ø 1/2"	1.26	4
	3-3'	1 ø 3/8"	0.71	3

---oOo---

ALIGERADOS 3 B y 2 B



c.p. = 395 kg/ml
s/c. = 250 kg/ml

METODO DE HARDY CROSS

. MOMENTOS MAXIMOS.

a. Rigideces:

Tramo 1-2	K	= 1/5.00	=	0.200
2-3	K	= 1/4.10	=	0.245

b. Coeficientes de Distribución:

C_{1-2} = 1.000

C_{2-1} = 0.450

C_{2-3} = 0.550

C_{3-2} = 0.000

c. Momentos de Empotramiento Perfecto : $M = K\ q\ l^2$ kg-m

MOMENTOS	K	l	q		
			c.p. = 395	s/c = 250	W = 645
M_1	1/24	5.00	412	260	672
$M_{1-2} = M_{2-1}$	1/12	5.00	825	520	1345
$M_{2-3} = M_{3-2}$	1/12	4.10	555	350	905

d. Distribución de momentos para las diferentes posiciones de s/c:

VER PLANO N° 8

e. Momentos Isostáticos: Se han calculado varios valores de los momentos isostáticos para sus correspondientes "x" en cada uno de los tramos.

f. Dibujo del Diagrama: VER PLANO N° 10.

g. Obtención de los Momentos Máximos en las caras de los apoyos y en los tramos:

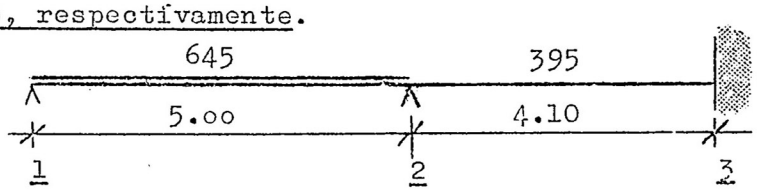
Apoyo	1	M =	390	kg-m
	2	M =	1050	
	3	M =	866	
Tramo	1-2	M =	1050	
	2-3	M =	430	

---oOo---

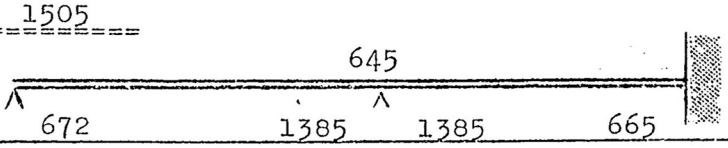
2. CORTES MAXIMOS.

a. Reacciones en los ejes de apoyos:

- Apoyos 1, 2 y 3, respectivamente.



M.	672	1248	
R.I.	1620		
C.H.	-115		
R.C.	1505		



M.	672	1385	1385	665
R.I.		1620	1320	
C.H.		+142	+176	
R.C.		1762	1496	

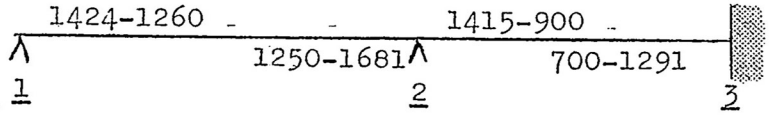


M.	982	866
R.I.		1320
C.H.		- 29
R.C.		1291

---oOo---

b. Dibujo del Diagrama: VER PLANO N° 10.

c. Obtención de los Cortes Máximos en las caras de los apoyos y en los puntos de inflexión:



3. AREAS DE ACERO.

a. Mínimo: As min = 0.8 = 1 ∅ 3/8"

b. Negativo:

Apoyo	1	As	= 39,000/51,500	= 0.76 cm^2
	2	As	= 105,000/51,500	= 2.01
	3	As	= 86,600/51,500	= 1.68

c. Positivo:

Tramo	1-2	As	= 105,000/51,000	= 2.03
	2-3	As	= 43,000/51,000	= 0.84

d. Temperatura: As_t = ∅ 1/4" a 25 cms.

---oOo---

4. ENSANCHES.

a. Por Momentos:

		Mc	= 790 kg-m	
Apoyo	1	M	= 390	..... NO
	2	M	= 1050	..... SI
		b_{nec}	= 105,000/7,900 = 20 cms.	
		x	= 40 cms. a c/lado.	
	3	M	= 866	..... NO

b. Por Cortes: Vc = 1540 kgs.

Los Cortes en los apoyos son menores o aprox. iguales al Vc.
Por lo tanto: NO SE NECESITAN ENSANCHES POR CORTE.

c. Conclusión:

Apoyo 2 $b_{rec.}$ = 20 cms.

x = 40 cms. a c/lado.

---oOo---

5. ADHERENCIA.

a. Acero Negativo:

Apoyo	1	Eo	= 1424/385	=	3.30 cms.
	2	Eo	= 1681/385	=	4.35
	3	Eo	= 1291/385	=	3.35

b. Acero Positivo:

Tramo	1-2	Eo	= 1260/385	=	3.25
	2-3	Eo	= 900/385	=	2.35

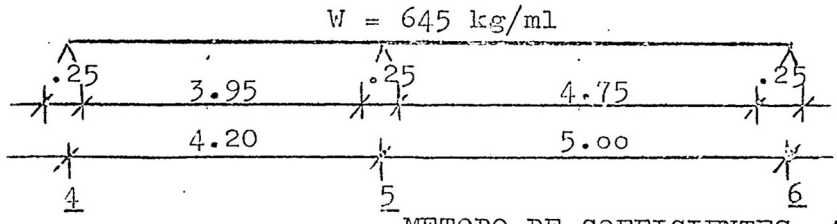
---oOo---

6. COLOCACION DE LA ARMADURA. VER PLANO N° 13.

SITUACION	VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyo 1	1 ∅ 3/8"	0.71 cm^2	3 cms.
2	1 ∅ 5/8"	1.98	5
3	1 ∅ 5/8"	1.98	5
Tramo 1-2	1 ∅ 5/8"	1.98	5
2-3	1 ∅ 1/2"	1.26	4

---oOo---

ALIGERADOS 3 C y 2 C



c.p. = 395 kg/ml
s/c. = 250 kg/ml

METODO DE COEFICIENTES A.C.I.

1. MOMENTOS MAXIMOS.

a. Negativos:

$\frac{3.95 + 4.75}{2}$

Apoyo 4 M = (1/24) 645 x 3.95^2 = 420 kg-m

5 M = (1/ 9) 645 x 4.35^2 =1350

6 M = (1/24) 645 x 4.75^2 = 605

b. Positivos:

Tramo 4-5 $M = (1/14)\ 645 \times 3.95^2 = 720$ kg-m

5-6 $M = (1/14)\ 645 \times 4.75^2 = 1040$

---oOo---

2. CORTES MAXIMOS.

a. En las caras de los apoyos:

- Apoyo 4 $V = 0.500 \times 645 \times 3.95 = 1280$ kgs.
  5 (iz) $V = 0.575 \times 645 \times 3.95 = 1480$
  5 (de) $V = 0.575 \times 645 \times 4.75 = 1760$
  6 $V = 0.500 \times 645 \times 4.75 = 1540$

b. En los puntos de inflexión:

- Tramo 4-5

$M = 1/14\ W\ l'^2$ ..... $a = 0.125 \times 3.95$

$a = 0.495$ mt.

$V = 0.575 \times 645 \times 3.95 - 645 \times 0.495$

$V = 1{,}140$ kgs.

- Tramo 5-6

$M = 1/14\ W\ l'^2$ ..... $a = 0.125 \times 4.75$

$a = 0.595$ mt.

$V = 0.575 \times 645 \times 4.75 - 645 \times 0.595$

$V = 1{,}375$ kgs.

---oOo---

3. AREAS DE ACERO.

a. Mínimo: $As\ min = 0.8 = 1\ \phi\ 3/8"$

b. Negativo:

Apoyo	4	As	= 42,000/51,500	= 0.82 cm^2
	5	As	= 135,000/51,500	= 2.63
	6	As	= 60,500/51,500	= 1.18

c. Positivo:

Tramo	4-5	As	= 72,000/51,000	= 1.41
	5-6	As	= 104,000/51,000	= 2.05

d. Temperatura: $As_t = \phi\ 1/4"$ a 25 cms.

---oOo---

4. ENSANCHES.

a. Por Momentos: Mc = 790 kg-m

Apoyo 4 M = 420 ..... NO

5 M = 1350 ..... SI

b_{nec} = 136,000/7,900 = 20 cms.

$x = (4.75/2)\left(1 - \sqrt{\frac{(1/8)645 \times 4.75^2 - (1350 - 730)}{(1/8)645 \times 4.75^2}}\right)$

x = 0.40 mt. a c/lado.

Apoyo 6 M = 605 ..... NO

b. Por Cortes: Vc = 1540 kgs.

Apoyo 4 V = 1280 ..... NO

5 V = 1760 (Tomando el mayor tramo) ..... SI

b_{nec} = 1760/154 = 12 cms. (despreciable).

Por lo tanto, en este apoyo: NO

6 V = 1540 ..... NO

c. Conclusión:

Apoyo 5 b_{nec} = 20 cms.

x = 40 cms. a c/lado.

---oOo---

5. ADHERENCIA.

a. Acero Negativo:

Apoyo 4	Eo	= 1280/385	= 3.30	cms.
5	Eo	= 1760/385	= 4.60	
6	Eo	= 1540/385	= 4.00	

b. Acero Positivo:

Tramo 4-5	Eo	= 1140/385	= 2.95	
5-6	Eo	= 1375/385	= 3.60	

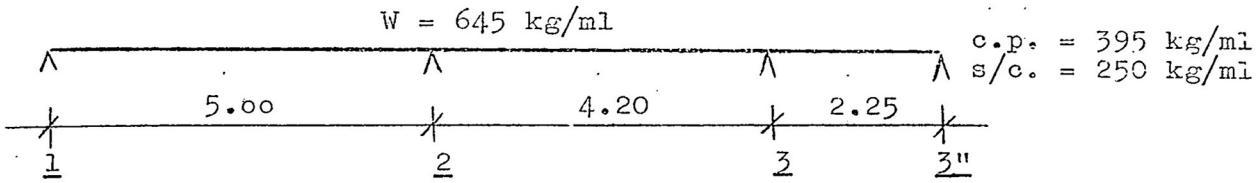
---oOo---

6. COLOCACION DE LA ARMADURA. VER PLANO N° 13.

SITUACION	VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyo 4	1 Ø 1/2"	1.26 cm^2	4 cms.
5	2 Ø 1/2"	2.53	8
6	1 Ø 1/2"	1.26	4
Tramo 4-5	2 Ø 3/8"	1.42	6
5-6	1 Ø 5/8"	1.98	5

---oOo---

ALIGERADOS 3 D y 2 D



METODO DE HARDY CROSS

1. MOMENTOS MAXIMOS.

a. Rigideces:

Tramo 1-2 K = 1/5.00 = 0.200

2-3 K = 1/4.20 = 0.238

3-3" K = 1/2.25 = 0.444

b. Coeficientes de Distribución:

$C_{1-2} = 1.000$

$C_{2-1} = 0.456$

$C_{2-3} = 0.544$

$C_{3-2} = 0.350$

$C_{3-3"} = 0.650$

$C_{3"-3} = 1.000$

c. Momentos de Empotramiento Perfecto: $M = K\,q\,l^2$ kg-m

MOMENTOS	K	l	q		
			c.p. = 395	s/c = 250	W = 645
M_1	1/24	5.00	412	260	672
$M_{1-2} = M_{2-1}$	1/12	5.00	825	520	1345
$M_{2-3} = M_{3-2}$	1/12	4.20	580	370	950
$M_{3-3"} = M_{3"-3}$	1/12	2.25	168	106	274
$M_{3"}$	1/24	2.25	84	53	137

d. Distribución de Momentos para las diferentes posiciones de s/c:

VER PLANO N° 8.

e. Momentos Isostáticos: Se han calculado varios valores de los momentos isostáticos para sus correspondientes "x" en cada uno de los tramos.

f. Dibujo del Diagrama: VER PLANO N° 10.

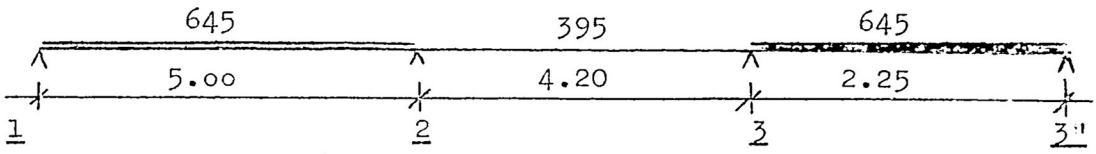
g. Obtención de los Momentos Máximos en las caras de los apoyos y en los tramos:

Apoyo	1	M =	440	kg-m
	2	M =	1230	
	3	M =	600	
	3"	M =	90	
Tramo	1-2	M =	1100	
	2-3	M =	580	
	3-3"	M =	200	

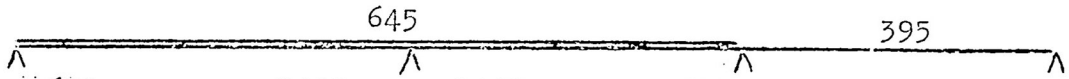
2. CORTES MAXIMOS.

a. Reacciones en los ejes de los apoyos:

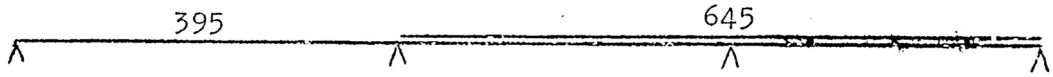
- Apoyos 1 y 3" ; 2 y 3, respectivamente.



M.	672	1250	279	137
R.I.	1620			725
C.H.	-114			-63
R.C.	1506			662



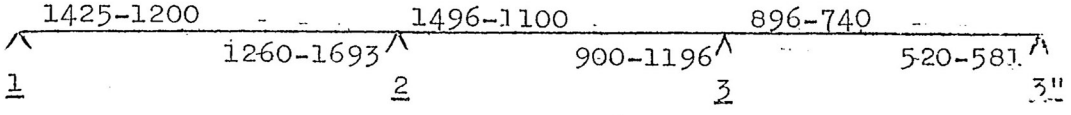
M.	672	1442	1442	531
R.I.		1620	1360	
C.H.		+154	+217	
R.C.		1774	1577	



M.	1051	705	705	137
R.I.		1360	725	
C.H.		- 83	+252	
R.C.		1277	977	

b. Dibujo del Diagrama: VER PLANO N° 10.

c. Obtención de los Cortes Máximos en las caras de los apoyos y en los puntos de inflexión:



3. AREAS DE ACERO.

a. Mínimo: As min = 0.8 = 1 ø 3/8"

b. Negativo:

Apoyo	1	As	= 44,000/51,500	= 0.86 cm^2
	2	As	= 123,000/51,500	= 2.40
	3	As	= 60,000/51,500	= 1.16
	3"	As	= 9,000/51,500	= 0.18

c. Positivo:

Tramo	1-2	As	= 110,000/51,000	= 2.15
	2-3	As	= 58,000/51,000	= 1.14
	3-3"	As	= 20,000/51,000	= 0.39

d. Temperatura: As_t = ø 1/4" a 25 cms.

---oOo---

4. ENSANCHES. Mc = 790 kg-m

a. Por Momentos:

Apoyo	1	M	= 440	NC
	2	M	= 1230	SI
		b_{nec}	= 123,000/7,900 = 20 cms.	
		x	= 40 cms. a c/lado.	
	3	M	= 600	NO
	3"	M	= 90	NO

---oOo---

b. Por Cortes: Vc = 1540 kgs.

Los cortes máximos en todos los apoyos son menores o aproximadamente iguales al Vc, por lo tanto:

NO SE NECESITAN ENSANCHES POR CORTE.

c. Conclusión:

Apoyo 2 $b_{nec.}$ = 20 cms.

x = 40 cms. a c/lado.

---oOo---

5. ADHERENCIA.

a. Acero Negativo:

Apoyo	1	Eo	= 1425/385	= 3.70	cms.
	2	Eo	= 1693/385	= 4.40	
	3	Eo	= 1196/385	= 3.10	
	3"	Eo	= 581/385	= 1.50	

b. Acero Positivo:

Tramo 1-2 Eo = 1260/385 = 3.25
2-3 Eo = 1100/385 = 2.90
3-3" Eo = 740/385 = 1.90

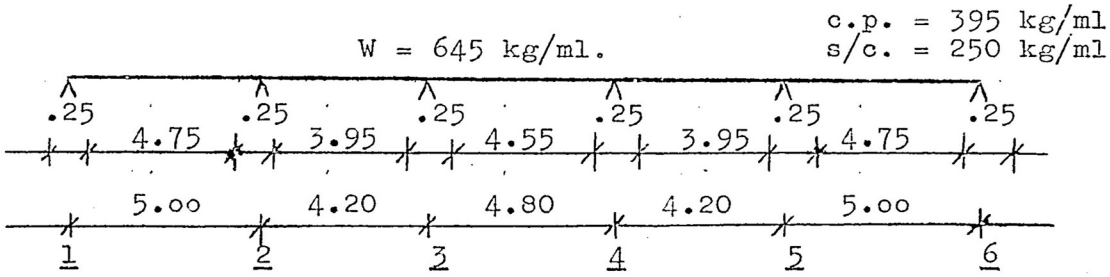
---oOo---

6. COLOCACION DE LA ARMADURA. VER PLANO N° 13.

SITUACION	VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyo 1	1 ∅ 1/2"	1.26 cm^2	4 cms.
2	2 ∅ 1/2"	2.53	8
3	1 ∅ 1/2"	1.26	4
3"	1 ∅ 3/8"	0.71	3
Tramo 1-2	2 ∅ 1/2"	2.53	8
2-3	1 ∅ 1/2"	1.26	4
3-3"	1 ∅ 3/8"	0.71	3

---oOo---

ALIGERADOS 3 E y 2 E



METODO DE COEFICIENTES A. C. I.

1. MOMENTOS MAXIMOS.

a. Negativos:

Apoyos 1 y 6 $M = (1/24)\ 645 \times 4.75^2 = 610$ kg-m

2 y 5 $M = (1/10)\ 645 \times \left(\frac{4.75 + 3.95}{2}\right)^2 = 1220$

3 y 4 $M = (1/11)\ 645 \times \left(\frac{3.95 + 4.55}{2}\right)^2 = 1060$

b. Positivos:

Tramos 1 - 2, 5 - 6 $M = (1/14)\ 645 \times 4.75^2 = 1040$

2 - 3, 4 - 5 $M = (1/16)\ 645 \times 3.95^2 = 630$

3 - 4 $M = (1/16)\ 645 \times 4.55^2 = 840$

2. CORTES MAXIMOS.

a. En las caras de los apoyos:

Apoyos 1 y 6 $V = 0.500 \times 645 \times 4.75 = 1540$ kgs.
2 y 5 $V = 0.575 \times 645 \times 4.75 = 1760$
3 y 4 $V = 0.500 \times 645 \times 4.55 = 1470$

b. En los puntos de inflexión:

- Tramos 1-2 y 5-6

$M = 1/14 \ W \ l'^2$ ..... $a = 0.125 \times 4.75$

$a = 0.595$ mt.

$V = 0.575 \times 645 \times 4.75 - 645 \times 0.595$

$V = 1375$ kgs.

- Tramos 2-3 y 4-5

$M = 1/16 \ W \ l'^2$ ..... $a = 0.150 \times 3.95$

$a = 0.590$ mts.

$V = 0.5 \times 645 \times 3.95 - 645 \times 0.59$

$V = 890$ kgs.

- Tramo 3-4

$M = 1/16 \ W \ l'^2$ ..... $a = 0.150 \times 4.55$

$a = 0.680$ mts.

$V = 0.5 \times 645 \times 4.55 - 645 \times 0.68$

$V = 1030$ kgs.

---oOo---

3. AREAS DE ACERO.

a. Mínimo: As min = 0.8 = 1 ø 3/8"

b. Negativo:
Apoyos 1 y 6 As = 61,000/51,500 = 1.18 cm^2
2 y 5 As = 122,000/51,500 = 2.37
3 y 4 As = 106,000/51,500 = 2.05

c. Positivo:
Tramos 1 - 2, 5 - 6 As = 104,000/51,000 = 2.04
2 - 3, 4 - 5 As = 63,000/51,000 = 1.24
3 - 4 As = 84,000/51,000 = 1.64

d. Temperatura:

As_t = ø 1/4" a 25 cms.

---oOo---

4. ENSANCHES.

a. Por Momentos: Mo = 790 kgm.

Apoyos 1 y 6 M = 610 ..... NO
2 y 5 M = 1220 ..... SI
b_{nec} = 122,000/7,900 = 20 cms.
x = longitud del ensanche.

OBSERVACION:- Anteriormente se ha considerado como l' al tramo de mayor longitud adyacente al apoyo para así estar en el lado de la seguridad, pero también se puede calcular considerando l' al promedio de las luces de los tramos adyacentes al apoyo considerado, o sea la luz de cálculo del momento.

En efecto:

$$x = (4.35/2)\left(1 - \sqrt{\frac{(1/8)645 \times 4.35^2 - (1220 - 790)}{(1/8)\ 645 \times 4.35^2}}\right)$$

x = 40 cms.

Apoyos 3 y 4 M = 1060 ..... SI
b_{nec} = 106,000/7,900 = 20 cms. aprox.

Análogamente:

l' = 4.25

$$x = (4.25/2)\left(1 - \sqrt{\frac{(1/8)\ 645 \times 4.25^2 - (1060 - 790)}{(1/8)\ 645 \times 4.25^2}}\right)$$

x = 40 cms. a c/lado.

b. Por Cortes: Vc = 1,540 kgs.

En todos los apoyos, los cortes máximos son menores o aproximadamente iguales al Vc , por lo tanto:

NO SE NECESITAN ENSANCHES POR CORTE.

c. Conclusión: Apoyos 2, 3, 4 y 5 b_{nec} = 20 cms.
x = 40 cms. a c/lado.

---oOo---

5. ADHERENCIA.

a. Acero Negativo:

Apoyos 1 y 6 Eo = 1540/385 = 4.00 cms.
2 y 5 Eo = 1760/385 = 4.60
3 y 4 Eo = 1470/385 = 3.80

b. Acero Positivo:

Tramos 1-2, 5-6 Eo = 1375/385 = 3.60 cms.

Tramos 2-3, 4-5 Eo = 890/385 = 2.30

Tramo 3-4 Eo = 1030/385 = 2.70

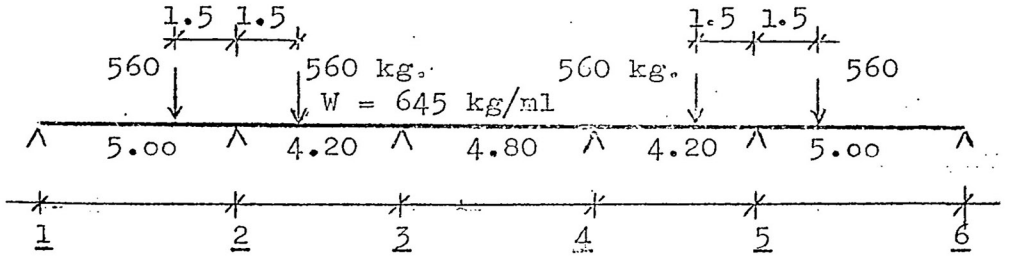
---oOo---

6. COLOCACION DE LA ARMADURA. VER PLANO N° 13.

SITUACION		VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyos	1 y 6	1 ø 1/2"	1.26 cm^2	4 cms.
	2 y 5	2 ø 1/2"	2.53	8
	3 y 4	1 ø 5/8"	1.98	5
Tramos	1 - 2 5 - 6	1 ø 5/8"	1.98	5
	2 - 3 4 - 5	1 ø 1/2"	1.26	4
	3 - 4	1 ø 5/8"	1.98	5

---oOo---

ALIGERADOS 3 F y 2 F



c.p. = 395 kg/ml
s/c. = 250 kg/ml

METODO DE HARDY CROSS

1. MOMENTOS MAXIMOS.

a. Rigideces:

Tramos 1-2 y 5-6 K = 1/5.00 = 0.200

2-3 y 4-5 K = 1/4.20 = 0.238

3-4 K = 1/4.80 = 0.208

OBSERVACION: En la distribución correspondiente de Momentos para las diferentes posiciones de s/c., cuando se calculan los máximos positivos en los tramos del aligerado en cuestión, se puede acudir a una simplificación del Cross, dada la simetría física y de cargas existente. En este caso, las rigideces serán las siguientes:

Tramos 1-2 y 5-6 K = 1/5.00 = 0.200
2-3 y 4-5 K = 1/4.20 = 0.238
3-4 K = $\frac{1}{2}$ (1/4.80) = 0.104

-oOo-

b. Coeficientes de Distribución:

$C_{1-2} = C_{6-5} = 1.000$
$C_{2-1} = C_{5-6} = 0.456$
$C_{2-3} = C_{5-4} = 0.544$
$C_{3-2} = C_{4-5} = 0.535$
$C_{3-4} = C_{4-3} = 0.465$

En el caso descrito anteriormente, o sea, cuando se calculen los máximos positivos en los tramos, los coeficientes de distribu - ción serán los siguientes:

$C_{1-2} = C_{6-5} = 1.000$
$C_{2-1} = C_{5-6} = 0.456$
$C_{2-3} = C_{5-4} = 0.544$
$C_{3-2} = C_{4-5} = 0.695$
$C_{3-4} = C_{4-3} = 0.305$

c. Momentos de Empotramiento Perfecto:

- De Carga Permanente:

$M_1 = M_6 = \frac{1}{2}\left(\frac{395 \times 5^2}{12}\right) + \frac{1}{2}\left(\frac{560 \times 1.5^2 \times 3.5}{5^2}\right) = 500$ kg-m

$M_{1-2} = M_{6-5} = \frac{395 \times 5^2}{12} + \frac{560 \times 1.5^2 \times 3.5}{5^2} = 1001$

$M_{2-1} = M_{5-6} = \frac{395 \times 5^2}{12} + \frac{560 \times 3.5^2 \times 1.5}{5^2} = 1238$

$M_{2-3} = M_{5-4} = \frac{395 \times 4.2^2}{12} + \frac{560 \times 2.7^2 \times 1.5}{4.2^2} = 928$

$M_{3-2} = M_{4-5} = \frac{395 \times 4.2^2}{12} + \frac{560 \times 1.5^2 \times 2.7}{4.2^2} = 774$

$M_{3-4} = M_{4-3} = \frac{395 \times 4.8^2}{12} = 760$

- De Sobre-Carga:

$M_1 = M_6 = (1/24)\ 250 \times 5^2 = 260$

$M_{1-2} = M_{2-1} = M_{5-6} = M_{6-5} = (1/12)\ 250 \times 5^2 = 520$

$M_{2-3} = M_{3-2} = M_{4-5} = M_{5-4} = (1/12)\ 250 \times 4.2^2 = 370$ kg-m

$M_{3-4} = M_{4-3} = (1/12)\ 250 \times 4.8^2 = 480$

- Totales:

$M_1 = M_6 = 500 + 260 = 760$ kg-m

$M_{1-2} = M_{6-5} = 1001 + 520 = 1521$

$M_{2-1} = M_{5-6} = 1238 + 520 = 1758$

$M_{2-3} = M_{5-4} = 928 + 370 = 1298$

$M_{3-2} = M_{4-5} = 774 + 370 = 1144$

$M_{3-4} = M_{4-3} = 760 + 480 = 1240$

---oOo---

d. Distribución de Momentos para las diferentes posiciones de s/c.:

VER PLANO N° 8.

e. Momentos Isostáticos:

Se han calculado varios valores de los momentos isostáticos para sus correspondientes "x" en cada uno de los tramos.

f. Dibujo del Diagrama: VER PLANO N° 10.

g. Obtención de los Momentos Máximos en las caras de los apoyos y en los tramos:

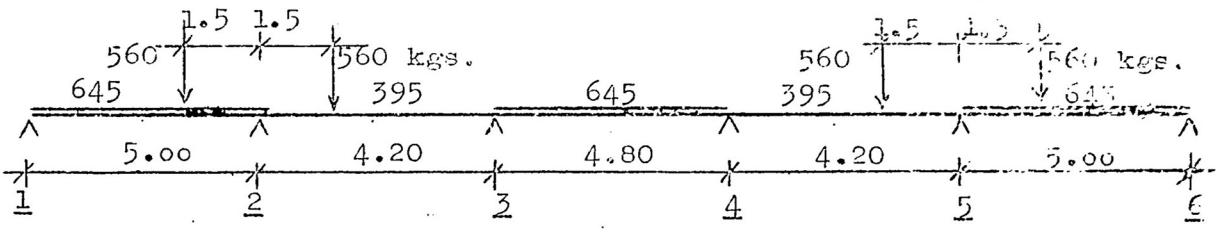
Apoyos	1 y 6	M = 520 kg-m
	2 y 5	M = 1540
	3 y 4	M = 1080
Tramos	1 - 2 5 - 6	M = 1300
	2 - 3 4 - 5	M = 660
	3 - 4	M = 880

---oOo---

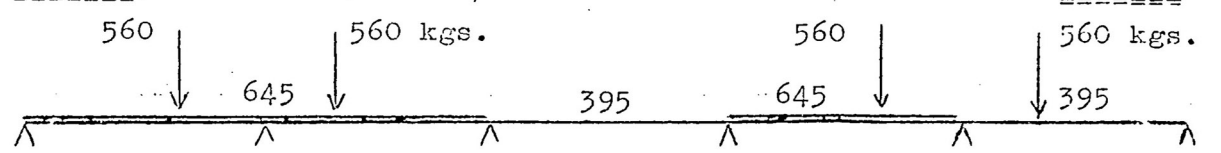
2. CORTES MAXIMOS.

a. Reacciones en los ejes de los apoyos:

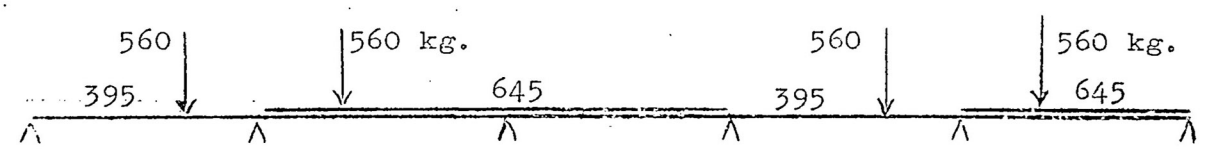
- Apoyos 1 y 6; 2 y 5; 3 y 4, respectivamente.



M.	760	1545				
R.I.	1781					POR SIMETRIA
C.H.	-157					
R.C.	1624					1624



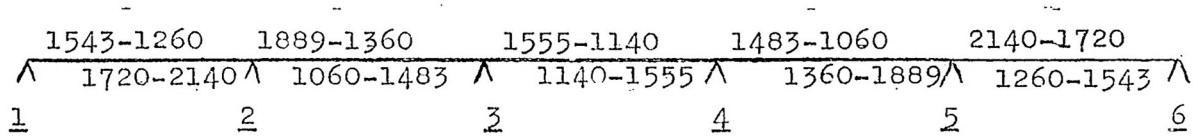
M.	760	1838	1838	775	
R.I.		2005	1718		
C.H.		+216	+252		POR SIMETRIA
R.C.		2221	1970	1970	2221



M.		1372	1278	1278	864
R.I.			1542	1550	
C.H.			- 22	+ 86	POR SIMETRIA
R.C.			1564	1636	1636 1564

b. Dibujo del Diagrama: VER PLANO N° 10.

c. Obtención de los Cortes Máximos en las caras de los apoyos y en los puntos de inflexión:



3. AREAS DE ACERO.

a. Mínimo: As min = 0.8 = 1 Ø 3/8"

b. Negativo:

Apoyos 1 y 6	As	= 52,000/51,500	= 1.01 cm^2
2 y 5	As	= 154,000/51,500	= 2.98
3 y 4	As	= 108,000/51,500	= 2.10

c. Positivo:

Tramos 1 - 2, 5 - 6	As	= 130,000/51,000	= 2.55
2 - 3, 4 - 5	As	= 66,000/51,000	= 1.29
3 - 4	As	= 88,000/51,000	= 1.73

d. Temperatura: As_t = Ø 1/4" a 25 cms.

---oOo---

ENSANCHES.

a. Por Momentos:

Mc = 790 kg-m

Apoyos 1 y 6: M = 520 ..... NO

2 y 5: M = 1540 ..... SI

b_{nec} = 154,000/7,900 = 20 cms.

x = 45 cms.; le damos el largo de 2 ladrillos, o sea:

80 cms. a c/lado.

3 y 4: M = 1080 ..... SI

b_{nec} = 108,000/7,900 = 20 cms.

x = 40 cms. aprox.

b. Por Cortes:

Vc = 1,540 kgs.

Apoyos 1 y 6: V = 1543 ..... NO

2 y 5 (Izquierda): V = 2140 ..... SI

b_{nec} = 2140/154 = 20 cms. aprox.

x = 1.20 mt. aprox.

2 y 5 (Derecha): V = 1889 = aprox. 1540 ..... NO

3 y 4 (Izquierda): V = 1483 ..... NO

3 y 4 (Derecha): V = 1555 ..... NO

c. Conclusión:

Apoyos 2 y 5 b_{nec} = 20 cms.
x = 1.20 mt. (izquierda)
x = 0.80 mt (derecha)

Apoyos 3 y 4 b_{nec} = 20 cms.
x = 40 cms. a c/lado.

---oOo---

5. ADHERENCIA.

a. Acero Negativo:

Apoyos 1 y 6	Eo =	1543/385	=	4.00 cms.
2 y 5	Eo =	2140/385	=	5.50
3 y 4	Eo =	1555/385	=	4.00

b. Acero Positivo:

Tramos 1 - 2 5 - 6	Eo =	1720/385	=	4.45
2 - 3 4 - 5	Eo =	1360/385	=	3.55
3 - 4	Eo =	1140/385	=	3.00

---oOo---

6. COLOCACION DE LA ARMADURA. VER PLANO N° 13.

SITUACION	VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyos 1 y 6	1 Ø 1/2"	1.26 cm^2	4 cms.
2 y 5	1 Ø 1/2" + 1 Ø 5/8"	3.24	9
3 y 4	1 Ø 5/8"	1.98	5
Tramos 1 - 2 5 - 6	2 Ø 1/2"	2.53	8
2 - 3 4 - 5	1 Ø 1/2"	1.26	4
3 - 4	1 Ø 5/8"	1.98	5

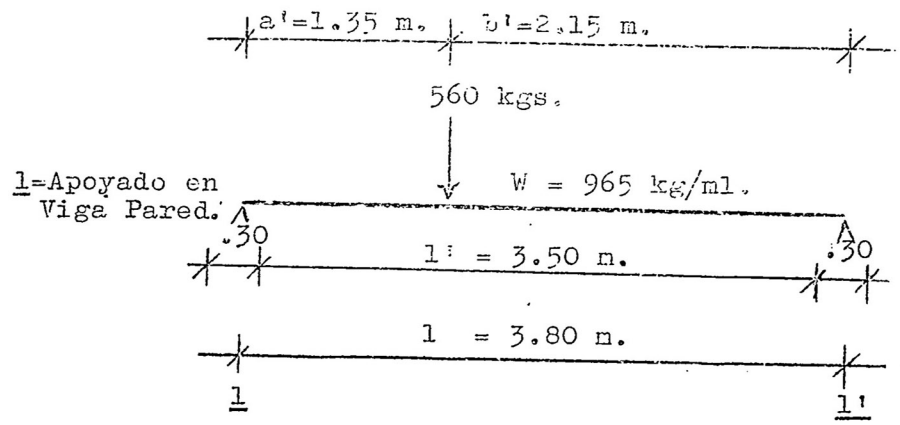
---oOo---

c. ALIGERADOS DEL PRIMER PISO. Son los siguientes:

1 A ; 1 B ; 1 C ; 1 D ; 1 E ; 1 F ; 1 G ; y 1 H.

---oOo---

ALIGERADO 1 A



s/p. = 465 kg/ml.
s/c. = 500 kg/ml.

Nota: El ancho del apoyo 1' es adoptado para los fines del cálculo. NO ES DEFINITIVO.

METODO DE COEFICIENTES A.C.I.

1. MOMENTOS MAXIMOS.

a. Negativos:

Apoyo 1 -

En este caso hacemos la siguiente consideración: Como el apoyo es una Viga Pared, el coeficiente del A.C.I. es 1/16, pero esto es solamente cuando se trata de cargas repartidas. Como ahora tenemos además una carga concentrada, haremos una simple regla de tres para hallar el grado de empotramiento respectivo.

En efecto:

1/12 ---------- 100 % empotramiento perfecto
1/16 ---------- X

X = 75 % del empotramiento perfecto.

Por lo tanto:

$$M_1 = \frac{3}{4}\left(\frac{965 \times 3.5^2}{12}\right) + \frac{3}{4}\left(\frac{560 \times 1.35 \times 2.15^2}{3.5^2}\right) = 948 \text{ kg-m.}$$

Apoyo 1' - Análogamente, obtenemos que el grado de empotramiento cuando el apoyo es una viga, es el 50 % del perfecto. Por lo tanto:

$$M_{1'} = \frac{1}{2}\left(\frac{965 \times 3.5^2}{12}\right) + \frac{1}{2}\left(\frac{560 \times 2.15 \times 1.35^2}{3.5^2}\right) = 580 \text{ kg-m.}$$

b. Positivos:

Tramo 1-1'

Se ha procedido de la siguiente manera:

- Momento isostático de la carga repartida

$$M_{i-w} = (1/8)\ 965 \times 3.5^2 = 1480 \text{ kg-m.} \qquad (x = l'/2)$$

- Momento isostático de la carga concentrada

M_{i-F}= (560 x 1.35 x 2.15)/3.5 = 465 kg-m. (x = 1.35)

- Dibujo del Diagrama (VER PLANO N° 11.)

Colgando los valores de los momentos isostáticos de M y de F de la linea de cierre respectiva, o sea desde los valores de los momentos en los extremos 1 y 1', se obtiene el valor del Momento Positivo Máximo en el tramo considerado.

- Obtención del Momento Máximo Positivo en el tramo

$M_{1-1'}$ = 1060 kg-m.

2. CORTES MAXIMOS.

a. En las caras de los apoyos:

Apoyo 1 C.H.

V = (965 x 3.5)/2 + (560 x 2.15)/3.5 + (948-580)/3.5 = 2127 kg.

Apoyo 1'

V = (965 x 3.5)/2 + (560 x 1.35)/3.5 - (948-580)/3.5 = 1997

b. En los puntos de inflexión:

Tramo 1-1'

V = 1700 kgs. (Del Diagrama respectivo - Ver Plano N° 11.)

---oOo---

3. AREAS DE ACERO.

a. Mínimo: As min = 1.10 = 1 ∅ 1/2"

b. Negativo:

Apoyo 1 As = 94,800/66,500 = 1.42 cm^2

Apoyo 1' As = 58,000/66,500 = 0.88

c. Positivo:

Tramo 1-1' As = 106,000/68,000 = 1.56

d. Temperatura: As_t = ∅ 1/4" a 25 cms.

---oOo---

4. ENSANCHES.

a. Por momentos: Mc = 1,340 kg-m

Apoyo 1 M = 948 ..... NO
1' M = 580 ..... NO

b. Por Cortes: Vc = 2,000 kgs.

Apoyo 1 V = 2,127 ..... NO
1' V = 1,997 ..... NO

c. Conclusión:

NO SE NECESITAN ENSANCHES DE NINGUN TIPO.

---oOo---

5. ADHERENCIA.

a. Acero Negativo:

Apoyo 1 Eo = 2127/500 = 4.25 cms.
1' Eo = 1997/500 = 4.00

b. Acero Positivo:

Tramo 1-1' Eo = 1700/500 = 3.40

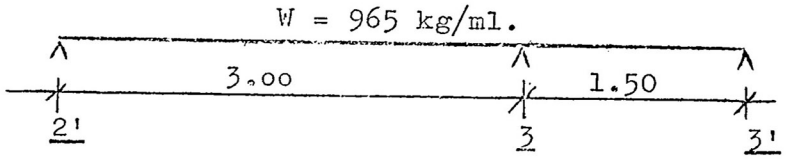
-oOo-

6. COLOCACION DE LA ARMADURA. VER PLANO N° 14.

SITUACION	VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyo 1	2 ∅ 3/8"	1.42 cm^2	6 cms.
1'	2 ∅ 3/8"	1.42	6
Tramo 1-1'	2 ∅ 3/8"	1.42	6

---oOo---

ALIGERADO 1 B



c.p. = 465 kg/ml.
s/c. = 500 kg/ml.

METODO DE HARDY CROSS

1. MOMENTOS MAXIMOS.

a. Rigideces:

Tramo 2'-3 K = 1/3.00 = 0.333
3 -3' K = 1/1.50 = 0.666

b. Coeficientes de Distribución:

$$C_{2'-3} = 1.000$$
$$C_{3-2'} = 0.333$$
$$C_{3-3'} = 0.667$$
$$C_{3'-3} = 1.000$$

c. Momentos de Empotramiento Perfecto: $M = K\ q\ l^2$ kg-m

MOMENTOS	K	l	q		
			c.p. = 465	s/c = 500	W = 965
$M_{2'}$	1/24	3.00	174	188	362
$M_{2'-3} = M_{3-2'}$	1/12	3.00	348	376	724
$M_{3-3'} = M_{3'-3}$	1/12	1.50	88	94	182
$M_{3'}$	1/24	1.50	44	47	91

d. Distribución de Momentos para las diferentes posiciones de s/c.:

VER PLANO N° 8.

e. Momentos Isostáticos: Se han calculado varios valores de los momentos isostáticos para sus correspondientes "x" en cada uno de los tramos.

f. Dibujo del Diagrama: VER PLANO N° 11.

g. Obtención de los Momentos Máximos en las caras de los apoyos y en los tramos:

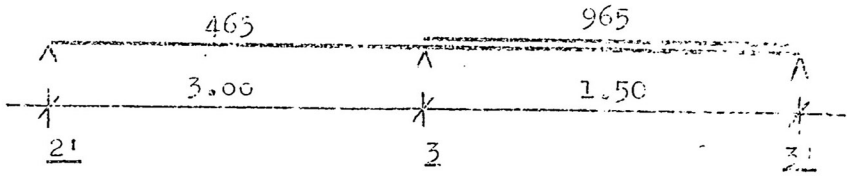
Apoyo	2'	M =	120	kg-m
	3	M =	500	
	3'	M =	60	
Tramo	2'-3	M =	520	
	3 -3'	M =	60	

---oOo---

2. CORTES MAXIMOS.

a. Reacciones en los ejes de los apoyos:

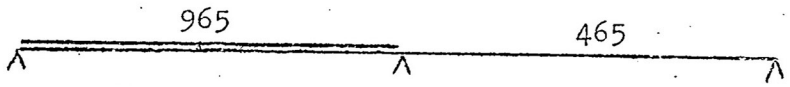
- Apoyos 3', 3 y 2', respectivamente.



M.			338	91
R.I.				-725
C.H.				-164
R.C.				561



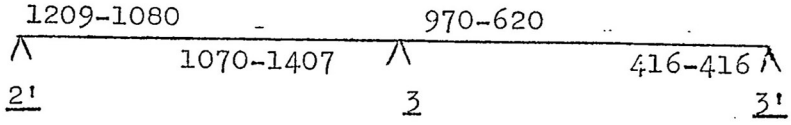
M.	362	678	678	91
R.I.		1447	725	
C.H.		+105	+390	
R.C.		1552	1115	



M.	362	670
R.I.	1447	
C.H.	- 93	
R.C.	1354	

b. Dibujo del Diagrama: VER PLANO N° 11

c. Obtención de los Cortes Máximos en las caras de los apoyos y en los puntos de inflexión:



---oOo---

3. AREAS DE ACERO.

a. Mínimo: As min = 1.10 = 1 ∅ 1/2"

b. Negativo:

Apoyo 2' As = 12,000/66,500 = 0.18 cm^2

3 As = 50,000/66,500 = 0.75

3' As = 6,000/66,500 = 0.09

c. Positivo:

Tramo 2'-3 As = 52,000/68,000 = 0.77 cm^2

3 -3' As = 6,000/68,000 = 0.08

d. Temperatura:

As_t = ∅ 1/4" a 25 cms.

---oOo---

4. ENSANCHES.

a. Por Momentos: Mc = 1,340 kg-m

Los momentos en los apoyos son menores que el Mc, por lo tanto:

NO SE NECESITAN ENSANCHES POR MOMENTOS.

b. Por Cortes: Vc = 2,000 kgs.

Los cortes en los apoyos son menores que el Vc, por lo tanto:

NO SE NECESITAN ENSANCHES POR CORTES.

c. Conclusión: NO SE NECESITAN ENSANCHES DE NINGUN TIPO.

---oOo---

5. ADHERENCIA.

a. Acero Negativo:

Apoyo 2' Eo = 1209/500 = 2.40 cms.

3 Eo = 1407/500 = 2.80

3' Eo = 416/500 = 0.80

b. Acero Positivo:

Tramo 2'-3 Eo = 1080/500 = 2.16

3 -3' Eo = 620/500 = 1.24

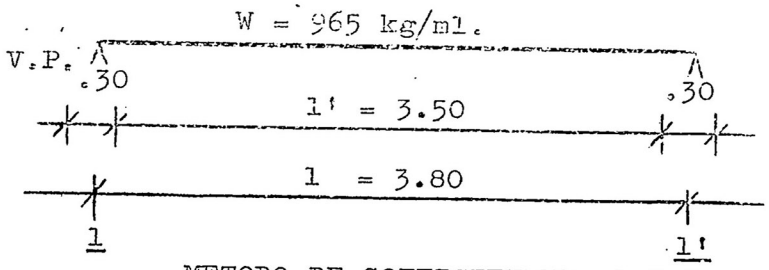
---oOo---

6. COLOCACION DE LA ARMADURA. VER PLANO N° 14.

SITUACION	VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyo 2'	1 ∅ 1/2"	1.26 cm^2	4 cms.
3	1 ∅ 1/2"	1.26	4
3'	1 ∅ 1/2"	1.26	4
Tramo 2'-3	1 ∅ 1/2"	1.26	4
3 -3'	1 ∅ 1/2"	1.26	4

---oOo---

ALIGERADO 1 C



c.p. = 465 kg/ml.
s/c. = 500 kg/ml.

Nota: Los anchos de los apoyos son adoptados. No son definitivos.

METODO DE COEFICIENTES A.C.I.

1. MOMENTOS MAXIMOS.

   a. Negativos:

   Apoyo 1 (Viga Pared) $M = (1/16)\ 965 \times 3.5^2 = 740$ kg-m.

   Apoyo 1' (Viga Secundaria) $M = (1/24)\ 965 \times 3.5^2 = 495$

   b. Positivo:

   Tramo 1-1' (mayor de 3m.) $M = (1/10)\ 965 \times 3.5^2 = 1180$

---oOo---

2. CORTES MAXIMOS.

   a. En las caras de los apoyos:

   Apoyos 1 y 1' $V = (1/2)\ 965 \times 3.5 = 1690$ kg.

---oOo---

   b. En los puntos de inflexión:

   Tramo 1-1' $M = 1/10\ W\ 1'^2$ ..... $a = 0.05 \times 3.5$

   $a = 0.175$ mt.

   $V = (1/2)\ 965 \times 3.5 - 965 \times 0.175$

   $V = 1520$ kgs.

---oOo---

3. AREAS DE ACERO.

   a. Mínimo: $As\ min = 1.10 = 1\ \phi\ 1/2"$

   b. Negativo:

   Apoyo 1 $As = 74{,}000/66{,}500 = 1.12\ cm^2$

   1' $As = 49{,}500/66{,}500 = 0.74$

   c. Positivo:

   Tramo 1-1' $As = 118{,}000/68{,}000 = 1.74$

   d. Temperatura: $As_t = \phi\ 1/4"$ a 25 cms.

---oOo---

4. ENSANCHES.

a. Por Momentos: Mo = 1.340 kg-m

Los momentos en los apoyos son menores que el Mo, por lo tanto NO SE NECESITAN ENSANCHES POR MOMENTOS.

b. Por Cortes: Vc = 2,000 kgs.

Los Cortes en los apoyos son menores que el Vc, por lo tanto NO SE NECESITAN ENSANCHES POR CORTES.

c. Conclusión:

NO SE NECESITAN ENSANCHES DE NINGUN TIPO.

5. ADHERENCIA.

a. Acero Negativo:

Apoyos 1 y 1' Eo = 1690/500 = 3.38 cm^2

b. Acero Positivo:

Tramo 1 - 1' Eo = 1520/500 = 3.04

---oOo---

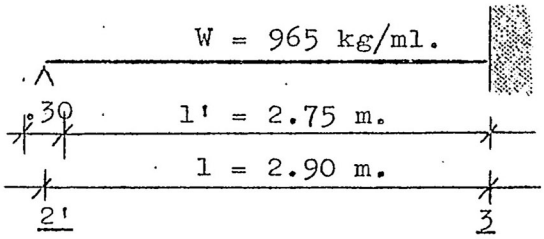
6. COLOCACION DE LA ARMADURA. VER PLANO N° 14.

SITUACION	VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyos 1 y 1'	1 ∅ 5/8"	1.98 cm^2	5 cms.
Tramo 1 - 1'	1 ∅ 5/8"	1.98	5

---oOo---

ALIGERADO 1 D

c.p. = 465 kg/ml
s/c. = 500 kg/ml



NOTA:- El ancho del apoyo es adoptado para los fines del cálculo. NO ES DEFINITIVO.-

METODOS: COEFICIENTES A.C.I. - RESISTENCIA DE MATERIALES

1. MOMENTOS MAXIMOS.

a. Negativos:

- En los ejes de los apoyos:

Apoyo 2' M = (1/24) 965 x 2.9^2 = 336 kg-m.
3 M = (1/ 8) 965 x 2.9^2 = 1008

- En las caras de los apoyos: (DEL DIAGRAMA RESPECTIVO - PLANO N° 11)

Apoyo 2' M = 200 kg-m
3 M = 1008 kg-m. (Empotramiento).

b. Positivo:

Tramo 2'-3

Se procede de la siguiente manera:

- Momento isostático en el centro del tramo:

M_i = (1/8) 965 x 2.9^2 = 1008 kg-m.

- Momentos isostáticos para valores intermedios en el tramo: Se han calculado varios con el objeto de precisar mejor el diagrama.
- Dibujo del Diagrama: VER PLANO N° 11.
- Obtención del Momento Máximo Positivo en el tramo:

(+) $M_{2'-3}$ = 350 kg-m.

---oOo---

2. CORTES MAXIMOS.

a. En los ejes de los apoyos: C.H.

Apoyo 2' $V = (965 \times 2.9)/2 - \frac{1008-336}{2.9}$ = 1168 kgs.
3 $V = (965 \times 2.9)/2 + \frac{1008-336}{2.9}$ = 1632 kgs.

b. En las caras de los apoyos: DEL DIAGRAMA RESPECTIVO.

VER PLANO N° 11.

Apoyo 2' V = 1023 kgs.
3 V = 1632 kgs. (Empotramiento).

c. En los puntos de inflexión: DEL DIAGRAMA RESPECTIVO.

VER PLANO N° 11.

Tramo 2'-3: V = 880 kgs. (Tomando el máximo de los dos valores de los P. de I.)

---oOo---

3. AREAS DE ACERO.

a. Mínimo: As min = 1.10 = 1 ∅ 1/2"

b. Negativo:

Apoyo 2' As = 20,000/66,500 = 0.30 cm^2

3 As = 100,800/66,500 = 1.50

c. Positivo:

Tramo 2'-3 As = 35,000/68,000 = 0.51 cm^2

d. Temperatura: As_t = Ø 1/4" a 25 cms.

---oOo---

4. ENSANCHES.

a. Por Momentos: Mc = 1,340 kg-m

Los momentos en los apoyos son menores que el Mc, por lo tanto:

NO SE NECESITAN ENSANCHES POR MOMENTOS.

b. Por Cortes: Vc = 2,000 kgs.

Los cortes en los apoyos son menores que el Vc, por lo tanto:

NO SE NECESITAN ENSANCHES POR CORTES.

c. Conclusión:

NO SE NECESITAN ENSANCHES DE NINGUN TIPO.

---oOo---

5. ADHERENCIA.

a. Acero Negativo:

Apoyo 2' Eo = 1023/500 = 2.04 cms.

3 Eo = 1632/500 = 3.26

b. Acero Positivo:

Tramo 2'-3 Eo = 880/500 = 1.76

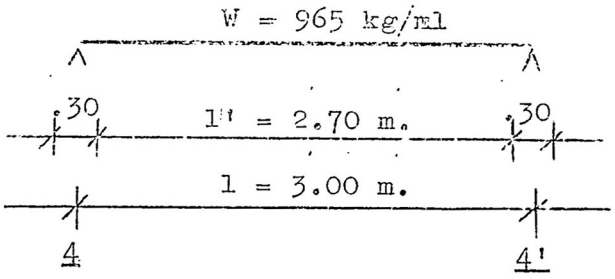
---oOo---

6. COLOCACION DE LA ARMADURA. VER PLANO N° 14.

SITUACION	VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyo 2'	1 Ø 1/2"	1.26 cm^2	4 cms.
3	1 Ø 5/8"	1.98	5
Tramo 2'-3	1 Ø 1/2"	1.26	4

---oOo---

ALIGERADO 1 E



c.p. = 465 kg/ml.
s/c. = 500 kg/ml

NOTA: Los anchos de los apoyos son adoptados para los fines del cálculo. NO SON DEFINITIVOS.

METODO DE COEFICIENTES A.C.I.

1. MOMENTOS MAXIMOS.

   a. Negativos:

   Apoyos 4 y 4' (Luz menor de 3.00 mts.)

   $M = (1/12)\ 965 \times 2.7^2 = 590$ kg-m.

   b. Positivo: (Luz menor de 3.00 mts.)

   Tramo 4-4'

   $M = (1/12)\ 965 \times 2.7^2 = 590$ kg-m.

---oOo---

2. CORTES MAXIMOS.

   a. En las caras de los apoyos:

   Apoyos 4 y 4' $V = (1/2)\ 965 \times 2.7 = 1{,}300$ kgs.

   b. En los puntos de inflexión:

   Tramo 4 - 4' $M = 1/12\ W\ l'^2$ ..... $a = 0.09 \times 2.70$

   $a = 0.243$ mt.

   $V = (1/2)\ 965 \times 2.7 - 965 \times 0.243$

   $V = 1065$ kgs.

---oOo---

3. AREAS DE ACERO.

   a. Mínimo: As min = 1.10 = 1 ∅ 1/2"

   b. Negativo:

   Apoyos 4 y 4' As = 59,000/66,500 = 0.88 cm^2

   c. Positivo:

   Tramo 4 - 4' As = 59,000/68,000 = 0.87

   d. Temperatura: As_t = ∅ 1/4" a 25 cms.

---oOo---

4. ENSANCHES.

a. Por Momentos: Mc = 1,345 kg-m

Los momentos en los apoyos son menores que el Mc, por lo tanto:

NO SE NECESITAN ENSANCHES POR MOMENTOS.

b. Por Cortes: Vc = 2,000 kgs.

Los cortes en los apoyos son menores que el Vc, por lo tanto:

NO SE NECESITAN ENSANCHES POR CORTES.

c. Conclusión: NO SE NECESITAN ENSANCHES DE NINGUN TIPO.

---oOo---

5. ADHERENCIA.

a. Acero Negativo:

Apoyos 4 y 4' Eo = 1300/500 = 2.60 cms.

b. Acero Positivo:

Tramo 4 - 4' Eo = 1065/500 = 2.12

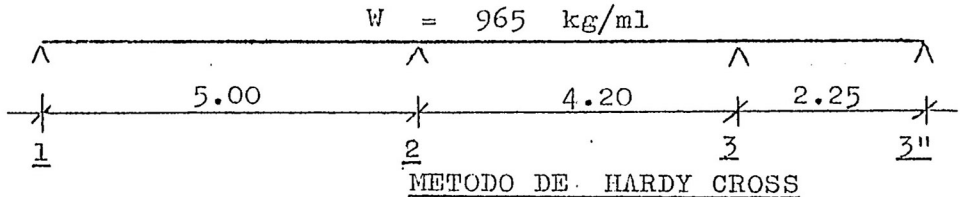
---oOo---

6. COLOCACION DE LA ARMADURA. VER PLANO N° 14.

SITUACION	VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyos 4 y 4'	1 ∅ 1/2"	1.26 cm^2	4 cms.
Tramo 4 - 4'	1 ∅ 1/2"	1.26	4

---oOo---

ALIGERADO 1 F



c.p. = 465 k/m.
s/c. = 500 k/m.

METODO DE HARDY CROSS

1. MOMENTOS MAXIMOS.

a. Rigideces:

Tramo 1-2 K = 1/5.00 = 0.200

2-3 K = 1/4.20 = 0.238

3-3" K = 1/2.25 = 0.444

b. Coeficientes de Distribución:

$C_{1-2} = 1.000$

$C_{2-1} = 0.456$

$C_{2-3} = 0.544$

$C_{3-2} = 0.350$

$C_{3-3''} = 0.650$

$C_{3''-3} = 1.000$

c. Momentos de Empotramiento Perfecto: $M = K\,q\,l^2$ kg-m

MOMENTOS	K	l	q		
			c.p. = 465	s/c = 500	W = 965
M_1	1/16	5.00	485	520	1005
$M_{1-2} = M_{2-1}$	1/12	5.00	970	1040	2010
$M_{2-3} = M_{3-2}$	1/12	4.20	680	735	1415
$M_{3-3''} = M_{3''-3}$	1/12	2.25	196	210	406
$M_{3''}$	1/24	2.25	98	105	203

d. Distribución de Momentos para las diferentes posiciones de s/c.:

VER PLANO N° 8.

e. Momentos Isostáticos:

Se han calculado varios valores de los momentos isostáticos para sus correspondientes "x" en cada uno de los tramos.

f. Dibujo del Diagrama: VER PLANO N° 11.

g. Obtención de los Momentos Máximos en las caras de los apoyos y en los tramos:

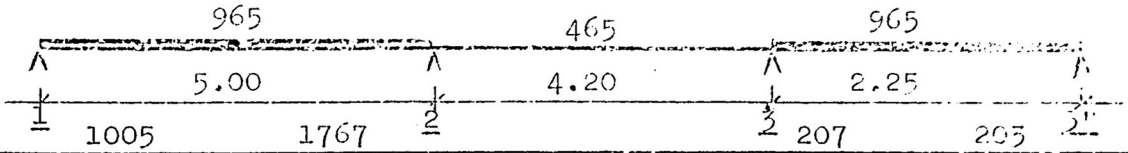
Apoyo	1	M	=	560 kg-m.
	2	M	=	1780
	3	M	=	880
	3''	M	=	140
Tramo	1-2	M	=	1640
	2-3	M	=	900
	3-3''	M	=	380

---oOo---

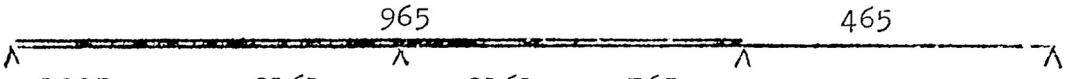
2. CORTES MAXIMOS.

a. Reacciones en los ejes de los apoyos:

- Apoyos 1 y 3"; 2; y 3, respectivamente.



M.	1005	1767	2	3	207	203
R.I.	2400					1090
C.H.	-152					- 29
R.C.	2248					1061



M.	1005	2161	2161	765
R.I.		2400	2030	
C.H.		+231	+335	
R.C.		2631	2365	

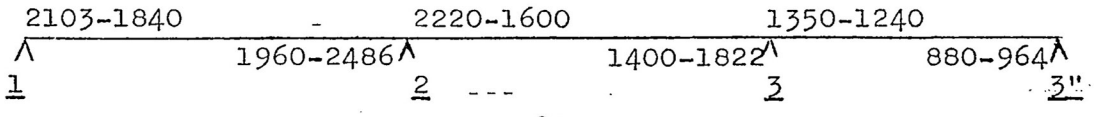


M.		1374	1111	1111	203
R.I.			2030	1090	
C.E.			- 63	+405	
R.C.			1967	1495	

b. Dibujo del Diagrama: VER PLANO N° 11.

c. Obtención de los Cortes Máximos en las Caras de los Apoyos y en los puntos de inflexión:

(VALORES OBTENIDOS DEL DIAGRAMA)



---oOo---

3. ARTAS DE ACERO.

a. Mínimo: As min = 1.10 = 1 ∅ 1/2"

b. Negativo:

Apoyo	1	As	= 56,000/66,500	= 0.84	cm^2
	2	As	= 178,000/66,500	= 2.68	
	3	As	= 88,000/66,500	= 1.33	
	3"	As	= 14,000/66,500	= 0.21	

c. Positivo:

Tramo	1-2	As	= 164,000/68,000	= 2.40
	2-3	As	= 90,000/68,000	= 1.30
	3-3"	As	= 38,000/68,000	= 0.56

d. Temperatura: As_t = ∅ 1/4" a 25 cms.

----oOo----

4. ENSANCHES.

a. Por Momentos: Mc = 1,340 kg-m

Apoyo 1	M	= 560	NO
2	M	= 1780	SI
	b_{nec}	= 178,000/13,400 = 20 cms. aprox.	
	x	= 40 cms. a c/lado.	
3	M	= 280	NO
3"	M	= 140	NO

----oOo----

b. Por Cortes: Vc = 2,000 kgs.

Los cortes en los apoyos son menores o aproximadamente iguales al Vc, por lo tanto:

NO SE NECESITAN ENSANCHES POR CORTES.

c. Conclusión:

Apoyo 2	b_{nec}	= 20 cms.
	x	= 40 cms. a c/lado.

----oOo----

5. ADHERENCIA.

a. Acero Negativo:

Apoyo 1	Mo	= 2103/500	= 4.20	cms.
2	Mo	= 2486/500	= 5.00	
3	Mo	= 1822/500	= 3.60	
3"	Mo	= 964/500	= 1.90	

b. Acero Positivo:

Tramo 1-2	Mo	= 1950/500	= 3.90
2-3	Mo	= 1600/500	= 3.20
3-3"	Mo	= 1240/500	= 2.50

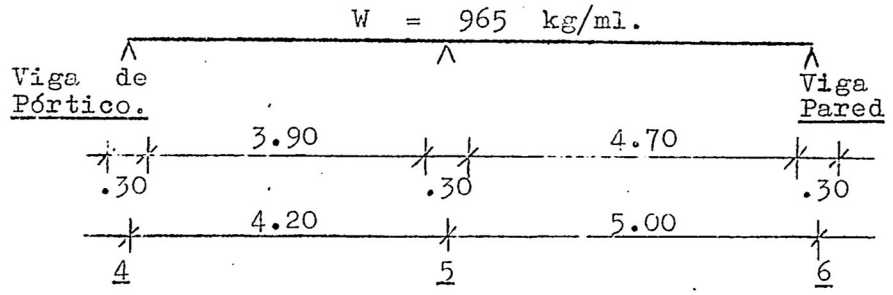
----oOo----

6. COLOCACION DE LA ARMADURA. VER PLANO Nº 14.

SITUACION	VARILLA	AREA	EMPOTRE
Apoyo 1	1 ø 1/2"	1.26 cm^2	4 cms.
2	2 ø 1/2"	2.53	8
3	2 ø 3/8"	1.42	6
3"	1 ø 1/2"	1.26	4
Tramo 1-2	2 ø 1/2"	2.53	8
2-3	1 ø 1/2"	1.26	4
3-3"	1 ø 1/2"	1.26	4

---oOo---

ALIGERADO 1 G



c.p. = 465 kg/ml
s/c. = 500 kg/ml

NOTA: Los anchos de los apoyos son adoptados para los fines del cálculo. NO SON DEFINITIVOS.

METODO DE COEFICIENTES A.C.I.

1. MOMENTOS MAXIMOS.

a. Negativos:

Apoyo 4 M = (1/24) 965 x 3.9^2 = 610 kg-m

5 M = (1/ 9) 965 x $(\frac{4.70 + 3.90}{2})^2$ = 1980

6 M = (1/16) 965 x 4.7^2 = 1340

b. Positivos:

Tramo 4-5 M = (1/14) 965 x 3.9^2 = 1050

5-6 M = (1/14) 965 x 4.7^2 = 1520

2. CORTES MAXIMOS.

a. En las caras de los apoyos:

Apoyo 4 V = 0.500 x 965 x 3.9 = 1880 kgs.

5 (izq.) V = 0.575 x 965 x 3.9 = 2100

5 (der.) V = 0.575 x 965 x 4.7 = 2600

6 V = 0.500 x 965 x 4.7 = 2250

---oOo---

b. En los puntos de inflexión:

Tramo 4-5 $M = 1/14\ W\ l'^2$ ..... $a = 0.125 \times 3.9$

$a = 0.490$ mt.

$V = 0.575 \times 965 \times 3.9 - 965 \times 0.49$

$V = 1680$ kgs.

Tramo 5-6 $M = 1/14\ W\ l'^2$ ..... $a = 0.125 \times 4.7$

$a = 0.59$ mt.

$V = 0.575 \times 965 \times 4.7 - 965 \times 0.59$

$V = 2030$ kgs.

---oOo---

3. AREAS DE ACERO.

a. Mínimo: As min= 1.10 = 1 Ø 1/2"

b. Negativo:

Apoyo 4	As	= 61,000/66,500	= 0.92	cm^2
5	As	= 198,000/66,500	= 2.98	
6	As	= 134,000/66,500	= 1.38	

c. Positivo:

Tramo 4-5	As	= 105,000/68,000	= 1.55	
5-6	As	= 152,000/68,000	= 2.24	

d. Temperatura: As_t = Ø 1/4" a 25 cms.

4. ENSANCHES.

a. Por Momentos: Mc = 1,340 kg-m.

Apoyo 4 M = 610 ..... NO

5 M = 1,980 ..... SI

b_{nec} = 198,000/13,400 = 20 cms. aprox.

x = longitud del ensanche.

$$x = (4.30/2)\left(1 - \sqrt{\frac{(1/8)\ 965 \times 4.3^2 - (1980 - 1340)}{(1/8)\ 965 \times 4.3^2}}\right)$$

x = 40 cms. aprox. a c/lado.

Apoyo 6 M = 1,340 ..... NO

b. Por Cortes: Vc = 2,000 kgs.

Apoyo 4	V	= 1,880	.....	NO
5 (Izq.)	V	= 2,100	.....	NO
5 (Der.)	V	= 2,600	.....	SI

b_{nec} = 2,600/200 = 20 cms. aprox.

x = (2600-2000)/965

x = 30 cms. aprox.

Apoyo 6 V = 2,250 ..... NO

c. Conclusión: Apoyo 5 b_{nec} = 20 cms.

x = 40 cms. (izquierda)

x = 80 cms. (derecha)

---oOo---

5. ADHERENCIA.

a. Acero Negativo:

Apoyo 4	Eo	=	1880/500	=	3.76 cms.
5	Eo	=	2600/500	=	5.20
6	Eo	=	2250/500	=	4.00

b. Acero Positivo:

Tramo 4-5	Eo	=	1680/500	=	3.36
5-6	Eo	=	2030/500	=	4.06

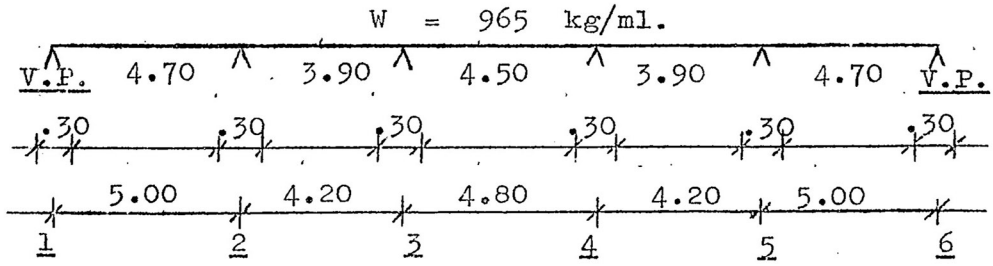
---oOo---

6. COLOCACION DE LA ARMADURA. VER PLANO N° 14.

SITUACION	VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyo 4	2 Ø 3/8"	1.42 cm^2	6 cms.
5	1 Ø 3/8" + 1 Ø 5/8"	2.69	8
6	1 Ø 1/2"	1.26	4
Tramo 4-5	2 Ø 3/8"	1.42	6
5-6	2 Ø 1/2"	2.53	8

---oOo---

ALIGERADO 1 H



c.p. = 465 kg/ml
s/c. = 500 kg/ml

NOTA:- Los anchos de los apoyos son adoptados para los fines del cálculo. NO SON DEFINITIVOS.

METODO DE COEFICIENTES A.C.I.

1. MOMENTOS MAXIMOS.

a. Negativos:

Apoyos 1 y 6 $M = (1/16)\ 965 \times 4.7^2 = 1340$ kg-m.

2 y 5 $M = (1/10)\ 965 \times \left(\frac{4.7 + 3.9}{2}\right)^2 = 1780$

3 y 4 $M = (1/11)\ 965 \times \left(\frac{4.5 + 3.9}{2}\right)^2 = 1540$

b. Positivos:

Tramos 1-2
5-6 $M = (1/14)\ 965 \times 4.7^2 = 1520$

2-3
4-5 $M = (1/16)\ 965 \times 3.9^2 = 920$

3-4 $M = (1/16)\ 965 \times 4.5^2 = 1220$

---oOo---

2. CORTES MAXIMOS.

a. En las caras de los apoyos:

Apoyos 1 y 6 $V = 0.500 \times 965 \times 4.7 = 2250$ kgs.

2 (tramo 1-2) y 5 (tramo 5-6) $V = 0.575 \times 965 \times 4.7 = 2600$ kgs.

2 (tramo 2-3) y 5 (tramo 4-5) $V = 0.500 \times 965 \times 3.9 = 1880$ kgs.

3 (tramo 3-4) y 4 (tramo 3-4) $V = 0.500 \times 965 \times 4.5 = 2180$ kgs.

3 (tramo 2-3) y 4 (tramo 4-5) $V = 0.500 \times 965 \times 3.9 = 1880$ kgs.

b. En los puntos de inflexión:

Tramos 1-2
5-6 $M = (1/14)\ W\ l'^2$ ..... $a = 0.125 \times 4.7$

$a = 0.590$ mt.

$V = 0.575 \times 965 \times 4.7 - 965 \times 0.59$

$V = 2030$ kgs.

2-3
4-5 $M = (1/16)\ W\ l'^2$ ..... $a = 0.15 \times 3.9$

$a = 0.585$ mt.

$V = 0.5 \times 965 \times 3.9 - 965 \times 0.585$

$V = 1315$ kgs.

3-4 $M = (1/16)\ W\ l'^2$ ..... $a = 0.15 \times 4.5$

$a = 0.675$ mt.

$V = 0.5 \times 965 \times 4.5 - 965 \times 0.675$

$V = 1530$ kgs.

3. AREAS DE ACERO.

a. Mínimo: As min = 1.10 = 1 ∅ 1/2"

b. Negativo:

Apoyos 1 y 6 As = 134,000/66,500 = 1.38 cm^2

2 y 5 As = 178,000/66,500 = 2.68

3 y 4 As = 154,000/66,500 = 2.32

c. Positivo:

Tramos 1 - 2, 5 - 6 As = 152,000/68,000 = 2.24

2 - 3, 4 - 5 As = 92,000/68,000 = 1.35

3 - 4 As = 122,000/68,000 = 1.79

d. Temperatura: As_t = ∅ 1/4" a 25 cms.

---oOo---

4. ENSANCHES.

a. Por Momentos: Mc = 1,340 kg-m.

Apoyos 1 y 6 M = 1,340 ..... NO

2 y 5 M = 1,780 ..... SI

b_{nec} = 178,000/13,400 = 20 cms. aprox.

x = longitud de ensanche.

$$x = (4.30/2)\left(1 - \sqrt{\frac{(1/8)\ 965 \times 4.3^2 - (1780 - 1340)}{(1/8)\ 965 \times 4.3^2}}\right)$$

x = 40 cms. aprox. a c/lado.

Apoyos 3 y 4 M = 1,540 ..... NO

b. Por Cortes: Vc = 2000 kgs.

Apoyos 1 y 6 V = 2250 ..... NO

2 (tramo 1-2) y 5 (tramo 5-6) V = 2600 ..... SI

b_{nec} = 2600/200 = 20 cms. aprox.

x = (2600 - 2000)/965

x = 80 cms. aprox.

2 (tramo 2-3) y 5 (tramo 4-5) V = 1880 ..... NO

3 (tramo 3-4) y 4 (tramo 3-4) V = 2180 ..... NO

3 (tramo 2-3) y 4 (tramo 4-5) V = 1880 ..... NO

c. Conclusión:

Apoyo 2 b_{nec} = 20 cms.

x = 80 cms. (izquierda)

x = 40 cms. (derecha)

Apoyo 5 b_{nec} = 20 cms.

x = 40 cms. (izquierda)

x = 80 cms. (derecha)

---oOo---

5. ADHERENCIA.

a. Acero Negativo:

Apoyos 1 y 6	Eo	= 2250/500	=	4.00 cms.
2 y 5	Eo	= 2600/500	=	5.20
3 y 4	Eo	= 2180/500	=	4.36

b. Acero Positivo:

Tramos 1 - 2 5 - 6	Eo	= 2030/500	=	4.06
2 - 3 4 - 5	Eo	= 1315/500	=	2.62
3 - 4	Eo	= 1530/500	=	3.60

---oOo---

6. COLOCACION DE LA ARMADURA. VER PLANO N° 14.

SITUACION	VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyos 1 y 6	1 ∅ 1/2"	1.26 cm^2	4 cms.
2 y 5	2 ∅ 1/2"	2.53	8
3 y 4	2 ∅ 1/2"	2.53	8
Tramos 1 - 2 5 - 6	2 ∅ 1/2"	2.53	8
2 - 3 4 - 5	2 ∅ 3/8"	1.42	6
3 - 4	1 ∅ 3/8" + 1 ∅ 1/2"	1.97	7

---oOo---

RECOMENDACIONES PARA LA EJECUCION EN OBRA.

- El llenado debe realizarse en forma simultánea para el ala y el alma de las viguetas para de esta manera formar un conjunto monolítico.
- Cuando deba pararse el vaceado por motivos de fuerza mayor, o por ser la hora avanzada, se hará en el centro de la luz, o sea en donde el esfuerzo de corte es nulo; ésto es cuando las juntas son normales a las viguetas. En caso de ser paralelas, se para en el centro de dos viguetas.

- Para que los fierros tengan su recubrimiento perfecto, deberán colocarse unos estribos de montaje en forma de "U" cada cierto trecho.

---oOo---

CAPITULO III

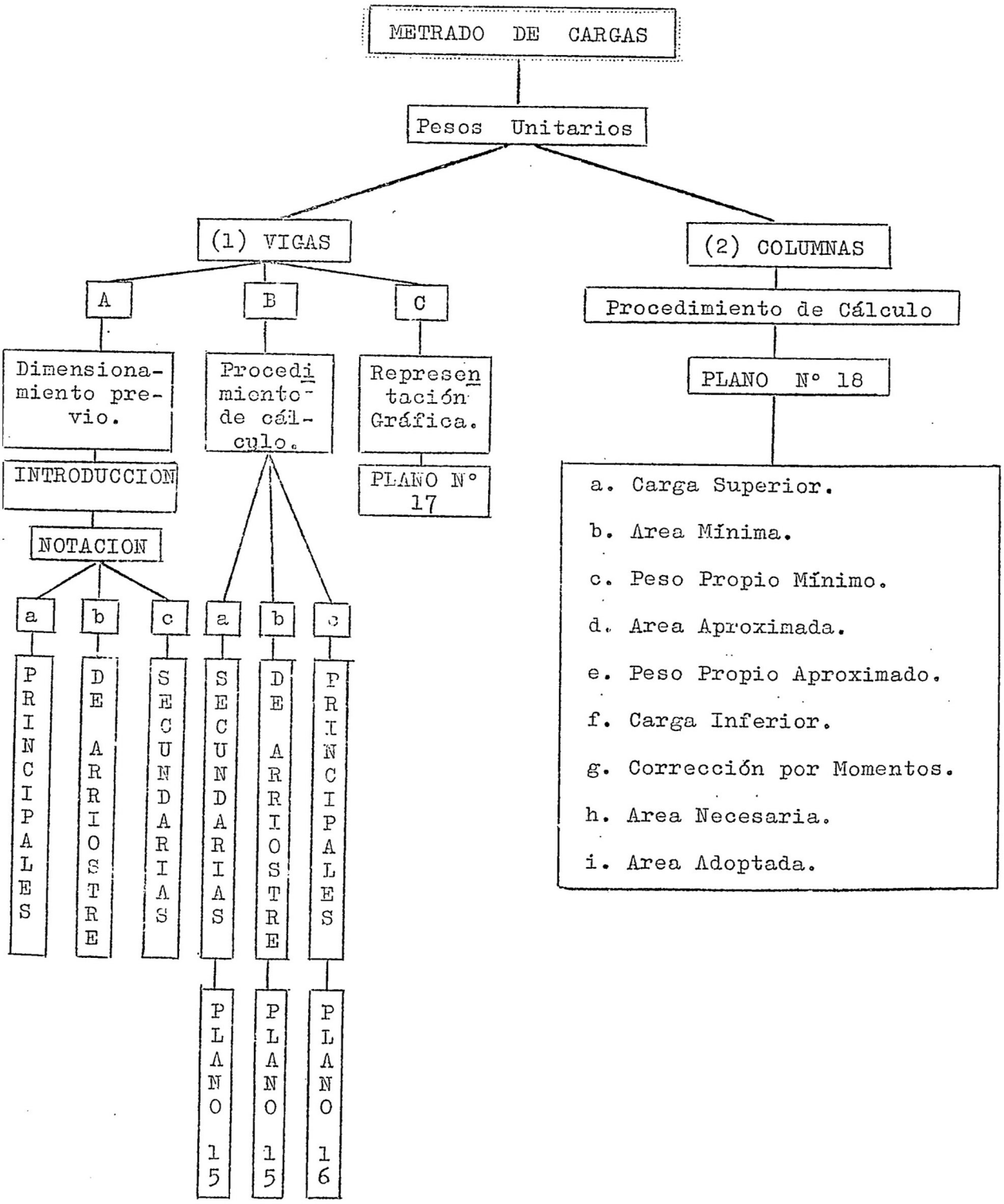
METRADO DE CARGAS

CAPITULO III

METRADO DE CARGAS

Cuadro Sinóptico

--oOo--



METRADO DE CARGAS

Desarrollo del Cuadro Sinóptico

-oOo-

PESOS UNITARIOS

	Concreto Armado	2,400 kg/m^3
(x)	Aligerados de 17 cms.	460 kg/m^2
(x)	Aligerados de 20 cms.	645 kg/m^2
(x)	Aligerados de 25 cms.	965 kg/m^2
	Muros de ladrillo de cabeza	500 kg/m^2
	Muros de ladrillo de soga	200 kg/m^2
(x)	Escaleras	1,000 kg/m^2
	Ventanas de aluminio	30 kg/m^2

-oOo-

(x) En estos totales se encuentra la carga permanente más la s/c. de este edificio.

---oOo---

(1) V I G A S

A. DIMENSIONAMIENTO PREVIO.

Introducción:- Las dimensiones adoptadas solamente tienen efecto para el Metrado de Cargas.

Para que adquieran el carácter de DEFINITIVAS habrá que realizar el Análisis de Pórticos correspondiente, si se trata de Vigas Principales, ó el Diseño respectivo, si se trata de Vigas de Arriostre o Secundarias, y apreciar si darán una solución aceptable. En caso contrario se deberán tomar otras secciones que se crean más convenientes.

Notación:-

h = altura o peralte de la viga.
b = base de la viga.
l = luz de la viga.

-oOo-

a. VIGAS PRINCIPALES.

Criterio Práctico ..... h = 1/10 a 1/12 de la luz.
b = h/2

Por lo tanto: Para ..... l = 5.00 m. ..... b x h = 25 x 50

Ahora bien: Debido a que las s/c en los diferentes niveles van creciendo en la forma siguiente:

NIVEL + 12 ..... s/c =100 kg/m^2
NIVEL + 9 ..... s/c =250
NIVEL + 6 ..... s/c =250
NIVEL + 3 ..... s/c =500

se ha adoptado:

NIVEL + 12 ..... b x h = 25 x 50 cm^2
NIVEL + 9 ..... b x h = 25 x 60
NIVEL + 6 ..... b x h = 25 x 60
NIVEL + 3 ..... b x h = 30 x 60

excepto para las vigas del pórtico 3' que tienen una luz de 2.60 m., y se les debería dar, de acuerdo al criterio práctico considerado, una secc. de 15 x 30 aprox. pero por consideraciones de rigidez, se ha adoptado:

NIVEL + 12 ..... b x h = 25 x 30 cm^2
NIVEL + 9 ..... b x h = 25 x 40
NIVEL + 6 ..... b x h = 25 x 40
NIVEL + 3 ..... b x h = 25 x 40

-oOo-

b. VIGAS DE ARRIOSTRE.

Criterio Práctico ..... Para Vigas sin soportar cargas y una luz de 5.00 m.:-

b x h = 25 x 40 cm^2

Esta sección es la que se ha adoptado para todas las Vigas de Arriostre que no soportan carga, o cuando ésta es pequeña, excepto para las del eje B, para las cuales, por razón arquitectónica se les ha dado el carácter de VIGAS CHATAS, con las dimensiones siguientes:

NIVEL + 12 ..... b x h = 40 x 17 cm^2
NIVEL + 9 ..... b x h = 40 x 20
NIVEL + 6 ..... b x h = 40 x 20

La razón arquitectónica es que estas vigas, si no fueran CHATAS, dividirían las oficinas y tiendas existentes debajo de ellas, en dos ambientes, a la vez que la estética se vería un tanto desmejorada.

Ahora bien:

Cuando las vigas de arriostre soportan cargas, se ha adoptado según criterio práctico, secciones de 25 x 50 ó de 30 x 60 o sea como si se tratase de Vigas Principales.

---oOo---

c. VIGAS SECUNDARIAS.

Como todas son de un tramo, se ha procedido de la siguiente manera:

- Cálculo de la Carga Total actuante, considerando una secc. de viga (para efectos del p.p.) bajo los criterios prácticos enunciados en el caso de Vigas Principales.
- Cálculo del (+) M máx.
- Determinación de una secc. cuyo Momento Resistente sea aproximadamente igual o un tanto mayor que el (+) M máx.

Las secciones adoptadas son las siguientes:

VIGA	NIVEL + 12 m.	NIVELES + 9 y + 6 m.	NIVEL + 3 m.
1	25 x 40	25 x 50	25 x 50
2	20 x 25	25 x 35	30 x 35
3	20 x 25	25 x 35	30 x 35
4	20 x 17	20 x 20	20 x 25
5	25 x 50	30 x 60	30 x 60
6			30 x 60
7			30 x 60
8			30 x 60
9			30 x 60

---oOo---

B. PROCEDIMIENTO DE CALCULO.

Debido a que las Vigas secundarias están apoyadas en las Vigas Principales y en las de Arriostre, se ha seguido el siguiente orden de cálculo:

a. VIGAS SECUNDARIAS ..... VER PLANO N° 15.
b. VIGAS DE ARRIOSTRE ..... VER PLANO N° 15.
c. VIGAS PRINCIPALES ..... VER PLANO N° 16.

C. REPRESENTACION GRAFICA. VER PLANO N° 17.

---oOo---

(2) C O L U M N A S

PROCEDIMIENTO DE CALCULO

Ver Plano N° 18

a. Carga Superior = P. Su valor es la suma total de las reacciones isostáticas de las vigas concurrentes a la columna considerada.

b. Area Mínima = Ag min. Sabemos que:

- Area mínima permitida por el A.C.I. = 775 cm^2
- Lado mínimo permitido por el A.C.I. = 25 cms.

Por lo tanto, en la práctica:

$$Ag\ min = 25 \times 35 = 875\ cm^2$$

c. Peso Propio Mínimo = p.p. min.

$$p.p.\ min = h \times Ag\ min \times w_c \quad \ldots\ldots (I)$$

En donde:

h = altura libre = altura piso a piso - peralte de la viga concurrente mayor = 3.00 - 0.50 = 2.50 mts.

Ag mín. = 0.25 x 0.35 mt^2

w_c = Peso específico del Concreto Armado = 2,400 kg/m3.

Reemplazando en (I):

p.p. min = 2.5 x 0.25 x 0.35 x 2400

p.p. min = 525 kgs.

d. Area Aproximada = Ag aprox.

$$Ag\ aprox. = P/C \quad \ldots\ldots (II)$$

En donde:

P = Carga axial isostática superior-kgs.

C = Carga de Trabajo Práctica = 40 kg/cm^2.

Reemplazando en (II):

$$Ag\ aprox. = P/40\ cm^2$$

Debe cumplirse que:

$$Ag\ aprox. \geq Ag\ min.$$

e. Peso Propio Aproximado = p.p. aprox.

p.p. aprox. = 2.5 x Ag aprox. x 2400

p.p. aprox. = 6000 Ag aprox. kgs.

Debe cumplirse que:

p.p. aprox. ≥ p.p. min.

f. Carga Inferior = (P + p.p. aprox.). En kgs.

g. Corrección por Momentos. Se debe tener en cuenta lo siguiente:

(I) La influencia de los momentos es menor en las columnas interiores que en las exteriores, debido a que las primeras, como se encuentran entre dos tramos adyacentes, sus momentos están más o menos balanceados.

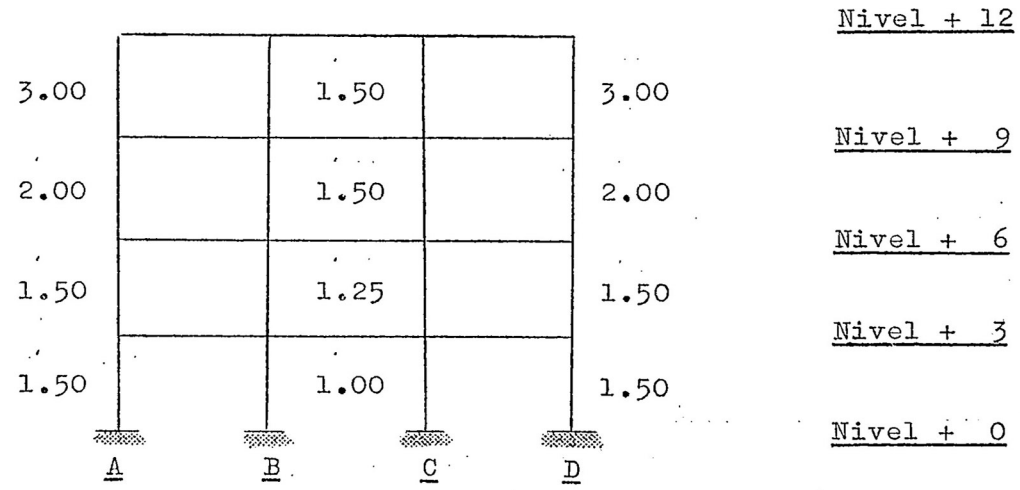
(II) La influencia de los momentos es menor en las columnas de los niveles bajos que en la de los niveles altos, debido a que en las primeras, como las cargas se han ido acumulando, llegan a ser tan grandes que dejan a un lado el efecto de los momentos.

-oOo-

En base a estas dos consideraciones, en la práctica se acostumbra a afectar a las Cargas Axiales con unos Coeficientes que nos permiten encontrar una Carga Teórica = K (P + p.p. aprox.) que es más o menos igual a la real, con la cual se hallarán las áreas necesarias aproximadas para cada una de las columnas.

Dichos coeficientes para el caso particular de este edificio son los que se indican a continuación en el cróquis:

OBSERVACION: Estos coeficientes han sido tomados de los Apuntes de Concreto Armado, dictados por el Ing. Juan Sarmiento.



h. Area Necesaria = Ag nec.

Se debe procurar la uniformización de la calidad del concreto en cada uno de los niveles, y si es posible, en todo el edificio, para de esta manera evitar que se produzcan equivocaciones en el va-

ceado, a la vez que ejercer un mejor control sobre el personal lo que representa un mayor gasto. Por tal motivo, se ha calculado las áreas necesarias de todas las columnas del edificio con un f'c = 140 kg/cm^2.

En caso de existir una mejor solución con otra calidad de concreto, habrá que realizar las modificaciones que se crean más convenientes.

Para columna con estribos:

$$Ag\ nec. = \frac{K\ (P + pp)}{0.8\ (0.225\ f'c + fs\ pg_{min.})} \quad \ldots\ldots\ldots\ (III)$$

En donde:

$K\ (P + pp)$ = Carga teórica.
$f'c$ = 140 kg/cm^2
fs = 1400 kg/cm^2
pg_{min} = 0.01

Reemplazando en (III):

$$Ag\ nec. = K\ (P + pp) / 36.4\ cm^2$$

i. Area Adoptada. Se debe tener en cuenta lo siguiente:

(I) Procurar la uniformización de la sección en cada uno de los niveles, por razones arquitectónicas y económicas, ya que el costo del encofrado se reduce notablemente.

(II) Procurar que la cuantía en la mayoría de las columnas sea cercana a la mínima, o sea el 1 %, ya que el ahorro del fierro es muy indispensable.

-oOo-

En base a estas dos consideraciones y después de realizar un estudio comparativo entre las diversas soluciones, se ha adoptado lo siguiente:

TERCER PISO	=	30 x 30 cm^2	f'c = 140 kg/cm^2
SEGUNDO PISO	=	30 x 40	
PRIMER PISO	=	30 x 50	
SOTANO	=	40 x 50	

Estas secciones serán consideradas en el Análisis de Pórticos correspondiente, y posteriormente serán chequeadas con los Momentos y Cargas Axiales en el Diseño de Columnas respectivo. En caso satisfactorio, adquirirán el carácter de DEFINITIVAS.

---oOo---

OBSERVACION: Al realizar el Diseño de Columnas respectivo, se apreció que las áreas adoptadas resultaron ser SATISFACTORIAS, motivo por el cual, en el PLANO N° 18, aparecen dichas áreas con el carácter de AREAS DEFINITIVAS.

---oOo---

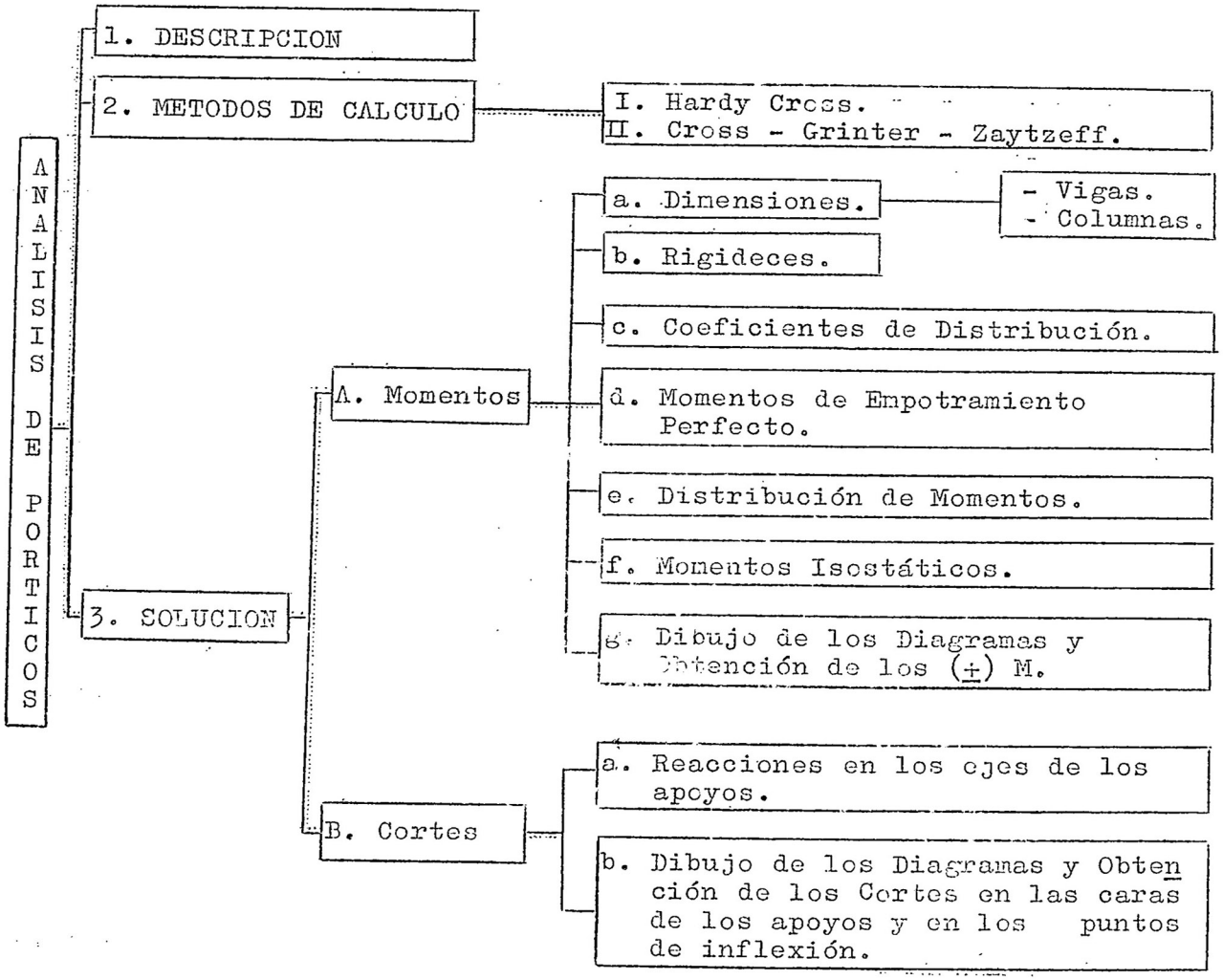
CAPITULO IV

ANALISIS DE PORTICOS

CAPITULO IV

Análisis de Pórticos

Cuadro Sinóptico



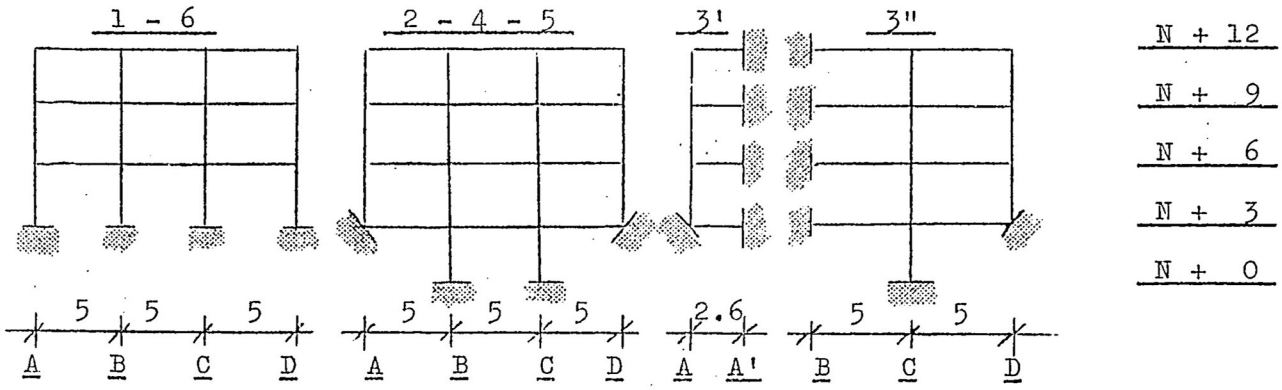
---oOo---

CAPITULO IV

Análisis de Pórticos

Desarrollo del Cuadro Sinóptico

1. DESCRIPCION. El edificio en estudio, consta de SIETE pórticos perpendiculares a la fachada principal, cuyas características físicas son las siguientes:



Además, debido a la simetría física y de cargas existente:

PORTICO 1 = PORTICO 6
PORTICO 2 = PORTICO 5

---oOo---

2. METODOS DE CALCULO. Existen varios, habiéndose usado en el presente trabajo, los siguientes:

I. HARDY CROSS
II. CROSS - GRINTER - ZAYTZEFF

-oOo-

I. HARDY CROSS. Es ampliamente conocido, y su exposición teórica se encuentra claramente explicada en el Libro: "LA METHODE DE CROSS", por P. CHARON, Pág. 23.- Se ha utilizado en la solución de los Pórticos 3' y 3", los cuales por estar empotrados en el ascensor, no sufren desplazamientos horizontales.

Ventajas que presenta:-

- Ausencia de ecuaciones simultáneas laboriosas.
- Simplicidad del cálculo.
- Posibilidad de determinar resultados con precisión progresiva a discreción, en cualquier etapa del cálculo.
- Posibilidad de ir dándose cuenta de la variación misma de los esfuerzos durante el mismo cálculo.

II. CROSS - CRINTER - ZAYTZEFF. Al igual que el anterior, se encuentra claramente explicada su exposición teórica en el mismo libro, pág. 118.

Se ha utilizado en la solución de los Pórticos 1, 2, 4, 5 y 6, los cuales sufren desplazamientos horizontales.

-oOo-

3. SOLUCION.

A. MOMENTOS MAXIMOS.

a. Dimensiones de las secciones de las Vigas y Columnas.

VER PLANO N° 19.

-oOo-

- VIGAS: Con las dimensiones adoptadas en el METRADO DE CARGAS, se realizó una Distribución de Momentos, con los cuales se pudo apreciar que las dimensiones eran un tanto excesivas, motivo por el cual se les modificó según indica el plano correspondiente.

  Observación:- Con estas nuevas dimensiones se ha diseñado satisfactoriamente la estructura, adquiriendo por esta razón el carácter de DEFINITIVAS.

- COLUMNAS: Se han empleado las dimensiones adoptadas en el METRADO DE CARGAS, que como se indicó en dicho capítulo, resultaron satisfactorias en el Diseño de Columnas respectivo.

-oOo-

b. Rigideces. Se han calculado las rigideces de cada uno de los elementos.

$$K = EI/L$$

K = Rigidez
I = Momento de Inercia.
L = Longitud.
E = Módulo de elasticidad.

-oOo-

c. Coeficientes de Distribución. VER PLANO N° 19.

$$C = K / \Sigma K$$

d. Momentos de Empotramiento Perfecto. VER PLANO N° 19.

e. Distribución de Momentos para las diferentes posiciones de s/c que dan lugar a la obtención de los máximos momentos negativos y positivos en las caras de los apoyos y en los tramos, respectivamente.

VER PLANOS Nos. 20 al 27.

f. Momentos Isostáticos. (Carga permanente + sobre-carga).

Se han calculado varios valores de los momentos isostáticos para sus correspondientes valores de "x" en cada uno de los tramos de las vigas.

g. Dibujo de los Diagramas y Obtención de los Momentos en las caras de los apoyos y en los tramos.

VER PLANOS Nos. 28 al 31.

---oOo---

B. CORTES MAXIMOS.

a. Reacciones en los ejes de los apoyos.

Sea:

R.I. = Reacción isostática (obtenida al realizar el Metrado de Cargas de las Columnas)

M. = Momento (Obtenido de la Distribución de Momentos respectiva)

C.H. = Corrección Hiperestática = Diferencia Momentos/luz.

R.C. = Reacción Corregida = R.I. $\pm$ C.H.

Regla Práctica: Se suma la C.H. a la R.I. que se encuentre al lado del mayor momento, y se resta en caso contrario.

---oOo---

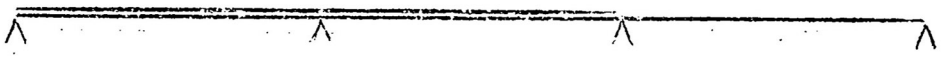
PORTICOS 1 y 6

En Nivel + 12

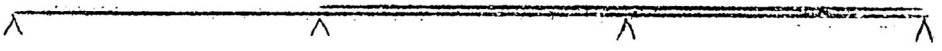
Máximas reacciones en A y D .. B y C, respectivamente.



M.	2155	4542	4540	2122
R.I.	4875			4875
C.H.	-477			-483
R.C.	4378			4392



M.	2072	4761	4334	4156
R.I.		4875	4875	
C.H.		+ 538	+ 35	
R.C.		5413	4910	

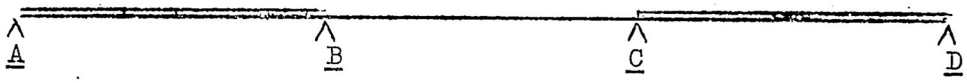


M.		4109	4385	4760	2021
R.I.				4875	4875
C.H.				+ 55	+548
R.C.				4930	5423

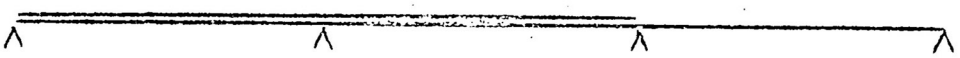
PORTICOS 1 y 6

Nivel + 9

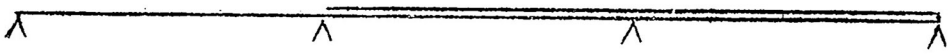
Máximas reacciones en A y D - B y C, respectívamente.



M.	4157	5180	4862	3476
R.I.	6272			5092
C.H.	-205			-277
R.C.	6067			4815



M.	3991	5550	4994	4880
R.I.		5792	5575	
C.H.		+312	+ 23	
R.C.		6104	5598	



M.		4621	5251	5213	3312
R.I.			6100	5739	
C.H.			+126	+380	
R.C.			6226	6119	

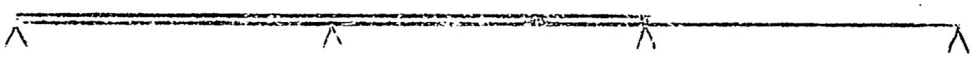
PORTICOS 1 y 6

Nivel + 6

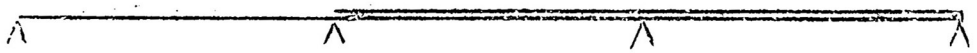
Máximas reacciones en A y D - P y C, respectivamente.



M.	4538	5127		4790	3733
R.I.	6272				5092
C.H.	-118				-211
R.C.	6154				4881



M.	4415	5355	4891	5053
R.I.		5792	5575	
C.H.		+188	- 32	
R.C.		5980	5543	

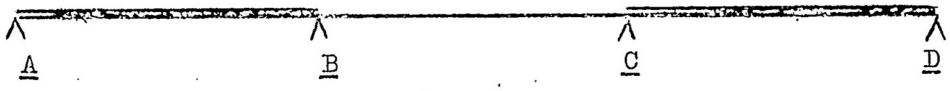


M.	4645	5307	4985	3633
R.I.		6100	5739	
C.H.		+132	+270	
R.C.		6232	6009	

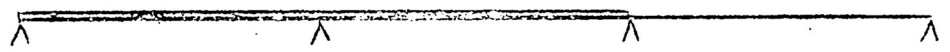
PORTICOS 2 y 5

Nivel + 12

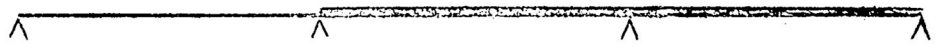
Reacciones máximas en A y D - B y C, respectivamente.



M.	2102	5471	5478	2111
R.I.	6000			6000
C.H.	-674			-673
R.C.	5326			5327



M.	1971	5975	5566	5001
R.I.		6000	6000	
C.H.		+801	+113	
R.C.		6801	6113	



M.		5014	5547	5997	1949
R.I.			6000	6000	
C.H.			+106	+809	
R.C.			6106	6809	

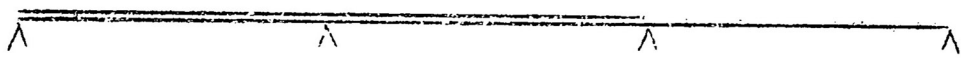
PORTICOS 2 y 5

Nivel + 9

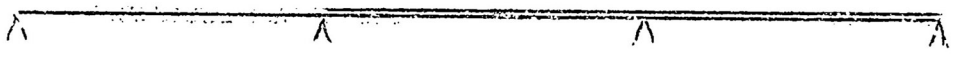
Reacciones máximas en A y D - B y C, respectivamente



M.	5436	8711	10121	5665
R.I.	9960			10302
C.H.	-655			- 891
R.C.	9305			9411



M.	5053	9689	9018	9184
R.I.		9766	10346	
C.H.		+927	- 33	
R.C.		10693	10313	

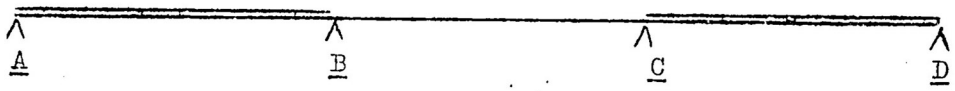


M.	8015	10200	11096	5268
R.I.		10630	12421	
C.H.		+ 437	+1165	
R.C.		11067	13586	

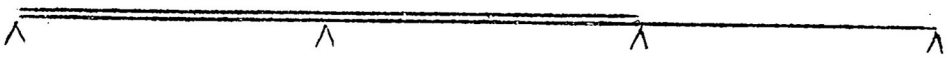
PORTICOS 2 y 5

Nivel + 6

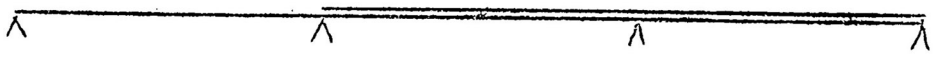
Máximas reacciones en A y D - B y C, respectivamente.



M.	6269	8658	9990	6899
R.I.	9960			10302
C.H.	-478			- 618
R.C.	9482			9684



M.	6047	9048	9052	9363.
R.I.		9766	10346	
C.H.		+600	- 62	
R.C.		10366	10284	

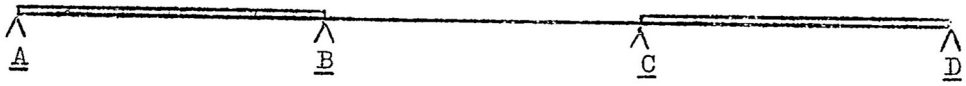


M.		8360	9971	10476	6637
R.I.			10630	12421	
C.H.			+ 322	+ 768	
R.C.			10952	13189	

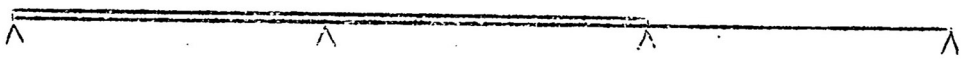
PORTICOS 2 y 5

Nivel + 3

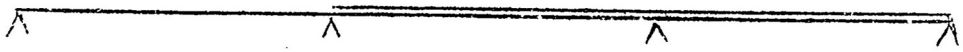
Máximas reacciones en los ejes A y D - B y C, respectivamente.



M.	1362	2983	10318	11641
R.I.	2280			13405
C.H.	-324			+ 265
R.C.	1956			13670



M.	788	4135	9564	11132
R.I.		2280	13405	
C.H.		+669	- 314	
R.C.		2949	13091	

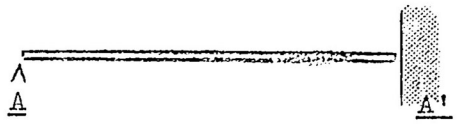


M.	9131	12085	11400	11099
R.I.		13405	13405	
C.H.		+ 591	+ 60	
R.C.		13996	13465	

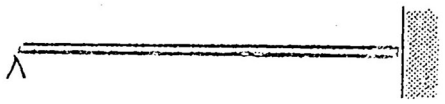
PORTICO 3'

NIVELES: + 12, + 9, + 6, y + 3, respectivamente.

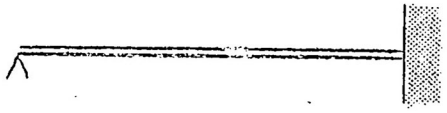
Máximas reacciones en A y A'.



M.	470	1035
R.I.	1960	1960
C.H.	-212	+212
R.C.	1748	2172



M.	1013	1676
R.I.	3350	3350
C.H.	-255	+255
R.C.	3095	3605



M.	1157	1604
R.I.	3350	3350
C.H.	-172	+172
R.C.	3178	3522

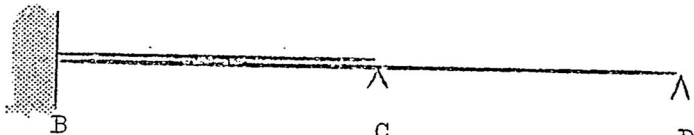


M.	1650	1650
R.I.	3820	3820
C.H.	0	0
R.C.	3820	3820

PORTICO - 3"

Nivel + 12

Máximas reacciones en B, C y D, respectivamente.



M.	6077	5380	
R.I.	6814		
C.H.	+139		
R.C.	6953		



M.	5840	5850	6062	1868
R.I.		6316	5900	
C.H.		+ 2	+839	
R.C.		6318	6739	

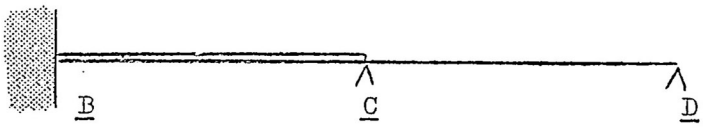


M.	5710	1948
R.I.		5900
C.H.		-752
R.C.		5148

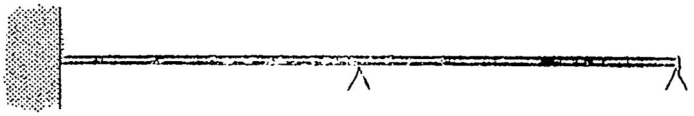
PORTICO 3"

Nivel + 9

Máximas reacciones en B, C y D, respectivamente.



M.	10374	7869		
R.I.	10934			
C.H.	501			
R.C.	11435			



M.	9945	8726	8605	4214
R.I.		10226	8661	
C.H.		- 244	+878	
R.C.		9982	9539	

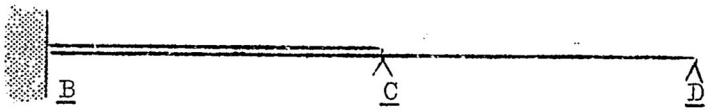


M.			7927	4430
R.I.				8925
C.H.				-699
R.C.				8226

PORTICO 3"

Nivel + 6

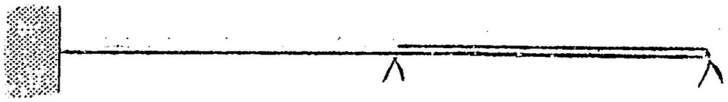
Máximas reacciones en B, C y D, respectivamente.



M.	10166	8284	
R.I.	10934		
C.H.	+ 376		
R.C.	11310		



M.	9954	8710	3209	5026
R.I.		10226	8661	
C.H.		- 249	+636	
R.C.		9977	9297	

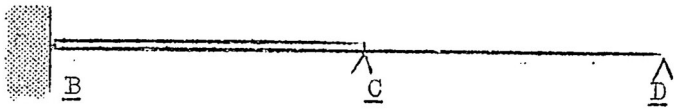


M.	7836	5191
R.I.		8925
C.H.		-529
R.C.		8396

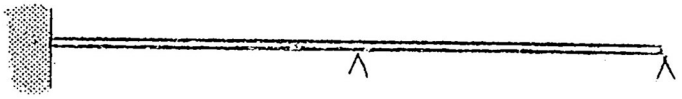
PORTICO 3"

Nivel + 3

Máximas reacciones en B, C y D, respectívamente.



M.	13075	10495
R.I.	13956	
C.H.	+ 516	
R.C.	14472	



M.	12610	11426	11080	10960
R.I.		13664	13155	
C.H.		- 236	+ 24	
R.C.		13428	13179	



M.	10113	11443
R.I.		13155
C.H.		+ 266
R.C.		13421

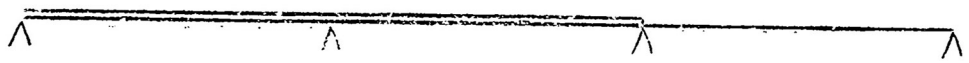
PORTICO 4

Nivel + 12

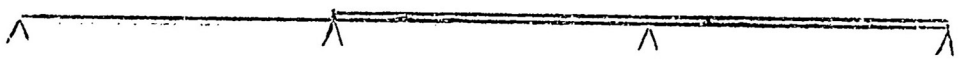
Máximas reacciones en A y D - B y C, respectivamente.



M.	1630	4847	5708	1955
R.I.	4834			5900
C.H.	-643			-751
R.C.	4191			5149



M.	1430	5520	5818	5680
R.I.		5116	7146	
C.H.		+818	+ 27	
R.C.		5934	7173	

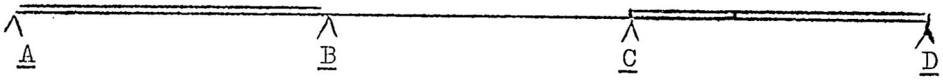


M.		5457	6176	6241	1806
R.I.			6424	5900	
C.H.			+144	+887	
R.C.			6568	6787	

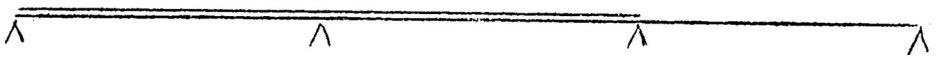
PORTICO 4

Nivel + 9

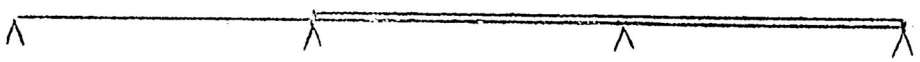
Máximas reacciones en A y D - B, y C, respectivamente.



M.	4469	8552	7862	4493
R.I.	8045			8925
C.H.	-816			-674
R.C.	7229			8251



M.	3948	9860	10725	8580
R.I.		8540	11910	
C.H.		+1186	+ 429	
R.C.		9726	12339	

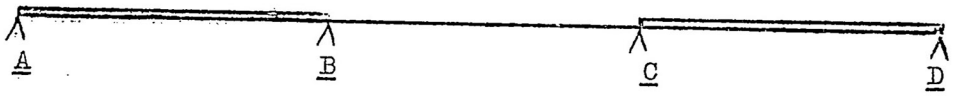


M.		10065	9464	8853	4155
R.I.			10680	8661	
C.H.			- 120	+939	
R.C.			10560	9600	

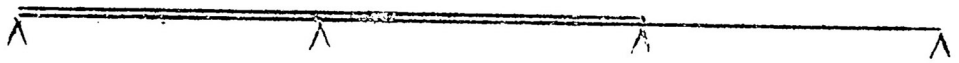
PORTICO 4

Nivel + 6

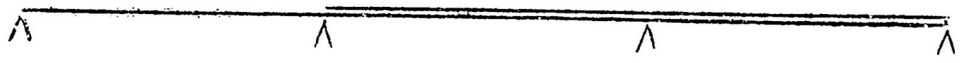
Máximas reacciones en A y D - B, y C, respectivamente.



M.	5280	8447	7747	5319
R.I.	8045			8295
C.H.	-633			-485
R.C.	7412			7810



M.	4989	9077	10798	8981
R.I.		8540	11910	
C.H.		+817	+ 363	
R.C.		9357	12273	



M.		10367	9493	8183	5157
R.I.			10680	8661	
C.H.			- 175	+605	
R.C.			10505	9266	

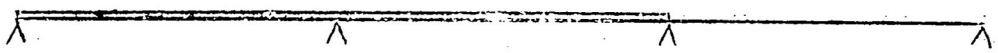
PORTICO 4

Nivel + 3

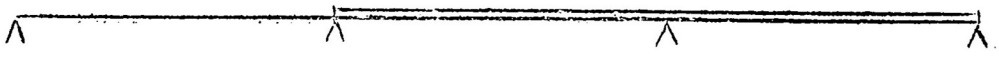
Máximas reacciones en A y D - B, y C, respectívamente.



M.	7873	8022	10094	11453
R.I.	8900			13155
C.H.	- 29			+ 272
R.C.	8871			13427



M.	7226	9320	12922	11376
R.I.		8960	14688	
C.H.		+419	+ 309	
R.C.		9379	14997	



M.	12144	12471	11244	10877
R.I.		14082	13155	
C.H.		+ 65	+ 73	
R.C.		14147	13228	

b. Dibujo de los Diagramas y Obtención de los Cortes Máximos en las caras de los apoyos y en los puntos de inflexión.

VER PLANOS Nos. 32 al 35

CAPITULO V

VIGAS

CAPITULO V

VIGAS

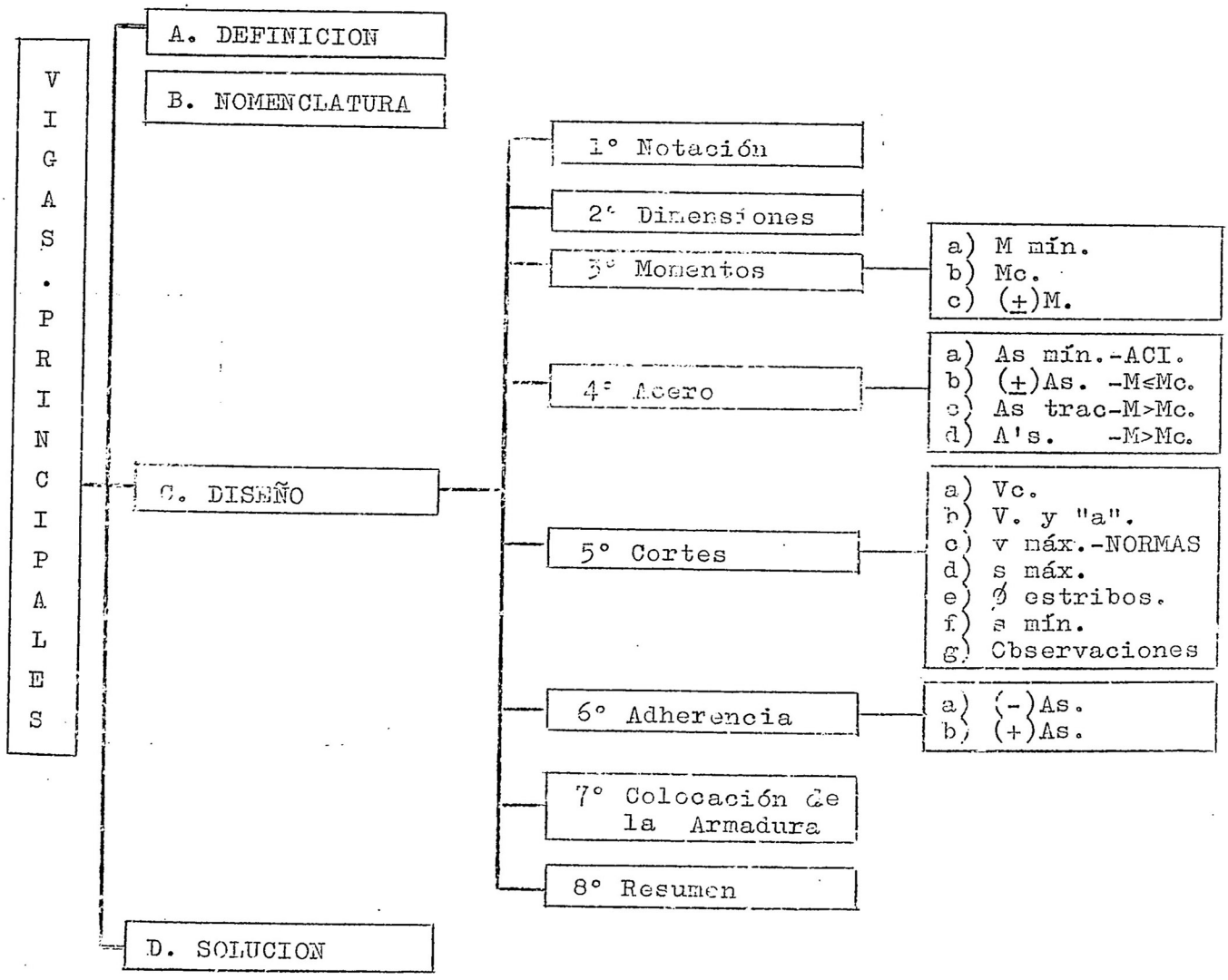
En el edificio en estudio, se presentan tres clases de vigas, que son las siguientes:

1. VIGAS PRINCIPALES.
2. VIGAS DE ARRIOSTRE.
3. VIGAS SECUNDARIAS.

---oOo---

1. VIGAS PRINCIPALES

Cuadro Sinóptico



---oOo---

1. VIGAS PRINCIPALES

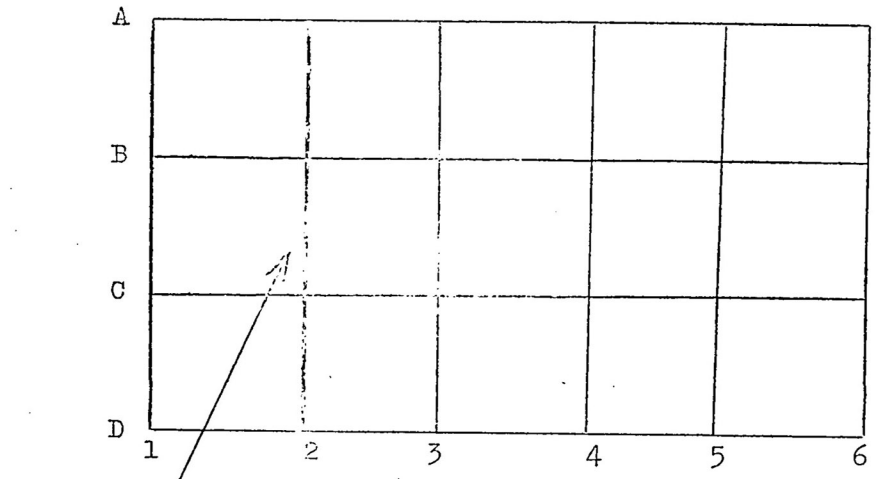
Desarrollo del Cuadro Sinóptico

A. **DEFINICION**. Son aquellas que forman parte de los Pórticos.

B. **NOMENCLATURA**.

PISOS	NIVELES
Azotea	+ 12 m. <> 4
Tercero	+ 9 <> 3
Segundo	+ 6 <> 2
Primero	+ 3 <> 1

E J E M P L O



TERCER PISO

3 V A2-D2

SIGNIFICA :

NIVEL #3 <> + 9 m. - VIGA - DE A2 á D2

C. **DISEÑO**.

1° **NOTACION**:-

b = ancho
h = peralte
d = altura útil = h - recubrimiento = (h-5) cms.

fs = 1,400 kg/cm^2
f's = 1,400 kg/cm^2
j = 0.866 (VER Generalidades - Capítulo I)
K = 11 (id.)
n = 15 (id.)
fc = 63 kg/cm^2 (id.)
k = 0.403 (id.)
p = cuantía equilibrada = 0.0091
d' = 5 cms.
vc = 0.03 f'c = 0.03 x 140 = 4.2 kg/cm^2
n = ramas del estribo = 2
as ($\frac{1"}{4}$) = 0.32 cm^2
as ($\frac{3"}{8}$) = 0.71 cm^2
u = 0.075 f'c = 0.075 x 140 = 10.5 kg/cm^2

2° DIMENSIONES:- Tal como se escribió en el Análisis de Pórticos, (Cap. IV - 3 - A - a), con las dimensiones adoptadas en el Metrado de Cargas, se realizó una Distribución de Momentos la cual dió por resultado Momentos Negativos menores que el Mc.

Ahora bien, para que el diseño sea económico es preciso que exista en un cierto porcentaje, acero en compresión en los apoyos, tal como para aprovechar el acero positivo de los tramos que por Reglamento tiene que ingresar de todas maneras a los apoyos.

Es por esta razón que se modificaron dichas dimensiones, disminuyéndolas por supuesto, por las siguientes:

N I V E L	PORTICOS		
	1 - 6	2-3"-4-5	3'
	b x h	b' x h	b x h
+ 12 m.	25 x 40	25 x 50	25 x 30
+ 9	25 x 45	25 x 55	25 x 40
+ 6	25 x 45	25 x 55	25 x 40
+ 3	(V.P.)	25 x 60	25 x 40

(V.P. = Viga Pared)

Del Cuadro anterior, se deducen los siguientes tipos:

TIPO	b cms.	h cms.	d cms.
A	25	30	25
B	25	40	35
C	25	45	40
D	25	50	45
E	25	55	50
F	25	60	55

3° MOMENTOS:-

a. Momento Mínimo: $(\pm)\ M_{mín.} = (\pm)\ As_{mín.}\ fs\ j\ d$

en kg-mt.

b. Momento Resistente del Concreto:

$$M_c = K\ b\ d^2 \quad \text{kg-mt.}$$

CUANDO	SOLUCION
(-) M > Mc	Acero en compresión
(+) M > Mc	Acero en compresión ó Viga de sección "T"

c. Momento Máximo en las caras de los apoyos y en los tramos:

$(\pm)\ M$ en kg-mt.

VIGAS	VER PLANO
Pórticos 1-6	N° 28
2-5	29
3'-3"	30
4	31

4° AREAS DE ACERO:-

a. Mínimo: (Ver ALIGERADOS - Cap. II - 7 - H - a)

$$(\pm)\ As_{mín} = 0.005\ b\ d \quad \text{cm}^2$$

b. Positivo y Negativo: (Cuando M ≤ Mc)

$$(+)\ As = M / fs\ j\ d \quad cm^2$$

c. En tracción: (Cuando M > Mc)

$$As\ trace. = As_1 + As_2 \quad cm^2$$

en donde:

$$As_1 = p\ b\ d \quad cm^2$$

$$As_2 = \frac{M - Mc}{fs\ (d-d')} \quad cm^2$$

d. En compresión: (Cuando M > Mc)

$$A's = \frac{M - Mc}{2f's(d-d')} \quad cm^2$$

en donde:

$$2\ f's = 2\ n\ fc\ \frac{kd-d'}{kd} \quad \text{..... (I)}$$

y además:

$$2\ f's_{máx.} = 1,400\ kg/cm^2 \quad \text{..... (II)}$$

Resolviendo, obtenemos:

TIPO	2 f's	
	DE ECUACION (I)	POR CAUSA DE (II)
A	950	950
B	1220	1220
C	1300	1300
D	1360	1360
E	1420	1400
F	1460	1400

----oOo----

ESTRIBOS PARA EL ACERO EN COMPRESION EN EL TRAMO

Normas

Diámetro mínimo ..... ϕ mín = 1/4"

Espaciamiento:

Se escoge el menor $\begin{cases} s \leq 16\ \phi \text{ principal} \\ s \leq 48\ \phi \text{ estribo} \end{cases}$

5° ESFUERZOS CORTANTES:-

a. Corte Resistente del Concreto:

$$Vc = v_c \; b \; j \; d \quad \text{kgs.}$$

b. Corte Máximo en las caras de los apoyos "V", en kgs.; y longitud necesaria de estribos "a", en cms.:

VIGAS	VER PLANO
Pórticos 1-6	N° 32
2-5	33
3'-3"	34
4	35

c. Corte Unitario Máximo en las Caras de los Apoyos:

$$v_{máx.} = V \; / \; b \; j \; d \quad \text{kg/cm}^2$$

---oOo---

N O R M A S

Anclaje Ordinario = SIN GANCHO.
Anclaje Especial = CON GANCHO.

-oOo-

$0.00\ f'c < v_{máx.} < 0.02\ f'c$	Anclaje Ordinario. Sin estribos ni barras dobladas.
$0.02\ f'c < v_{máx.} < 0.03\ f'c$	Anclaje Especial. Sin estribos ni barras dobladas.
$0.03\ f'c < v_{máx.} < 0.06\ f'c$	Anclaje Ordinario ó Especial. Con estribos o barras dobladas.
$0.06\ f'c < v_{máx.} < 0.08\ f'c$	Anclaje Especial. Con Estribos ó Barras Dobladas.
$0.08\ f'c < v_{máx.} < 0.12\ f'c$	Anclaje Especial. Con Estribos y con Barras Dobladas, en la proporción 1/3 y 2/3, ya sea de uno o de otro.

---oOo---

d. Espaciamiento Máximo permitido para los Estribos y para las Barras Dobladas:

C U A N D O	s máx. - cms.	
	ESTRIBOS	BARRAS DOBLADAS
v máx $\leq$ 0.06 f'c	d/2	d
0.06 f'c $\leq$ v máx $\leq$ 0.12 f'c	d/4	d/2

---oOo---

e. Diámetros Recomendables para Estribos: En el libro "DESIGN OF CONCRETE STRUCTURES", por URQUHART - O'ROURKE-WINTER; pág. 130, dice lo siguiente:

> "Se usará la varilla cuya sección tenga por área un valor no menor que el 2 % de la sección del acero longitudinal arriostrada por el estribo".

Según ésto, podemos escribir lo siguiente:

NORMAS PRACTICAS	
Ø long.	Ø e
5/8" a 3/4"	1/4"
3/4" a 1"	3/8"
1" ó más.	1/2"

f. Espaciamiento Mínimo de Estribos y Barras Dobladas:

- ESTRIBOS -

$$s\ mín. = \frac{n\ as\ fs\ j\ d}{Vs} \quad cms.$$

en donde: $Vs = V - Vc.$

- BARRAS DOBLADAS -

$$s\ mín. = \frac{\sqrt{2}\ as\ fs\ j\ d}{Vs_{(b.d.)}} \quad cms.$$

en donde: $Vs_{(bd)}$ = Corte remanente correspondiente a las barras dobladas.

---oOo---

g. Observaciones:

Primera: Por ejecución práctica, se deben redondear los espaciamientos

Segunda: El primer estribo se coloca a la mitad del espaciamiento obtenido.

---oOo---

6° ADHERENCIA: El perímetro necesario es:

$$Eo = V / u\ j\ d \quad \text{cms.}$$

a. Acero Negativo: Debe comprobarse en las caras de los apoyos.

b. Acero Positivo: Debe comprobarse en los puntos de inflexión.

-oOo-

En ambos casos, el valor de "V" se obtiene de la siguiente manera:

VIGAS	VER PLANO
Pórticos 1-6	N° 32
2-5	33
3'-3"	34
4	35

---oOo---

7° COLOCACION DE LA ARMADURA:-

(Ver explicación en ALIGERADOS, Cap. II - 7 - L).

---oOo---

A continuación veremos:

COLOCACION DE LA ARMADURA EN COMPRESION

Se debe colocar en todo el largo de la viga en el que el momento de flexión es mayor que el momento resistente del concreto, más un anclaje de 10 ϕ para los momentos positivos, y de

$l = \frac{2\ f's\ a}{4u}$ para los momentos negativos, a partir de la cara del apoyo en donde se considera el momento remanente.

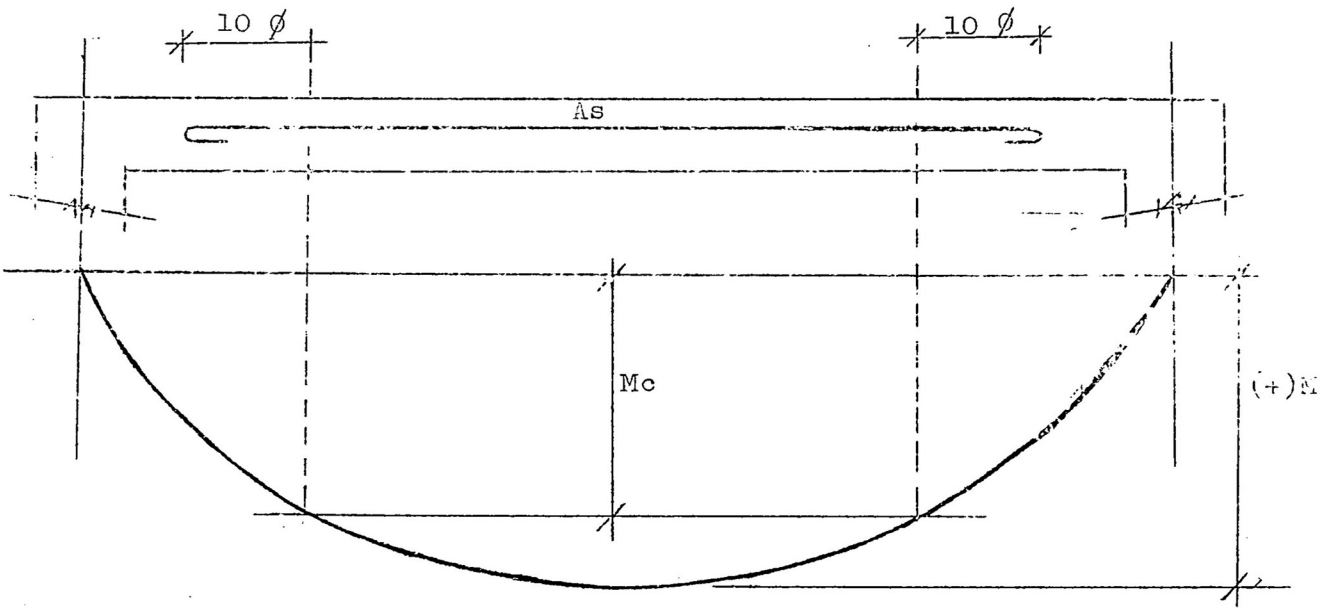
En esta fórmula:-

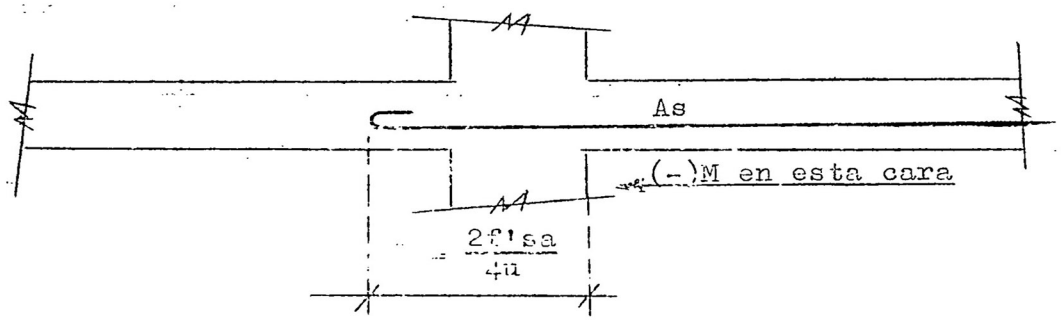
l = anclaje necesario

$2f's_{max}$ = 1400 kg/cm^2

a = diámetro de la varilla

u = esfuerzo unitario de adherencia.





Las varillas a colocarse cumplirán las exigencias por:

- ACERO MINIMO
- MOMENTOS
- ADHERENCIA
- DIAMETRO COMERCIAL
- EJECUCION PRACTICA

Observación: En los cuadros correspondientes de la SOLUCION:

T = Tracción

C = Compresión

VIGAS	VER PLANO
Pórticos 1-6	N° 38
2-5	39
3'-3"	40
4	41

8° RESUMEN: Con el objeto de facilitar el Cálculo, se ha confeccionado el cuadro de la siguiente pág...

TIPOS				A	B	C	D	E	F
DIMENSION	cms.	b		25	25	25	25	25	25
		h		30	40	45	50	55	60
		d		25	35	40	45	50	55
MOMENTO	k-m	(±) M mín.		945	1850	2420	3060	3800	4560
		Mc.		1720	3370	4400	5570	6875	8320
ACERO	cm^2.	ACI	(±) $As_{mín}$	3.15	4.40	5.00	5.70	6.25	6.90
		M ≤ Mc	(±)As	M/302	M/424	M/485	M/545	M/605	M/668
		M > Mc	As_1	5.70	7.95	9.10	10.20	11.40	12.50
			As_2	$\frac{M-1720}{280}$	$\frac{M-3370}{420}$	$\frac{M-4400}{490}$	$\frac{M-5570}{560}$	$\frac{M-6875}{630}$	$\frac{M-8320}{700}$
			A's	$\frac{M-1720}{190}$	$\frac{M-3370}{366}$	$\frac{M-4400}{455}$	$\frac{M-5570}{544}$	$\frac{M-6875}{630}$	$\frac{M-8320}{700}$
CORTE	kgs.	Vc		2280	3200	3650	4100	4550	5000
	$\frac{kgs}{cm^2}$	$v_{máx.}$		V/540	V/760	V/865	V/975	V/1080	V/1190
	cms.	s mín.	1/4"	$\frac{19400}{Vs}$	$\frac{27100}{Vs}$	$\frac{31000}{Vs}$	$\frac{35000}{Vs}$	$\frac{38800}{Vs}$	$\frac{42600}{Vs}$
			3/8"	$\frac{43000}{Vs}$	$\frac{60000}{Vs}$	$\frac{69000}{Vs}$	$\frac{77500}{Vs}$	$\frac{86000}{Vs}$	$\frac{94500}{Vs}$
ADHERENCIA	cms.	Eo		V/227	V/318	V/365	V/410	V/455	V/500

D. SOLUCION.

4 V	A1-D1
4 V	A6-D6

TIPO B	
b =	25 cm
h =	40
d =	35

- MOMENTOS Y AREAS DE ACERO:

M mín = 1850 kg-m.

Mc = 3370 kg-m.

As mín = 4.40 cm^2

Apoyo A: M = 1600 < M mín. As mín = 4.40 cm^2

Apoyo B: M = 4200 > Mc.

$As_t = As_1 + As_2$

$As_t = 7.95 + (4200-3370)/420$ $As_t = 9.95$ cm^2

A's = (4200-3370)/366 A's = 2.25 cm^2

Apoyo C: M = 4200 > Mc. (id. B) $As_t = 9.95$ cm^2

A's = 2.25 cm^2

Apoyo D: M = 1800 < M mín. As mín = 4.40 cm^2

Tramo A-B: M = 2800 < Mc ..... (+) As = 2800/424 = 6.60 cm^2

B-C: M = 2200 < Mc ..... (+) As = 2200/424 = 5.20

C-D: M = 3000 < Mc ..... (+) As = 3000/424 = 7.10

- ESFUERZOS CORTANTES:

Tramo A-B

Apoyo A

Vs = 4200 - 3200 = 1000 kgs.

v máx. = 4200/760 = 5.5 = 0.039 f'c

s máx. = 35/2 = 17.5 = 15 cms.

s mín.-1/4" = 27100/1000 = 27 cms.

a = 45 cms .....

1 - 1/4" á 5
3 - 1/4" á 15

Apoyo B

Vs = 5400 - 3200 = 2200 kgs.

v máx. = 5400/760 = 7.1 = 0.051 f'c

s máx. = 35/2 = 17.5 = 15 cms.

s mín.-3/8" = 60000/2200 = 27 cms.

a = 125 cms .....

1 - 3/8" á 5
8 - 3/8" á 15

Tramo B-C

Apoyo B

Vs = 5000 - 3200 = 1800 kgs.

v máx. = 5000/760 = 6.6 = 0.047 f'c

s máx. = 35/2 = 17.5 = 15 cms.

s mín.-3/8" = 60000/1800 = 33 cms.

a = 95 cms. ..... 1 - 3/8" á 5
6 - 3/8" á 15

Apoyo C

Vs = 4800 - 3200 = 1600 kgs. (aprox.TRAMO B-C, Apoyo B)

a = 85 cms. ..... 1 - 3/8" á 5
6 - 3/8" á 15

Tramo C-D

Apoyo C

Vs = 5200 - 3200 = 2000 kgs. (aprox.Tramo A-B, Apoyo B)

a = 105 cms. ..... 1 - 3/8" á 5
7 - 3/8" á 15

Apoyo D

Vs = 4100 - 3200 = 900 kgs. (aprox.Tramo A-B, Apoyo A)

a = 40 cms. ..... 1 - 1/4" á 5
3 - 1/4" á 15

---oOo---

--ADHERENCIA:

Apoyo A	Eo =	4200/318	= 13.20 cms.
B	Eo =	5400/318	= 17.00
C	Eo =	5200/318	= 16.40
D	Eo =	4100/318	= 12.90
Tramo A-B	Eo =	3400/318	= 10.70
B-C	Eo =	3400/318	= 10.70
C-D	Eo =	3600/318	= 11.30

---oOo---

- COLOCACION DE LA ARMADURA:

VER PLANO N° 38.

SITUACION	ESFUERZO	VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyo A	T	3 Ø 5/8"	5.92 cm^2	15 cms.
B	T	2 Ø 3/4"+ 1 Ø 7/8"	9.56	19
B	C	2 Ø 5/8"	3.95	--
C	T	2 Ø 3/4"+ 1 Ø 7/8"	9.56	19
C	C	2 Ø 5/8"	3.95	--
D	T	3 Ø 5/8"	5.92	15
Tramo A-B	T	2 Ø 5/8"+ 1 Ø 3/4"	6.80	16
B-C	T	2 Ø 3/4"	5.70	12
C-D	T	2 Ø 5/8"+ 1 Ø 3/4"	6.80	16

3 V	A1-D1
3 V	A6-D6

TIPO C		
b	=	25 cm
h	=	45
d	=	40

- MOMENTOS Y AREAS DE ACERO:

M mín = 2420 kg-m.

Mc = 4400

- -

Apoyo A: M = 3200 < Mc ..... (-) As = 3200/485 = 6.60 cm^2

B: M = 4400 = Mc ..... (-) As = 4400/485 = 9.10

C: M = 4200 < Mc ..... (-) As = 4200/485 = 8.65

D: M = 2800 < Mc ..... (-) As = 2800/485 = 5.80

Tramo A-B: M = 3400 < Mc ..... (+) As = 3400/485 = 7.00

B-C: M = 2600 < Mc ..... (+) As = 2600/485 = 5.35

C-D: M = 2600 < Mc ..... (+) As = 2600/485 = 5.35

---oOo---

- ESFUERZOS CORTANTES:

Tramo A-B

Apoyo A

Vs	= 5400 - 3650		= 1750 kgs.
v máx.	= 5400/865	= 6.25	= 0.045 f'c
s máx.	= 40/2	= 20	= 20 cms.
s mín.-1/4"	= 31,000/1750	= 18	= 15 cms.
V's	= 31,000/20		= 1550 kgs.
V'_x	= 1550 + 3650		= 5200 kgs.

x' = 10 cms. (Significa que a esta distancia, podemos colocar estribos a 20 cms. de espaciamiento).

a = 75 cms .....

1 - 1/4" á 5
1 - 1/4" á 15
3 - 1/4" á 20

Apoyo B

Vs = 5600 - 3650 = 1950 kgs. (aprox. Tramo A-B. Apoyo A)

a = 100 cms .....

1 - 1/4" á 5
1 - 1/4" á 15
4 - 1/4" á 20

Tramo B-C

Apoyo B

Vs	= 5100 - 3650		= 1450 kgs.
v máx.	= 5100/865	= 5.9	= 0.042 f'c
s máx.	= 40/2		= 20 cms.
s mín.-1/4"	= 31,000/1450=	21.5	= 20 cms.

a = 70 cms .....

1 - 1/4" á 10
3 - 1/4" á 20

Apoyo C

Vs	= 6000 - 3650		= 2350 kgs.
v máx.	= 6000/865	= 7	= 0.050 f'c
s máx.	= 40/2		= 20 cms.
s mín.-1/4"	= 31,000/2350=	13	= 10 cms.
V's	= 31,000/15		= 2050 kgs.
V'x	= 2050 + 3650		= 5700 kgs.

x' = 10 cms

a = 120 cms .....

1 - 1/4" á 5
1 - 1/4" á 10
1 - 1/4" á 15
5 - 1/4" á 20

Tramo C-D

Apoyo C

Vs = 5600 - 3650 = 1950 kgs. (aprox. Tramo A-B, Apoyo B)

a = 90 cms .....

1 = 1/4" á 5
1 - 1/4" á 15
4 - 1/4" á 20

Apoyo D

Vs = 4400 - 3650 = 750 kgs.

v máx. = 4400/865 = 5.1 = 0.0365 f'c

s máx. = 40/2 = 20 cms.

s mín.-1/4" = 31,000/750 = 41 cms.

a = 50 cms .....

1 - 1/4" á 10
2 - 1/4" á 20

---oOo---

- ADHERENCIA:

Apoyo	A	Eo	= 5400/365	= 14.80 cms.
	B	Eo	= 5600/365	= 15.30
	C	Eo	= 6000/365	= 16.40
	D	Eo	= 4400/365	= 12.00
Tramo	A-B	Eo	= 4000/365	= 11.00
	B-C	Eo	= 4500/365	= 12.30
	C-D	Eo	= 4000/365	= 11.00

---oOo---

- COLOCACION DE LA ARMADURA: VER PLANO N° 38.

SITUACION	ESFUERZO	VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyo A	T	2 ø 5/8"+ 1 ø 3/4"	6.80 cm^2	16 cms.
B	T	3 ø 5/8"+ 1 ø 3/4"	8.77	21
C	T	3 ø 3/4"	8.52	18
D	T	2 ø 3/4"	5.70	12
Tramo A-B	T	2 ø 5/8"+ 1 ø 3/4"	6.80	16
B-C	T	2 ø 3/4"	5.70	12
C-D	T	2 ø 3/4"	5.70	12

2 V A1 - D1
2 V A6 - D6

TIPO C	
b	= 25 cm.
h	= 45
d	= 40

- MOMENTOS Y AREAS DE ACERO:

M mín = 2420 kg-m.

Mc = 4400 kg-m.

- - - -

2. VIGAS DE ARRIOSTRE

Desarrollo del Cuadro Sinóptico

DEFINICION. Como su nombre lo indica, son aquellas que se colocan perpendicularmente a los Pórticos con el objeto de arriostrar y dar mayor rigidez a la estructura.

NOMENCLATURA. id. VIGAS PRINCIPALES.

DISEÑO.

1° Notación: id. VIGAS PRINCIPALES, pero para las vigas chatas, se ha considerado:

$d' = 3$ cms. y $d = h - 3$ cms.

2° Dimensiones: En el Metrado de Cargas, (Cap. III-1-A-b), se consideró un previo dimensionamiento, pero debido a que se ha deseado uniformizar al máximo posible las secciones de estas vigas, algunas de ellas se modificaron, dando en general un diseño satisfactorio.

Las nuevas dimensiones son las siguientes:

NIVEL	EJES			
	A	B	C	D
	b x h	b x h	b x h	b x h
+ 12 mt.	25 x 40	40 x 17	25 x 40	25 x 40
+ 9	25 x 40	40 x 20	25 x 40	25 x 40
+ 6	25 x 40	40 x 20	25 x 40	25 x 40
+ 3	VP.	25 x 40	25 x 40	VP.

VP. = Viga Pared.

Del Cuadro anterior, se deducen los siguientes tipos:

TIPO	b cms.	h cms.	d cms.
G	40	17	14
H	40	20	17
I	25	40	35

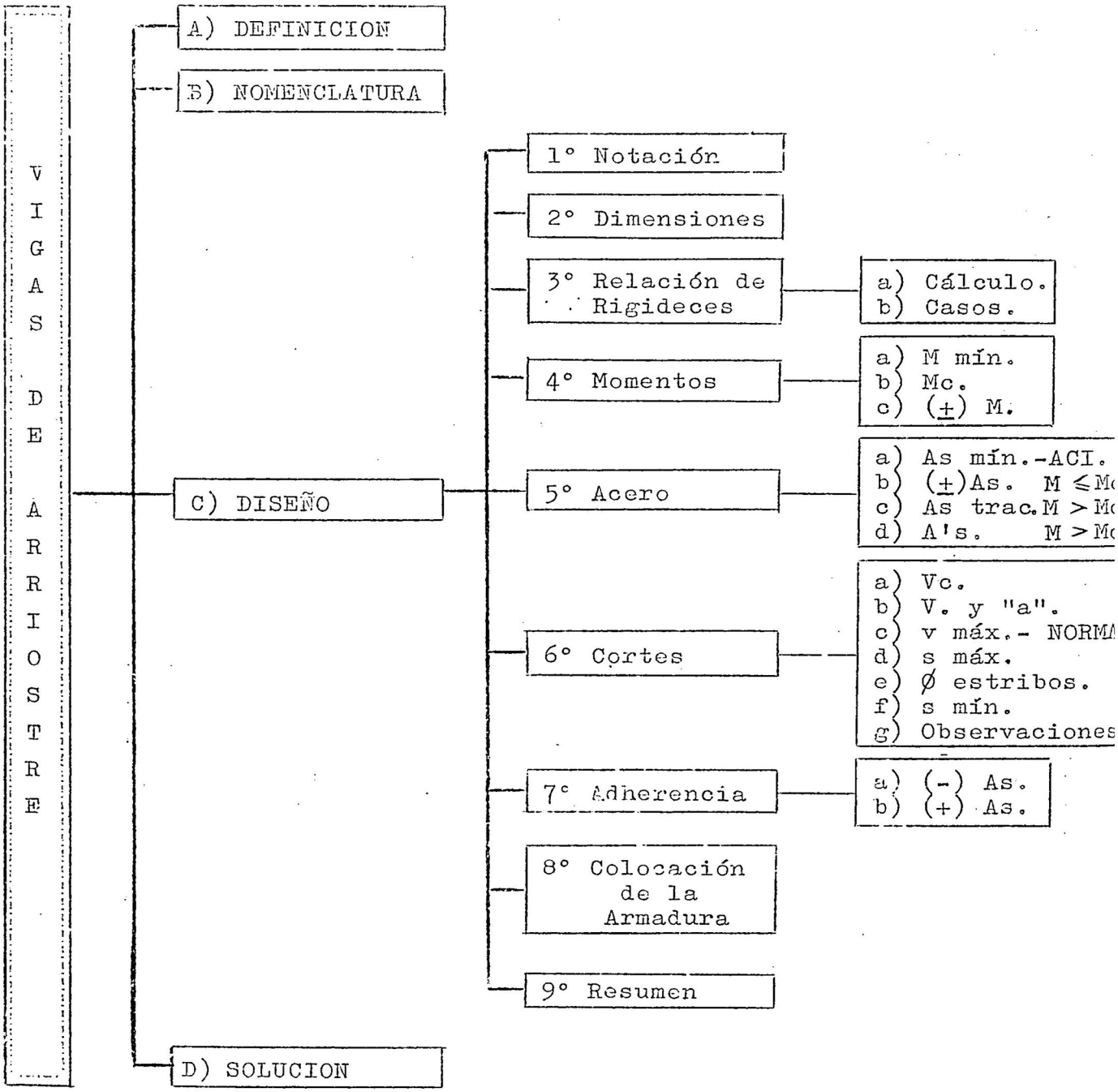
OBSERVACION:

Para las vigas chatas de los TIPOS G y H, se ha considerado:

$d = h - 3$ cms.

2. VIGAS DE ARRIOSTRE

Cuadro Sinóptico



---0°0---

- ADHERENCIA:

Apoyo	A	:	Eo	=	7800/500	= 15.60 cms.
	B	:	Eo	=	14200/500	= 28.40
	C	:	Eo	=	13000/500	= 26.00
	D	:	Eo	=	11800/500	= 23.60
Tramo	A-B	:	Eo	=	5800/500	= 11.60
	B-C	:	Eo	=	12600/500	= 25.20
	C-D	:	Eo	=	8200/500	= 16.40

---oOo---

COLOCACION DE LA ARMADURA: VER PLANO N° 41.

SITUACION	ESFUERZO	VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyo A	T	1 Ø 5/8"+ 2 Ø 3/4"	7.68 cm^2	17 cms.
B	T	2 Ø 3/4"+ 2 Ø 1"	15.80	28
B	C	1 Ø 5/8"	1.98	--
C	T	2 Ø 3/4"+ 2 Ø 7/8"	13.43	26
C	C	1 Ø 5/8"	1.98	--
D	T	2 Ø 5/8"+ 2 Ø 7/8"	11.68	24
Tramo A-B	T	1 Ø 5/8"+ 2 Ø 3/4"	7.68	17
B-C	T	2 Ø 3/4"+ 2 Ø 7/8"	13.43	26
C-D	T	2 Ø 5/8"+ 2 Ø 3/4"	9.65	22

---oOo---

- ESTRIBOS:

Vs_1 = (2/3)Vs = (2/3) 9200 = 6134 kgs.

v máx. = $\frac{5000 + 6134}{1190}$ = 9.3 = 0.066 f'c

s máx. = 55/4 = 14.0 = 15 cms.

s mín.-3/8" = 94500/6134 = 15 cms.

a = 120 cms.

1 - 3/8" á 5
8 - 3/8" á 15

- BARRAS DOBLADAS:

Vs_2 = (1/3)Vs = (1/3) 9200 = 3066 kgs.

v máx. = $\frac{5000 + 3066}{1190}$ = 6.8 = 0.061 f'c

s máx. = 55/2 = 27.5 = 25 cms.

s mín.-1/2" = $\frac{\sqrt{2}\ x1.26x1400x0.866x25}{3066}$ = 39 "

a = 100 cms.

5-B.D.-1/2" á

Apoyo C

Vs = 13000 - 5000 = 8000 kgs.

v máx. = 13000/1190 = 10.9 = 0.078 f'c

s máx. = 55/4 = 14 = 15 cms.

s mín.-3/8" = 94500/8000 = 12 = 10 cms.

V's = 94500/15 = 6300 kgs.

V'x = 6300 + 5000 = 11300kgs.

x' = 30 cms.

a = 160 cms.

1 - 3/8" á 5
3 - 3/8" á 10
9 - 3/8" á 15

Tramo C-D

Apoyo C

Vs = 11800 - 5000 = 6800 kgs.

v máx. = 11800/1190 = 9.9 = 0.071 f'c

s máx. = 55/4 = 14 = 15 cms.

s mín.-3/8" = 94500/6800 = 14 = 15 cms.

a = 135 cms.

1 - 3/8" á 5
9 - 3/8" á 15

Apoyo D

Vs = 11800 - 5000 = 6800 kgs. (id. Tramo C-D, Apoyo C)

a = 135 cms.

1 - 3/8" á 5
9 - 3/8" á 15

Apoyo C : M = 9000 > Mc

$As_t = As_1 + As_2$

$As_t = 12.50 + \frac{9000-8320}{700}$ $\quad As_t = 13.47\ cm^2$

A's = (9000-8320)/700 $\quad$ A's = 0.97

Apoyo D : M = 7800 < Mc

As = 7800/668 $\quad$ As = 11.70

Tramo A-B : M = 4800 < Mc ..... (+) As = 4800/668 = 7.20 cm^2

B-C : M = 7000 < Mc ..... (+) As = 7000/668 = 10.50

C-D : M = 5800 < Mc ..... (+) As = 5800/668 = 8.70

ESFUERZOS CORTANTES:

Tramo A-B

Apoyo A

Vs	= 7800 - 5000		= 2800 kgs.
v máx.	= 7800/1190	= 6.6	= 0.047 f'c
s máx.	= 55/2	= 27.5	= 25 cms.
s mín.-1/4"	= 42600/2800		= 15 cms.
V's	= 42600/20		= 2130 kgs.
V'x	= 2130 + 5000		= 7130 kgs.
x'	= 25 cms.		
V"s	= 42600/25		= 1700 kgs.
V"x	= 1700 + 5000		= 6700 kgs.
x"	= 40 cms.		
a	= 95 cms.		

1 - 1/4" á 5
2 - 1/4" á 15
1 - 1/4" á 20
2 - 1/4" á 25

Apoyo B

Vs	= 8700 - 5000		= 3700 kgs.
v máx.	= 8700/1190	= 7.3	= 0.052 f'c
s máx.	= 55/2	= 27.5	= 25 cms.
s mín.-3/8"	= 94500/3700		= 25 cms.
a	= 125 cms.		

1 - 3/8" á 10
5 - 3/8" á 25

Tramo B-C

Apoyo B

Vs	= 14200 - 5000		= 9200 kgs.
v máx.	= 14200/1190	= 11.9	= 0.085 f'c

POR LO TANTO:
ESTRIBOS Y B. DOBLADAS.

- COLOCACION DE LA ARMADURA: VER PLANO N° 41.

SITUACION	ESFUERZO	VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyo A	T	2 Ø 5/8"+ 1 Ø 3/4"	6.80 cm^2	16 cms.
B	T	3 Ø 3/4"+ 1 Ø 7/8"	12.38	25
B	C	1 Ø 3/4"	2.85	--
C	T	2 Ø 5/8"+ 1 Ø 3/4"+ 1 Ø 7/8"	10.66	23
D	T	2 Ø 5/8"+ 1 Ø 3/4"	6.80	16
Tramo A-B	T	1 Ø 5/8"+ 2 Ø 3/4"	7.68	17
B-C	T	2 Ø 5/8"+ 2 Ø 3/4"	9.65	22
C-D	T	1 Ø 3/4"+ 1 Ø 7/8"	6.71	13

1 V A4-D4

TIPO F	
b	= 25 cm
h	= 60
d	= 55

- MOMENTOS Y AREAS DE ACERO:

M mín = 4560 kg-m.

Mc = 8320 kg-m.

- - - - - - - - - - - - - - - - - -

Apoyo A : M = 5200 < Mc

As = 5200/668 As = 7.80 cm^2

Apoyo B : M = 9200 > Mc

$As_t = As_1 + As_2$

$As_t = 12.50 + \frac{9200-8320}{700}$ As_t = 13.76

A's = (9200-8320)/700 A's = 1.26

Tramo B-C

Apoyo B

Vs = 11500 - 4550 = 6950 kgs.

v máx. = 11500/1080 = 10.6 = 0.076 f'c

s máx. = 50/4 = 12.5 = 10 cms.

s mín.-3/8" = 86000/6950 = 12 cms.

a = 90 cms.

1 @ 3/8" á 5
9 @ 3/8" á 10

Apoyo C

Vs = 10000 - 4550 = 5450 kgs. (id. Nivel + 9 - Tramo B-C, Apoyo C)

a = 130 cms.

1 @ 3/8" á 5
13 @ 3/8" á 10

Tramo C-D

Apoyo C

Vs = 8500 - 4550 = 3950 kgs. (Aprox. Nivel + 9, Tramo C-D, Apoyo C)

a = 100 cms.

1 @ 3/8" á 10
1 @ 3/8" á 20
3 @ 3/8" á 25

Apoyo D

Vs = 6700 - 4550 = 2150 kgs. (Aprox. Nivel + 6, Tramo A-B, Apoyo A)

a = 75 cms.

1 @ 1/4" á 10
1 @ 1/4" á 20
2 @ 1/4" á 25

ADHERENCIA:

Apoyo	A :	Eo	=	6600/455	= 14.60 cms.
	B :	Eo	=	11500/455	= 25.20
	C :	Eo	=	10000/455	= 22.00
	D :	Eo	=	6700/455	= 14.70
Tramo	A-B :	Eo	=	6200/455	= 13.60
	B-C :	Eo	=	10200/455	= 22.40
	C-D :	Eo	=	5500/455	= 12.00

---oOo---

2 V A4-D4

TIPO E	
b	= 25 cm
h	= 55
d	= 50

- MOMENTOS Y AREAS DE ACERO:

M mín = 3800 kg-m.

Mc = 6875 kg-m.

Apoyo A : M = 3000 < M mín As_{min} = 6.25 cm^2

Apoyo B : M = 7700 > Mc

$As_t = As_1 + As_2$

$As_t = 11.40 + \frac{7700-6875}{630}$ As_t = 12.72

A's = (7700-6875)/630 A's = 1.32

Apoyo C : M = 7100 ≈ Mc

As = 7100/605 As = 11.80

Apoyo D : M = 3200 < M mín As mín= 6.25

Tramo A-B : M = 4800 < Mc ..... (+) As = 4800/605 = 7.90 cm^2

B-C : M = 5200 < Mc ..... (+) As = 5200/605 = 8.60

C-D : M = 4200 < Mc ..... (+) As = 4200/605 = 6.95

---oOo---

- ESFUERZOS CORTANTES:

Tramo A-B

Apoyo A

Vs = 6600 - 4550 = 2050 kgs. (id. Nivel + 9 - Tramo A-B, Apoyo A)

a = 80 cms.....

1 - 1/4" á 10
1 - 1/4" á 20
2 - 1/4" á 25

Apoyo B

Vs = 8900 - 4550 = 4350 kgs. (id. Nivel + 9 - Tramo A-B, Apoyo B)

a = 145 cms.....

1 - 3/8" á 10
1 - 3/8" á 20
5 - 3/8" á 25

- ADHERENCIA:

Apoyo	A	:	Eo	=	6600/455	= 14.50 cms.
	B	:	Eo	=	11800/455	= 25.50
	C	:	Eo	=	10000/455	= 22.00
	D	:	Eo	=	7700/455	= 16.50
Tramo	A-B	:	Eo	=	6400/455	= 14.00
	B-C	:	Eo	=	10400/455	= 23.00
	C-D	:	Eo	=	5900/455	= 13.00

---oOo---

COLOCACION DE LA ARMADURA: VER PLANO N° 41.

SITUACION	ESFUERZO	VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyo A	T	2 Ø 5/8"+ 1 Ø 3/4"	6.80 cm^2	16 cms.
B	T	3 Ø 3/4"+ 1 Ø 7/8"	12.38	25
B	C	1 Ø 5/8"	1.98	--
C	T	4 Ø 3/4"	11.40	24
D	T	2 Ø 5/8"+ 1 Ø 3/4"	6.80	16
Tramo A-B	T	3 Ø 5/8"+ 1 Ø 3/4"	8.77	21
B-C	T	1 Ø 5/8"+ 3 Ø 3/4"	10.50	23
C-D	T	1 Ø 5/8"+ 2 Ø 3/4"	7.68	17

----oOo----

Tramo B-C

Apoyo B

Vs	= 11800 - 4550		= 7250 kgs.
v máx.	= 11800/1080	= 11	= 0.078 f'c
s máx.	= 50/4	= 12.5	= 10 cms.
s mín.-3/8"	= 86000/7250	= 12	= 10 cms.
a	= 100 cms.		

1 - 3/8" á 5
10 - 3/8" á 10

Apoyo C

Vs	= 10000 - 4550		= 5450 kgs.
v máx.	= 10000/1080	= 9.2	= 0.066 f'c
s máx.	= 50/4	= 12.5	= 10 cms.
s mín.-3/8"	= 86000/5450		= 15 cms.
a	= 130 cms.		

1 - 3/8" á 5
13 - 3/8" á 10

Tramo C-D

Apoyo C

Vs	= 8600 - 4550		= 4050 kgs.
v máx.	= 8600/1080	= 8	= 0.057 f'c
s máx.	= 50/2		= 25 cms.
s mín.-3/8"	= 86000/4050	= 21	= 20 cms.
V's	= 86000/25		= 3450 kgs.
V'x	= 3450 + 4550		= 8000 kgs.
x'	= 20 cms.		
a	= 105 cms.		

1 - 3/8" á 10
1 - 3/8" á 20
3 - 3/8" á 25

Apoyo D

Vs	= 7700 - 4550		= 3150 kgs.
v máx.	= 7700/1080	= 7.1	= 0.051 f'c
s máx.	= 50/2		= 25 cms.
s mín.-3/8"	= 86000/3150		= 27 cms.
a	= 100 cms.		

1 - 3/8" á 10
4 - 3/8" á 25

---oOo---

Apoyo B : M = 8000 > Mc

$As_t = As_1 + As_2$

$As_t = 11.40+(8000-6875)/630$ $\quad As_t = 12.38\ cm^2$

A's = (8000-6875)/630 $\quad$ A's = 1.77

Apoyo C : M = 7400 ≈ Mc

As = 7400/605 $\quad$ As = 12.20

Apoyo D : M = 3400 < M mín $\quad$ As = 6.25

Tramo A-B: M = 5200 < Mc ..... (+) As = 5200/605 = 8.60 cm^2

B-C: M = 5400 < Mc ..... (+) As = 5400/605 = 8.90

C-D: M = 4400 < Mc ..... (+) As = 4400/605 = 7.30

---oOo---

- ESFUERZOS CORTANTES:

Tramo A-B

Apoyo A

Vs	= 6600 - 4550		= 2050 kgs.
v máx.	= 6600/1080	= 6.1	= 0.0435 f'c
s máx.	= 50/2		= 25 cms.
s mín.-1/4"	= 38800/2050	= 19	= 20 cms.
V's	= 38800/25		= 1550 kgs.
V'x	= 1550 + 4550		= 6100 kgs.
x'	= 20 cms.		
a	= 80 cms.		

1 @ 1/4" á 10
1 @ 1/4" á 20
2 @ 1/4" á 25

Apoyo B

Vs	= 8900 - 4550		= 4350 kgs.
v máx.	= 8900/1080	= 8.2	= 0.058 f'c
s máx.	= 50/2		= 25 cms.
s mín.-3/8"	= 86000/4350		= 20 cms.
V's	= 86000/25		= 3450 kgs.
V'x	= 3450 - 4550		= 8000 kgs.
x'	= 30 cms.		
a	= 145 cms.		

1 @ 3/8" á 10
1 @ 3/8" á 20
5 @ 3/8" á 25

---oOo---

- ADHERENCIA:

Apoyo	A	:	Eo	=	4000/410	= 9.80 cms.
	B	:	Eo	=	6800/410	= 16.60
	C	:	Eo	=	6500/410	= 15.80
	D	:	Eo	=	5100/410	= 12.40
Tramo	A-B	:	Eo	=	4000/410	= 9.80
	B-C	:	Eo	=	5600/410	= 13.70
	C-D	:	Eo	=	4400/410	= 10.80

---oOo---

- COLOCACION DE LA ARMADURA: VER PLANO N° 41.

SITUACION	ESFUERZO	VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyo A	T	2 Ø 3/4"	5.70 cm^2	12 cms.
B	T	3 Ø 5/8"+ 1 Ø 3/4"	8.77	21
C	T	3 Ø 5/8"+ 1 Ø 3/4"	8.77	21
D	T	2 Ø 3/4"	5.70	12
Tramo A-B	T	2 Ø 5/8"+ 1 Ø 3/4"	6.80	16
B-C	T	3 Ø 5/8"	5.92	15
C-D	T	2 Ø 5/8"+ 1 Ø 3/4"	6.80	16

3 V A4-D4

TIPO E	
b	= 25 cm
h	= 55
d	= 50

- MOMENTOS Y AREAS DE ACERO:

M mín = 3800 kg-m.

Mc = 6875 kg-m.

- - - - - - - - - - - - - - - - - -

Apoyo A : M = 2800 < M mín

As = As mín As mín = 6.25 cm^2

Tramo B-C

Apoyo B

Vs	= 6800 - 4100		= 2700 kgs.
v máx.	= 6800/975	= 7	= 0.050 f'c
s máx.	= 45/2	= 22.5	= 20 cms.
s mín.-1/4"	= 35000/2700	= 13	= 15 cms.
V's	= 35000/20		= 1750 kgs.
V'x	= 1750 + 4100		= 5850 kgs.
x'	= 45 cms.		
a	= 105 cms.		

1 - 1/4" á 5
3 - 1/4" á 15
3 - 1/4" á 20

Apoyo C

Vs	= 6300 - 4100		= 2200 kgs.
v máx.	= 6300/975	= 6.5	= 0.0465 f'c
s máx.	= 45/2	= 22.5	= 20 cms.
s mín.-1/4"	= 35000/2200		= 15 cms.
V's	= 35000/20		= 1750 kgs.
V'x	= 1750 + 4100		= 5850 kgs.
x'	= 15 cms.		
a	= 90 cms.		

1 - 1/4" á 5
1 - 1/4" á 15
4 - 1/4" á 20

Tramo C-D

Apoyo C

Vs	= 6500 - 4100		= 2400 kgs.
v máx.	= 6500/975	= 6.7	= 0.0475 f'c
s máx.	= 45/2	= 22.5	= 20 cms.
s mín.-1/4"	= 35000/2400		= 15 cms.
V's	= 35000/20 =		= 1750 kgs.
V'x	= 1750 + 4100		= 5850 kgs.
x'	= 30 cms.		
a	= 95 cms.		

1 - 1/4" á 5
2 - 1/4" á 15
3 - 1/4" á 20

Apoyo D

Vs	= 5100 - 4100		= 1000 kgs.
v máx.	= 5100/975	= 5.2	= 0.037 f'c
s máx.	= 45/2	= 22.5	= 20 cms.
s mín.-1/4"	= 35000/1000		= 35 cms.
a	= 45 cms.		

1 - 1/4" á 10
2 - 1/4" á 20

4V A4-D4

TIPO D	
b	= 25 cm
h	= 50
d	= 45

.. MOMENTOS Y AREAS DE ACERO:

M mín = 3060 kg-m.
Mc = 5570 kg-m.

- - - - - - - - - - - - - - - - - -

Apoyo A : M = 1200 < M mín ..... (-) As = As mín = 5.70 c
B : M = 5000 < Mc ..... (-) As = 5000/545 = 9.15
C : M = 5200 < Mc ..... (-) As = 5200/545 = 9.60
D : M = 1200 < M mín ..... (-) As = As mín = 5.70

- - - - - - - - - - - -

Tramo A-B : M = 3700 < Mc ..... (+) As = 3700/545 = 6.80
B-C : M = 3000 < M mín ..... (+) As = As mín = 5.70
C-D : M = 3800 < Mc ..... (+) As = 3800/545 = 7.00

---oOo---

- ESFUERZOS CORTANTES:

Tramo A-B

Apoyo A

Vc = 4100 > V = 4000

POR LO TANTO, NO SE NECESITAN ESTRIBOS. SOLAMENTE SE COLOCARAN DE MONTAJE.

Apoyo B

Vs = 5600 - 4100 = 1500 kgs.
v máx. = 5600/975 = 5.75 = 0.04 f'c
s máx. = 45/2 = 22.5 = 20 cms.
s mín.-1/4" = 35000/1500 = 23 cms.
a = 85 cms.

1 - 1/4" á 10
4 - 1/4" á 20

Apoyo D

Vs = 11800 - 5000 = 6800 kgs. (aprox. Tramo C-D, apoyo C).

a = 145 cms.

1 - 3/8" á 5
10 - 3/8" á 15

ADHERENCIA:

Apoyo B : Eo = 14500/500 = 29.00 cms.
C : Eo = 12300/500 = 24.60
D : Eo = 11800/500 = 23.60

Tramo B-C : Eo = 10400/500 = 20.80
C-D : Eo = 8000/500 = 16.00

---oOo---

COLOCACION DE LA ARMADURA: VER PLANO N° 40.

SITUACION	ESFUERZO	VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyo B	T (')	3 Ø 3/4"+ 3 Ø 7/8"	20.12 cm^2	39 cms.
B	C	2 Ø 5/8"+ 1 Ø 3/4"	6.80	--
C	T	4 Ø 3/4"	11.40	24
D	T	4 Ø 3/4"	11.40	24
Tramo B-C	T	2 Ø 5/8"+ 2 Ø 3/4"	9.65	22
C-D	T	3 Ø 3/4"	8.52	18

(') = ACERO EN DOS CAPAS

---oOo---

- ESFUERZOS CORTANTES:

Tramo B-C

Apoyo B

Vs = 14500 - 5000 = 9500 kgs.

v máx. = 14500/1190 = 12.2 = 0.087 f'c

POR LO TANTO:
ESTRIBOS Y BAR
DOBLADAS.

ESTRIBOS:

Vs_1 = (2/3) Vs = (2/3)9500 = 6350 kgs.

v máx. = $\frac{5000 + 6350}{1190}$ = 9.5 = 0.068 f'c

s máx. = 55/4 = 14 = 15 cms.

s mín.-3/8" = 94500/6350 = 15 cms.

a = 160 cms.

1 - 3/8" á 5
11 - 3/8" á 15

BARRAS DOBLADAS:

Vs_2 = (1/3) Vs = (1/3) 9500 = 3150 kgs.

v máx. = $\frac{5000 + 3150}{1190}$ = 6.9 = 0.062 f'c

s máx. = 55/2 = 27.5 = 25 cms.

s mín.-1/2" = $\frac{\sqrt{2} \times 1.26 \times 1400 \times 0.866 \times 55}{3150}$ = 39 cms.

a = 80 cms.

5 - B.D.-1/2"
á 25.

Apoyo C

Vs = 12300 - 5000 = 7300 kgs.

v máx. = 12300/1190 = 10.4 = 0.074 f'c

s máx. = 55/4 = 14 = 15 cms.

s mín.-3/8" = 94500/7300 = 13 = 15 cms.

a = 145 cms.

1 - 3/8" á 5
10 - 3/8" á 15

Tramo C-D

Apoyo C

Vs = 11700 - 5000 = 6700 kgs.

v máx. = 11700/1190 = 9.8 = 0.070 f'c

s máx. = 55/4 = 14 = 15 cms.

s mín.-3/8" = 94500/6700 = 14 = 15 cms.

a = 130 cms.

1 - 3/8" á 5
9 - 3/8" á 15

1 V B3-D3

TIPO F	
b	= 25 cm
h	= 60
d	= 55

MOMENTOS Y AREAS DE ACERO:

M mín = 4560 kg-m.

Mc = 8320 kg-m.

- - - - - - - - - - - - - - - - - -

Apoyo B : M = 13100 > Mc

Se va a colocar el acero en dos capas.

Por lo tanto:

d_B = h - 7.5 cms. = 60 - 7.5

d_B = 52.5 cms.

$Mc_B = 11 \times 25 \times 52.5^2 = 7600$ kg-m.

$As_t = As_1 + As_2$

$As_t = 0.0091 \times 25 \times 52.5 + \frac{(13100-7600)\times 100}{1400 \times (52.5-5)}$

$As_t = 12.00 + 8.30$

$As_t = 20.30 \ cm^2$ (en dos capas)

- - - - - - - - - - -

A's = (13100 - 8320)/700

A's = 6.80 cm^2

Apoyo C : M = 8400 ≈ Mc

As = 8320/668 As = 12.40 cm^2

Apoyo D : M = 8000 < Mc

As = 8000/668 As = 12.00

Tramo B-C : M = 6000 < Mc

As = 6000/668 As = 9.00

C-D : M = 5600 < Mc

As = 5600/668 As = 8.40

---oOo---

Tramo C-D

Apoyo C

Vs = 8300 - 4550 = 3750 kgs.

v máx. = 8300/1080 = 7.7 = 0.055 f'c

s máx. = 50/2 = 25 cms.

s mín.-3/8" = 86000/3750 = 23 = 25 cms.

a = 105 cms.

1 - 3/8" á 10
4 - 3/8" á 25

Apoyo D

Vs = 7600 - 4550 = 3050 kgs. (Id. Tramo C-D, apoyo D, Nivel+

a = 95 cms.

1 - 3/8" á 10
4 - 3/8" á 25

---oOo---

- ADHERENCIA:

Apoyo B : Eo = 11300/455 = 25.00 cms.

C : Eo = 9400/455 = 20.60

D : Eo = 7600/455 = 16.30

Tramo B-C : Eo = 8000/455 = 17.60

C-D : Eo = 6000/455 = 13.20

- COLOCACION DE LA ARMADURA: VER PLANO N° 40.

SITUACION	ESFUERZO	VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyo B	T	3 Ø 7/8"+ 1 Ø 1"	16.66 cm^2	29 cms.
B	C	2 Ø 3/4"	5.70	--
C	T	4 Ø 3/4"	11.40	24
D	T	2 Ø 5/8"+ 1 Ø 3/4"	7.68	16
Tramo B-C	T	2 Ø 3/4"+ 1 Ø 7/8"	9.56	19
C-D	T	1 Ø 5/8"+ 2 Ø 3/4"	7.68	17

---oOo---

2 V B3-D3

TIPO E	
b	= 25 cm
h	= 55
d	= 50

- MOMENTOS Y AREAS DE ACERO:

M mín = 3800 kg-m.
Mc = 6875 kg-m.

- - - - - - - - - - - - - - - - - -

Apoyo B : M = 10200 > Mc
$As_t = As_1 + As_2$
$As_t = 11.40 + \frac{(10200-6875)}{630}$ $As_t = 16.70\ cm^2$
A's = (10200-6875)/630 A's = 5.30

Apoyo C : M = 6600 < Mc
As = 6600/605 As = 11.00

Apoyo D : M = 3200 < M mín As mín = 6.25

Tramo B-C : M = 4800 < Mc
As = 4800/605 As = 8.00

C-D : M = 4200 < Mc
As = 4200/605 As = 7.00

- ESFUERZOS CORTANTES:

Tramo B-C

Apoyo B

Vs = 11300 - 4550 = 6750 kgs. (aprox. Tramo B-C apoyo B,Nivel+9)

a = 120 cms.

1 - 3/8" á 5
12 - 3/8" á 10

Apoyo C

Vs = 9400 - 4550 = 4850 kgs. (Id. Tramo B-C, apoyo C,Nivel+9)

a = 120 cms.

1 - 3/8" á 5
12 - 3/8" á 10

V's = 86000/25 = 3450 kgs.
V'x = 3450 + 4550 = 8000 kgs.
x' = 20 cms.
a = 120 cms.

1 - 3/8" á 1
1 - 3/8" á 2
4 - 3/8" á 2

Apoyo D

Vs = 7600 - 4550 = 3050 kgs.
v máx. = 7600/1080 = 7 = 0.050 f'c
s máx. = 50/2 = 25 cms.
s mín.-3/8" = 86000/3050 = 28 cms.
a = 85 cms.

1 - 3/8" á 1(
3 - 3/8" á 2

---oOo---

- ADHERENCIA

Apoyo B : Eo = 11400/455 = 25.00 cms.
C : Eo = 9400/455 = 20.60
D : Eo = 7600/455 = 16.30

Tramo B-C : Eo = 8200/455 = 18.00
C-D : Eo = 5900/455 = 13.00

-oOo-

- COLOCACION DE LA ARMADURA: VER PLANO N° 40.

SITUACION	ESFUERZO	VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyo B	T	3 Ø 7/8"+ 1 Ø 1"	16.66 cm^2	29 cms.
B	C	2 Ø 3/4"	5.70	--
C	T	4 Ø 3/4"	11.40	24
D	T	2 Ø 5/8"+ 1 Ø 3/4"	6.80	16
Tramo B-C	T	2 Ø 3/4"+ 1 Ø 7/8"	9.56	19
C-D	T	1 Ø 5/8"+ 2 Ø 3/4"	7.68	17

---oOo---

Apoyo B : M = 10400 > Mc

$As_t = As_1 + As_2$

$As_t = 11.40 + (10400-6875)/630$ $\quad As_t = 17.00\ cm^2$

A's = (10400-6875)/630 $\quad$ A's = 5.60

Apoyo C : M = 6800 < Mc

As = 6800/605 $\quad$ As = 11.20

Apoyo D : M = 2800 < M mín $\quad$ As mín= 6.25

Tramo B-C : M = 4800 < Mc

As = 4800/605 $\quad$ As = 8.00

Tramo C-D : M = 4600 < Mc

As = 4600/605 $\quad$ As = 7.60

---oOo---

ESFUERZOS CORTANTES:

Tramo B-C

Apoyo B

Vs	= 11400 - 4550		= 6850 kgs.
v máx.	= 11400/1080	= 10.6	= 0.076 f'c
s máx.	= 50/4	= 12.5	= 10 cms.
s mín.-3/8"	= 86000/6850	= 12.5	= 10 cms.
a	= 130 cms.		

1 - 3/8" á 5
13 - 3/8" á 10

Apoyo C

Vs	= 9400 - 4550		= 4850 kgs.
v máx.	= 9400/1080	= 8.7	= 0.062 f'c
s máx.	= 50/4	= 12.5	= 10 cms.
s mín.-3/8"	= 86000/4850		= 18 cms.
a	= 130 cms.		

1 - 3/8" á 5
13 - 3/8" á 10

Tramo C-D

Apoyo C

Vs	= 8700 - 4550		= 4150 kgs.
v máx.	= 8700/1080	= 8	= 0.057 f'c
s máx.	= 50/2	=	= 25 cms.
s mín.-3/8"	= 86000/4150		= 20 cms.

(Sigue)

Apoyo D

Vs	= 5000 - 4100		= 900	kgs.
v máx.	= 5000/975	= 5.1	= 0.036 f'c	
s máx.	= 45/2	= 22.5	= 20	cms.
s mín.-3/8"	= 77500/900	=	= 86	cms.
a	= 30 cms.			

1 @ 3/8" á 1
1 - 3/8" á 2

---oOo---

- ADHERENCIA

Apoyo B	Eo	= 7000/410	= 17.00	cms.
C	Eo	= 6200/410	= 15.20	
D	Eo	= 5000/410	= 12.20	
Tramo B-C	Eo	= 5400/410	= 13.20	
C-D	Eo	= 4300/410	= 10.50	

- COLOCACION DE LA ARMADURA: VER PLANO N° 40.

SITUACION	ESFUERZO	VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyo B	T	4 ø 3/4"	11.40 cm^2	24 cms.
C	T	2 ø 5/8"+ 2 ø 3/4"	9.65	22
D	T	2 ø 3/4"	5.70	12
Tramo B-C	T	2 ø 3/4"	5.70	12
C-D	T	1 ø 3/4"+ 1 ø 7/8"	6.71	13

3 V B3-D3

TIPO E	
b	= 25 cm
h	= 55
d	= 50

- MOMENTOS Y AREAS DE ACERO:

M mín = 3800 kg-m.

Mc = 6875 kg-m.

- ESFUERZOS CORTANTES:

Tramo B-C

Apoyo B

Vs	= 7000 - 4100		= 2900 kgs.
v máx.	= 7000/975	= 7.2	= 0.051 f'c
s máx.	= 45/2	= 22.5	= 20 cms.
s mín.-1/4"	= 35000/2900	= 12	= 10 cms.
V's	= 35000/15		= 2350 kgs.
V'x	= 2350 + 4100		= 6450 kgs.
x'	= 15 cms.		
V"s	= 35000/20		= 1750 kgs.
V"x	= 1750 + 4100		= 5850 kgs.
x"	= 55 cms.		
a	= 120 cms.		

1 - 1/4" á 5
1 - 1/4" á 10
3 - 1/4" á 15
3 - 1/4" á 20

Apoyo C

Vs	= 6200 - 4100		= 2100 kgs.
v máx.	= 6200/975	= 6.4	= 0.046 f'c
s máx.	= 45/2	= 22.5	= 20 cms.
s mín.-1/4"	= 35000/2100	= 17	= 15 cms.
V's	= 35000/20		= 1750 kgs.
V'x	= 1750 + 4100		= 5850 kgs.
x'	= 20 cms.		
a	= 85 cms.		

1 - 1/4" á 5
1 - 1/4" á 15
4 - 1/4" á 20

Tramo C-D

Apoyo C

Vs	= 6000 - 4100		= 1900 kgs.
v máx.	= 6000/975	= 6.2	= 0.044 f'c
s máx.	= 45/2	= 22.5	= 20 cms.
s mín.-3/8"	= 77500/1900		= 41 cms.
a	= 90 cms.		

1 - 3/8" á 10
4 - 3/8" á 20

Apoyo A'

Vs	= 3800 - 3200		= 600 kgs.
v máx.	= 3800/760	= 5	= 0.036 f'c
s máx.	= 35/2	= 17.5	= 15 cms.
s mín.-1/4"	= 27100/600		= 45 cms.
a	= 25 cms.		

1 - 1/4" @ 5
2 - 1/4' @ 15

- ADHERENCIA:

Apoyo A : Eo = 3000/318 = 9.40 cms.
A' : Eo = 3800/318 = 11.50

Tramo A-A' : Eo = 2400/318 = 7.60

---oOo---

- COLOCACION DE LA ARMADURA: VER PLANO N° 40.

SITUACION	ESFUERZO	VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyo A	T	1 ø 5/8"+ 1 ø 3/4"	4.83 cm^2	11 cms.
A'	T	1 ø 5/8"+ 1 ø 3/4"	4.83	11
Tramo A-A'	T	1 ø 5/8"+ 1 ø 3/4"	4.83	11

4 V B3-D3

TIPO D	
b	= 25 cm
h	= 50
d	= 45

- MOMENTOS Y AREAS DE ACERO:

M mín = 3060 kg-m.
Mc = 5570 kg-m.

- - - - - - - - - - - - - - - - - -

Apoyo B : M = 6100 ≈ Mc ..... (-) As = 6100/545 = 11.20 c
C : M = 5200 < Mc ..... (-) As = 5200/545 = 9.50
D : M = 1400 < M mín ..... (-) As = As mín = 5.70

Tramo B-C: M = 2600 < M mín ..... (+) As = As mín = 5.70
C-D: M = 3600 < Mc ..... (+) As = 3600/545 = 6.70

- ADHERENCIA:

Apoyo A Eo = 2400/318 = 7.60 cms.

A' Eo = 3500/318 = 11.00

Tramo A-A' Eo = 2200/318 = 6.90

---oOo---

- COLOCACION DE LA ARMADURA: VER PLANO N° 40.

SITUACION	ESFUERZO	VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyo A	T	1 ø 5/8"+ 1 ø 3/4"	4.83 cm^2	11 cms.
A'	T	1 ø 5/8"+ 1 ø 3/4"	4.83	11
Tramo A-A'	T	1 ø 5/8"+ 1 ø 3/4"	4.83	11

1 V A3-A'3

TIPO B	
b	= 25 cm.
d	= 40
r	= 5

- MOMENTOS Y AREAS DE ACERO:

M mín = 1850 kg-m.

Mc = 3370 kg-m.

- - - - - - - - - - - - - - - - - -

Apoyo A : M = 400 < M mín ..... (-) As = As mín = 4.40 cm^2

A' : M = 1700 < M mín ..... (-) As = As mín = 4.40

Tramo A-A' : M = 900 < M mín ..... (+) As = As mín = 4.40

ESFUERZOS CORTANTES:

Tramo A-A'

Apoyo A

V = 3000 < Vc = 3200

POR LO TANTO, NO SE NECESITAN ESTRIBOS. SOLAMENTE SE COLOCARAN DE MONTAJE.

- COLOCACION DE LA ARMADURA: VER PLANO N° 40.

SITUACION	ESFUERZO	VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyo A	T	1 ø 5/8"+ 1 ø 3/4"	4.83 cm^2	11 cms.
A'	T	1 ø 5/8"+ 1 ø 3/4"	4.83	11
Tramo A-A'	T	1 ø 5/8"+ 1 ø 3/4"	4.83	11

2 V A3-A'3

TIPO B
b = 25 cm.
h = 40
d = 35

- MOMENTOS Y AREAS DE ACERO:

M mín = 1850 kg-m.

Mc = 3370 kg-m.

- - - - - - - - - - - - - - - - - - - -

Apoyo A : M = 300 < M mín ..... (-) As = As mín = 4.40 cm^2

A' : M = 1600 < M mín ..... (-) As = As mín = 4.40

Tramo A-A' : M = 900 < M mín ..... (+) As = As mín = 4.40

---oOo---

- ESFUERZOS CORTANTES:

Tramo A-A'

Apoyo A

V = 2400 < Vc = 3200 kgs.

POR LO TANTO, NO SE NECESITAN ES
TRIBOS. SOLAMENTE SE COLOCARAN
DE MONTAJE.

Apoyo A'

Vs = 3500 - 3200 = 300 kgs.

v máx. = 3500/760 = 4.6 = 0.033 f'c

s máx. = 35/2 = 17.5 = 15 cms.

s mín.-1/4" = 27100/300 = 90 cms.

a = 15 cms.

1 @ 1/4" á 5
1 @ 1/4" á 15

3 V A3-A'3

TIPO B
b = 25 cm. h = 40 d = 35

- MOMENTOS Y AREAS DE ACERO:

M mín = 1850 kg-m.
Mc = 3370

- - - - - - - - - - - - - - - - - -

Apoyo A : M = 400 < M mín ..... (-) As = As mín = 4.40 cm^2
A' : M = 1700 < M mín ..... (-) As = As mín = 4.40
Tramo A-A' : M = 900 < M mín ..... (+) As = As mín = 4.40

---oOo---

- ESFUERZOS CORTANTES:

Tramo A-A'

Apoyo A

V = 2700 kgs. < Vc = 3200 kgs.

POR LO TANTO, NO SE NECESITAN ESTRIBOS. SOLO SE COLOCARAN DE MONTAJE.

Apoyo A'

Vs = 3600 - 3200 = 400 kgs.
v máx. = 3600/760 = 4.8 = 0.035 f'c
s máx. = 35/2 = 17.5 = 15 cms.
s mín.-1/4" = 27100/400 = 70 cms.
a = 20 cms. .....

1 @ 1/4" á 5 1 - 1/4" á 15

---oOo---

ADHERENCIA:

Apoyo A Eo = 2700/318 = 8.50 cms.
A' Eo = 3600/318 = 11.30

Tramo A-A' Eo = 2200/318 = 6.90

---oOo---

4 V A3-A'3
TIPO A
b = 25 cm.
h = 30
d = 25

- MOMENTOS Y AREAS DE ACERO:

M mín = 945 kg-m.
Mc = 1720 kg-m.

Apoyo A : M = 300 < M mín ..... (-) As = As mín = 3.15
A' : M = 1000 < Mc ..... (-) As = 1000/302 = 3.30
Tramo A-A' : M = 600 < M mín ..... (+) As = As mín = 3.15

---oOo---

- ESFUERZOS CORTANTES:

Tramo A-A'

Apoyo A

V = 1600 kgs. < Vc = 2280

POR LO TANTO, NO SE NECESITAN ESTRIBOS. SOLAMENTE SE COLOCARAN DE MONTAJE.

Apoyo A'

V = 2200 kgs. < Vc = 2280

POR LO TANTO, NO SE NECESITAN ESTRIBOS. SOLAMENTE SE COLOCARAN DE MONTAJE.

- ADHERENCIA:

Apoyo A Eo = 1600/227 = 7.10 cms.
A' Eo = 2200/227 = 9.70
Tramo A-A' Eo = 1200/227 = 5.30

---oOo---

- COLOCACION DE LA ARMADURA: VER PLANO N° 40.

SITUACION	ESFUERZO	VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyo A	T	2 ø 5/8"	3.95 cm^2	10 cms.
A'	T	2 ø 5/8"	3.95	10
Tramo A-A'	T	2 ø 5/8"	3.95	10

---oOo---

Tramo C-D

Apoyo C

Vs = 12000 - 5000 = 7000 kgs.

v máx. = 12000/1190 = 10.1 = 0.072 f'c

s máx. = 55/4 = 14 = 15 cms.

s mín.-3/8" = 94500/7000 = 14 = 15 cms.

a = 135 cms. → 1 - 3/8" á 5
9 - 3/8" á 15

Apoyo D

Vs = 12000 - 5000 = 7000 kgs. (id. Tramo C-D, Apoyo C)

a = 140 cms. → 1 - 3/8" á 5
9 - 3/8" á 15

ADHERENCIA:

Apoyo	A	Eo =	1800/500	= 3.60 cms.
	B	Eo =	11400/500	= 22.80
	C	Eo =	12600/500	= 25.20
	D	Eo =	12000/500	= 24.00
Tramo	A-B	Eo =	1600/500	= 3.20
	B-C	Eo =	8400/500	= 16.80
	C-D	Eo =	8400/500	= 16.80

---oOo---

COLOCACION DE LA ARMADURA: VER PLANO N° 39.

SITUACION	ESFUERZO	VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyo A	T	2 Ø 5/8"+ 1 Ø 3/4"	6.80 cm^2	16 cms.
B	T	2 Ø 5/8"+ 2 Ø 3/4"	9.65	22
C	T	3 Ø 3/4"+ 1 Ø 7/8"	12.38	25
C	C	1 Ø 5/8"	1.98	--
D	T	2 Ø 5/8"+ 2 Ø 7/8"	11.68	24
Tramo A-B	T	2 Ø 5/8"+ 1 Ø 3/4"	6.80	16
B-C	T	2 Ø 5/8"+ 2 Ø 3/4"	9.65	22
C-D	T	3 Ø 5/8"+ 1 Ø 3/4"	8.77	21

Tramo A-B: M = 800 < M mín ..... (+) As = As mín = 6.90
B-C: M = 6200 < Mc ..... (+) As = 6200/668 = 9.30
C-D: M = 5800 < Mc ..... (+) As = 5800/668 = 8.80

---oOo---

ESFUERZOS CORTANTES: Vc = 5000 kgs.

Tramo A-B

Apoyo A

Vc = 5000 > V = 1800 kgs.

POR LO TANTO, NO SE NECESITAN ES
BOS. SOLAMENTE SE COLOCARAN DE I
JAJE.

Apoyo B

Vc = 5000 > V = 5000 kgs.

POR LO TANTO, NO SE NECESITAN ES
BOS. SOLAMENTE SE COLOCARAN DE M
TAJE.

Tramo B-C

Apoyo B

Vs = 11400 - 5000 = 6400 kgs.
v máx. = 11400/1190 = 9.6 = 0.069 f'c
s máx. = 55/4 = 14 = 15 cms.
s mín.-3/8" = 94500/6400 = 15 cms.
a = 125 cms.

1 - 3/8" á 5
8 - 3/8" á 15

Apoyo C

Vs = 12600 - 5000 = 7600 kgs.
v máx. = 12600/1190 = 10.6 = 0.076 f'c
s máx. = 55/4 = 14 = 15 cms.
s mín.-3/8" = 94500/7600 = 12 = 10 cms.
V's = 94500/15 = 6300 kgs.
V'x = 6300 + 5000 = 11300 kgs.
x' = 40 cms.
a = 165 cms.

1 - 3/8" á 5
4 - 3/8" á 10
8 - 3/8" á 15

---oOo---

- COLOCACION DE LA ARMADURA: VER PLANO N° 39.

SITUACION	ESFUERZO	VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyo A	T	4 ø 5/8"	7.90 cm^2	20 cms.
B	T	4 ø 3/4"	11.40	24
C	T	2 ø 3/4"+ 2 ø 7/8"	13.43	26
D	T	4 ø 5/8"	7.90	20
Tramo A-B	T	1 ø 5/8"+ 2 ø 3/4"	7.68	17
B-C	T	1 ø 5/8"+ 2 ø 3/4"	7.68	17
C-D	T	1 ø 5/8"+ 2 ø 7/8"	9.71	19

1 V A2-D2
1 V A5-D5

TIPO F
b = 25 cm h = 60 d = 55

- MOMENTOS Y AREAS DE ACERO:

M mín = 4560 kg-m.

Mc = 8320 kg-m.

- - - - - - - - - - - - - - - - - -

Apoyo A: M = 800 < M mín — As mín = 6.90 cm^2

Apoyo B: M = 6600 < Mc

As = 6600/668 — As = 9.90 cm^2

Apoyo C: M = 9000 > Mc

$As_t = As_1 + As_2$

$As_t = 12.50 + (9000-8320)/700$ — As_t = 13.47 cm^2

A's = (9000-8320)/700 — A's = 0.97 cm^2

Apoyo D: M = 8000 < Mc

As = 8000/668 — As = 12.00 cm^2

---oOo---

Tramo C-D

Apoyo C

Vs	=	11800 - 4550		= 7250 kgs.
v máx.	=	11800/1080	= 10.9	= 0.078 f'c
s máx.	=	50/4	= 12.5	= 10 cms.
s mín.-3/8"	=	86000/7250	= 12	= 10 cms.
a	=	125 cms.		

1 - 3/8" á 5
12 - 3/8" á 10

Apoyo D

Vs	=	8800 - 4550		= 4250 kgs.
v máx.	=	8800/1080	= 8.1	= 0.058 f'c
s máx.	=	50/2	=	= 25 cms.
s mín.-3/8"	=	86000/4250		= 20 cms.
V's	=	86000/25		= 3450 kgs.
V'x	=	3450 + 4550		= 8000 kgs.
x'	=	20 cms.		
a	=	115 cms.		

1 - 3/8" á 10
1 - 3/8" á 20
4 - 3/8" á 25

---oOo---

- ADHERENCIA:

Apoyo A:	Eo =	8300/455	= 18.20 cms.
B:	Eo =	9400/455	= 20.60
C:	Eo =	11800/455	= 26.00
D:	Eo =	8800/455	= 19.40
Tramo A-B	Eo =	6400/455	= 14.00
B-C	Eo =	7300/455	= 15.90
C-D	Eo =	7000/455	= 15.30

---oOo---

- ESFUERZOS CORTANTES:

Tramo A-B

Apoyo A

Vs	=	8300 - 4550		= 3750 kgs.
v máx.	=	8300/1080	= 7.7	= 0.055 f'c
s máx.	=	50/2	=	= 25 cms.
s mín.-3/8"	=	86000/3750	= 23	= 20 cms.
V's	=	86000/25		= 3450 kgs.
V'x	=	3450 + 4550		= 8000 kgs.
x'	=	40 cms.		
a	=	100 cms.		

1 = 3/8" á 10
2 = 3/8" á 20
2 - 3/8" á 25

Apoyo B

Vs	=	9200 - 4550		= 4650 kgs.
v máx.	=	9200/1080	= 8.5	= 0.060 f'c
s máx.	=	50/2		= 25 cms.
s mín.-3/8"	=	86000/4650	= 19	= 20 cms.
V's	=	86000/25	=	= 3450 kgs.
V'x	=	3450 + 4550		= 8000 kgs.
x'	=	35 cms.		
s	=	120 cms.		

1 = 3/8" á 10
2 = 3/8" á 20
3 - 3/8" á 25

Tramo B-C

Apoyo B

Vs	=	9400 - 4550		= 4850 kgs.
v máx.	=	9400/1080	= 8.7	= 0.062 f'c
s máx.	=	50/4	= 12.5	= 10 cms.
s mín.-1/4"	=	38800/4850	= 8	= 10 cms.
a	=	125 cms.		

1 = 1/4" á 5
12 - 1/4" á 10

Apoyo C

Vs	=	9700 - 4550		= 5150 kgs.
v máx.	=	9700/1080	= 8.9	= 0.064 f'c
s máx.	=	50/4	= 12.5	= 10 cms.
s mín.-3/8"	=	86000/5150	= 17	= 20 cms.
a	=	135 cms.		

1 = 3/8" á 5
13 - 3/8" á 10

- COLOCACION DE LA ARMADURA: VER PLANO N° 39.

SITUACION	ESFUERZO	VARILLA	AREA	PERIMET
Apoyo A	T	4 ø 5/8"	7.90 cm^2	20 cms
B	T	3 ø 3/4"+ 1 ø 7/8"	8.77	25
B	C	2 ø 5/8"	3.95	--
C	T	2 ø 3/4"+ 2 ø 7/8"	13.43	26
C	C	1 ø 3/4"	2.85	--
D	T	4 ø 5/8"	7.90	20
Tramo A-B	T	3 ø 5/8"+ 1 ø 3/4"	8.77	21
B-C	T	1 ø 5/8"+ 2 ø 3/4"	7.68	17
C-D	T	2 ø 5/8"+ 2 ø 3/4"	9.65	22

2 V A2-D2
2 V A5-D5

TIPO E
b = 25 cm. h = 55 d = 50

- MOMENTOS Y AREAS DE ACERO:

Apoyo A: M = 3800 = M mín ..... (-) As = As min =

B: M = 6800 < Mc ..... (-) As = 6800/605 = 1

C: M = 7000 ≈ Mc ..... (-) As = 6875/605 = 1

D: M = 4600 < Mc ..... (-) As = 4600/605 =

Tramo A-B: M = 5000 < Mc ..... (+) As = 5000/605 =

B-C: M = 4600 < Mc ..... (+) As = 4600/605 =

C-D: M = 5400 < Mc ..... (+) As = 5400/605 =

---oOo---

Tramo B-C

Apoyo B

Vs = 9600 - 4550 = 5050 kgs.
v máx. = 9600/1080 = 8.9 = 0.064 f'c
s máx. = 50/4 = 12.5 = 10 cms.
s mín.-3/8" = 86000/5050 = 17 cms.
a = 135 cms .....

1 - 3/8" á 5
13 - 3/8" á 10

Apoyo C

Vs = 10200 - 4550 = 5650 kgs.
v máx. = 10200/1080 = 9.4 = 0.067 f'c
s máx. = 50/4 = 12.5 = 10 cms.
s mín.-3/8" = 86000/5650 = 15 cms.
a = 135 cms .....

1 - 3/8" á 5
13 - 3/8" á 10

Tramo C-D

Apoyo C

Vs = 12300 - 4550 = 7750 kgs.
v máx. = 12300/1080 = 11.3 = 0.081 f'c
s máx. = 50/4 = 12.5 = 10 cms.
s mín.-3/8" = 86000/7750 = 11 = 10 cms.
a = 145 cms .....

1 - 3/8" á 5
14 - 3/8" á 10

Apoyo D

Vs = 8700 - 4550 = 4150 kgs. (aprox. Tramo A-B, Apoyo A)

a = 100 cms .....

1 - 3/8" á 10
1 - 3/8" á 20
3 - 3/8" á 25

ADHERENCIA:

Apoyo	A	Eo	=	8600/455	= 19.00 cms.
	B	Eo	=	10000/455	= 22.00
	C	Eo	=	12300/455	= 26.00
	D	Eo	=	8700/455	= 19.10
Tramo	A-B	Eo	=	7000/455	= 15.40
	B-C	Eo	=	7600/455	= 16.80
	C-D	Eo	=	7800/455	= 17.20

---oOo---

Apoyo B : $M = 7600 > Mc$

$As_t = As_1 + As_2$

$As_t = 11.40 + (7600 - 6875)/630$ $\quad As_t = 12.55$ cm²

$A'_s = (7600 - 6875)/630$ $\quad A'_s = 1.15$

Apoyo C : $M = 8000 > Mc$

$As_t = As_1 + As_2$

$As_t = 11.40 + (8000 - 6875)/630$ $\quad As_t = 13.20$ cm²

$A'_s = (8000 - 6875)/630$ $\quad A'_s = 1.80$

Apoyo D : $M = 4000 < Mc$

$As = 4000/605$ $\quad As = 6.60$ cm²

Tramo A-B $M = 5400 < Mc$ ..... (+) $As = 5400/605 = 9.00$ cm²

B-C $M = 4800 < Mc$ ..... (+) $As = 4800/605 = 7.90$

C-D $M = 6000 < Mc$ ..... (+) $As = 6000/605 = 9.90$

---oOo---

- ESFUERZOS CORTANTES:

Tramo A-B

Apoyo A

Vs	= 8600 - 4550	= 4050 kgs.
v máx.	= 8600/1080 = 8	= 0.057 f'c
s máx.	= 50/2 =	= 25 cms.
s mín.-3/8"	= 86000/4050 = 21	= 20 cms.
V's	= 86000/25	= 3450 kgs.
V'x	= 3450 + 4550	= 8000 kgs.
x'	= 15 cms	
a	= 100 cms	

1 - 3/8" á 10
1 - 3/8" á 20
3 - 3/8" á 25

Apoyo B

Vs	= 10000 - 4550	= 5450 kgs.
v máx.	= 10000/1080 = 9.2	= 0.066 f'c
s máx.	= 50/4 = 12.5	= 10 cms.
s mín.-3/8"	= 86000/5450	= 16 cms.
a	= 150 cms	

1 - 3/8" á 5
15 - 3/8" á 10

- ADHERENCIA:

Apoyo A	Eo	=	4800/410	=	11.80 cms.
B	Eo	=	6400/410	=	15.60
C	Eo	=	6500/410	=	15.80
D	Eo	=	5100/410	=	12.40
Tramo A-B	Eo	=	4500/410	=	11.00
B-C	Eo	=	3800/410	=	9.60
C-D	Eo	=	4600/410	=	11.20

---oOo---

- COLOCACION DE LA ARMADURA: VER PLANO N° 39.

SITUACION	ESFUERZO	VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyo A	T	2 Ø 3/4"	5.70 cm^2	12 cms.
B	T	3 Ø 5/8"+ 1 Ø 3/4"	8.77	21
C	T	3 Ø 5/8"+ 1 Ø 3/4"	8.77	21
D	T	2 Ø 3/4"	5.70	12
Tramo A-B	T	2 Ø 5/8"+ 1 Ø 3/4"	6.80	16
B-C	T	2 Ø 3/4"	5.70	12
C-D	T	2 Ø 5/8"+ 1 Ø 3/4"	6.80	16

3 V A2-D2
3 V A5-D5

TIPO E
b = 25 cm
h = 55
d = 50

- MOMENTOS Y AREAS DE ACERO:

M mín. = 3800 kg-m.

Mc = 6875 kg-m.

- - - - - - - - - - - - - - - - - - - -

Apoyo A : M = 3600 < M mín As mín = 6.25 cm^2

Apoyo B

Vs = 6400 - 4100 = 2300 kgs.
v máx. = 6400/975 = 6.6 = 0.047 f'c
s máx. = 45/2 = 22.5 = 20 cms.
s mín.-1/4" = 35000/2300 = 16 = 15 cms.
V's = 35000/20 = 1750 kgs.
V'x = 1750 + 4100 = 5850 kgs.
x' = 20 cms
a = 100 cms

1 - 1/4" á 5
1 - 1/4" á 15
4 - 1/4" á 20

Tramo B-C

Apoyo B

Vs = 5700 - 4100 = 1600 kgs.
v máx. = 5700/975 = 5.8 = 0.0415 f'c
s máx. = 45/2 = 22.5 = 20 cms.
s mín.-1/4" = 35000/1600 = 22 = 20 cms.
a = 70 cms

1 - 1/4" á 10
3 - 1/4" á 20

Apoyo C

Vs = 5800 - 4100 = 1700 kgs. (aprox. Tramo B-C Apoyo B)
a = 70 cms

1 - 1/4" á 10
3 - 1/4" á 20

Tramo C-D

Apoyo C

Vs = 6500 - 4100 = 2400 kgs. (aprox. Tramo A-B Apoyo B)
a = 100 cms

1 - 1/4" á 5
1 - 1/4" á 15
4 - 1/4" á 20

Apoyo D

Vs = 5100 - 4100 = 1000 kgs. (aprox. Tramo A-B, Apoyo A)
a = 30 cms

1 - 1/4" á 10
1 - 1/4" á 20

- COLOCACION DE LA ARMADURA: VER PLANO N° 38.

SITUACION	ESFUERZO	VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyo A	T	2 Ø 5/8"+ 1 Ø 3/4"	6.80 cm^2	16 cms.
B	T	4 Ø 5/8"	7.90	20
C	T	4 Ø 5/8"	7.90	20
D	T	2 Ø 3/4"	5.70	12
Tramo A-B	T	2 Ø 5/8"+ 1 Ø 3/4"	6.80	16
B-C	T	3 Ø 5/8"	5.92	15
C-D	T	3 Ø 5/8"	5.92	15

4 V A2-D2
4 V A5-D5

TIPO D	
b	= 25 cm
h	= 50
d	= 45

MOMENTOS Y AREAS DE ACERO:

M mín = 3060 kg-m.

Mc = 5570 kg-m.

- - - - - - - - - - - - - - - - - -

Apoyo A : M = 1600 < M mín ..... (-) As = As mín = 5.70

B : M = 5000 < Mc ..... (-) As = 5000/545 = 9.20

C : M = 5000 < Mc ..... (-) As = 5000/545 = 9.20

D : M = 1800 < M mín ..... (-) As = As mín = 5.70

Tramo A-B : M = 3600 < Mc ..... (+) As = 3600/545 = 6.60

B-C : M = 2600 < M mín ..... (+) As = As mín = 5.70

C-D : M = 3800 < Mc ..... (+) As = 3800/545 = 7.00

ESFUERZOS CORTANTES:

Tramo A-B

Apoyo A

Vs = 4800 - 4100 = 700 kgs.

v máx. = 4800/975 = 4.9 - 0.035 f'c

s máx. = 45/2 = 22.5 = 20 cms.

s mín.-1/4" = 35000/700 = 50 cms.

a = 30 cms .....

1 - 1/4" á 10
1 - 1/4" á 20

Apoyo C

Vu = 5600 - 3650 = 1950 kgs. (id. Tramo A-B, Apoyo B)

n = 105 cms. → 1 - 1/4" @ 5
1 - 1/4" @ 15
4 - 1/4" @ 20

Tramo C-D

Apoyo C

Vu = 5400 - 3650 = 1750 kgs. (id. Nivel + 9.00 Tramo A-B, Apoyo

n = 80 cms. → 1 - 1/4" @ 5
1 - 1/4" @ 15
3 - 1/4" @ 20

Apoyo D

Vu = 4000 - 3650 = 350 kgs.

v máx. = 4000/865 = 4.6 = 0.033 f'c

u máx. = 40/2 = 20 cms.

u mín.-1/4" = 31,000/350 = 89 cms.

n = 30 cms. → 1 - 1/4" @ 10
1 - 1/4" @ 20

- ADHERENCIA:

Apoyo	A	Bo = 5600/365	= 15.40	cms.
	B	Bo = 5600/365	= 15.40	
	C	Bo = 5600/365	= 15.40	
	D	Bo = 4000/365	= 11.00	
Tramo	A-B	Bo = 4000/365	= 11.00	
	B-C	Bo = 4400/365	= 12.00	
	C-D	Bo = 3800/365	= 10.40	

---oOo---

3° Relación de Rigideces:-

a. Cálculo:- Sabemos que: $K = E\,I / l$

- E = Módulo de elasticidad = constante.
- I = Momento de Inercia.

VIGAS:

Se puede tomar el de la sección de concreto despreciando la armadura.

COLUMNAS:

Se debe tomar el de la sección de concreto y la armadura. Con el objeto de simplificar el cálculo, se acostumbra considerar un 10 % más en el "I" de la sección de concreto por efecto de la armadura. O sea:

$$I = 1.1 \frac{bt^3}{12}$$

en donde: b x t es la sección de la columna.

- l = Luz de cálculo.

HARDY CROSS: Se toma lo siguiente:

Vigas: luz centro a centro.

Columnas: id. o también luz piso a piso.

COEFICIENTES ACI.:

Vigas:
- cuando no es solidaria con el apoyo se escoje la menor entre las siguientes:
  1) luz centro a centro
  2) luz libre + altura de la viga.
- cuando es solidaria con el apoyo se toma la luz libre.

Columnas:
- luz centro a centro o luz piso a piso.

b. Casos:

PRIMERO - Cuando $\frac{\sum K \text{ columnas}}{K \text{ viga}} \geq 8$

Significa que los momentos que absorben las columnas producen un efecto tal sobre la viga, que puede despreciarse.

-oOo-

SEGUNDO - Cuando $\frac{\leq K \text{ columnas}}{K \text{ viga}} > 8$

Significa que los momentos que absorben las columnas producen un efecto tal sobre la viga que hay que tomarlo en cuenta.

En efecto:

- Cálculo de los Momentos por el Método de Coeficientes ACI. :

  En todos los apoyos (-) $M = (1/12)\ W\ l'^2$

  En los tramos (+) M = (Coeficientes normales) x Wl'^2

- Cálculo de los Momentos por el Método de Hardy Cross

  Hay que resolver el Pórtico respectivo en el sentido de las Vigas de Arriostre.

---oOo---

4° Momentos:

a) Momento Mínimo: id. VIGAS PRINCIPALES.

b) Momento Resistente del Concreto:

id. VIGAS PRINCIPALES.

c) Momento Máximo en las caras de los apoyos y en los tramos:

(±) M en kg-mt.

- METODOS EMPLEADOS: - Coeficientes ACI.
  - Hardy Cross.

---oOo---

5° Areas de Acero:

a) Mínimo: id. VIGAS PRINCIPALES.
b) Positivo y Negativo: id. VIGAS PRINCIPALES.
c) En tracción: id. VIGAS PRINCIPALES.
d) En compresión: id. VIGAS PRINCIPALES.

Resolviendo obtenemos:

TIPO	2 f's (de ec. I)
G	88
H	126
I	1220

OBSERVACION:

Para las vigas chatas de los tipos G y H:

d' = 3 cms.

6° Esfuerzos Cortantes:

a) Corte Resistente del Concreto:

id. VIGAS PRINCIPALES.

b) Corte Máximo en las Caras de los apoyos "V", en kgs., y longitud necesaria de estribos "a" en cms.:

- METODOS UTILIZADOS:
  - COEFICIENTES ACI.
  - HARDY CROSS.

c) Corte Unitario Máximo en las caras de los apoyos:

id. VIGAS PRINCIPALES.

d) Espaciamiento Máximo permitido para los estribos y para las Barras Dobladas:

id. VIGAS PRINCIPALES.

e) Diámetros recomendables para estribos:

id. VIGAS PRINCIPALES.

f) Espaciamiento Mínimo de Estribos y Barras Dobladas:

id. VIGAS PRINCIPALES.

g) Observaciones: id. VIGAS PRINCIPALES.

---oOo---

7° Adherencia: id. VIGAS PRINCIPALES.

El valor de "V" se obtiene según se haya seguido uno de los dos métodos siguientes:

- COEFICIENTES ACI.
- HARDY CROSS.

---oOo---

8° Colocación de la Armadura: id. VIGAS PRINCIPALES.

En cada caso particular se indicará el plano correspondiente de cada una de las vigas en consideración, como se verá más adelante.

---oOo---

9° Resumen: Con el objeto de facilitar el cálculo, se ha confeccionado el Cuadro de la siguiente página: "CUADRO GENERAL - DISEÑO DE VIGAS DE ARRIOSTRE".

"CUADRO GENERAL - DISEÑO DE VIGAS DE ARRIOSTRE"

TIPOS				G	H	I
DIMENSION	cm.	b		40	40	25
		h		17	20	40
		d		14	17	35
MOMENTO	k-m	(±) M mín		350	545	1850
		Mc		634	990	3370
ACERO	cm^2	ACI	(±) As mín	2.40	3.00	4.40
		M ≤ Mc	(±) As	M/146	M/182	M/424
		M > Mc	As_1	4.40	5.46	7.95
			As_2	$\frac{M-634}{98}$	$\frac{M-990}{140}$	$\frac{M-3370}{420}$
			A's	$\frac{M-634}{9.7}$	$\frac{M-990}{12.6}$	$\frac{M-3370}{366}$
CORTE	kg.	Vc		1750	2180	3200
	$\frac{kg.}{cm^2}$	v máx.		V/415	V/520	V/760
	cm.	s mín.	1/4"	$\frac{9300}{Vs}$	$\frac{11700}{Vs}$	$\frac{27100}{Vs}$
			3/8"	$\frac{20700}{Vs}$	$\frac{26000}{Vs}$	$\frac{60000}{Vs}$
ADHERENCIA	cm.	Eo		V/109	V/136	V/318

---oOo---

D. SOLUCION:

4 V A1-A6

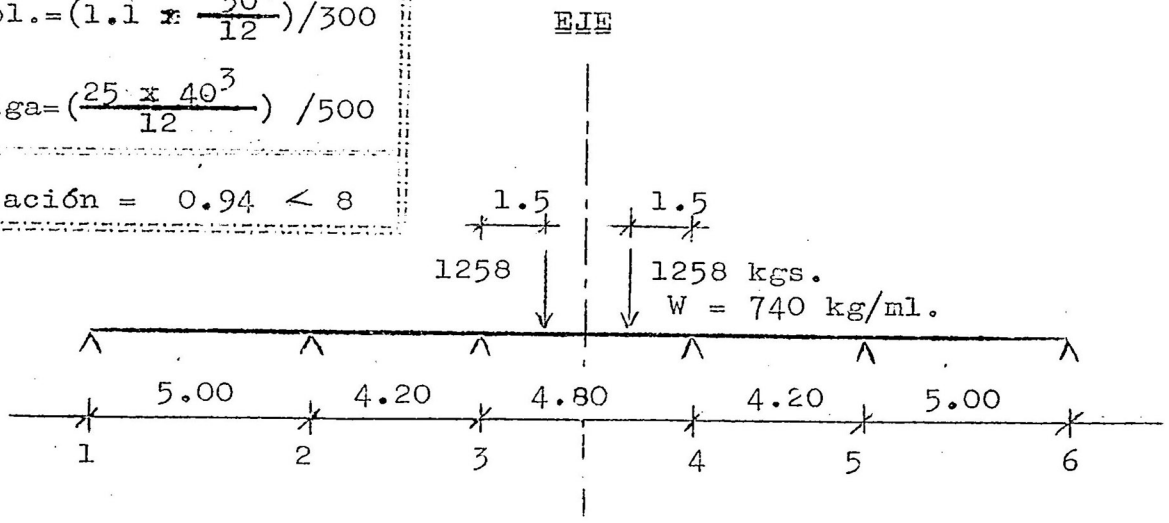
TIPO I	
b	= 25 cm
h	= 40
d	= 35

CHEQUEO DE LAS RIGIDECES

$\leq Kcol. = (1.1 \times \frac{30^4}{12})/300$

$Kviga = (\frac{25 \times 40^3}{12})/500$

Relación = 0.94 < 8



METODO DE HARDY CROSS

1. MOMENTOS MAXIMOS Y AREAS DE ACERO:

a. Rigideces: Debido a la simetría existente, tenemos:

Tramos 1-2 y 5-6	K = 1/5.00	=	0.200
2-3 y 4-5	K = 1/4.20	=	0.238
3-4	$K = \frac{1/4.80}{2}$	=	0.104

b. Coeficientes de Distribución:

C_{1-2}	=	C_{6-5}	=	1.000
C_{2-1}	=	C_{5-6}	=	0.456
C_{2-3}	=	C_{5-4}	=	0.544
C_{3-2}	=	C_{4-5}	=	0.695
C_{3-4}	=	C_{4-3}	=	0.305

c. Momentos de Empotramiento Perfecto:

$M_1 = M_6$ (extremo) $= (1/16)\ 740 \times 5^2 = 1150$ kg-m.

$M_{1-2} = M_{2-1} = (1/12)\ 740 \times 5^2 = M_{5-6} = M_{6-5} = 1540$

$$M_{2-3} = M_{3-2} = (1/12)\ 740 \times 4.2^2 = M_{4-5} = M_{5-4} = 1100 \text{ kg-m}$$

$$M_{3-4} = M_{4-3} = \frac{740 \times 4.8^2}{12} + \frac{1258 \times 3.3^2 \times 1.5}{4.8^2} + \frac{1258 \times 3.3 \times 1.5^2}{4.8^2} = 2835$$

d. Distribución de Momentos:

	1	.456	.544	.695	.305	EJE
-1150	+1540	-1540	+1100	-1100	+2835	
	- 390	- 195				
	+ 145	+ 290	+ 345	+ 172		
	- 145	- 72	- 670	-1340	- 567	
	+ 170	+ 340	+ 402	+ 201		
	- 170	- 85	- 70	- 140	- 61	
		+ 71	+ 84			
-1150	+1150	-1191	+1191	-2207	+2207	
	1		2	3		

e. Momentos Isostáticos: Se han calculado varios valores de los Momentos Isostáticos para sus correspondientes "x" en c/u de los tramos.

f. Dibujo del Diagrama: VER PLANO N° 36.

g. Obtención de los Momentos Máximos en las caras de los apoyos y en los tramos:

Apoyos	1 y 6	M	=	700 kg-m.
	2 y 5	M	=	900
	3 y 4	M	=	1850
Tramos	1-2 y 5-6	M	=	1200
	2-3 y 4-5	M	=	0
	3-4	M	=	1800

-oOo-

h. Ahora bien: M mín = 1850 kg-m. = M máx. obtenido en los apoyos 3 y 4.

Por lo tanto: As gral. = As mín = 4.40 cm^2

---oOo---

2. CORTES MAXIMOS.

Vc = 3200 kgs.

El V máx. ocurre en el tramo 3-4 y es igual a:

$$740 \times (4.8)/2 + 1258 \times 2/2 = 3038 \text{ kgs.} < Vc.$$

POR LO TANTO, NO SE NECESITAN ESTRIBOS. SOLAMENTE SE COLOCARAN DE MONTAJE.

---oOo---

5. ADHERENCIA:-

$$Eo_{máx} = 3038/318 = 9.50 \text{ cms.}$$

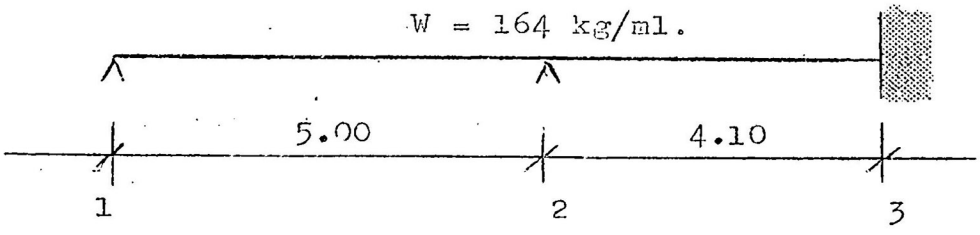
---oOo---

6. COLOCACION DE LA ARMADURA. VER PLANO N° 42.

	AREA	PERIMETRO
As gral = 2 Ø 1/2" + 1 Ø 5/8" =	4.51 cm^2	..... 13 cms.

4 V B1-B3

TIPO G	
b	= 40 cm
h	= 17
d	= 14



RELACION DE RIGIDECES

"R"

$$\Sigma K \text{ col.} = (1.1 \times \frac{30^4}{12})/300 \qquad K \text{ viga} = \frac{(1/12)40 \times 17^3}{500}$$

$$R = 7\ 5 < 8$$

METODO DE HARDY CROSS

1. MOMENTOS MAXIMOS Y AREAS DE ACERO:

a) Rigideces:

$$K_{1-2} = 1/5.00 = 0.200$$
$$K_{2-3} = 1/4.10 = 0.245$$

b) Coeficientes de Distribución:

$$C_{1-2} = 1.000$$
$$C_{2-1} = 0.450$$
$$C_{2-3} = 0.550$$
$$C_{3-2} = 0.000$$

c) Momentos de Empotramiento Perfecto: $M = (1/12)W\,l^2$ kg-m.

-en apoyos interiores-

M_1 (extremo) $= (1/16)\ 164 \times 5^2 = 255$ kg-mt.

$M_{1-2} = M_{2-1} = (1/12)\ 164 \times 5^2 = 340$

$M_{2-3} = M_{3-2} = (1/12)\ 164 \times 4.1^2 = 230$

---oOo---

d) Distribución de Momentos:

	1	.450	.550	0
- 255	+ 340	- 340	+ 230	- 230
	- 85	- 42		
	+ 34	+ 68	+ 84	+ 42
	- 34			
- 255	+ 255	- 314	+ 314	- 188
	1	2		3

e) Momentos Isostáticos: Se han calculado varios valores de los momentos isostáticos para sus correspondientes "x" en cada uno de los tramos.

f) Dibujo del Diagrama: VER PLANO N° 36.

g) Obtención de los Momentos Máximos en las caras de los apoyos y en los tramos:

Apoyos	1	M	= 170	kg-m.
	2	M	= 250	
	3	M	= 190	
Tramos	1-2	M	= 240	
	2-3	M	= 100	

h) Ahora bien:

M máx. en 2 = 250 < M mín = 350 kg-m.

Por lo tanto:

As gral. = As mín. = 2.40 cm^2

---oOo---

· CORTES MAXIMOS:

Vc = 1750 kgs.

V máx. = 164 x 5/2 = 410 kgs. < Vc

POR LO TANTO, NO SE NECESITAN ESTRIBOS. SOLAMENTE SE COLOCARAN DE MONTAJE.

---oOo---

· ADHERENCIA:

Eo máx. = 410/109 = 3.80 cms.

---oOo---

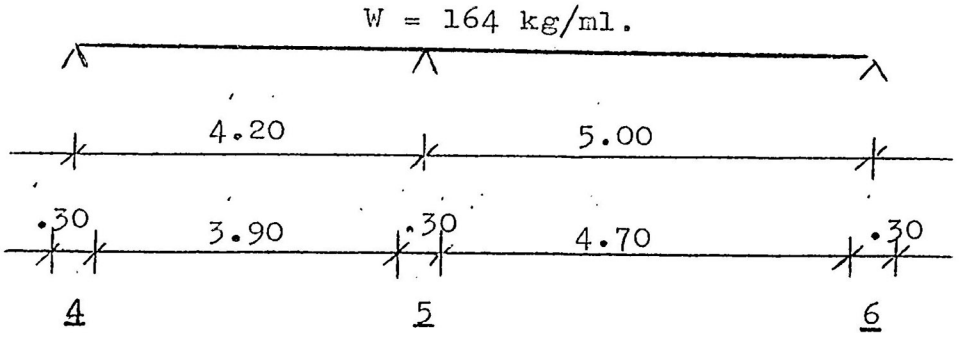
· COLOCACION DE LA ARMADURA: VER PLANO N° 42.

	AREA	PERIMETRO
As gral. = 2 ∅ 1/2"	2.53 cm^2	8.00 cms.

---oOo---

4 V B4-B6

TIPO G	
b	= 40 cm
h	= 17
d	= 14



RELACION DE RIGIDECES

id. 4 V B1-B3

$R = 7.5 < 8$

---oOo---

METODO DE COEFICIENTES ACI

1. MOMENTOS MAXIMOS Y AREAS DE ACERO.

El M máx. ocurre en el apoyo 5, y es igual a:

$$M\ máx._5 = (1/9)\ 164 \times \left(\frac{4.70 + 3.90}{2}\right)^2 = 335 \text{ kg-m.}$$

Ahora bien:

$$M\ máx._5 = 335 < M\ mín = 350 \text{ kg-m.}$$

Por lo tanto:

$$As\ gral. = As\ mín = 2.40 \text{ cm}^2.$$

2. CORTES MAXIMOS.

$Vc = 1750$ kgs.

$V\ máx = 0.575 \times 164 \times 4.70 = 450$ kgs. $< Vc$

POR LO TANTO, NO SE NECESITAN ESTRIBOS. SOLAMENTE SE COLOCARAN DE MONTAJE.

3. ADHERENCIA.

Eo máx. = 450/109 = 4.15 cms.

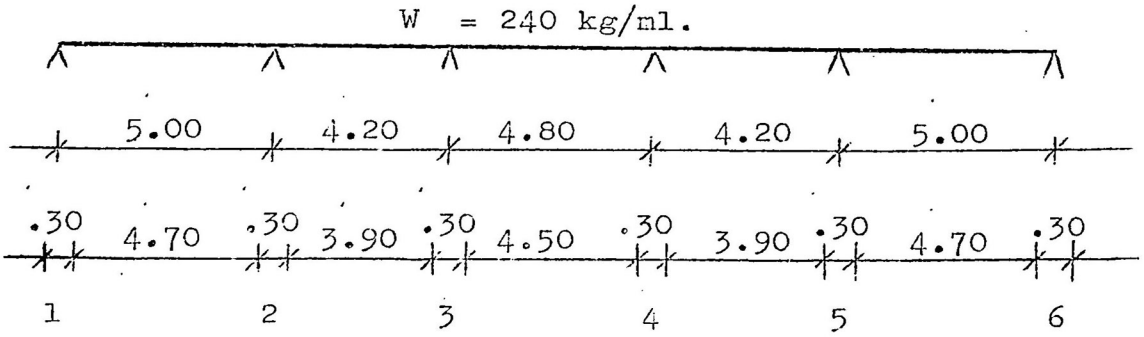
4. COLOCACION DE LA ARMADURA. VER PLANO N° 42

	AREA	PERIMETRO
As gral. = 2 Ø 1/2"	2.53 cm^2	8.00 cms.

---oOo---

4 V C1-C6

TIPO I	
b	= 25 cm
h	= 40
d	= 35



RELACION DE RIGIDECES

id. 4 V A1-A6

Entonces: R = 0.94 < 8

METODO DE COEFICIENTES ACI

1. MOMENTOS MAXIMOS Y AREAS DE ACERO.

$$M\ máx._{apoyos\ 2\ y\ 5} = (1/10)\ 240 \times \left(\frac{4.7 + 3.9}{2}\right)^2 = 445\ kg\text{-}m.$$

Ahora bien:

$$M\ máx._{apoyos\ 2\ y\ 5} = 445\ kg\text{-}m. < M\ mín = 1850\ kg\text{-}m.$$

Por lo tanto:

As gral. = As mín = 4.40 cm^2.

2. CORTES MAXIMOS.

Vc = 3200 kgs.

V máx. = 0.575 x 240 x 4.70 = 650 kgs. < Vc

POR LO TANTO, NO SE NECESITAN ESTRIBOS. SOLAMENTE SE COLOCARAN DE MONTAJE.

3. ADHERENCIA.

Eo máx. = 650/318 = 2.05 cms.

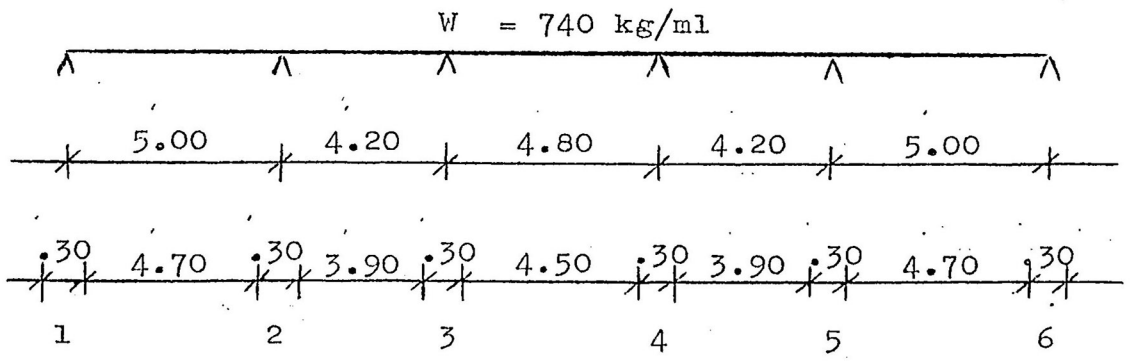
4. COLOCACION DE LA ARMADURA. VER PLANO N° 42.

	AREA	PERIMETRO
As gral. = 2 ∅ 1/2" + 1 ∅ 5/8"	4.51 cm^2	13 cms.

---oOo---

4 V D1-D6

TIPO I	
b	= 25 cm
h	= 40
d	= 35



RELACION DE RIGIDECES

id. 4 V A1-A6

R = 0.94 < 8

METODO DE COEFICIENTES ACI

1. MOMENTOS Y AREAS DE ACERO.

$$M\ máx_{\ 2\ y\ 5} = (1/10)\ 740\ \left(\frac{4.7 + 3.9}{2}\right)^2 = 1370 < M\ mín = 1850$$

As gral. = As mín. = 4.40 cm^2

---oOc---

2. CORTES MAXIMOS.

Vc = 3200 kgs.

V máx. = 0.575 x 740 x 4.70 = 2000 kgs. < Vc.

POR LO TANTO, NO SE NECESITAN ESTRIBOS. SOLAMENTE SE COLOCARAN DE MONTAJE.

3. ADHERENCIA.

Eo máx.= 2000/318 = 6.30 cms.

---oOo---

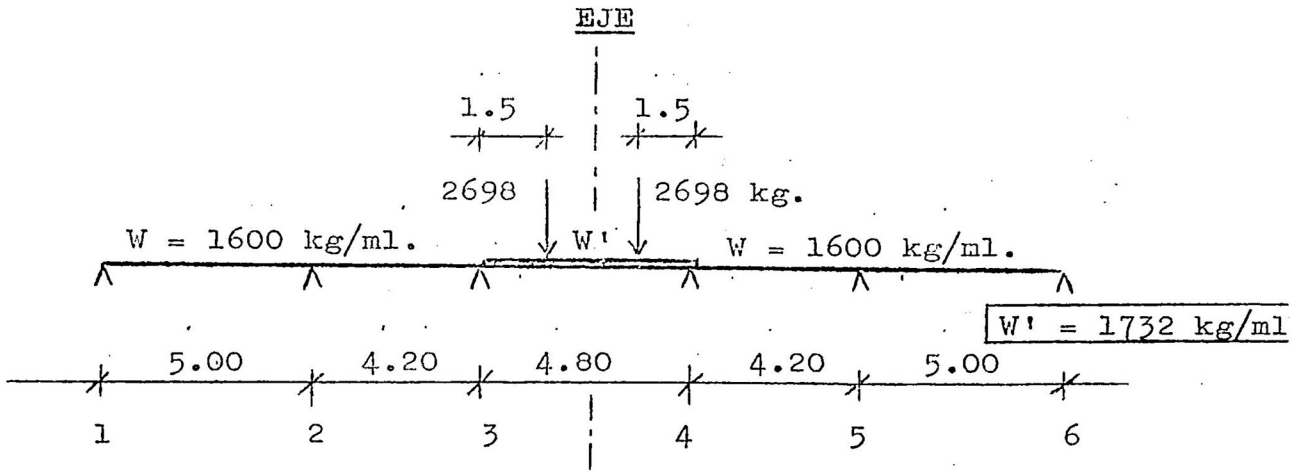
4. COLOCACION DE LA ARMADURA. VER PLANO N° 42.

	AREA	PERIMETRO
As. gral. = 2 ∅ 1/2" + 1 ∅ 5/8"	4.51 cm^2	13 cms.

---oOo---

3 V	A1-A6
2 V	A1-A6

TIPO I	
b	= 25 cm
h	= 40
d	= 35



RELACION DE RIGIDECES

Tomaremos la viga del nivel + 6.00 mt., que dá resultados más desfavorables. (CAUSA: COLUMNAS DE MAYOR SECCION).

En efecto:

$$\leqslant K \text{ col.} = \frac{(1/12)\ 30 \times 40^3 \times 1.1}{300} + \frac{(1/12)\ 30 \times 50^3 \times 1.1}{300}$$

$$K \text{ viga} = \frac{(1/12)\ 25 \times 40^3}{500}$$

Relación = $6.5 < 8$

---oOo---

METODO DE HARDY CROSS

1. MOMENTOS MAXIMOS Y AREAS DE ACERO.

a. Rigideces: Debido a la simetría existente, tenemos:

Tramos 1-2 y 5-6	K	=	1/5.00	= 0.200
2-3 y 4-5	K	=	1/4.20	= 0.238
3-4	K	=	$\frac{1/4.80}{2}$	= 0.104

b. Coeficientes de Distribución:

$$C_{1-2} = C_{6-5} = 1.000$$
$$C_{2-1} = C_{5-6} = 0.456$$
$$C_{2-3} = C_{5-4} = 0.544$$
$$C_{3-2} = C_{4-5} = 0.695$$
$$C_{3-4} = C_{4-3} = 0.305$$

c. Momentos de Empotramiento Perfecto:

$M_1 = M_6$ (extremos) $= (1/16)\ 1600 \times 5^2 = 2500$ kg-m.

$M_{1-2} = M_{2-1} = M_{6-5} = M_{5-6} = (1/12)\ 1600 \times 5^2 = 3350$

$M_{2-3} = M_{3-2} = M_{5-4} = M_{4-5} = (1/12)\ 1600 \times 4.2^2 = 2350$

$M_{3-4} = M_{4-3} = (1/12)\ 1732 \times 4.8^2 + \frac{2698 \times 1.5 \times 3.3^2}{4.8^2} + \frac{2698 \times 3.3 \times 1.5^2}{4.8^2} + = 6130$

d. Distribución de Momentos:

EJE

	1	.456	.544	.695	.305
- 2500	+ 3350	- 3350	+ 2350	- 2350	+ 6130
	- 850	- 425			
	+ 325	+ 650	+ 775	+ 387	
	- 325	- 162	- 1450	- 2900	- 1267
	+ 365	+ 730	+ 882	+ 441	
	- 365	- 182	- 152	- 305	- 136
		+ 152	+ 182		
- 2500	+ 2500	- 2587	+ 2587	- 4727	+ 4727
	1		2		3

---oOo---

e. Momentos Isostáticos: Se han calculado varios valores de los Momentos Isostáticos para sus correspondientes "x" en cada uno de los tramos.

f. Dibujo del Diagrama: VER PLANO N° 36.

g. Obtención de los Momentos Máximos en las caras de los apoyos y en los tramos:

Apoyos	1 y 6	M =	1800 kg-m.
	2 y 5	M =	2000
	3 y 4	M =	4000
Tramos	1 - 2 5 - 6	M =	2500
	2 - 3 4 - 5	M =	0
	3 - 4	M =	4400

h. Acero:

M mín = 1850 kg-m.

Mc = 3370 kg-m.

- - - - - - - - - - - - - - - - - -

Apoyos 1 y 6 : $M = 1800 < M_{mín}$ $As_{mín} = 4.40\ cm^2$

Apoyos 2 y 5 : $M = 2000 < Mc$

$As = 2000/424$ $As = 4.75$

Apoyos 3 y 4 : $M = 4000 > Mc$

$As_t = As_1 + As_2$

$As_t = 7.95 + \frac{4000 - 3370}{420}$ $As_t = 9.45$

$A's = \frac{4000 - 3370}{366}$ $A's = 1.70$

Tramos 1 - 2
5 - 6 $M = 2500 < Mc$

$As = 2500/424$ $As = 5.90$

2 - 3
4 - 5 $M = 0$

$As = As_{mín}$ $As_{mín} = 4.40$

3 - 4 $M = 4400 > Mc$

$As_t = As_1 + As_2$

$As_t = 7.95 + \frac{4400-3370}{420}$ $As_t = 10.40$

$A's = (4400-3370)/366$ $A's = 2.80$

ESTRIBOS PARA EL ACERO EN COMPRESION:

Adoptamos < Ø longitudinal = 1/2"
Ø estribo = 1/4"

Espaciamiento:

16 x ∅ 1/2" = 8" = 20 cms.

48 x ∅ 1/4" = 12" = 30 cms.

> MENOR = 20 cms.

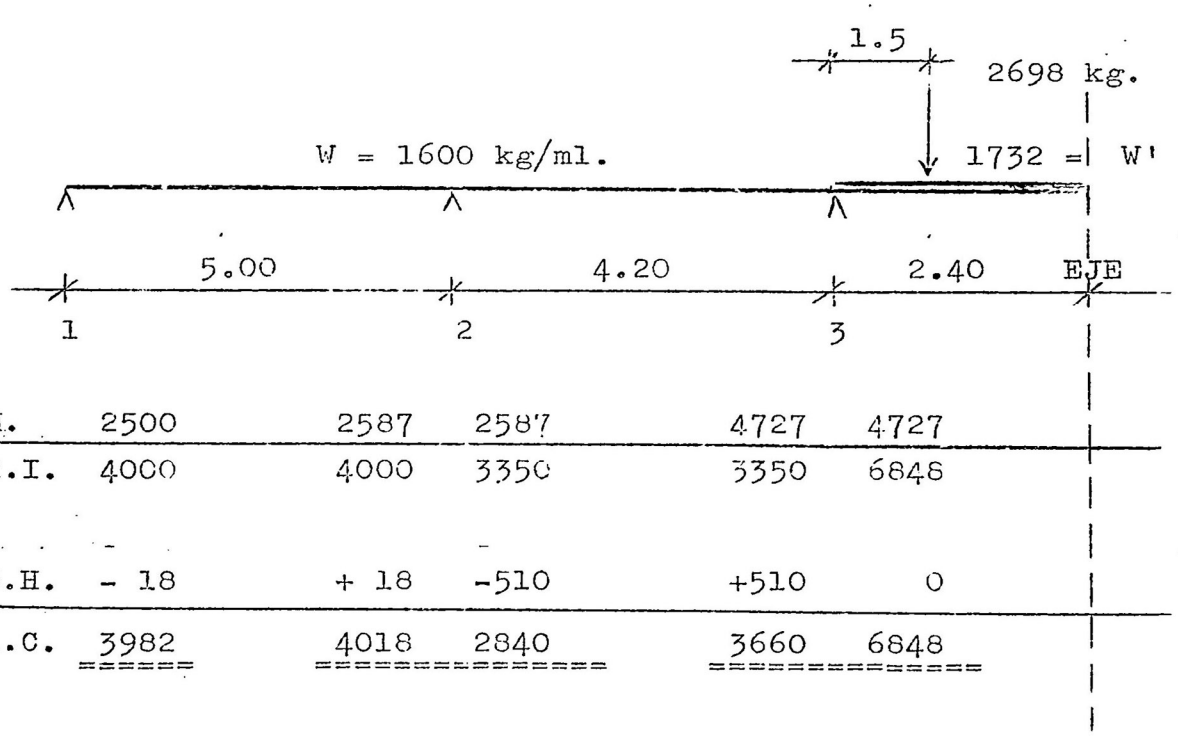
Por lo tanto:

ESTRIBOS DE COMPRESION = ∅ 1/4" a 20 cms. a todo el largo del acero en compresión.

---oOo---

2. CORTES MAXIMOS.

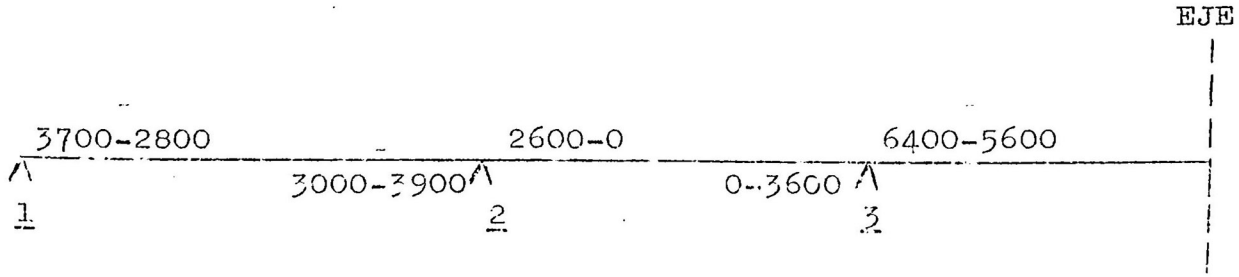
a. Reacciones en los ejes de los apoyos:



M.	2500	2587	2587	4727	4727
R.I.	4000	4000	3350	3350	6848
C.H.	- 18	+ 18	-510	+510	0
R.C.	3982	4018	2840	3660	6848

b. Dibujo del Diagrama: VER PLANO N° 36.

c. Obtención de los cortes máximos en las caras de los apoyos y en los puntos de inflexión:



d. Estribos:

Tramos 1-2 y 5-6

Apoyos 1 y 6

Vs	= 3700 - 3200		= 500	kgs.
v máx.	= 3700/760	= 4.85	= 0.035	f'c
s máx.	= 35/2	= 17.50	= 15	cms.
s mín.-1/4"	= 27100/500		= 54	cms.
a	= 30 cms.			

1 - 1/4" á 5
2 - 1/4" á 15

Apoyos 2 y 5

Vs	= 3900 - 3200		= 700	kgs.
v máx.	= 3900/760	= 5.10	= 0.037	f'c
s máx.	= 35/2	= 17.5	= 15	cms.
s mín.-1/4"	= 27100/700		= 39	cms.
a	= 35 cms.			

1 - 1/4" á 5
2 - 1/4" á 15

Tramos 2-3 y 4-5

Apoyos 2 y 5

Vc = 3200 > V = 2600

POR LO TANTO, NO SE NECESITAN ESTRIBOS.
SOLAMENTE SE COLOCARAN DE MONTAJE.

Apoyos 3 y 4

Vs = 3600 - 3200 = 400 kgs. (aprox. Tramos 1-2 y 5-6, Apoyos 1 y 6

a = 30 cms.

1 - 1/4" á 5
2 - 1/4" á 15

Tramo 3-4

Apoyos 3 y 4

Vs	= 6400 - 3200		= 3200	kgs.
v máx.	= 6400/760	= 8.4	= 0.06	f'c.
s máx.	= 35/2	= 17.5	= 15	cms.
s mín.-3/8"	= 60000/3200		= 19	cms.
a	= 130 cms.			

1 - 3/8" á 5
9 - 3/8" á 15

---oOo---

3. ADHERENCIA.

Apoyos	1 y 6	Eo =	3700/318	=	11.70 cms.
	2 y 5	Eo =	3900/318	=	12.20
	3 y 4	Eo =	6400/318	=	20.00
Tramos	1 - 2				
	5 - 6	Ec =	3000/318	=	9.40
	2 - 3				
	4 - 5	Eo =	0/318	=	0.00 (colocamos Mín).
	3 - 4	Eo =	5600/318	=	17.60

---oOo---

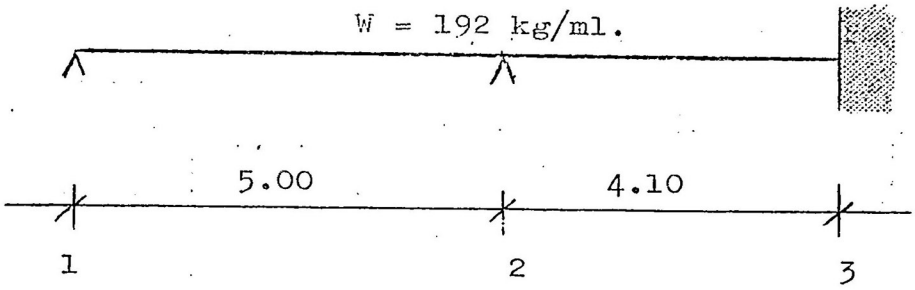
4. COLOCACION DE LA ARMADURA. VER PLANO N° 43.

SITUACION	ESFUERZO	VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyos 1 y 6	T	2 Ø 1/2"+ 1 Ø 5/8"	4.51 cm^2	13 cms.
2 y 5	T	2 Ø 1/2"+ 1 Ø 5/8"	4.51	13
3 y 4	T	2 Ø 5/8"+ 2 Ø 3/4"	9.65	22
3 y 4	C	2 Ø 1/2"	2.53	--
Tramos 1 - 2				
5 - 6	T	3 Ø 5/8"	5.92	15
2 - 3				
4 - 5	T	2 Ø 1/2"+ 1 Ø 5/8"	4.51	13
3 - 4	T	2 Ø 3/4"+ 1 Ø 1"	10.76	20
3 - 4	C	2 Ø 1/2"	2.53	--

---oOo---

3 V	B1-B3
2 V	B1-B3

TIPO H	
b	= 40 cm
h	= 20
d	= 17



RELACION DE RIGIDECES

Tomaremos la viga del nivel + 6.00 mt., que dá resultados más desfavorables. (CAUSA: COLUMNAS DE MAYOR SECCION).

$$\Sigma K \text{ col.} = \frac{(1/12)\ 30 \times 40^3 \times 1.1}{300} + \frac{(1/12)\ 30 \times 50^3 \times 1.1}{300}$$

$$K \text{ viga} = \frac{(1/12)\ 40 \times 20^3}{500}$$

Relación = 32.5 > 8

POR LO TANTO, HABRA QUE RESOLVER EL PORTICO EN EL SENTIDO DE LA VIGA DE ARRIOSTRE CONSIDERADA.

En el nivel + 9.00 mt., la relación de rigideces es la siguiente:

$$\Sigma K \text{ col.} = \frac{(1/12)\ 30^4 \times 1.1}{300} + \frac{(1/12)\ 30 \times 40^3 \times 1.1}{300}$$

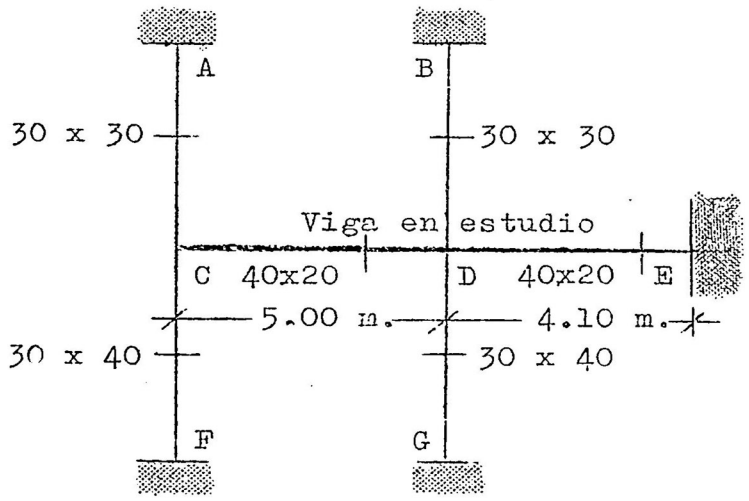
$$K \text{ viga} = \frac{(1/12)\ 40 \times 20^3}{500}$$

Relación = 15.6 > 8

Apreciamos, que la relación anterior es más desfavorable en cuanto a la rigidez de las columnas se refiere, pero para obtener mayor momento para las vigas, o sea disminuir éstos para las columnas, habrá que tomar el nivel + 9.00 mt., y así estaremos en el caso más desfavorable para el cálculo de las vigas de arriostre en consideración.

Ahora bien, de acuerdo a la "Teoría de Bogulavsky", (Ver libro "DESIGN OF REINFORCED CONCRETE", del mismo autor, Pág. 330), es posible simplificar el pórtico cortando en los niveles inmediatos superior e inferior, y considerando empotramientos perfectos en estos nudos. Esto se debe a que los momentos que se transmiten a los niveles siguientes tienen muy poco efecto en la viga considerada, y se les puede despreciar.

De acuerdo a esta Teoría, el problema se reduce únicamente al Pórtico siguiente:



Nivel + 12 m.

Nivel + 9 m.

Nivel + 6 m.

METODO DE HARDY CROSS

1. MOMENTOS MAXIMOS Y AREAS DE ACERO.

a. Momentos de Inercia:

$I_{AC} = I_{BD} = (1/12)\ 30^4 = 0.675 \times 10^5$ cm^4

$I_{CF} = I_{DG} = (1/12)\ 30 \times 40^3 = 1.600 \times 10^5$

$I_{CD} = I_{DE} = (1/12)\ 40 \times 20^3 = 0.266 \times 10^5$

b. Rigideces:

$K_{AC} = K_{BD} = 0.675/3 = 0.225$

$K_{CD} = 0.266/5 = 0.053$

$K_{DE} = 0.266/4.1 = 0.065$

$K_{CF} = K_{DG} = 1.600/3 = 0.533$

c. Coeficientes de Distribución:

Nudo A	C_{AC}	= 0.000
B	C_{BD}	= 0.000
C	C_{CA}	= 0.278
	C_{CD}	= 0.066
	C_{CF}	= 0.656
D	C_{DC}	= 0.060
	C_{DB}	= 0.257
	C_{DE}	= 0.074
	C_{DG}	= 0.609
E	C_{ED}	= 0.000
F	C_{FC}	= 0.000
G	C_{GD}	= 0.000

d. Momentos de Empotramiento Perfecto:

$M_{1-2} = M_{2-1} = (1/12)\ 192 \times 5^2 = 400$ kg-m.

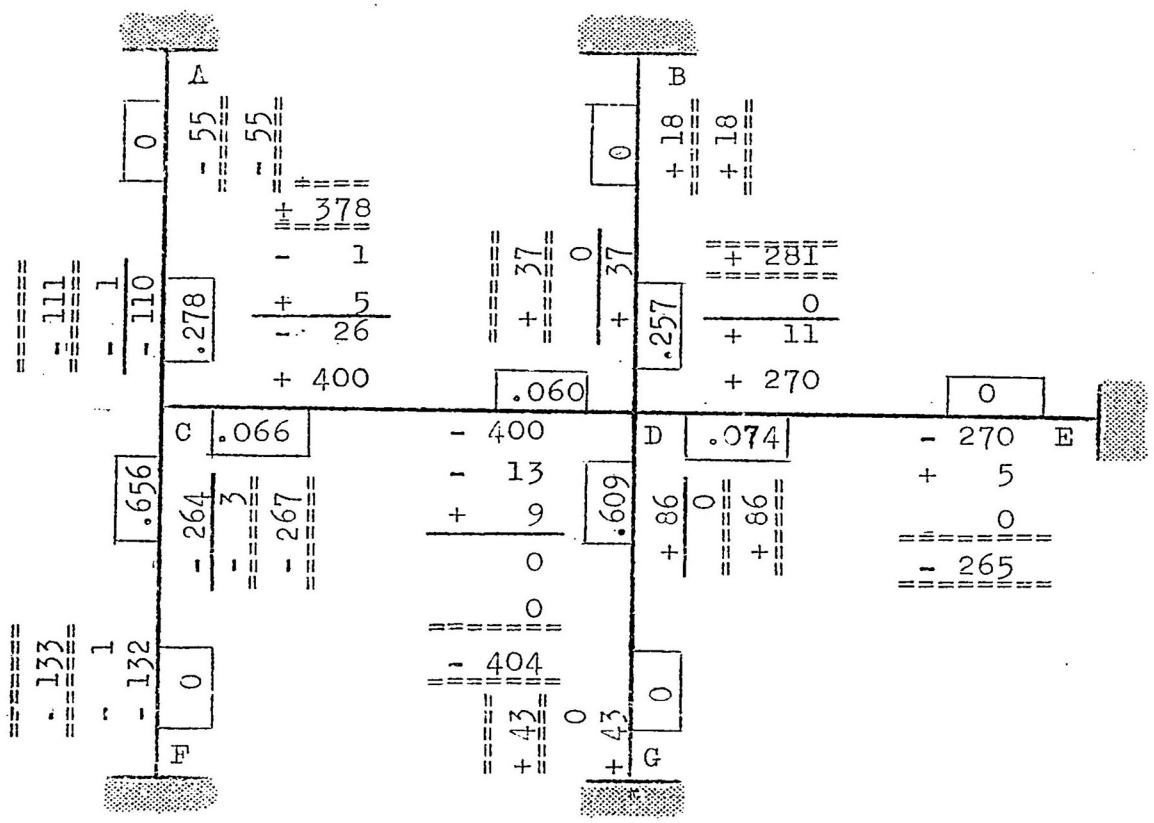
$M_{2-3} = M_{3-2} = (1/12)\ 192 \times 4.1^2 = 270$

Observación:

El NUDO C, corresponde al apoyo 1.
El NUDO D, corresponde al apoyo 2.
El NUDO E, corresponde al apoyo 3.

---oOo---

e. Distribución de Momentos:



f. Momentos Isostáticos: Se han calculado varios valores de los momentos isostáticos para sus correspondientes "x" en cada uno de los tramos.

g. Dibujo del Diagrama: VER PLANO N° 36.

h. Obtención de los Momentos Máximos en las caras de los apoyos y en los tramos:

Apoyo	1	M = 300 kg-m.
	2	M = 340
	3	M = 265
Tramo	1-2	M = 210
	2-3	M = 150

i. Acero:

M mín = 545 kg-m. > M máx. obtenido (apoyo 2)

Por lo tanto:

As gral. = As mín = 3.00 cm^2.

2. CORTES MAXIMOS.

Vc = 2180 kgs. > V máx. = 192 x (5/2) = 480 kgs.

POR LO TANTO, NO SE NECESITAN ESTRIBOS. SOLAMENTE SE COLOCARAN DE MONTAJE.

3. ADHERENCIA.

Eo máx. = 480/136 = 3.50 cms.

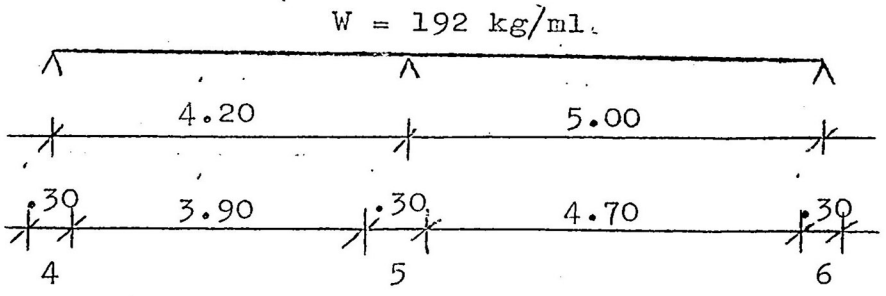
4. COLOCACION DE LA ARMADURA. VER PLANO N° 43.

	AREA	PERIMETRO
As. gral = 3 ∅ 1/2"	3.79 cm^2	12 cms.

---oOo---

3 V B1-B6
2 V B4-B6

TIPO H
b = 40 cm
h = 20
d = 17



RELACION DE RIGIDECES

id. 3 y 2 V B1-B3

Luego: En nivel + 9.00 mt..... R = 15.6 > 8
En nivel + 6.00 mt..... R = 32.5 > 8

Por lo tanto: Todos los (-) M = 1/12 W l'^2.

---oOo---

METODO DE COEFICIENTES ACI

1. MOMENTOS MAXIMOS Y AREAS DE ACERO.

   $M_{máx.\,apoyo\ 6} = (1/12)\ 192 \times 4.7^2 = 355 < M_{mín} = 545$ kg-m.

   Por lo tanto.

   As gral. = As mín = 3.00 cm^2

2. CORTES MAXIMOS.

   V máx. = 0.575 x 192 x 4.7 = 525 < Vc = 2180 kgs.

POR LO TANTO, NO SE NECESITAN ESTRIBOS. SOLAMENTE SE COLOCARAN DE MONTAJE.

3. ADHERENCIA.

   Eo máx. = 525 / 136 = 3.85 cms.

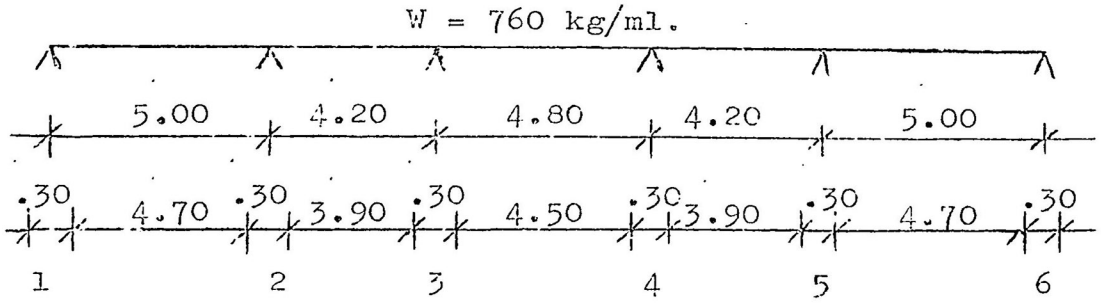
4. COLOCACION DE LA ARMADURA. VER PLANO N° 43.

	AREA	PERIMETRO
As. gral. = 3 ∅ 1/2"	3.79 cm^2	12 cms.

---oOo---

3 V	C1-C6
2 V	C1-C6

TIPO I	
b	= 25 cm
h	= 40
d	= 35



3. ADHERENCIA.

Eo máx. = 860/318 = 2.70 cms.

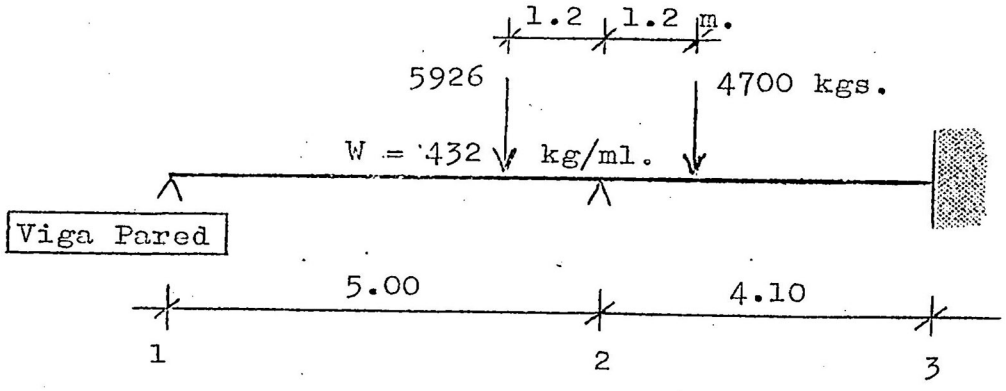
4. COLOCACION DE LA ARMADURA. VER PLANO N° 42.

	AREA	PERIMETRO
As gral = 2 ∅ 1/2" + 1 ∅ 5/8"	4.51 cm^2	13 cms.

---oOo---

1 V B1-B3

TIPO I	
b	= 25 cm
h	= 40
d	= 35



RELACION DE RIGIDECES

$$\sum K_{col.} = \frac{(1/12)\ 30 \times 50^3 \times 1.1}{300} + \frac{(1/12)\ 40 \times 50^3 \times 1.1}{300}$$

$$K_{viga} = \frac{(1/12)\ 25 \times 40^3}{500}$$

Relación = 8 aprox. $\approx$ 8

---oOo---

METODO DE HARDY CROSS

OMENTOS MAXIMOS Y AREAS DE ACERO.

a. Rigideces: id. 4 V B1-B3

b. Coeficientes de Distribución:

id. 4 V B1-B3

c. Momentos de Empotramiento Perfecto: (ext. = extremo)

$$M_1 \text{ (ext)} = \frac{3}{4}\left(\frac{432 \times 5^2}{12} + \frac{5926 \times 3.8 \times 1.2^2}{5^2}\right) = 1650 \text{ kg-m.}$$

$$M_{1-2} = \frac{432 \times 5^2}{12} + \frac{5926 \times 3.8 \times 1.2^2}{5^2} = 2200$$

$$M_{2-1} = \frac{432 \times 5^2}{12} + \frac{5926 \times 1.2 \times 3.8^2}{5^2} = 5050$$

$$M_{2-3} = \frac{432 \times 4.1^2}{12} + \frac{4700 \times 1.2 \times 2.9^2}{4.1^2} = 3460$$

$$M_{3-2} = \frac{432 \times 4.1^2}{12} + \frac{4700 \times 2.9 \times 1.2^2}{4.1^2} = 1780$$

Observación: Ver explicación del coeficiente 3/4 (Apoyo 1), en Aligerado 1 A.

d. Distribución de Momentos:

	1	.450	.550	0
- 1650	+ 2200	- 5050	+ 3460	- 1780
	- 550	- 275		
	+ 420	+ 840	+ 1025	+ 512
	- 420	- 210		
		+ 95	+ 115	
- 1650	+ 1650	- 4600	+ 4600	- 1268
	1	2		3

e. Momentos Isostáticos: Se han calculado varios valores de los momentos isostáticos para sus correspondientes "x" en cada uno de los tramos.

f. Dibujo del Diagrama: VER PLANO N° 36.

g. Obtención de los Momentos Máximos en las caras de los apoyos y en los tramos:

Apoyos	1	M	=	1200 kg-m.
	2	M	=	3400
	3	M	=	1270
Tramos	1-2	M	=	2000
	2-3	M	=	1000

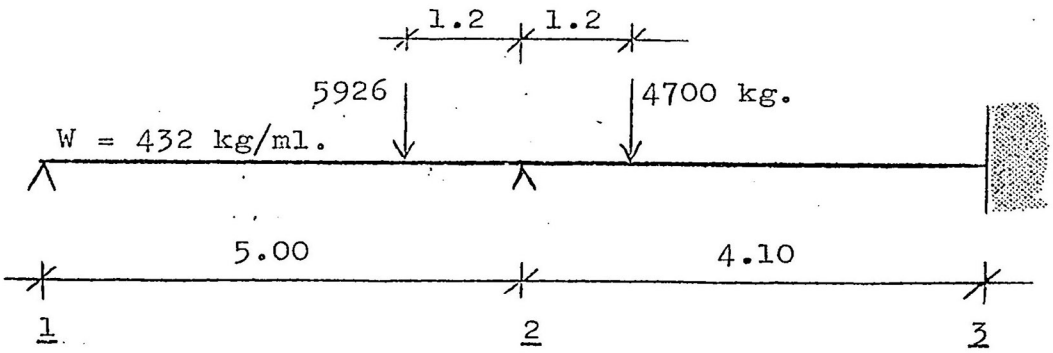
h. Acero:

M mín = 1850 kg-m.
Mc = 3370 kg-m.

Apoyo	1	:	M = 1200 < M mín	.....	(-)	As = As mín	= 4.40 cm
	2	:	M = 3400 ≈ Mc	.....	(-)	As = 3370/424	= 8.00
	3	:	M = 1270 < M mín	.....	(-)	As = As mín	= 4.40
Tramo	1-2	:	M = 2000 < Mc	.....	(+)	As = 2000/424	= 4.70
	2-3	:	M = 1000 < M mín	.....	(+)	As = As mín	= 4.40

2. CORTES MAXIMOS.

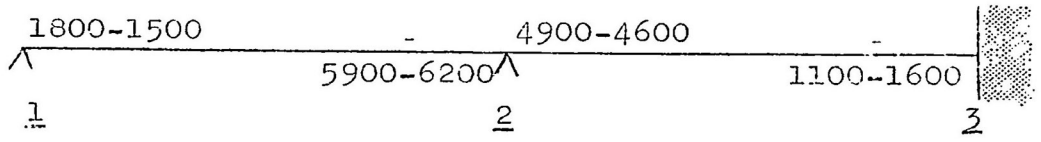
a. Reacciones en los ejes de los apoyos:



M.	1650	4600	4600	1268
R.I.	2506	5580	4260	2260
C.H.	-590	+590	+815	-815
R.C.	1916	6170	5075	1445

b. Dibujo del Diagrama: VER PLANO N° 36.

. Obtención de los cortes máximos en las caras de los apoyos y en los puntos de inflexión:



d. Estribos:

Tramo 1-2

Apoyo 1

V = 1800 < Vc = 3200 kg.

POR LO TANTO, NO SE NECESITAN ESTRIBOS. SOLAMENTE SE COLOCARAN DE MONTAJE.

Apoyo 2

Vs	= 6200 - 3200		= 3000 kgs.	
v máx.	= 6200/760	= 8.2	= 0.058 f'c	
s máx.	= 35/2	= 17.5	= 15	cms.
s mín.-1/4"	= 27100/3000	= 9	= 10	cms.
V's	= 27100/15		= 1820 kgs.	
V'x	= 1820 + 3200		= 5020 kgs.	
x'	= 100 cms. (Ver Diagrama respectivo)			
a	= 100 cms.			

1 - 1/4" á 5 10 - 1/4" á 10

Tramo 2-3

Apoyo 2

Vs	= 4800 - 3200		= 1600 kgs.	
v máx.	= 4800/760	= 6.3	= 0.045 f'c	
s máx.	= 35/2	= 17.5	= 15	cms.
s mín.-1/4"	= 27100/1600		= 17	cms.
a	= 100 cms.			

1 - 1/4" á 5 7 - 1/4" á 15

Apoyo 3

V = 1600 < Vc = 3200 kgs.

POR LO TANTO, NO SE NECESITAN ESTRIBOS SOLAMENTE SE COLOCARAN DE MONTAJE.

3. ADHERENCIA.

Apoyo	1	Eo = 1800/318 = 5.60 cms.
	2	Eo = 6200/318 = 19.40
	3	Eo = 1600/318 = 5.00
Tramo	1-2	Eo = 5900/318 = 18.60
	2-3	Eo = 4600/318 = 14.50

---oOo---

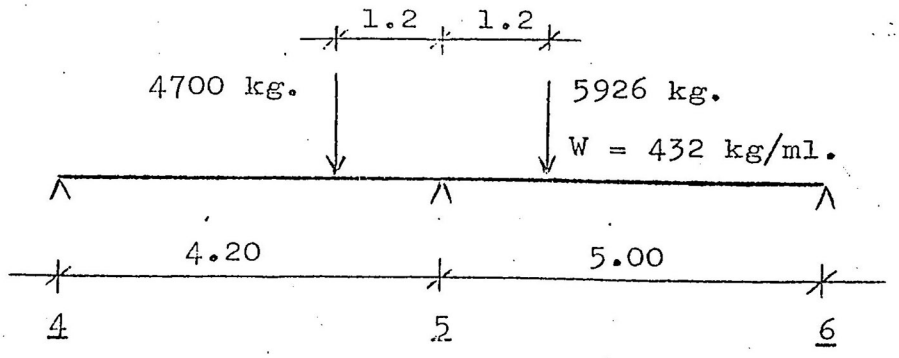
4. COLOCACION DE LA ARMADURA. VER PLANO N° 43.

SITUACION	ESFUERZO	VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyo 1	T	2 Ø 1/2"+ 1 Ø 5/8"	4.51 cm^2	13 cms.
2	T	1 Ø 1/2"+ 3 Ø 5/8"	7.18	19
3	T	3 Ø 5/8"	5.92	15
Tramo 1-2	T	1 Ø 1/2"+ 3 Ø 5/8"	7.18	19
2-3	T	3 Ø 5/8"	5.92	15

---oOo---

1 V B4-B6

TIPO I	
b	= 25 cm
h	= 40
d	= 35



RELACION DE RIGIDECES

id. 1 V B1-B3

Relación = 8 ≡ 8

METODO DE HARDY CROSS

MOMENTOS MAXIMOS Y AREAS DE ACERO.

a. Rigideces:

Tramo 4-5 $K = 1/4.20 = 0.238$

5-6 $K = 1/5.00 = 0.200$

b. Coeficientes de Distribución:

$C_{4-5} = 1.000$

$C_{5-4} = 0.544$

$C_{5-6} = 0.456$

$C_{6-5} = 1.000$

c. Momentos de Empotramiento Perfecto: (ext. = extremo)

$M_4(ext.) = \frac{3}{4}\left(\frac{432 \times 4.2^2}{12} + \frac{4700 \times 3.00 \times 1.2^2}{4.2^2}\right) = 1340$ kg-m.

$M_{4-5} = (\text{id.} + \text{id.}) = 1795$

$M_{5-4} = \left(\text{id.} + \frac{4700 \times 1.20 \times 3.0^2}{4.2^2}\right) = 3535$

$M_{5-6} = \left(\frac{432 \times 5.0^2}{12} + \frac{5926 \times 1.20 \times 3.8^2}{5^2}\right) = 5050$

$M_{6-5} = \left(\text{id.} + \frac{5926 \times 3.80 \times 1.2^2}{5^2}\right) = 2200$

$M_6(ext.) = \frac{3}{4}(\text{id.} + \text{id.}) = 1650$

Observaciones:

- Ver explicación del coeficiente 3/4 (apoyos extremos 4 y 6) en Aligerado 1 A.
- Apoyo 4 = Columna.
- Apoyo 6 = Viga Pared.

d. Distribución de Momentos:

	1	.544	.456	1	
-1340	+ 1795	- 3535	+ 5050	- 2200	+ 1650
	= 455	= 227			
	- 350	- 700	- 586	- 294	
	+ 350	+ 175	+ 422	+ 844	
		- 325	- 272		
-1340	+ 1340	- 4612	+ 4612	- 1650	+ 1650

e. Momentos Isostáticos: Se han calculado varios valores de los momentos isostáticos para sus correspondientes "x" en cada uno de los tramos.

f. Dibujo del Diagrama: VER PLANO N° 36.

g. Obtención de los Momentos Máximos en las caras de los apoyos y en los tramos:

Del Diagrama respectivo, ver PLANO N° 36.

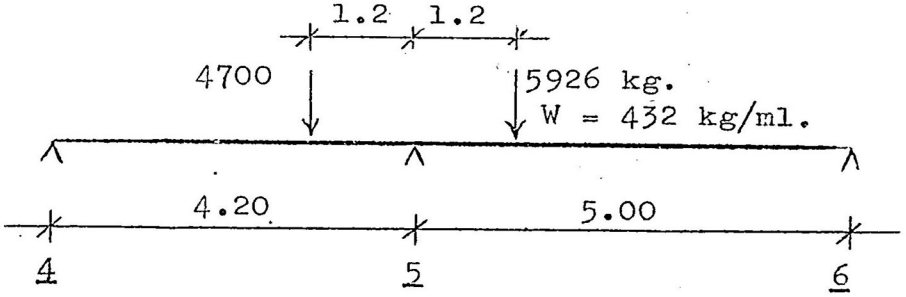
h. Acero:

M mín = 1850 kg-m.
Mc = 3370 kg-m.

Apoyo 4 : M = 1000 < M mín ..... (-) As = As mín = 4.40 cm^2
5 : M = 3200 < Mc ..... (-) As = 3200/424 = 7.60
6 : M = 1300 < M mín ..... (-) As = As mín = 4.40
Tramo 4-5 : M = 1200 < M mín ..... (+) As = As mín = 4.40
5-6 : M = 2000 < Mc ..... (+) As = 2000/424 = 4.70

2. CORTES MAXIMOS.

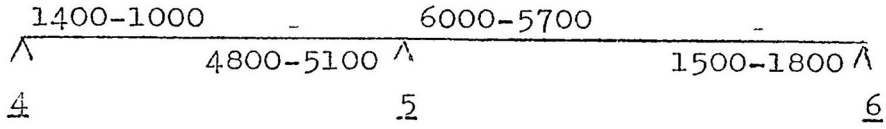
a. Reacciones en los ejes de los apoyos:



M.	1340	4612	4612	1650
R.I.	2260	4260	5580	2506
C.H.	-780	+780	+592	-592
R.C.	1480	5040	6172	1914

b. Dibujo del Diagrama: VER PLANO N° 36.

c. Obtención de los cortes máximos en las caras de los apoyos y en los puntos de inflexión:



d. Estribos:

Tramo 4-5

Apoyo 4

V = 1400 < Vc = 3200

POR LO TANTO, NO SE NECESITAN ESTRIBOS SOLAMENTE SE COLOCARAN DE MONTAJE.

Apoyo 5

Vs	= 5100 - 3200		= 1900 kgs.
v máx.	= 5100/760	= 6.7	= 0.048 f'c
s máx.	= 35/2	= 17.5	= 15 cms.
s mín.-1/4"	=27100/1900	= 14	= 15 cms.
a	= 100 cms.		

1 - 1/4" á 5
7 - 1/4" á 15

Tramo 5-6

Apoyo 5

Vs	= 6000 - 3200		= 2800 kgs.
v máx.	= 6000/760	= 7.9	= 0.056 f'c
s máx.	= 35/2	= 17.5	= 15 cms.
s mín.-1/4"	= 27100/2800		= 10 cms.
V's	= 27100/15		= 1800 kgs.
V'x	= 1800 + 3200		= 5000 kgs.
x'	= 100 cms. (Ver diagrama respectivo)		
a	= 100 cms.		

1 - 1/4" á 5
10 - 1/4" á 10

Apoyo 6

V = 1800 < Vc = 3200 kgs.

POR LO TANTO, NO SE NECESITAN ESTRIBOS SOLAMENTE SE COLOCARAN DE MONTAJE.

---oOo---

3. ADHERENCIA.

Apoyo	4	Eo = 1400/318	= 4.40 cms.
	5	Eo = 6000/318	= 19.00
	6	Eo = 1800/318	= 5.60
Tramo	4-5	Eo = 4800/318	= 15.00
	5-6	Eo = 5700/318	= 18.00

---oOo---

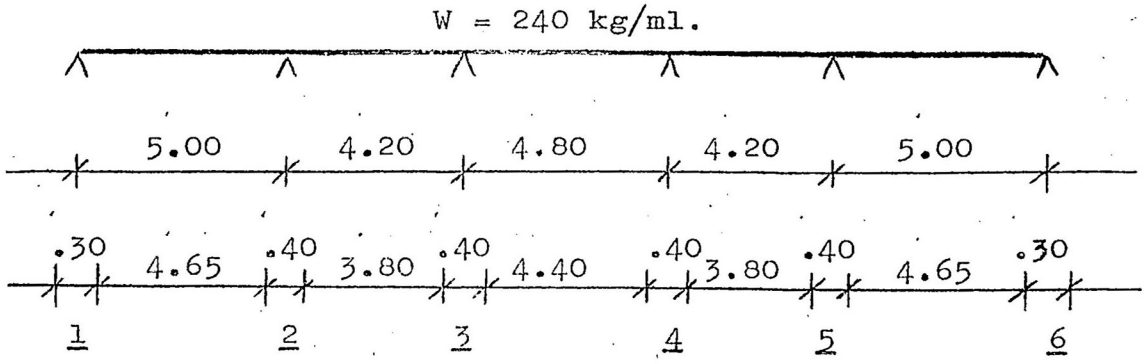
4. COLOCACION DE LA ARMADURA. VER PLANO N° 43.

SITUACION	ESFUERZO	VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyo 4	T	2 ø 1/2"+ 1 ø 5/8"	4.51 cm^2	13 cms.
5	T	1 ø 1/2"+ 3 ø 5/8"	7.18	19
6	T	2 ø 1/2"+ 1 ø 5/8"	4.51	13
Tramo 4-5	T	3 ø 5/8"	5.92	15
5-6	T	2 ø 1/2"+ 2 ø 5/8"	6.48	18

---oOo---

1 V C1-C6

TIPO I	
b	= 25 cm
h	= 40
d	= 35



RELACION DE RIGIDECES

id. 1 V B1-B3

Relación = 8 = 8

METODO LE COEFICIENTES ACI

1. MOMENTOS MAXIMOS Y AREAS DE ACERO.

$M_{máx.(en\ 2\ y\ 5)} = (1/10)\ 240 \times \left(\frac{4.65 + 3.80}{2}\right)^2 = 435 < M_{mín} = 1850$ kg-mt

Por lo tanto:

As gral. = As mín = 4.40 cm^2.

2. CORTES MAXIMOS.

V máx. = 0.575 x 240 x 4.65 = 640 < Vc = 3200 kgs.

POR LO TANTO, NO SE NECESITAN ESTRIBOS.
SOLAMENTE SE COLOCARAN DE MONTAJE.

3. ADHERENCIA.

Eo máx. = 640/318 = 2.00 cms.

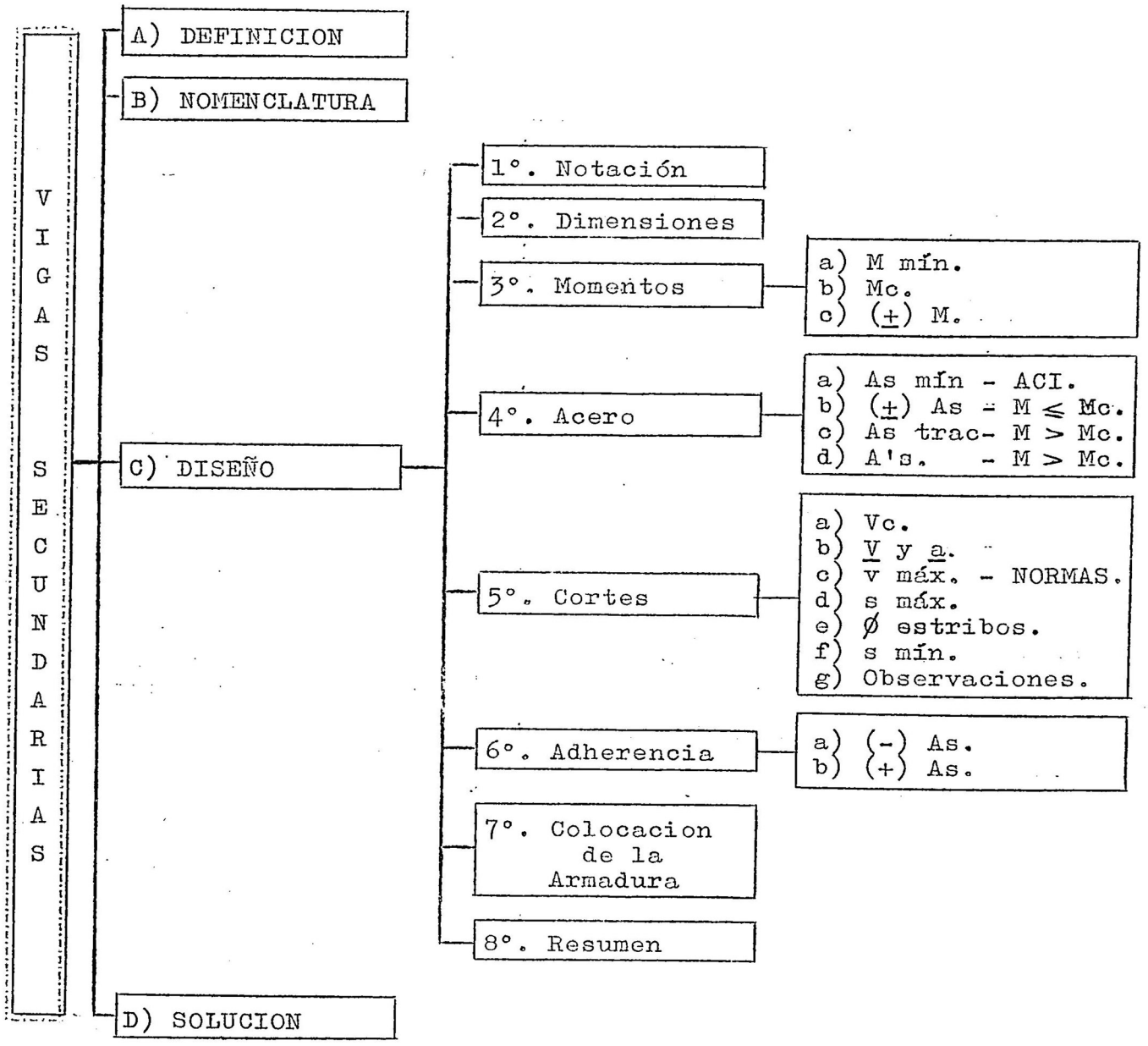
4. COLOCACION DE LA ARMADURA. VER PLANO N° 42.

	AREA	PERIMETRO
As gral. = 2 ∅ 1/2" + 1 ∅ 5/8"	4.51 cm^2	13 cms.

---oOo---

3. VIGAS SECUNDARIAS

Cuadro Sinóptico



---oOo---

3. VIGAS SECUNDARIAS

Desarrollo del Cuadro Sinóptico

A. DEFINICION. Son aquellas que se encuentran fuera de los ejes de los Pórticos y de las Vigas de Arriostre.

B. NOMENCLATURA. Pisos y Niveles: id. Vigas Principales.
Se han denominado en orden numérico.

Ejemplo:

3 V - 4	significa	NIVEL # 3 <> + 9.00 mt.-N° 4.

C. DISEÑO.

1°. NOTACION:- id. VIGAS PRINCIPALES, pero en el caso de Vigas Chatas:

$$d = h - 3 \text{ cms.}$$
$$d' = 3 \text{ cms.}$$

2°. DIMENSIONES: En el Metrado de Cargas (Cap. III - 1 - A - c), se consideró un previo dimensionamiento, pero debido a que se ha deseado ajustar al máximo posible las secciones de estas vigas, éstas se modificaron dando en general un diseño satisfactorio.

Las nuevas dimensiones son las siguientes:

V I G A S	NIVELES		
	+ 12.00 mt.	+ 9.00 mt. y + 6.00 mt.	+ 3.00 mt.
1	25 x 25	25 x 35	25 x 40
2	25 x 25	25 x 30	25 x 35
3	25 x 25	25 x 30	25 x 35
4	25 x 17	25 x 20	25 x 25
5	25 x 45	25 x 50	25 x 50
6			25 x 40
7			25 x 40
8			25 x 40
9			25 x 40

Del cuadro anterior, se deducen los siguientes tipos:

T I P O	b cms.	h cms.	d cms.
J	25	17	14
K	25	20	17
L	25	25	20
M	25	30	25
N	25	35	30
O	25	40	35
P	25	45	40
Q	25	50	45

Observación:

Se aprecia que en las vigas chatas, tipos J y K, se ha considerado:

$d = h - 3$ cms.

y en las demás:

$d = h - 5$ cms.

---oOo---

3°. MOMENTOS:

a. Momento Mínimo: id. VIGAS PRINCIPALES.

b. Momento Resistente del Concreto:

id. VIGAS PRINCIPALES.

c. Momento Máximo en las caras de los apoyos y en los tramos:

Métodos empleados:

- COEFICIENTES ACI.
- RESISTENCIA DE MATERIALES Y COEFICIENTES ACI.

---oOo---

4°. AREAS DE ACERO:

a. Mínimo : id. VIGAS PRINCIPALES.

b. Positivo y Negativo : " "

c. En tracción : " "

d. En compresión : " "

Resolviendo, obtenemos:

T I P O	2 f's (de ec. I)
J	900
K	1060
L	710
M	950
N	1100
O	1220
P	1300
Q	1360

Observación:

Para las vigas chatas, tipos J y K, se ha considerado:

$d' = 3$ cms.

5°. ESFUERZOS CORTANTES:

a. Corte Resistente del Concreto:

id. VIGAS PRINCIPALES.

b. Corte Máximo en las Caras de los apoyos "V", y longitud necesaria de estribos "a":

- Métodos Utilizados:

- COEFICIENTES ACI.
- RESISTENCIA DE MATERIALES Y COEFICIENTES ACI.

c. Corte Unitario Máximo en las caras de los apoyos:

id. VIGAS PRINCIPALES.

d. Espaciamiento Máximo Permitido para los estribos y para las barras dobladas:

id. VIGAS PRINCIPALES.

e. Diámetros recomendables de estribos:

id. VIGAS PRINCIPALES.

f. Espaciamiento Mínimo de Estribos y Barras Dobladas:

id. VIGAS PRINCIPALES.

g. Observaciones:

id. VIGAS PRINCIPALES.

6°. ADHERENCIA:- id. VIGAS PRINCIPALES.

El valor de "V" se obtiene según se haya seguido uno de los dos métodos siguientes:

- COEFICIENTES ACI.
- RESISTENCIA DE MATERIALES Y COEFICIENTES ACI.

7°. COLOCACION DE LA ARMADURA: id. VIGAS PRINCIPALES.

VER PLANO N° 44.

8°. RESUMEN:- Con el objeto de facilitar el cálculo, se ha confeccionado el cuadro de la siguiente página:

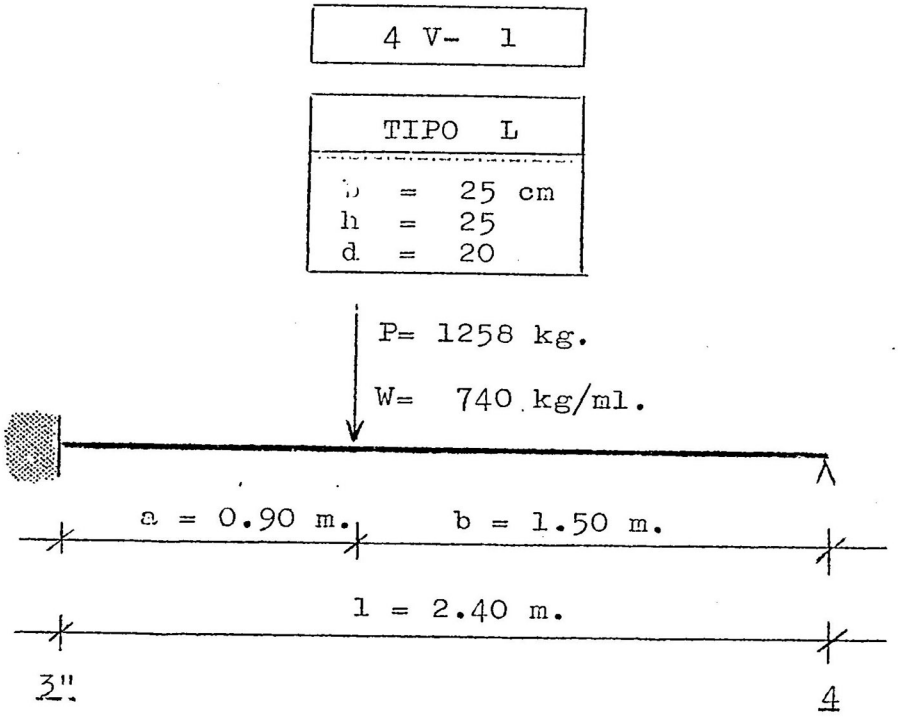
"CUADRO GENERAL - DISEÑO DE VIGAS SECUNDARIAS".

---oOo---

"CUADRO GENERAL — DISEÑO DE VIGAS SECUNDARIAS"

TIPOS				J	K	L	M	N	O	P	Q
DIMENSION	b cm.	b		25	25	25	25	25	25	25	25
		h		17	20	25	30	35	40	45	50
		d		14	17	20	25	30	35	40	45
MOMENTO	K-m	(±) M mín.		295	435	605	945	1370	1850	2420	3060
		Mc.		540	800	1100	1720	2480	3370	4400	5570
ACERO	cm^2	ACI	(±) $As_{mín}$	1.54	2.12	2.50	3.15	3.75	4.40	5.00	5.70
		M≤Mc	(±) As	M/170	M/205	M/242	M/302	M/362	M/424	M/485	M/545
		M>Mc	As_1	3.20	3.90	4.55	5.70	6.80	7.95	9.10	10.20
			As_2	$\frac{M-540}{154}$	$\frac{M-800}{196}$	$\frac{M-1100}{210}$	$\frac{M-1720}{280}$	$\frac{M-2480}{350}$	$\frac{M-3370}{420}$	$\frac{M-4400}{490}$	$\frac{M-5570}{560}$
			A's	$\frac{M-540}{99}$	$\frac{M-800}{148}$	$\frac{M-1100}{106}$	$\frac{M-1720}{190}$	$\frac{M-2480}{275}$	$\frac{M-3370}{366}$	$\frac{M-4400}{455}$	$\frac{M-5570}{544}$
CORTE	Kg.	Vc		1270	1540	1820	2280	2740	3200	3650	4100
	$\frac{Kg}{cm^2}$	$V_{máx.}$		V/300	V/365	V/433	V/540	V/650	V/760	V/865	V/975
	cm.	$S_{mín.}$	1/4"	$\frac{10800}{Vs}$	$\frac{13200}{Vs}$	$\frac{15500}{Vs}$	$\frac{19400}{Vs}$	$\frac{23400}{Vs}$	$\frac{27100}{Vs}$	$\frac{31000}{Vs}$	$\frac{35000}{Vs}$
			3/8"	$\frac{24000}{Vs}$	$\frac{29000}{Vs}$	$\frac{34000}{Vs}$	$\frac{43000}{Vs}$	$\frac{51500}{Vs}$	$\frac{60000}{Vs}$	$\frac{69000}{Vs}$	$\frac{77500}{Vs}$
ADHERENCIA	cm.	Eo		V/128	V/154	V/182	V/227	V/274	V/318	V/365	V/410

D. SOLUCION.



METODO: RESISTENCIA DE MATERIALES Y COEFICIENTES ACI

- MOMENTOS.

Apoyo 3":

$$M = (740 \times 2.4^2)/8 + \frac{1258 \times 1.5\ (2.4^2 - 1.5^2)}{2 \times 2.4^2} = 1100 \text{ kg-m.}$$

Apoyo 4 :

M = CERO, por ser simplemente apoyado. De esta manera obtenemos un momento positivo máximo. (VER DIAGRAMA RESPECTIVO-PLANO N° 37).

Ahora bien:

Se debe tomar para los momentos en apoyos extremos ciertos coeficientes prácticos, que en este caso, por ser:

$$l < 3.00 \text{ mt} \ldots\ldots\ldots (-)\ M = (1/12)\ W\ l^2.$$

Como también existe una carga concentrada, tomaremos al igual que la repartida un momento de empotramiento perfecto. (CRITERIO PRACTICO).

En efecto:

$$M = (1/12)\ 740 \times 2.4^2 + \frac{1258 \times 0.9^2 \times 1.5}{2.4^2} = 623 \text{ kg-m.}$$

, en el eje del apoyo, y 540 kg-m. en la cara del apoyo.- (VER DIAGRAMA) en Plano N° 37.

Tramo 3"-4

Se ha procedido de la siguiente manera:

- Momentos Isostáticos: Se han calculado varios valores de los momentos isostáticos para sus correspondientes "x" de las cargas repartida y concentrada respectivamente.
- Dibujo del Diagrama: VER PLANO N° 37.
- Obtención del Momento Máximo positivo: M = 560 kg-m.

---oOo---

2. AREAS DE ACERO.

M mín = 605 kg-m.
Mc = 1100 kg-m.

Apoyo 3" : M = 1100 = Mc ..... (-) As = 1100/242 = 4.55 cm^2
Apoyo 4 : M = 540 < M mín.... (-) As = As mín = 2.50

Tramo 3"-4 : M = 560 < M mín.... (+) As = As mín = 2.50

3. ESFUERZOS CORTANTES. Vc = 1820 kgs.

Apoyo 3" : $V = \frac{1258 \times 1.5 + 740 \times 2.4 \times 1.2}{2.4}$

V = 1688 < Vc

POR LO TANTO, NO SE NECESITAN ESTRIBOS SOLAMENTE SE COLOCARAN DE MONTAJE.

Apoyo 4 : $V = \frac{1258 \times 0.9 + 740 \times 2.4 \times 1.2}{2.4}$

V = 1500 < Vc

POR LO TANTO, NO SE NECESITAN ESTRIBOS SOLAMENTE SE COLOCARAN DE MONTAJE.

En el Punto de Inflexión: Del Diagrama respectivo obtenemos la distancia del apoyo al punto de inflexión = 50 cm.

Luego: V = 1688 - 740 x 0.5 = 1318 kgs.

4. ADHERENCIA:

Apoyo	3"	Eo = 1688/182	= 9.30 cms.
Apoyo	4	Eo = 1500/182	= 8.30
Tramo	3"-4	Eo = 1318/182	= 7.20

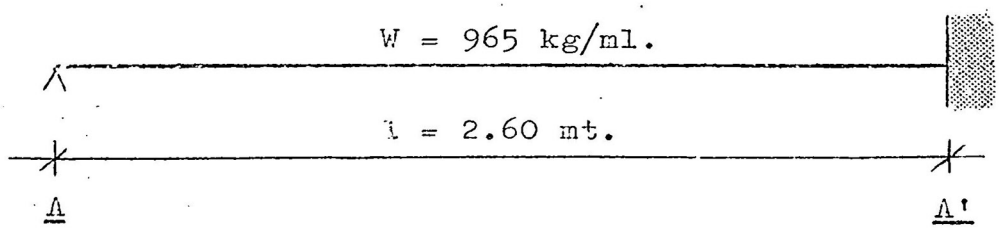
5. COLOCACION DE LA ARMADURA: VER PLANO N° 44.

SITUACION	ESFUERZO	VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyo 3"	T	2 Ø 1/2"+ 1 Ø 5/8"	4.51 cm^2	13 cms.
4	T	2 Ø 1/2"	2.53	8
Tramo 3"-4	T	2 Ø 1/2"	2.53	8

---oOo---

4 V - 2

TIPO L	
b	= 25 cm
h	= 25
d	= 20



METODO: RESISTENCIA DE MATERIALES Y COEFICIENTES ACI

1. MOMENTOS MAXIMOS.

Apoyo A

M = CERO, (simplemente apoyado). Sabemos que: Para l < 3.00 mt.

M = (1/12) 965 x 2.6^2 = 540 kg-m. ; en el eje del apoyo; y en la cara del apoyo = 400 kg-mt. (VER DIAGRAMA RESPECTIVO) Plano N° 37.

M = 400 kg-mt.

Apoyo A'

$M = (1/8)\ 965 \times 2.6^2 =$ 820 kg-mt.

Tramo A-A'

Se ha procedido de la siguiente manera:

- Momentos Isostáticos: Se han calculado varios valores de los momentos isostáticos para sus correspondientes "x".
- Dibujo del Diagrama: VER PLANO N° 37.
- Obtención del Momento Máximo Positivo:

M = 460 kg-mt.

2. AREAS DE ACERO.

M mín = 605 kg-m.
Mc = 1100 kg-m.

Apoyo A : M = 400 kg-m. < M mín ..... (-) As = As mín = 2.50 cm^2
Apoyo A' : M = 820 kg-m. < Mc ..... (-) As = 820/242 = 3.40

Tramo A-A': M = 460 kg-m. < M mín ..... (+) As = As mín = 2.50

----oOo----

3. ESFUERZOS CORTANTES.

Apoyos A y A' : $V = (1/2)\ 965 \times 2.6 = 1258 < Vc = 1820$ kgs.

POR LO TANTO, NO SE NECESITAN ESTRIBOS. SOLAMENTE SE COLOCARAN DE MONTAJE.

En el Punto de Inflexión:

Del Diagrama respectivo, obtenemos la distancia del apoyo al P.I. que es igual a 40 cms. Luego:

$V = 1258 - 965 \times 0.4 =$ 872 kgs.

4. ADHERENCIA.

Apoyos A y A' Eo = 1258/182 = 6.90 cms.

Tramo A - A' Eo = 872/182 = 4.80 cms.

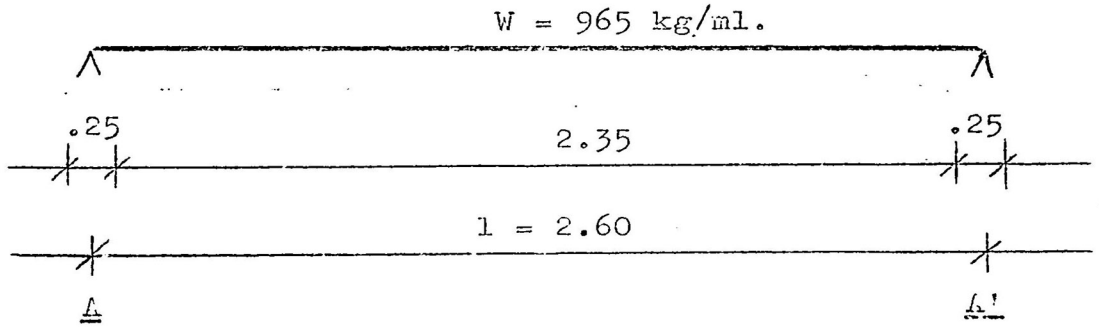
COLOCACION DE LA ARMADURA. VER PLANO N° 44.

SITUACION	ESFUERZO	VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyo A	T	2 ø 1/2"	2.53 cm^2	8 cms.
A'	T	1 ø 1/2"+ 1 ø 5/8"	3.24	9
Tramo A-A'	T	2 ø 1/2"	2.53	8

---oOo---

4 V - 3

TIPO L	
b	= 25 cm
h	= 25
d	= 20



METODO DE COEFICIENTES ACI

1. MOMENTOS MAXIMOS Y AREAS DE ACERO. (l < 3.00 mt.)

Apoyos A y A' : M = (1/12) 965 x 2.35^2 = 445 kg-m. < M mín = 605.
Tramo A - A' : M = id. = 445 kg-m. < M mín = 605.

Por lo tanto:

As gral. = As mín = 2.50 cm^2

2. CORTES MAXIMOS.

V máx. = (1/2) 965 x 2.35 = 1140 < Vc = 1820 kgs.

POR LO TANTO, NO SE NECESITAN ESTRIBOS.
SOLAMENTE SE COLOCARAN DE MONTAJE.

3. ADHERENCIA.

Eo máx. = 1140/182 = 6.30 cms.

4. COLOCACION DE LA ARMADURA. VER PLANO N° 44.

	AREA	PERIMETRO
As gral. = 2 ∅ 1/2"	2.53 cm^2	8 cms.

---oOo---

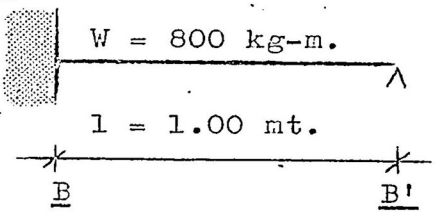
4 V - 4

TIPO J
b = 25 cm h = 17 d = 14
CHATA

METODO: RESISTENCIA DE MATERIALES Y COEFICIENTES ACI

1. MOMENTOS Y AREAS DE ACERO.

El Momento Máximo ocurre en el empotramiento, y es igual a:



$M_B = (1/8)\ 800 \times 1.00^2 = 100 < M\ mín = 295$ kg-m.

Por lo tanto:

As gral. = As mín = 1.54 cm^2.

---oOo---

2. CORTES MAXIMOS.

V máx. = (1/2) 800 x 1 = 400 < Vc = 1270 kgs.

POR LO TANTO, NO SE NECESITAN ESTRIBOS. SOLAMENTE SE COLOCARAN DE MONTAJE.

3. ADHERENCIA.

Eo máx. = 400/128 = 3.10 cms.

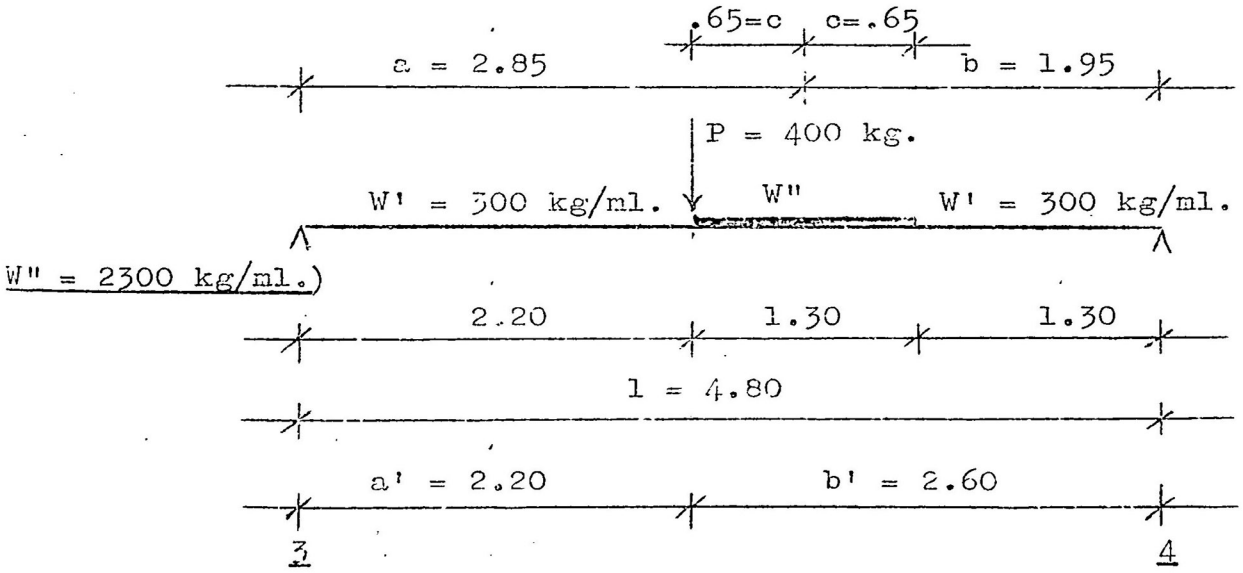
4. COLOCACION DE LA ARMADURA. VER PLANO N° 44.

	AREA	PERIMETRO
As gral. = 2 ∅ 3/8"	1.42 cm^2	6 cms.

---cOo---

4 V - 5

TIPO P	
b	= 25 cm
h	= 45
d	= 40



METODO: RESISTENCIA DE MATERIALES Y COEFICIENTES ACI

1. MOMENTOS MAXIMOS.

Apoyo 3

M = CERO, pero según el ACI, hay que considerar un semi-empotramiento. En efecto, tenemos:

$M = M_1 + M_2 + M_3$ ..... (I)

M_1 = De la carga concentrada: P = 400 kgs.

$M_1 = (1/2)\left(\frac{400 \times 2.20 \times 2.6^2}{4.8^2}\right)$ = 130 kg-m.

M_2 = De la carga repartida: W' = 300 kg/ml.

$$M_2 = (1/2)\ \left(\frac{300 \times 4.8^2}{12}\right) = 290 \text{ kg-m.}$$

M_3 = De la carga repartida: w = W'' - W' = 2300 - 300

w = 2000 kg/ml.

(Ver fórmula respectiva en el libro: "CALCULO DE ESTRUCTURAS RETICULARES", por Carlos Fernández Casado, Pág. 456).

$$M_3 = \frac{1}{2}\left\{\frac{2}{3} wc\left[2b\left(1 - \frac{b^2}{2} - \frac{c^2}{12}\right) - a\left(1 - \frac{a^2}{l^2} - \frac{c^2}{l^2}\right)\right]\right\}$$

$$M_3 = \frac{1}{2}\left\{\left(\frac{2}{3}\right)(2000)(0.65)\left[2 \times 1.95\left(1 - \frac{1.95^2}{4.8^2} - \frac{0.65^2}{4.80^2}\right) - 2.85\ (\ldots\right.\right.$$

$$\left.\left.\ldots\left(1 - \frac{2.85^2}{4.80^2} - \frac{0.65^2}{4.80^2}\right)\right]\right\}$$

M_3 = 600 kg-mt.

Reemplazando valores en (I):

M = 130 + 290 + 600

M = 1020 kg-mt. en la cara del apoyo.

Dibujando el diagrama respectivo (Ver Plano N° 37), obtenemos el momento en la cara del apoyo:

O sea:- Apoyo 3 ..... (-) M = 750 kg-mt.

Apoyo 4

M' = CERO, pero según el ACI. hay que considerar un semi-empotramiento. En efecto, tenemos:

$M' = M_1' + M_2' + M_3'$ ..... (II)

M_1' = De la carga concentrada P = 400 kgs.

$$M_1' = (1/2)\ \left(\frac{400 \times 2.2^2 \times 2.6}{4.8^2}\right) = 109 \text{ kg-mt.}$$

M'_2 = De la carga repartida W' = 300 kg/ml.

$$M'_2 = (1/2)\left(\frac{300 \times 4.8^2}{12}\right) = 290 \text{ kg-mt.}$$

M'_3 = De la carga repartida $w = W'' - W' = 2300 - 300 = 2000$ kg/ml.

$$M'_3 = \frac{1}{2}\left\{\frac{2}{3} wc \left[2a\left(1 - \frac{a^2}{l^2} - \frac{c^2}{l^2}\right) - b\left(1 - \frac{b^2}{l^2} - \frac{c^2}{l^2}\right)\right]\right\}$$

$$M'_3 = \frac{1}{2}\left\{\left(\frac{2}{3}\right)(2000)(0.65)\left[2 \times 2.85\left(1 - \frac{2.85^2}{4.80^2} - \frac{0.65^2}{4.80^2}\right) - \ldots\ldots\right.\right.$$

$$\left.\left. \ldots\ldots - 1.95\left(1 - \frac{1.95^2}{4.80^2} - \frac{0.65^2}{4.80^2}\right)\right]\right\} = 840 \text{ kg-mt.}$$

Reemplazando valores en (II):

$$M' = M'_1 + M'_2 + M'_3 = 109 + 290 + 840$$

M' = 1239 kg-mt. en el eje del apoyo.

Dibujando el diagrama respectivo, obtenemos el momento en la cara, que es igual a 850 kg-mt. (VER PLANO N° 37.)

O sea: Apoyo 4 ..... (-) M = 850 kg-mt.

-oOo-

Tramo 3-4

Se ha procedido de la siguiente manera:

- Momentos isostáticos: Se han calculado varios valores de los momentos isostáticos para sus correspondientes "x".
- Dibujo del Diagrama: VER PLANO N° 37.
- Obtención del Momento Positivo Máximo:

(+) M = 3800 kg-mt.

---oOo---

2. AREAS DE ACERO.

M mín = 2420 kg-m.
Mc = 4400 kg-m.

Apoyo 3 : M = 750 < M mín ..... (-) As = As mín = 5.00 cm^2.
4 : M = 850 < M mín ..... (-) As = As mín = 5.00

Tramo 3-4: M = 3800 < Mc ..... (+) As = 3800/445 = 7.85

---oOo---

3. ESFUERZOS CORTANTES.

4.8 V_4 = (300 x 2.2 x 1.1 + 400 x 2.2 + 2300 x 1.3 x 2.85 + 300 ... ... x 1.3 x 4.15)

V_4 = 2450 < Vc = 3650 kgs.

POR LO TANTO, NO SE NECESITAN ESTRIBOS. SOLAMENTE SE COLOCARAN DE MONTAJE.

V_3 = (300 x 2.2 + 400 + 2300 x 1.3 + 300 x 1.3) - 2450

V_3 = 1990 < Vc = 3650 kgs.

POR LO TANTO, NO SE NECESITAN ESTRIBOS. SOLAMENTE SE COLOCARAN DE MONTAJE.

4. ADHERENCIA.

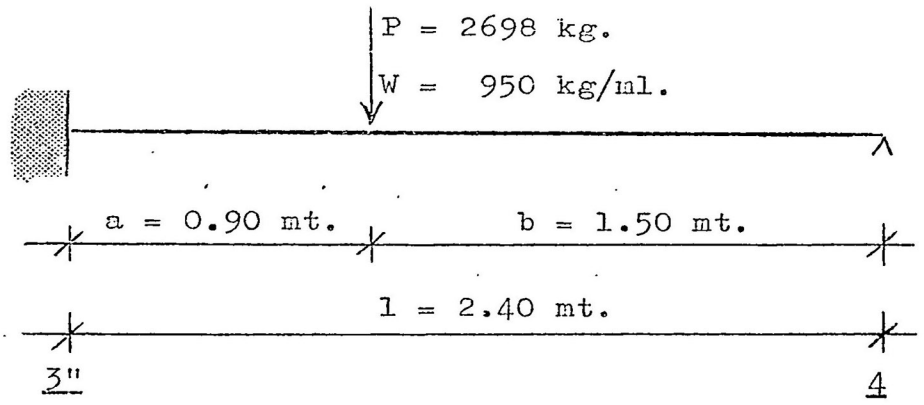
Apoyo 3 Eo = 1990/365 = 5.40 cms.
4 Eo = 2450/365 = 6.70 cms.

5. COLOCACION DE LA ARMADURA. VER PLANO N° 44.

SITUACION	ESFUERZO	VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyo 3	T	1 Ø 1/2"+ 2 Ø 5/8"	5.21 cm^2	14 cms.
4	T	1 Ø 1/2"+ 2 Ø 5/8"	5.21	14
Tramo 3-4	T	4 Ø 5/8"	7.90	20

3 V - 1
2 V - 1

TIPO N	
b	= 25 cm
h	= 35
d	= 30



METODO: RESISTENCIA DE MATERIALES Y COEFICIENTES ACI

MOMENTOS MAXIMOS.

Apoyo 3": $M = (1/8)\ 950 \times 2.4^2 + \frac{2698 \times 1.5(2.4^2 - 1.5^2)}{2 \times 2.4^2} = 1925$ kg-m.

Apoyo 4 :

M = CERO; pero sabemos que para luces menores de 3.00 mt.:
$M = 1/12\ wl^2$

Entonces, tenemos:

$M = (1/12)\ 950 \times 2.4^2 + \frac{2698 \times 0.9^2 \times 1.5}{2.4^2} = 1025$ kg-mt. en el eje del apoyo.

Dibujando el diagrama respectivo, (ver Plano N° 37), obtenemos el momento en la cara del apoyo. O sea:

Apoyo 4 ..... (-) M = 850 kg-mt.

Tramo 3"-4 : Se ha procedido de la siguiente manera:

- Momentos Isostáticos: Se han calculado varios valores de los momentos isostáticos para sus correspondientes "x".
- Dibujo del Diagrama: VER PLANO N° 37.
- Obtención del Momento Máximo Positivo: (+) M = 900 kg-mt.

---oOo---

2. AREAS DE ACERO.

M mín = 1370 kg-m.
Mo = 2480 kg-m.

Apoyo 3" : M = 1925 < Mc ..... (-) As = 1925/362 = 5.30 cm^2
Apoyo 4 : M = 850 < M mín..... (-) As = As mín = 3.75

Tramo 3"-4 : M = 900 < M mín..... (+) As = As mín = 3.75

---oOo---

3. CORTES MAXIMOS.

$V_{máx.4}$ = (2698 x 0.9 + 950 x 2.4 x 1.2)/2.4 = 2835 < Vc = 2740 kg.

POR LO TANTO, NO SE NECESITAN ESTRIBOS. SOLAMENTE SE COLOCARAN DE MONTAJE.

$V_{máx.3"}$ = (2698 x 0.9 + 950 x 2.4) - 2385 = 2793 ≈ Vc = 2740 kg.

POR LO TANTO, NO SE NECESITAN ESTRIBOS. SOLAMENTE SE COLOCARAN DE MONTAJE.

En el punto de inflexión:

Del diagrama obtenemos la distancia del P.I. al apoyo = 55 cms.
Luego:
$V_{P.I.}$ = 2793 - 950 x 0.55 = 2273 kgs.

---oOo---

4. ADHERENCIA.

Apoyo 3" Eo = 2793/274 = 10.20 cms.
4 Eo = 2385/274 = 8.70

Tramo 3"-4 Eo = 2273/274 = 8.30

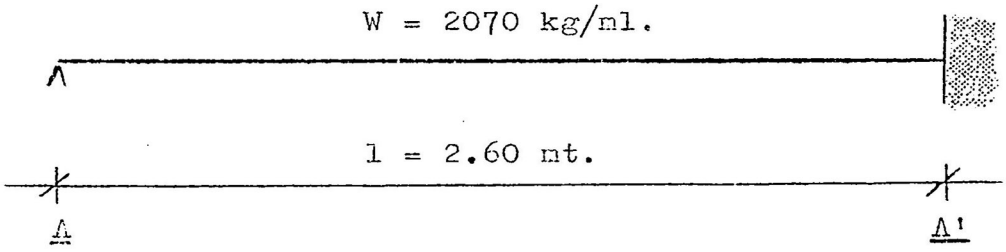
---oOo---

5. COLOCACION DE LA ARMADURA. VER PLANO N° 44.

SITUACION	ESFUERZO	VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyo 3"	T	2 ∅ 3/8"+ 3 ∅ 1/2"	5.21 cm^2	18 cms.
4	T	3 ∅ 1/2"	3.79	12
Tramo 3"-4	T	3 ∅ 1/2"	3.79	12

3 V - 2
2 V - 2

TIPO M	
b	= 25 cm
h	= 30
d	= 25



METODO: RESISTENCIA DE MATERIALES Y COEFICIENTES ACI

1. MOMENTOS MAXIMOS.

Apoyo A : M = CERO, pero sabemos que para luces menores de 3.00 mt., debemos considerar:

$M = (1/12)\ 2070 \times 2.6^2 = 1180$ kg-m. en el eje del apoyo.

Dibujando el diagrama (Ver Plano N° 37), obtenemos el momento en la cara del apoyo:

O sea: Apoyo A ..... (-) M = 800 kg-m.

Apoyo A' : $M = (1/8)\ 2070 \times 2.6^2 = 1750$ kg-mt.

Tramo A-A':

Se ha procedido de la siguiente manera:

- Momentos Isostáticos: Se han calculado varios valores de los momentos isostáticos para sus correspondientes "x".
- Dibujo del Diagrama: Ver Plano N° 37.
- Obtención del Momento Positivo Máximo: (+) M = 900 kg-mt.

2. AREAS DE ACERO.

M mín = 945 kg-m.
Mc = 1720 kg-m.

Apoyo A : M = 800 < M mín ..... (-) As = As mín = 3.15 cm^2
Apoyo A' : M = 1750 ≈ Mc ..... (-) As = 1720/302 = 5.70

Tramo A-A' : M = 900 < M mín ..... (+) As = As mín = 3.15

---oOo---

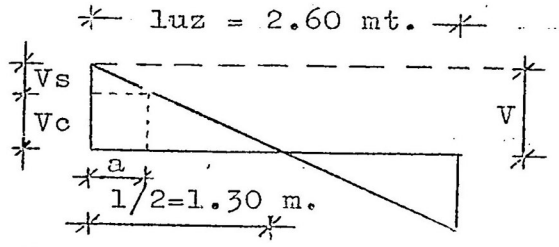
3. ESFUERZOS CORTANTES. Vc = 2280 kg.

Apoyos A y A' : V = (1/2) 2070 x 2.6 =2700 kgs.

Vs = (1/2) 2070 x 2.6 - 2280 = 420 kgs.
v máx. = 2700/540 = 5. = 0.036 f'c
s máx. = 25/2 =12.5 = 10 cms.
s mín.-1/4" = 15400/420 = 46 cms.
a (ver abajo)= 20 cms.

1 - 1/4" á 5
2 - 1/4" á 10

CALCULO DE "a"



Por proporciones:
V/Vs = 1.30/a
a = (1.3 Vs)/V
a = (1.3 x 420)/2700
a = 0.20 mt.

En el punto de inflexión:

Del diagrama respectivo, obtenemos la distancia del P.I. al apoyo = 0.50 mt.

Entonces:

$V_{P.I.}$ = 2700 - 2070 x 0.50 = 1665 kgs.

---oOo---

4. ADHERENCIA.

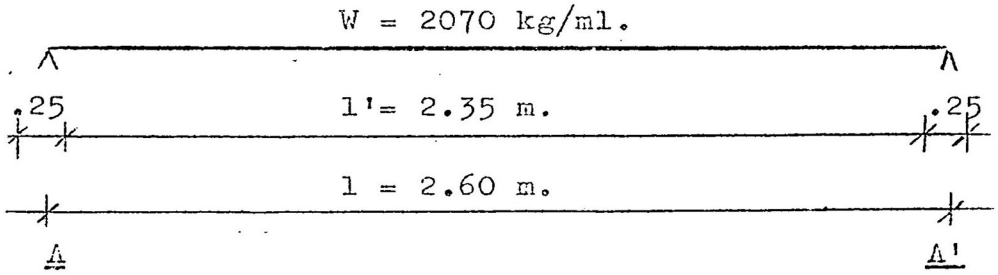
Apoyos A y A' Eo = 2700/227 = 11.70 cms.
Tramo A - A' Eo = 1665/227 = 7.30

5. COLOCACION DE LA ARMADURA. VER PLANO N° 44.

SITUACION	ESFUERZO	VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyo A	T	1Ø3/8"+2Ø1/2"	3.24 cm^2	11 cms.
A'	T	3Ø1/2"+1Ø5/8"	5.77	17
Tramo A-A'	T	1Ø3/8"+2Ø1/2"	3.24	11

3 V - 3
2 V - 3

TIPO M	
o	= 25 cm
h	= 30
d	= 25



METODO: COEFICIENTES ACI

1. MOMENTOS MAXIMOS Y AREAS DE ACERO. Mc = 1720 kg-m.

Sabemos que para luces menores de 3.00 mt.: (±) $M = 1/12\ Wl'^2$.

$M_A = M_{A'} = M_{A-A'} = (1/12)\ 2070 \times 2.35^2 = 960$ kg-m. < Mc.

Por lo tanto:

As gral.= 960/302 = 3.18 cm^2

---oOo---

2. ESFUERZOS CORTANTES.

V máx. = (1/2) 2070 x 2.35= 2400 ≈ Vc = 2280 kgs.

POR LO TANTO, NO SE NECESITAN ESTRIBOS. SOLAMENTE SE COLOCARAN DE MONTAJE.

3. ADHERENCIA.

Eo máx. = 2400/227 = 10.60 cms.

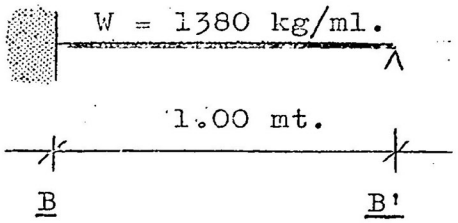
4. COLOCACION DE LA ARMADURA. VER PLANO N° 44.

		AREA	PERIMETRO
As gral. =	1 ø 3/8" + 2 ø 1/2"	..... 5.24 cm^2	11 cms.

---oOo---

3 V - 4
2 V - 4

TIPO K
b = 25 cm h = 20 d = 17
CHATA



METODO: RESISTENCIA DE MATERIALES Y COEFICIENTES ACI

1. MOMENTOS MAXIMOS Y AREAS DE ACERO.

$M\ máx._B = (1/8)\ 1380 \times 1.00^2 = 172 < M\ mín = 435$ kg-m.

Por lo tanto:

As gral. = As mín = 2.120 cm^2.

2. CORTES MAXIMOS.

V máx. = (1/2) 1380 x 1.00 = 690 < Vc = 1540 kgs.

POR LO TANTO, NO SE NECESITAN ESTRIBOS.
SOLAMENTE SE COLOCARAN DE MONTAJE.

3. ADHERENCIA.

Eo máx. = 690/154= 4.50 cms.

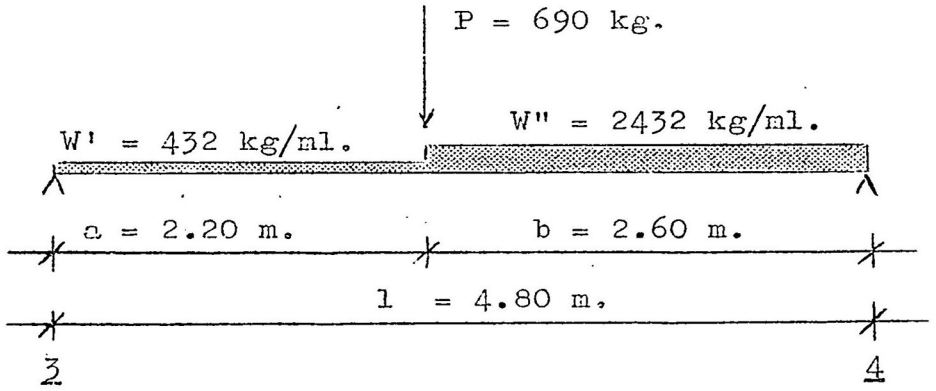
4. COLOCACION DE LA ARMADURA. VER PLANO N° 44.

	AREA	PERIMETRO
As gral. = 3 Ø 3/8"	2.13 cm^2	9 cms.

---oOo---

3 V - 5
2 V - 5

TIPO Q	
b	= 25 cm
h	= 50
d	= 45



METODO: RESISTENCIA DE MATERIALES Y COEFICIENTES ACI

1. MOMENTOS MAXIMOS.

Apoyo 3

M = CERO, pero sabemos que hay que considerar un semi-empotramiento. En efecto:

$M = M_1 + M_2 + M_3$ ..... (I)

M_1= De la carga concentrada P = 690 kgs.

$M_1 = (1/2)\ (\frac{690 \times 2.6^2 \times 2.2}{4.8^2}) = 222$ kg-m.

M_2= De la carga repartida W'= 432 kg/ml

$M_2 = (1/2)\ (\frac{432 \times 4.8^2}{12}) = 420$ kg-m.

M_3= De la carga repartida w = W" - W' = 2432 - 432

w = 2000 kg/ml.

(Ver fórmula respectiva en el libro: "CALCULO DE ESTRUCTURAS RETICULARES", por Carlos Fernández Casado, Pág. 456.)

$$M_3 = (1/2)\left[(1/12)\, wb^2\,(3 - 2\,\frac{a}{l} - \frac{a^2}{l^2} - 2\,\frac{b^2}{l^2})\right]$$

$$M_3 = (1/2)\left[(1/12)\ 2000 \times 2.6^2\ (3-2\,\frac{2.2}{4.8} - \frac{2.2^2}{4.8^2} - 2\,\frac{2.6^2}{4.8^2})\right]$$

$M_3 = 730$ kg-m.

Reemplazando valores en (I):

$M = 222 + 420 + 730$

$M = 1372$ kg-mt. en el eje del apoyo.

Del diagrama respectivo (Ver Plano N° 37), obtenemos el momento en la cara del apoyo. O sea:

Apoyo 3 ..... (-) M = 1000 kg-m.

Apoyo 4

M = CERO, pero sabemos que hay que considerar un semi-empotramiento. En efecto:

$M' = M'_1 + M'_2 + M'_3$ ..... (II)

M'_1 = De la carga concentrada P = 690 kgs.

$$M'_1 = (1/2)\ (\frac{690 \times 2.2^2 \times 2.6}{4.8^2}) = 188 \text{ kg-m.}$$

M'_2 = De la carga repartida W' = 432 kg/ml.

$$M'_2 = (1/2)\ (\frac{432 \times 4.8^2}{12}) = 420 \text{ kg-m.}$$

M'_3 = De la carga repartida w = W"-W' = 2432 - 432 = 2000 kg/ml.

$$M'_3 = (1/2)\left[(1/12)\, wb^2\,(4\,\frac{a}{l} + 2\,\frac{a^2}{l^2} + \frac{b^2}{l^2})\right]$$

$$M'_3 = (1/2)\left[(1/12)\ 2000 \times 2.6^2\ (4\,\frac{2.2}{4.8} + 2\,\frac{2.2^2}{4.8^2} + \frac{2.6^2}{4.8^2})\right]$$

$M'_3 = 1450$ kg-m.

Reemplazando valores en (II):

$M' = 188 + 420 + 1450 = 2058$ kg-m. en el eje del apoyo.

Dibujando el diagrama respectivo, (ver Plano N° 37), obtenemos el momento en la cara del apoyo. O sea:

Apoyo 4 ..... (-) M = 1700 kg-mt.

Tramo 3-4

Se ha procedido de la siguiente manera:

- Momentos Isostáticos: Se han calculado varios valores de los momentos isostáticos para sus correspondientes "x".
- Dibujo del Diagrama: VER PLANO N° 37.
- Obtención del Momento Máximo Positivo: (+) M = 5360 kgm.

---oOo---

2. AREAS DE ACERO.

M mín = 3060 kg-m.
Mc = 5570 kg-m.

Apoyo 3 : M = 1000 < M mín ..... (-) As = As mín = 5.70 cm^2.
4 : M = 1700 < M mín ..... (-) As = As mín = 5.70

Tramo 3-4 : M = 5360 < Mc ..... (+) As = 5360/545 = 9.80

---oOo---

3. ESFUERZOS CORTANTES.

$$V_4 = \frac{432 \times 2.2 \times 1.1 + 690 \times 2.2 + 2432 \times 2.6 \times 3.5}{4.8} = 5150 \text{ kgs.}$$

$$V_3 = (432 \times 2.2 + 690 + 2432 \times 2.6) - 5150 = 2830 \text{ kgs.}$$

---oOo---

Con estos valores de las reacciones en los ejes de los apoyos, procedemos a dibujar el diagrama respectivo (VER PLANO N° 37), y obtenemos el corte en las caras de los apoyos.

En efecto:

Apoyo 3

V = 2800 kgs. < Vc = 4100 kgs.

POR LO TANTO: NO SE NECESITAN ESTRIBOS. SOLAMENTE SE COLOCARAN DE MONTAJE.

Apoyo 4: V = 4800 kgs.

Vs	= 4800 - 4100		= 700	kgs.
v máx.	= 4800/965	= 4.95	= 0.035 f'c	
s máx.	= 45/2	= 22.50	= 20	cms.
s mín.-1/4"	= 35000/700		= 50	cms.
a	= 30 cms.			

1 - 1/4" á 10
1 - 1/4" á 20

---oOo---

4. ADHERENCIA.

Apoyo 3	Eo	= 2800/410	= 6.90	cms.
4	Eo	= 4800/410	= 11.80	

---oOo---

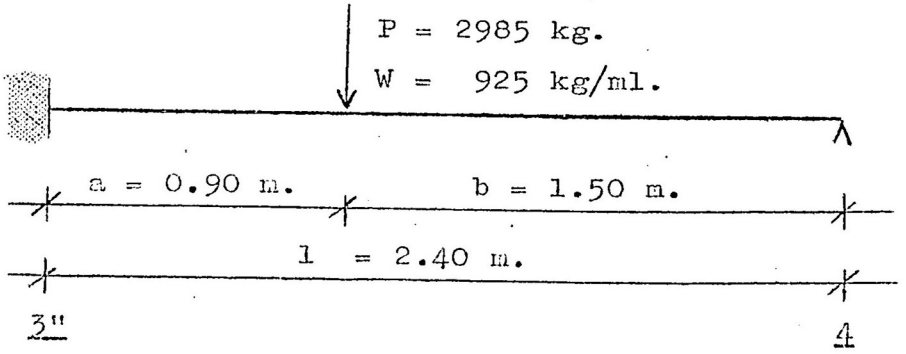
5. COLOCACION DE LA ARMADURA. VER PLANO N° 44.

SITUACION	ESFUERZO	VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyo 3	T	2 ø 3/4"	5.70 cm^2	12 cms.
4	T	2 ø 3/4"	5.70	12
Tramo 3-4	T	2 ø 5/8"+ 2 ø 3/4"	9.65	22

---oOo---

1 V - 1

TIPO 0		
b	= 25	cm
h	= 40	
d	= 35	



METODO: RESISTENCIA DE MATERIALES Y COEFICIENTES ACI

MOMENTOS MÀXIMOS.

Apoyo 3"

$$M = (1/8)\ 925 \times 2.4^2 + \frac{2985 \times 1.5\ (2.4^2 - 1.5^2)}{2 \times 2.4^2} = 2045 \text{ kg-m.}$$

Apoyo 4

M = CERO, pero sabemos que hay que considerar un empotramiento perfecto, ya que la luz es menor de 3.00 mt. En efecto:

$$M = (1/12)\ 925 \times 2.4^2 + \frac{2985 \times 0.9^2 \times 1.5}{2.4^2} = 1075 \text{ kg-m.}$$ en el eje del apoyo.

Dibujando el diagrama respectivo (VER PLANO N° 37), obtenemos el momento en la cara del apoyo. O sea:

Apoyo 4 ..... (-) M = 900 kg-m.

Tramo 3"-4

Se ha procedido de la siguiente manera:

- Momentos Isostáticos: Se han calculado varios valores de los momentos isostáticos para sus correspondientes "x".
- Dibujo del Diagrama: VER PLANO N° 37.
- Obtención del Momento Máximo Positivo: (+) M = 1000 kg-m.

---oOo---

AREAS DE ACERO.

M mín = 1850 kg-m.

Mc = 3370 kg-m.

Apoyo 3" : M = 2045 < Mc ..... (-) As = 2045/424 = 4.80 cm^2

4 : M = 900 < M mín ..... (-) As = As mín = 4.40

Tramo 3"-4 : M = 1000 < M mín ..... (+) As = As mín = 4.40

ESFUERZOS CORTANTES. Vc = 3200 kgs.

$$V_4 = \frac{2985 \times 0.9 + 925 \times 2.4 \times 1.2}{2.4} = 2460 < Vc \text{ ..... } 3200 \text{ kgs.}$$

$$V_{3"} = (925 \times 2.4 + 2985) - 2460 = 2925 < Vc \text{ ..... } 3200 \text{ kgs.}$$

POR LO TANTO, NO SE NECESITAN ESTRIBOS.
SOLAMENTE SE COLOCARAN DE MONTAJE.

En el punto de inflexión:

Del diagrama respectivo, obtenemos la distancia del P.I. al apoyo, que es igual a 0.60 mt. Luego:

$V_{P.I.} = 2925 - 925 \times 0.60 = 2370$ kgs.

---oOo---

4. ADHERENCIA.

Apoyo 3"	Eo	=	2925/318	= 9.20 cms.
Apoyo 4	Eo	=	2460/318	= 7.80
Tramo 3"-4	Eo	=	2370/318	= 7.50

---oOo---

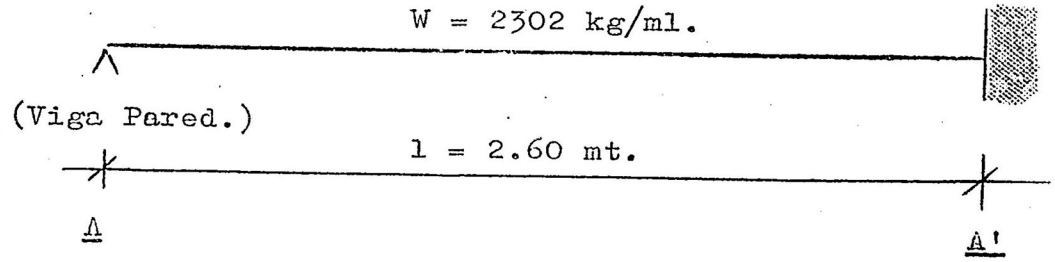
5. COLOCACION DE LA ARMADURA. VER PLANO N° 44.

	AREA	PERIMETRO
As gral. = 2 Ø 1/2" + 1 Ø 5/8"	4.51 cm^2	13 cms.

---oOo---

1 V - 2

TIPO N	
b	= 15 cm
h	= 35
d	= 30



METODO: RESISTENCIA DE MATERIALES Y COEFICIENTES ACI

MOMENTOS MAXIMOS.

Apoyo A

M = CERO, pero sabemos que para luces menores de 3.00 m. hay que considerar un empotramiento perfecto. En efecto:

M = (1/12) 2302 x 2.6^2 = 1300 kg-m. en el eje del apoyo.

Dibujando el diagrama respectivo (VER PLANO N° 37), obtenemos el momento en la cara del apoyo. O sea:

Apoyo A ..... (-) M = 1000 kg-m.

Apoyo A'

M = (1/8) 2302 x 2.6^2 = 1950 kg-m.

Tramo A-A'

Se ha procedido de la siguiente manera:

- Momentos isostáticos: Se han calculado varios valores de los momentos isostáticos para sus correspondientes "x".
- Dibujo del Diagrama: VER PLANO N° 37.
- Obtención del Momento Máximo Positivo: (+) M = 1100 kg-m.

---oOo---

2. AREAS DE ACERO.

M mín = 1370 kg-m.
Mc = 2480 kg-m.

Apoyo A : M = 1000 < M mín ..... (-) As = As mín = 3.75 cm^2
A' : M = 1950 < Mc ..... (-) As = 1950/362 = 5.40

Tramo A-A': M = 1100 < M mín ..... (+) As = As mín = 3.75

---oOo---

3. ESFUERZOS CORTANTES.

Apoyos A y A': V = (1/2) 2302 x 2.6 = 2900 ≈ Vc = 2740 kg.

POR LO TANTO, NO SE NECESITAN ESTRIBOS.
SOLAMENTE SE COLOCARAN DE MONTAJE.

En el punto de inflexión:

Del diagrama respectivo, obtenemos la distancia del apoyo al P.I. que es igual a 0.60 mt. Luego:

$V_{P.I.} = 2900 - 2302 \times 0.60 = 1520$ kgs.

---oOo---

4. ADHERENCIA.

Apoyos A y A' Eo = 2900/274 = 10.60 cms.

Tramo A - A' Eo = 1520/274 = 5.60

---oOo---

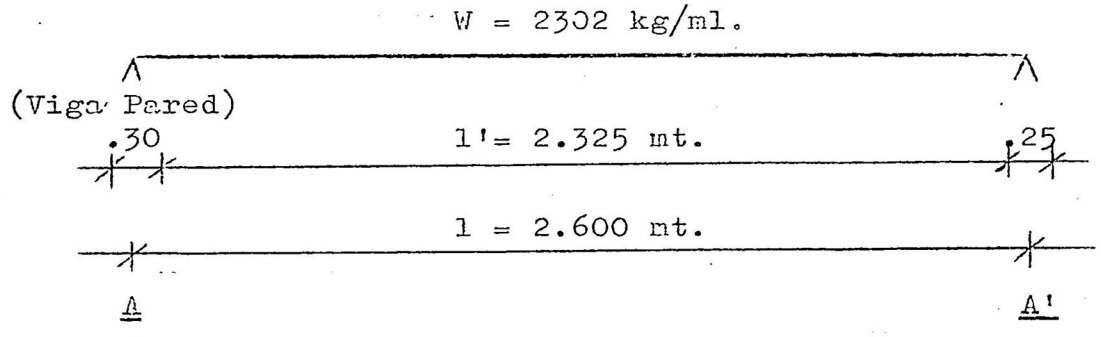
5. COLOCACION DE LA ARMADURA. VER PLANO N° 44.

SITUACION	ESFUERZO	VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyo A	T	3 Ø 1/2"	3.79 cm^2	12 cms.
A'	T	3 Ø 1/2"+ 1 Ø 5/8"	5.77	17
Tramo A-A'	T	3 Ø 1/2"	3.79	12

---oOo---

1 V - 3

TIPO N	
b	= 25 cm
h	= 35
d	= 30



METODO: COEFICIENTES ACI

1. MOMENTOS MAXIMOS Y AREAS DE ACERO. M mín = 1370 kg-m.

Sabemos que para luces menores de 3.00 mt..... $(\pm)\ M = \frac{Wl'^2}{12}$ kg-m.

Entonces:

$M_A = M_{A'} = M_{A-A'} = (1/12)\ 2302 \times 2.325^2 = 1060$ kg-m. $<$ M mín.

Por lo tanto:

As gral. = As mín= 3.75 cm^2

---oOo---

2. CORTES MAXIMOS.

V máx. = (1/2) 2302 x 2.325 = 2700 $<$ Vc = 2740 kgs.

POR LO TANTO. NO SE NECESITAN ESTRIBOS. SOLO SE COLOCARAN DE MONTAJE.

3. ADHERENCIA.

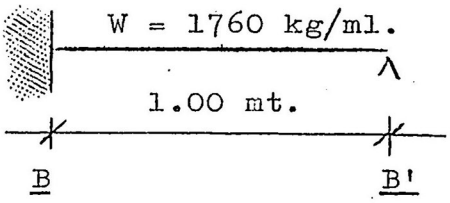
Eo máx. = 2700/272 = 10 cms.

4. COLOCACION DE LA ARMADURA. VER PLANO N° 44.

	AREA	PERIMETRO
As gral. = 7 ϕ 1/2"	3.79 cm^2	12 cms.

1 V - 4

TIPO L	
b	= 25 cm
h	= 25
d	= 20



METODO: COEFICIENTES ACI Y RESISTENCIA DE MATERIALES

1. MOMENTOS MAXIMOS Y AREAS DE ACERO.

El momento máximo ocurre en el empotramiento y es igual a:

$M\ máx._B = (1/8)\ 1760 \times 1.00^2 = 220 < M\ mín = 605$ kg-m.

Por lo tanto:

$As\ gral. = As\ mín = 2.50\ cm^2$

2. CORTES MAXIMOS.

$V\ máx. = (1/2)\ 1760 \times 1.00 = 880 < Vc = 1820$ kgs.

POR LO TANTO, NO SE NECESITAN ESTRIBOS. SOLAMENTE SE COLOCARAN DE MONTAJE.

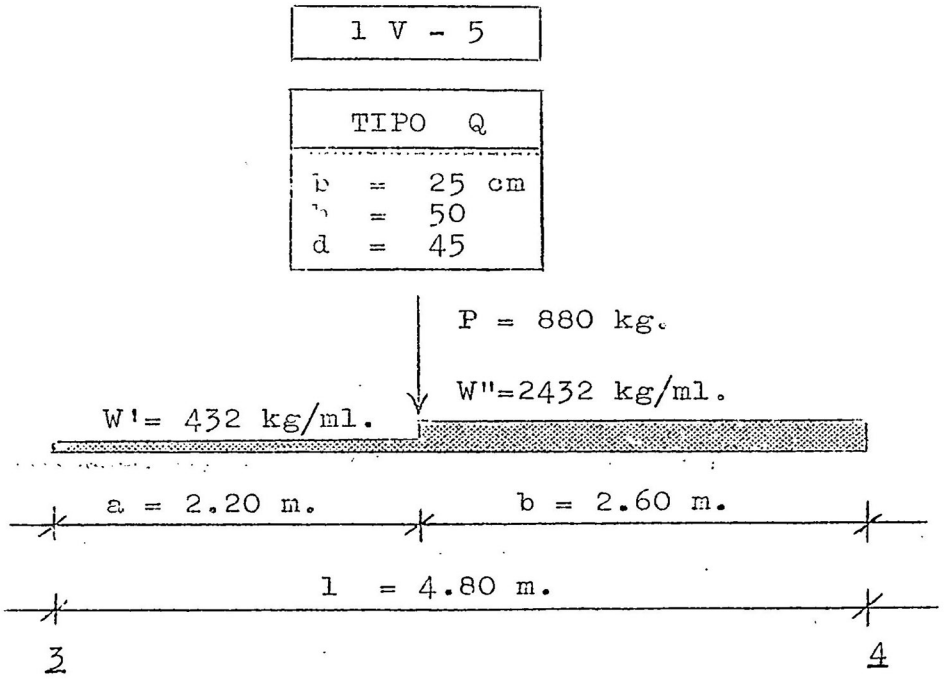
3. ADHERENCIA.

$Eo\ máx. = 880/182 = 4.80$ cms.

4. COLOCACION DE LA ARMADURA. VER PLANO N° 44.

	AREA	PERIMETRO
As gral. = 2 Ø 1/2"	2.53 cm^2	8 cms.

---oOo---



ESTA VIGA ES APROXIMADAMENTE IGUAL A LA VIGA (3 V - 5) y a la (2 V - 5), ya que la única diferencia existente es entre las cargas concentradas con 190 kgs. más en este caso.

Por lo tanto:

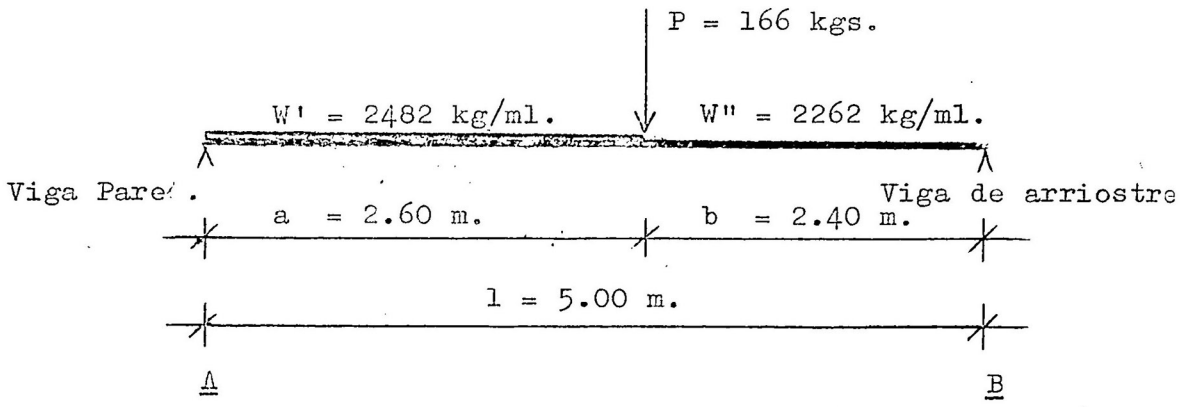
COLOCACION DE LA ARMADURA. VER PLANO N° 44.

SITUACION	ESFUERZO	VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyo 3	T	2 ø 3/4"	5.70 cm^2	12 cms.
4	T	2 ø 3/4"	5.70	12
Tramo 3-4	T	2 ø 5/8"+ 2 ø 3/4"	9.65	22

---oOo---

1 V - 6
1 V - 9

TIPO O	
b	= 25 cm
h	= 40
d	= 35



METODO: RESISTENCIA DE MATERIALES Y COEFICIENTES ACI

1. MOMENTOS MAXIMOS.

Apoyo A

M = CERO, pero sabemos que hay que considerar los 3/4 del empotramiento perfecto, ya que se trata de una viga pared como apoyo. (VER EXPLICACION DEL COEFICIENTE 3/4 EN ALIGERADO - 1 A -)

En efecto:

$M = M_1 + M_2 + M_3$ ..... (I)

M_1 = De la carga concentrada P = 166 kgs.

$M_1 = (3/4)\left(\frac{166 \times 2.6 \times 2.4^2}{5^2}\right) = 50$ kg-m.

M_2 = De la carga repartida W" =2262 kg/ml.

$M_2 = (3/4)\left(\frac{2262 \times 5^2}{12}\right) = 2380$ kg-m.

M_3 = De la carga repartida W' - W" = w = 2482 - 2262 = 220 kg/ml.

M_3 = (VER FORMULA RESPECTIVA EN EL LIBRO "CALCULO DE ESTRUCTURAS RETICULARES, POR FERNANDEZ CASADO, Pág. 456).

$$M_3 = (3/4)\left\{ (1/12)\, wa^2 \left[4\,(b/l) + 2\,(b^2/l^2) + a^2/l^2)\right]\right\}$$

$$M_3 = (3/4)\left\{ (1/12)\ 220 \times 2.6^2 \left[4(2.4/5)+2(2.4^2/5^2)+(2.6^2/5^2)\right]\right\}$$

$M_3 = 165$ kg-m.

Reemplazando valores en (I):

M = 50 + 2380 + 165 = 2595 kg-m. en el eje del apoyo.

Dibujando el diagrama respectivo (VER PLANO N° 37), obtenemos el momento en la cara del apoyo. O sea:

Apoyo A ..... (-) M = 1800 kg-m.

Apoyo B

M = CERO, pero sabemos que hay que considerar un semi-empotramiento. En efecto, tenemos:

$M' = M'_1 + M'_2 + M'_3$ ..... (II)

M'_1 = De la carga concentrada P = 166 kgs.

$$M'_1 = (1/2)\left(\frac{166 \times 2.6^2 \times 2.4}{5^2}\right) = 54 \text{ kg-m.}$$

M'_2 = De la carga repartida W" = 2262 kg/ml.

$$M'_2 = (1/2)\left(\frac{2262 \times 5^2}{12}\right) = 2380 \text{ kg-m.}$$

M'_3 = De la carga repartida w = W' - W" = 2482 - 2262 = 220 kg/ml.

$$M'_3 = (1/2)\left\{ (1/12)\ 220 \times 2.6^2 \left[3-2(2.4/5)-(2.4^2/5^2)-2(2.6^2/5^2)\right]\right\}$$

$M'_3 = 79$ kg-m.

Reemplazando valores en (II):

M' = 54 + 2380 + 79 = 2513 kg-m., en el eje del apoyo.

Dibujando el diagrama respectivo (VER PLANO N° 37), obtenemos el momento en la cara del apoyo. O sea:

Apoyo B ..... (-) M = 1800 kg-m.

Tramo A-B

Se ha procedido de la siguiente manera:

- Momentos isostáticos: Se han calculado varios valores de los momentos isostáticos para sus correspondientes "x".
- Dibujo del Diagrama: VER PLANO N° 37.
- Obtención del Máximo Momento Positivo: (+) M = 7670 kg-m.

---oOo---

2. AREAS DE ACERO.

M mín = 1850 kg-m.
Mc = 3370 kg-m.

Apoyos A y B ..... M = 1800 < M mín ..... (-) As = As mín = 4.40 cm^2

Tramo A - B

M = 7670 > Mc

Se va a colocar el acero en dos capas. Por lo tanto:

d_1 = h - 7.5 cms. = 40 - 7.5

d_1 = 32.5 cms.

$Mc_1 = 11 \times 25 \times 32.5^2$

Mc_1 = 2900 kg-m.

$As_t = As_1 + As_2$

$$As_t = 0.0091 \times 25 \times 32.5 + \frac{(7670 - 2900)100}{1400\ (32.5 - 5)}$$

As_t = 7.40 + 12.40 = 19.80 cm^2 en dos capas.

A's = (7670 - 3370)/366 = 11.70 cm^2.

Estribos para el acero en compresión:

Adoptamos:

Ø longitudinal = 3/4"

Ø estribo = 1/4"

Espaciamiento:

16 x ∅ 3/4" = 12" = 30 cms.

48 x ∅ 1/4" = 12" = 30 cms.

Observación: Se debe escoger el menor de estos dos espaciamientos, pero como han resultado iguales, se ha tomado el valor resultante.

Por lo tanto:

ESTRIBOS PARA EL ACERO EN COMPRESION = ∅ 1/4" á 30 cms. en todo su (largo...

---oOo---

. ESFUERZOS CORTANTES.

$$V_B = \frac{2482 \times 2.6 \times 1.3 + 166 \times 2.6 + 2262 \times 2.4 \times 3.8}{5} = 5926 \text{ kg.}$$

$$V_A = (2482 \times 2.6 + 166 + 2262 \times 2.4) - 5926 = 6140 \text{ kg.}$$

Con estos valores de las reacciones máximas en los ejes de los apoyos, dibujamos el diagrama (VER PLANO N° 37), y obtenemos los cortes en las caras de los apoyos.

En efecto:

Apoyo A: V = 5800 kgs. > Vc = 3200 kgs.

Vs	= 5800 - 3200		= 2600 kgs.	
v máx.	= 5800/760	= 7.6	= 0.054 f'c	
s máx.	= 35/2	= 17.5	= 15	cms.
s mín.-1/4"	= 27100/2600		= 10	cms.
a	= 35 cms.			

1 - 1/4" á 5
3 - 1/4" á 10

Apoyo B: V = 5700 kgs. (aprox. Apoyo A).

Por lo tanto:

1 - 1/4" á 5
3 - 1/4" á 10

---oOo---

4. ADHERENCIA.

Apoyo A	Eo	= 5800/318	= 18.30	cms.
B	Eo	= 5700/318	= 18.00	

---oOo---

5. COLOCACION DE LA ARMADURA. VER PLANO N° 44.

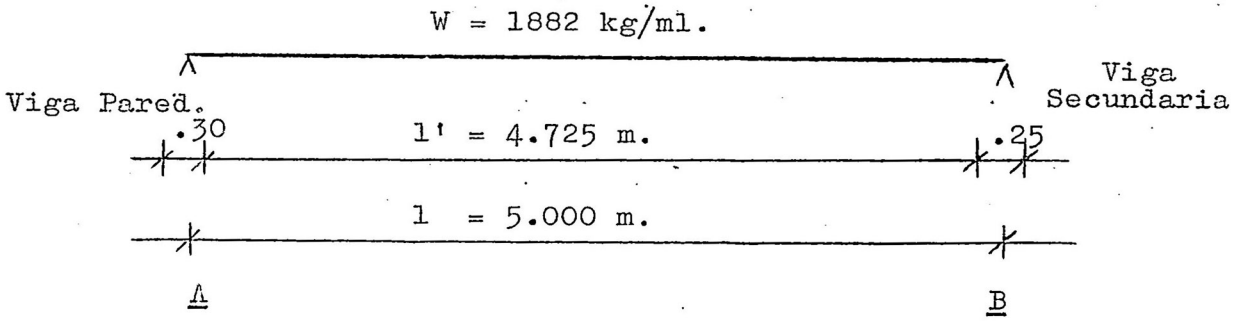
SITUACION	ESFUERZO	VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyo A	T	4 ∅ 3/4"	11.40 cm^2	24 cms.
B	T	4 ∅ 3/4"	11.40	24
Tramo A-B	T (x)	7 ∅ 3/4"	19.90	42
A-B	C	4 ∅ 3/4"	11.40	--

(x) = DOS CAPAS.- - - - -

---oOo---

1 V - 7
1 V - 8

TIPO O	
b	= 25 cm
h	= 40
d	= 35



METODO: COEFICIENTES ACI

1. MOMENTOS MAXIMOS.

Para luces mayores de 3.00 mt., tenemos:

Apoyo A : M (1/16) 1882 x 4.725^2 = 1900 kg-m.

B : M (1/24) 1882 x 4.725^2 = 1780

Tramo A-B : M (1/10) 1882 x 4.725^2 = 4250

---oOo---

2. AREAS DE ACERO.

M mín = 1850 kg-m.

Mc = 3370 kg-m.

Apoyo A : M = 1900 ≈ M mín ..... (-) As = As mín = 4.40 cm^2.
B : M = 1780 < M mín ..... (-) As = As mín = 4.40

Tramo A-B

M_1 = 4250 > Mc

$As_t = As_1 + As_2$

As_t = 7.95 + (4250 - 3370)/420 = 10.05 cm^2.

A's = (4250 - 3370)/366 = 2.40 cm^2.

Estribos para el acero a compresión:

Adoptamos:

Ø longitudinal = 1/2"
Ø estribo = 3/8"

(Esto se debe a que se ha escogido para el acero a tracción Ø 1", y el estribo no puede tener menor diámetro que el escogido).

Espaciamiento:

16 x Ø 1/2" = 8" = 20 cms.
48 x Ø 3/8" = 18" = 45 cms.
> SE ESCOGE EL MENOR.

Por lo tanto:

ESTRIBOS PARA EL ACERO EN COMPRESION = Ø 3/8" á 20 cms. en todo su (largo.

---oOo---

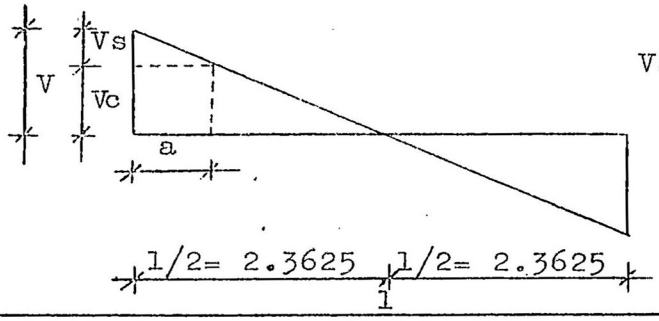
3. ESFUERZOS CORTANTES.

Apoyos A y B : V = (1/2) 1882 x 4.725 = 4500 > Vc = 3200 kg.

Vs = 4500 - 3200 = 1300 kgs.
v máx. = 4500/760 = 5.9 = 0.042 f'c
s máx. = 35/2 = 17.5 = 15 cms.
s mín.-3/8" = 60000/1300 = 46 cms.
a (Ver el cálculo en la siguiente pág. = 75 cms.

1 - 3/8" á 5
5 - 3/8" á 15

Cálculo de "a":



$Vs/V = a/2.3625$

$a = (2.3625 \times 1300)/4500$

$a = 75$ cms.

---oOo---

4. ADHERENCIA.

Apoyos A y B Eo = 4500/318 = 14 cms.

---oOo---

5. COLOCACION DE LA ARMADURA. VER PLANO N° 44.

SITUACION	ESFUERZO	VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyos A y B	T	2 Ø 1/2"+ 1 Ø 5/8"	4.51 cm^2	13 cms.
Tramo A - B	T	2 Ø 1"	10.10	16
A - B	C	2 Ø 1/2"	2.53	---

---oOo---

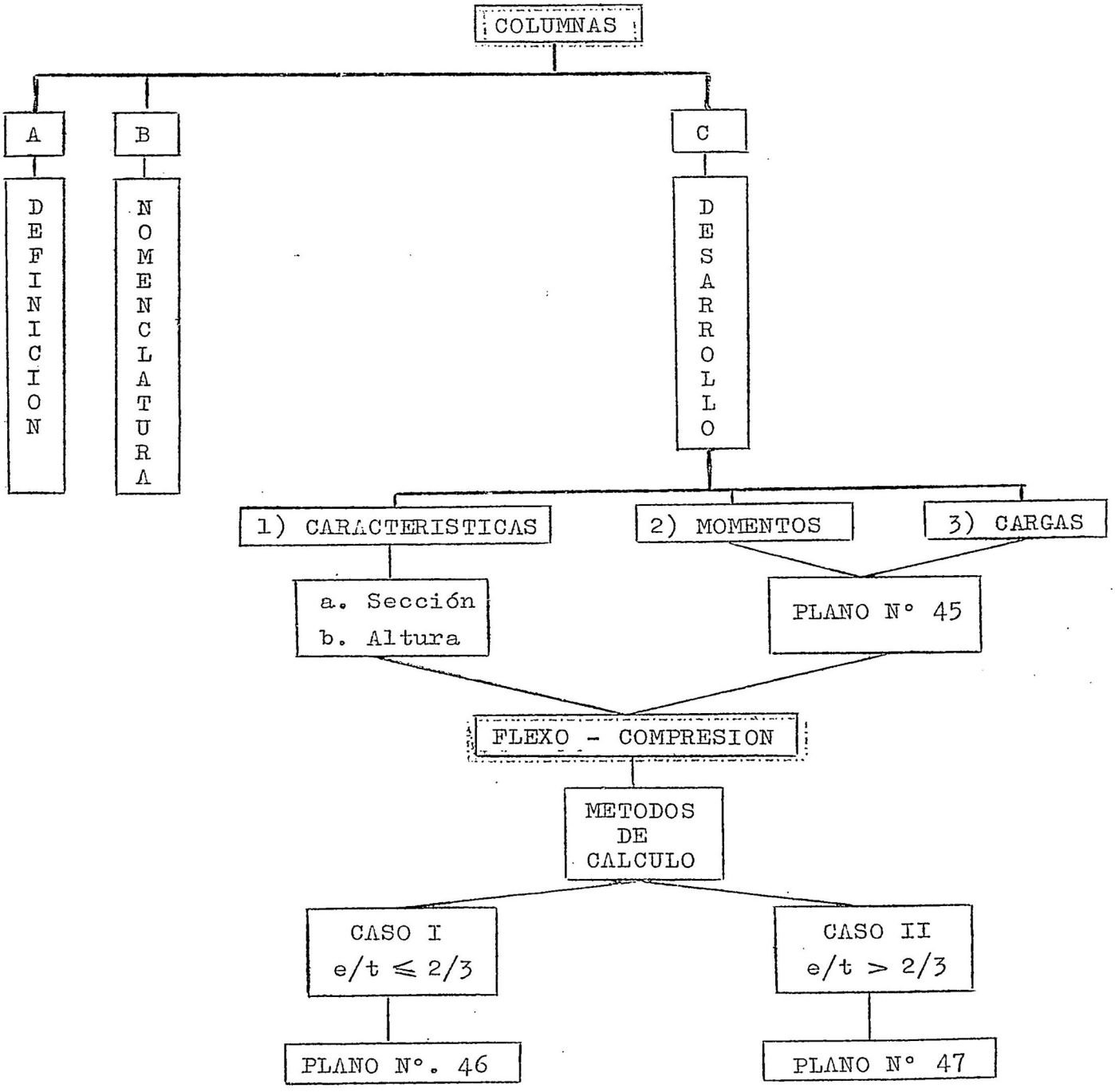
CAPITULO VI

COLUMNAS

CAPITULO VI

C O L U M N A S

Cuadro Sinóptico



---oOo---

CAPITULO VI

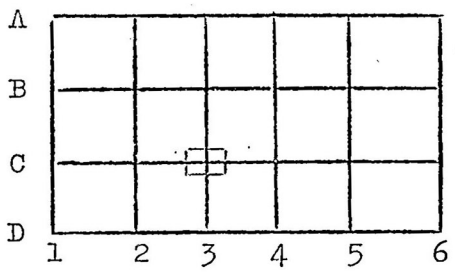
C O L U M N A S

Desarrollo del Cuadro Sinóptico

A. DEFINICION. Son los elementos más importantes de los Pórticos, ya que resisten casi en su totalidad la estructura.

B. NOMENCLATURA. Se ha considerado los ejes que las interceptan.

EJEMPLO



C - 3

Observación:- Las columnas se han agrupado según los pisos en que se encuentran, motivo por el cual no se ha considerado en la denominación el nivel correspondiente. (VER PLANOS Nos. 46 y 47).

C. DESARROLLO.

1. Características.

a. Sección: De acuerdo a lo dicho en el Metrado de Cargas, (Capítulo III - 2 - i), las secciones adoptadas resultaron satisfactorias, y adquirieron por tal motivo el caracter de DEFINITIVAS.

Dichas secciones son las siguientes:

PISO	b cms.	t cms.	Ag cm^2
TERCERO	30	30	900
SEGUNDO	30	40	1200
PRIMERO	30	50	1500
SOTANO	40	50	2000

CALIDAD DEL CONCRETO = 140 kg/cm^2 GENERAL.

b. Altura: (VER PLANOS Nos. 46 y 47). Se ha considerado la altura libre, o sea la altura piso a piso menos el peralte de la viga concurrente mayor.

2. Momentos. (VER PLANO N° 45). Se han obtenido del Análisis de Pórticos anteriormente efectuado.

Como los Pórticos han sido resueltos por los Métodos de Hardy Cross y Cross-Grinter-Zaytzeff, los momentos obtenidos serán los que más se acercarán al real comportamiento de la estructura. Han sido consideradas las posiciones de s/c que dan lugar a las solicitaciones más desfavorables. Generalmente, las posiciones que dan máximas cargas sobre las columnas son más desfavorables, que las que dán máximos momentos sobre las mismas.

---oOo---

3. Cargas. (VER PLANO N° 45)

a. Reacción Isostática = R.I. Se obtiene del Metrado de Cargas de Columnas anteriormente efectuado.

b. Corrección Hiperestática = C.H. Es igual a:

$$C.H. = \left(\frac{\text{Diferencia de momentos}}{\text{luz}}\right)$$ de las vigas adyacentes.

c. Carga Superior = Ns. $Ns = R.I. \pm C.H.$

Regla Práctica: Se suma la C.H. a la R.I. que se encuentra en el lado del mayor momento (en valor absoluto), y se resta en caso contrario.

d. Peso Propio : p.p. $p.p. = Ag\ h_1\ w \quad kgs.$

En donde:

Ag = Area de la columna.

h_1 = Altura piso a piso.

w = Peso unitario del concreto armado.

COLUMNAS	Ag (m^2)	h_1 (m)	w (kg/m^3)	p.p.(kg)
TERCER PISO	0.3 x 0.3	3	2400	650
SEGUNDO PISO	0.3 x 0.4	3	2400	865
PRIMER PISO	0.3 x 0.5	3	2400	1080
SOTANO	0.4 x 0.5	3	2400	1440

e. Carga Inferior = Ni. Ni. = Ns + p.p.

---oOo---

FLEXO - COMPRESION

De lo visto anteriormente, se deduce que las columnas, debido a la existencia de momentos flectores y cargas axiales, trabajan a esfuerzos combinados de "FLEXO-COMPRESION".

Métodos de Cálculo

(Ver Teoría en el libro "DESIGN OF CONCRETE STRUCTURES", de los autores URQUHART - O'ROURKE - WINTER, Págs. 136 á 160.)

---oOo---

Se han considerado los siguientes:

- CASO I ..... $e/t \leqslant 2/3$
- CASO II ..... $e/t > 2/3$

en donde:

e = excentricidad
M = Momento
N = Carga

e = M/N
t = lado de la columna en la dirección en que se produce la flexión.

---oOo---

CASO I
$e/t \leqslant 2/3$
VER PLANO N° 46

En este caso, la excentricidad es relatívamente pequeña,y las Normas del ACI 318-56, recomiendan el diseño según la Teoría de la Sección No Agrietada ((UNCRACKED SECTION TEORY), que considera a toda la sección de la columna trabajando a compresión, aunque parte de ésta trabaje a una tracción tal que no sobrepase la carga de trabajo a la tracción del concreto.

Según la Teoría indicada, debe verificarse la siguiente expresión:

$$\frac{fa}{Fa} + \frac{fb}{Fb} \leqslant 1$$

en donde:

fa = esfuerzo unitario de compresión axial nominal = N/Ag.
Fa = esfuerzo unitario de compresión axial permitido = $.8(.225f'_c + fs\ pg)$
fb = esfuerzo unitario de compresión flexional actual= M y /It.
Fb = esfuerzo unitario de compresión flexional permitido = 0.45 f'c.

---oOo---

CASO II
$e/t > 2/3$
VER PLANO N° 47

En este caso, la excentricidad es grande, y las Normas del ACI 318-56, recomiendan el diseño según la Teoría de la Sección Agrietada - (CRACKED SECTION TEORY) - que considera parte de la sección de la columna trabajando a compresión, y parte de ésta trabajando a una tracción tal que ha sobrepasado la carga de trabajo a la tracción del concreto.

Según la Teoría indicada, deben verificarse las siguientes expresiones:

$$N\,K/b\,t \leqslant fc = 0.45\,f'c = 63\ kg/cm^2$$

$$\frac{n\,fc\,(d-kt)}{kt} \leqslant fs\ máx. = 1{,}400\ kg/cm^2$$

$$\frac{2n\,fc\,(kt-d')}{kt} \leqslant f's\ máx. = 1{,}400\ kg/cm^2$$

en donde:

fc = carga unitaria de trabajo del concreto.
fs = carga unitaria de trabajo del acero a la tracción.
f's = carga unitaria de trabajo del acero a la compresión.

---oOo---

Apreciamos que las únicas incógnitas son K y k, las cuales se obtienen con ayuda de los Diagramas Nos. 12, 13 y 14 del libro: "DESIGN OF CONCRETE STRUCTURES", de URQUHART - O'ROURKE - WINTER, Págs. Nos.524, 525 y 526, respectivamente.

El procedimiento es el siguiente:

- Se tiene como datos g , e/t y n pg.
- Con e/t y n pg , se ingresa a la tabla correspondiente al g de la columna en estudio, obteniéndose K y k.
- En caso de que el g de la columna en estudio no sea exactamente el mismo de la tabla, se efectuará una interpolación entre los valores inmediatos superior e inferior.

Por ejemplo:

Si el g de la columna en estudio es 0.67, como en nuestro caso, se ingresa a la tabla N° 12 (para g = 0.60), y se halla K' y k'.

Luego se ingresa a la Tabla N° 13 (para g = 0.70), y se halla K" y k".

Y por último, se realiza la interpolación correspondiente, obteniéndose de esta manera K y k , para g = 0.67.

---oOo---

OBSERVACION:- En algunas columnas, se realizó una doble verificación, debido a que en la primera, resultaron valores muy inferiores a UNO, motivo por el cual se disminuyó el área de acero, consiguiéndose de esta manera aproximarse más a la UNIDAD.

En los Cuadros Generales (Planos Nos. 46 y 47) sólo se han colocado las soluciones finales.

---oOo---

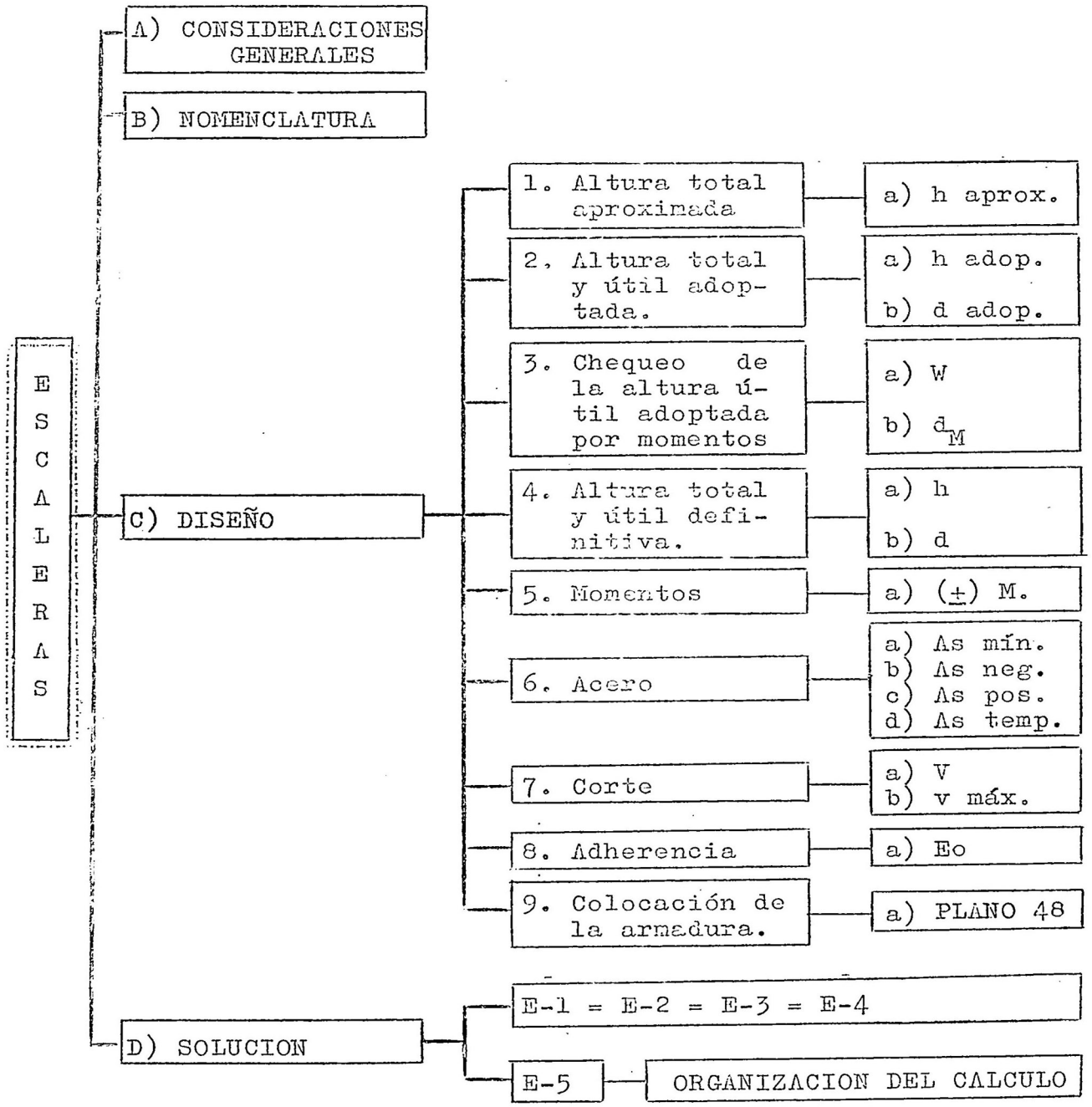
CAPITULO VII

ESCALERAS

CAPITULO VII

E S C A L E R A S

(Cuadro Sinóptico)



---oOo---

CAPITULO VII

E S C A L E R A S

VER PLANO N° 48

Desarrollo del Cuadro Sinóptico

A. CONSIDERACIONES GENERALES. Las escaleras son losas inclinadas diseñadas para soportar su peso propio, el de la sobre-carga, y el de los peldaños.

El cálculo exacto de las escaleras de concreto armado, presenta gran dificultad por hallarse trabajando a flexión y torsión, y no ser posible conocer exactamente las condiciones de apoyo o empotramiento.

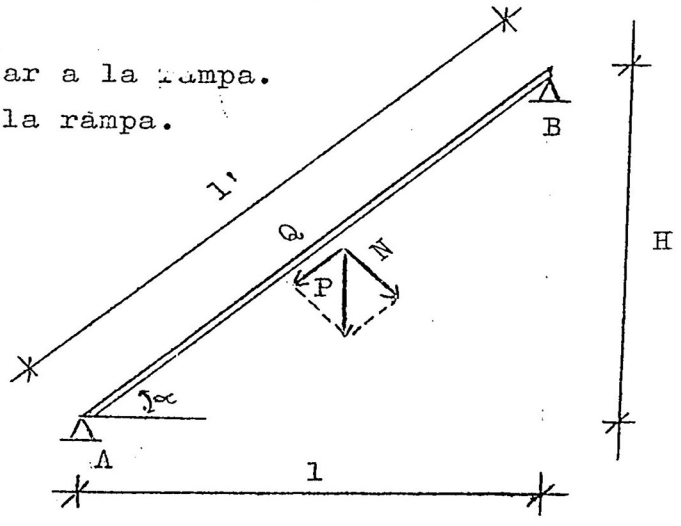
Un método bastante generalizado para calcular las escaleras, es el siguiente:

(VER LIBRO "HORMIGON ARMADO", del autor español FERNANDO MORAL Pág. 540).

Sea:

P = Carga total actuante.
N = Componente de P, perpendicular a la rampa.
Q = Componente de P, paralela a la rampa.

Generalmente, la componente "Q", no se tiene en cuenta porque con las dimensiones que se acostumbra dar a la losa, es absorbida fácilmente por la rigidez de las uniones.



-oOo-

En el croquis apreciamos que:

$$N = P \cos \alpha \quad \ldots\ldots (1)$$
$$Q = P \operatorname{sen} \alpha \quad \ldots\ldots (2)$$
$$l' = l/\cos \alpha \quad \ldots\ldots (3)$$

Multiplicando (1) y (3)

$$Nl' = P\,l \quad \ldots\ldots (4)$$

Ahora bien:-

Suponiendo que la luz libre sea mayor de 3.00 mt., tenemos:

$$(+)\ M = (1/10)\ N\ l' \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (5)$$

Debido a ec. (4)

$$(+)\ M = (1/10)\ P\ l \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (6)$$

Reemplazando la carga concentrada por una uniformemente repartida:

$$P = W\ l \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (7)$$

Reemplazando (7) en (6):

$$(+)\ M = (1/10)\ W\ l^2 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (8)$$

O sea, que el momento de flexión positivo, es el mismo que para una losa horizontal que soporte la misma carga y cuya luz sea la proyección horizontal de l'.

---oOo---

B. NOMENCLATURA. Se han denominado en orden numérico.

Ejemplo:

$\boxed{E - 2}$ significa $\boxed{\text{ESCALERA N° 2.}}$

---oOo---

C. DISEÑO.

1. Altura total aproximada:

Criterios:

a) h aprox. $= \left(\dfrac{\text{luz en cm.}}{30}\right)$ cms.

b) h aprox. = (3 cm. x luz en mt.) cms.

c) h aprox. = (4 cm. x luz en mt.) cms.

Se toma un promedio de estos tres criterios.

2. Altura total y útil adoptada:- En base a la altura aproximada, adoptamos un valor de h, y por consiguiente de d = h - 3 cms.

3. Chequeo de la Altura útil adoptada por momentos:-

a) Carga Total:-

W = (p.p. aprox. + peldaños + piso terminado + sobre-carga) kg/m^2

en donde:

sobre-carga = 500 kg/m^2 (Reglamento Alemán - DIN - 1055 - H3)

b) Altura útil por momentos:- Debe cumplirse lo siguiente:

$$d_m = \sqrt{\frac{(\pm)_{M\ máx.}}{K\ b}} \leqslant d\ adop.$$

en donde:

(+) M máx., por las consideraciones generales vistas anteriormente:

(+) M máx. = (1/10) W l'^{2} (para l' > 3.00 mt.)

(+) M máx. = (1/12) W l'^{2} (para l' $\leqslant$ 3.00 mt.)

K = 11 (VER GENERALIDADES - CAP. I)

b = 100 cms. (MOMENTOS POR MT. DE ANCHO).

---oOo---

4. Altura total y útil definitiva:-

Si $d_m \leqslant$ d adop., podemos definir la altura total y útil de la losa.

5. Momentos: (±) M.

Se tomarán por mt. de ancho, y se seguirán las consideraciones generales vistas anteriormente.

6. Acero:- (fs = 1400 kg/cm^2) (j = 0.866)

a) Mínimo	:	As mín.	= 0.0025 b d	cm^2/mt.
b) Negativo	:	(-) As	= M/fs j d	
c) Positivo	:	(+) As	= M/fs j d	
d) Temperatura	:	As temp.	= 0.0020 b h	

7. Esfuerzo cortante:-

a) V = 0.5 W l' kgs.

b) v máx. = V/b j d kg/cm^2.

Si: v máx. $\leqslant$ 0.03 f'c = 4.2kg/cm^2.

NO SE COLOCARAN ESTRIBOS.

8. Adherencia:- (u = 0.075 f'c = 10.5 kg/cm^2)

Eo = V/ u j d cm/mt.

9. Colocación de la Armadura: VER PLANO N° 48.

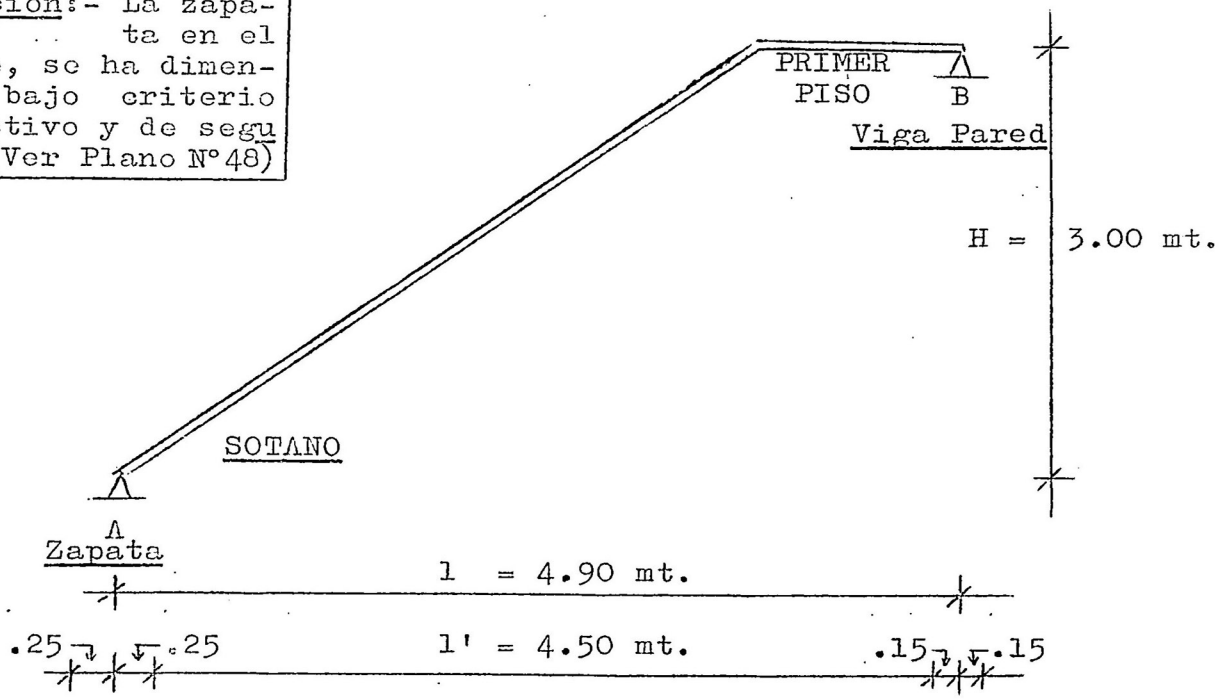
---oOo---

D. SOLUCION.

E-1	E-2	E-3	E-4

Son aquellas que van del sótano al primer piso.

Observación:- La zapata en el arranque, se ha dimensionado bajo criterio constructivo y de seguridad. (Ver Plano N°48)



1. Altura total aproximada:-

a) h aprox. = 490/30 = 16.30 cms.
b) h aprox. = 3 x 4.90 = 14.70
c) h aprox. = 4 x 4.90 = 19.60

PROMEDIO = (16.3 + 14.7 + 19.6)/3 = 16.86

por lo tanto:

h aprox. = 16.86 cms.

2. Altura total y útil adoptada:-

h adop. = 18 cms.
d adop. = 15 cms.

3. Chequeo de la altura útil adoptada, por momentos:-

a) Carga total:

p.p. aprox. = 0.18 x 1.00 x 1.00 x 2400 = 430 kg/m^2 +

peldaños = (1.00/0.25) $(\frac{.176 \times 0.25}{2})$(1.00) 2400 = 210

acabado = granito = 100

s/c = DIN - 1055 - H3 = 500

W = CARGA TOTAL = 1240 kg/m^2

b) Altura útil necesaria por momentos:

$$d_m = \sqrt{\frac{(1/10)\ 1240 \times 4.5^2 \times 100}{11 \times 100}} = 15 \text{ cms.} \leq \text{d adop.} = 15 \text{ cms}$$

4. Altura total y útil definitiva:-

h = 18 cms.
d = 15 cms.

5. Momentos:-

Apoyos A y B (-) M = (1/16) 1240 x 4.5^2 = 1580 kg-m.

Tramo A - B (+) M = (1/10) 1240 x 4.5^2 = 2520 kg-m.

6. Acero:-

a) As mín = 0.0025 x 100 x 15 = 3.75 cm^2/mt.

b) (-) $As_{A \text{ y } B} = \frac{158,000}{1400 \times .866 \times 15}$ = 8.70

c) (+) $As_{A \text{ y } B} = \frac{252,000}{1400 \times .866 \times 15}$ = 13.90

d) As temp. = 0.0020 x 100 x 18 = 3.60 <> Ø 3/8" á 20 cms

7. Corte:-

a) V = 0.5 x 1240 x 4.50 = 2800 kgs.

b) v máx. = 2800/100x.866 x 15 = 2.16 kg/cm^2 < 0.03 x 4.2

POR LO TANTO, NO SE NECESITAN ESTRIBOS

8. Adherencia:-

Eo = 2800/10.5 x 0.866 x 15 = 20.60 cms/mt.

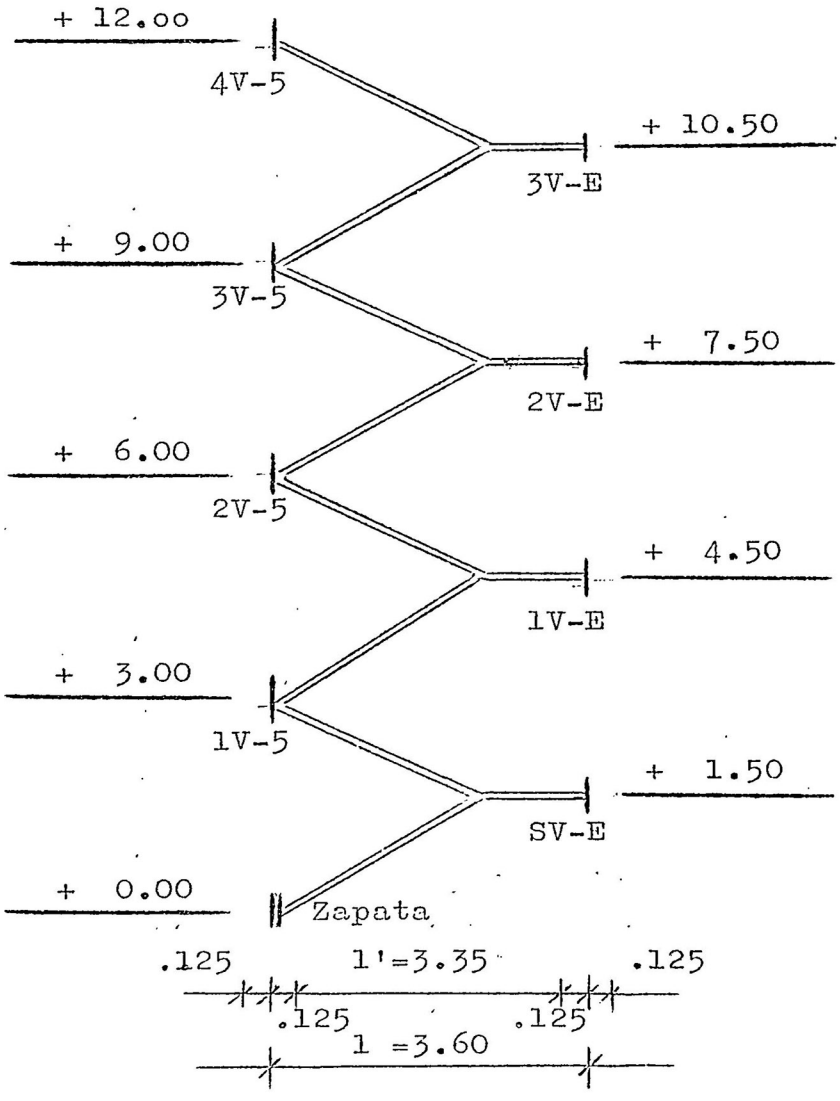
9. Colocación de la Armadura:- VER PLANO N° 48.

SITUACION	VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyos A y B	∅ 3/8" á 10 cm.	7.10 cm^2/mt.	30 cms./mt.
Tramo A - B	∅ 3/8" á 5 cm.	14.20 cm^2/mt.	- - -

---oOo---

E - 5

Es la escalera principal, y vá del sótano a la azotea, tal como se aprecia en el cróquis adjunto:



Observación: La luz libre indicada 3.35 m. es considerando el ancho de la viga secundaria N° 5 en todos los niveles; porque se aprecia que en el sótano, esta luz libre se vería disminuída por consecuencia de la zapata de apoyo, que tiene un ancho de 50 cms. (Ver Plano N° 48), y nó de 25 cms. como lo tienen las vigas secundarias indicadas.

Para el cálculo, se ha considerado l' = 3.35 m., motivo por el cual, en el plano indicado (48) aparece uno de los tramos de la escalera en estudio, correspondiente a un nivel superior al arranque. Así estaremos en el caso más desfavorable.

---oOo---

ORGANIZACION DEL CALCULO

El cálculo de esta escalera se basa en tramos típicos, variando únicamente la colocación de la armadura, (tal como se puede apreciar en el Plano N° 48), ya sea el tramo ascendente ó descendente.

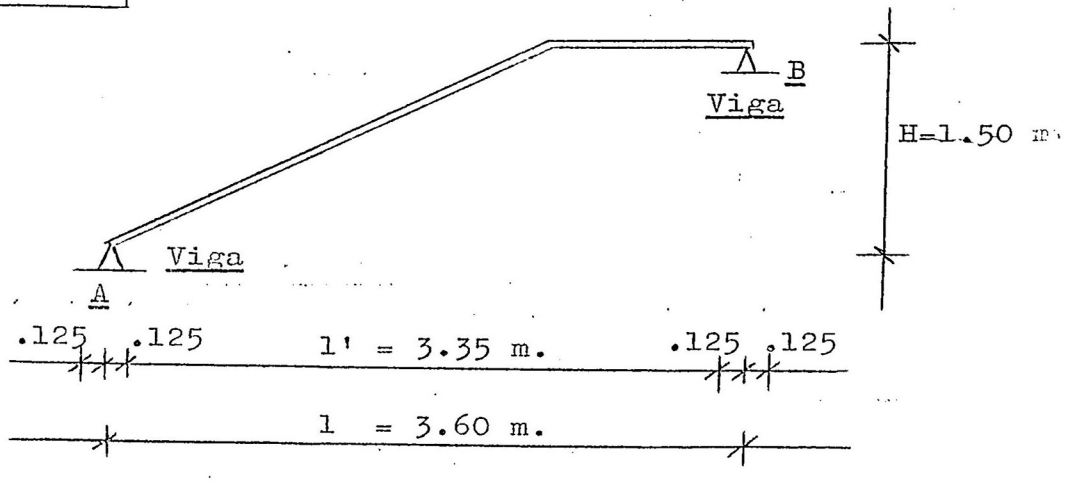
Además, las vigas de apoyo denominadas 3 V - E, 2 V - E, 1V - E y SV - E, han sido diseñadas en este capítulo, ya que prácticamente pertenecen a la escalera principal.

Dicho diseño, se encuentra al finalizar este capítulo.

---oOo---

Cálculo del Tramo Típico

Observación:
El apoyo A, solo en el tramo inicial es ZAPATA.



1. ALTURA TOTAL APROXIMADA:

a) h aprox. = 360/30 = 12.00 cms.
b) h aprox. = 3 x 3.60 = 10.80
c) h aprox. = 4 x 3.60 = 14.40

$$\text{PROMEDIO} = \frac{12 + 10.8 + 14.4}{3} = 12.40$$

Por lo tanto:

h aprox. = 12.40 cms.

---oOo---

2. ALTURA TOTAL Y UTIL ADOPTADA:

Primeramente, se colocó h = 13 cms., pero al chequear la altura útil por momentos resultó insuficiente.
Como segundo tanteo, pondremos:

h = 15 cms.
d = 12 cms.

---oOo---

3. CHEQUEO DE LA ALTURA UTIL ADOPTADA, POR MOMENTOS:

a) Carga total:

p.p. aprox. = 0.15 x 1.00 x 1.00 x 2400 = 360 kg/m^2 +
peldaños = $(\frac{1.00}{0.25})$ $(\frac{0.176 \times 0.25}{2})$ (1.00) 2400 = 210
acabado = granito = 100
s/c = DIN - 1055 - H3 = 500
W = CARGA TOTAL = 1,170 kg/m^2

b) Altura útil necesaria por momentos:

$$d_m = \sqrt{\frac{(1/10)\ 1170 \times 3.35^2 \times 100}{11 \times 100}} = 11 < \text{d adop. } 12 \text{ cms.}$$

---oOo---

4. ALTURA TOTAL Y UTIL DEFINITIVA:

h	=	15	cms.
d	=	12	cms.

---oOo---

5. MOMENTOS:

Apoyos A y B (-) M = (1/24) 1170 x 3.35^2 = 550 kg-m.

Tramo A - B (+) M = (1/10) 1170 x 3.35^2 = 1320 kg-m.

Observación:- Cuando el apoyo A es una zapata (tramo inicial), el momento sería:

(1/16) 1170 x $(3.35 - 0.125)^2$ = 700 kg-m.

Apreciamos que la diferencia con los otros apoyos de los niveles superiores es despreciable, motivo por el cual se asimilará para todos los apoyos A, el momento de 550 kg-m.

---oOo---

6. ACERO:

a) As mín = 0.0025 x 100 x 12 = 3.00 cm^2/mt.

b) (-) $As_{A\ y\ B} = \frac{55,000}{1400 \times .866 \times 12}$ = 3.80

c) (+) $As_{A\ y\ B} = \frac{132,000}{1400 \times .866 \times 12}$ = 7.20

d) As temp. = 0.0020 x 100 x 15 = 3.00 <> ∅ 3/8" á 25 cm.

==========

---oOo---

7. CORTE:

a) V = 0.5x1170 x 3.35 = 1960 kgs.

b) v máx. = 1960/100x.866x12 = 1.90 kg/cm^2 < 0.03 f'c = 4.2

POR LO TANTO, NO SE NECESITAN ESTRIBOS.

---oOo---

8. ADHERENCIA:

Eo = 1960/10.5 x 0.866 x 12 = 15 cms/mt.

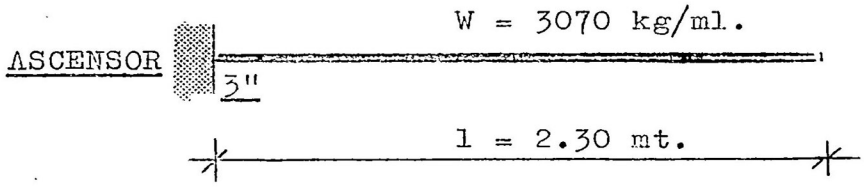
9. COLOCACION DE LA ARMADURA: VER PLANO N° 48.

SITUACION	VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyos A y B	∅ 3/8" á 20 cm.	3.55 cm^2/mt.	15 cm/mt.
Tramo A - B	∅ 3/8" á 10 cm.	7.10 cm^2/mt.	- - - -

---oOo---

3V-E	2V-E	1V-E	SV-E

b = 25 cm h = 60 d = 55
VOLADO 2.30



DESARROLLO

A. NOMENCLATURA.

Se han denominado de acuerdo al piso en que se encuentran.

Ejemplo:

2V-E	significa	2° Piso - Viga - Escalera

B. DISEÑO.

1) Carga Total:

Las dimensiones arriba indicadas se han adoptado bajo criterio de las cargas actuantes, de manera de tener un momento flector aproximadamente igual al momento resistente del concreto. El diseño con estas dimensiones resultó satisfactorio.

---o0o---

pp.	= 0.25 x 0.60 x 2400	= 360 kg/ml.
muro de kk. de cabeza	= 1.50 x 500	= 750
escalera	= (3.35/2) 1170	= 1960
W	= CARGA TOTAL	= 3070 kg/ml

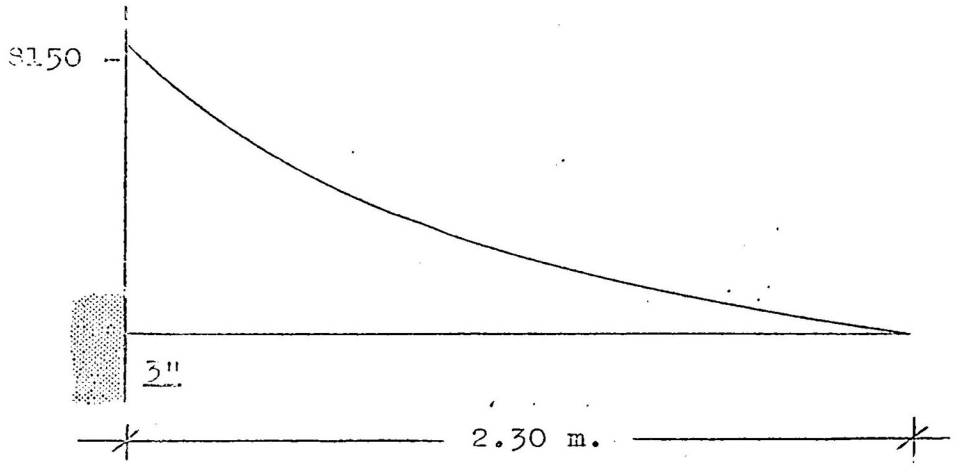
---o0o---

2) Momento Flector:

$M_{3"}$ = (1/2) 3070 x 2.3^2 = 8150 kg-m. < Mc = 11 x 25 x 55^2

Mc = 8320 kg-m.

Diagrama: (Necesario para el doblado del acero).



ESCALAS

L = 1/25

M = 1 cm <> 2000 kg-m.

Para x = 1.15 m.

$M = 3070 \frac{1.15^2}{2}$

M = 2040 kg-m.

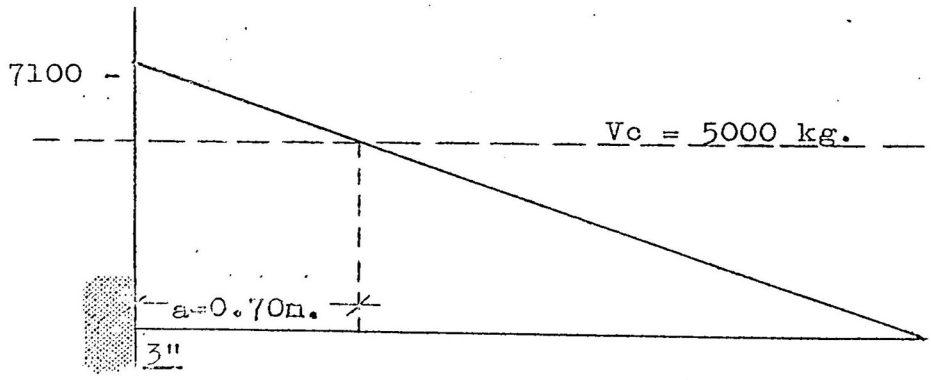
3) Area de Acero: (-) As = 815000/1400x0.866x55 = 12.20 cm^2.

4) Esfuerzo Cortante:

V máx.= 3070 x 2.30 = 7100 kgs. > Vc = 4.2 x 25 x .866 x 55

Vc = 5000 kgs.

DIAGRAMA:



ESCALAS

L = 1/25

V = 1 cm. <> 2000 kgs.

Cálculo de los estribos:

Vs	= 7100 - 5000		=	2100 kgs.
v máx.	= 7100/25 x 0.866 x 25 =	6	=	0.042 f'c
s máx.	= 55/2	= 27.5	=	25 cms.
s mín.-3/8"	= 94500/2100	= 44	=	45 cms.
a	= 70 cms.			

1 - 3/8" á 10
3 - 3/8" á 25

5) Adherencia:

Eo máx. = 7100/10.5 x 0.866 x 55 = 14.20 cms.

6) Colocación de la Armadura: VER PLANO N° 48.

SITUACION	VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyo 3"	3 ∅ 7/8"	11.60 cm^2	21 cms.

Observación:- En los voladizos se acostumbra colocar As mín en la parte inferior de la viga, debido a que por alguna negligencia se puede desencofrar dejando al final un puntal en el extremo, lo que haría que la viga trabaje como simplemente apoyada.

En efecto, hemos colocado:

As mín = 0.0050 x 25 x 55 = 6.90 cm^2

1 ∅ 3/4" + 1 ∅ 7/8"
(6.71 cm^2)

---oOo---

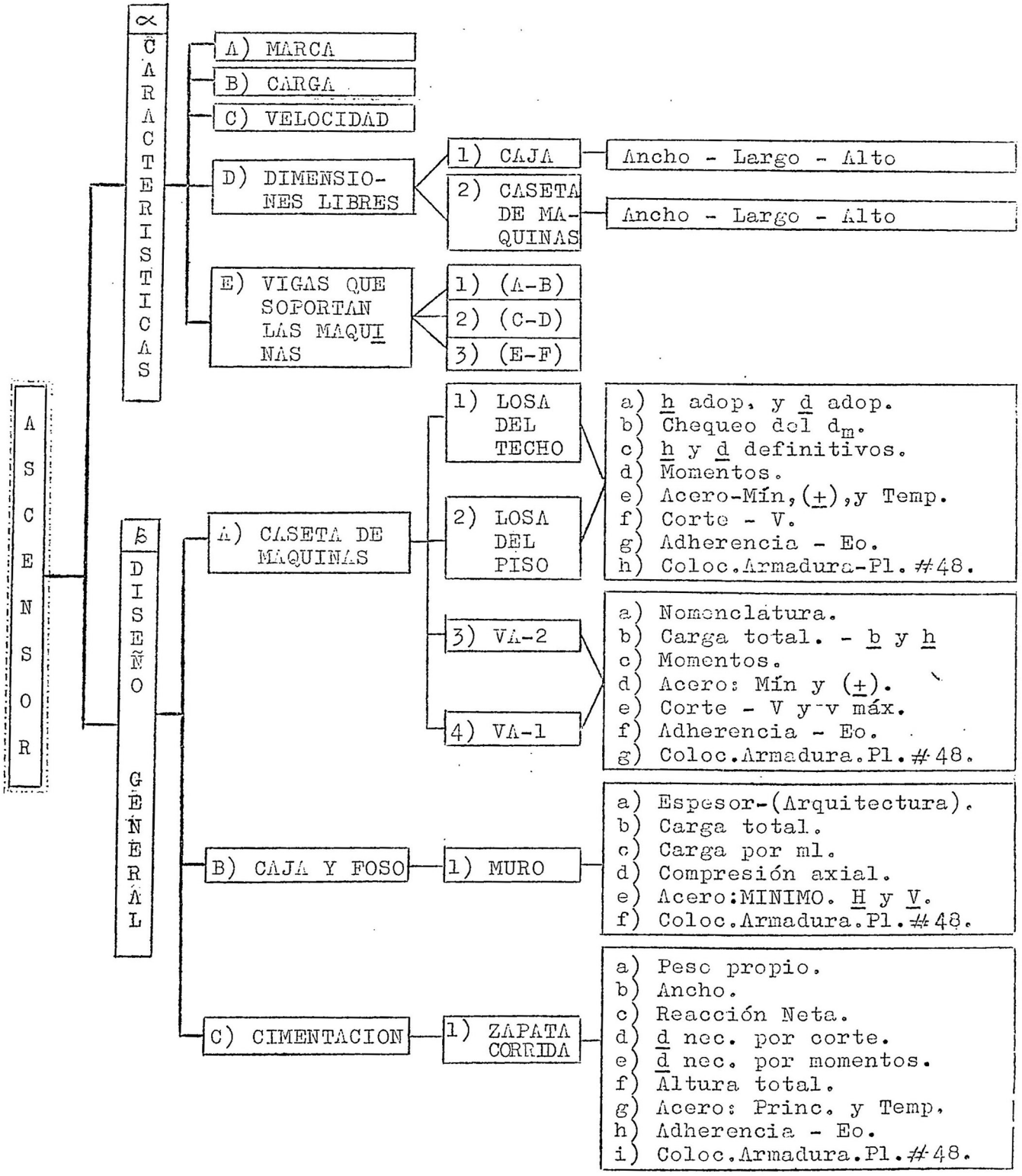
CAPITULO VIII

ASCENSOR

CAPITULO VIII

ASCENSOR

Cuadro Sinóptico.



---oOo---

CAPITULO VIII

A S C E N S O R

Ver Plano N° 48

Desarrollo del Cuadro Sinóptico

X. CARACTERISTICAS.

A. MARCA. OTIS ELEVATOR COMPANY, de pasajeros, con engranajes A.C.

B. CARGA. 545 kgs. - 8 personas.

C. VELOCIDAD. 0.5 m.p.s.

D. DIMENSIONES LIBRES.

1. Caja:

- Ancho = 2.00 mt.
- Largo = 2.10 mt.
- Alto = 14.80 mt. = Foso + Caja + Altura libre
  = 1.20 + 3 x 3 + 4.60

2. Caseta de Máquinas:

- Ancho = 2.00 mt.
- Largo = 2.90 mt.
- Alto = 2.50 mt.

E. VIGAS QUE SOPORTAN LAS MAQUINAS.

1. Viga A-B
2. Viga C-D
3. Viga E-F

Las reacciones de los apoyos de las vigas anteriormente indicadas, son las siguientes:

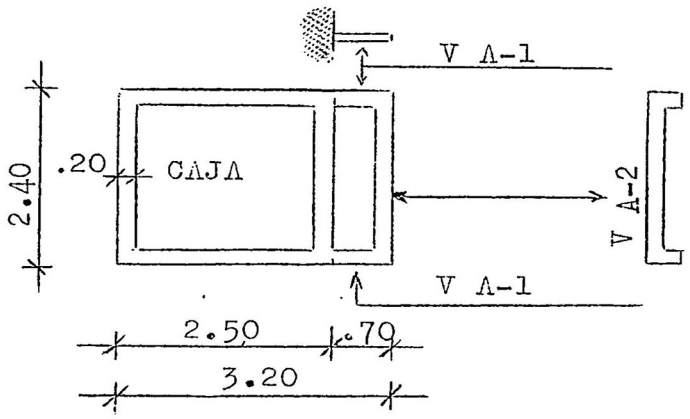
Apoyo	A	=	3400 kgs. +
	B	=	2000
	C	=	200
	D	=	200
	E	=	1100
	F	=	800
TOTAL		=	7700 kgs.

Observación: Todas las características descritas, se han obtenido de los formularios que proporciona la OTIS ELEVATOR COMPANY, y se han acondicionado en ciertos puntos, al edificio materia del presente trabajo.

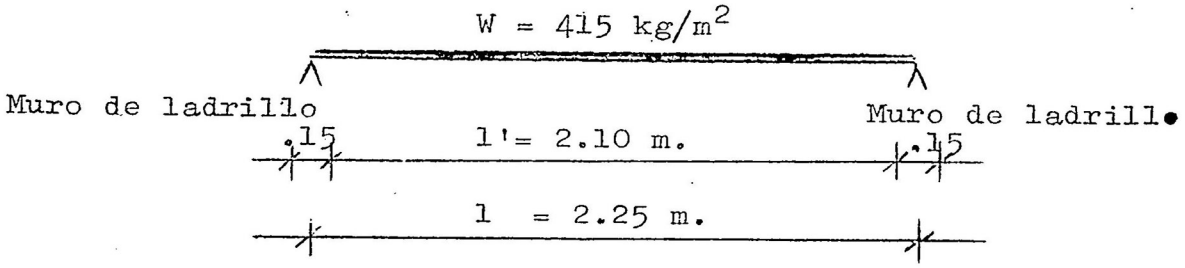
---oOo---

. DISEÑO GENERAL.

A. CASETA DE MAQUINAS. Como la caseta de máquinas es más grande que el ascensor, la solución estructural ha sido satisfecha mediante dos vigas en voladizo empotradas al ascensor, denominadas VA-1, y otra viga que descansa sobre estas dos, denominada VA-2, tal como se muestra en el croquis siguiente:



1. Losa del Techo:



a. Altura total y útil adoptada:

h = 10 cms.

d = 7 cms.

b. Chequeo de la altura útil adoptada por momentos:

- Carga total:-

peso propio	= 0.10 x 1.00 x 1.00 x 2400	= 240 kg/m^2	+
pasteleros	= estimado	= 100	
s/c	= adoptada	= 75	
W	= CARGA TOTAL	= 415 kg/m^2	

- Altura útil necesaria por momentos: Para luz menor de 3.0

$$(\pm)\ M = (1/12)\ W\ l'^2$$

$$d_m = \sqrt{\frac{(1/12)\ 415 \times 2.10^2 \times 100}{11 \times 100}} = 3.70 \text{ cm.} < \text{d adop.} = 7 \text{ c}$$

c. Altura total y útil definitiva:

h = 10 cms.
d = 7 cms.

d. Momentos: Para luz $\leq$ 3.00 mt.:

$$(\pm)\ M = (1/12)\ 415 \times 2.1^2 = 153 \text{ kg-m.}$$

e. Areas de Acero:

As mín = 0.0025x100x7 = 1.75 cm^2/mt. <> Ø 3/8" á 30 cms.

$$(\pm)\ As = \frac{15300}{1400 \times 0.866 \times 7} = 1.75 \text{ cm}^2/\text{mt.} = As \text{ mín.}$$

As temp= 0.0020x100x10= 2.00 cm^2/mt. <> Ø 1/4" á 20 cms.

f. Corte: V = (1/2) 415 x 2.1 = 440 kgs.

g. Adherencia:

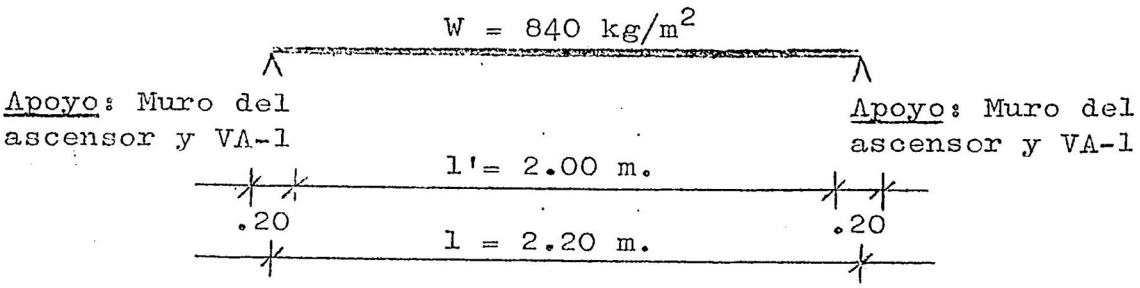
$$Eo = 440/10.5 \times 0.866 \times 7 = 7.00 \text{ cms./mt.}$$

h. Colocación de la Armadura: VER PLANO N° 48

SITUACION	VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyos y tramo	Ø 3/8" á 30 cm.	2.13 cm^2/mt.	9.00 cm/mt.

---oOo---

2. Losa del Piso: (Area = 3.20 x 2.40 m^2 = 7.70 m^2)



a. Altura total y útil adoptada:

h = 10 cms.

d = 7 cms.

b. Chequeo de la altura útil adoptada por momentos:

- Carga total:

peso propio	= 0.10 x 1.00 x 1.00 x 2400	= 240 kg/m^2 +
piso terminado	= estimado	= 100
s/c	= adoptada bajo criterio de seguridad (máquinas).	= 500
W	= CARGA TOTAL	= 840 kg/m^2

- Altura útil necesaria por momentos: Para luz menor de 3.00:

$$(\pm)\ M = (1/12)\ W\ l'^2.$$

$$d_m = \sqrt{\frac{(1/12)\ 840 \times 2^2 \times 100}{11 \times 100}} = 5.04 < d\ adop. = 7\ cms.$$

c. Altura total y útil definitiva:

h = 10 cms.
d = 7 cms.

d. Momentos: Para luz menor de 3.00 mt.:

$$(\pm)\ M = (1/12)\ 840 \times 2^2 = 280\ kg\text{-}m.$$

e. Areas de Acero:

As mín = 0.0025x100x7 = 1.75 cm^2/mt. <> Ø 3/8" á 30 cm.

(±) As = 2800/1400x.866x7 = 3.30 cm^2/mt.

As temp= 0.0025x100x10 = 2.00 cm^2/mt. <> Ø 1/4" á 20 cm.

f. Corte: V = (1/2) 840 x 2 = 840 kgs.

g. Adherencia:

Eo = 840/10.5 x 0.866 x 7 = 13.20 cms/mt.

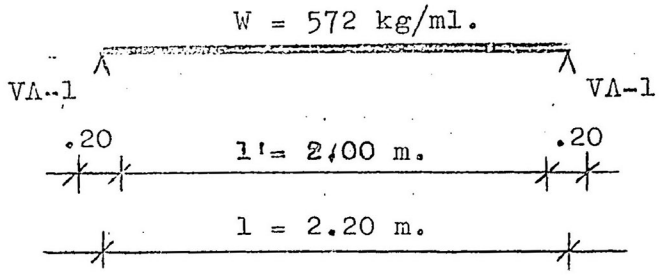
h. Colocación de la armadura: VER PLANO N° 48.

SITUACION	VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyos y tramo:	Ø 3/8" á 20 cm.	3.55 cm^2/mt	15 cms./mt.

---oOo---

3. V A - 2:

b	=	15 cms.
h	=	20
d	=	15



a. Nomenclatura: V A - 2 significa Viga-Ascensor #2

b. Carga total:

Las dimensiones arriba indicadas, se han adoptado bajo criterio prácticamente mínimo, y se ha dado un ancho igual al de la pared de ladrillo que vá a soportar. (de soga).

peso propio = 0.15 x 0.20 x 2400 = 72 kg/ml. +
Muro de soga= 2.50 m. (alto) x 200 = 500
W = CARGA TOTAL = 572 kg/ml.

c. Momentos: Para luz menor de 3.00 mt.:

$(\pm)$ M = (1/12) 572 x 2^2 = 190 kg-m.

d. Areas de acero:

As mín = 0.0050 x 15 x 15 = 1.12 cm^2
$(\pm)$ As = 19000/1400x.866x15 = 1.05 cm^2. < As mín.

e. Corte:

V = (1/2) 572 x 2 = 572 kgs.

v máx. = 572/15 x 0.866 x 15= 2.95 kg/cm^2 < 0.03 f'c = 4.2

POR LO TANTO, NO SE NECESITAN ESTRIBOS.

f. Adherencia: Eo = 572/10.5 x 0.866 x 15 = 4.20 cms.

g. Colocación de la Armadura: VER PLANO N° 48

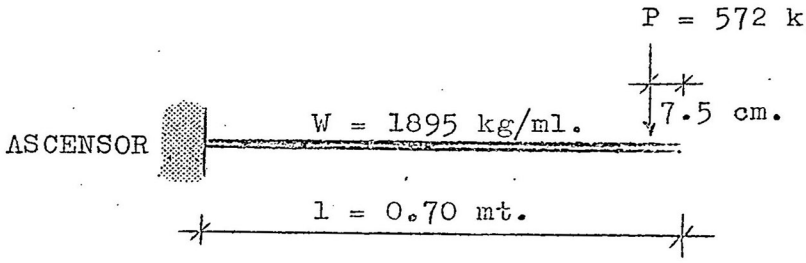
	AREA	PERIMETRO
As gral. =	2 ∅ 3/8" ..... 1.42 cm^2	6 cms.

---oOo---

4. V A - 1

b	=	20 cm.
h	=	25
d	=	20

VOLADO



Observación:
Se considerará la carga P, actuando en el mismo extremo para estar en el lado de la seguridad.

a. Nomenclatura: V A - 1 significa Viga-Ascensor # 1

b. Carga total:

Las dimensiones arriba adoptadas, se han tomado bajo criterio de las cargas actuantes, y se ha considerado un ancho igual al del muro del ascensor.

CARGA CONCENTRADA: P = 572 kgs. = Reacción de (V A - 2)

CARGAS REPARTIDAS:

Peso propio	= 0.20 x 0.25 x 2400	= 120 kg/ml. +
peso del muro	= 2.50 (alto) x 200	= 500
losa del techo de la caseta de máquinas.	= (1/2) 415 x 2.10	= 435
losa del piso de la caseta de máquinas.	= (1/2) 840 x 2.00	= 840
W	= CARGA TOTAL	=1895 kg/ml.

c. Momentos:

$(-)\ M = P\ l + (1/2)\ W\ l^2 = 572 \times 0.7 + (1/2)\ 1895 \times 0.7^2$

$(-)\ M = 400 + 475 = 875$ kg-m.

$(-)\ M = 875$ kg-m.

d. Areas de acero:

As mín= $0.0050 \times 20 \times 20 = 2.00$ cm^2

$(\pm)$ As= $87500/1400 \times .866 \times 20 = 3.60$ cm^2

e. Corte:

V = $1895 \times 0.7 + 572 = 1892 > Vc = 4.2 \times 20 \times .866 \times 20 = 1460$ kg.

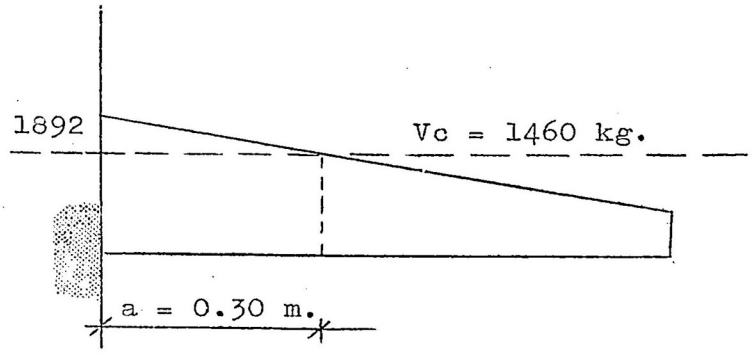
Vs	= 1892 - 1460	= 432 kgs.
v máx.	= 1892/20x0.866x20	= 5.5 kg/cm^2 ..0.0395f'c
s máx.	= 20/2	= 10 cms.
s mín.-1/4"	= $\frac{2 \times 0.32 \times 1400 \times 0.866 \times 20}{432}$	= 36 cms.
a	= 0.30 mt. (VER DIAGRAMA)	

1 - 1/4" á 5
3 - 1/4" á 10

ESCALAS

L = 1/10

V = 1 cm = 1000 kgs.



f. Adherencia:

$$Eo = \frac{1892}{10.5 \times 0.866 \times 20} = 10.40 \text{ cms.}$$

g. Colocación de la armadura: VER PLANO N° 48.

SITUACION	VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyo	3 Ø 1/2"	3.79 cm^2	12 cms.

Observación:

En los voladizos, se acostumbra colocar As mín. en la parte inferior de la viga. (VER EXPLICACION EN VIGA 3V - E.).

Hemos colocado ..... 2 Ø 1/2" = 2.53 cm^2

---oOo---

B. CAJA Y FOSO.

1. Muro:

a. Espesor: Por Arquitectura, tenemos e = 20 cms.

b. Carga total perimétrica:

DATOS:

Perímetro = 2 x 2.30 + 2 x 2.20 = 9.00 mt. (en el eje).

Altura = 1.20 + 3 x 3 + 4.60 = 14.80 mt. (Ver Dimensiones libres de la Caja).

Peso Propio	64,000 kgs. +
Peso Máquinas	7,700
Caseta de Máquinas	15,212
Cargas recibidas en el nivel + 12.00 mt.	22,865
" " " " " + 10.50 mt.	7,100
" " " " " + 9.00 mt.	34,869
" " " " " + 7.50 mt.	7,100
" " " " " + 6.00 mt.	34,869
" " " " " + 4.50 mt.	7,100
" " " " " + 3.00 mt.	33,326
" " " " " + 1.50 mt.	7,100
TOTAL W =	241,241 kgs.

OBSERVACION: Las cargas recibidas en los niveles + 12 m., + 9 m., + 6 m., y + 3 m., son debidas a las vigas principales, de arriostre, secundarias, y a los aligerados.

Las cargas recibidas en los niveles + 10.50 m., + 7.50 m., + 4.50 m., y + 1.50 m., son debidas a la escalera principal.

c. Carga por metro lineal:

w = W/Perímetro = 241,241/9

w = 26,805 kgs/ml.

d. Compresión axial: Nosotros tenemos: h/e = 14.80/0.20 = 74. La compresión axial permitida por las Normas es la siguiente:

fc permitido = 0.15 f'c cuando h/e $\geq$ 25

fc permitido = 0.25 f'c cuando h/e $\leq$ 10

(Para valores intermedios se interpola).

La compresión axial que tenemos es:

fc = w/Area = 26805/100 e = 26805/100 x 20

fc = 13.4 kg/cm^2. < fc permitido = 0.15 x 140 = 21 kg/cm^2.

e. Acero: Según las Normas:

As mín. horizontal y vertical = 0.0025 secc. transversal.
= 0.0025 b e
= 0.0025 x 100 x 20
= 5 cm^2/mt.

f. Colocación de la Armadura: VER PLANO N° 48.

MURO = Acero en una malla central, Ø 1/2" á 25 cms. horizontal y vertical = 5.06 cm^2/mt.

DETALLES DE VANOS Y ANCLAJES, en el Plano indicado.

---oOo---

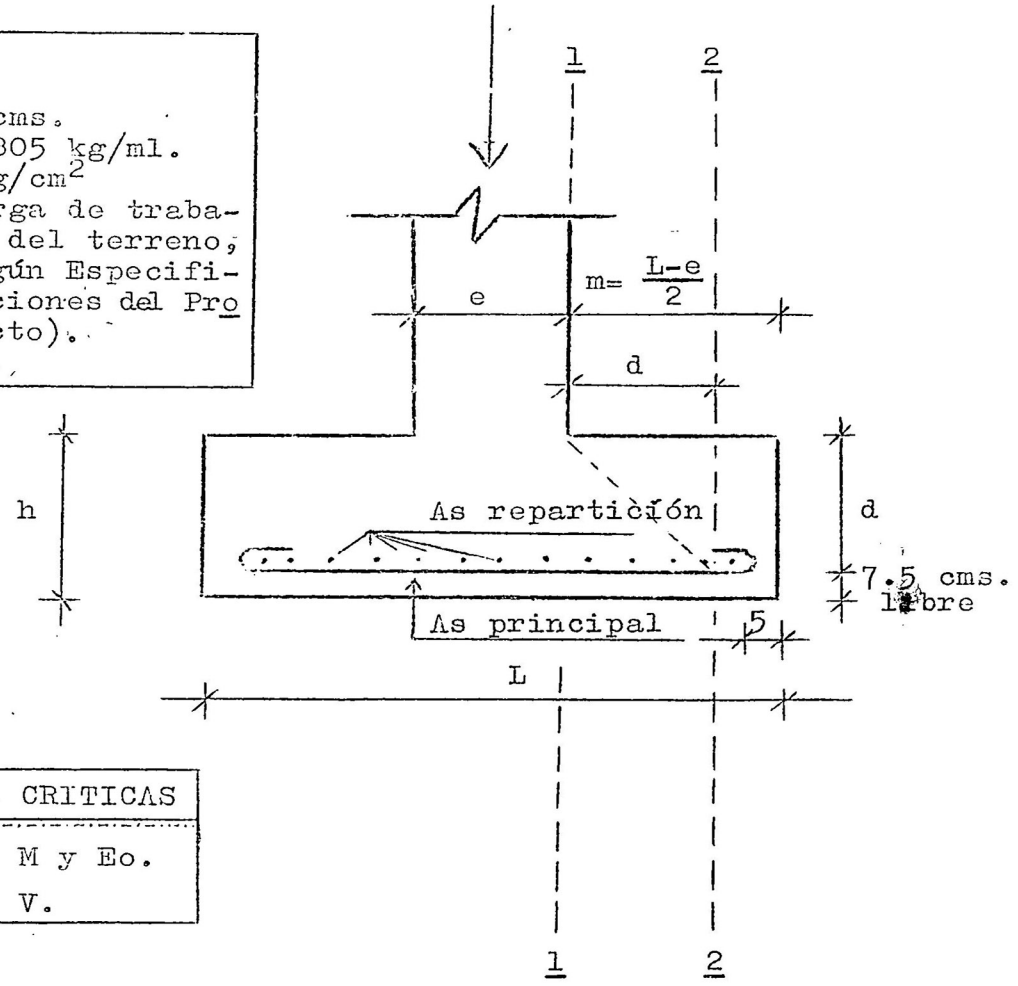
C. CIMENTACION.

1. Zapata Corrida:

W = 26,805 kg/ml.

DATOS:

e = 20 cms.
W = 26,805 kg/ml.
Tt = 4 kg/cm^2
(Carga de trabajo del terreno, según Especificaciones del Proyecto).



SECCIONES CRITICAS
1 - 1 = M y Eo.
2 - 2 = V.

a. Peso propio aproximado:

Se recomienda tomar para terrenos con Tt $\leq$ 1 kg/cm^2

p.p.$_{zap.}$ = 10% de W

y para: 1 $<$ Tt $\leq$ 4 kg/cm^2

p.p.$_{zap.}$ = 5 % de W

En nuestro caso:

p.p.$_{zap.}$ = 0.05 x 26805 = 1340 kgs/mt.

b. Ancho L:

Tt = 4 kg/cm^2

b = 1.00 mt.

$$Az = bL = \frac{p.p.\ zap. + W}{Tt} = \frac{1340 + 26805}{100 \times 4}$$

De donde:

L = 70 cms.

c. Reacción neta wn:

wn = W/Az = 26805/100 x 70

wn = 3.829 kg/cm^2

d. Altura útil necesaria por Corte dv:

- El corte se toma en la secc. crítica 2-2 (Ver cróquis de la pág. anterior).
- El v máx. se considera igual a 0.03 f'c = 4.2 kg/cm^2 con el objeto de no tener estribos.

Sabemos que:

$$v\ máx. = V/b\ j\ dv = b\ wn\ (m - dv)/b\ j\ dv \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ (I)$$

en donde:

v máx. = 0.03 f'c = 4.2 kg/cm^2.
b = 100 cms.
wn = 3.829 kg/cm^2.
m = (L - e)/2 = 70 - 20/2 = 25 cms.
j = 0.866

Despejando dv y reemplazando valores en (I), obtenemos:

$$dv = \frac{m}{1 + \frac{v\ máx.\ j}{wn}}$$

dv = 12.80 cms.

e. Altura útil necesaria por momentos dm:

- El momento se toma en la secc. crítica 1-1 (Ver cróquis)

Sabemos que:

$$dm = \sqrt{\frac{M}{K\ b}} = \sqrt{\frac{wn\ m^2\ b/2}{K\ b}}$$

en donde:

wn = 3.829 kg/cm^2
m = 25 cms.
b = 100 cms.
K = 11 (VER GENERALIDADES - CAP. I)

Reemplazando valores, obtenemos:

dm = 10.40 cms.

f. Altura total h :

Apreciamos que: dv > dm

Por lo tanto: h = dv + 7.5 cm + (1/2)" aprox.

h = 12.8 + 7.5 + 1.27

h = 21.57 cms.

Ahora bien:

Debemos tener en cuenta que por razones de adherencia, hay que aumentar la altura y de esta forma economizar acero, ya que el Eo reduciría notablemente.
Por tal motivo, hemos considerado:

$$h = 60 \text{ cms.}$$

g. Areas de Acero: (d = h - 7.5 - 1.5 = h - 9 cms. aprox.)

As. principal = M/fs j d = (wn m^2 b/2)/fs j d

As. principal = (3.829 x 25^2 x 100/2)/1400 x 0.866 x 51

As. principal = 120,000/1400 x 0.866 x 51

As. principal = 1.94 cm^2/mt.

As. repartición = Ø 3/8" 1 25 cms. (Recomendación práctica)

h. Adherencia: (u = 0.075 f'c = 10.5 kg/cm^2)

- Se toma considerando el corte en la secc. crítica 1-1, - (Ver Cróquis), o sea la misma secc. crítica que para los momentos.

Eo = V/u j d = m b wa/u j d = 25 x 100 x 3.829/u j d

Eo = 25 x 100 x 3.829/10.5 x 0.866 x 51

Eo = 21 cms/mt.

i. Colocación de la Armadura: VER PLANO N° 48.

	AREA	PERIMETRO
As principal = Ø 1/2" á 20	6.32 cm^2/mt.	20 cms/mt.
As repartición = Ø 3/8" á 25 cms.		

---oOo---

CAPITULO IX

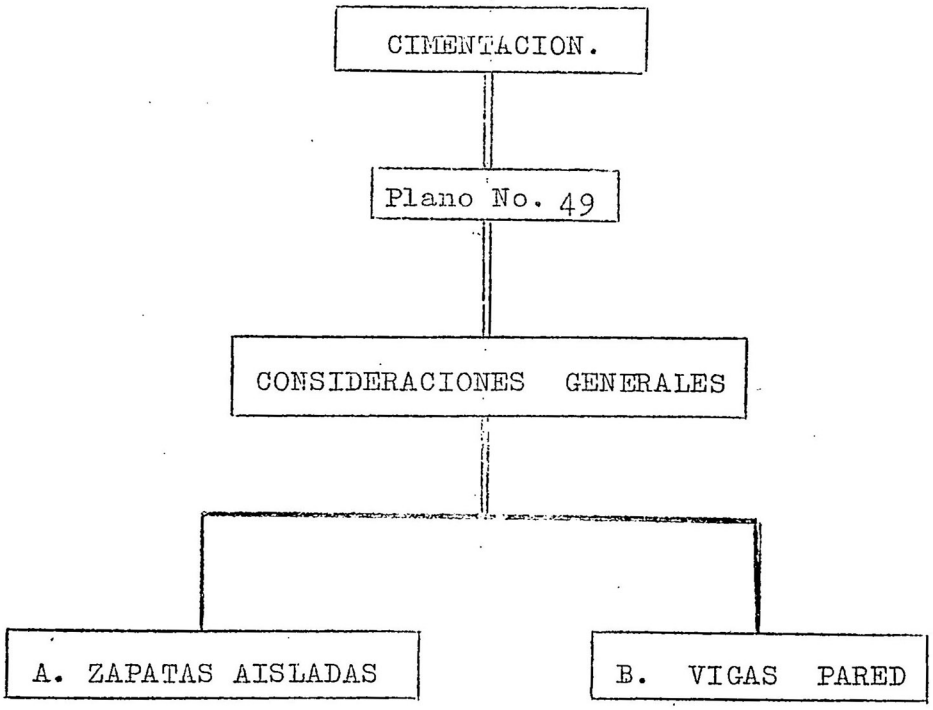
CIMENTACION

C A P I T U L O I X.

C I M E N T A C I O N

Cuadro Sinóptico

-oOo-



-oOo-

OBSERVACION:- En las páginas siguientes, se encuentran los Desarrollos Generales de:

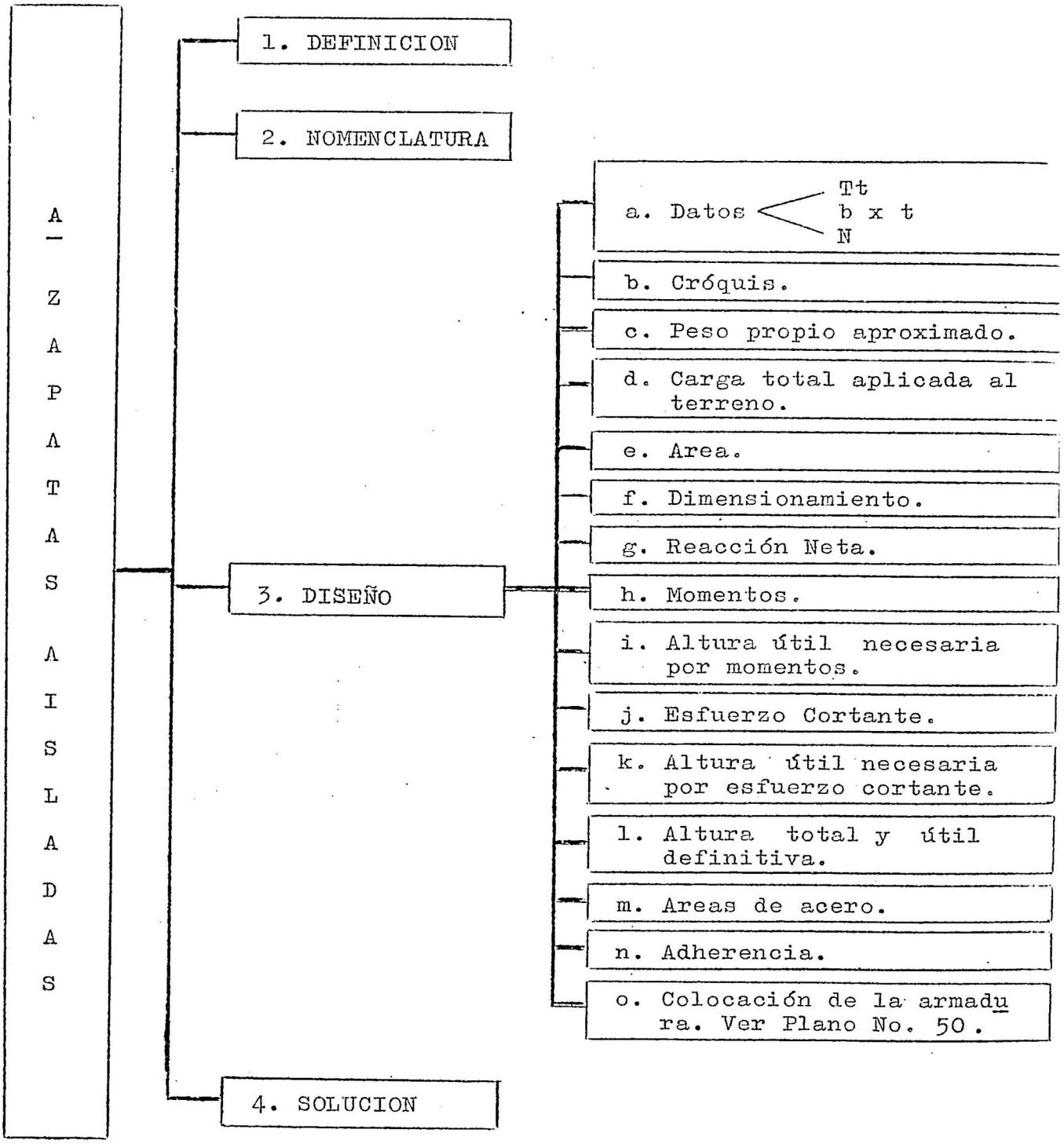
A. ZAPATAS AISLADAS.

B. VIGAS PARED.

-oOo-

DESARROLLO GENERAL DE LAS ZAPATAS AISLADAS

-oOo-



-oOo-

DESARROLLO GENERAL DE LAS VIGAS PARED

-oOo-

B - VIGAS PARED

1. DEFINICION
2. TEORIA GENERAL
3. METODO EMPLEADO
4. DISEÑO
   - 1° DATOS
     - a. Carga de trabajo terreno.
     - b. Altura piso a piso.
     - c. Espesor.
   - 2° CARGA TOTAL
   - 3° LONGITUD TOTAL
   - 4° ZAPATA CORRIDA
     - a. Ancho.
     - b. Reacción neta.
     - c. Alt. útil nec. por M.
     - d. Alt. útil nec. por V.
     - e. Alt. útil y total def.
     - f. Areas de Acero.
     - g. Adherencia.
     - h. Col. Arm. Ver Pl. N° 50.
   - 5° VIGA PARED TRABAJANDO COMO MURO DE SOSTENIMIENTO.
     - a. Condiciones de apoyo.
     - b. Peso tierra y presión.
     - c. s/c. del terreno.
     - d. Alt.equivalente a s/c.
     - e. Empuje de tierras.
     - f. Punto aplic. del Empuje.
     - g. Reacc. apoyos por el Empuje.
     - h. Momentos.
     - i. Areas de Acero.
     - j. Esfuerzo Cortante.
     - k. Adherencia.
     - l. Col. Arm. Ver Pl. N° 50.
     - m. Viga Horizontal.
   - 6° VIGA PARED TRABAJANDO COMO VIGA CONTINUA.
     - a. Datos: W - L - H - a.
     - b. C = T ; d ; do ;
       C' = T' ; d' ; d'o ;
     - c. Z y Z'.
     - d. Areas de acero principal.
     - e. Posición acero principal.
     - f. Doblado acero principal.
     - g. Area de acero complementario.
     - h. Esfuerzo Cortante.
     - i. Adherencia.
     - j. Colocación armadura. Ver Plano N° 50.
   - 7° ACERO A TRACCION PARA EXCENTRICIDAD DE ZAPATA.
5. SOLUCION

C A P I T U L O IX

C I M E N T A C I O N

Ver Plano No.49

Desarrollo del Cuadro Sinóptico

CONSIDERACIONES GENERALES

Con el objeto de distribuir uniformemente las cargas de las columnas en el terreno, se ha solucionado la cimentación en la forma siguiente, dando resultados satisfactorios:

A. ZAPATAS AISLADAS, para las columnas interiores.

B. VIGAS PARED , en todo el contorno del edificio, para las columnas exteriores o perimetrales

-oOo-

Las Vigas Pared, también soportan la acción del Empuje de Tierras, (del sótano), a la vez que proporcionan una notable rigidez a la estructura. Por estas razones podemos decir que la solución adoptada es ventajosa, ya que de todos modos se hubiera tenido que emplear muros de sostenimiento para contener el Empuje de Tierras, y Zapatas Excéntricas, Conectadas o Combinadas, para cimentar las columnas perimetrales, y no se obtendría la rigidez alcanzada con las Vigas Pared.

-oOo-

A. ZAPATAS AISLADAS.

1. DEFINICION. Son elementos interpuestos entre la base de las columnas y el terreno de cimentación, de modo de distribuír la carga de ellas en el terreno, evitando que se produzcan asentamientos excesivos.

2. NOMENCLATURA. Se denominarán de acuerdo a las columnas que cimentan.

Ejemplo:- | Z. B-4 | significa | Zapata de la columna B-4.

3. DISEÑO.

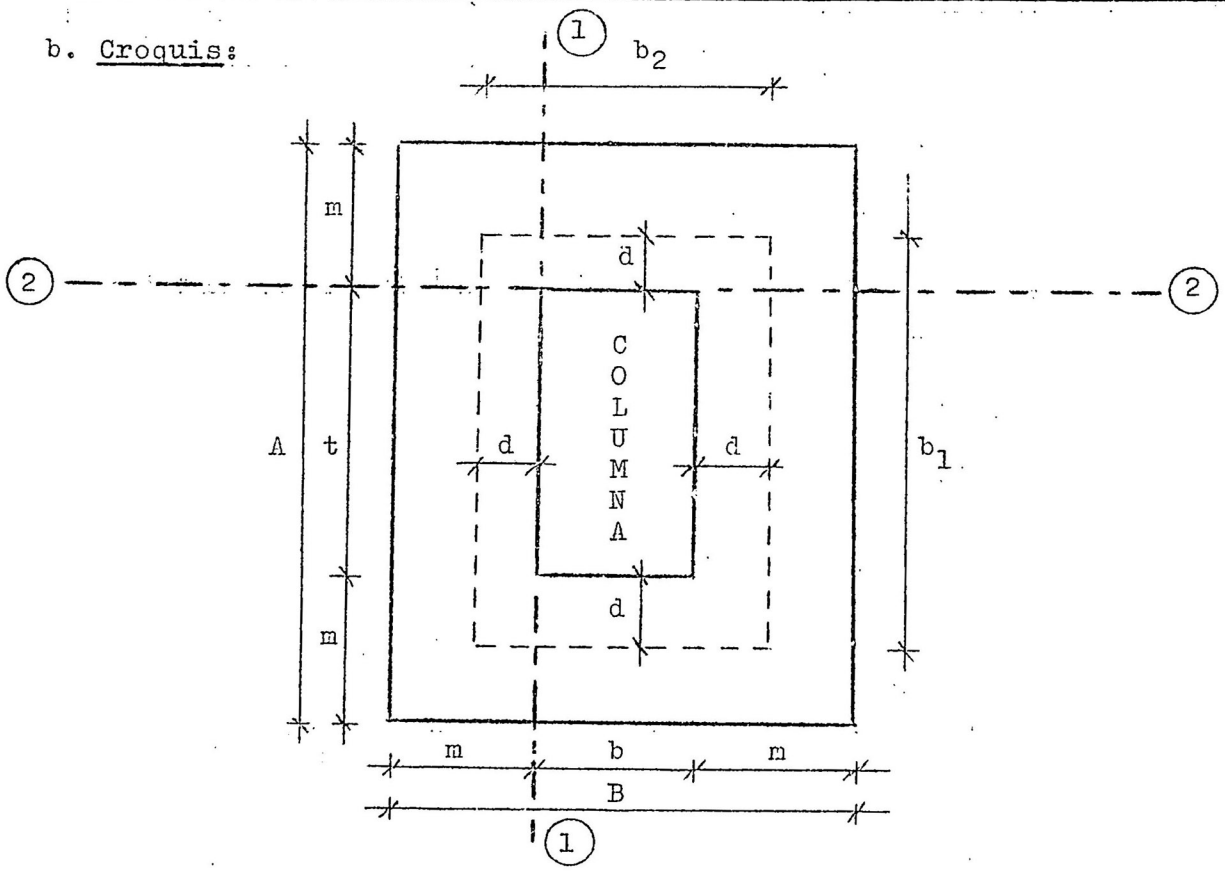
a. Datos: Sean:

- Carga de trabajo del terreno ..... Tt = 4 Kg/cm^2
- Dimensiones de las columnas ..... b x t = 40 x 50 cm^2
- Cargas axiales de las columnas ..... N = en la parte inferior de las columnas.(en Kgs.)

En efecto:

DESCRIPCION DE LAS CARGAS	N = CARGAS AXIALES EN LAS COLUMNAS (kgs.)				
	B2 y B5	C2 y C5	C3	B4	C4
N + 12.00 m.	12755	13105	13296	12607	13404
p.p. (30 x 30)	650	650	650	650	650
N + 9.00 m.	20996	26551	22307	20854	19341
p.p. (30 x 40)	865	865	865	865	865
N + 6.00 m.	20996	26551	22307	20854	19341
p.p. (30 x 50)	1080	1080	1080	1080	1080
N + 3.00 m.	25525	27915	27899	25908	28317
p.p. (40 x 50)	1440	1440	1440	1440	1440
CARGA TOTAL = N	84307	98157	89844	84258	84438
N APROXIMADO	84300	98200	89900	84300	84400

b. Croquis:



c. Peso propio aproximado: Se recomienda que:

Para Tt = 4 Kg/cm^2 ..... p.p. zap. = 0.05 N. kg.

d. Carga total aplicada al terreno: Como Tt = 4 kg/cm^2:

P = N + p.p. zap. = N + 0.05 N = 1.05 N kgs.

e. Area:

Az = P / Tt = A x B cm^2

f. Dimensionamiento: (VER CROQUIS)

Az = A x B = (t + 2m) (b + 2m)

en donde:

t = 50 cms.

b = 40 cms.

Reemplazando valores y despejando "m", obtenemos:

$$m = -22.5 + \frac{\sqrt{25 + Az}}{2}$$

Por lo tanto, podemos calcular los valores de A y B.
En efecto:

A = t + 2m cms. = 50 + 2m cms.

B = b + 2m cms. = 40 + 2m cms.

(Az definitivo = A x B)

g. Reacción Neta:

w_n = N / Az (def) kg/cm^2

h. Momentos de flexión en las secciones críticas 1-1 y 2-2: (VER EL CROQUIS).

$M_{1-1} = (1/2)\ w_n\ A\ m^2$

$M_{2-2} = (1/2)\ w_n\ B\ m^2$

i. Altura útil necesaria por momentos:

Como A es mayor que B, sólo se tomará el M_{1-1}.

$$d_m = \sqrt{\frac{M_{1-1}}{K\ A}} \text{ cms.}$$ (K = 11 - Ver GENERALIDADES, Cap. I)

j. Corte en la sección crítica, a una distancia "d" de las caras de la columna: (VER CROQUIS)

$V = w_n \ (\Lambda B - b_1 b_2)$ kgs.

en donde: $b_1 = t + 2 d_v$ (d_v = altura útil necesaria por corte)

$b_2 = b + 2 d_v$

k. Altura útil necesaria por Corte:

(v máx. = 0.03 f'c = 4.2 kg/cm^2)

v máx. $= V / b_o j d_v$ en donde: $b_o = 2 b_1 + 2 b_2$

$V = w_n (AB - b_1 b_2)$

$b_1 = t + 2 d_v = 50 + 2 d_v$

$b_2 = b + 2 d_v = 40 + 2 d_v$

$j = 0.866$

d_v = Incógnita.

Reemplazando valores en la ecuación y despejando d_v, tenemos:

$$d_v = \frac{-653-180wn + \sqrt{(653+180\ wn)^2-(120+16wn)\left[wn(2000-Az)\right]}}{60 + 8\ wn}$$

l. Altura total y útil definitivas:

Se escoge el mayor entre d_m y d_v.

Nosotros, hemos considerado un mayor d a las zapatas por razones de adherencia, ya que el ahorro de fierro compensa el exceso del concreto.

Además, se ha uniformizado la profundidad de excavación, para facilidad en la ejecución.

Hay que tener en cuenta que : h = d + 9 cms. aprox.

debido a que : h = d + 7.5 libre + radio Ø aprox.

m. Areas de Acero:

Según el ACI, debido a la superposición de los volados de las esquinas de las zapatas, se toma un coeficiente igual a 0.85 que afecta al momento total. (VER CROQUIS).

Por lo tanto:

$$As_{1-1} = \frac{0.85\ M_{1-1}}{fs\ j\ d} \quad cm^2$$

(fs = 1400 kg/cm^2)

(j = 0.866)

$$As_{2-2} = \frac{0.85\ M_{2-2}}{fs\ j\ d} \quad cm^2$$

OBSERVACION:- Según la Teoría de Ingenieros destacados como PHIL M. FERGUSON (Ver Libro "REINFORCED CONCRETE FUNDAMENTALS"), por ejemplo, es erróneo el considerar este factor 0.85.

Según Férguson, en su libro, pág. 380, dice lo siguiente: "Una varilla de acero en una dirección "x", absorbe el momento en esa dirección.

"Un exceso de acero en una dirección "y" no puede disminuir el acero en la dirección "x".

Ferguson soluciona las zapatas de la siguiente forma:

- Determina el As requerido para el momento total.
- Con esta área calcula la cuantía, o sea:
  p = As / bd.
- Con esta cuantía "p", determina en las tablas o en los diagramas, un nuevo j'.
- Con este nuevo j', determina la cantidad de acero total requerido.

En realidad, el coeficiente 0.85 se aproxima al resultado final de este procedimiento, motivo por el cual se ha seguido las Normas del ACI.

n. Adherencia:

Se chequea en las secciones críticas de Momentos.

$$Eo_{1-1} = \frac{0.85\ V_{1-1}}{u'j\ d} = \frac{0.85\ x\ wn\ x\ A\ x\ m}{u'\ j\ d} \quad cms.$$

$$Eo_{2-2} = \frac{0.85\ V_{2-2}}{u'j\ d} = \frac{0.85\ x\ wn\ x\ B\ x\ m}{u'\ j\ d} \quad cms.$$

en donde:

ANCLAJE ESPECIAL

$u' = 0.056\ f'c = 7.85\ kg/cm^2$ (para varillas corrugadas)

$u' = 0.045\ f'c = 6.30\ kg/cm^2$ (para varillas lisas)

Esta disminución del esfuerzo unitario de adherencia, se debe a dos razones fundamentales:

Primera:- Como el acero está colocado en dos sentidos, existen muchos puntos de cruce, que disminuyen el perímetro adherente.

Segunda:- Para varillas en un sentido "x", además de que absorben un Mx, existe un momento en el sentido perpendicular que llamaremos "y" que trata de arrancar al fierro del concreto, debilitando por consiguiente el esfuerzo unitario de adherencia.

o. Colocación de la armadura: VER PLANO N° 50 .

En base al area de acero obtenida y el perímetro necesario por adherencia, escogeremos una solución que sea la más económica posible.

Distribución de la armadura en las Zapatas Rectangulares:

(Ver cróquis)

En efecto: A mayor que B

- Armadura paralela al lado "A" ..... As_{2-2}

  Se coloca diámetros iguales a espaciamientos iguales.

- Armadura paralela al lado "B" ..... As_{1-1}

  Se divide en dos partes:

  a = en un ancho B colocamos $As_{1-1} \dfrac{2}{s+1}$ (s=A/B)

  b = en los espacios adyacentes al ancho B tomado anteriormente, se coloca el resto, tomando b/2 para cada uno de estos espacios.

-oOo-

En nuestro caso, como la diferencia entre A y B es pequeña (se puede despreciar y considerar como si fuera zapata cuadrada), para la armadura As_{1-1}, también se ha considerado ϕ iguales y espaciamientos iguales.

-oOo-

4. SOLUCION. Las zapatas a calcular son las siguientes:

Z C-2	N	=	98,200 kgs.
Z C-5	N	=	98,200
Z C-3	N	=	89,900
Z C-4	N	=	84,400
Z B-2	N	=	84,300
Z B-5	N	=	84,300
Z B-4	N	=	84,300

Apreciamos que existen zapatas con cargas aproximadamente iguales, y las podemos asimilar a la de mayor carga. En efecto:-

Existen 3 tipos de zapatas que son los siguientes:

Primer tipo	:	Z C-2 y Z C-5	..... N = 98,200 kgs.
Segundo tipo	:	Z C-3	..... N = 89,900
Tercer tipo	:	Z C-4 Z B-2 Z B-5 Z B-4	..... N = 84,400

---oOo---

Z C-2	Z C-5

a) - Tt = 4 kg/cm^2.
- b x t = 40 x 50 cm^2
- N = 98,200 kg.

b) Ver Croquis del Diseño.

c) p.p. zap. = 0.05 x 98,200 = 4910 kgs.

d) P = 1.05 x 98,200 = 103110 kgs.

e) Az = 103110/4 = 25780 cm^2. aprox.

f) m = $-22.5 + \frac{\sqrt{25 + 25780}}{2}$ = 60 cms. aprox.

A = .50 + 2 x .60 = 1.70 mts.

B = .40 + 2 x .60 = 1.60 mts.

Az def. = 170 x 160 = 27200 cm^2

g) w_n = 98,200/27200 = 3.60 kg/cm^2

h) M_{1-1} = (1/2) 3.6 x 170 x 60^2 = 1'100,000 kg-cm.

M_{2-2} = (1/2) 3.6 x 160 x 60^2 = 1'040,000 kg-cm.

i) d_m = $\sqrt{\frac{1'100,000}{11 \times 170}}$ = 24 cms.

j) V = (Se ha involucrado en la fórmula siguiente).

k) d_v = $\frac{-653-180x3.6+\sqrt{(653+180x3.6)^2-(120+16x3.6)[3.6(2000-27200}}{60 + 8 \times 3.6}$

= 33 cms.

l) h = 70 cms.

d = 70 - 9 = 61 cms.

m) $As_{1-1} = \frac{0.85 \times 1'100,000}{1400 \times 0.866 \times 61} = 13 \text{ cm}^2$

$As_{2-2} = \frac{0.85 \times 1'040,000}{1400 \times 0.866 \times 61} = 12 \text{ cms.}$

n) $Eo_{1-1} = \frac{0.85 \times 3.6 \times 170 \times 60}{7.85 \times 0.866 \times 61} = 76 \text{ cms.}$

$Eo_{2-2} = \frac{0.85 \times 3.6 \times 160 \times 60}{7.85 \times 0.866 \times 61} = 71 \text{ cms.}$

o) Ver Plano No. 50.

As paralelo al lado A	As_{2-2}	= 18 Ø 1/2" a 8.8 cms.
	Area	= 22.70 cm^2.
	Perímetro	= 72 cms.
As paralelo al lado B	As_{1-1}	= 19 Ø 1/2" a 8.9 cms.
	Area	= 23.93 cm^2.
	Perímetro	= 76 cms.

---oOo---

Z C-3

a) - Tt = 4 kg/cm^2
- b x t = 40 x 50 cm^2
- N = 89,900 kgs.

b) Ver croquis del diseño.

c) p.p. zap. = 0.05 x 89900 = 4495 kgs.

d) P = 1.05 x 89900 = 94395 kgs.

e) Az = 94395/4 = 23600 cm^2.

f) $m = -22.5 + \frac{\sqrt{25 + 23600}}{2} = 55$ cms.

A = 0.50 + 2 x 0.55 = 1.60 mts.

B = 0.40 + 2 x 0.55 = 1.50 mts.

Az def. = 160 x 150 = 24000 cm^2

g) w_n = 89900 / 24000 = 3.75 kg/cm^2

h) M_{1-1} = $(\frac{1}{2})$ 3.75 x 160 x 55^2 = 910000 kg-mt.

M_{2-2} = $(\frac{1}{2})$ 3.75 x 150 x 55^2 = 860000 kg-mt.

i) $d_m = \sqrt{\frac{910000}{11 \times 160}}$ = 23 cms.

j) V = (Se ha involucrado en la fórmula siguiente)

k) $$d_v = \frac{-653-180x3.75 + \sqrt{(653+180x3.75)^2-(120+16x3.75)\,[3.75(K)]}}{60 + 8 \times 3.75}$$

= 31 cms. $\boxed{K = (2000 - 24000)}$

l) h = 70 cms.

d = 61 cms. (h - 9 cms.)

m) $As_{1-1} = \frac{0.85 \times 910000}{1400 \times 0.866 \times 61}$ = 11 cm^2

$As_{2-2} = \frac{0.85 \times 860000}{1400 \times 0.866 \times 61}$ = 10 cm^2

n) $Eo_{1-1} = \frac{0.85 \times 3.75 \times 160 \times 55}{7.85 \times 0.866 \times 61}$ = 68 cms.

$Eo_{2-2} = \frac{0.85 \times 3.75 \times 150 \times 55}{7.85 \times 0.866 \times 61}$ = 63 cms.

o) Ver Plano N° 50.

	AREA	PERIMETRO
As // A = As_{2-2} = 16 Ø $\frac{1}{2}$" a 9.4 cms.	20.2 cm^2	64 cms.
As // B = As_{1-1} = 17 Ø $\frac{1}{2}$" a 9.3 cms.	21.50	68

---oOo---

Z B-2	Z B-4	Z B-5	Z C-4

a) - Tt = 4 kg/cm^2
- b x t = 40 x 50 cm^2
- N = 84400 kgs.

b) Ver croquis del diseño.

c) p.p. zap. = 0.05 x 84400 = 4220 kgs.

d) P = 1.05 x 84400 = 88620 kgs.

e) Az = 88620/4 = 22155 cm^2

f) $m = -22.5 + \frac{\sqrt{25 + 22155}}{2}$ = 55 cms.

A = 0.50 + 2 x 0.55 = 1.60 mts.

B = 0.40 + 2 x 0.55 = 1.50 mts.

Az def. = 160 x 150 = 24000 cm^2.

g) w_n = 84400/24000 = 3.50 kg/cm^2.

h) M_{1-1} = (1/2) 3.5 x 160 x 55^2 = 850000 kg-mt.

M_{2-2} = (1/2) 3.5 x 150 x 55^2 = 795000 kg-mt.

i) $d_m = \sqrt{\frac{850000}{11 \times 160}}$ = 22 cms.

j) V = (Se ha involucrado en la fórmula siguiente).

k) $d_v = \frac{-653-180x3.5+\sqrt{(653+180x3.5)^2-(120+16x3.5)\,[3.5\,(K)]}}{60 + 8 \times 3.5}$

= 30 cms. $\boxed{K = (2000 - 24000)}$

l) h = 70 cms.

d = 61 cms. (h - 9 cms.)

m) $As_{1-1} = \frac{0.85 \times 850000}{1400 \times 0.866 \times 61}$ = 10 cm^2

$As_{2-2} = \frac{0.85 \times 795000}{1400 \times 0.866 \times 61}$ = 9 cm^2

n) $Eo_{1-1} = \frac{0.85 \times 3.5 \times 160 \times 55}{7.85 \times 0.866 \times 61}$ = 64 cms.

$Eo_{2-2} = \frac{0.85 \times 3.5 \times 150 \times 55}{7.85 \times 0.866 \times 61}$ = 60 cms.

o) Ver Plano No. 50.

	AREA	PERIMETRO
As // A = As_{2-2} = 15 ∅ 1/2" a 10 cms.	18.90 cm^2	60 cms.
As // B = As_{1-1} = 16 ∅ 1/2" a 10 cms.	20.20 cm^2	64 cms.

---oOo---

B. VIGAS PARED. Llamadas también: VIGAS DIAFRAGMA, VIGAS DE GRAN CANTO.

(VER CUADRO SINÓPTICO EN LA PAGINA No.285)

1. DEFINICION.- Son elementos de concreto armado, en las cuales la altura de la sección transversal es mayor que la mitad de la luz y el ancho es pequeño en relación a la altura.

Poseen una gran capacidad portante, utilizándose - les, principalmente, como muros de sostenimiento en los sótanos de los edificios, y en la cimentación de las columnas perimetrales.

Además, cabe destacar que debido a su gran rigidez constituyen un amarre sumamente efectivo de la cimentación, absorbiendo especialmente acciones sísmicas.

2. TEORIA GENERAL.- VER LOS SIGUIENTES LIBROS:

- "Estructuras de Edificios" - CASADO.- Pág. 112.
- "Reglamento Venezolano" - ARTICULO 25.
- "Manual Teórico Práctico" - BETON KALENDER.- Pág. 338, Segundo Tomo.

-oOo-

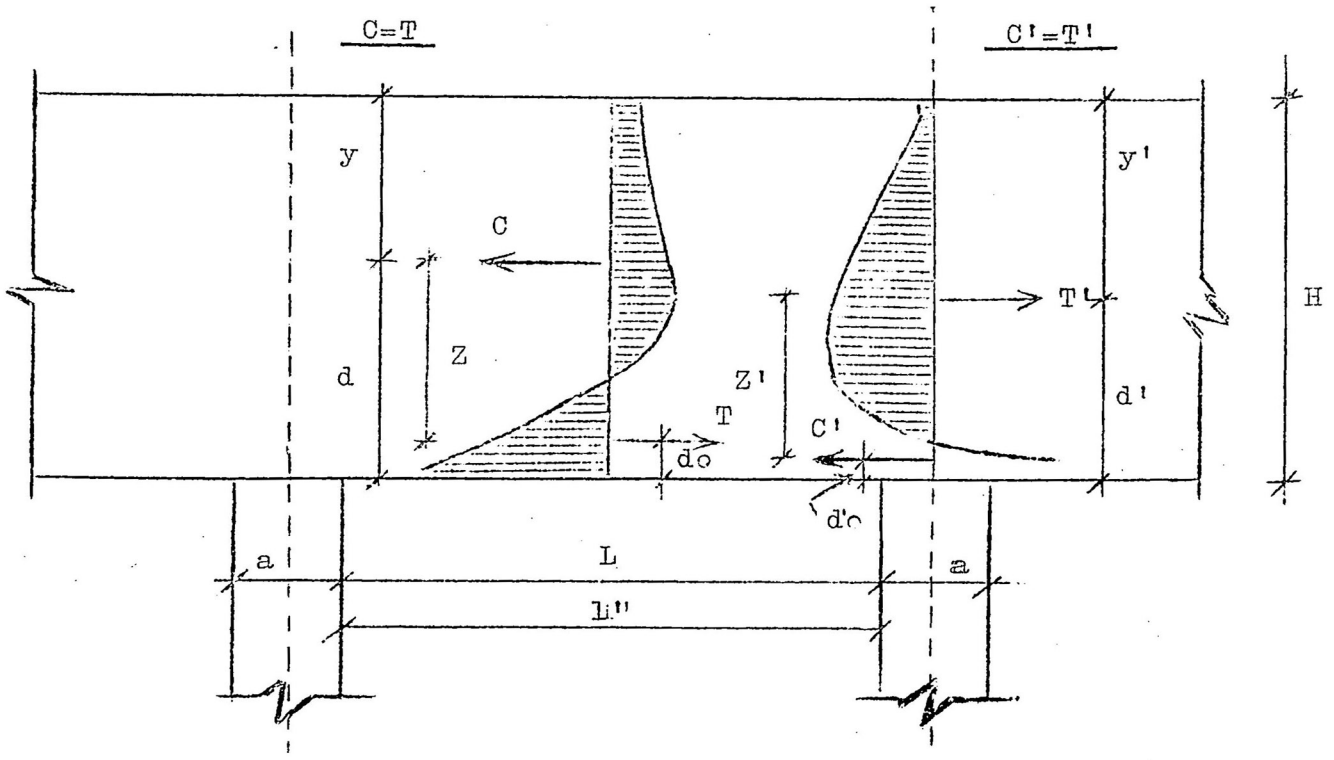
Si la relación de altura a luz de una viga es superior a 0.50, no puede aplicarse la Teoría Convencional de Piezas Prismáticas, pues no es válida la HIPOTESIS DE NAVIER, de Conservación de las Secciones Planas.

Las Vigas Pared, que están comprendidas en este caso, se basan en la TEORIA DE LAS PLACAS ELASTICAS, en la cual existen algunos elementos de cálculo que no se conocen exactamente.

Basándose en esta Teoría, el Ingº. FRANZ DISCHINGER ha realizado una serie de estudios, los cuales en conjunto han dado lugar a la obtención de un método bastante aproximado para diseñar las Vigas Pared.

El problema estructural se plantea considerando a la V. P. soportando una carga uniformemente repartida que viene a ser la reacción del terreno debida a las cargas actuantes, apoyada en las columnas que van a cimentarse.

DISCHINGER, ha establecido que la variación de las tensiones en la V. P. por efecto de dicha carga es tal como se indica en el siguiente Diagrama:



(VER EXPLICACION DE LOS SIMBOLOS EN LA PAGINA SIGUIENTE)

---oOo---

L = luz centro a centro.
l' = luz libre.
H = altura total = altura piso a piso + altura zapata.
a = ancho de las columnas de apoyo.
C = esfuerzo de compresión en el centro del tramo.
T = esfuerzo de tracción en el centro del tramo.
d = distancia del punto de aplicación de C al borde inferior.
do = distancia del punto de aplicación de T al borde inferior.
Z = d - do = brazo de palanca de las fuerzas interiores en el centro del tramo, nunca mayor de 2/3 H.
C' = esfuerzo de compresión en los ejes de los apoyos.
T' = esfuerzo de tracción en los ejes de los apoyos.
d' = distancia del punto de aplicación de T' al borde inferior
d'o = distancia del punto de aplicación de C' al borde inferior.
Z' = d' - d'o = brazo de palanca de las fuerzas interiores en los ejes de los apoyos, nunca mayor de 2/3 H.
y = distancia del punto de aplicación de C al borde superior.
y' = distancia del punto de aplicación de T' al borde superior.

-oOo-

En el diagrama se aprecia, que en el centro del tramo la tensión máx. de compresión no se produce en el borde superior como en los casos comunes de vigas, sino a una distancia "y" de dicho borde.

En los apoyos, donde en realidad la carga es concentrada (cargas axiales de las columnas), se aprecia que la tensión máxima de tracción no se halla en el borde superior, como en los casos comunes de vigas, sino a una distancia "y'" de dicho borde.

3. METODO EMPLEADO.- Se basa principalmente en los estudios de DISCHINGER, quien ha confeccionado una Tabla de Coeficientes con los cuales se obtienen los valores de los esfuerzos de tracción y compresión correspondientes a las secciones en los ejes de los apoyos y a mitad del tramo. Además, esta Tabla proporciona los valores de: d - do - d' - d'o, que nos permitirán calcular el acero requerido y su posición respectiva.

La TABLA DE COEFICIENTES DE DISCHINGER, se encuentra en el libro "Estructuras de Edificios", de Carlos Fernández Casado, pág. 112, y nosotros la hemos reproducido en la Pág. 356.

Además, se han tomado en cuenta las Normas del Reglamento Venezolano para el Cálculo del Concreto Armado, y conceptos de calculistas peruanos de gran experiencia.

En realidad, el Método empleado es una conclusión de los conocimientos encontrados en diversas fuentes de consulta.

4. DISEÑO.

1°. Datos: Sean:

a. Carga de Trabajo del terreno = Tt = 4 Kg/cm^2

b. Altura piso a piso = h_{pap} = 3 mts.

c. Espesor = e = 30 cms.

Observación:- El espesor ha sido adoptado según criterio práctico para muros de sótanos, y además, coon el fin de asegurar mejor el empotramiento de las columnas por cimentar.

2°. Carga Total: "P" en kgs.

Se considera las cargas axiales que trasmiten las columnas, y las cargas repartidas y concentradas que inciden directamente en los tramos de la V.P. (muros, tabiques, escaleras,etc.)

Estos valores se obtienen del Metrado de Cargas (Capítulo III).

Observaciones:

Primera:- Como dicho metrado es aproximado, se ha creido conveniente realizar un reajuste de las cargas axiales de las columnas, que son las más importantes.

En efecto:

(Ver cuadro en la página siguiente)

DESCRIPCION DE LAS CARGAS.	CARGAS AXIALES EN LAS COLUMNAS (kgs.)								
	A1 A6	A2 A5	A3	A4	B1 B6	C1 C6	D1 D6	D2 D5	D3 D4
En N + 12 mt.	6725	9400	6548	9422	10150	10350	6725	9400	9230
p.p. (30x30)	650	650	650	650	650	6650	650	650	650
En N + 9 mt.	10272	17310	13548	18243	11847	13739	5887	11767	9725
p.p. (30x40)	865	865	865	865	865	865	865	865	865
En N + 6 mt.	10272	17310	13548	18243	11847	13739	5887	11767	9725
p.p. (30x50)	1080	1080	1080	1080	1080	1080	1080	1080	1080
En N + 3 mt.	--	2280	3820	8900	2506	600	--	13405	13155
T O T A L	29864	48895	40059	57403	38955	41023	21094	48934	44430

-oOo-

Segunda:- Como las V.P. se han colocado en todo el contorno del edificio, las cargas de las columnas de las esquinas se han considerado en c/u de las V.P. concurrentes, estando de esta manera en el lado de la seguridad.

Tercera: Según recomendaciones prácticas, el p.p. de la zapata se considera aproximadamente del 30 % al 40 % del p.p. de la V.P.

3°. Longitud Total: " λ " en mts. (Lamda).

- Cuando existe disimetría física y de cargas, hay que hallar la posición de la resultante de la Carga Total y hacerla coincidir con la Resultante de la reacción del terreno, con el objeto de que las presiones totales se distribuyan uniformemente en la base.

- Cuando existe simetría física y de cargas, la longitud to - tal es la que abarca todas las columnas a cimentarse.

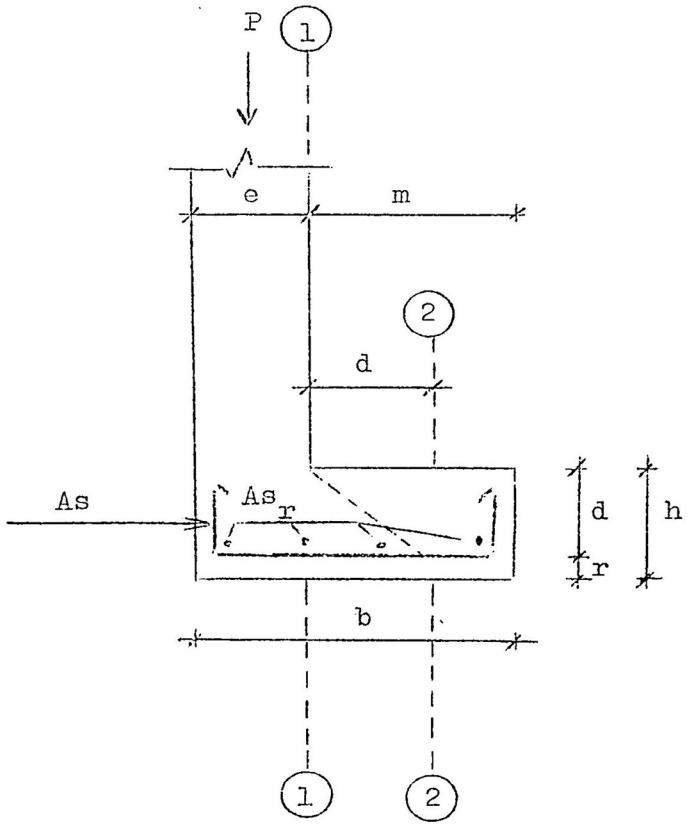
-oOo-

En nuestro caso, apreciamos que la disimetría existente es tal, que se le puede considerar despreciable (en todas las Vigas Pared).

---oOo---

4°. ZAPATA CORRIDA.

CROQUIS



a. Ancho: "b"

Sabemos que : $Tt = P / Az = P / b$

De donde : $b = P / Tt$ cms.

b. Reacción Neta: "wn"

$$wn = \frac{P - p.p.\ zap.}{b} \quad kg/cm^2$$

c. Altura útil necesaria por Momentos: "d_m"

El valor del Momento se obtiene en la secc. crítica 1-1. (Ver cróquis) y se toma por mt. lineal de zapata.

$$M = (1/2)\ wn\ m^2\ B \qquad \boxed{B = 100 \text{ cms.}}$$

Por seguridad, se recomienda:

$$M = (1/2)\ Tt\ m^2\ B \quad kg\text{-}cm.$$

Ahora bien:

$$d_m = \sqrt{\frac{M}{K\ B}} \quad \text{cms.} \qquad \boxed{K = 11}$$

d. Altura útil necesaria por Esfuerzo Cortante: "d_v"

El valor del Corte, se obtiene en la secc. crítica 2-2 (Ver el cróquis), y se toma por mt. lineal de zapata.

$$V = wn\ (m - d_v)\ B$$

Por seguridad, se recomienda:

$$V = Tt\ (m - d_v)\ B$$

Sabemos que:

$$v = V / B\ j\ d_v = 0.03\ f'c = 4.2\ kg/cm^2$$

(Con el objeto de no colocar estribos.)

De donde:

$$d_v = V / B\ j\ v \quad \text{cms.}$$

e. Altura total y útil definitiva: "h" y "d"

Se escoge el mayor valor entre d_m y d_v.

Observación:- En nuestro caso, debido a que se ha deseado uniformizar la profundidad de excavación de todas las zapatas corridas, y por razones de adherencia, (obtener menos Eo), se ha considerado:

$$h = 60 \text{ cms.}$$

Y por consiguiente:

$$d = 60 - r - \emptyset \text{ radio} = 60 - 7.5 - 1.5 \text{ cms.}$$

$$d = 60 - 9 \text{ cms.}$$

$$d = 51 \text{ cms. aprox.}$$

- Estas medidas son mucho mayores que las obtenidas en todos los casos de d_m y d_v.

f. Areas de Acero: $\boxed{As\ mín = 0.0025\ B\ d \approx \text{(como losa)}}$

- Principal: $As = M / fs\ j\ d$ cm^2/mt.lineal de zapata.

- Repartición y temperatura: As_r = Ø 3/8" a 25 cms. ó Ø 1/2" a 30 cms. — RECOMENDACION PRACTICA.

g. Adherencia: Eo = V / u j d cms. / mt. lineal de zapata

V se toma en la secc. crítica 1-1 (Ver cróquis)

V = Tt m B Kg.

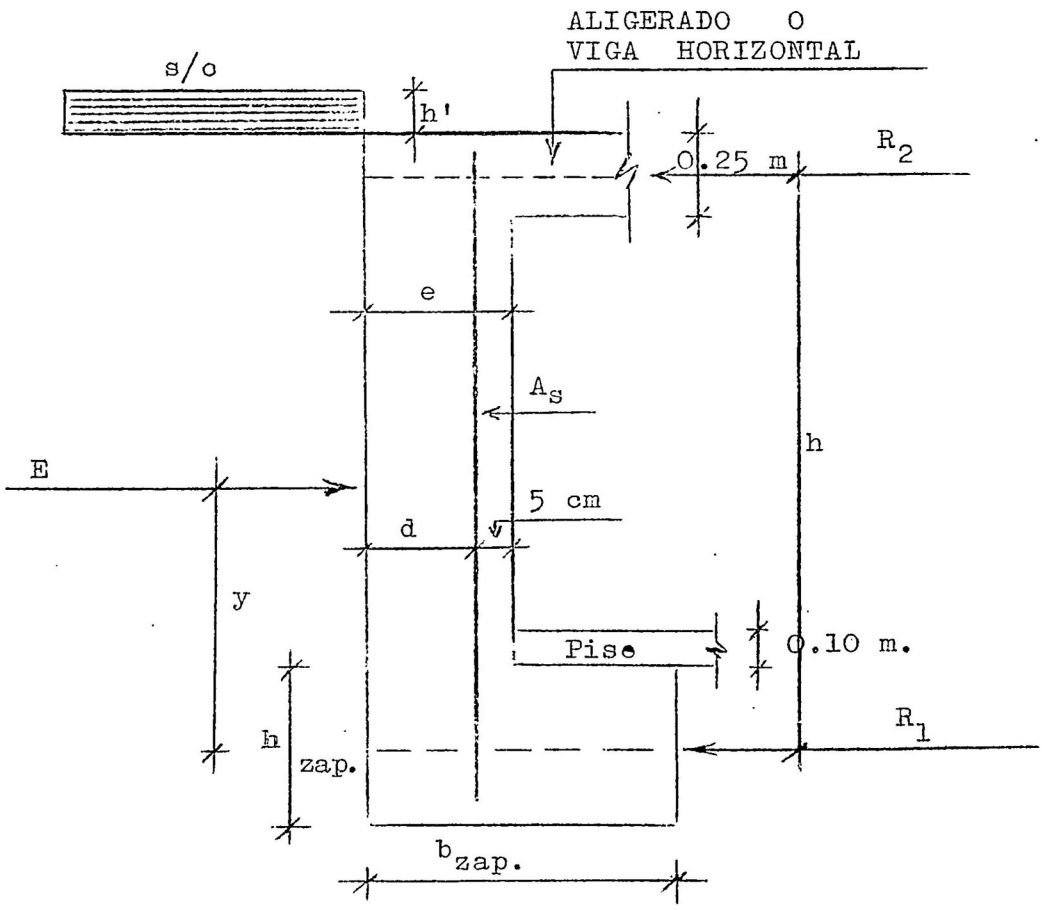
en donde: u = 0.075 f'c = 10.5 $\frac{kg}{cm^2}$ (varillas corrugadas con gancho).

h. Colocación de la armadura:- VER PLANO N° 50 .

---oOo---

5°. VIGA PARED TRABAJANDO COMO MURO DE SOSTENIMIENTO.

CROQUIS



a. Condiciones de apoyo:

PRIMERA:- Cuando el muro de sostenimiento se encuentre perpendicularmente a la dirección de las viguetas del aligerado, se le considerará como una losa simplemente apoyada en la zapata y en dicho aligerado.

También se le puede considerar simplemente apoyado en el piso del sótano en vez de la zapata, pero con el objeto de tener una mayor luz para estar en caso más desfavorable, hemos tomado la primera consideración.

SEGUNDA:- Cuando el muro de sostenimiento se encuentre paralelamente a la dirección de las viguetas del aligerado, se colocará una Viga Horizontal en la parte superior, debidamente calculada (que a su vez se le considerará simplemente apoyada en las columnas que se van a cimentar) y de esta manera se podrá considerar al muro de sostenimiento como una losa simplemente apoyada en la zapata y en dicha viga horizontal, a la cual se dará un ancho igual al del espesor del aligerado del Primer Piso, o sea de 25 cms. (Ver cróquis).

b. Peso de la tierra "w" y presión que ejerce sobre el muro de sostenimiento: "p"

Según el "Manual del Arquitecto y del Constructor" de Kidder Parker, pág. 1,206, se considerará un peso de 1,600 kg/m^3, ejerciendo una presión igual a la de un líquido que pesa 480 kg/m^3. O sea:

w =	1600 kg/m^3
p =	480 kg/m^3

c. Sobre-carga del terreno: "s/c"

Según recomendaciones prácticas, se deberá asumir una s/c igual a 1,000 kg/m^2, actuando sobre el terreno a lo largo del perímetro del edificio, porque ignoramos los fines a que se dedican los edificios vecinos en los cuales suponemos que no exista sótano.

En cuanto a las zonas de fachada, esta s/c representará el empuje producido por el tránsito vehicular y de pesadas toneladas. O sea:

$$s/c = 1000 \text{ kg/m}^2$$

d. Altura equivalente a s/c: "h'"

La s/c del terreno habrá que convertirla en una altura equivalente de tierra, lo cual se consigue mediante la siguiente expresión:

$$h' = (s/c) / w. mt.$$

e. Empuje de Tierras: "E"

Se puede calcular por el método de la presión ejercida, equivalente a la de un líquido que pese 480 kg/m^3,(x) pero más sencillo es utilizar la FORMULA DE RANKINE para el caso de existir una s/c en el terreno. En efecto, la fórmula es la siguiente:

$$E = (1/2)\ w\ h\ (h + 2\ h')\ C \quad \text{Kgs.}$$

en donde:

VER CROQUIS

w = 1600 kg/m^3
h = altura del muro, c. á.c.
h' = altura equivalente a s/c.
C = 0.27-(x')

Observaciones:

(x):- El método de la presión ejercida, equivalente a la de un líquido que pese 480 kg/m^3, se encuentra claramente explicado con un ejemplo en el libro "MANUAL DEL ARQUITECTO Y DEL CONSTRUCTOR", de Kidder - Parker, Pág. 1,208.

(x'): La constante 0.27 se obtiene de la siguiente manera:

$$C = tg^2\ (45° \pm \frac{\theta}{2})$$

en donde:

θ = ángulo de reposo del relleno = 37° aprox.

Ahora bien:

Para θ = 37° y relleno a nivel, se obtiene C = 0.27

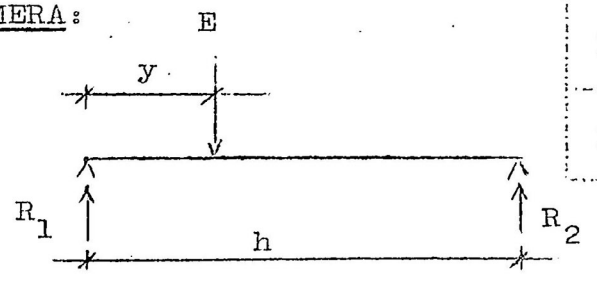
f. Punto de aplicación del Empuje: (Ver cróquis)

Dista de la base, una altura $y = \frac{h}{3} \times \frac{h + 3\ h'}{h + 2\ h'}$ mt.

g. Reacciones en los apoyos debidas al Empuje de Tierras:

R_1 y R_2 . Se pueden calcular de las 2 maneras siguientes:

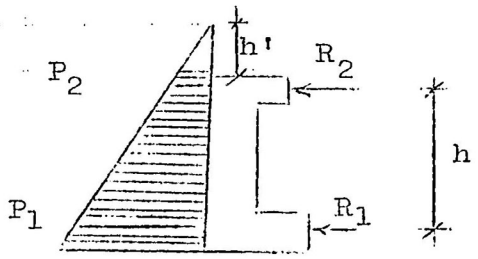
PRIMERA:



$$R_1 = \frac{E\ (h - y)}{h} \quad \text{kg.}$$

$$R_2 = \frac{E\ y}{h} \quad \text{kg.}$$

SEGUNDA:



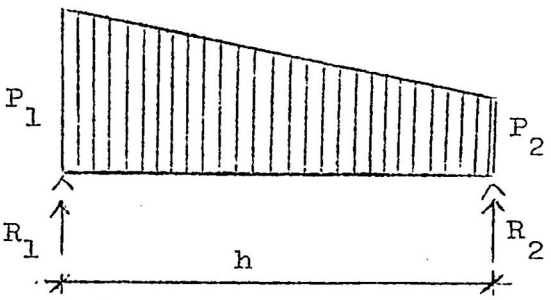
Como existe s/c del terreno, el diagrama de presiones es trapezoidal.

Se tomarán los empujes o presiones superior e inferior, en los ejes de los apoyos.

En efecto:

Empuje en la parte superior: $P_2 = p\ h' \approx$ $\boxed{(p = 480\ kg/m^3)}$

Empuje en la parte inferior: $P_1 = p\ (h + h') \approx$



NOTA:- Se ha puesto para P_1 y P_2 el signo aproximado, debido a que existe una pequeña diferencia que es igual a la mitad del peralte del aligerado, o sea, de 25/2 = 12.5 cms. que se puede considerar despreciable.

En el libro "Cálculo de Estructuras Reticulares", de Carlos Fernández Casado, Pág. 456 y 457, se encuentran los valores de las reacciones para este tipo de carga. En efecto:

$$R_1 = P_2 \frac{h}{2} + (P_1 - P_2) \frac{h}{3} \text{ kgs.}$$

$$R_2 = P_2 \frac{h}{2} + (P_1 - P_2) \frac{h}{6} \text{ kgs.}$$

Observación:- Se ha empleado en nuestro caso, la SEGUNDA MANERA, debido a que necesitamos conocer los valores de las presiones P_1 y P_2 para calcular el M máx. como veremos en el paso siguiente.

h. Momento Máximo de Flexión: "M máx."

En el libro "Cálculo de Estructuras Reticulares", de Carlos Fernández Casado, Págs. 456 y 457, se encuentra el valor del M máx. para este tipo de carga, o sea trapezoidal. En efecto:

$$M\ máx. = \frac{P_1 h^2}{6\left(1 - \frac{P_2}{P_1}\right)^2} \left\{ -\frac{P_2}{P_1} - \left(\frac{P_2}{P_1}\right)^2 + \frac{2}{3}\left[1 + \frac{P_2}{P_1} + \left(\frac{P_2}{P_1}\right)^2\right](K) \right\}$$

en donde: $$K = \sqrt{1 - \frac{\left(2 + \frac{P_2}{P_1}\right)\left(1 - \frac{P_2}{P_1}\right)}{3}}$$

i. Areas de Acero:

- As mín = 0.0025 secc. transversal = 0.0025 x e(B) cm^2/mt. hor. y vert.

en donde: B = 100 cms. (se está tomando por mt. lineal)
e = 30 cms.

Como "e" es mayor de 25 cms. habrá que poner el acero en 2 capas, tal como lo indican las Normas respectivas.

Las mallas de acero horizontal y vertical, también absorben las tensiones secundarias y de retracción.

- Acero Principal: $As = M / fs\ j\ d$ cm^2/mt. lineal de muro.

en donde: d = e - 5 cms. = 25 cms.
fs = 1400 kg/cm^2
j = 0.866

j. Esfuerzo cortante: "V"

Con el objeto de no colocar estribos, tomaremos

$v_{máx.} = 4.2 \frac{kg}{cm^2}$ o sea el 0.03 f'c.

V = máxima reacción en los apoyos debida al empuje.

Entonces:

$v\ máx. = V / B\ j\ d$

en donde: B = 100 cms. (por mt.)
j = 0.866
d = e - 5 = 30 - 5 = 25 cm.

Si obtenemos v máx. mayor que 4.2 habrá que colocar ESTRIBOS.

k. Adherencia: $Eo = V / u\ j\ d$ cm/mt. lineal.

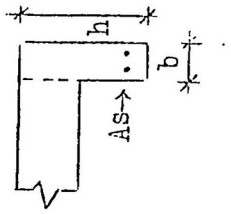
en donde:

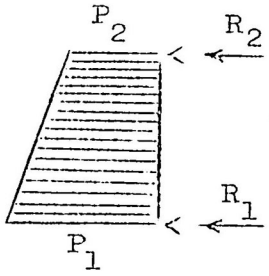
u = 0.075 f'c = 10.5 kg/cm^2 (corrugado con gancho)
j = 0.866
d = e - 5 = 30 - 5 = 25 cms.

l. Colocación de la armadura: VER PLANO N° 50.

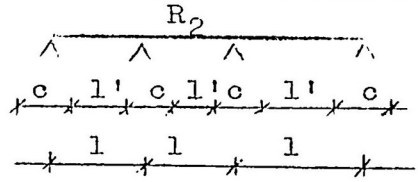
m. Viga horizontal:

- Organización del Cálculo:- Tenemos lo siguiente:





l' = luz libre.
l = luz centro a centro.



c = ancho de las columnas de apoyo.

Como se ha dicho anteriormente, en el párrafo "a" referente a "CONDICIONES DE APOYO", la viga horizontal se calculará como una viga contínua apoyada en las columnas, soportando una carga uniformemente repartida igual a "R_2" kg/ml. (Ver cróquis)

- Dimensiones:- Con el objeto de tener una viga con rigidez aceptable, adoptamos bajo recomendaciones prácticas, lo siguiente:

b x h = 25 x 60 cms.

El ancho "b" corresponde al espesor del aligerado del Primer Piso.

- Momento Máximo de flexión:- Según el ACI, para más de 4 tramos:

(-) M máx. = (1/10) R_2 l'^{2}. (l' = luz libre entre columnas)

- Areas de Acero:-

As mín = 0.005 b d cm^2

(±) As = M / fs j d cm^2

- Esfuerzo Cortante:-

V = v máx. b j d kg. (v máx. = 4.2 kg/cm^2 para no colocar estribos.)

- Adherencia:-

Eo = V / u j d (u = 10.5 kg/cm^2 - corrugado con gancho).

- Colocación de la armadura:- VER PLANO N° 50.

6°. VIGA PARED TRABAJANDO COMO VIGA CONTINUA.

a. Datos:

- Carga por mt. lineal:- "W"

W = wn b B kg/m en donde: B = 100 cms.
wn = reacción neta
b = ancho zapata corrida

- Longitud del tramo centro a centro. = L.
- Altura total de la viga pared = altura piso a piso + altura zapata = H.
- Ancho de las columnas de apoyo = a.

b. Cálculo de: C = T ; d - do - T' - d' - d'o:

Nota:- Como las tablas que vamos a utilizar dan el valor de C, igualamos este valor a T, que es el dato que necesitamos para el cálculo de la armadura respectiva.

Procedimiento:

Se ingresa a las TABLAS DE COEFICIENTES DE DISCHINGER, con:

E = a / L y con H / L, obteniéndose:

Para el centro del tramo : C = T ; d ; do .
Para los ejes de apoyos : T' ; d' ; d'o.

Para valores intermedios, que no se encuentren en la Tabla, se realizará la interpolación correspondiente.

- EJEMPLO DE INTERPOLACION -

E = 0.08

$\frac{H}{L}$ = 0.72

Apreciamos que: 1/10 = 0.10 > E = 0.08 > 1/20 = 0.05
H/L = 1 > H/L = 0.72 > H/L = 2/3 = .67

Primeramente interpolamos en H/L = 1 el valor E = 0.08 entre 1/10 y 1/20, obteniéndose coeficientes para { C - d - do ; T' - d' - d'o } que llamarenos K'.

Luego, interpolamos en H/L = 2/3 = 0.67, el valor E = 0.08 entre 1/10 y 1/20, obteniéndose coeficientes para:

C = d = do
T'- d'- d'o ; que llamaremos K".

Finalmente, interpolamos el valor H/L = 0.72 entre los coeficientes K' correspondientes a H/L = 1, y K" correspondientes a H/L = 2/3, obteniéndose los coeficientes requeridos K.

c. Cálculo de Z y Z' :-

$$Z = d - do$$
$$Z' = d' - d'o$$

Si : $Z > 2/3\ H$ colocaremos $Z = 2/3\ H$.
$Z' > 2/3\ H$ colocaremos $Z' = 2/3\ H$.

d. Areas de Acero Principal : $fs = 1400\ kg/cm^2$

- EN EL CENTRO DEL TRAMO

$As = T / fs \quad cm^2$

- EN LOS EJES DE LOS APOYOS

$As = T' / fs \quad cm^2$

Observaciones:

Primera:- Para los apoyos intermedios se tomará el promedio de los valores de los tramos adyacentes.

Segunda:- Para los apoyos extremos se tomarán los coeficientes del ACI, obteniéndose los valores de los momentos, $(1/16\ W\ l'^2)$ debido a que los apoyos son COLUMNAS.

Con los momentos obtenidos, podemos hallar los esfuerzos de tracción respectivos. En efecto:-

$T' = M / Z'$, y por consiguiente:

$$As = T' / fs.$$

e. Posición del Acero Principal:

- EN EL CENTRO DEL TRAMO: El centro de gravedad de la armadura, estará a la distancia do del borde inferior de la viga pared, abarcando una zona de 0.1 L.

- EN LOS EJES DE LOS APOYOS: El centro de gravedad de la armadura, estará a la distancia d' del borde inferior de la V. P., abarcando una zona de 0.2 L.

Observación: Para los apoyos intermedios, se tomará los valores promedios de los tramos adyacentes.

Además, debe tenerse en cuenta que los términos SUPERIOR e INFERIOR que aparecen en el texto, corresponden al INFERIOR y SUPERIOR en el Plano, respectivamente.

f. Doblado del Acero Principal:

Se realizrá a un ángulo de 60° con la horizontal.

g. Area de Acero Complementario:- En el Reglamento Venezolano Art. 25 - 152, dice lo siguiente:

"Cuando exista la posibilidad de que se produzcan descensos desiguales de los apoyos, se colocará además de la armadura principal, en el borde superior de la V. P. y extendida a todo su largo, una armadura de seguridad calculada de acuerdo a los asentamientos, la cual en ningún caso será menor de 2 ∅ 5/8"."

Ahora bien:

Según recomendaciones prácticas, también se debe colocar esta armadura en el borde superior.

(En el Plano respectivo, los términos SUPERIOR E INFERIOR, corresponden al INFERIOR y SUPERIOR, respectivamente).

El método aproximado que se utiliza para calcular los valores de las areas de acero complementario superior e inferior, se basa en los Coeficientes del ACI, tomándose como altura útil H - 30 cms. y considerándose los M máx. positivos y negativos para las armaduras inferior y superior respectivamente.

En efecto:

Armadura superior ..... (-) As = (-) M máx/fs j (H-30)
Armadura inferior ..... (+) As = (+) M máx/fs j (H-30)

Observación:- La armadura complementaria superior, debido a su posición (en el Plano corresponde a la inferior), puede aprovecharse como acero de repartición de la zapata corrida de cimentación.

h. Esfuerzo Cortante:- Se considera como altura útil H - 30 cms. ; Entonces:

$$V = 0.575 \times W \times 1'$$

Sabemos que:

$$Vc = vc \times e \times j\ (H-30) \qquad (vc = 4.2\ kg/cm^2)$$

En caso de que V sea mayor que Vc , el acero vertical cal

culado como MURO, absorberá el esfuerzo cortante, ya que constituirá los ESTRIBOS. Habrá que chequear si los espaciamientos como muro satisfacen el Corte. También hay que tener en cuenta que para que trabajen como estribos, el primero de ellos se colocará a la mitad del espaciamiento de la cara del apoyo.

i. Adherencia: "Eo"

En realidad, la adherencia no hay necesidad de chequearla puesto que además del acero principal, existe el acero horizontal de la malla del muro y las armadura complementarias, que absorberán de más, los esfuerzos de adherencia.

j. Colocación de la Armadura: VER PLANO No. 50.

HAY QUE TENER PRESENTE QUE EN EL PLANO SE HA DIBUJADO LA VIGA PARED EN SENTIDO INVERSO AL QUE SE HA ESTUDIADO EN LA TEORIA, MOTIVO POR EL CUAL LOS TERMINOS "SUPERIOR" E "INFERIOR" QUE APARECEN EN EL TEXTO, CORRESPONDEN AL "INFERIOR" Y "SUPERIOR" DEL PLANO INDICADO.

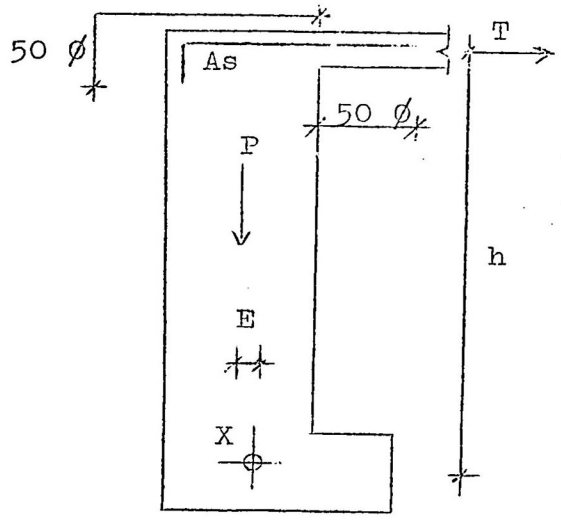
-oOo-

Las Ventanas de Iluminación del SOTANO, y sus respectivos POZOS de VENTILACION, también se encuentran en el Plano No. 50.

-oOo-

7°. ACERO A TRACCION PARA ABSORBER LA EXCENTRICIDAD DE LA ZAPATA

E = Excentricidad



Tomando momentos con respecto al punto X:

$$P\,E = T\,h$$

entonces: $T = P\,E / h$

luego: $As = T / fs \quad cm^2$

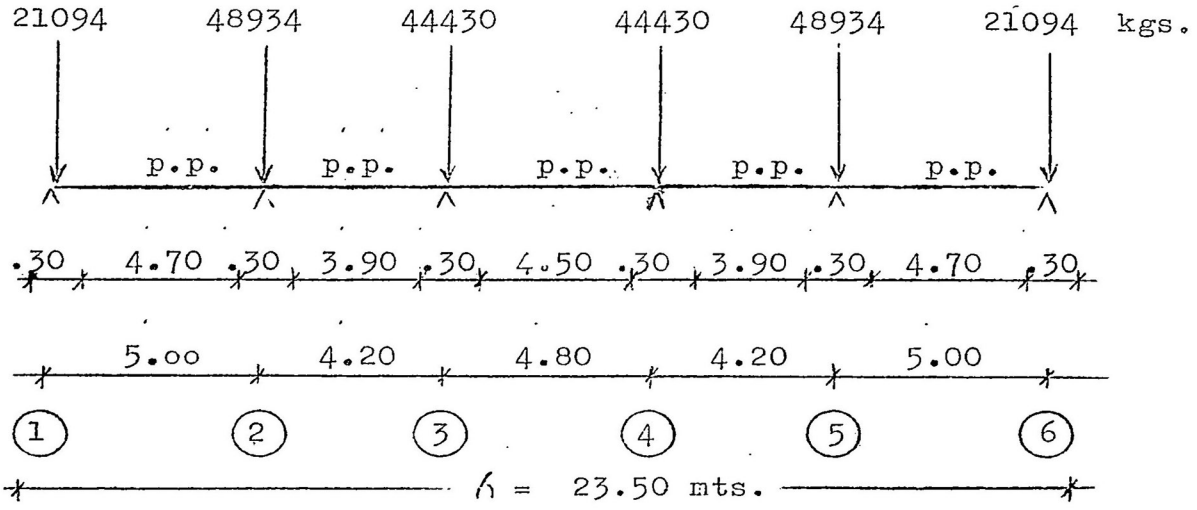
-oOo-

En las intersecciones de la V.P. con las columnas, ponemos el As obtenido anclándolo debidamente, tal como se muestra en el cróquis.

---oOo---

5. SOLUCION.

VIGA PARED - EJE "D"
Fachada Principal



DISEÑO

1°. DATOS:

a. Carga de trabajo del terreno Tt = 4 kg/cm^2

b. Altura piso a piso h_{pap} = 3 mts.

c. Espesor e = 30 cms.

2°. CARGA TOTAL:- P' = de las columnas

P'= 21094 + 48934 + 44430 + 44430 + 48934 + 21094 = 228,916 Kgs.

P"= del peso propio de la V.P. = 0.30 x 3.00 x 23.50 x 2,400
= 51,000 kgs.

P'" = del peso propio de la zapata = 40 % del p.p. de la V.P.≈

P'" = 40 % x 51,000 = 20,400 kgs.

Luego:

P = P' + P" + P'" = 228,916 + 51,000 + 20,400

P = 300316 kgs.

3°. LONGITUD TOTAL:- ℓ = 23.50 mts.

4°. ZAPATA CORRIDA:-

a. Ancho "b": b = 300316/ 4 x 23.50 = 32 cms.

Pero cono las columnas son de 30 x 50, siendo 50 cms. en

el lado perpendicular a la V.P., daremos por razones prácticas; y además para economizar area de acero:

b = 60 cms.

b) $wn = \frac{300316 - 20400}{60 \times 2350} = 2 \text{ kg/cm}^2$

c) $dm = \sqrt{\frac{(1/2)\ 4 \times 30^2 \times 100}{11 \times 100}} = 13 \text{ cms.}$

d) $dv = \frac{4\ (30 - dv)\ 100}{100 \times 0.866 \times 4.2}$, de donde:

dv = 16 cms.

e) h = 60 cms.

d = 51 cms. (Por razones expuestas anteriormente).

f) As = 180000 / 1400 x 0.866 x 51 = 2.90 cm^2/mt

As_r = Ø 3/8" a 25 cms.

Observación:- Se ha aprovechado el acero complementario de la V. P. razón por la cual sólo se ha puesto 2 Ø 3/8" a 15 cms. (Ver Plano No. 50).

g) Adherencia:-

$$Eo = \frac{4 \times 30 \times 100}{10.5 \times 0.866 \times 51} = 26 \text{ cms/mt.}$$

h) Colocación de la armadura: VER PLANO No. 50 .

	Area	Perímetro
As principal = Ø ½" a 15 cms.	8.83 cm^2/mt	28 cm/mt
As repartición = Ø 3/8" a 15 cms.		

---oOo---

5°. VIGA PARED TRABAJANDO COMO MURO DE SOSTENIMIENTO.

a) Condiciones de apoyo:

Como el muro está paralelo a las viguetas del aligerado, se colocará una viga horizontal en la parte superior. O sea, que consideramos al muro simplemente apoyado en la zapata y en dicha viga horizontal.

b) w = 1600 kg/m^3.

p = 480 kg/m^3.

c) s/c = 1000 kg/m^2.

d) h' = 1000/1600 = 0.65 mts.

e) E = (1/2) 1600 x (3.60 - 0.30 - 0.125) (3.20 + 2 x .....x 0.65) 0.27

→ 3.175 ≃ 3.20 mt.

E = 3100 kgs.

f) $y = \frac{3.2}{3} \times \frac{3.2 + 3 \times 0.65}{3.2 + 2 \times 0.65} = 1.20$ mt.

g) P_2 = 480 x 0.65 = 315 kg/m^2

P_1 = 480 (3.20 + 0.65) = 1,860 kg/m^2.

Luego:

$R_1 = 315 \frac{3.2}{2} + (1860 - 315) \frac{3.20}{3} = 2{,}140$ kgs.

$R_2 = 315 \frac{3.2}{2} + (1860 - 315) \frac{3.20}{6} = 1{,}320$ kgs.

h) Momento de Flexión Máximo:

Reemplazando valores en la fórmula dada en el DISEÑO, pág. No. 307, obtenemos:

M máx. = 1,380 kg-m.

P_1	=	1860 kg/m^2
P_2	=	315 kg/m^2
h	=	3.20 mts.

i) Acero:

- As mín. h. y v. = 0.0025 x 30 x 100 = 7.5 cm^2/mt.

Como e es mayor que 25 cms., colocamos el acero en dos capas, tomando la mitad del area obtenida para c/u de ellas. En efecto:

As_{min} - hor. y vert. = 7.5/2 = 3.75 cm^2/mt. <> Ø 1/2" a 30cm. en c/u de las mallas.

O sea, que en 1 mt. existen 3 Ø 1/2" = 3.79 cm^2/mt.

- As principal: -

$As = \frac{138000}{1400 \times 0.866 \times 25} = 4.60$ cm^2/mt. <> Ø 1/2" a 28 cms.

Como tenemos el As mín a 30 cms., estamos bien.

j) Esfuerzo Cortante:

$$v = \frac{2140}{100 \times 0.866 \times 25} = 1 \text{ kg/cm}^2 < 4.2 \text{ kg/cm}^2$$

POR LO TANTO, NO SE NECESITAN ESTRIBOS.

k) Adherencia:

Eo = 2140 / 10.5 x 0.866 x 25 = 10 cms./mt.

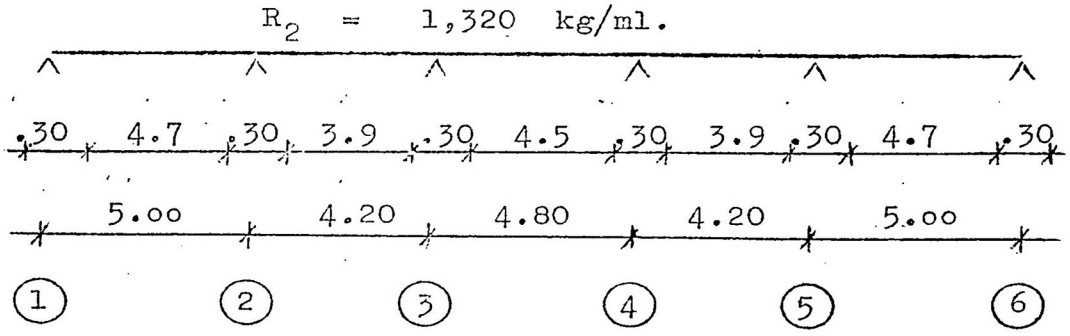
l) Colocación de la armadura: VER PLANO No. 50

	Area	Perímetro
Malla en 2 capas de acero vertical y horizontal = ∅ 1/2" a 30 cms. en cada capa.	3.79 cm²/mt.	12 cm/mt.

m) Viga Horizontal:

- Organización del cálculo:

La viga horizontal es la siguiente:



- b x h = 25 x 60 cms. (d = 60 - 5 = 55 cms).
- (±) M máx. = (1/10) 1320 $(\frac{4.7 + 3.9}{2})^2$ = 2,450 kg-mt.
- As mín = 0.005 x 25 x 55 = 6.90 cm²
  (±) As = 245000/1400 x 0.866 x 55 = 3.75 cm² < As mín.
- V = 1320 x $\frac{5}{2}$ = 3300 kgs.

$v_{máx.}$ = 3300/25 x 0.866 x 55 = 2.80 < 4.2 kg/cm²

POR LO TANTO, NO SE NECESITAN ESTRIBOS.

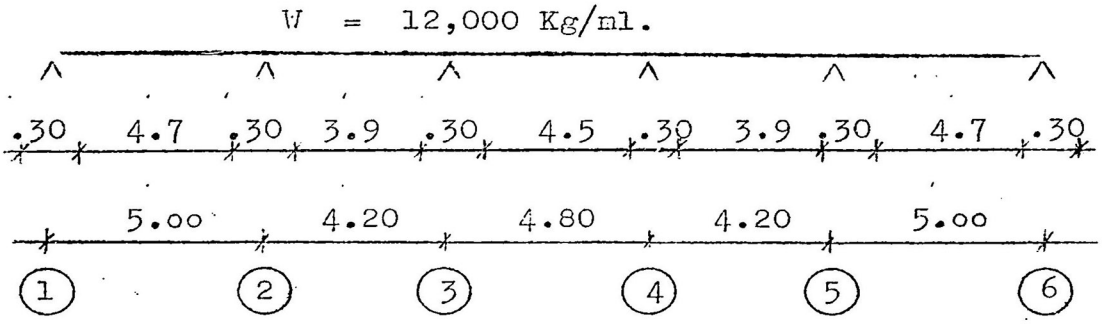
- Eo = 3300/10.5 x 0.866 x 55 = 6.60 cms.
- Colocación de la armadura: VER PLANO No. 50.

	AREA	PERIMETRO
As gral = 2 ∅ 1/2" + 2 ∅ 5/8"	6.48 cm^2	18 cms.

6°. VIGA PARED TRABAJANDO COMO VIGA CONTINUA.

(a) W = 2 x 60 x 100 = 12000 kg/ml.

DEBIDO A LA SIMETRIA EXISTENTE:			
Tramo	1-2	= Tramo	5-6
Tramo	2-3	= Tramo	4-5
Apoyo	1	= Apoyo	6
Apoyo	2	= Apoyo	5
Apoyo	3	= Apoyo	4



TRAMO 1-2	TRAMO 2-3	TRAMO 3-4
L = 5.00 mt.	4.20 mt.	4.80 mt.
H = 3.60 mt. (3.00 + 0.60)	3.60 mt.	3.60 mt.
a = 0.30 mt.	0.30 mt.	0.30 mt.

(b) - (c) - (d) - (e):

TRAMO 1-2:

E = 0.30 / 5.00 = 0.06

$\frac{H}{L}$ = 3.60 / 5.00 = 0.72

Interpolando en las Tablas de Dischinger, obtenemos:

TRAMO: 1-2

T = 0.092 x 12,000 x 5.00 = 5,520 kgs.

d = 0.448 x 5.00 = 2.25 mt.

do = 0.062 x 5.00 = 0.30 mt.

Z = 2.25 - 0.30 = 1.95 < 2/3 x 3.60 = 2.40 mt.

luego: Z = 1.95 mt.

APOYOS 1 y 2: T' = 0.242 x 12,000 x 5.00 = 14,520 kgs.
d' = 0.314 x 5.00 = 1.60 mts.
d'o = 0.012 x 5.00 = 0.05 mts.

Z' = 1.60 - 0.05 = 1.55 < 2.40
Z' = 1.55 m.

APOYO 1 (EXTREMO) : (Apoyo = columna)

M = (1/16) 12,000 x 4.70^2 = 16,600 kg-m.
T' = 16,600 / 1.55 = 10,700 kgs.
As = 10,700 / 1400 = 7.65 cm^2

Posición de la Armadura: d' = 1.60 mts.

Abarcamiento: 0.2 x 5.00 m. = 1.00 mts.

TRAMO 1-2

As = 5,520 / 1,400 = 3.95 cm^2.

Posición de la armadura: do = 0.30 mts.

Abarcamiento: 0.1 x 5.00 m. = 0.50 mts.

El apoyo 2 también tendrá valores en el tramo 2-3. Por lo tanto, una vez calculado el tramo 2-3, tomaremos los valores promedios de los obtenidos en los tramos 1-2 y 2-3.

TRAMO 2-3

E = 0.30 / 4.20 = 0.07
H/L = 3.60 / 4.20 = 0.86

Interpolando en las Tablas de Dischinger, obtenemos:

TRAMO 2-3: T = 0.091 x 12,000 x 4.20 = 4,600 kgs.
d = 0.458 x 4.20 = 1.90 mts.
do = 0.062 x 4.20 = 0.25 mts.

Z = 1.90 - 0.25 = 1.65 < 2.40 mts.
Z = 1.65 mts.

APOYOS 2 y 3: T'= 0.231 x 12,000 x 4.20 = 11,700 kgs.
d'= 0.319 x 4.20 = 1.35 mts.
d'o= 0.013 x 4.20 = 0.05 mts.

Z'= 1.35 - 0.05 = 1.30 < 2.40 mts.
Z'= 1.30 mts.

APOYO 2: $T' = \frac{14.520 + 11,700}{2} = 13,110$ kgs.

Posición del As: $d'o = (1/2)\ (0.05 + 0.05) = 0.05$ mts.

$d' = \frac{1.60 + 1.35}{2} = 1.50$ mts.

Abarcamiento:

$0.2\ (\frac{5.00 + 4.20}{2}) = 0.90$ mts.

Area: $As = 13,110 / 1,400 = 9.40\ cm^2$

TRAMO 2-3:

$As = 4,600 / 1,400 = 3,30\ cm^2$

Posición de la armadura: do = 0.25 mts.

Abarcamiento: 0.1 x 4.2 = 0.40 mts.

-oOo-

El apoyo 3, también tendrá valores en el tramo 3-4; por lo tanto, una vez calculado el tramo 3-4, tomaremos el promedio de los valores correspondientes a los tramos 2-3 y 3-4.

-oOo-

TRAMO 3-4:

E = 0.30 / 4.80 = 0.06

H/L = 3.60 / 4.80 = 0.75

Interpolando en las Tablas de Dischinger, obtenemos:

TRAMO 3-4: T = 0.092 x 12,000 x 4.80 = 5,300 kgs.

d = 0.450 x 4.80 = 2.15 mts.

do = 0.062 x 4.80 = 0.30 mts.

Z = 2.15 - 0.30 = 1.85 < 2.40 mts.

Z = 1.85 mts.

APOYOS 3 y 4: T' = 0.242 x 12,000 x 4.80 = 14,000 kgs.

d' = 0.314 x 4.80 = 1.50 mts.

d'o = 0.012 x 4.80 = 0.05 mts.

Z' = 1.50 - 0.05 = 1.45 < 2.40 mts.

Z' = 1.45 mts.

APOYO 3:

T' = (1/2) (11700 + 14000) = 12,850 kgs.
d' = (1/2) (1.35 + 1.50) = 1.45 mts.
d'o = (1/2) (0.05 + 0.05) = 0.05 mts.

Z' = 1.45 - 0.05 = 1.40 < 2.40 mts.

Z' = 1.40 mts.

As = 12,850 / 1,400 = 9.15 cm^2.

Posición de la armadura:

d' = 1.45 mts.

Abarcamiento:

0.2 (1/2) (4.20 + 4.80) = 0.90 mts.

TRAMO 3-4:

As = 5,300 / 1,400 = 3.80 cm^2

Posición de la armadura:

do = 0.30 mts.

Abarcamiento:

0.1 x 4.80 = 0.50 mts.

---oOo---

f) Doblado del Acero Principal: GENERAL: a 60° con la horizontal.

g) Acero Complementario:

As mín = 2 ∅ 5/8" ..... 3.95 cm^2

(-) M Máx. = (1/10) 12,000 $\left(\frac{4.70 + 3.90}{2}\right)^2$ = 22,200 kg-m

(+) M máx. = (1/14) 12,000 x 4.70^2 = 19,000 kg-m

-oOo-

(-) As = $\frac{22,200 \times 100}{1400 \times 0.866 \quad (3.60 - 0.30)}$ = 5.60 cm^2

(+) As = $\frac{19,000 \times 100}{1400 \times 0.866 \quad (3.60 - 0.30)}$ = 4.80 cm^2

h) Esfuerzo Cortante: (Altura útil = H - 30 = 3.60-0.30 = 3.30 mts.)

V = 0.575 x 12,000 x 4.70 = 32,500 kgs.
Vc = 4.2 x 30 x 0.866 (3.30) = 36,000 kgs. > V

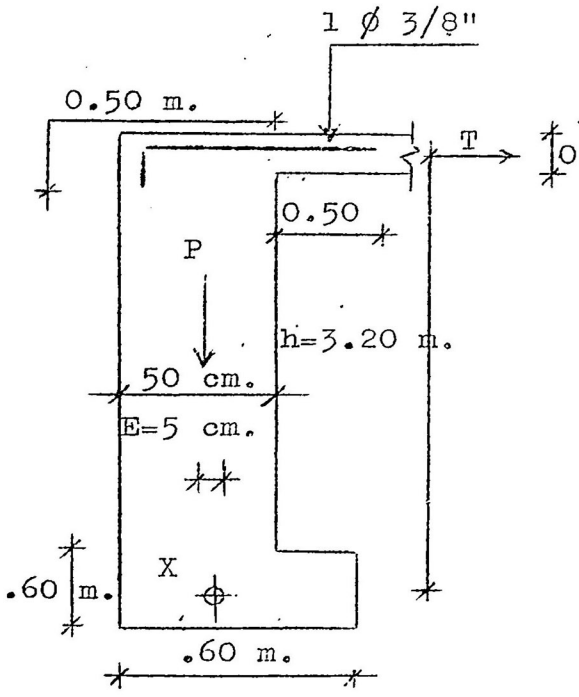
POR LO TANTO, NO SE NECESITAN ESTRIBOS.

i) Adherencia: NO HAY NECESIDAD DE CHEQUEARLA.

j) Colocación de la Armadura: VER PLANO N° 50. .

SITUACION	VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyos 1 y 6	4 Ø 5/8 "	7.90 cm^2	20 cms.
2 y 5	5 Ø 5/8 "	9.80	25
3 y 4	5 Ø 5/8 "	9.80	25
Tramos 1 - 2 / 5 - 6	2 Ø 5/8 "	3.95	10
2 - 3 / 4 - 5	2 Ø 5/8 "	3.95	10
3 - 4	2 Ø 5/8 "	3.95	10
Complementario (-)	2 Ø 3/4 "	5.70	12
Complementario (+)	2 Ø 1/2 " + 1 Ø 5/8 "	4.51	13

7°. ACERO A TRACCION PARA ABSORBER LA EXCENTRICIDAD DE LA ZAPATA.



excentricidad E = (60/2) - 25

E = 5 cms.

altura h = 3.175

h = 3.20 mt. aprox.

Carga máxima P = 48.934 kgs.

---oOo---

Sabemos que:

T = P e / h

T = 48934 x 5/320

T = 800 kgs.

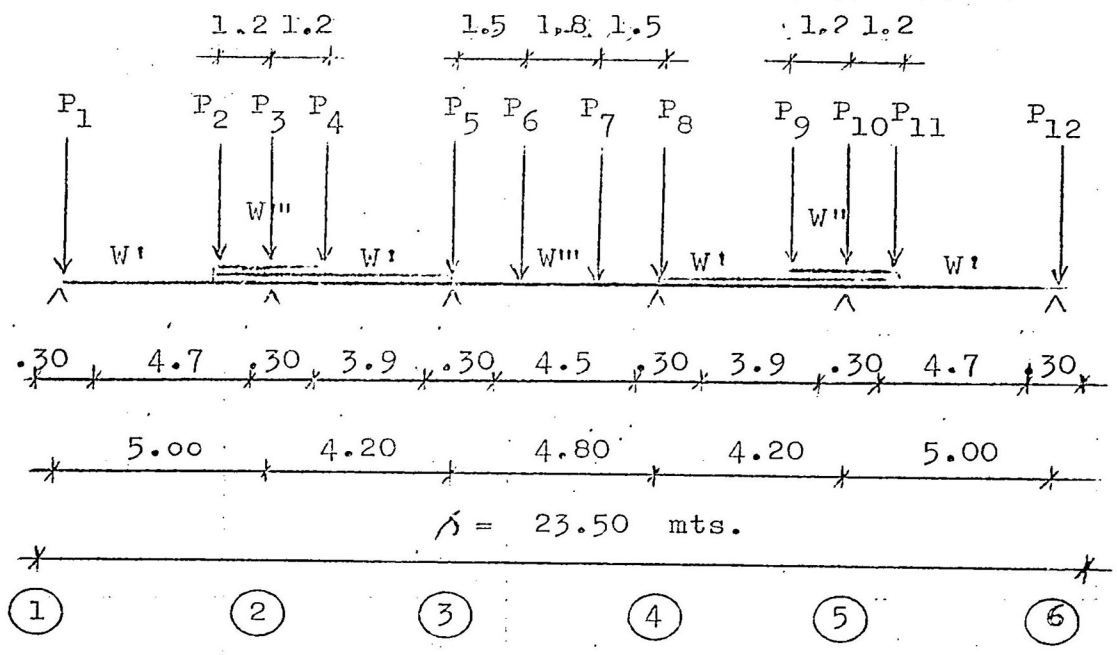
Luego: As = 800 / 1400

As = 0.6 cm^2

Colocamos: 1 Ø 3/8" = 0.71 cm^2 en todas las intersecciones de la V.P. con las columnas.

---oOo---

VIGA PARED - EJE "A"



CARGAS CONCENTRADAS:

P_1	=	29,864 kgs.	P_7	=	2,985 kgs.
P_2	=	6,140 kgs.	P_8	=	57,403 kgs.
P_3	=	48,895 kgs.	P_9	=	4,700 kgs.
P_4	=	4,700 kgs.	P_{10}	=	48,895 kgs.
P_5	=	40,059 kgs.	P_{11}	=	6,140 kgs.
P_6	=	2,985 kgs.	P_{12}	=	29,864 kgs.

CARGAS REPARTIDAS:

W' = 1,250 + p.p.
W'' = 3,750 + p.p.
W''' = 1,200 + p.p.

D I S E Ñ O

1°. DATOS.

a. Tt = 4 kg/cm^2
b. h pap = 3 mts.
c. e = 30 cms.

2°. CARGA TOTAL.

- Cargas Concentradas:-

P- 1	(Columna)	29,864	kgs. +
P- 2		6,140	
P- 3	(Columna)	48,895	
P- 4		4,700	
P- 5	(Columna)	40,059	
P- 6		2,985	
P- 7		2,985	
P- 8	(Columna)	57,403	
P- 9		4,700	
P=10	(Columna)	48,895	
P-11		6,140	
P-12	(Columna)	29,864	

- Cargas Repartidas:

W' =pp = 1250 (3.8 + 3 + 3 + 3.8)	17,000
W" =pp = 3750 (2.4 + 2.4)	18,000
W'" -pp = 1200 (4.8)	5,800
p.p. Viga Pared = = 0.3x3x23.5x2,400	51,000
p.p. Zapata = 40 % x 51,000 aprox.	20,400
P =	394,830 kgs.

3°. LONGITUD TOTAL.- ℓ = 23.50 mts.

4°. ZAPATA CORRIDA. (Id. Viga Pared Eje "D", el diseño respectivo)

(a.) Ancho "b" : b = 394,830/4 x 2350 = 42 cms.
Por razones expuestas en la V.P. Eje "D" :

b = 60 cms.

(b.) $wn = \dfrac{394.830 - 20,400}{60 \times 2350} = 2.70 \text{ kg/cm}^2$

(c) ... ... hasta (h) = aprox. VIGA PARED - EJE "D", por lo tanto, hemos considerado el mismo diseño.

	AREA	PERIMETRO
As principal = ∅ 1/2" a 15 cms.	8.83 cm^2/mt.	28 cms/mt.
As repartición = 3/8" a 15 cms.		

5°. VIGA PARED TRABAJANDO COMO MURO DE SOSTENIMIENTO.

(a) hasta (l) :

Id. VIGA PARED - EJE "D" . Por lo tanto:

	AREA	PERIMETRO
Malla de acero vertical y horizontal en 2 capas:		
- ∅ 1/2" a 30 cms. en c/u de las capas.	3.79 cm^2/mt.	12 cms/mt.

(m) Viga Horizontal : (Id. VIGA PARED - EJE "D")

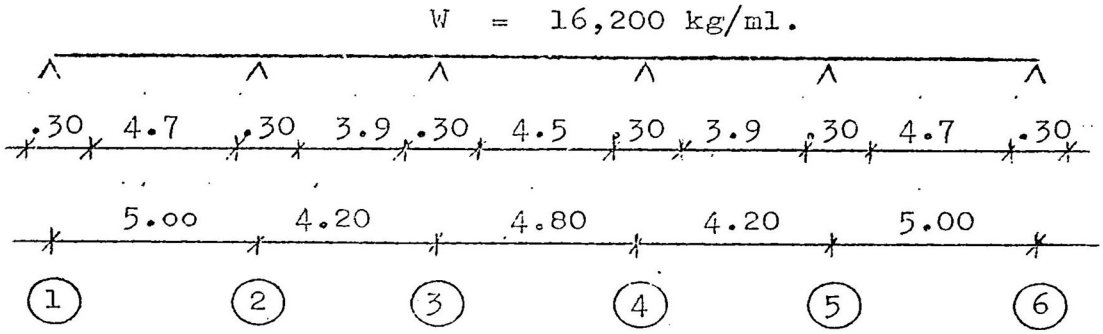
Por ejecución práctica, se han cambiado los diámetros de los fierros que se han colocado. En efecto:

As Gral. = 1 ∅ 3/4" + 1 ∅ 7/8" ..... 6.71 cm^2 ..... 13 cms.

6°. VIGA PARED TRABAJANDO COMO VIGA CONTINUA.

(a) W = 2.7 x 60 x 100 = 16,200 kg/ml.

Debido a la simetría existente:	Tramo 1-2 =	Tramo 5-6
	2-3 =	4-5
	Apoyo 1 =	Apoyo 6
	2 =	5
	3 =	4



DATOS	TRAMO 1-2	TRAMO 2-3	TRAMO 3-4
L	5.00 mt.	4.20 mt.	4.80 mt.
H	3.60	3.60	3.60
a	0.30	0.30	0.30

(b) - (c) - (d) y (e) :

TRAMO 1-2:

E = 0.30 / 5.00 = 0.06

H/L = 3.60 / 5.00 = 0.72

Interpolando en las Tablas de Dischinger, obtenemos:

TRAMO 1-2 : T = 0.092 x 16,200 x 5.00 = 7,500 kgs.
d = 0.448 x 5.00 = 2.25 mts.
do = 0.062 x 5.00 = 0.30 mts.

Z = 2.25 - 0.30 = 3.95 < 2/3 x 3.60 = 2.40

Z = 1.95 mts.

APOYOS 1 y 2 :

T' = 0.242 x 16,200 x 5.00 = 19,600 kgs.
d' = 0.314 x 5.00 = 1.60 mts.
d'o = 0.012 x 5.00 = 0.05 mts.

Z' = 1.60 - 0.05 = 1.55 < 2.40 mts.

Z' = 1.55 mts.

APOYO 1 (Extremo) :

M = (1/16) 16200 x 4.7^2 = 22,500 kg-mt.
T' = 22,500 / 1.55 = 14,600 kgs.
As = 14,600 / 1,400 = 10.40 cm^2

Posición: d' = 1.60 mts.

Abarcamiento: 0.2 x 5.00 = 1.00 mts.

---oOo---

TRAMO 1-2 :

As = 7,500 / 1,400 = 5.40 cm^2

Posición: do = 0.30 mts.

Abarcamiento: 0.1 x 5.00 = 0.50 mts.

---oOo---

El apoyo 2, también tendrá valores en el tramo 2-3, por lo tanto, una vez calculado el tramo 2-3, tomaremos los valores de los tramos 1-2 y 2-3 y los promediaremos.

---oOo---

TRAMO 2-3 :

E = 0.30 / 4.20 = 0.07
H/L = 3.60 / 4.20 = 0.86

Interpolando en las Tablas de Dischinger, obtenemos:

TRAMO 2-3 :

T = 0.091 x 16,200 x 4.20 = 6,200 kgs.
d = 0.458 x 4.20 = 1.90 mts.
do = 0.062 x 4.20 = 0.25 mts.

Z = 1.90 - 0.25 = 1.65 < 2.40 mts.

Z = 1.65 mts.

APOYO 2 y 3 :

T'	=	0.231 x 16,200 x 4.20	=	15,700	kgs.
d'	=	0.319 x 4.20	=	1.35	mts.
d'o	=	0.013 x 4.20	=	0.05	mts.

Z' = 1.35 - 0.05 = 1.30 < 2.40 mts.

Z' = 1.30 mts.

---oOo---

APOYO 2 :

T'	=	(1/2) (19600 + 15700)	=	17,650	kgs.
d'	=	(1/2) (1.60 + 1.35)	=	1.50	mts.
d'o	=	(1/2) (0.05 + 0.05)	=	0.05	mts.

Z' = 1.50 - 0.05 = 1.45 < 2.40 mts.

Z' = 1.45 mts.

As = 17650 / 1400 = 12.60 cm^2

Posición : d' = 1.50 mts.

Abarcamiento : 0.2 (1/2) (5.00 + 4.20) = 0.90 mts.

---oOo---

TRAMO 2-3 :

As = 6,200 / 1,400 = 4.40 cm^2

Posición: do = 0.25 mts.

Abarcamiento: 0.1 x 4.20 = 0.40 mts.

-oOo-

El apoyo 3 también tendrá valores en el tramo 3-4, por lo tanto, una vez calculado el tramo 3-4, tomaremos los valores promedia - dos de los obtenidos en los tramos 2-3 y 3-4.

-oOo-

TRAMO 3-4 :

E = 0.30 / 4.80 = 0.06

H/L = 3.60 / 4.80 = 0.75

Interpolando en las Tablas de Dischinger, obtenemos:

TRAMO 3-4 :

T	=	0.092 x 16,200 x 4.80	=	7,200	kgs.
d	=	0.450 x 4.80	=	2.15	mts.
do	=	0.062 x 4.80	=	0.30	mts.

Z = 2.15 - 0.30 = 1.85 < 2.40 mts.

Z = 1.85 mts.

APOYOS 3 y 4 :

T' = 0.242 x 16,200 x 4.80 = 18,800 kgs.
d' = 0.314 x 4.80 = 1.50 mts.
d'o = 0.012 x 4.80 = 0.05 mts.

Z' = 1.50 - 0.05 = 1.45 < 2.40 mts.

Z' = 1.45 mts.

---oOo---

APOYO 3 :

T' = (1/2) (15700 + 18800) = 17,250 kgs.
d' = (1/2) (1.35 + 1.50) = 1.45 mts.
d'o = (1/2) (0.05 + 0.05) = 0.05 mts.

Z' = 1.45 - 0.05 = 1.40 < 2.40 mts.

Z' = 1.40 mts.

As = 17,250 / 1,400 = 12.40 cm^2

Posición : d' = 1.45 mts.

Abarcamiento : 0.2 (1/2) (4.2 + 4.8) = 0.90 mts.

---oOo---

TRAMO 3-4 :

As = 7,200 / 1,400 = 5.10 cm^2

Posición : do = 0.30 mts.

Abarcamiento : 0.1 x 4.80 = 0.50 mts.

---oOo---

(f) Doblado del Acero Principal: GENERAL: a 60° con la horizontal.

-oOo-

(g) Acero Complementario: As mín = 2 ∅ 5/8" = 3.95 cm^2

(-) M máx. = (1/10) 16,200 $\left(\frac{4.7 + 3.9}{2}\right)^2$ = 30,000 kg-m.

(+) M máx. = (1/14) 16,200 x 4.7^2 = 25,600 kg-m.

-oOo-

(-) As = $\frac{30,000 \times 100}{1400 \times 0.866 \times (3.6 - 0.3)}$ = 7.60 cm^2

(+) As = $\frac{25,600 \times 100}{1400 \times 0.866 \times 330}$ = 6.40 cm^2

(h) Esfuerzo Cortante: (Altura útil = H-30 = 3.6 - 0.3 = 3.30 mt)

V = 0.575 x 16,200 x 4.7 = 43,500 kgs.

Vc = 4.2 x 30 x 0.866 x 330 = 36,000 kgs. < V

POR LO TANTO, SI SE NECESITAN ESTRIBOS.

Vamos a chequear si la malla del muro satisface. En efecto:

V - Vc = 43;500 - 36,000 = 7,500 kgs. = Vs.

Considerando estribos de 1/2" y de 2 ramas, tenemos:

$$s_{mín} = \frac{2 \times 1.26 \times 1400 \times 0.866 \times 330}{7500} = 1.30 \text{ mts.}$$

Tenemos la malla a 0.30 cms.

Por lo tanto, SI SATISFACE BIEN.

(i) Adherencia: NO HAY NECESIDAD DE CHEQUEARLA.

(j) Colocación de la Armadura: VER PLANO No. 50 .

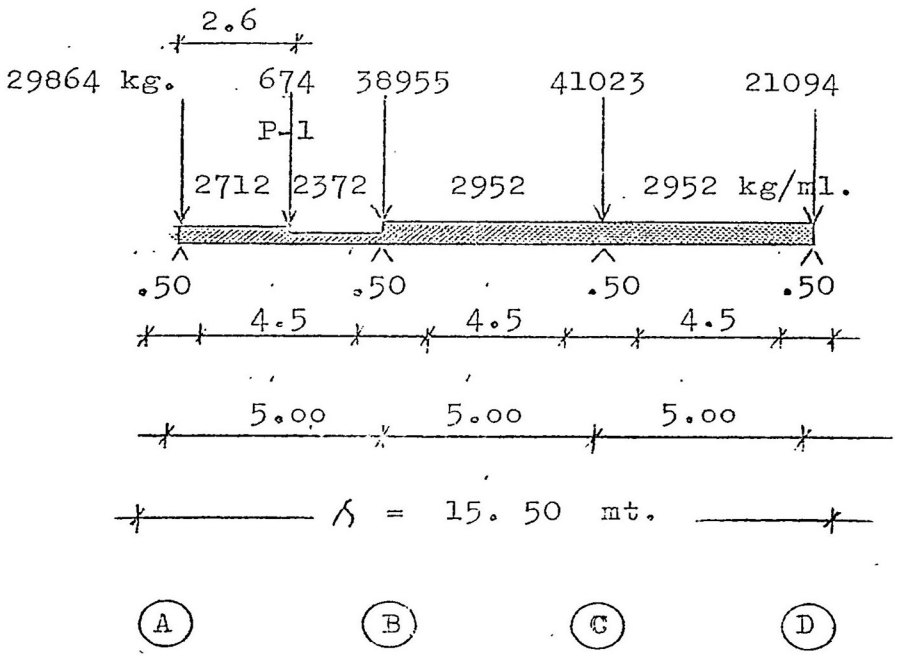
SITUACION	VARILLA	AREA	PERIMETRO.
Apoyos 1 y 6	1 Ø 5/8" + 3 Ø 3/4"	10.50 cm^2	23 cms.
2 y 5	2 Ø 5/8" + 3 Ø 3/4"	12.47	28
3 y 4	2 Ø 5/8" + 3 Ø 3/4"	12.47	28
Tramos 1 - 2			
5 - 6	2 Ø 3/4"	5.70	12
2 - 3			
4 - 5	1 Ø 5/8" + 1 Ø 3/4"	4.83	11
3 - 4	2 Ø 3/4"	5.70	12
Complementario (-)	2 Ø 7/8"	7.73	14
Complementario (+)	1 Ø 3/4" + 1 Ø 7/8"	6.71	13

7°. ACERO A TRACCION PARA ABSORBER LA EXCENTRICIDAD DE LA ZAPATA.

Id. VIGA PARED - EJE "D" : 1 Ø 3/8" = 0.71 cm^2

---oOo---

VIGA PARED - EJES "1" y "6"
Fachadas laterales



Nota:- Además de las cargas repartidas indicadas, actúa el p.p.

DISEÑO.

1°. DATOS .

(a) Tt = 4 kg/cm^2

(b) h pap = 3 mts.

(c) e = 30 cms.

2°. CARGA TOTAL.

- Cargas concentradas :

Columna A-1	=	29,864 kgs. +
Columna B-1	=	38,955
Columna C-1	=	41,023
Columna D-1	=	21,094
Carga P-1	=	674

- Cargas Repartidas :

2712 x 2.60	=	7,100
2372 x 2.40	=	5,700
2952 x10.00	=	29,520
p.p. Viga pared = .0.3x3x15.5x2,400	=	33,500
p.p. Zapata = 30 % p.p. V.P.(aprox)	=	10,050
		==========
T O T A L	=	217,480 kgs.
		==========

3°. LONGITUD TOTAL. ℓ = 15.50 mts.

4°. ZAPATA CORRIDA.

a. b = 217,480 / 4 x 1550 = 35 cms., pero le damos:

b = 40 cms.

==========

b. $wn = \frac{217{,}480 - 10{,}050}{40 \times 1550} = \underline{3.40 \text{ kg/cm}^2}$

c. $dm = \sqrt{\frac{(1/2)\ 4 \times 10^2 \times 100}{11 \times 100}} = 5.00 \text{ cms.}$

d. $dv = \frac{4\ (10 - dv)\ 100}{100 \times 0.866 \times 4.2}$

$dv = 6 \text{ cms.}$

e. $h = 60 \text{ cms.}$ (Por razones expuestas anteriormente)

$d = 51 \text{ cms.}$

f. $As = 20000/1400 \times 0.866 \times 51 = 0.32 \text{ cm}^2/\text{mt.}$

$As_r = \emptyset\ 3/8"$ a 25 cms.

(Se ha puesto armadura complementaria, por lo cual, solo tenemos $\emptyset$ 3/8" a 15 cms.) (Ver Plano No. 50)

$As_{min} = 0.0025\ B\ d$

$As_{min} = 0.0025 \times 100 \times 51 = \underline{12 \text{cm}^2/\text{mt} \approx}$

g. Adherencia: $Eo = 4 \times 10 \times 100/10.5 \times 0.866 \times 51$

$\underline{Eo = 9 \text{ cms/mt.}}$

h. Colocación de la Armadura: VER PLANO No. 50 .

	AREA	PERIMETRO
As principal = $\emptyset$ 1/2" a 15	8.83 cm^2/mt	28 cms/mt
As repartición = $\emptyset$ 3/8" a 15.		

5°. VIGA PARED TRABAJANDO COMO MURO DE SOSTENIMIENTO.

(a) Condiciones de apoyo:

Como el muro está paralelo a los Pórticos, y por consiguiente, perpendicular a las viguetas del aligerado, se le considerará como una losa simplemente apoyada en la zapata y en dicho aligerado.

(b) hasta (1) ..... id. VIGA PARED - EJE "D".

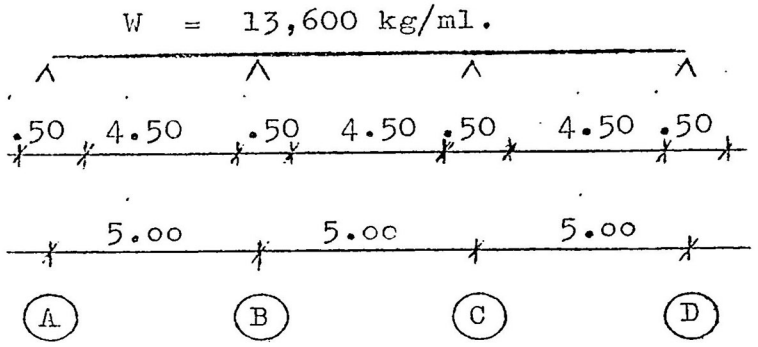
Por lo tanto:

	AREA	PERIMETRO
Malla de As vert. y horizontal en 2 capas, = $\emptyset$ 1/2" a 30 cms. en c/u	3.79 cm^2/mt	12 cms/mt

6°. VIGA PARED TRABAJANDO COMO VIGA CONTINUA.

(a) W = 3.4 x 40 x 100 = 13,600 kg/ml.

Debido a la simetría existente:	Tramo A-B = Tramo C-D = Tramo B-C
	Apoyo A = Apoyo D
	Apoyo B = Apoyo C



DATOS	TRAMO A-B	TRAMO B-C	TRAMO C-D
L	5.00	5.00	5.00
H	3.60	3.60	3.60
a	0.50	0.50	0.50

(b) - (c) - (d) y (e) :

TRAMO A-B:

E = 0.50 / 5.00 = 0.10

H/L = 3.60 / 5.00 = 0.72

Interpolando en las Tablas de Dischinger, obtenemos:

TRAMO A-B :

T = 0.092 x 13,600 x 5.00 = 6,300 kgs.
d = 0.447 x 5.00 = 2.25 mts.
do = - 0.062 x 5.00 = -0.30 mts.

Z = 2.25 - 0.30 = 1.95 < 2.40 mts. (2/3H)

Z = 1.95 mts.

APOYOS A y B :

T' = 0.214 x 13,600 x 5.00 = 14,600 kgs.
d' = 0.330 x 5.00 = 1.65 mts.
d'c = - 0.018 x 5.00 = 0.05 mts.

Z' = 1.65 - 0.05 = 1.60 mts. < 2.40 mts.

Z' = 1.60 mts.

Apoyo A (Extremo):

M = (1/16) 13,600 x 4.5^2 = 17,200 kg-mt.
T' = 17,200 / 1.60 = 10,800 kgs.
As = 10,800 / 1,400 = 7.70 cm^2

Posición: d' = 1.65 mts.

Abarcamiento: 0.2 x 5.00 = 1.00 mts.

TRAMO A-B :

As = 6,300 / 1,400 = 4.50 cm^2

Posición: do = 0.30 mts.

Abarcamiento: 0.1 x 5.00 = 0.50 mts.

---oOo---

El apoyo B, también tendrá valores en el tramo B-C. Por lo tanto, una vez calculado el tramo B-C, tomaremos el promedio de los valores obtenidos en los tramos A-B y B-C.

-oOo-

TRAMO B-C :

E = 0.50 / 5.00 = 0.10
H/L = 3.60 / 5.00 = 0.72

Interpolando en las Tablas de Dischinger, obtenemos:

TRAMO B-C :

T = 0.092 x 13,600 x 5.00 = 6,300 kgs.
d = 0.447 x 5.00 = 2.25 mts.
do = 0.062 x 5.00 = 0.30 mts.

Z = 2.25 - 0.30 = 1.95 mts. < 2.40 mts.

Z = 1.95 mts.

APOYOS B y C :

T' = 0.214 x 13,600 x 5.00 = 14,600 kgs.
d' = 0.330 x 5.00 = 1.65 mts.
d'o = 0.018 x 5.00 = 0.05 mts.

Z' = 1.65 - 0.05 = 1.60 < 2.40 mts.

Z' = 1.60 mts.

APOYO B :

T' = (1/2) (14,600 + 14,600) = 14,600 kgs.
d' = (1/2) (1.65 + 1.65) = 1.65 mts.
d'o = (1/2) (0.05 + 0.05) = 0.05 mts.

Z' = 1.65 - 0.05 = 1.60 < 2.40 mts.
Z' = 1.60 mts.

As = 14,600 / 1,400 = 10.40 cm^2

Posición: d' = 1.65 mts.

Abarcamiento: $0.2 \times \frac{(5.00 + 5.00)}{2}$ = 1.00 mts.

TRAMO B-C :

As = 6,300 / 1,400 = 4.50 cm^2

Posición: do = 0.30 mts.

Abarcamiento: 0.1 x 5.00 = 0.50 mts.

---oOo---

(f) Doblado del Acero Principal: GENERAL: A 60° con la horizontal.

---oOo---

(g) Acero Complementario: As mín = 2 ϕ 5/8" = 3.95 cm^2

(-) M máx. = (1/10) 13,600 x 4.5^2 = 27,500 kg-mt.

(+) M máx. = (1/14) 13,600 x 4.5^2 = 19,600 kg-mt.

---oOo---

(-) $As = \frac{27,500 \times 100}{1,400 \times 0.866 \times (3.6-.03)} = 6.90 \ cm^2$

(+) $As = \frac{19,600 \times 100}{1,400 \times 0.866 \times 330} = 4.90 \ cm^2$

(h) Esfuerzo Cortante: (Alt. útil = 360 - 30 = 330 cms.)

V = 0.575 x 13,600 x 4.5 = 35,000 kgs.

Vc = 4.2 x 30 x 0.866 x 330 = 36,000 kgs. > V

POR LO TANTO, NO SE NECESITAN ESTRIBOS.

(i) Adherencia: NO HAY NECESIDAD DE CHEQUEARLA.

(j) Colocación de la Armadura: VER PLANO No. 50 .

SITUACION	VARILLA	AREA	PERIMETRO
Apoyos A y D	4 Ø 5/8"	7.90 cm.^{2}	20 cms.
Apoyos B y C	1 Ø 5/8" + 3 Ø 3/4"	10.50	23
Tramos A - B B - C; C - D	1 Ø 5/8" + 1 Ø 3/4"	4.83	11
Complem. (-)	1 Ø 3/4" + 1 Ø 7/8"	6.71	13
Complem. (+)	1 Ø 5/8" + 1 Ø 3/4"	4.83	11

7°. ACERO A TRACCION PARA EXCENTRICIDAD ZAPATA.

Id. V.P. Eje D : 1 Ø 3/8"

---oOo---

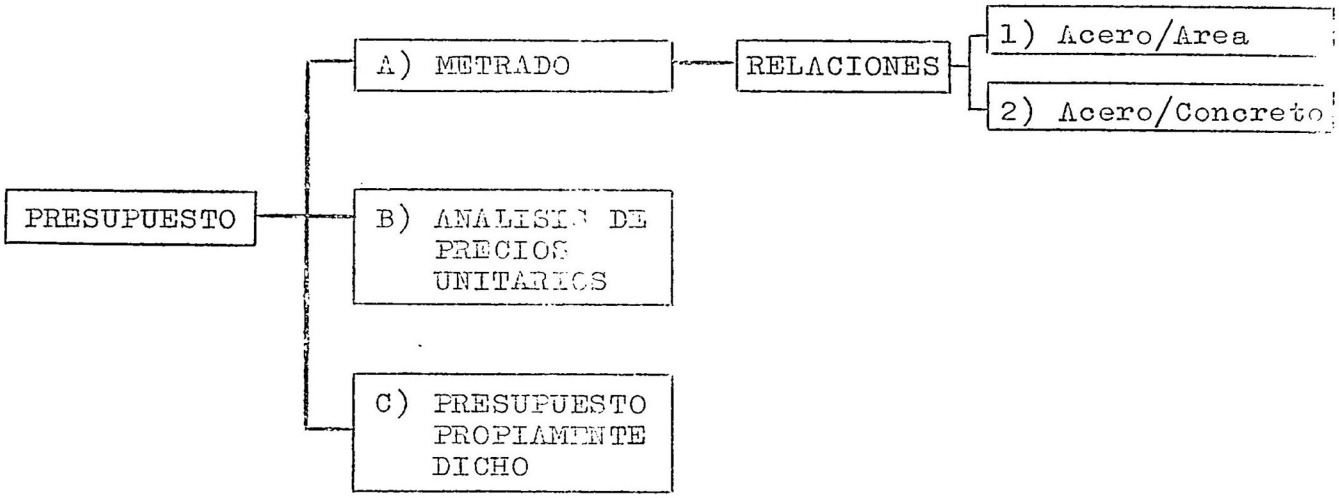
CAPITULO X

PRESUPUESTO

CAPITULO X

PRESUPUESTO

Cuadro Sinóptico



---oOo---

CAPITULO X

PRESUPUESTO

Válido hasta Agosto de 1962

Desarrollo del Cuadro Sinóptico

A. METRADO. Se han calculado los volúmenes de concreto, las áreas de los techos, y el kilaje de acero, en base a los elementos estructurales anteriormente diseñados.

En el cálculo del acero, se han considerado porcentajes de desperdicios, (según DATOS PRACTICOS), que son los siguientes:

Ø 1/4"	=	3 %
3/8"	=	3
1/2"	=	4
5/8"	=	5
3/4"	=	6
7/8"	=	7
1"	=	8

RELACIONES:-

1. Acero / Area.

ALIGERADOS	Acero / Area (kg/m^2)
De 17 cms.	2121 / 342 = 6.20
De 20 cms.	2412 / 342 = 7.00
De 25 cms.	2161 / 318 = 6.80

2. Acero / Concreto.

DESCRIPCION	Acero / Concreto (kg/m^3)
Losas-(10 cm)	79.90 / 1.50 = 53.00
Vigas	6,602 /81.15 = 82.00
Columnas	3,000 /29.20 =103.00
Escaleras	770 /19.00 = 40.50
Ascensor	1,175 /30.40 = 39.00
Zapatas	420 /12.20 = 34.00
Vigas Pared	7,147 /99.20 = 72.00

NOTA: En las escaleras, el ascensor y las V. Pared, se ha considerado la cimentación respectiva.

---oOo---

B. ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS.

- MANO DE OBRA: Se considerará el 33 % del valor de los materiales, que es lo que estima el Seguro Social Obrero. Este valor constituye un dato empírico aproximado, y muy variable por la infinidad de factores que lo determinan.

- LEYES SOCIALES: Se considerará el 61.4 % del valor de la Mano de Obra.
(Ver Pág. 357)

Observación: Al referirse a la Mano de Obra, se entiende por lo siguiente:

- Encofrado (incluyendo madera y clavos).
- Doblado y colocación del fierro.
- Acondicionamiento de los ladrillos (en Aligerados).
- Vaceado del concreto (incluyendo mezcladora y vibrador).

---oOo---

A continuación, veremos el ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS:

PARTIDA		METRADO		COSTO		
Nº	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	PARCIAL	TC
0	CONCRETO (1:2:4)/m^3					
	- Cemento	saco	8 24	28 60	236 00	
	- Arena	m^3	0 45	35 00	15 70	
	- Piedra	m^3	0 90	80 00	72 00	32
1	ALIGERADOS/m^2					
	a) De 17 cms.					
	- Concreto	m^3	0 08	323 70	25 90	
	- Acero	kg	6 20	6 00	37 20	
	- Ladrillo hueco de 20 x 30 x 40	pz	7 00	2 20	15 40	
	- Alambre	kg	0 25	10 00	2 50	
					81 00	
	M. de O. - 33 % mat.				26 70	
	L. S. - 61.4 % M.de O.				16 40	12
	b) De 20 cms.					
	- Concreto	m^3	0 09	323 70	29 15	
	- Acero	kg	7 00	6 00	42 00	
	- Ladrillo hueco de 15 x 30 x 40	pz	7 00	2 50	17 50	
	- Alambre	kg	0 25	10 00	2 50	
					91 15	
	M. de O. - 33 % mat.				30 00	
	L. S. - 61.4 % M. de O.				18 40	139
	c) De 25 cms.					
	- Concreto	m^3	0 10	323 70	32 40	
	- Acero	kg	6 80	6 00	40 80	
	- Ladrillo hueco de 20 x 30 x 40	pz	7 00	3 00	21 00	
	- Alambre	kg	0 25	10 00	2 50	
					96 70	
	M. de O. - 33 % mat.				32 00	
	L. S. - 61.4 % M. de O.				19 60	148
2	LOSAS/m^3					
	- Concreto	m^3	1 00	323 70	323 70	
	- Acero	kg	53 00	6 00	318 00	
	- Alambre	kg	3 00	10 00	30 00	
					671 70	
	M. de O. - 33 % mat.				223 00	
	L. S. - 61.4 % M. de O.				138 00	1,032
3	VIGAS/m^3					
	- Concreto	m^3	1 00	323 70	323 70	
	- Acero	kg	82 00	6 00	492 00	
	- Alambre	kg	3 00	10 00	30 00	
					845 70	
	M. de O. - 33 % mat.				280 00	
	L. S. - 61.4 % M. de O.				172 00	1,297

PARTIDA		METRADO		COSTO		
Nº	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
4	COLUMNAS/m^3					
	- Concreto	m^3	1 00	323 70	323 70	
	- Acero	kg	103 00	6 00	618 00	
	- Alambre	kg	2 00	10 00	20 00	
					961 70	
	M. de O. - 33 % mat.				317 00	
	L. S. - 61.4 % M. de O.				196 00	1,474 70
5	ESCALERAS/m^3					
	(Incluído cimentación)					
	- Concreto	m^3	1 00	323 70	323 70	
	- Acero	kg	40 50	6 00	243 00	
	- Alambre	kg	3 00	10 00	30 00	
					596 70	
	M. de O. - 33 % mat.				196 00	
	L. S. - 61.4 % M. de O.				121 00	913 70
6	ASCENSOR/m^3					
	(Incluído cimentación)					
	- Concreto	m^3	1 00	323 70	323 70	
	- Acero	kg	39 00	6 00	234 00	
	- Alambre	kg	1 00	10 00	10 00	
					567 70	
	M. de O. - 33 % mat.				188 00	
	L. S. - 61.4 % M. de O.				116 00	871 70
7	ZAPATAS/m^3					
	- Concreto	m^3	1 00	323 70	323 70	
	- Acero	kg	34 00	6 00	204 00	
	- Alambre	kg	1 00	10 00	10 00	
					537 70	
	M. de O. - 33 % mat.				178 00	
	L. S. - 61.4 % M. de O.				109 00	824 70
8	VIGAS PARED/m^3					
	(Incluído cimentación)					
	- Concreto	m^3	1 00	323 70	323 70	
	- Acero	kg	72 00	6 00	432 00	
	- Alambre	kg	1 00	10 00	10 00	
					765 70	
	M. de O. - 33 % mat.				253 00	
	L. S. - 61.4 % M. de O.				156 00	1,174 70

C. PRESUPUESTO PROPIAMENTE DICHO.

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO - f'c = 140 kg/cm^2 - 1:2:4

PARTIDA		METRADO		COSTO		
Nº	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	PARCIAL	TOT
1	ALIGERADOS					
	a) De 17 cms.	m^2	342 00	124 10	42,500 00	
	b) De 20 cms.	m^2	684 00	139 55	96,000 00	
	c) De 25 cms.	m^2	318 00	148 30	47,000 00	
					185,500 00	
2	LOSAS	m^3	1 50	1,032 70	1,540 00	
3	VIGAS	m^3	81 15	1,297 70	106,000 00	
4	COLUMNAS	m^3	29 20	1,474 70	43,000 00	
5	ESCALERAS					
	(Incluído cimentación)	m^3	19 00	913 70	17,400 00	
6	ASCENSOR					
	(Incluído cimentación)	m^3	30 40	871 70	26,500 00	
7	ZAPATAS	m^3	12 20	824 70	10,000 00	
8	VIGAS PARED					
	(Incluído cimentación)	m^3	99 20	1,174 70	116,000 00	505,940
	- EQUIPOS, DESGASTE DE HERRAMIENTAS Y ENCOFRADOS;					
	- GASTOS GENERALES;					
	- DIRECCION TECNICA Y ADMINISTRATIVA; y					
	- HONORARIOS PROFESIONALES (10%)					50.594
	T O T A L G E N E R A L:-					556,534

SON: QUINIENTOS CINCUENTISEIS MIL QUINIENTOS TREINTICUATRO SOLES ORO

Luis Sztuden Kremer

Lima, 1º de Setiembre de 1962.

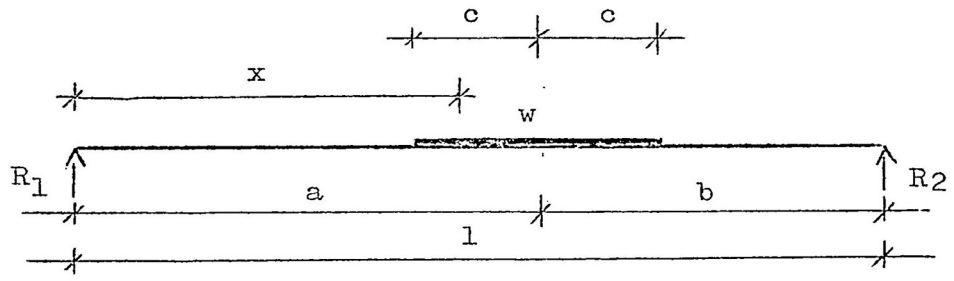
---oOo---

TABLAS Y GRAFICOS

I. DISEÑO DEL CONCRETO ARMADO

MOMENTOS ISOSTATICOS EN LAS VIGAS

PRIMER CASO



Abcisa máxima $= a + \frac{c(b-a)}{l}$

Valor Máximo $= 2\frac{wabc}{l}\left(1 - \frac{c}{l}\right)$

$$R_1 = 2wc\frac{b}{l}$$

$$R_2 = 2wc\frac{a}{l}$$

Momentos isostáticos intermedios:

1er. TRAMO: $\left[0 \leq x \leq (a - c)\right]$

$$M_x = 2wc\frac{b}{l}x$$

2do. TRAMO: $\left[(a - c) \leq x \leq (a + c)\right]$

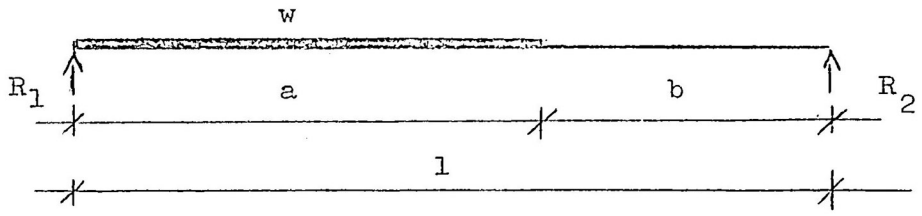
$$M_x = 2wc\frac{b}{l}x - \frac{w}{2}\left[x - (a - c)\right]^2$$

3er. TRAMO: $(a + c) \leq x \leq l$ $\quad (x' = l - x)$

$$M_x = 2wc\frac{a}{l}(l - x) = 2wc\frac{a}{l}x'$$

---oOo---

SEGUNDO CASO



Abcisa máxima $= a \dfrac{l + b}{2l}$

Valor máximo $= \dfrac{wa^2}{8} \times \dfrac{(l + b)^2}{l^2}$

$$R_1 = wa \frac{l + b}{2l}$$

$$R_2 = wa \frac{a}{2l}$$

Momentos isostáticos intermedios:

1er. TRAMO: $(0 \leqslant x \leqslant a)$

$$M_x = wa \frac{l + b}{2l} x - w \frac{x^2}{2} = w \frac{x}{2} \left[a \frac{(l + b)}{l} - x \right]$$

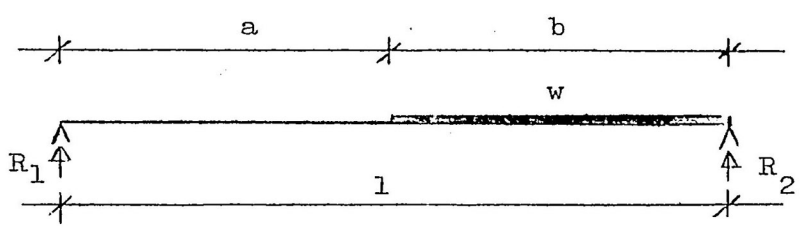
2do. TRAMO: $(a \leqslant x \leqslant l)$

$$M_x = wa \frac{a}{2l} (l - x) = wa \frac{a}{2l} x'$$

siendo: $\boxed{x' = l - x}$

---oOo---

TERCER CASO



$$\text{Abcisa máxima} = b\,\frac{l+a}{2l}$$

$$\text{Valor máximo} = \frac{wb^2}{8} \times \frac{(l+a)^2}{l^2}$$

$$R_1 = wb\,\frac{b}{2l}$$

$$R_2 = wb\,\frac{l+a}{2l}$$

Momentos isostáticos intermedios:

1er. TRAMO: $(0 \leqslant x \leqslant a)$

$$M_x = wb\,\frac{b}{2l}\,x$$

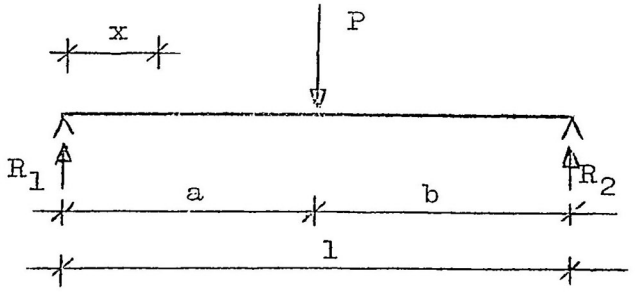
2do. TRAMO: $(a \leqslant x \leqslant l)$ $\qquad (x' = l - x)$

$$M_x = wb\,\frac{l+a}{2l}\,(l-x) - w\,\frac{(l-x)^2}{2} = wb\,\frac{(l+a)}{2l}x' - w\,\frac{x'^2}{2}$$

$$M_x = \frac{wx'}{2}\left[b\,\frac{(l+a)}{l} - x'\right]$$

---oOo---

CUARTO CASO



Abcisa máxima = a

Valor máximo = $\frac{Pab}{l}$

$$R_1 = P\frac{b}{l}$$

$$R_2 = P\frac{a}{l}$$

Momentos isostáticos intermedios:

1er. TRAMO: ($0 \leq x \leq a$)

$$M_x = P\frac{b}{l}x$$

2do. TRAMO: ($a \leq x \leq l$)

$$M_x = P\frac{a}{l}x' \qquad (x' = l - x)$$

---oOo---

Areas y perimetros de varias combinaciones de barras

			0	5		1	2	3	4	5
#4	1	4	1.26 4	7.59 24	6	1.97 7	2.68 10	3.39 13	4.10 16	4.81 19
	2		2.53 8	8.86 28		3.24 11	3.95 14	4.66 17	5.37 20	6.08 23
ϕ1/2"	3	ϕ1/2"	3.79 12	10.12 32	ϕ3/8"	4.50 15	5.21 18	5.92 21	6.63 24	7.34 27
	4		5.06 16	11.39 36		5.77 19	6.48 22	7.19 25	7.90 28	8.61 31
	5		6.33 20	12.66 40		7.04 23	7.75 26	8.46 29	9.17 32	9.88 35
#5	1	5	1.97 5	11.87 30	4	3.28 9	4.49 13	5.75 17	7.01 21	8.27 25
	2		3.95 10	13.83 35		5.21 14	6.47 18	7.73 22	3.99 26	10.25 30
ϕ5/8"	3	ϕ5/8"	5.93 15	15.83 40	ϕ1/2"	7.19 19	8.45 23	9.71 27	10.97 31	12.23 35
	4		7.91 20	17.81 45		9.17 24	10.43 28	11.69 32	12.95 36	14.21 40
	5		9.89 25	19.79 50		11.15 29	12.41 33	13.67 37	14.93 41	16.19 45
#6	1	6	2.85 6	17.10 36	5	4.82 11	6.79 16	8.76 21	10.73 26	12.70 31
	2		5.70 12	19.95 42		7.67 17	9.64 22	11.61 27	13.58 32	15.55 37
ϕ3/4"	3	ϕ3/4"	8.55 18	22.86 48	ϕ5/8"	10.52 23	12.49 28	14.46 33	16.43 38	18.40 43
	4		11.40 24	25.65 54		13.37 29	15.34 34	17.31 39	19.28 44	21.25 49
	5		14.25 30	28.50 60		16.22 35	18.19 40	20.16 45	22.13 50	24.10 55

Las areas As (o A's) se dan en numeros de trazo delgado, en la parte superior en cm^2

Los perimetros Σo, en trazo grueso se dan en la parte inferior en cm.

las columnas con el encabezamiento [0|5] contienen los valores para las barras de un diametro dado en grupos de uno a diez.

las columnas con el encabezamiento [1|2|3|4|5] contienen los valores para dos diámetros de barras de uno a cinco de cada tamaño.

	1	2	3	4	5
3	2.68 8	3.39 11	4.10 14	4.81 17	5.52 20
	4.66 13	5.37 16	6.08 19	6.79 22	7.50 25
ϕ3/8"	6.64 18	7.35 21	8.06 24	8.77 27	9.48 30
	8.62 23	9.33 26	10.04 29	10.75 32	11.46 35
	10.60 28	11.31 31	12.02 34	12.73 37	13.44 40
4	4.11 10	5.37 14	6.63 18	7.89 22	9.15 26
	6.96 16	8.22 20	9.48 24	10.74 28	12.00 32
ϕ1/2"	9.81 22	11.07 26	12.33 30	13.59 34	14.85 38
	12.66 28	13.92 32	15.18 36	16.44 40	17.70 44
	15.51 34	16.77 38	18.03 42	19.29 46	20.55 50

(Continuación)

			0	5		1	2	3	4	5		1	2	3	4	5		1	2	3	4	5
#7	1		3.87 7	23.27 42		6.72 13	9.57 19	12.42 25	15.27 31	18.12 37		5.84 12	7.81 17	9.78 22	11.75 27	13.72 32		5.13 11	6.39 15	7.65 19	8.91 23	10.17 27
	2		7.75 14	27.15 49	#6	10.60 20	13.45 26	16.30 32	19.15 38	22.00 44	#5	9.72 19	11.69 24	13.66 29	15.63 34	17.60 39	#4	9.01 18	10.27 22	11.53 26	12.79 30	14.05 36
#7/8"	3	#7/8"	11.63 21	31.03 56	#3/4"	14.48 27	17.33 33	20.18 39	23.03 45	25.88 51	#5/8"	13.60 26	15.57 31	17.54 36	19.51 41	21.48 46	#1/2"	12.89 25	14.15 29	15.41 33	16.67 37	17.39 41
	4		15.51 28	34.91 63		18.36 34	21.21 40	24.06 46	26.91 52	29.76 58		17.48 33	19.45 38	21.42 43	23.39 48	25.36 53		16.77 32	18.03 36	19.29 40	20.55 44	21.81 48
	5		19.39 35	38.79 70		22.24 41	25.09 47	27.94 53	30.79 59	33.64 65		21.36 40	23.33 45	25.30 50	27.27 55	29.24 60		20.65 39	21.91 43	23.17 47	24.43 51	25.69 53
#8	1		5.07 8	30.42 48	#7	8.94 15	12.81 22	16.68 29	20.55 36	24.42 43	#6	7.92 14	10.77 20	13.62 26	16.47 32	19.32 38	#5	7.04 13	9.01 17	10.99 23	12.95 28	14.92 33
	2		10.14 16	33.49 66		14.01 28	17.88 30	21.75 37	25.62 44	29.49 51		12.99 24	15.84 30	18.69 36	21.54 42	24.39 48		12.11 21	14.05 26	16.05 31	18.02 36	19.99 41
#1"	3	#1"	15.21 24	40.36 68	#7/8"	19.08 31	22.95 39	26.82 46	30.69 53	34.56 59	#3/4"	18.06 30	20.91 36	23.76 43	26.61 49	29.46 56	#5/8"	17.18 29	19.16 34	21.12 39	23.09 44	25.06 49
	4		20.28 32	45.63 72		24.15 39	28.02 46	31.82 53	35.76 60	39.63 67		23.13 38	25.98 44	28.83 50	31.68 56	34.53 62		22.25 37	24.22 42	26.19 47	28.16 52	30.13 57
	5		25.35 40	50.70 80		29.22 47	33.09 54	36.96 61	40.83 68	44.70 75		28.20 45	31.05 52	33.90 58	36.75 66	39.60 70		27.32 45	29.29 50	31.26 55	33.23 60	35.20 65
#9	1	#9	6.47 9	38.82 54	#8	11.54 17	16.61 25	21.68 33	26.75 41	31.82 49	#7	10.34 16	14.21 23	18.08 30	21.95 37	25.82 44	#6	9.32 15	12.17 21	15.02 27	17.87 33	20.72 39
	2		12.94 18	45.29 63		18.07 26	23.08 34	28.15 42	33.22 50	38.29 58		16.81 25	20.68 32	24.55 37	28.42 45	32.29 53		15.79 24	18.64 30	21.49 36	24.34 42	27.19 48
#1 1/8"	3	#1 1/2"	19.41 27	51.76 72	#1"	24.48 35	29.55 43	34.62 51	39.69 59	44.76 67	#7/8"	23.28 36	27.15 41	31.02 48	34.89 55	38.76 62	#3/4"	22.24 34	25.11 39	27.98 45	30.81 51	33.66 57
	4		25.89 36	58.23 81		30.95 42	36.02 50	41.09 60	46.16 68	51.23 76		29.73 43	33.62 50	37.49 57	41.36 62	45.23 71		28.78 42	31.58 48	34.43 54	37.23 60	40.13 56
	5		32.35 45	64.70 90		37.42 53	42.49 61	47.56 69	52.63 77	57.70 85		36.22 52	40.09 59	43.96 63	47.83 70	51.70 77		35.20 51	38.05 57	40.90 63	43.75 69	46.60 75

(continuación)

			0	5		1	2	3	4	5		1	2	3	4	5		1	2	3	4	5
	1		7.94 10	47.64 60		14.41 19	20.88 28	27.35 37	33.82 45	40.29 54		13.01 18	18.08 26	23.15 34	28.22 42	33.29 50		11.81 17	15.68 24	19.55 31	23.42 38	27.29 45
#10	2	# 10	15.88 20	55.58 70	# 9	22.35 29	28.82 38	35.29 47	41.76 56	48.23 64	# 8	20.95 28	26.02 36	31.09 44	36.16 52	41.23 60	# 7	19.75 27	23.62 34	27.49 41	31.36 48	35.23 55
φ1¼"	3	φ1¼"	23.82 30	63.52 80	φ1⅛"	30.29 39	36.76 48	43.23 57	49.70 66	56.17 74	φ 1"	28.89 38	33.96 46	39.03 54	44.10 62	49.17 70	φ7/8"	27.69 37	31.56 44	35.43 51	39.30 58	43.17 65
	4		31.76 40	71.46 90		38.23 49	44.70 58	51.17 67	57.64 76	64.11 84		36.83 48	41.90 56	46.97 64	52.04 72	57.11 80		35.63 47	39.50 54	43.37 61	47.24 68	51.11 75
	5		39.70 50	79.40 100		46.17 59	52.64 68	59.11 77	65.58 86	72.05 94		44.77 58	49.84 66	54.91 74	59.98 82	65.05 90		43.57 57	47.44 64	51.31 71	55.18 78	59.05 85
	1		9.62 11	57.72 66		17.56 21	25.50 31	33.44 41	41.38 51	49.32 61		16.09 20	22.56 29	29.03 38	35.50 47	41.97 56		14.69 19	19.76 27	24.83 35	29.90 43	34.97 51
# 11	2	# 11	19.24 22	67.34 77	# 10	27.18 32	35.12 42	43.06 52	51.00 62	58.94 72	# 9	25.71 31	32.18 40	38.65 49	45.12 58	51.59 67	# 8	24.31 30	29.38 38	34.45 46	39.52 54	44.59 62
φ1⅜"	3	φ1⅜"	28.86 33	76.96 88	φ1¼"	36.80 43	44.74 53	52.68 63	60.62 73	68.56 83	φ1⅛"	35.33 42	41.80 51	48.27 60	54.74 69	61.21 78	φ 1"	33.93 41	39.00 49	44.07 57	49.14 65	54.21 73
	4		38.48 44	86.58 99		46.42 54	54.36 64	62.30 74	70.24 84	78.16 94		44.95 53	51.42 62	57.89 71	64.36 80	70.83 89		43.55 52	48.62 60	53.69 68	58.76 76	63.83 84
	5		48.10 55	96.20 110		56.04 65	63.98 75	71.92 85	79.86 95	87.80 105		54.57 64	61.04 73	67.51 82	73.98 91	80.45 100		53.17 63	58.24 71	63.31 79	68.38 87	73.45 95

TABLA DE CONVERSION

LONGITUD DE DIAMETROS DE VARILLAS A CENTIMETROS

ø	10 ø	12 ø	33 ø	50 ø
3/8"	9.5 cm.	12 cm.	32 cm.	50 cm.
1/2"	12.7	15	42	65
5/8"	15.8	19	52	80
3/4"	19.0	23	63	95
7/8"	22.2	27	73	110
1"	25.4	30	84	125

---oOo---

CALCULO DE MOMENTOS

METODO DE COEFICIENTES APROXIMADOS ACI-56

A. NOTACION

M = Momento de Flexión
W = Carga Repartida Total
l' = Luz Libre

B. GENERALIDADES

1. MOMENTOS NEGATIVOS EN LOS APOYOS EXTREMOS: En este caso se considera lo siguiente:

   a. Si el apoyo extremo es una viga o un muro de ladrillo:

   $$(-)\ M = 1/24\ W\ l'^2$$

   b. Si el apoyo extremo es un muro de concreto, una viga pared, o una columna:

   $$(+)\ M = 1/16\ W\ l'^2$$

2. MOMENTOS NEGATIVOS EN LOS APOYOS INTERIORES CUANDO LAS LUCES LIBRES ADYACENTES A ELLOS, SON DIFERENTES: En este caso, se toma el promedio de las luces libres adyacentes al apoyo considerado.

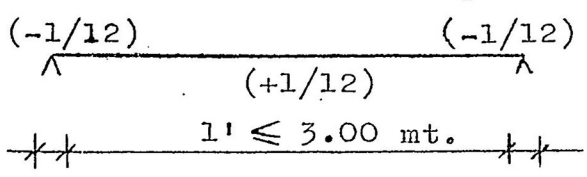
3. MOMENTOS POSITIVOS CUANDO LOS APOYOS SON MUROS DE LADRILLO: En este caso, todos los (+) M cuyos coeficientes sean (1/14) pasar a ser (1/11).

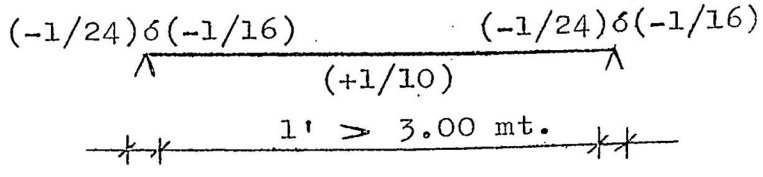
4. MOMENTOS POSITIVOS Y NEGATIVOS CUANDO LAS LUCES LIBRES SON MENORES DE 3 mt.: En este caso a todos los apoyos se considera $(-)M=\frac{1}{12}Wl'^2$ y los (+) M permanecen inalterables.

C. PARTICULARIDADES

1. ELEMENTOS DE UN TRAMO.

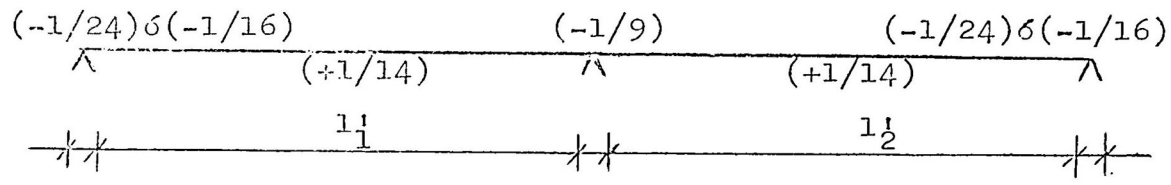
En este caso, el Reglamento Americano no indica ningún valor, pero existen varias consideraciones, tales como las de PEABODY, quien recomienda lo siguiente:



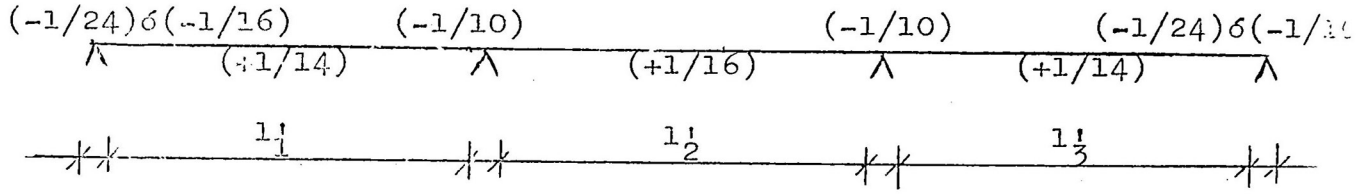


2. ELEMENTOS DE DOS TRAMOS.

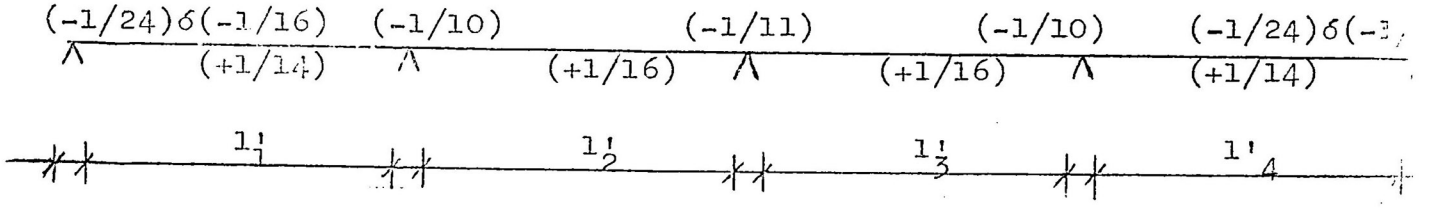
Se considera lo siguiente:



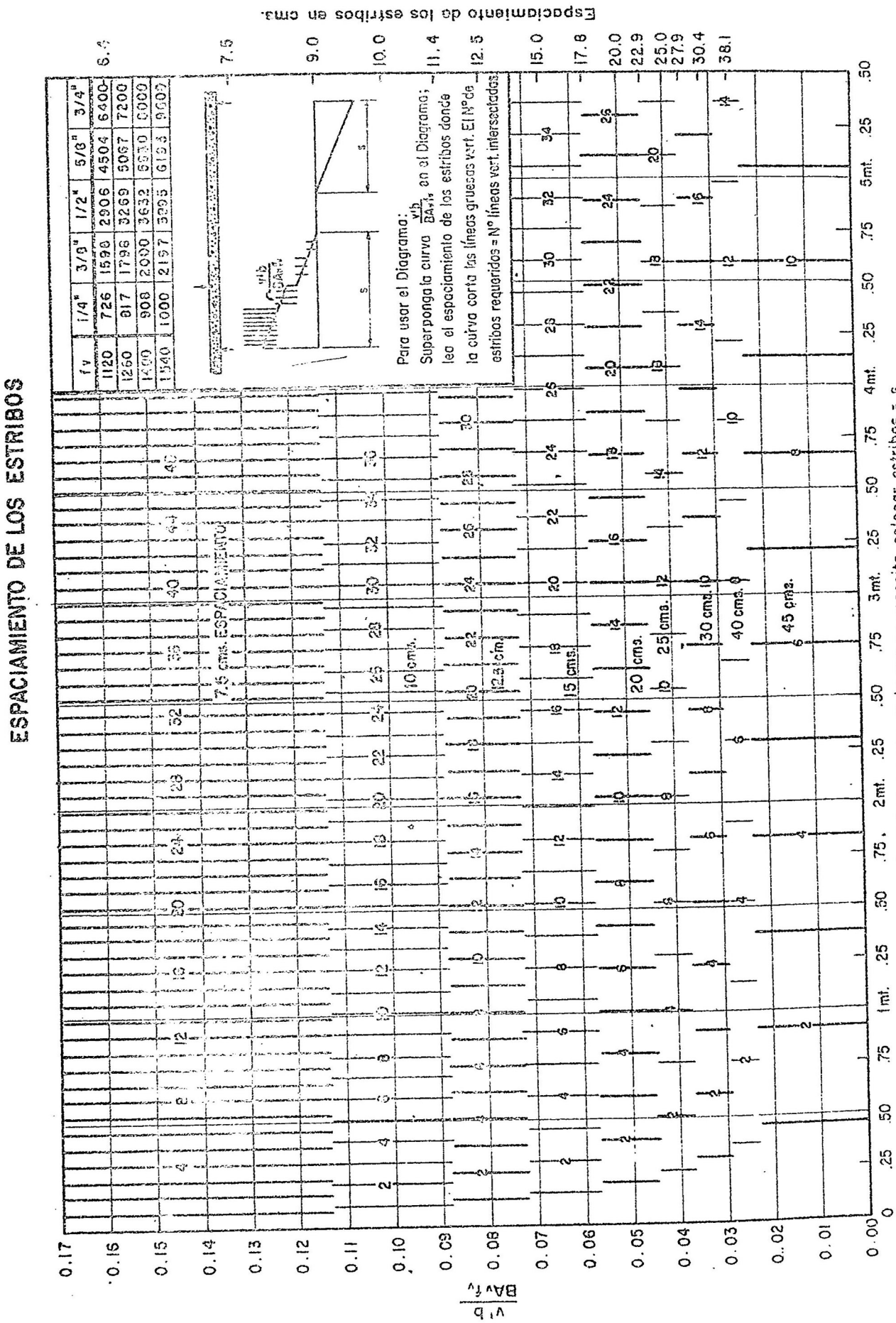
3. ELEMENTOS DE TRES TRAMOS.

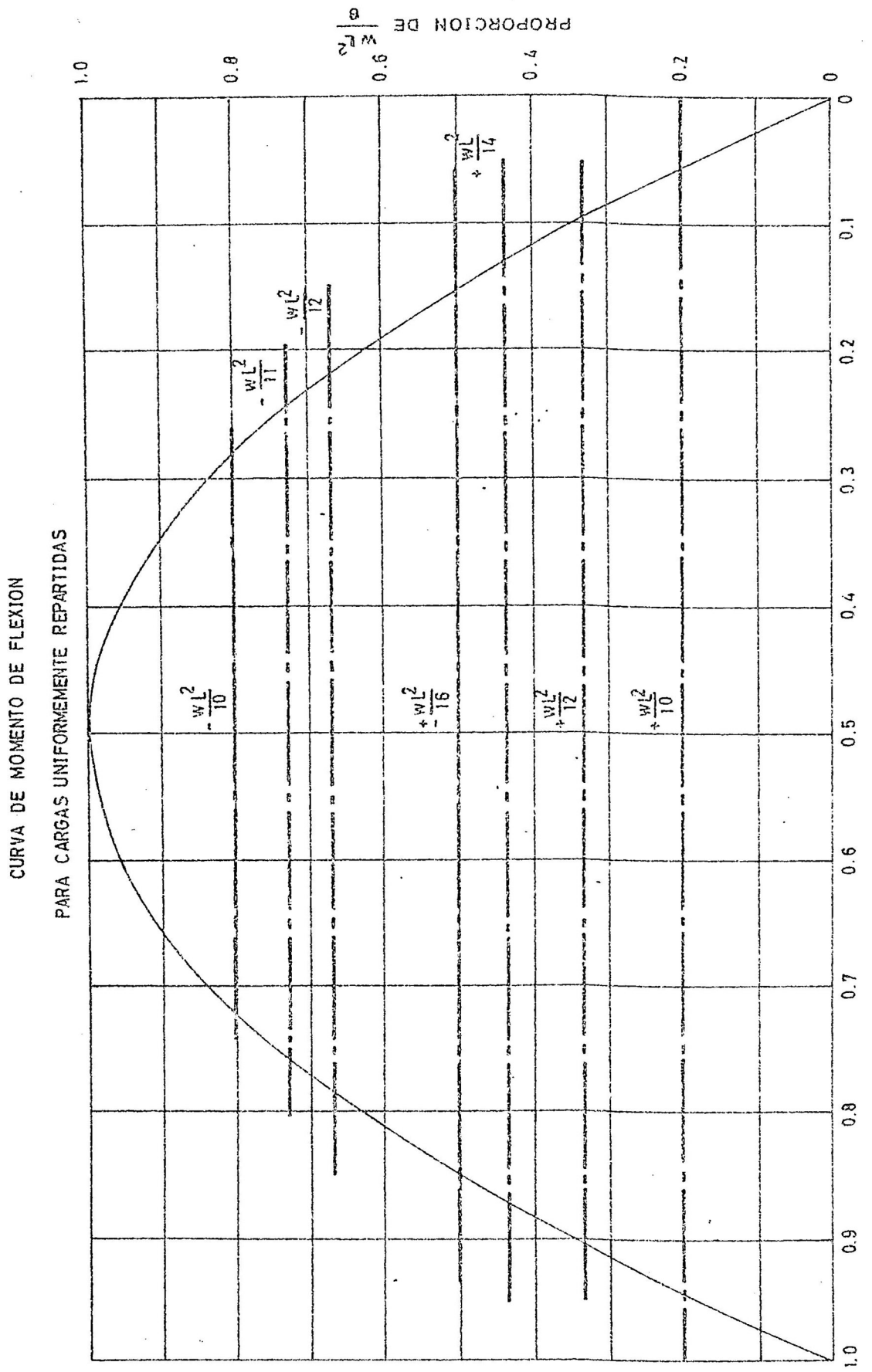


4. ELEMENTOS DE CUATRO O MAS TRAMOS.



---oOo---


ESPACIAMIENTO DE LOS ESTRIBOS
Espaciamiento de los estribos en cms.
Para usar el Diagrama:
Superponga la curva $\frac{V'b}{BA_v f_v}$ en el Diagrama;
lea el espaciamiento de los estribos donde
la curva corta las líneas gruesas vert. El Nº de
estribos requeridos = Nº líneas vert. interceptadas
fv | 1/4" | 3/8" | 1/2" | 5/8" | 3/4"
1120 | 726 | 1590 | 2906 | 4504 | 6400
1260 | 817 | 1798 | 3269 | 5067 | 7200
1400 | 908 | 2000 | 3632 | 6630 | 8000
1540 | 1000 | 2197 | 3295 | 6184 | 9009
7.5 cms. ESPACIAMIENTO
10 cms.
12.5 cms.
15 cms.
20 cms.
25 cms.
30 cms.
40 cms.
45 cms.
$\frac{V'b}{BA_v f_v}$
Longitud en mts. en la que se necesita colocar estribos = s



PARABOLA DE PEABODY

DISTANCIAS DE LA CARA DEL APOYO AL PUNTO DE INFLEXION OBTENIDAS DE LA PARABOLA DE PEABODY

COEFICIENTES APROXIMADOS (ACI - 56)		DISTANCIA
(±)	1/16	0.145 1'
(-)	1/10	0.275 1'
(-)	1/11	0.240 1'
(-)	1/12	0.225 1'
(-)	1/24	0.095 1'
(+)	1/14	0.125 1'
(+)	1/12	0.095 1'
(+)	1/10	0.050 1'

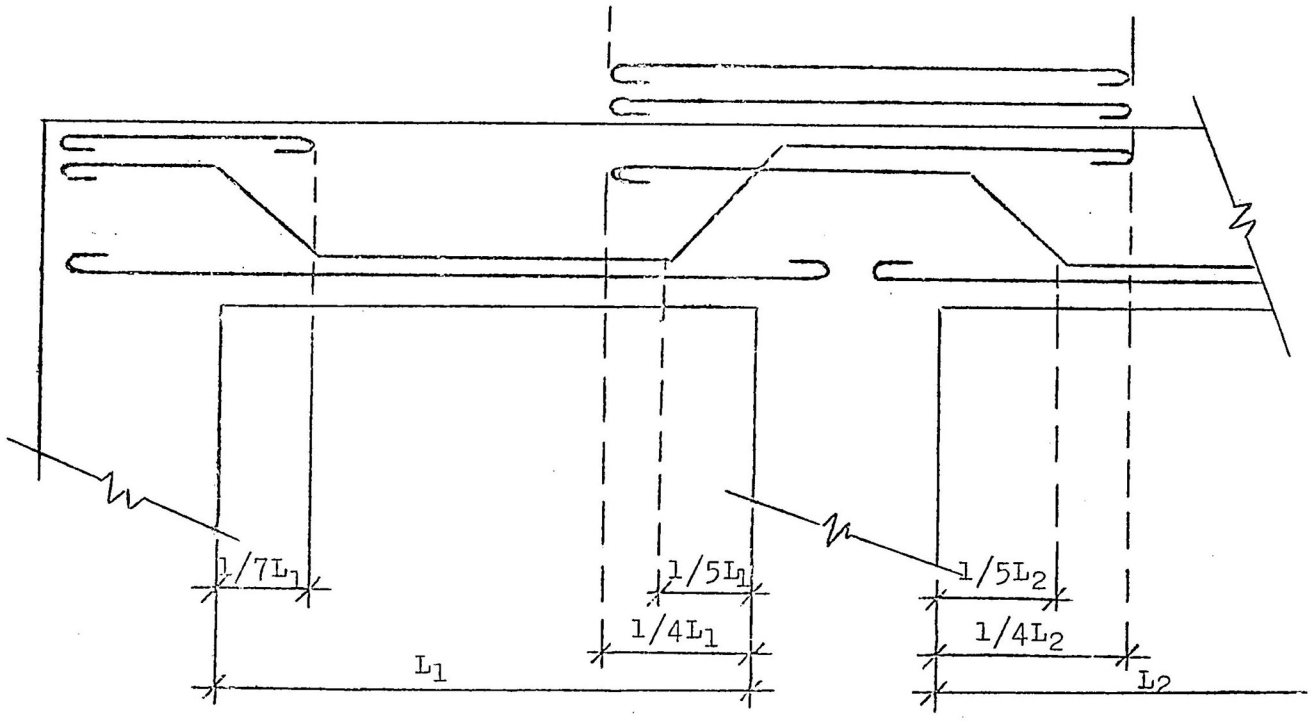
(1' = luz libre)

---oOo---

DOBLADO PRACTICO DE LA ARMADURA

(Método de Coeficientes A.C.I.)

VIGA DE VARIOS TRAMOS



VIGA DE UN TRAMO

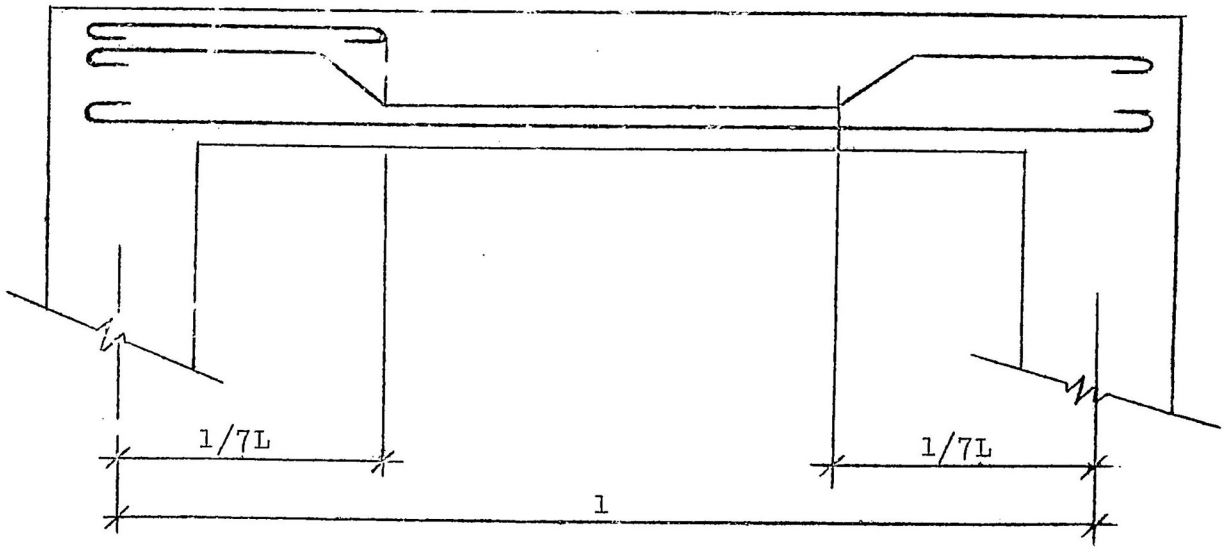


TABLA DE COEFICIENTES DE DISCHINGER PARA EL CALCULO DE VIGAS - PARED

	H = 1/2 L				H = 2/3 L				H = L				H = ∞				
a/L=	1/2	1/5	1/10	1/20	1/2	1/5	1/10	1/20	1/2	1/5	1/10	1/20	1/2	1/5	1/10	1/20	
SECCION A MITAD DEL VANO																	C=T
C	0.093	0.117	0.119	0.120	0.075	0.091	0.093	0.093	0.072	0.086	0.088	0.089	0.071	0.085	0.088	0.088	xpL
d	0.337	0.341	0.345	0.346	0.414	0.440	0.444	0.445	0.435	0.462	0.466	0.467	0.437	0.465	0.468	0.469	x L
d_o	0.057	0.063	0.406	0.064	0.055	0.061	0.062	0.062	0.054	0.060	0.061	0.062	0.054	0.060	0.061	0.061	x L
SECCION EN EJE DE APOYOS																	T'=C'
T'	0.093	0.187	0.229	0.257	0.075	0.175	0.214	0.249	0.072	0.162	0.212	0.248	0.071	0.161	0.211	0.247	xpL
d'	0.337	0.320	0.311	0.300	0.414	0.343	0.328	0.310	0.435	0.370	0.341	0.306	0.437	0.373	0.337	0.306	x L
d'_o	0.057	0.331	0.019	0.011	0.055	0.030	0.018	0.010	0.054	0.030	0.018	0.010	0.054	0.030	0.019	0.012	x L

II. CONSTRUCCION

T A B L A A

PORCENTAJES DE LEYES SOCIALES SOBRE LA MANO DE OBRA

A. FACTORES FIJOS.

- Indemnización	15.00 %	
- Cuota Patronal (Seguro Social Obrero)	6.00	
- Fondo de Jubilación Obrera	2.00	
- Seguro contra accidentes (Responsabilidad Civil)	5.00	
- Fondo Nacional de Salud y Bienestar Social	3.50	31.50 %

B. FACTORES VARIABLES.

- Salario Dominical (1/6)	16.66 %	
- Fondo de Jubilación Obrera sobre el Salario Dominical (2 % de 16.66)	0.33	
- Vacaciones (13/260 días)	5.00	
- Conpensación vacacional sobre bonificación de movilidad según Decreto Supremo del 25-7-59 (5 % de 5 %)	0.25	
- Fondo de Jubilación Obrera sobre Vacaciones (2 % de 5 %)	0.10	
- Cuota Patronal (Seguro Social Obrero) sobre Vacaciones: (6% de (5%+0.25%) = 6% de 5.25%)	0.32	
- Jornales Extraordinarios en los días 1° de Enero, 1° de Mayo, 28 de Julio y 25 de Diciembre (4/260 días)	1.54	
- Fondo de Jubilación Obrera sobre los jornales extraordinarios (2 % de 1.54 %)	0.03	24.23 %

C. FACTORES ADICIONALES.

- Vacaciones (15 días adicionales)	5.00	
- Compensación vacacional sobre bonificación de movilidad	0.25	
- Fondo de Jubilación Obrera sobre Vacaciones	0.10	
- Cuota Patronal (Seguro Social Obrero) sobre Vacaciones	0.32	5.67 %

TOTAL DE PORCENTAJES DE LEYES SOCIALES SOBRE LA MANO DE OBRA ..... 61.40 %

Lima, Agosto de 1962.

---oOo---

CARACTERISTICAS Y AREAS DE VARILLAS REDONDAS DE ACERO

TABLA B

DIAMETRO		Perimetro	Peso	N° DE BARRAS (cm²)											
Pulgadas	cms.	cms.	kg/m.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1/8"	0.318	1	0.425	0.079	0.16	0.24	0.32	0.39	0.47	0.55	0.63	0.71	0.79	0.87	0.96
1/4"	0.635	2	0.248	0.316	0.64	0.96	1.27	1.59	1.91	2.22	2.54	2.86	3.16	3.48	3.80
5/16"	0.792	2.487	0.384	0.492	0.985	1.477	1.97	2.362	2.954	3.447	3.94	4.332	4.924	5.416	5.909
3/8"	0.953	3	0.559	0.71	1.42	2.13	2.84	3.55	4.26	4.97	5.68	6.39	7.12	7.80	8.50
1/2"	1.270	4	0.994	1.26	2.53	3.79	5.06	6.32	7.58	8.83	10.1	11.4	12.6	13.8	15.1
5/8"	1.587	5	1.552	1.98	3.95	5.92	7.90	9.80	11.8	13.8	15.8	17.8	19.8	21.8	23.8
3/4"	1.905	6	2.235	2.85	5.70	8.52	11.4	14.2	17.1	19.9	22.7	25.6	28.5	31.3	34.2
7/8"	2.223	7	3.043	3.86	7.73	11.6	15.5	19.4	23.2	27.1	30.9	34.8	38.6	42.4	46.3
1 "	2.540	8	3.974	5.06	10.1	15.2	20.2	25.3	30.3	35.4	40.4	45.5	50.6	55.6	60.6
1 1/4 "	3.170	10	6.209	7.91	15.8	23.7	31.6	39.5	47.4	55.3	63.3	71.2	79.1	87.0	94.9
1 1/2 "	3.810	12	8.941	11.4	22.8	34.2	45.6	57.0	68.3	79.8	91.2	102.6	114.0	125.2	136.8
1 3/4 "	4.445	14	12.170	15.5	31.0	46.5	62.0	77.5	93.0	108.5	124	139.5	155	170.5	186.0
2 "	5.080	16	15.890	20.2	40.4	60.6	80.8	102.0	121	141	161	181	202	222	242

T A B L A C

CANTIDAD DE LADRILLOS POR m^2 DE PARED

TIPO DE LADRILLO	CANTO	SOGA	CABEZA	AMARRE AMERICANO	
				TIPO 1 1/2	TIPO 2
CORRIENTE 6 x 11.5 x 24 cm	31	53	105	158	210
KING KONG 11 x 16 x 25	22	30	44	74	84
6 HUECOS 12 x 30 x 40	7	--	--	--	--
6 HUECOS 10 x 12 x 25	27	31	60	--	--
4 HUECOS 20 x 20 x 40	11	--	25	--	--
2 HUECOS 12 x 20 x 40	11	--	--	--	--

T A B L A D

CANTIDAD DE MORTERO 1 : 5 POR m^2 DE PARED

TIPO DE LADRILLO	CANTO	SOGA	CABEZA	AMARRE AMERICANO	
				TIPO $1\frac{1}{2}$	TIPO 2
CORRIENTE	0.010 m^3	0.030 m^3	0.070 m^3	0.120 m^3	0.160 m^3
KING KONG	0.020	0.030	0.060	---	0.140
6 HUECOS	0.010	---	---	---	---
6 HUECOS	0.020	0.030	0.070	---	---
4 HUECOS	0.040	---	---	---	---
2 HUECOS	0.030	0.050	---	---	---

CANTIDAD DE MATERIALES PARA 1 m^3 DE CONCRETO

TIPO	DOSAJE VOLUMETRICO	CEMENTO		ARENA	PIEDRA CHANCADA	AGUA	USOS
		BARRILES	SACOS				
A	1 : 1.½ : 2.½	2.88	11.52	0.46 m^3	0.77 m^3	160 lts.	PILOTES
B	1 : 1.½ : 3	2.63	10.52	0.42	0.84	166	OBRAS HIDRAULICAS
C	1 : 2 : 3	2.40	9.60	0.51	0.77	154	FUNDACIONES ESPECIALES VIGAS COLUMNAS LOSAS ESCALERAS
D	1 : 3 : 3	2.06	8.24	0.66	0.66	140	
E	1 : 2 : 4	2.06	8.24	0.45	0.90	142	
F	1 : 2.½ : 4	1.92	7.68	0.51	0.82	133	
G	1 : 2.½ : 5	1.70	6.80	0.45	0.90	134	ESTRUCTURAS
H	1 : 3 : 4.½	1.70	6.80	0.44	0.81	136	CARGAS PEQUEÑAS
I	1 : 3 : 5	1.60	6.51	0.58	0.85	136	CONTRAPISOS
J	1 : 3 : 6	1.44	5.76	0.46	0.92	132	TABIQUES

TABLA E

PROPORCIONES USUALES

MORTERO CEMENTO - ARENA (Sin Desperdicios)			CONCRETO CEMENTO — HORMIGON (Sin Desperdicios)		
PROPORCION	CEMENTO	ARENA	PROPORCION	CEMENTO	HORMIGON
1 : 1	5.45 barriles/m^3	0.80 m^3/m^3	1 : 3	11.0 sacos/m^3	1.15 m^3/m^3
1 : 2	3.65	0.95	1 : 4	8.5	1.20
1 : 3	2.73	1.05	1 : 5	7.0	1.20
1 : 4	2.14	1.10	1 : 6	6.0	1.20
1 : 5	1.70	1.20	1 : 7	5.0	1.20
1 : 6	1.50	1.20	1 : 8	4.5	1.20
1 : 7	1.40	1.20	1 : 9	4.0	1.20
1 : 8	1.10	1.20	1 :10	3.5	1.20
			1 :12	3.0	1.20

TABLA F

PROPORCIONES USUALES

TABLA 6

MORTERO CEMENTO - ARENA (Con 5 % de desperdicios)			CONCRETO CEMENTO — HORMIGON (Con 5 % de desperdicios)		
PROPORCION	CEMENTO	ARENA	PROPORCION	CEMENTO	HORMIGON
1 : 1	23.63 sacos/m^3	0.840 m^3/m^3	1 : 6	6.30 sacos/m^3	1.26 m^3/m^3
1 : 2	15.80	1.000	1 : 7	5.46	1.26
1 : 3	12.08	1.103	1 : 8	4.75	1.26
1 : 4	9.45	1.160	1 : 9	4.20	1.26
1 : 5	7.88	1.260	1 :10	3.70	1.26
1 : 6	6.30	1.260	1 :12	3.15	1.26
1 : 7	5.88	1.260	1 :14	2.60	1.26
1 : 8	4.73	1.260	1 :16	2.10	1.26

BIBLIOGRAFIA

° COPIAS DE CONCRETO ARMADO	Ing. Juan Sarmiento.
° COPIAS DE ESTRUCTURAS	Ing. Biaggio Arbulú.
° BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR REINFORCED CONCRETE	A.C.I. - 318 - 56.
° MANUAL OF STANDARD PRACTICE FOR DETAILING REINFORCED CONCRETE STRUCTURES	A.C.I. - 315 - 57.
° ARTE DE PROYECTAR EN ARQUITECTURA	Ernst Neufert.
° MANUAL DEL ARQUITECTO Y DEL CONSTRUCTOR	Kidder - Parker.
° MANUAL TEORICO-PRACTICO DEL HORMIGON	Beton - Kalender.
° REGLAMENTO VENEZOLANO - NORMAS PARA EL CALCULO DEL CONCRETO ARMADO 1954	República de Venezuela.
° RESISTENCIA DE MATERIALES	S. Timoshenko.
° LA METHODE DE CROSS	P. Charón.
° HORMIGON ARMADO	Fernando Moral.
° CALCULO DE ESTRUCTURAS RETICULARES	Carlos Fernández Casado.
° ESTRUCTURAS DE EDIFICIOS	Carlos Fernández Casado.
° CALCULISTA DE ESTRUCTURAS	Ing. Simón Goldenhorn.
° REINFORCED CONCRETE STRUCTURES	Dean Peabody.
° REINFORCED CONCRETE FUNDAMENTALS	Phil M. Ferguson.
° DESIGN OF CONCRETE STRUCTURES	Urquhart - O'Rourke - y Winter.
° DESIGN OF REINFORCED CONCRETE	Boris W. Boguslavsky.

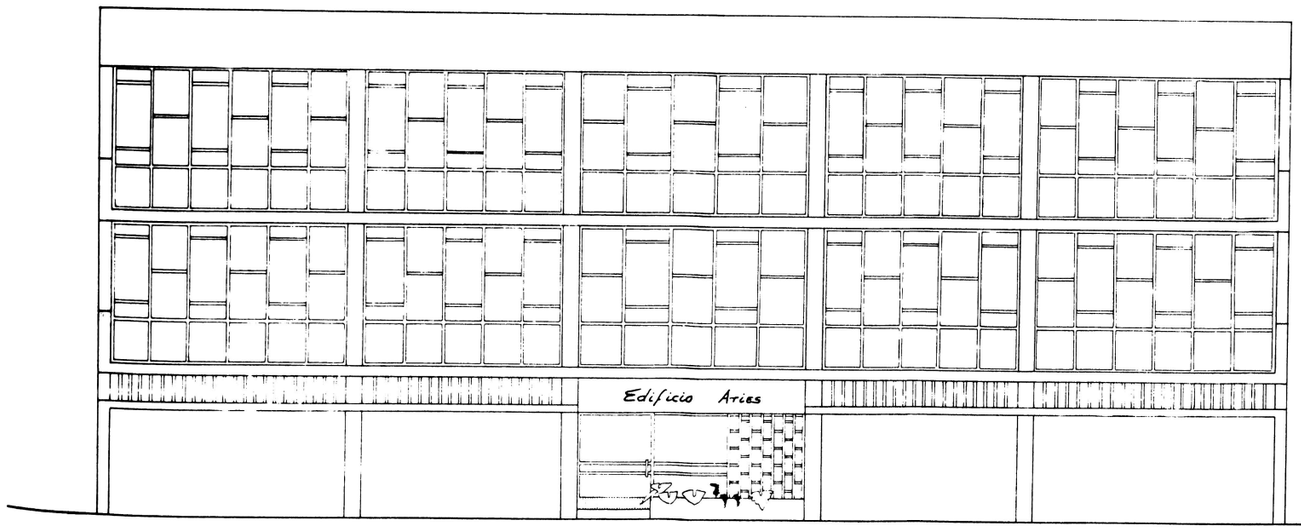
---oOo---

PLANOS

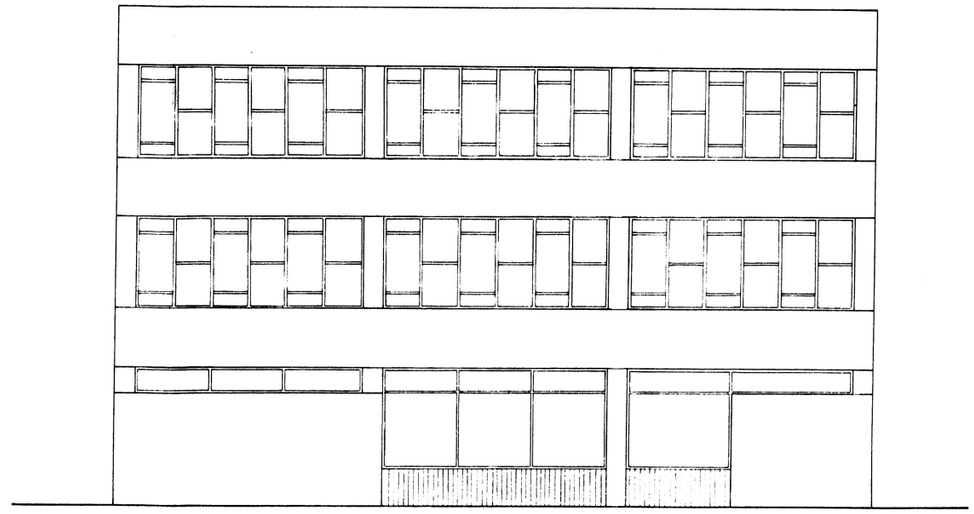
METODOLOGIA DEL CONCRETO ARMADO
Ing. Luis Sztuden Kremer
2da. Edición
Se terminó de imprimir el 4 de Mayo de 1963, en T.G. "Santa Rosa" - Yungay N° 361 - San Miguel - Res. Prefect. N° 347 del 16 de Junio de 1962.- José L.

índice

1 - INDICE GENERAL - PLANOS ARQUITECTONICOS Y ESTRUCTURALES
2 - ELEVACIONES - FRONTAL Y LATERAL
3 - PLANTA - SOTANO
4 - PLANTA - PRIMER PISO
5 - PLANTA - PISOS TIPICOS
6 - CORTES - LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL
7 - ALIGERADOS - DESARROLLO GENERAL - CUADRO SINOPTICO
8 - ALIGERADOS - CALCULO DE MOMENTOS - METODO DE HARDY CROSS
9 - ALIGERADOS - AZOTEA - DIAGRAMAS
10 - ALIGERADOS - PISOS TIPICOS - DIAGRAMAS
11 - ALIGERADOS - PRIMER PISO - DIAGRAMAS
12 - ALIGERADOS - AZOTEA - PLANTA
13 - ALIGERADOS - PISOS TIPICOS - PLANTA
14 - ALIGERADOS - PRIMER PISO - PLANTA
15 - METRADO DE CARGAS - VIGAS SECUNDARIAS Y DE ARRIOSTRE
16 - METRADO DE CARGAS - VIGAS PRINCIPALES
17 - CARGAS EN LAS VIGAS
18 - METRADO DE CARGAS - COLUMNAS
19 - MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO PERFECTO - DIMENSIONES - COEFICIENTES DE DISTRIBUCION
20 - CROSS - GRINTER - ZAYTZEFF - PORTICOS 1 y 6 - MAXIMOS MOMENTOS NEGATIVOS EN LOS EJES B y C
21 - CROSS - GRINTER - ZAYTZEFF - PORTICOS 1 y 6 - MAXIMOS MOMENTOS POSITIVOS EN LOS TRAMOS A-B C-D y B-C
22 - CROSS - GRINTER - ZAYTZEFF - PORTICOS 2 y 5 - MAXIMOS MOMENTOS NEGATIVOS EN LOS EJES B y C
23 - CROSS - GRINTER - ZAYTZEFF - PORTICOS 2 y 5 - MAXIMOS MOMENTOS POSITIVOS EN LOS TRAMOS A-B, C-D y B-C
24 - METODO DE HARDY CROSS - PORTICOS 3' y 3" - MAXIMOS MOMENTOS POSITIVOS EN A-A' y MAXIMOS NEGATIVOS EN A y A' - MAXIMOS MOMENTOS NEGATIVOS EN C
25 - METODO DE HARDY CROSS - PORTICO 3" - MAXIMOS MOMENTOS POSITIVOS EN LOS TRAMOS B-C y C-D
26 - CROSS - GRINTER - ZAYTZEFF - PORTIÇO 4 - MAXIMOS MOMENTOS NEGATIVOS EN LOS EJES B y C
27 - CROSS - GRINTER - ZAYTZEFF - PORTICO 4 - MAXIMOS MOMENTOS POSITIVOS EN LOS TRAMOS A-B, C-D y B-C
28 - DIAGRAMA DE MOMENTOS - PORTICOS 1 y 6
29 - DIAGRAMA DE MOMENTOS - PORTICOS 2 y 5
30 - DIAGRAMA DE MOMENTOS - PORTICOS 3' y 3"
31 - DIAGRAMA DE MOMENTOS - PORTICO 4
32 - DIAGRAMA DE CORTES - PORTICOS 1 y 6
33 - DIAGRAMA DE CORTES - PORTICOS 2 y 5
34 - DIAGRAMA DE CORTES - PORTICOS 3' y 3"
35 - DIAGRAMA DE CORTES - PORTICO 4
36 - DIAGRAMAS DE MOMENTOS Y DE CORTES - VIGAS DE ARRIOSTRE
37 - DIAGRAMAS DE MOMENTOS Y DE CORTES - VIGAS SECUNDARIAS
38 - VIGAS PRINCIPALES - PORTICOS 1 y 6
39 - VIGAS PRINCIPALES - PORTICOS 2 y 5
40 - VIGAS PRINCIPALES - PORTICOS 3' y 3"
41 - VIGAS PRINCIPALES - PORTICO 4
42 - VIGAS DE ARRIOSTRE
43 - VIGAS DE ARRIOSTRE
44 - VIGAS SECUNDARIAS
45 - COLUMNAS - MOMENTOS Y CARGAS
46 - COLUMNAS - CASO I - DESARROLLO GENERAL
47 - COLUMNAS - CASO II - DESARROLLO GENERAL
48 - ESCALERAS - ASCENSOR
49 - CIMENTACION - PLANTA
50 - ZAPATAS Y VIGAS PARED



ELEVACION FRONTAL



ELEVACION LATERAL

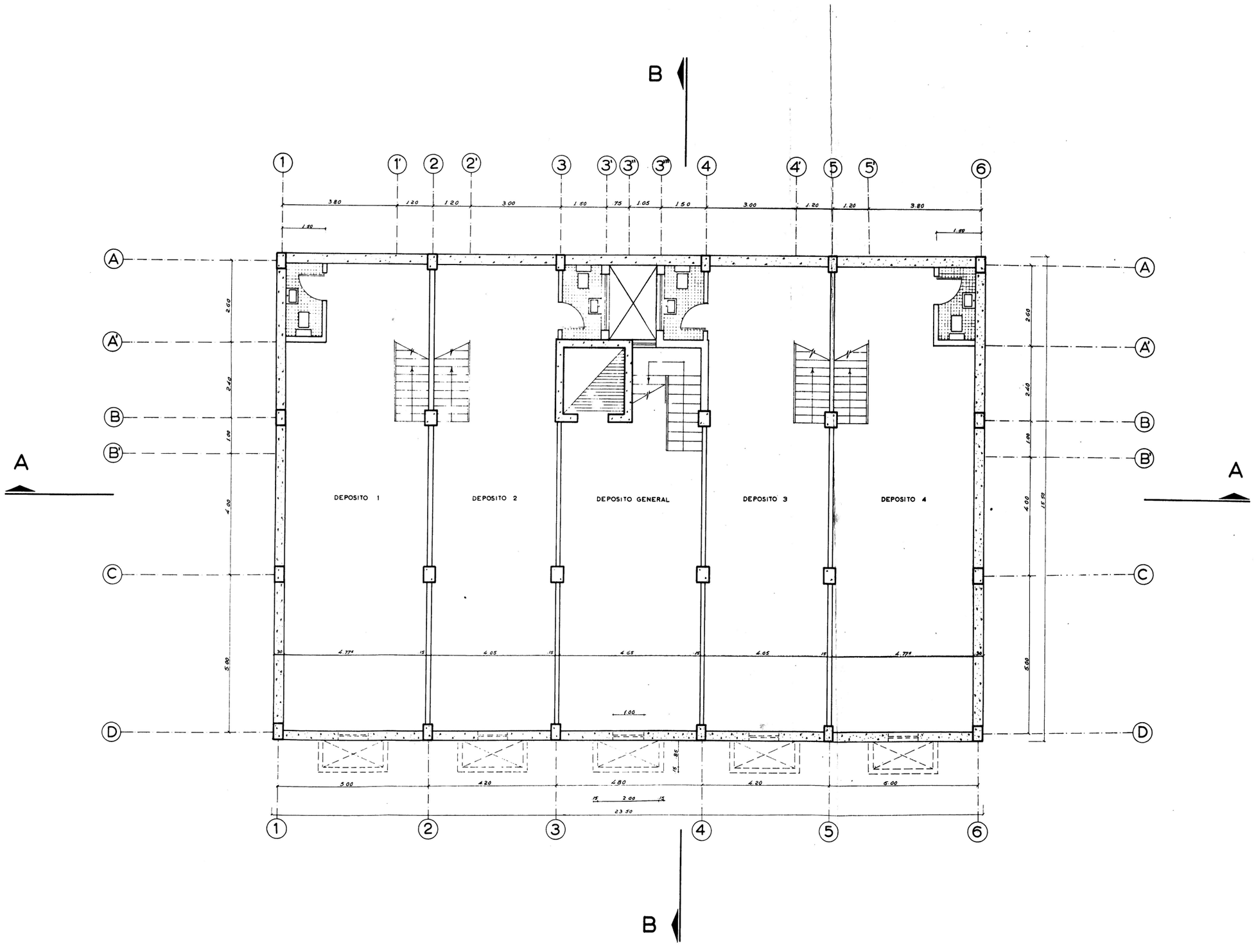
METODOLOGIA DEL CONCRETO ARMADO

CALCULO DE UN EDIFICIO

LUIS SZTUDEN KREMER

INGENIERO

ELEVACIONES – FRONTAL Y LATERAL



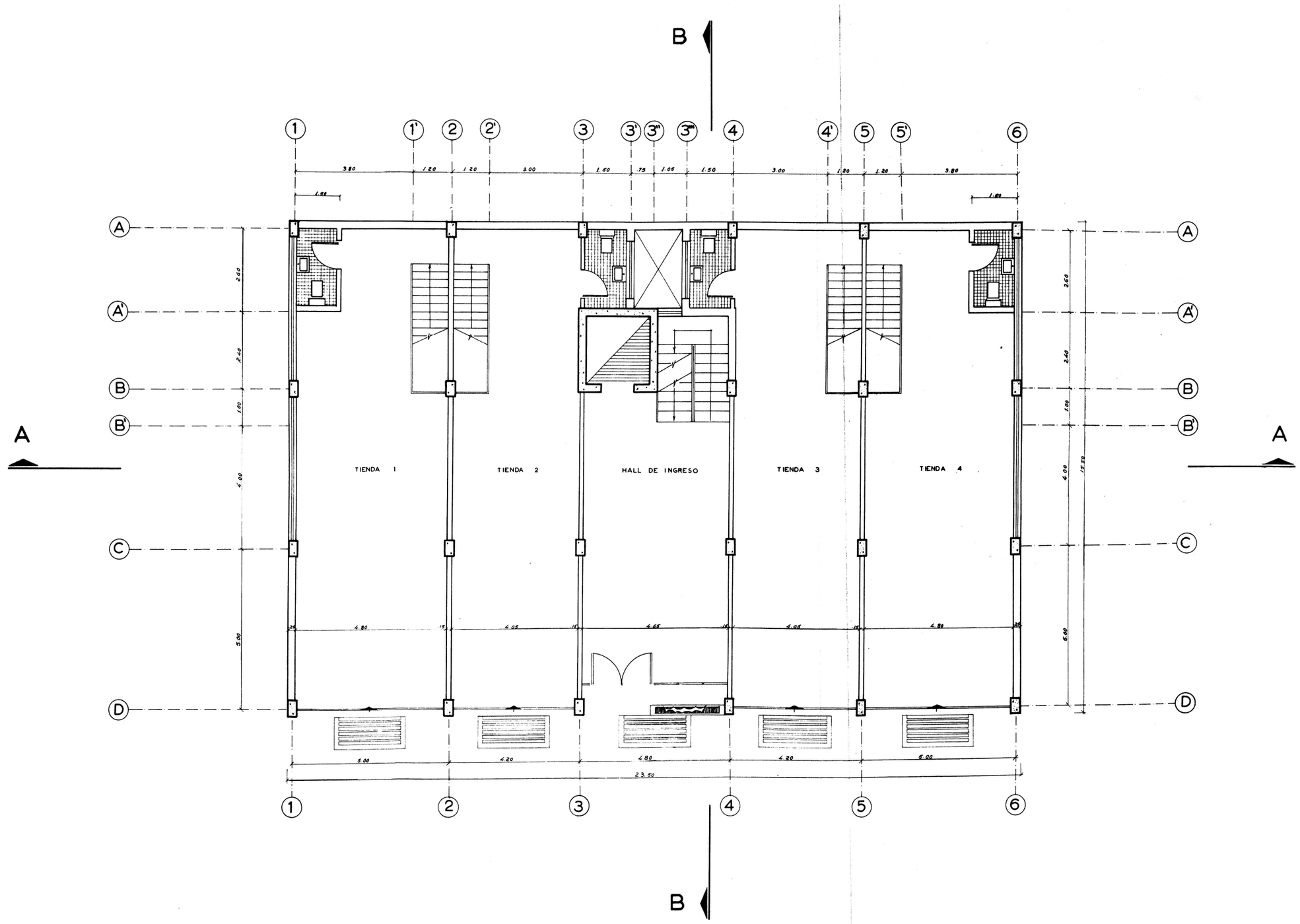
METODOLOGIA DEL CONCRETO ARMADO

CALCULO DE UN EDIFICIO

LUIS SZTUDEN KREMER

INGENIERO

PLANTA – SOTANO



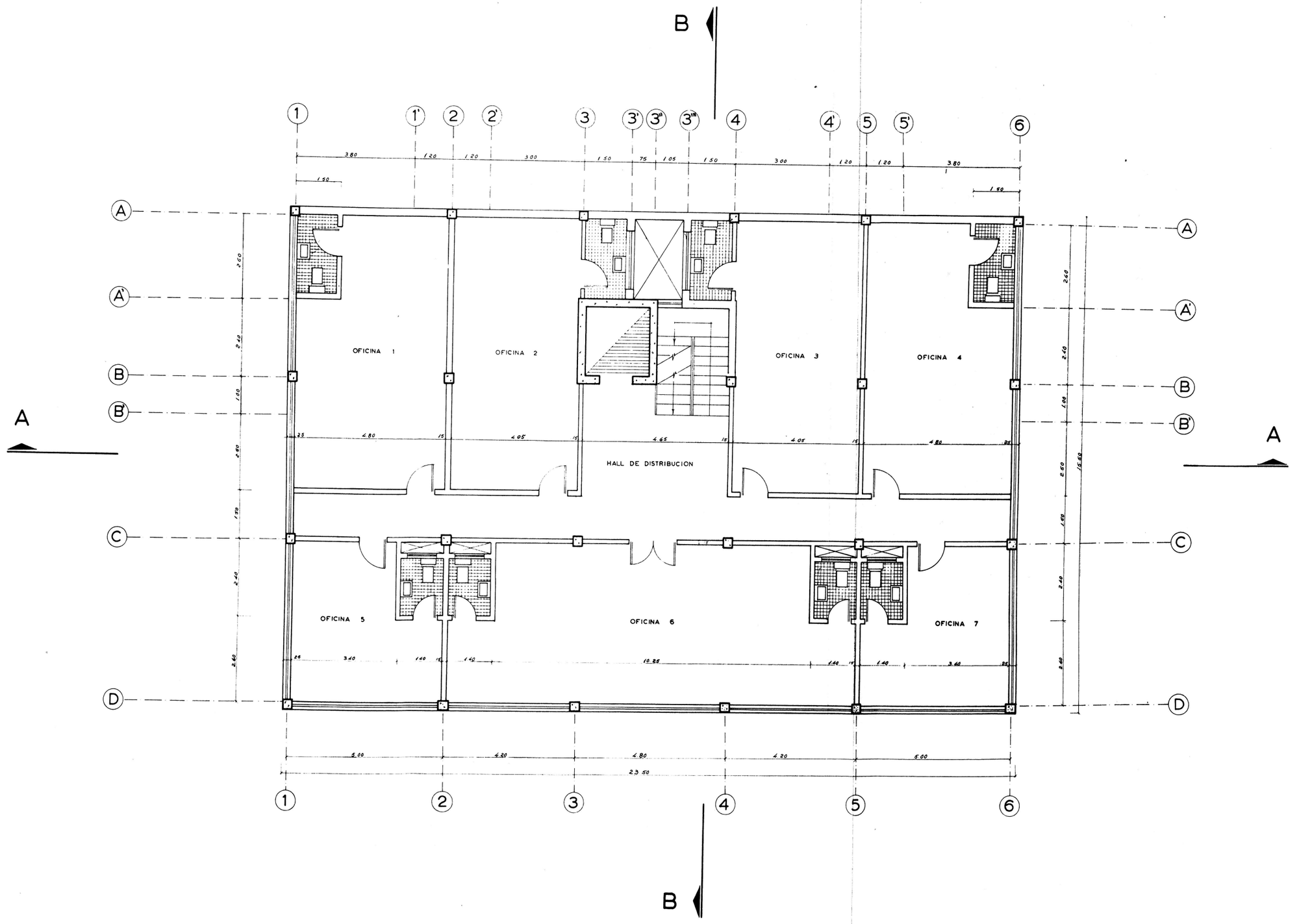
METODOLOGIA DEL CONCRETO ARMADO

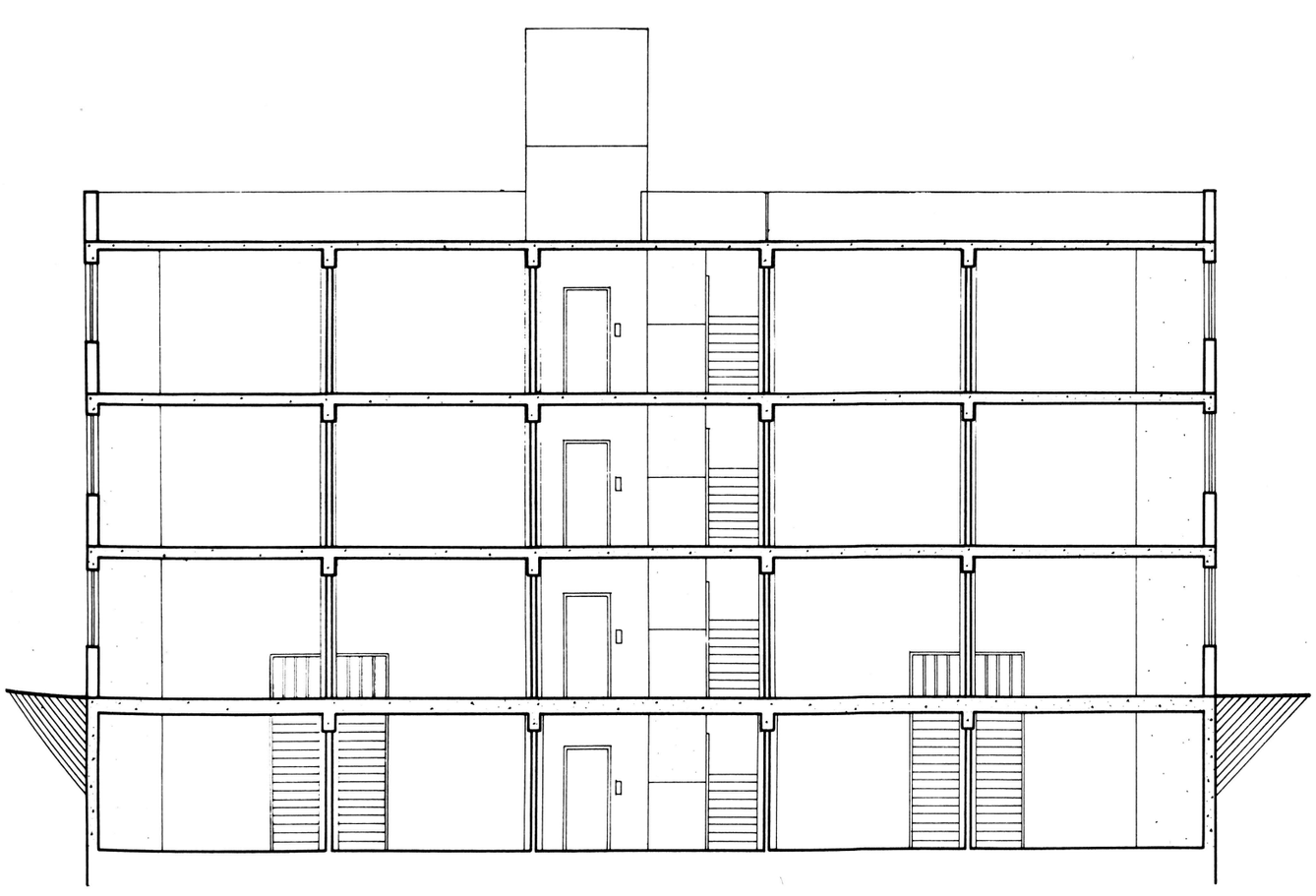
CALCULO DE UN EDIFICIO

LUIS SZTUDEN KREMER

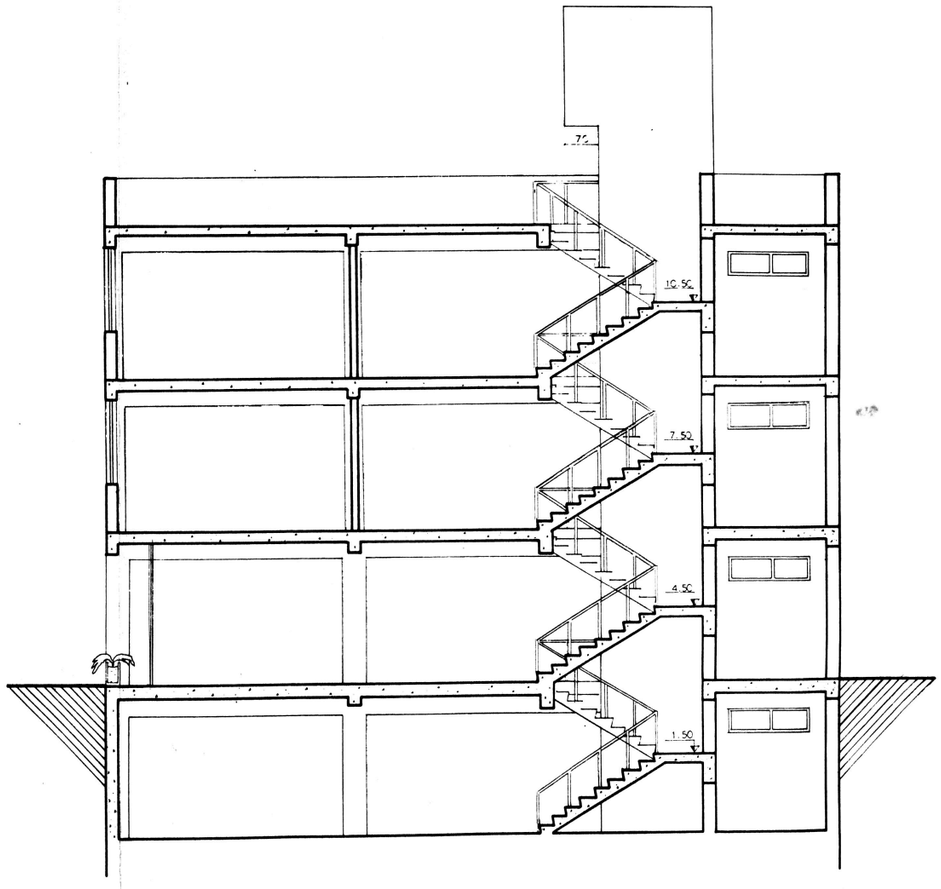
INGENIERO

PLANTA – PRIMER PISO


B
A
A
OFICINA 1
OFICINA 2
OFICINA 3
OFICINA 4
HALL DE DISTRIBUCION
OFICINA 5
OFICINA 6
OFICINA 7
B



CORTE A-A



CORTE B-B

6

METODOLOGIA DEL CONCRETO ARMADO

CALCULO DE UN EDIFICIO

LUIS SZTUDEN KREMER

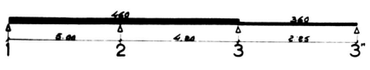
INGENIERO

CORTES — LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL

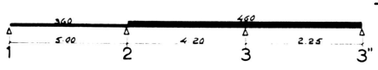
aligerados

- 1- DEFINICION
- 2- ESPECIFICACIONES
- 3- VENTAJAS
  - a- RESPECTO A LAS LOSAS NERVADAS
  - b- RESPECTO A LAS LOSAS ARMADAS
- 4- DESVENTAJAS
  - a- RESPECTO A LAS LOSAS ARMADAS
- 5- USOS
  - a- CONVENIENTES
  - b- INCONVENIENTES
  - > Conclusión
- 6- NOMENCLATURA
- 7- DISEÑO
  - A- ALTURA TOTAL APROXIMADA
  - B- ALTURA TOTAL Y UTIL ADOPTADA
  - C- CHEQUEO DE LA ALTURA UTIL ADOPTADA AL ESFUERZO CORTANTE
  - D- ALTURA TOTAL Y UTIL DEFINITIVA - DIMENSIONES DE LOS LADRILLOS
  - E- CHEQUEO DEL ESPESOR DE LA LOSA A LA FLEXION
  - F- MOMENTOS FLECTORES — Métodos
    - a- COEFICIENTES APROXIMADOS A.C.I.-56
    - b- HARDY CROSS
  - G- ESFUERZOS CORTANTES — Métodos
    - a- COEFICIENTES APROXIMADOS A.C.I.-56
    - b- HARDY CROSS
  - H- AREAS DE ACERO
    - a- MINIMO
    - b- NEGATIVO
    - c- POSITIVO
    - d- TEMPERATURA
  - I- ENSANCHES — Tipos
    - a- DEBIDO A MOMENTOS FLECTORES
    - b- DEBIDO A ESFUERZOS CORTANTES
  - J- ADHERENCIA
    - a- ACERO NEGATIVO
    - b- ACERO POSITIVO
  - K- INFLUENCIA DE LAS TABIQUERIAS
    - a- TABIQUES PERPENDICULARES A LAS VIGUETAS
    - b- TABIQUES PARALELOS A LAS VIGUETAS — "Teoría de Saliger"
  - L- COLOCACION DE LA ARMADURA
    - a- SISTEMAS EMPLEADOS
      - -BARRAS RECTAS
      - -BARRAS RECTAS Y DOBLADAS
    - b- TIPO DE ANCLAJE
      - -ESPECIAL
    - c- DOBLADO
      - -COEFICIENTES APROXIMADOS ACI-56
      - -HARDY CROSS
        - -Acero Negativo
        - -Acero Positivo
  - M- SOLUCION GENERAL
    - a- AZOTEA
    - b- PISOS TIPICOS
    - c- PRIMER PISO
- 8- RECOMENDACIONES PARA LA EJECUCION EN OBRA

4 D



1	456	544	350	650	1
+ 958	- 958	+ 678	-678	+ 152	- 152
- 479	- 239				
+ 117	+ 238	+ 284	+ 142		
- 117	- 59	+ 67	- 134	+ 250	+ 125
- 2	- 4	- 4	- 2	- 25	- 49
+ 2		+ 6	+ 10	+ 17	+ 8
- 1	- 2	- 3	- 1	- 4	- 8
+ 1			+ 2	+ 3	+ 1
					- 1
-479 + 479	- 1027	+ 1027	- 393	+ 393	- 76 +76



1	456	544	350	650	1
+ 750	- 750	+ 678	- 678	+ 194	- 194
- 375	- 187				
+ 59	+ 118	+ 141	+ 70		
- 59	- 30	+ 72	+ 144	+ 270	+ 135
+ 10	+ 5	- 5	- 11	- 19	- 38
- 10	- 5	- 5	- 2	- 6	- 10
+ 2			+ 2	+ 5	
-375 + 375	- 868	+ 868	- 465	+ 465	- 97 +97

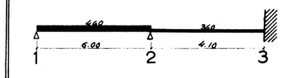


1	456	544	350	650	1
- 958	- 958	+ 530	- 530	+ 194	- 194
- 239					
+ 300	+ 367		+ 183		
- 75	+ 27	+ 96	+ 66	+ 93	- 50
+ 22	+ 26	+ 34	+ 13	+ 24	+ 47
- 5	- 6	- 8	- 13	- 24	- 12
+ 5	+ 6	+ 8	+ 3	+ 6	+ 12
			- 3	- 6	- 3
					+ 3
-479 + 479	- 950	+ 950	- 293	+ 293	- 97 +97

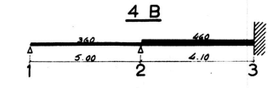


1	456	544	350	650	1
+ 750	- 750	+ 678	- 678	+ 152	- 152
- 375	- 187				
+ 59	+ 118	+ 141	+ 70		
- 59	- 30	+ 80	+ 160	+ 296	+ 148
+ 11	- 23	- 27	- 13	- 36	- 72
- 11	+ 6	+ 8	+ 17	+ 32	+ 16
+ 3	+ 1	+ 2	+ 4	+ 8	+ 16
	- 1	- 2	- 1	- 2	+ 4
			+ 1	+ 2	
-375 + 375	- 873	+ 873	- 422	+ 422	- 76 +76

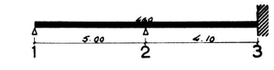
4 B



1	450	550	0
+ 958	- 958	+ 505	- 505
- 479	- 239		
+ 156	+ 312	+ 380	+ 190
- 156	- 78		
+ 17	+ 35	+ 43	+ 22
- 17	- 8		
+ 1	+ 3	+ 5	+ 2
- 1			
-479 + 479	- 933	+ 933	- 291

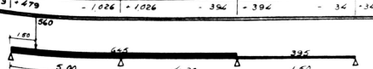


1	450	550	0
+ 750	- 750	+ 645	- 645
- 375	- 187		
+ 66	+ 132	+ 160	+ 80
- 66	- 33		
+ 7	+ 15	+ 18	+ 9
- 7	+ 1	+ 2	
-375 + 375	- 825	+ 825	- 556

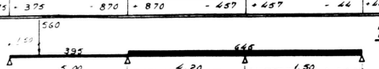


1	450	550	0
+ 958	- 958	+ 645	- 645
- 479	- 239		
+ 125	+ 250	+ 302	+ 151
- 125	- 62		
+ 14	+ 28	+ 34	+ 17
- 14	- 7		
+ 1	+ 3	+ 4	+ 2
- 1			
-479 + 479	- 985	+ 986	- 475

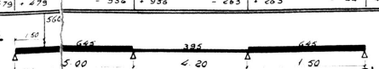
2 D



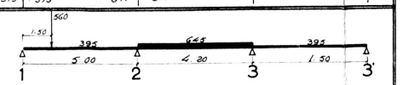
1	456	544	350	650	1
+ 1345	- 1345	+ 950	- 950	+ 168	- 168
- 672	- 336				
+ 167	+ 335	+ 396	+ 198		
- 167	- 83	+ 102	+ 205	+ 379	+ 193
+ 5	- 9	- 10	- 5	- 53	- 124
- 5	+ 2	+ 10	+ 20	+ 38	+ 19
+ 2	- 5	- 7	- 3	- 10	- 19
	+ 1	+ 2	+ 4	+ 9	+ 5
	- 1	- 1			- 5
-672 + 672	- 1442	+ 1442	- 531	+ 531	- 84 +84



1	456	544	350	650	1
+ 825	- 825	+ 950	- 950	+ 274	- 274
- 412	- 206				
+ 19	+ 37	+ 44	+ 22		
- 19	- 10	+ 48	+ 230	+ 424	+ 212
+ 24	- 24	- 28	- 29	- 37	- 75
- 24	+ 12	+ 11	+ 23	+ 43	+ 21
+ 5	- 5	- 11	- 12	- 10	- 21
- 5	+ 2	+ 2	+ 5	+ 11	+ 5
	- 2	- 2			- 5
-412 + 412	- 1051	+ 1051	- 705	+ 705	- 137 +137

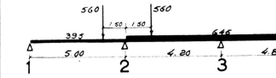


1	456	544	350	650	1
- 1345	+ 580	- 580	+ 274	- 274	+ 137
- 336					
+ 300	+ 601	+ 300			
- 185	+ 1	+ 2	+ 4	+ 2	
+ 56	+ 68	+ 34	+ 67	+ 135	
- 14	- 17	- 35	- 66	- 33	
+ 14	+ 17	+ 8	+ 16	+ 33	
- 3	- 4	+ 2	+ 4	+ 8	
+ 3	+ 4	- 2	- 4		
-672 + 672	- 1250	+ 1250	- 279	+ 279	- 137 +137



1	456	544	350	650	1
+ 825	- 825	+ 950	- 950	+ 168	- 168
- 412	- 206				
+ 19	+ 37	+ 44	+ 22		
- 19	- 10	+ 132	+ 265	+ 495	- 247
- 27	+ 55	- 67	- 83	- 81	+ 163
+ 27	+ 13	+ 20	+ 40	+ 74	- 37
- 7	- 15	- 18	- 9	- 19	+ 37
+ 7	+ 3	+ 5	+ 10	+ 18	- 9
- 2	- 4	- 4	- 2	- 5	+ 9
+ 2			+ 2	+ 5	- 9
-412 + 412	- 1062	+ 1062	- 655	+ 655	- 84 +84

2 B



1	450	550	0
+ 1345	- 1345	+ 555	- 555
- 672	- 336		
+ 855	+ 510	+ 616	+ 308
- 855	- 127		
+ 29	+ 58	+ 69	+ 35
- 29	- 15		
+ 3	+ 7	+ 8	+ 4
- 3			
-672 + 672	- 1248	+ 1248	- 208

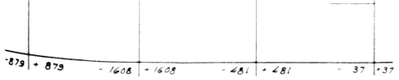


1	450	550	0
+ 825	- 825	+ 905	- 905
- 412	- 206		
+ 68	+ 57	+ 69	+ 35
- 28	- 14		
+ 3	+ 6	+ 8	+ 4
- 3			
-412 + 412	- 982	+ 982	- 866

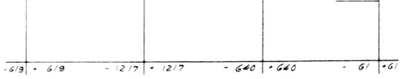


1	450	550	0
+ 1345	- 1345	+ 905	- 905
- 672	- 336		
+ 175	+ 350	- 426	+ 213
- 175	- 87		
+ 20	+ 39	- 48	+ 24
- 20	- 10		
+ 2	+ 4	- 6	+ 3
- 2			
-672 + 672	- 1385	+ 1386	- 665

1 F



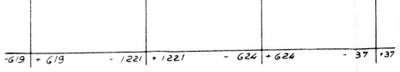
1	456	544	350	650	1
+ 2010	- 2010	+ 1415	- 1416	+ 196	- 196
- 1005	- 502				
+ 250	+ 500	- 597	+ 298		
- 250	- 125	+ 160	- 320	- 601	+ 300
+ 8	+ 16	- 19	+ 15	+ 101	- 202
- 8	+ 4	+ 20	+ 35	- 72	+ 36
+ 5	- 11	- 13	- 6	+ 8	- 36
- 5	+ 2	+ 4	+ 8	- 6	+ 8
+ 1	- 3	- 3	- 1	+ 2	- 8
+ 1			+ 2	- 3	
-1005 + 1005	- 2161	+ 2161	- 765	+ 765	- 98 +98



1	456	544	350	650	1
- 1345	+ 972	- 415	- 1415	+ 406	- 406
- 672	- 242				
+ 167	- 93	+ 10	- 55		
- 167	+ 23	- 185	+ 370	+ 694	- 347
+ 5	- 23	+ 22	+ 37	+ 83	+ 42
- 5	+ 6	- 3	- 56	- 72	+ 144
+ 2	+ 6	+ 8	+ 12	+ 21	- 42
- 2	- 1	- 2	- 3	- 5	+ 10
	+ 1	+ 2	+ 3	+ 5	- 10
					+ 2
-485 + 485	- 1374	+ 1374	- 1111	+ 1111	- 203 +203

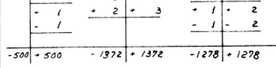


1	456	544	350	650	1
- 2010	- 2010	+ 680	- 680	+ 406	- 406
- 1005	- 502				
+ 420	+ 840	- 992	+ 496		
- 420	- 210	+ 39	- 78	- 144	+ 72
+ 57	+ 114	- 135	+ 67	+ 137	- 275
- 57	- 28	+ 36	- 72	- 132	+ 66
+ 15	+ 29	- 35	+ 18	+ 33	- 66
- 15	- 7	+ 9	- 18	- 33	+ 16
+ 3	+ 7	- 9	+ 4	+ 8	- 16
	- 1	+ 2	- 4	- 8	+ 4
	+ 1	- 2			- 4
-1005 + 1005	- 1767	+ 1767	- 267	+ 267	- 203 +203

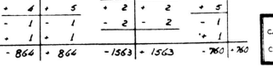


1	456	544	350	650	1
+ 970	- 970	+ 1415	- 1416	+ 196	- 196
- 485	- 242				
+ 46	+ 93	- 110	+ 55		
- 46	- 23	+ 222	- 445	+ 829	- 415
+ 56	+ 112	- 133	+ 66	- 158	+ 317
- 56	+ 28	- 39	+ 78	- 146	+ 73
+ 15	+ 31	- 36	+ 18	- 36	+ 73
- 15	+ 7	- 10	+ 19	- 35	+ 18
+ 4	- 8	+ 9	- 5	+ 9	- 18
- 4	+ 2	- 2	+ 5	- 9	+ 5
	- 2	+ 2			- 5
-485 + 485	- 1398	+ 1398	- 1012	+ 1012	- 98 +98

1 B



1	333	667	1
+ 724	- 724	+ 88	- 88
- 362	- 181		
+ 136	+ 272	+ 545	+ 272
- 136	- 68	+ 122	+ 61
+ 30	+ 60	- 122	- 61
- 30	- 15	+ 30	+ 61
+ 8	+ 15	+ 30	+ 15
- 8	- 4	+ 8	+ 15
+ 2	+ 4	+ 8	+ 4
- 2		- 2	- 4
	+ 1	+ 1	
-362 + 362	- 640	+ 640	- 44 +44



1	333	667	1
+ 348	- 348	+ 182	- 182
- 174	- 87		
+ 42	+ 84	+ 169	+ 84
- 42	+ 21	- 3	- 7
+ 4	- 8	- 16	+ 8
- 4	+ 2	+ 4	- 8
+ 1	- 2	- 4	+ 2
- 1			
-174 + 174	- 338	+ 338	- 91 +91



1	333	667	1
+ 724	- 724	+ 182	- 182
- 362	- 181		
+ 121	+ 242	+ 481	+ 240
- 121	- 60	- 75	- 149
+ 22	+ 45	+ 90	+ 45
- 22	- 11	- 22	- 45
+ 6	+ 11	+ 22	+ 11
- 6	- 3	- 5	- 11
+ 1	+ 3	+ 5	+ 2
- 1			- 2
-362 + 362	- 678	+ 678	- 91 +91

4 A

1	456	544	264	736	1
+ 958	- 958	+ 678	- 678	+ 68	- 68
- 479	- 239				
+ 117	+ 235	+ 284	+ 142		
- 117	- 59	+ 62	+ 124	+ 344	+ 72
- 2	- 1	- 2	- 1	- 69	- 38
+ 2		+ 9	+ 18	+ 52	+ 86
	- 4	+ 5	- 3	- 13	- 86
	+ 1	- 2	+ 4	+ 12	+ 86
	- 1	- 2	- 1	- 3	- 86
			+ 1	+ 3	
-479 + 479	- 1026	+ 1026	- 394	+ 394	- 34 +34

1	456	544	264	736	1
+ 750	- 750	+ 678	- 678	+ 88	- 88
- 375	- 187				
+ 59	+ 118	+ 141	+ 70		
- 59	- 30	+ 69	+ 138	+ 382	+ 191
+ 9	+ 4	+ 11	+ 22	+ 61	+ 30
- 9	- 7	- 8	- 4	- 15	- 30
+ 3	+ 1	+ 2	+ 5	+ 14	+ 7
	- 1	- 2	- 1	- 3	- 7
			+ 1	+ 3	+ 1
					- 1
-375 + 375	- 870	+ 870	- 457	+ 457	- 44 +44

1	456	544	264	736	1
- 958	- 958	+ 530	- 530	+ 88	- 88
- 239					
+ 300	+ 367		+ 183		
- 75	+ 36	+ 96	+ 68	+ 191	+ 95
+ 19	+ 22	+ 34	+ 11	+ 25	- 51
- 4	+ 2	+ 8	+ 4	+ 10	+ 5
+ 1	+ 1			+ 2	- 5
				+ 1	
-479 + 479	- 936	+ 936	- 263	+ 263	- 44 +44

1	456	544	264	736	1
+ 750	- 750	+ 678	- 678	+ 68	- 68
- 375	- 187				
+ 59	+ 118	+ 141	+ 70		
- 59	- 30	+ 71	+ 142	+ 398	+ 199
+ 9	- 19	- 22	- 11	- 82	- 165
- 9	+ 4	+ 12	+ 25	+ 68	+ 34
+ 3	- 7	- 9	- 4	- 17	- 34
	+ 1	+ 2	+ 5	+ 16	+ 8
	- 1	- 2	- 1	- 4	- 8
			+ 1	+ 4	+ 2
					- 2
-375 + 375	- 871	+ 871	- 451	+ 451	- 34 +34

2 A

1	456	544	264	736	1
+ 1758	- 1581	+ 950	- 950	+ 74	- 74
- 879	- 440				
+ 230	+ 460	- 551	+ 276		
- 230	- 115	+ 78	+ 158	+ 443	+ 221
+ 8	+ 16	- 20	+ 10	- 92	- 184
- 8	- 4	+ 11	+ 22	+ 60	+ 30
+ 1	+ 3	- 4	- 2	- 15	- 30
- 1	- 1	+ 2	+ 5	+ 12	+ 6
+ 1			- 1	- 3	- 6
				+ 2	+ 1
					- 1
-879 + 879	- 1608	+ 1608	- 481	+ 481	- 37 +37

1	456	544	264	736	1
+ 1238	- 1001	+ 950	- 950	+ 122	- 122
- 619	- 310				
+ 82	+ 164	+ 197	+ 98		
- 82	- 41	+ 97	+ 194	+ 536	+ 268
+ 13	- 26	- 30	- 19	- 103	- 207
- 13	+ 7	+ 15	+ 37	+ 87	+ 44
+ 5	- 10	- 12	- 6	- 22	- 44
- 5	+ 2	+ 3	+ 7	+ 21	+ 10
+ 1	- 2	- 3	- 1	- 6	- 10
			+ 2	+ 6	+ 2
					- 2
-619 + 619	- 1217	+ 1217	- 640	+ 640	- 61 +61

1	456	544	264	736	1
- 1521	+ 580	- 580	+ 122	- 122	+ 61
- 439					
+ 630	+ 750				
- 157	+ 11	+ 98	+ 375		
+ 66	+ 80	+ 40	+ 22	+ 61	+ 30
- 16	- 7	- 8	- 15	- 40	- 80
+ 10	+ 13	+ 6	+ 10	+ 20	+ 20
- 2	- 2	- 1	- 4	- 12	- 6
+ 2	+ 2	+ 1	+ 3	+ 6	+ 6
		- 1	- 3		- 1
					+ 1
-879 + 879	- 1427	+ 1427	- 156	+ 156	- 61 +61

1	456	544	264	736	1
+ 1238	- 1001	+ 950	- 950	+ 74	- 74
- 619	- 310				
+ 82	+ 164	+ 197	+ 98		
- 82	- 41	+ 102	+ 205	+ 573	+ 286
+ 12	- 28	- 33	- 17	- 125	- 249
+ 12	+ 7	+ 19	+ 38	+ 104	+ 52
- 6	- 12	- 14	- 7	- 26	- 52
+ 6	+ 3	+ 5	+ 9	+ 24	+ 12
- 1	- 3	- 5	- 2	- 6	- 12
+ 1			+ 2	+ 6	+ 3
					- 3
-619 + 619	- 1221	+ 1221	- 624	+ 624	- 37 +37

2 F

1	456	544	535	465	465	535	544	456	1
+ 1521	- 1758	+ 1298	- 1144	+ 760	- 760	+ 1144	- 1298	+ 1238	- 1001
- 760	- 380								
+ 192	+ 385	+ 485	+ 227						
- 192	- 96	+ 42	+ 84	+ 73	- 96				
+ 12	+ 24	+ 29	+ 15	- 98	- 196	- 224	- 112		
- 12	- 6	+ 22	+ 46	+ 38	+ 19	+ 47	+ 94	+ 78	+ 39
+ 3	+ 7	+ 9	- 5	- 15	- 31	- 35	- 17	+ 231	+ 462
- 3	+ 1	+ 5	+ 10	+ 18	+ 5	- 57	- 115	- 99	- 50
+ 1	- 3	- 3	- 1	+ 12	+ 24	+ 28	+ 14	+ 25	+ 50
		- 3	- 6	- 5	- 2	- 10	- 21	- 18	- 9
	+ 1	+ 2	+ 1	+ 2	+ 5	+ 7	+ 3	+ 5	+ 9
			- 1	- 2	- 1	- 1	- 3	- 5	- 2
					+ 1	+ 1			+ 2
-760 + 760	- 1838	+ 1838	- 775	+ 775	- 900	+ 900	- 1455	+ 1455	- 880 +880

1	456	544	695	305
+ 1521	- 1758	+ 928	- 774	+ 1240
- 760	- 380			
+ 275	+ 550	+ 660	+ 330	
- 275	- 137	+ 277	- 554	+ 242
+ 94	+ 188	+ 226	+ 113	
- 94	- 47	+ 40	- 79	+ 34
+ 20	+ 40	+ 47	+ 24	
- 20	- 10	- 9	- 17	+ 7
+ 5	+ 9	+ 10	+ 5	
- 5	- 2	- 2	- 4	+ 1
	+ 2	+ 2		
-760 + 760	- 1545	+ 1546	- 956	+ 956

1	456	544	535	465	465	535	544	456	1
- 1001	- 1238	+ 1298	- 1144	+ 1240	- 1240	+ 774	- 928	+ 1758	- 1521
- 500	- 250								
+ 43	+ 86	+ 104	+ 52						
- 43	- 22	- 40	- 79	- 69	- 35				
+ 14	+ 28	+ 34	+ 17	+ 117	+ 235	+ 266	+ 133		
- 14	- 7	- 36	- 72	- 62	- 31	- 260	- 520	- 443	- 221
+ 10	+ 20	+ 23	+ 11	+ 68	+ 136	+ 155	+ 78	+ 491	+ 982
- 10	- 5	- 21	- 62	- 37	- 19	- 155	- 310	- 259	- 129
+ 6	+ 12	+ 14	+ 7	+ 40	+ 81	+ 93	+ 44	+ 65	+ 129
- 6	- 3	- 12	- 25	- 22	- 11	- 30	- 61	- 50	- 25
+ 4	+ 7	+ 8	+ 4	+ 10	+ 19	+ 22	+ 11	+ 12	+ 25
- 4	- 2	- 3	- 7	- 7	- 3	- 6	- 12	- 11	- 5
+ 1	+ 2	+ 3	+ 1	+ 2	+ 4	+ 5	+ 2	+ 2	+ 5
- 1			- 1	- 2	- 1	- 1	- 2	- 2	- 1
					+ 1	+ 1			+ 1
-500 + 500	- 1372	+ 1372	- 1278	+ 1278	- 864	+ 864	- 1563	+ 1563	- 760 +760

1	456	544	695	305
- 1001	- 1238	+ 1298	- 1144	+ 760
- 500	- 250			
+ 44	+ 87	+ 103	+ 51	
- 44	- 22	+ 116	+ 232	+ 101
+ 22	- 43	- 51	- 25	
- 22	+ 11	+ 8	+ 17	+ 8
+ 5	- 5	- 10	- 5	
- 5	+ 2	+ 2	+ 4	+ 1
	- 2	- 2		
-500 + 500	- 1464	+ 1464	- 870	+ 870

CARGAS CONCENTRADAS EN KGS.
CARGAS REPARTIDAS EN KGS/ML.

8

METODOLOGIA DEL CONCRETO ARMADO

CALCULO DE UN EDIFICIO

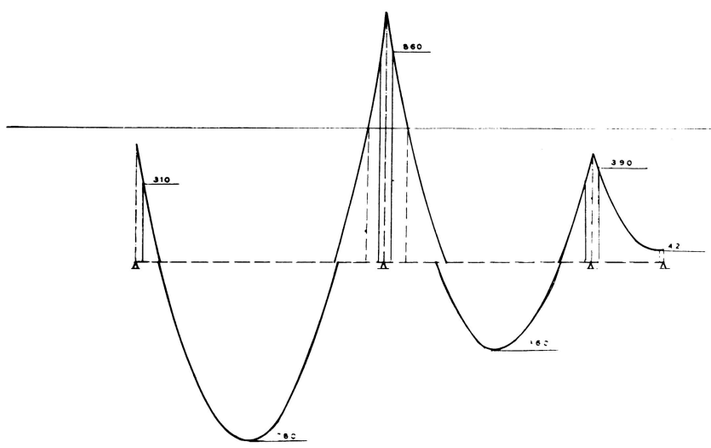
LUIS SZTUDEN KREMER

INGENIERO

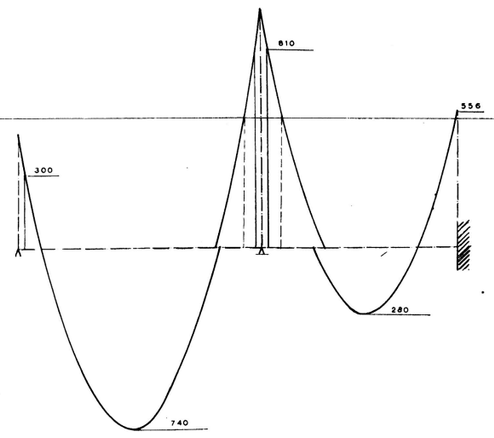
ALIGERADOS — CALCULO DE MOMENTOS

METODO DE HARDY CROSS

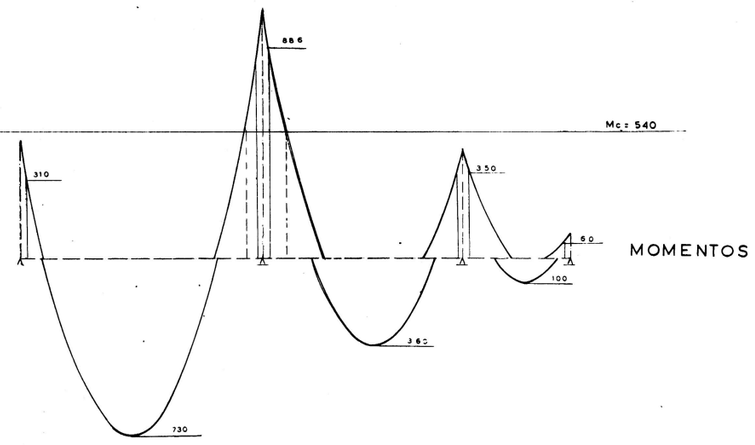
4 A



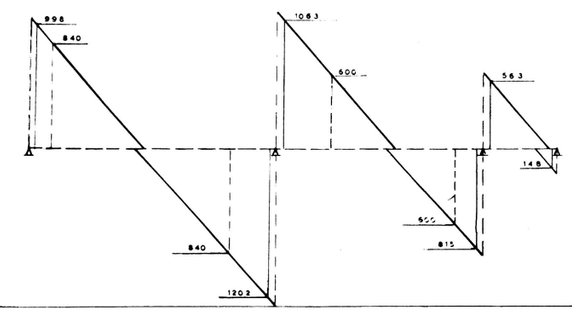
4 B

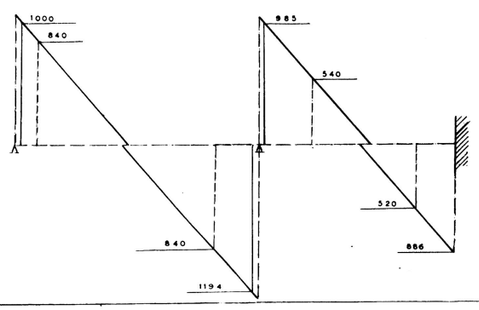


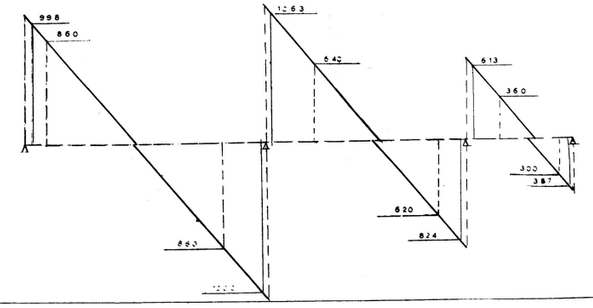
4 D



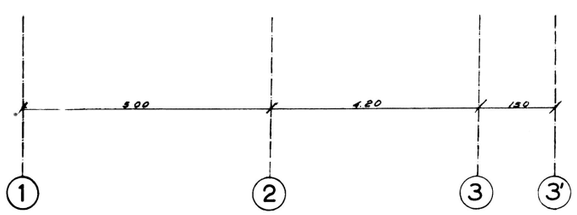
MOMENTOS

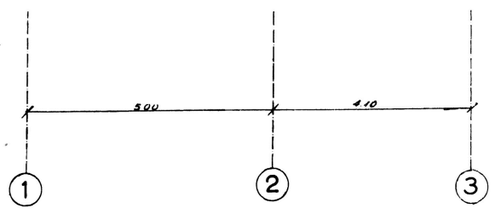


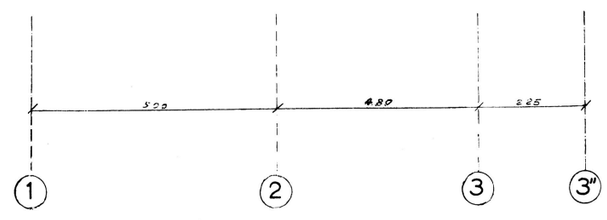




CORTES







METODOLOGIA DEL CONCRETO ARMADO

CALCULO DE UN EDIFICIO

LUIS SZTUDEN KREMER

INGENIERO

ALIGERADOS DE LA AZOTEA - DIAGRAMAS

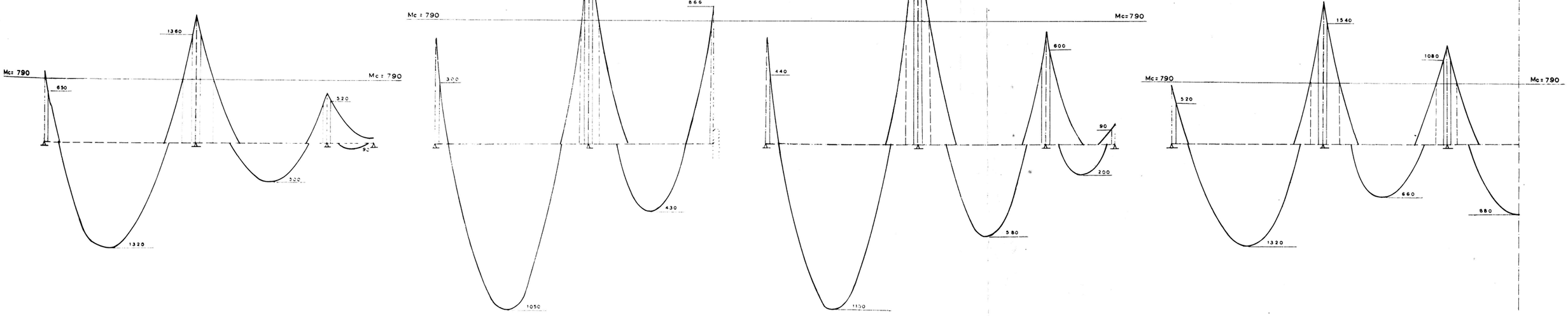
3A
2A

3B
2B

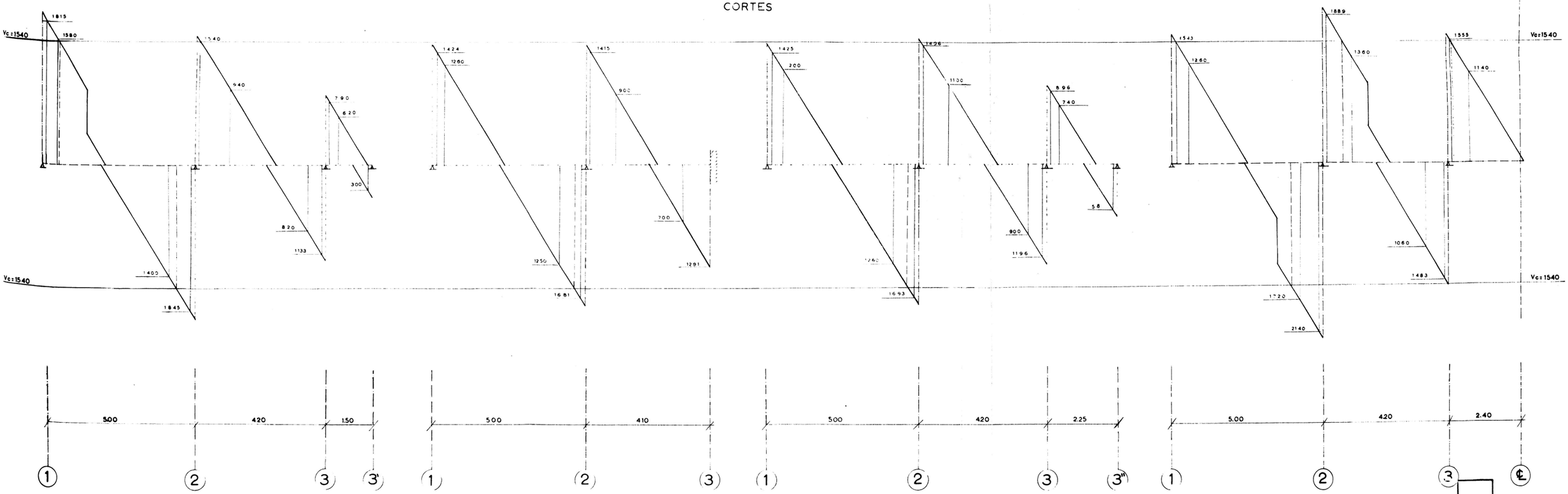
3D
2D

3F
2F

MOMENTOS



CORTES



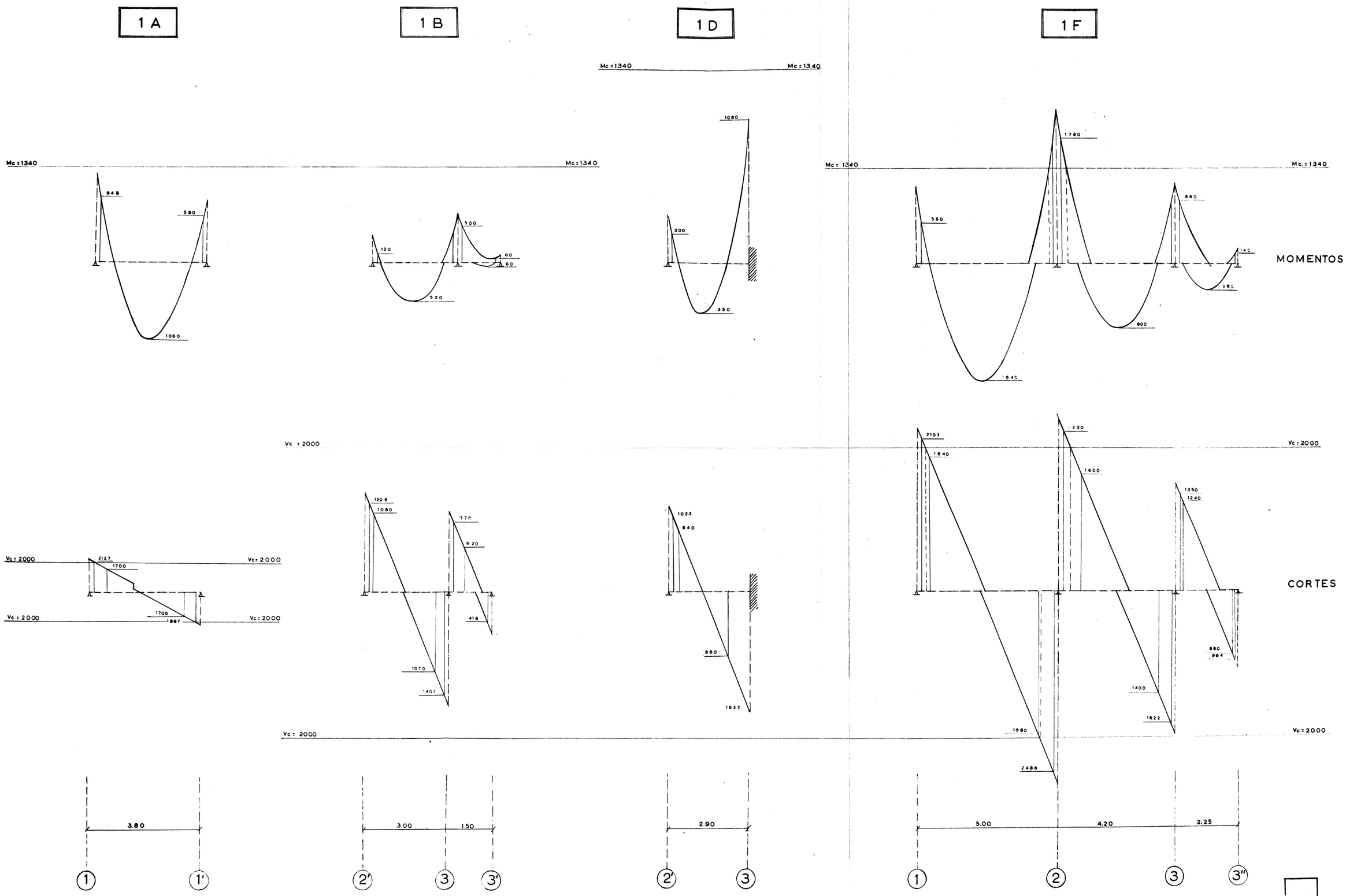
METODOLOGIA DEL CONCRETO ARMADO

CALCULO DE UN EDIFICIO

LUIS SZTUDEN KREMER

INGENIERO

ALIGERADOS DE LOS PISOS TIPICOS - DIAGRAMAS



11

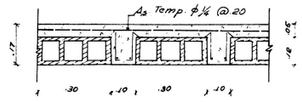
METODOLOGIA DEL CONCRETO ARMADO

CALCULO DE UN EDIFICIO

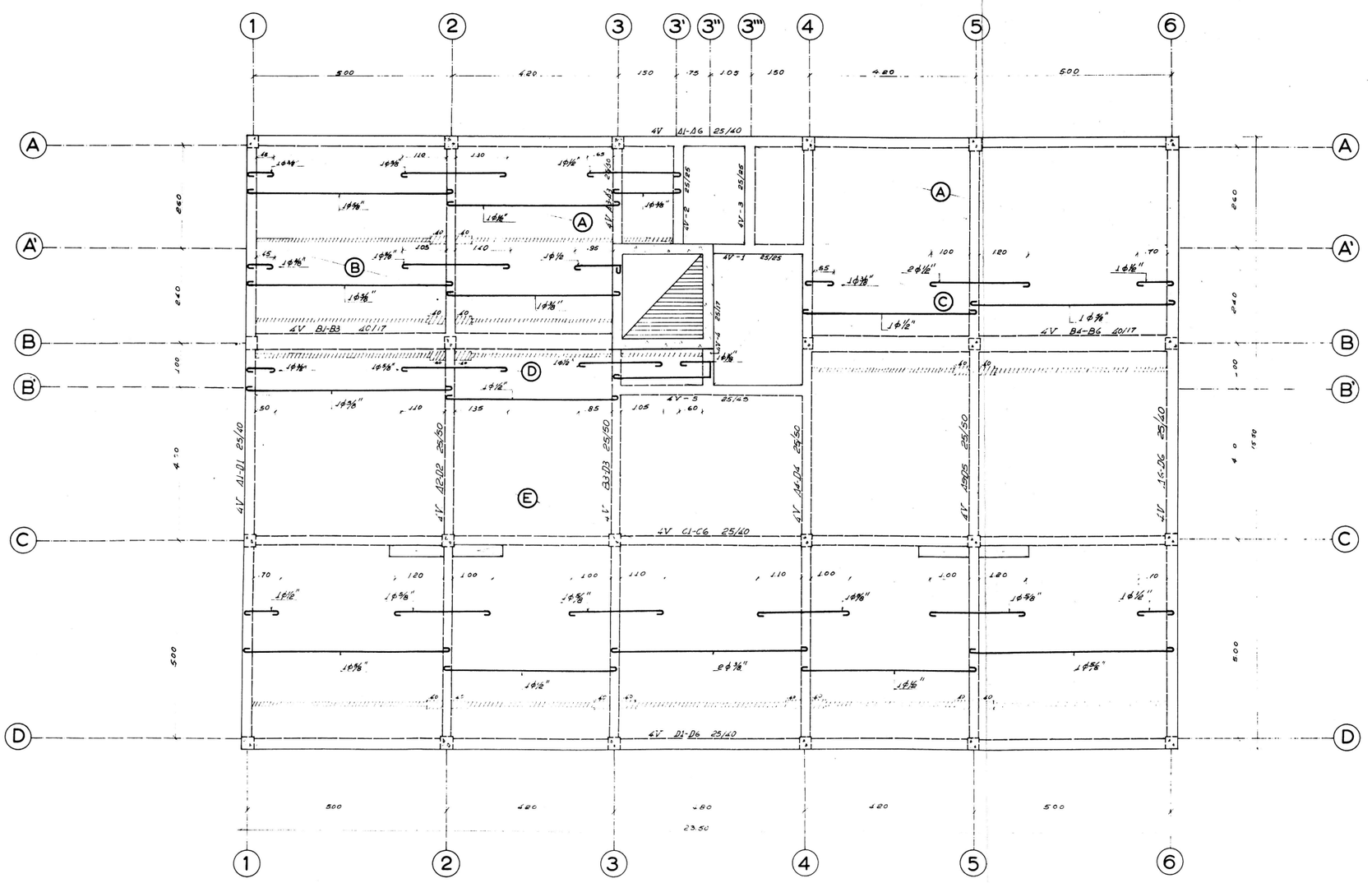
LUIS SZTUDEN KREMER

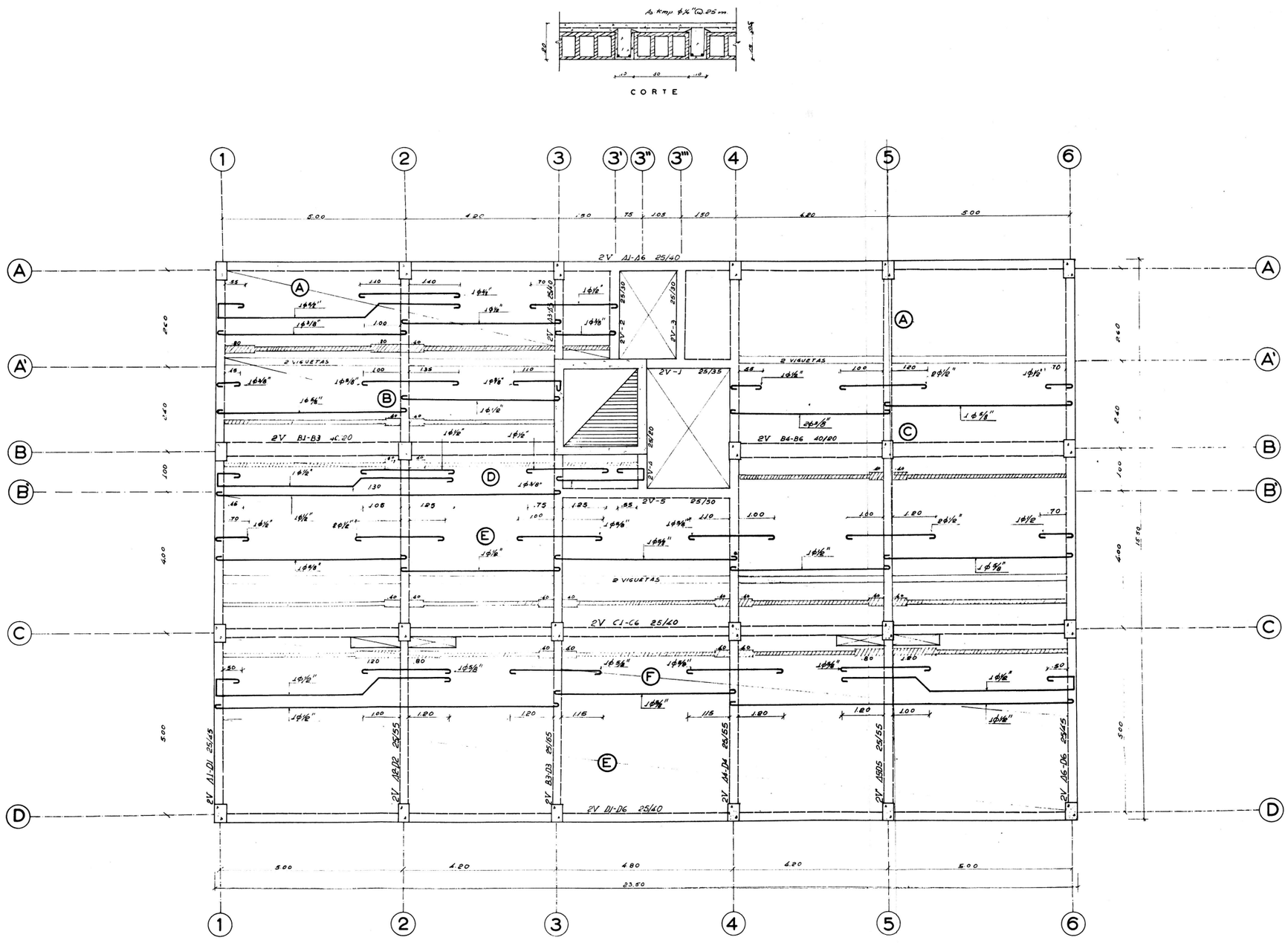
INGENIERO

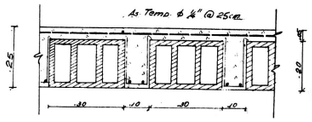
ALIGERADOS DEL PRIMER PISO - DIAGRAMAS

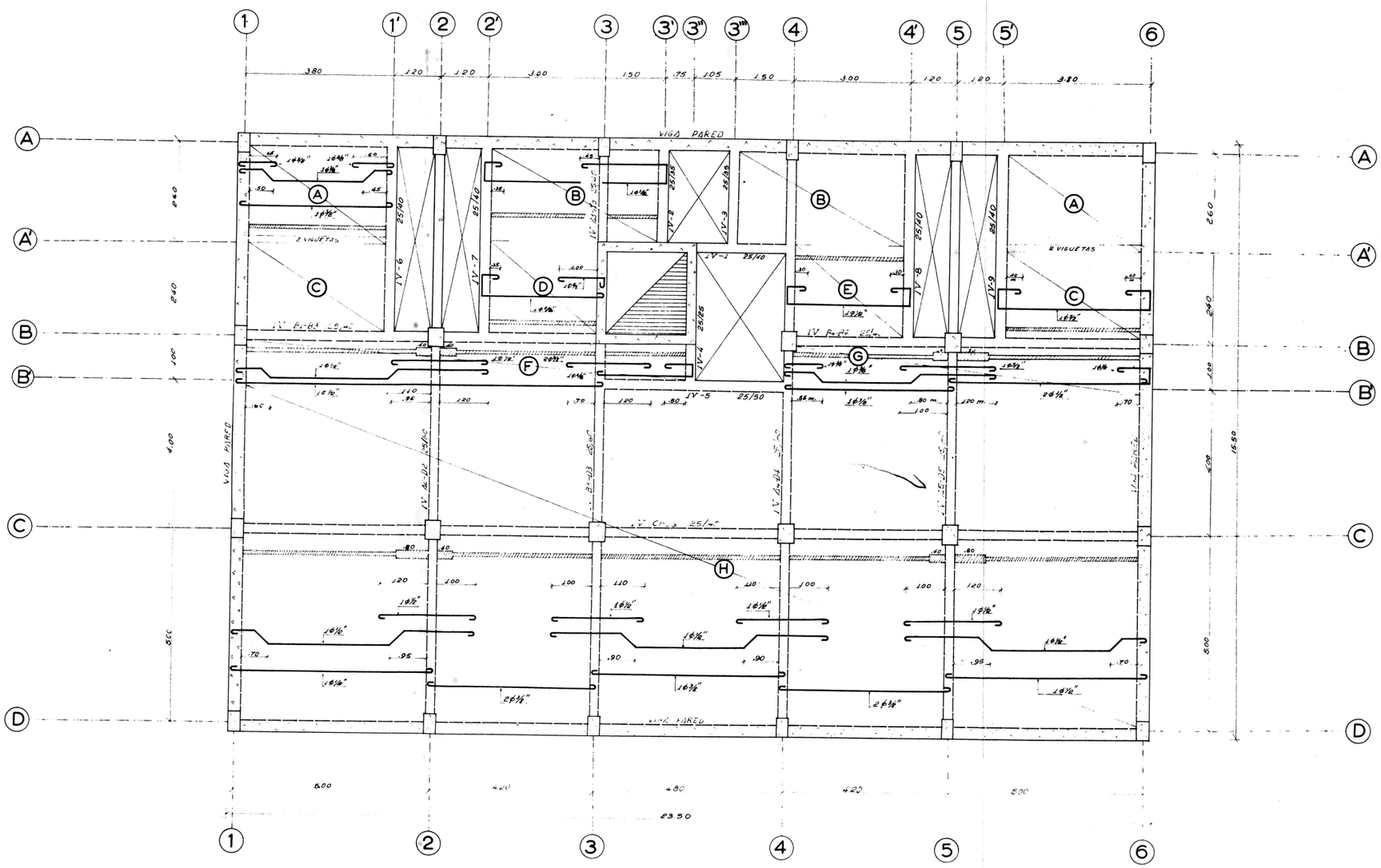

As Temp. Φ¼ @ 20
.17
.05
.30
.10
.30
.10

CORTE


1
2
3
3'
3''
3'''
4
5
6
A
A'
B
B'
C
D
E
5.00
4.20
1.50
.75
1.05
1.50
4.20
5.00
4V A1-A6 25/40
4V B1-B3 40/17
4V B4-B6 40/17
4V C1-C6 25/40
4V D1-D6 25/40
4V A1-D1 25/40
4V A2-D2 25/50
4V B3-D3 25/50
4V A4-D4 25/50
4V A5-D5 25/50
4V A6-D6 25/40
4V-1 25/25
4V-2 25/25
4V-3 25/25
4V-4 25/17
4V-5 25/45
2.40
4.10
5.00
23.50


CORTE
2V A1-A6 25/40
2V B1-B3 40/20
2V B4-B6 40/20
2V C1-C6 25/40
2V D1-D6 25/40
2V A1-D1 25/45
2V A2-D2 25/55
2V B3-D3 25/65
2V A4-D4 25/65
2V A5-D5 25/65
2V A6-D6 25/45
2V-1 25/35
2V-2 25/50
2V-3 25/100
2V-4 25/80
2V-5 25/50
2 VIGUETAS
5.00
4.20
4.80
23.50
f'c = 140 kg/cm2




1
1'
2
2'
3
3'
3''
3'''
4
4'
5
5'
6
A
A'
B
B'
C
D
380
120
120
300
150
75
105
150
300
120
120
380
VIGA PARED
2 VIGUETAS
V-1 25/40
V-2 25/35
V-3 25/35
V-4 25/35
V-5 25/50
V-6 25/40
V-7 25/40
V-8 25/40
V-9 25/40
VIGA PARED
VIGA PARED
VIGA PARED

+ 12.00 mt.

NIVELES	TRAMO	SECC. ADOP.	CARGAS									TOTAL
			TIPO	DESCRIPCION	PERMANENTE			SOBRE-CARGA				
					SUB-PARCIAL	PARCIAL	SUB TOTAL	SUB-PARCIAL	PARCIAL	SUB TOTAL		
PROCEDIMIENTO												
VIGAS	4V-2	20x25	W	p.p.	0.20x0.25x2400	120		0.75 x 100	75			
	4V-3			Alig + p.t.	0.75 x 360	270						
				m. cab.	1.00 x 500	500	890			75		965
	4V-1	25x60	W	p.p.	0.25x0.60x2400	360						
				m. cab.	1.00x500	500	740					740
			P	Reacc. de 4V-3	890x2.6/2		1160	75x2.6/2		98		1.258
	4V-4	20x17	W	p.p.	0.20x0.17x2400	82						
				Alig + p.t.	1.25 x 360	402						
					1.00 x 200	200	684	1.125x1.00	1.16	1.16		800
	4V-5'	25x50	W	p.p.	0.25 x 0.50 x 2400		300					300
	[3 → 3+22]		P	Reacc. de 4V-4	684 x 1.00/2		342	1.16x1.00/2		58		400
	4V-5''	25x50	W	p.p.	0.25x0.50x2400	300						
	[3+22 → 3+33]			Esc.	2.00x500	1.000	1.300	2.00x500		1.000		2.300
	4V-5'''	25x50	W	p.p.	0.25x0.50x2400		300					300
	[3+33 → 4]											
SECUNDARIAS												
VIGAS DE ARRIOSTRE	Δ1-Δ3	25x40	W	p.p.	0.25x0.40x2400	240						
	Δ4-Δ6			m. cab.	1.00x500	500	740					740
	D1-D6											
	B1-B3	40x17	W	p.p.	0.40x0.17x2400		164					164
	B4-B6											
	C1-C6	25x40	W	p.p.	0.25x0.40x2400		240					240
	Δ3-Δ4	25x40	W	p.p.	0.25x0.40x2400	240						
				m. cab.	1.00 x 500	500	740					740
			P	Reacc. de 4V-2	890x2.6/2		1160	75 x 2.6/2		98		1.258
				Reacc. de 4V-3	890x2.6/2		1160	75 x 2.6/2		98		1.258

+ 9.00 mt. y + 6.00 mt.

TRAMO	SECC. ADOP.	CARGAS								TOTAL
		TIPO	DESCRIPCION	PERMANENTE			SOBRE-CARGA			
				SUB-PARCIAL	PARCIAL	SUB TOTAL	SUB-PARCIAL	PARCIAL	SUB TOTAL	
3V-2	25x35	VV	p.p.	0.25x0.35x2400	210					
3V-3			Alig + p.t.	0.75 x 395	295					
			m.cab.	2.75 x 500	1.375	1.880	0.75 x 250	190	190	2.070
3V-1	25x50	VV	p.p.	0.25x0.50x2400	300					
			m. cab	2.6/2 x 500	650	950				950
		P	Reacc. de 3V-3	1.880x2.6/2		2.650	190 x 2.6/2		268	2.698
3V-4	25x20	VV	p.p.	0.20 0.20 x 2400	96					
			Alig+p.t.	1.125 x 395	444					
			m. soga	2.8 x 200	560	1.100	1.125 x 250	280	280	1.380
3V-5'	30x60	VV	p.p.	0.30 x 0.60 x 2400		432				432
[3 → 3+22]		P	Reacc. de 4V-4	1.100 x 1.00/2		550	280 x 1.00/2		140	690
3V-5''	30x60	W	p.p.	0.30x0.60x2400	432					
[3+22 → 4]			Esc.	2.00x500	1.000	1.432	2.00x500		1.000	2.432
Δ1-Δ3	25x50	VV	p.p.	0.25x0.50x2400	300					
Δ4-Δ6			m. cab.	2.6 x 500	1.300	1.600				1.600
B1-B3	40x20	VV	p.p.	0.20 x 0.20 x 2.400		192				192
B4-B6										
C1-C6	25x40	W	p.p.	0.25x0.40x2400	240					
			m. soga	2.60x200	520	760				760
D1-D6	25x40	W	p.p.	0.25x0.40x2400	260					
			Vent. Alum.	2.60x.30	78	318				318
Δ3-Δ4	30x60	W	p.p.	0.30x0.60x2400	432					
			m. cab.	2.60x.500	1.300	1.732				1.732
		P	Reacc. de 3V-2	1.880x2.6/2		2.450	190x2.6/2		268	2.698
			Reacc. de 3V-3	1.880x2.6/2		2.450	190 x 2.6/2		268	2.698

+ 3.00 mt.

TRAMO	SECC. ADOP.	CARGAS								TOTAL
		TIPO	DESCRIPCION	PERMANENTE			SOBRE-CARGA			
				SUB-PARCIAL	PARCIAL	SUB TOTAL	SUB-PARCIAL	PARCIAL	SUB TOTAL	
1V-2	30x35	W	p.p.	0.30x0.35x2400	252					
1V-3			Alig + p.t.	0.75 x 465	350					
			m. cab.	2.65 x 500	1.325	1.927	0.75 x 500	375	375	2.302
1V-1	25x50	W	p.p.	0.25 x 0.50 x 2400	300					
			m cab	2.50/2 x 500	625	925				925
		P	Reacc de 1V-3	1.927 x 2.6/2		2.500	375 x 2.6/2		488	2.985
1V-4	20x25	W	p.p.	0.20 x 0.25 x 2400	120					
			Alig + p.t.	1.125 x 465	520					
			m. soga	2.8 x 200	560	1.200	1.125 x 500	560	560	1.760
1V-5'	30x60	W	p.p.	0.30 0.60 x 2400		432				432
[3 → 3+22]		P	Reacc. de 1V-4	1.200 x 1.00/2		600	560 x 1.00/2		280	880
1V-5''	30x60	W	p.p.	0.30x0.60x2400	432					
[3+22 → 4]			Esc.	2.00 x 500	1.000	1.432	2.00 x 500		1.000	2.432
1V-6'	30x60	W	p.p.	0.30x0.60x2400	432					
1V-9'			Alig + p.t.	1.90x465	880		1.90 x 500	950	950	2.482
[Δ → Δ+2.6]			m soga	1.5/3.8 x 2.8 x 200	220	1.532				
		P	Reacc. m soga	[2.8 x 1.5 x 1.75 x 2.00]÷3.8		166				166
1V-6''	30x60	W	p.p.	0.30x0.60x2400	432					
1V-9''			Alig + p.t	1.90x465	880	1.312	1.9 x 500		950	2.262
[Δ+2.6 → B]										
1V-7	30x60	W	p.p.	0.30x0.60x2400	432					
1V-8			Alig + p.t	1.5 x 465	700	1.132	1.5 x 500		750	1.882
(Δ1-Δ2)'	V.P.	W	m. cab.	2.5 x 500		1.250				1.250
(Δ5-Δ4)'		P	Reacc. 1V6 =	(166+1.532 x 2.6 +						
(1 → 1)'			=1V9	+ 1.312 x 2.6) - 3.551		3.746	950 x 500/2	2.375	2.375	6.140
(5' → 6)										
(Δ1-Δ2)''	V.P.	W	m. cab	2.5 x 500	1.250					
(Δ5-Δ4)''			Esc.	5/2 x 500	1.250	2.500	5/2 x 500		1.250	3.750
(1' → 2)										
(5 → 5')										
(Δ2-Δ3)'	V.P.	W	m. cab	2.5 x 500	1.250					
(Δ4-Δ5)'			Esc.	5/2 x 500	1.250	2.500	5/2 x 500		1.250	3.750
(2 → 2')		P	Reacc. de 1V7 =	1.32 x 5/2		2.350	750 x 5/2		1.870	4.700
(4' → 5)			=1V8							
(Δ2-Δ3)''	V.P.	W	m. cab	2.5 x 500		1.250				1.250
(Δ4-Δ5)''										
(2' → 3)										
(4 → 4')										
Δ3-Δ4	V.P	W	m. cab	2.40 x 500		1.200				1.200
		P	Reacc. de 2V-2	1.927 x 2.6/2		2.500	375 x 2.6/2		488	2.985
			Reacc. de 2V-3	1.927 x 2.6/2		2.500	375 x 2.6/2		488	2.985
B1-B2	30x60	W	p.p.	0.30x0.60x2400		432				432
B5-B6		P	Reacc. 1V-6 =	1/6[1.532 x 2.6 x 1.3 +						
			=1V-9	+ 1.66 x 2.6 + 1.312 x 2.6 x 1.38]		355	950 x 500/2	2.375	2.375	5.932
B2-B3	30x60	W	p.p.	0.30x0.60x2400		432				432
B4-B5		P	Reacc. de 1V-7 =	1.32 x 5/2		2.830	750 x 5/2		1.870	4.700
			=1V-8							
C1-C6	25x40	VV	p.p.	0.25 x 0.40 x 2400		240				240
D1-D6 ⊙	V.P									

ABREVIATURAS

p.p	= PESO PROPIO	Vent. Alum.	= VENTANA DE ALUMINIO
Alig.	= ALIGERADO	W	= CARGAS REPARTIDAS
P.t.	= PISO TERMINADO	P.	= CARGAS CONCENTRADAS
m. cab.	= MURO DE CABEZA	V.P.	= VIGA PARED
m. soga	= MURO DE SOGA	V.	= VIGA
Esc.	= ESCALERA	Reacc.	= REACCION

⊙ SOLO CARGA DE PESO PROPIO (ver obs.)

OBSERVACION

EN LAS VIGAS PARED NO HE CONSIDERADO EL PESO PROPIO DEBIDO A QUE ESTE SE TOMARA EN CUENTA EN EL CALCULO CORRESPONDIENTE.

+ 12.00 mt.

NIVELES	TRAMO	SEC. ADOP.	TIPO	DESCRIPCION	CARGAS PERMANENTE SUB-PARCIAL	PERMANENTE PARCIAL	PERMANENTE SUB TOTAL	SOBRE-CARGA SUB-PARCIAL	SOBRE-CARGA PARCIAL	SOBRE-CARGA SUB TOTAL	TOTAL
PROCEDIMIENTO											
VIGAS PRINCIPALES	Δ1-D1 Δ6-D6	25×50	w	p.p. Alig+p.t. m. cab.	0.25×0.50×2400 25×360 100×500	300 900 500	1,700	250×100	250	250	1,950
	Δ2-D2 Δ5-D5	25×50	w	p.p. Alig.+p.t.	0.25×0.50×2400 (25+21)360	300 1,640	1,940	(25+21)100		460	2,400
	Δ3-(Δ+26)3	25×30	w	p.p. Alig.p.t.	0.25×0.30×2400 (21+0.75)360	180 1,035	1215	(21+0.75)100		285	1,500
	B3-(B+12)3	25×50	w	p.p. Alig+p.t.	0.25×0.50×2400 (21+1.125)360	300 1,160	1,460	(21+1.125)100		322	1,788
			P	Reacc. de 4V-5	(300×22+342+300×1.3×1.200×1.3)−1,660		1,422	(58+1,300)−790		568	1,990
	(B+12)3-D3 (B+12)4-D4	25×50	w	p.p. Alig+p.t.	0.25×0.50×2400 (21+24)360	300 1,620	1,920	(21+24)100		450	2,370
	Δ4-(Δ+26)4	25×50	w	p.p. Alig+p.t.	0.25×0.50×2400 (0.75+21)360	300 1,035	1,335	(.75+21)100		285	1,620
			P	Reacc de 4V-1	1,160×0.9+740×2.6×1.2)/24		1,460	(98.09)/04	60	60	1,500
	(1+26)4-(B+12)4	25×50	w	p.p. Alig+p.t. m. Cab	0.25×0.50×2400 210×360 100×500	300 760 500	1,560	210×100	210	210	1,770
			P	Reacc. de 4V-5	(300×22×11+342×22+1300×1.3×785+300×1.3×418)/48		1,460	(58×22+1000×1.3×2.88)/48	790	790	2,250

+ 9.00 mt. y +6.00 mt.

TRAMO	SEC ADOP.	TIPO	DESCRIPCION	CARGAS PERMANENTE SUB-PARCIAL	PERMANENTE PARCIAL	PERMANENTE SUB TOTAL	SOBRE-CARGA SUB-PARCIAL	SOBRE-CARGA PARCIAL	SOBRE-CARGA SUB TOTAL	TOTAL
Δ1-(Δ+2.6)1 Δ6-(Δ+2.6)6	25×60	w	p.p. Alig+p.t m. soga vent. Alum.	0.25×0.60×2400 25×395 (28+200)1.5/5 25×30	360 995 392 75	1,822	25×250	625	625	2447
		P	Reacc. m. soga	(200×28×1.5)4.25/5		714				714
(Δ+26)1-C1 (Δ+26)6-C6	25×60	w	p.p. alig+pt. vent. Alum.	0.25×0.60×2400 25×395 25×30	360 995 75	1,430	25×250	625	625	2055
		P	Reacc. m. soga	(200×28)5/2		1,400				1,400
C1-(C+24)1 C6-(C+24)6	25×60	w	p.p. Alig+pt m. soga vent Alum.	0.25×0.60×2400 25×395 (28×200)1.5/5 25×30	360 995 168 75	1,598	25×250	625	625	2223
		P	Reacc. m. soga	1/5(200×28×1.50×0.75)		126				126
			Reac. m. soga	1/5 (200×28×0.30×0.18)		5				5
(C+24)1-D1 (C+24)6-D6	25×60	w	p.p. Alig+pt vent Alum.	0.25×0.60×2400 25×395 25×30	360 995 75	1,430	25×250	625	625	2055
Δ2-(Δ+26)2 Δ5-(Δ+26)5	25×60	w	p.p. Alig+p.t. m. soga m. soga	0.25×0.60×2400 (25+21) 395 2.5×200 28×200×1.5/5	360 1,820 500 168	2848	(25+21)250	1,140	1,140	3988
		P	Reacc. m. soga	1/5(200×28×1.5×0.75)/42		126				126
(1+26)2-(B+35)2 (1+26)5-(B+35)5	25×60	w	p.p. Alig. t.p.t m. soga	0.25×0.60×2400 (25+21) 395 2.5×200	360 1,820 500	2680	(25+21)250	1,140	1,140	3820
		P	Reacc. m. soga	200×28(5+42/2)		2576				2576
(B+35)2-C2 (B+35)5-C5	25×60	w	p.p Alig+pt	0.25×0.60×2400 (25+21)395	360 1,820	2180	(25+21)250	1,140	1,140	3321
(2-(C+24)2 C5-(C+24)5	25×60	w	p.p. Alig+pt m soga m soga -2-	0.25×0.60×2400 (25+21) 395 25×200 1/5 (28×200×3.5+280×200×27/420)	360 1,820 500 792	3430	(25+24)250	1,140	1,140	4871
		P	Reacc. m soga -2-	1/5(200×280×1.5×4.25)+(200×28×1.5×36/42)		1,404				1,404
			Reacc. m. soga	800×28×0.3×4.85/5+200×28×0.3×4.25/42		325				325
(C+24)2-D2 (C+24)5-D5	25×60	w	p.p. Alig+p.t. m. soga	0.25×0.60×2400 (25+21) 395 25×200	360 1,820 500	2,680	(25+21)250	1,140	1,140	3820
Δ3-(Δ+26)3	25×40	w	p.p. Alig+p.t m. soga	0.25×0.40×2400 (21+0.75) 395 2.5×200	260 1,120 500	1,860	(21+0.75) 250	720	720	2,580
B3-(B+12)3	25×60	w	p.p. Alig+pt. m. soga	0.250.60×2400 (21+1.125) 395 250×200	360 1,280 500	2140	(21+1.125) 250	810	810	2950
		P	Reacc. de 3V-5	(550+432×22+1432×26)−3200		2060	1000×26+140−1950		790	2850
(B+12)3-(B+35)3 (B+12)4-(B+35)4	25×60	w	p.p. Alig+p.t m soga	0.25×0.60×2400 (21+24) 395 26×200	360 1,780 500	2640	(21+24)250	1,120	1,120	3760
		P	Reacc. m. soga	28×200×42/8		1,180				1,180
(B+35)3-C3 (B+35)4-C4	25×60	w	p.p. Alig+p.t	0.25×0.60×2400 (21+24)395	360 1,780	2140	(21+24)250		1,120	3260
C3-(C+24)3 C4-(C+24)4	25×60	w	p.p. Alig+p.t. m soga	0.25×0.60×2400 (21+24) 395 200×7.8×1.5/42	360 1,780 200	2340	(21+24)250	1,120	1120	3460
		P	Reacc. m. soga	200×28×1.5×0.75/42		150				150
			Reacc. m. soga	200×28×0.3×0.15/42		6				6
(C+24)3-D3 (C+24)4-D4	25×60	w	p.p. Alig+p.t	0.25×0.60×2400 (21+24)395	360 1,780	2140	(21+24)250		1,120	3260
Δ4-(Δ+26)4	25×60	w	p.p. Alig+p.t m. soga	0.25×0.60×2400 (0.75×210) 395 250×200	360 1,120 500	1,980	(.75+210)250	720	720	2,700
		P	Reacc. de 3V-1	(450×0.9+450×24×2)/24		2280	248×0.9/24	105	105	2385
(1+26)4-B4	25×60	w	p.p Alig+p.t. m cab	0.25×0.60×2400 21×395 25×500	360 830 1,250	2440	21×250	530	530	2970
B4-(B+12)4	25×60	w	p.p Alig+p.t m. soga	0.25×0.60×2400 210×395 250×800	360 830 500	1690	210×250	630	630	2220
		P	Reacc. de 3V-5	(550+432×22+1432×26)/48		3200	(40×22×1000×26×350)/48		1450	5150

+ 3.00 mt.

TRAMO	SEC. ADOP.	TIPO	DESCRIPCION	CARGAS PERMANENTE SUB-PARCIAL	PERMANENTE PARCIAL	PERMANENTE SUB TOTAL	SOBRE-CARGA SUB-PARCIAL	SOBRE-CARGA PARCIAL	SOBRE-CARGA SUB TOTAL	TOTAL
Δ1-(Δ+26)1 Δ6-(Δ+26)6	V.P.	w	Alig.+p.t m. cab. m. soga vent. Alum.	1.90×.465 1.00×.500 2.00×2.80×.230/3.8 1.40×.30	880 500 340 42	1,762	1.9×.500	950	950	2,712
		P	Reacc. m. soga	(200×280×.150×3.05)/3.8		674				674
(Δ+26)1-B1 (Δ+26)6-B6	V. P.	w	Alig+p.t. m. cab vent. Alum	1.90×.465 1.00×.500 1.40×.30	880 500 42	1,422	1.9×.500	950	950	2,372
B1-D1 B6-D6	V.P.	w	Alig+p.t m. cab. vent. Alum.	2.50×.465 1.00×.500 1.40×.30	1,160 500 42	1,702	2.5×.500	1,250	1,250	2952
Δ2-B2 Δ5-B5	30×60	w	p.p m. soga	0.30×0.60×2400 2.40×.200	432 480	912				912
B2-D2 B5-D5	30×60	w	p.p Alig+p.t. m. soga	0.30×0.60×2400 (2.50+2.10)465 2.40×200	432 2,150 480	3,062	(2.50+2.10)500	2300	2,300	5,362
Δ3-(Δ+26)3	30×60	w	p.p Alig+p.t. m. soga	0.30×0.60×2400 (1.8+0.75)465 2.40×200	288 1,040 480	1,808	(1.8+0.75)500	1,120	1,120	2,928
B3-(B+12)3	30×60	w	p.p. Alig+p.t. m. soga	0.30×0.60×2400 (21+1.125)465 24×200	432 1,440 480	2372	(21+1.125)500	1560	1,560	3932
		P	Reacc. de 1V-5	(600+630×22+1432×260)−3800		2090	(880+1000×26)−2050		830	2920
(B+12)3-D3 (B+12)4-D4	30×60	w	p.p. Alig.+p.t. m. soga	0.30×0.60×2400 (21+24)465 24×200	432 2,160 480	3,012	(21+24)500	2250	2,250	5,262
Δ4-(Δ+26)4	30×60	w	p.p. Alig.+p.t. m. soga	0.30×0.60×2400 (1.5+0.75)465 24×200	432 1,040 480	1,952	(1.5+0.75)500	1120	1,120	3,072
		P	Reacc. de 1V-1	(2500×0.9+425×22×3)/24		2240	485×0.90/24	200	200	2,460
(1+24)4-B4	30×60	w	p.p. Alig+p.t. m. cab.	0.30×0.60×2400 1.5×.465 2.40×.500	432 700 1,200	2332	1.5×.500	750	750	3,082
B4-(B+12)4	30×60	w	p.p. Alig.+p.t. m. soga	0.30×0.60×2400 2.10×.465 2.40×2.00	432 975 480	1,887	2.10×.500	1,050	1,050	2,937
		P	Reacc. de 1V-5	(432×22×1.10+600×1.220+1432×260×350)/48		3,844	(280×220+1000×260×350)/48		8050	5,250

OBSERVACION

EN LAS VIGAS PARED NO HE CONSIDERADO EL PESO PROPIO DEBIDO A QUE ESTE SE TOMARA EN CUENTA EN EL CALCULO CORRESPONDIENTE.

ABREVIATURAS

p.p	= PESO PROPIO	Vent. Alum.	= VENTANA DE ALUMINIO
Alig.	= ALIGERADO	w	= CARGAS REPARTIDAS
p.t.	= PISO TERMINADO	P.	= CARGAS CONCENTRADAS
m. cab.	= MURO DE CABEZA	V. P.	= VIGA PARED
m. soga	= MURO DE SOGA	V.	= VIGA
Esc.	= ESCALERA	Reacc.	= REACCION

METODOLOGIA DEL CONCRETO ARMADO

CALCULO DE UN EDIFICIO

LUIS SZTUDEN KREMER

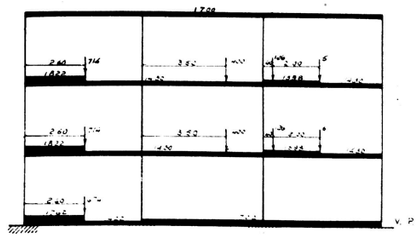
INGENIERO

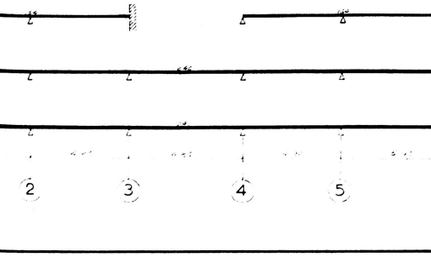
METRADO DE CARGAS

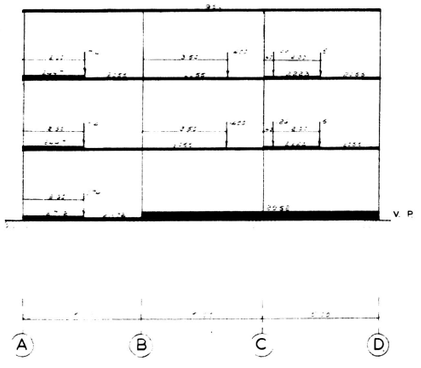
VIGAS PRINCIPALES

VIGAS PRINCIPALES

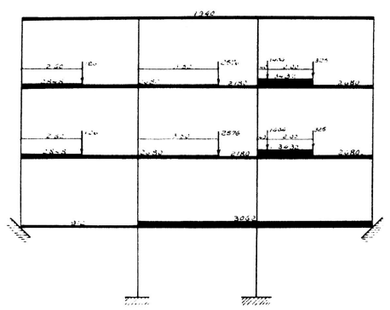
1 y 6

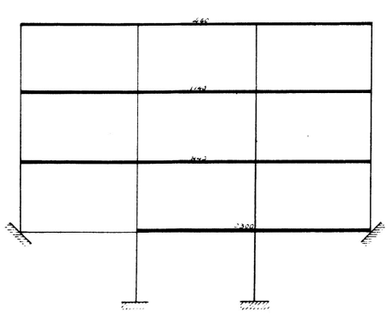


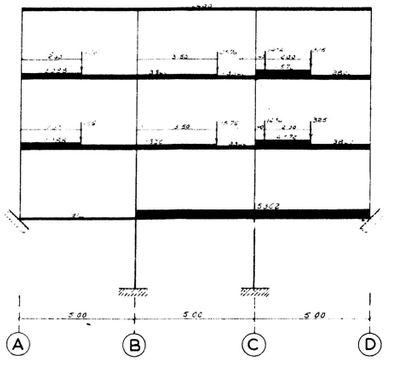




2 y 5

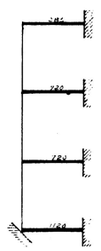






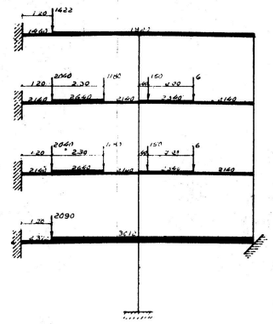
3'

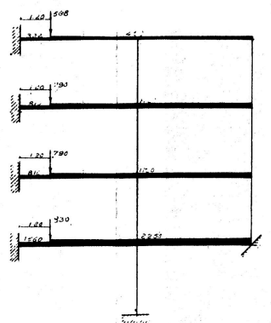


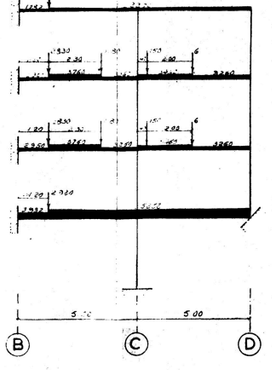




3"

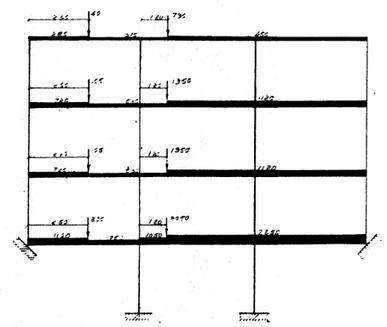


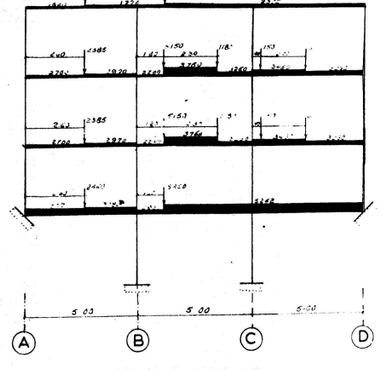


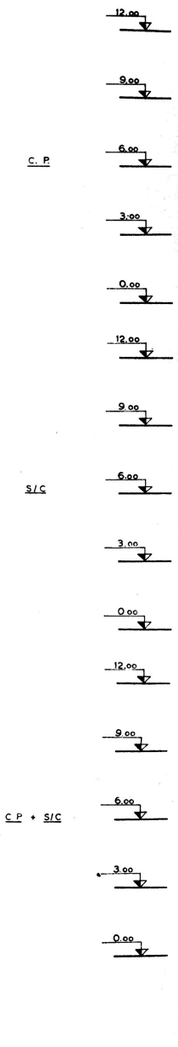


4



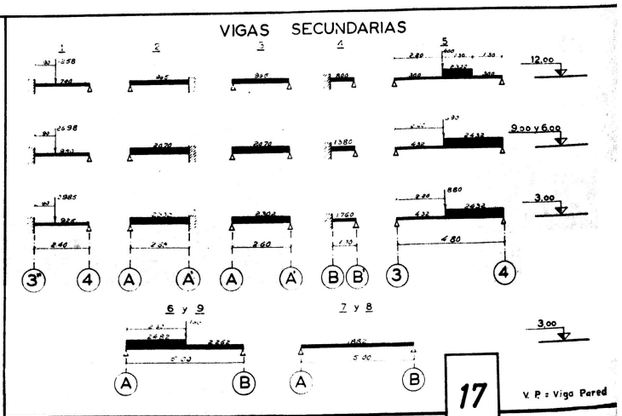






VIGAS DE ARRIOSTRE

VIGAS SECUNDARIAS



17

V. P = Viga Pared

METODOLOGIA DEL CONCRETO ARMADO

CALCULO DE UN EDIFICIO

LUIS SZTUDEN KREMER

INGENIERO

CARGAS EN LAS VIGAS

PISOS	PROCEDIMIENTO			COLUMNAS													
				A1 - A6	A2 - A5	A3	A4	B1 - B6	B2 - B5	B 4	C1 -C6	C2- C5	C 3	C 4	D1 - D6	D2 - D5	D3	D4
TERCERO	CARGAS DE LAS VIGAS PRINCIPALES	A1-B1	Kgs	4875				4875										
		B1-C1	"					4875			4875							
		C1-D1	"								4875				4875			
		A2-B2	"		6000				6000									
		B2-C2	"						6000			6000						
		C2-D2	"									6000				6000		
		A3-A3	"			1960												
		B3-C3	"										6316					
		C3-D3	"										5900				5900	
		A4-B4	"				4834			5116								
		B4-C4	"							7146				6624				
		C4-D4	"											5900				5900
	CARGAS DE LAS VIGAS DE ARRIOSTRE	A1-A2	"	1850	1850													
		A2-A3	"		1350	1550												
		A3-A4	"			3038	3038											
		A4-A5	"				1550											
		B1-B2	"					410	410									
		B2-B3	"						345									
		B4-B5	"							345								
		C1-C2	"								600	600						
		C2-C3	"									505	505					
		C3-C4	"										575	575				
		C4-C5	"											505				
		D1-D2	"												1850	1850		
		D2-D3	"													1550	1550	
		D3-D4	"														1780	1780
		D4-D5	"															1550
	CARGA SUPERIOR	P_s	"	6786	9600	6548	9482	10160	12755	12607	10350	13105	13296	13604	6785	9600	9230	9230
	A_s APROX = $P_{s\,max}/f_c$ > $A_{s\,min}$	25*35 = 875	cm^2	875	975	875	876	875	875	875	875	875	875	875	875	875	876	875
	PESO PROPIO APROXIMADO 35 cm^2	P_{PP}	Kgs	521	526	525	525	525	525	525	525	525	525	525	525	525	525	525
	CARGA INFERIOR = $P_s + P_{PP}$	P	"	7250	9926	7073	9947	10685	13280	13132	10875	13630	13821	13929	7250	9925	9755	9755
	CORRECCION APROXIMADA POR MOMENTOS	KC = K	"	21750	29775	21219	29841	16027	19920	19698	16312	20445	20731	20893	21750	29775	29265	29265
	A_s MIN = $\sqrt{f_c}$ (0.225 f_c - f_y $p_{s\,min}$)	K/36	cm^2	600	820	585	818	442	550	542	450	565	570	575	600	820	805	805
SEGUNDO	CARGAS DE LAS VIGAS PRINCIPALES	A1-B1	Kgs	6272				5792										
		B1-C1	"					5575			6106							
		C1-D1	"								5739				5098			
		A2-B2	"		8960				9766									
		B2-C2	"						10346			10630						
		C2-D2	"									12421				10308		
		A3-B3	"			3350												
		B3-C3	"										10226					
		C3-D3	"										8461				8295	
		A4-B4	"				8045			8540								
		B4-C4	"							11910				9680				
		C4-D4	"											8661				8295
	CARGAS DE LAS VIGAS DE ARRIOSTRE	A1-A2	"	4000	4000													
		A2-A3	"		3350	3350												
		A3-A4	"			6848	6848											
		A4-A5	"				3350											
		B1-B2	"					486	480									
		B2-B3	"						404									
		B4-B5	"							404								
		C1-C2	"								1900	1900						
		C2-C3	"									1600	4600					
		C3-C4	"										1820	1800				
		C4-C5	"															
		D1-D2	"												795	795		
		D2-D3	"													670	670	
		D3-D4	"														760	760
		D4-D5	"															670
	CARGA SUPERIOR	P_s	"	10278	17310	13548	18249	11847	20496	20804	13739	26551	22367	19341	5858	11767	17215	9720
	A_s APROX = $(P_s + P_{PP})/4fc$ > $A_{s\,min}$	—	cm^2	875	878	875	875	875	875	875	875	1131	1074	1035	875	875	876	875
	PESO PROPIO APROXIMADO > 35 cm^2	P_{PP}	Kgs	525	526	525	525	525	525	525	525	565	565	525	525	525	525	525
	CARGA SUPERIOR + PESO PROPIO APROXIMADO	$(P_s + P_{PP})$	"	10797	17835	14073	18768	12372	21021	21329	14264	27116	22856	19866	6383	12292	17740	10245
	CARGA DE LA COLUMNA SUPERIOR	A	"	7250	9926	7073	9947	10685	13280	13132	10876	13621	13821	13929	7250	9925	9755	9755
	CARGA INFERIOR = $A + (P_s + P_{PP})$	B	"	18047	27760	21146	28715	23057	34301	34511	25139	40737	36678	33795	13633	22217	27495	20000
	CORRECCION APROXIMADA POR MOMENTOS	KB = B	"	36094	55501	42296	57430	34585	52801	51766	37706	61113	55056	50692	21324	44364	41264	40000
	A_s REC = P_{CB} (0.225 f_c + f_y $p_{s\,min}$)	A_s/36	cm^2	990	1536	1160	1580	950	1440	1420	1040	1570	1520	1461	756	1221	1521	1429
PRIMERO	CARGA SUPERIOR = P_s (TIPICO)	P_s	Kgs	10278	17310	13548	18249	11847	28496	20854	13739	26551	22367	19341	5858	11767	17215	9720
	A_s APROX = (B+P_s)/4fc > $A_{s\,min}$	—	cm^2	875	1127	875	1174	875	1395	1384	972	1683	1474	1328	875	1215	1475	1375
	PESO PROPIO APROXIMADO > 35 cm^2	P_{PP}	Kgs	525	676	525	704	525	837	830	583	1010	846	797	525	564	525	525
	CARGA SUPERIOR + PESO PROPIO APROXIMADO	$(P_s + P_{PP})$	"	10797	17986	14073	18947	12372	21833	21684	14322	27561	23191	20138	6412	12041	17750	10245
	CARGA DE LA COLUMNA SUPERIOR	B	"	18047	27760	21146	28715	23057	34801	34511	25139	40781	36671	33795	13662	22217	27495	20000
	CARGA INFERIOR = $B + (P_s + P_{PP})$	C	"	28844	46746	35219	47662	35429	56634	56195	39461	68342	59862	53933	20074	34509	45245	30255
	CORRECCION APROXIMADA POR MOMENTOS	KC = C	"	43266	68619	52828	71493	44286	70792	70244	49326	86427	74887	67416	30111	51769	65385	45382
	A_s REC = C/(.225 f_c + f_y $p_{s\,min}$)	K/36	cm^2	1490	2490	1450	1970	1220	1445	1930	1350	2350	2060	1856	830	1461	1810	1250
SOTANO	CARGAS DE LAS VIGAS PRINCIPALES	A1-B1	"															
		B1-C1	"															
		C1-D1	"															
		A2-B2	"		2285				2285									
		B2-C2	"						13405			13405						
		C2-D2	"									13405				13405		
		A3-B3	"			3826												
		B3-C3	"										13664					
		C3-D3	"										13155				4155	
		A4-B4	"				8900			8960								
		B4-C4	"							14611				14082				
		C4-D4	"											13155				13155
	CARGAS DE LAS VIGAS DE ARRIOSTRE	A1-A2	"															
		A2-A3	"															
		A3-A4	"															
		A4-A5	"															
		B1-B2	"					2506	5380									
		B2-B3	"						4260									
		B4-B5	"							8260								
		C1-C2	"								600	600						
		C2-C3	"									505	505					
		C3-C4	"										575	575				
		C4-C5	"											505				
		D1-D2	"															
		D2-D3	"															
		D3-D4	"															
		D4-D5	"															
	CARGA SUPERIOR	P_s	"	—	2285	3826	8900	2506	25525	25509	600	27915	27899	28317	—	13405	13155	13155
	A_s APROX = $(P_s + P_{PP})/4fc$ > $A_{s\,min}$	—	cm^2	—	—	—	—	—	2654	2053	—	2406	2196	2056	—	—	—	—
	PESO PROPIO APROXIMADO > 35 cm^2	P_{PP}	Kgs	—	—	—	—	—	1232	1232	—	1444	1216	1234	—	—	—	—
	CARGA SUPERIOR + PESO PROPIO APROXIMADO	$(P_s + P_{PP})$	"	—	2285	3826	8900	2506	26757	27146	600	29359	29215	29551	—	13405	13155	13155
	CARGA DE LA COLUMNA SUPERIOR	C	"	28844	46746	35219	47662	35429	56634	56195	39461	68342	59862	53933	20074	34509	30255	30255
	CARGA INFERIOR = $P + (P_s + P_{PP})$	D	"	28844	46746	35219	56562	37935	83391	83335	40061	97701	89077	83484	70074	47914	43410	43410
	CORRECCION APROXIMADA POR MOMENTOS	KD = D	"	—	—	—	—	—	83391	83335	—	97701	89077	83484	—	—	—	—
	A_s REC = D/(.225 f_c + f_y $p_{s\,min}$)	D/36	cm^2	V. P.	V. P.	V. P.	V. P.	V. P.	2300	8300	V. P.	2680	2450	8200	V. P.	V. P.	V. P.	V. P.

①
⑥

PISO	AREA NECESARIA	AREA DEFINITIVA
3	600	30x30
2	990	30x40
1	1190	30x50
S	V. P.	—

②
⑤

PISO	AREA NECESARIA	AREA DEFINITIVA
3	820	30x30
2	1530	30x40
1	1890	30x50
S	V. P.	—

③

PISO	AREA NECESARIA	AREA DEFINITIVA
3	585	30x30
2	1160	30x40
1	1450	30x50
S	V. P.	—

④

PISO	AREA NECESARIA	AREA DEFINITIVA
3	818	30x30
2	1,580	30x40
1	1,970	30x50
S	V P	

Ⓐ

3	442	30x30
2	950	30x40
1	1221	30x50
S	V. P	—

3	550	30x30
2	1440	30x40
1	1945	30x50
S	2300	40x50



3	542	30x30
2	1480	30x40
1	1930	30x50
S	2300	40x50

Ⓑ

3	45	30x30
2	1050	30x40
1	1350	30x50
S	V. P.	—

3	565	30x30
2	1690	30x40
1	2350	30x50
S	2681	40x50

3	576	30x30
2	1,520	30x40
1	2066	30x50
S	2457	40x50

3	575	30x30
2	1,400	30x40
1	1,850	30x50
S	2300	40x50

Ⓒ

3	1.00	30x30
2	1410	30x40
1	830	30x50
S	V. P	—

3	820	30x30
2	1220	30x40
1	1420	30x50
S	V. P	—

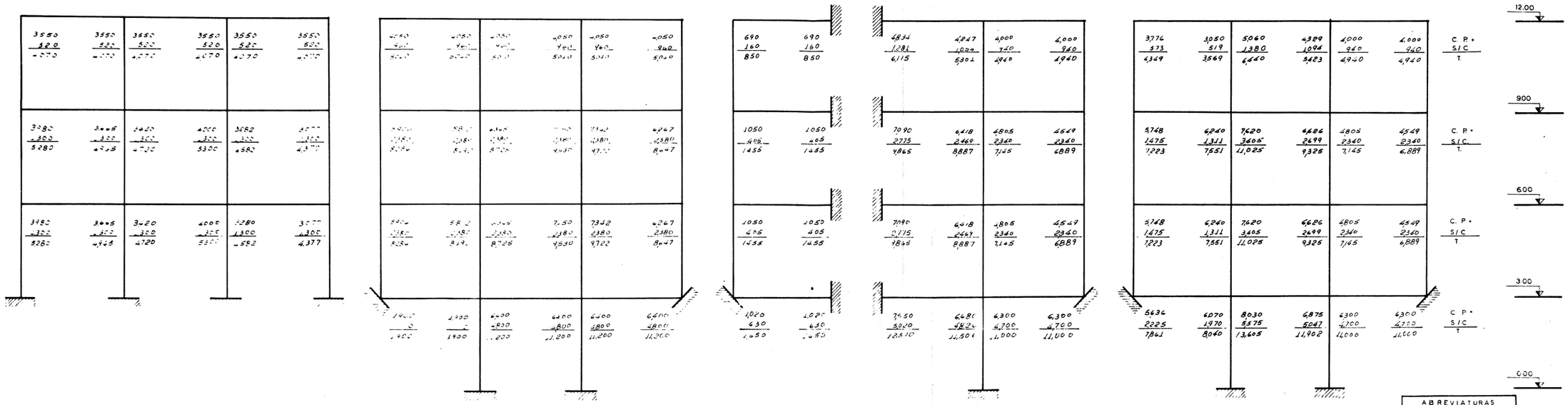
3	805	30x30
2	1,100	30x40
1	1250	30x50
S	V. P	—

3	805	30x30
2	1100	30x40
1	1251	30x50
S	V. P	—

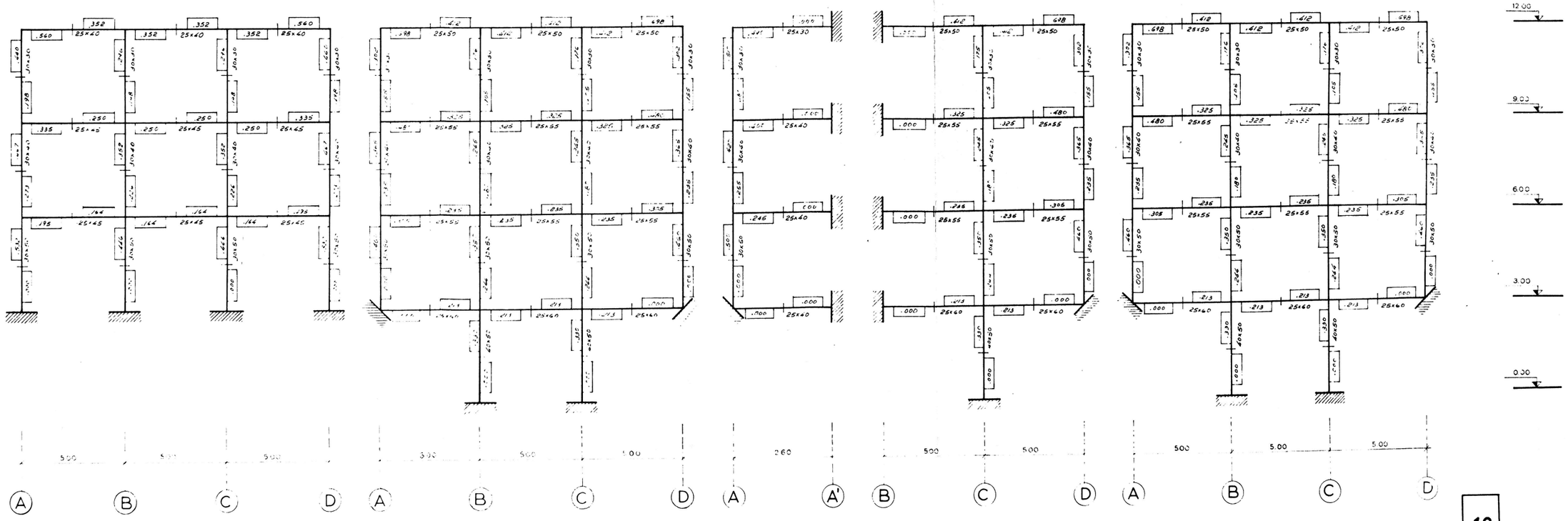
Ⓓ

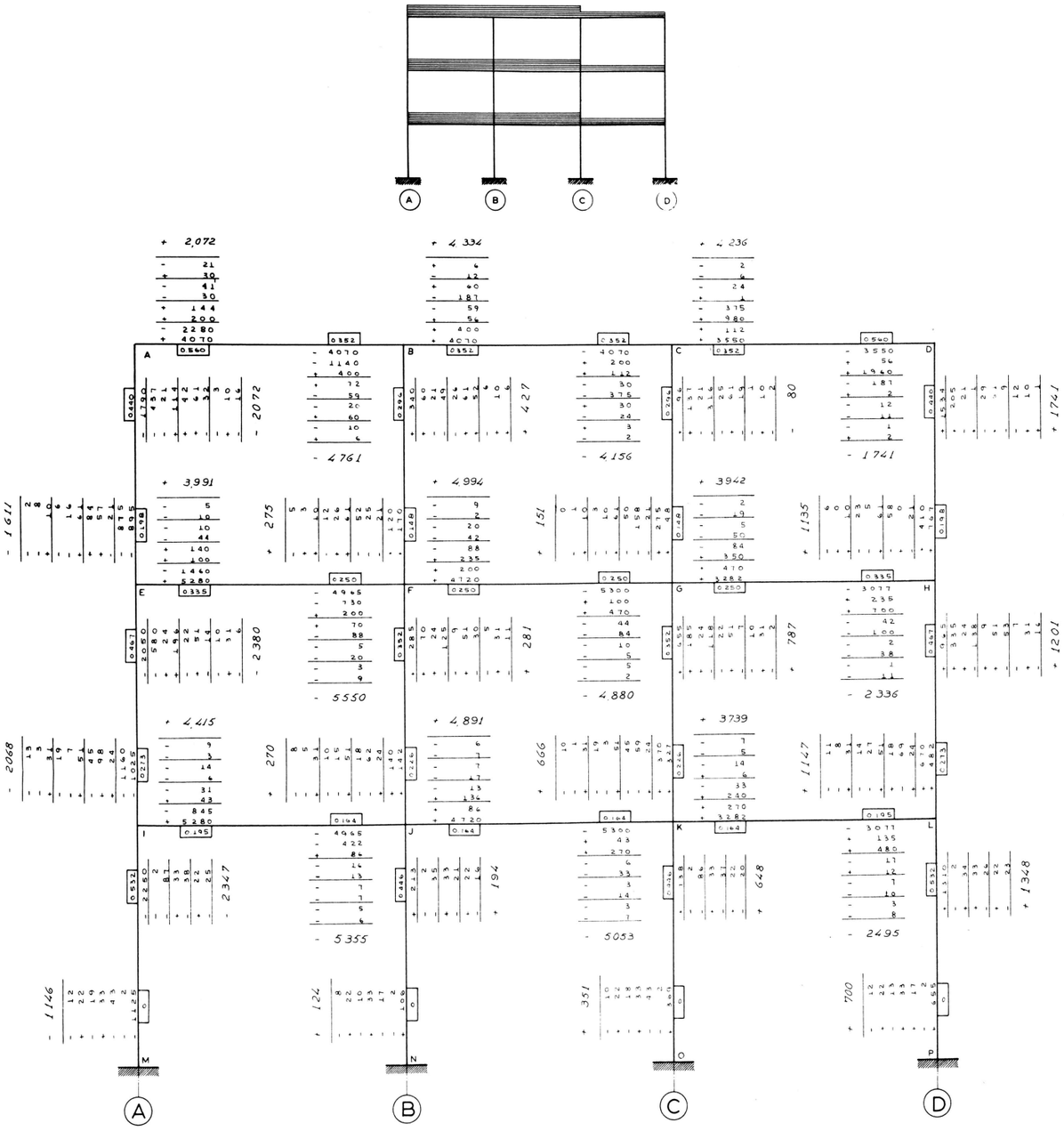
MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO PERFECTO TOTALES

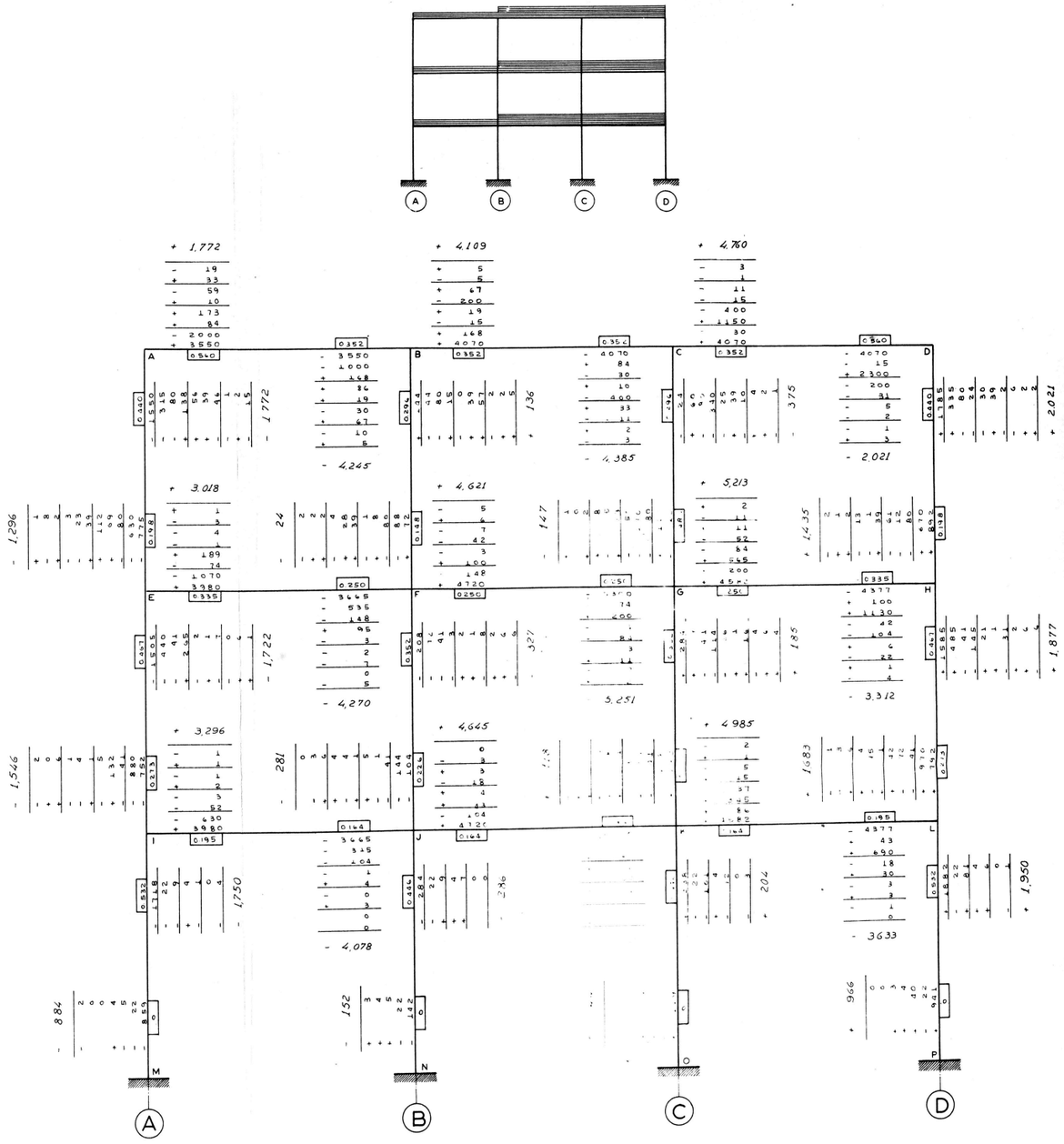
1 y 6 | 2 y 5 | 3' | 3" | 4



DIMENSIONES - COEFICIENTES DE DISTRIBUCION







METODOLOGIA DEL CONCRETO ARMADO

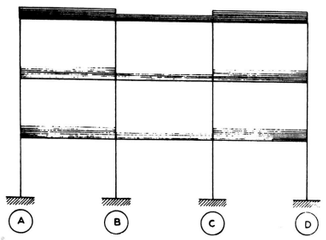
CALCULO DE UN EDIFICIO

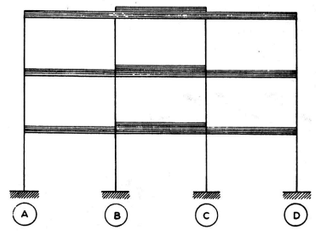
LUIS SZTUDEN KREMER

INGENIERO

CROSS-GRINTER-ZAYTZEFF - PORTICOS 1 y 6

MAXIMOS MOMENTOS NEGATIVOS EN LOS EJES B Y C





METODOLOGIA DEL CONCRETO ARMADO

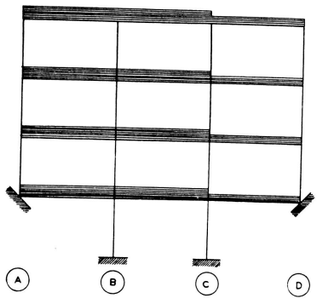
CALCULO DE UN EDIFICIO

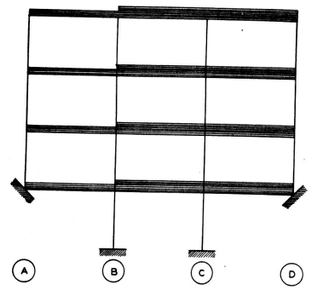
LUIS SZTUDEN KREMER

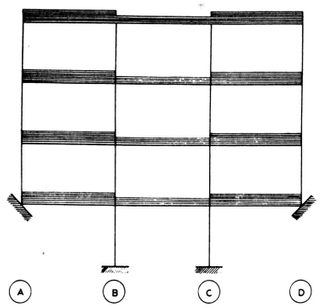
INGENIERO

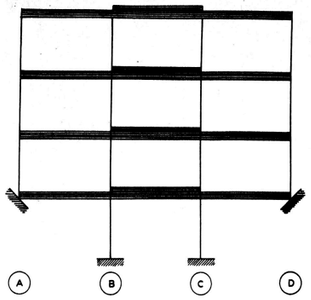
CROSS-GRINTER-ZAYTZEFF - PORTICOS 1 y 6

MAXIMOS MOMENTOS POSITIVOS EN LOS TRAMOS A-B, C-D, B-C


A
B
C
D


A
B
C
D





METODOLOGIA DEL CONCRETO ARMADO

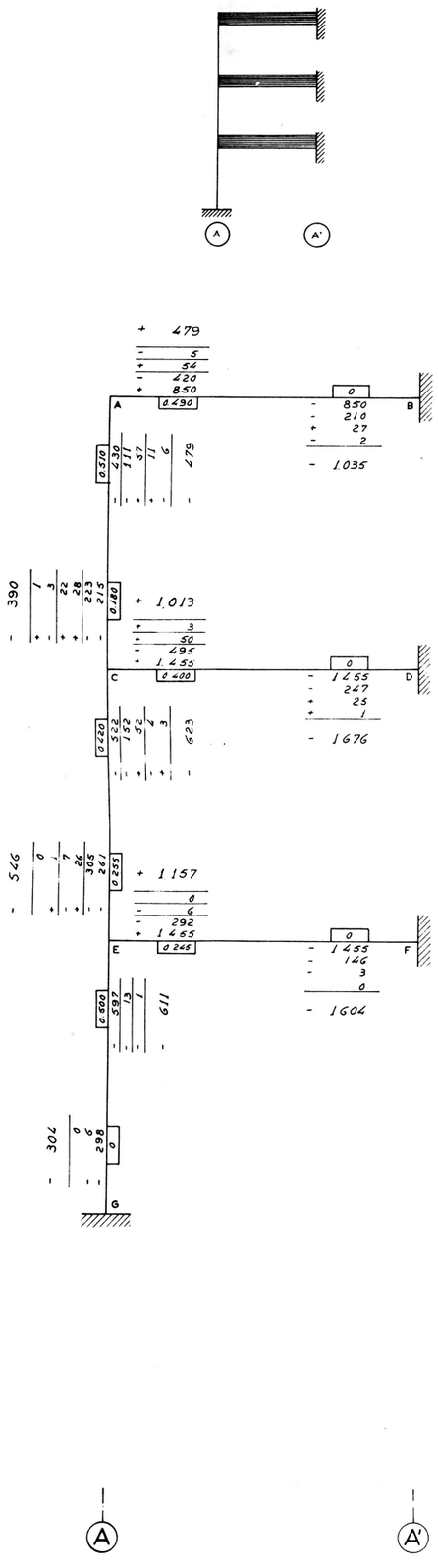
CALCULO DE UN EDIFICIO

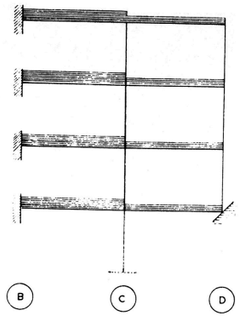
LUIS SZTUDEN KREMER

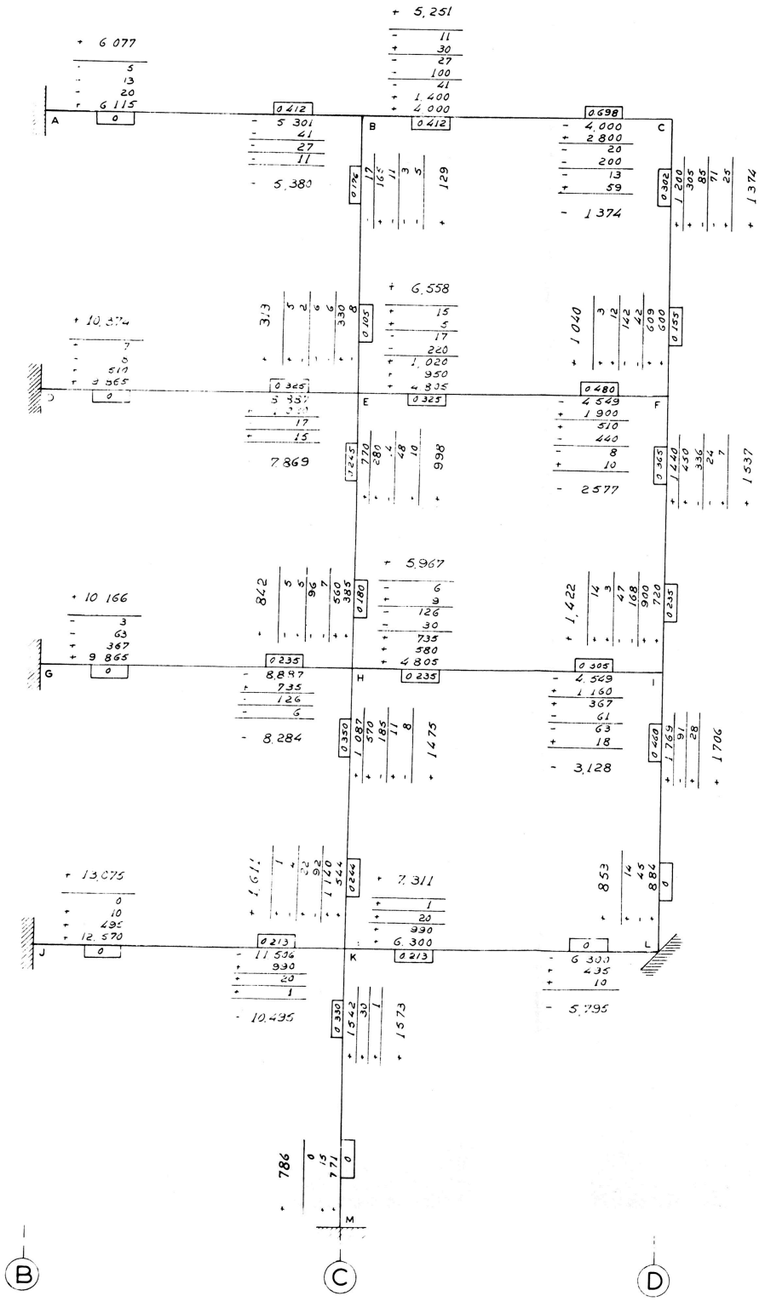
INGENIERO

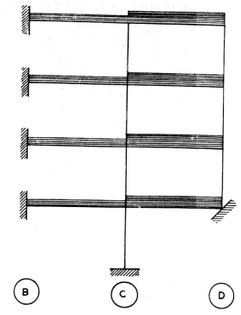
CROSS-GRINTER-ZAYTZEFF - PORTICOS 2 y 5

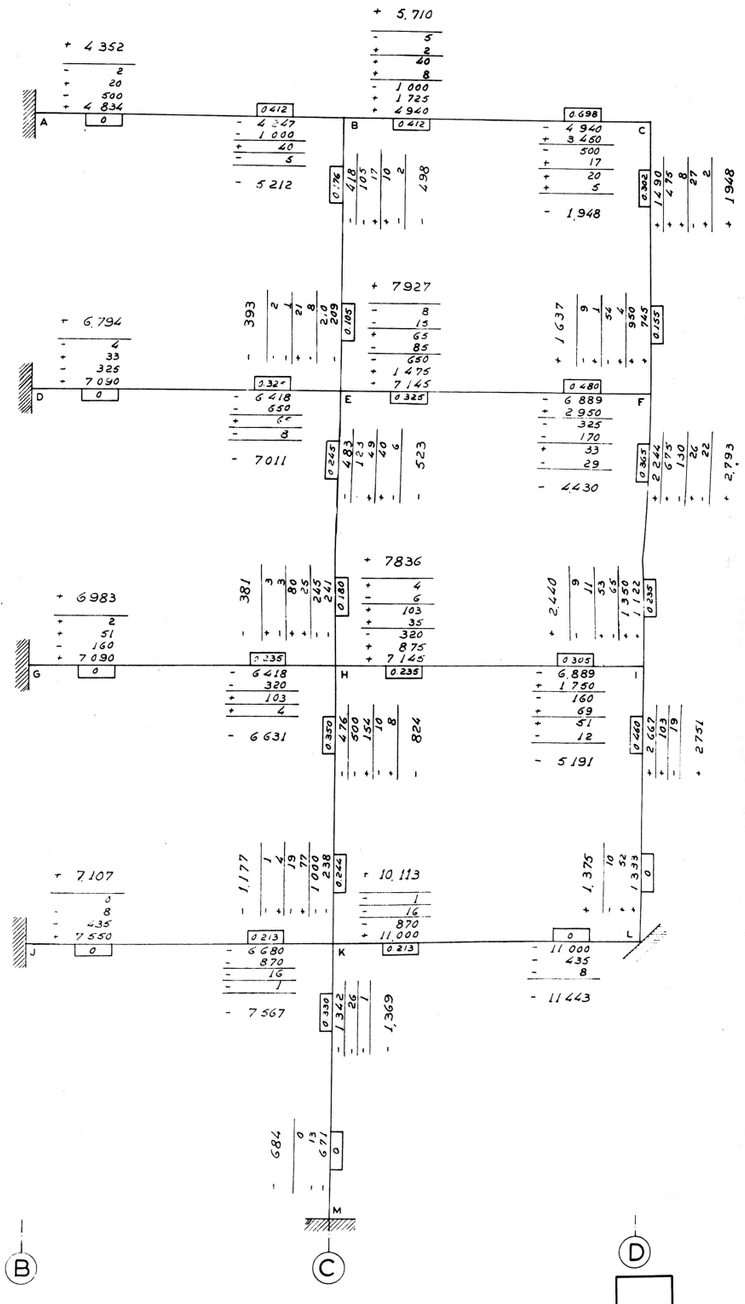
MAXIMOS MOMENTOS POSITIVOS EN LOS TRAMOS A-B, C-D Y B-C

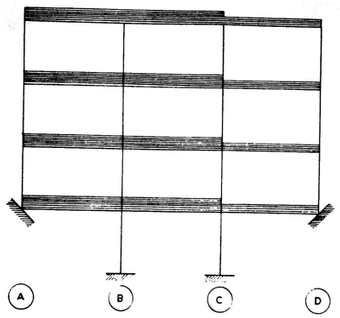

A
A'
B
C
D
E
F
G
H
I
J
K
L
M

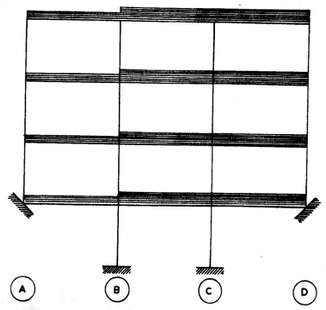

B
C
D


A
B
C
D
E
F
G
H
I
J
K
L
M
B
C
D


B
C
D


A
B
C
D
E
F
G
H
I
J
K
L
M
B
C
D





METODOLOGIA DEL CONCRETO ARMADO

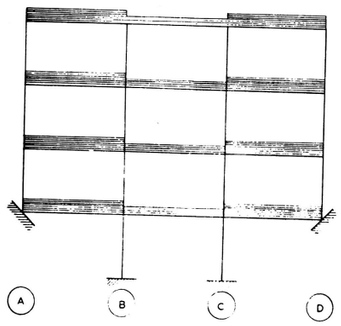
CALCULO DE UN EDIFICIO

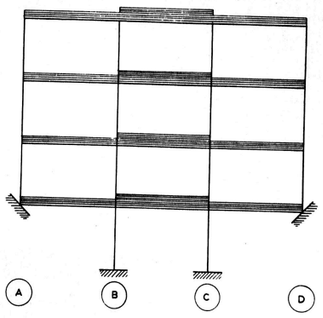
LUIS SZTUDEN KREMER

INGENIERO

CROSS-GRINTER-ZAYTZEFF - PORTICO 4

MAXIMOS MOMENTOS NEGATIVOS EN LOS EJES





METODOLOGIA DEL CONCRETO ARMADO

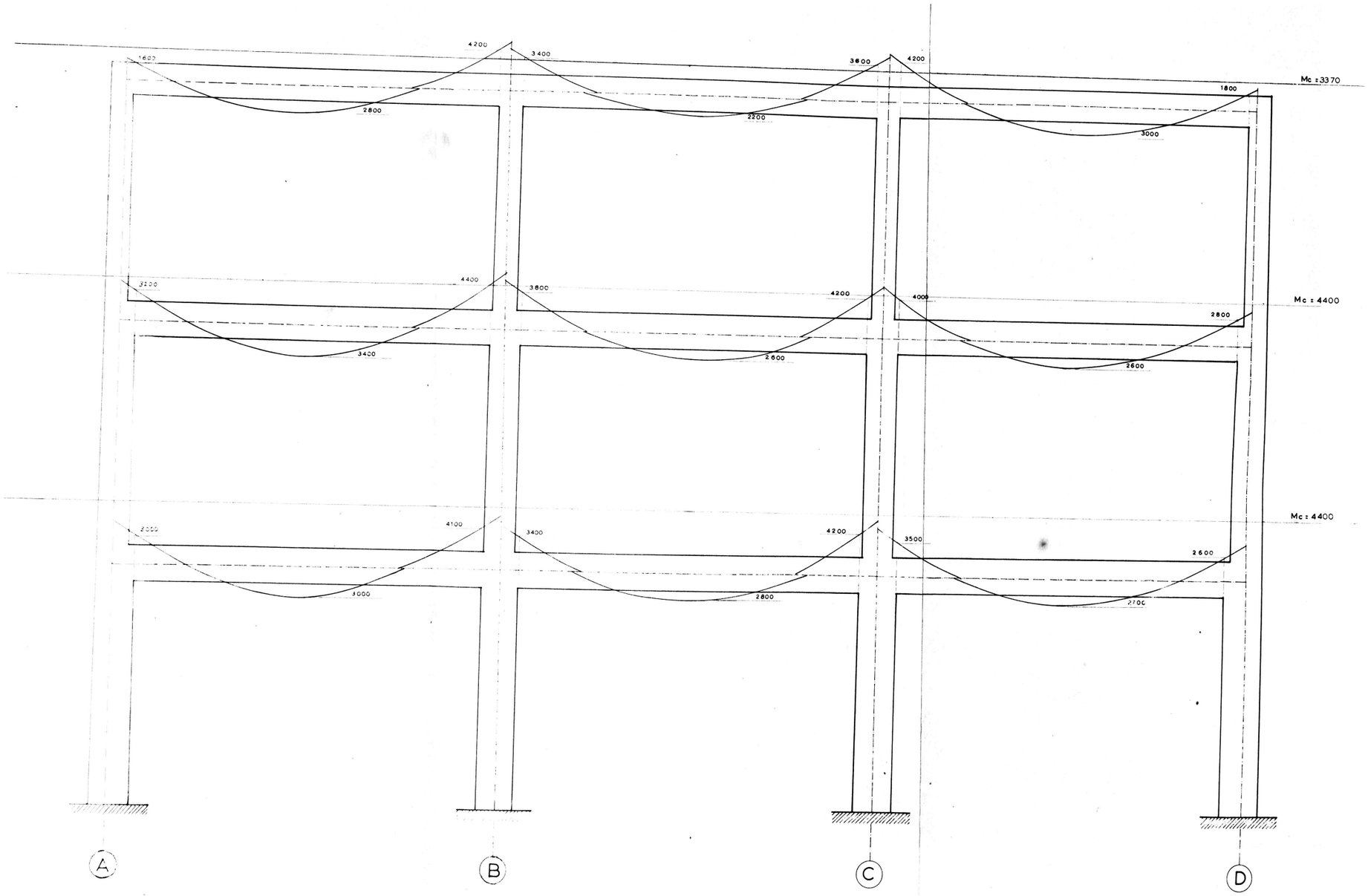
CALCULO DE UN EDIFICIO

LUIS SZTUDEN KREMER

INGENIERO

CROSS-GRINTER-ZAYTZEFF - PORTICO 4

MAXIMOS MOMENTOS POSITIVOS EN LOS TRAMOS A-B, C-D Y B-C



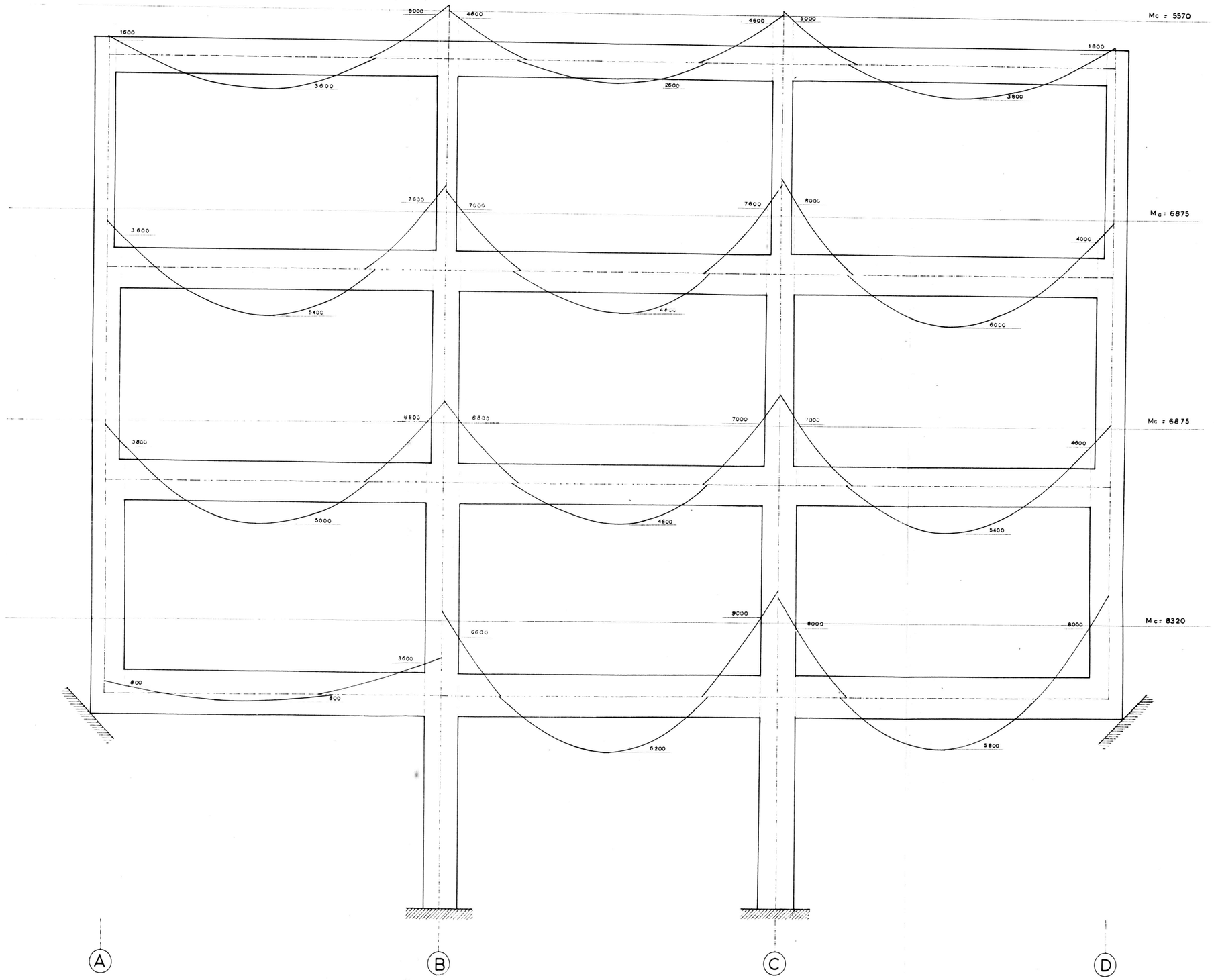
METODOLOGIA DEL CONCRETO ARMADO

CALCULO DE UN EDIFICIO

LUIS SZTUDEN KREMER

INGENIERO

DIAGRAMA DE MOMENTOS - PORTICOS 1



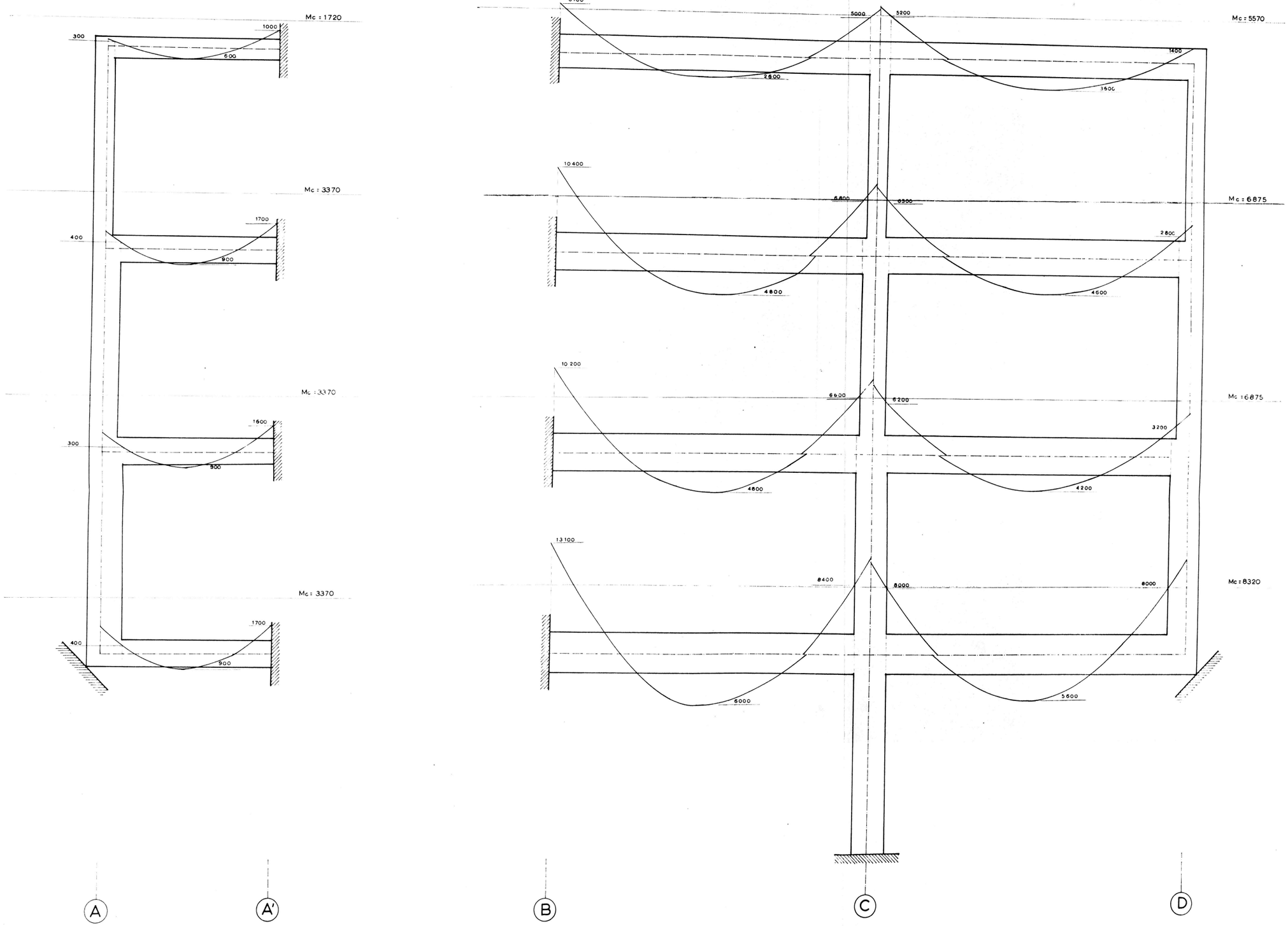
METODOLOGIA DEL CONCRETO ARMADO

CALCULO DE UN EDIFICIO

LUIS SZTUDEN KREMER

INGENIERO

DIAGRAMA DE MOMENTOS-PORTICOS 2 y 5



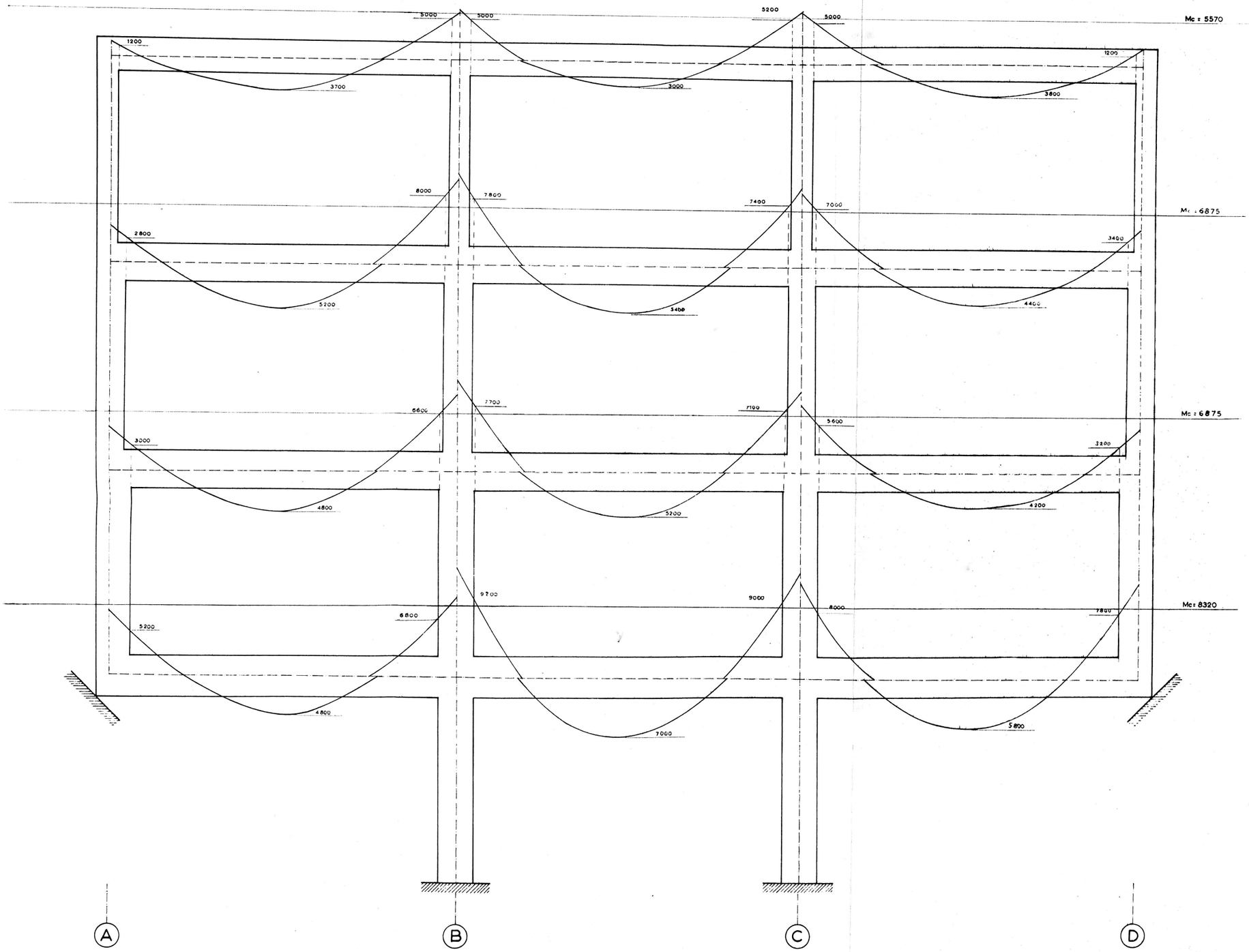
METODOLOGIA DEL CONCRETO ARMADO

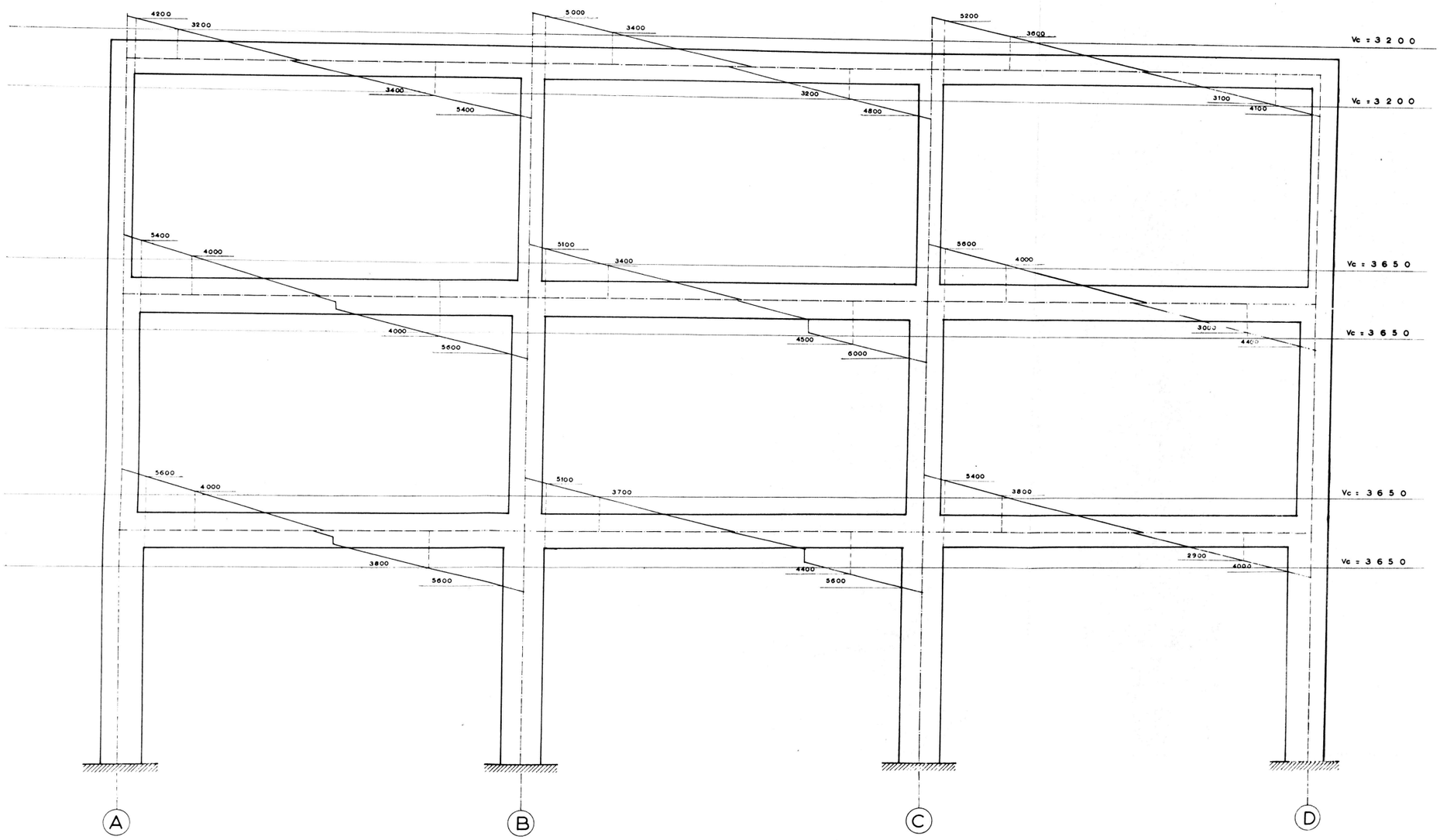
CALCULO DE UN EDIFICIO

LUIS SZTUDEN KREMER

INGENIERO

DIAGRAMA DE MOMENTOS – PORTICOS 3'


5000
5000
5200
5000
1200
1200
3700
3000
3800
Mc = 5570
8000
7800
7400
7000
Mc = 6875
2800
3400
5200
3400
4400
6600
7700
7100
5600
Mc = 6875
3000
3200
4800
5200
4200
9700
9000
6800
8000
7800
Mc = 8320
5200
4800
7000
5800
A
B
C
D



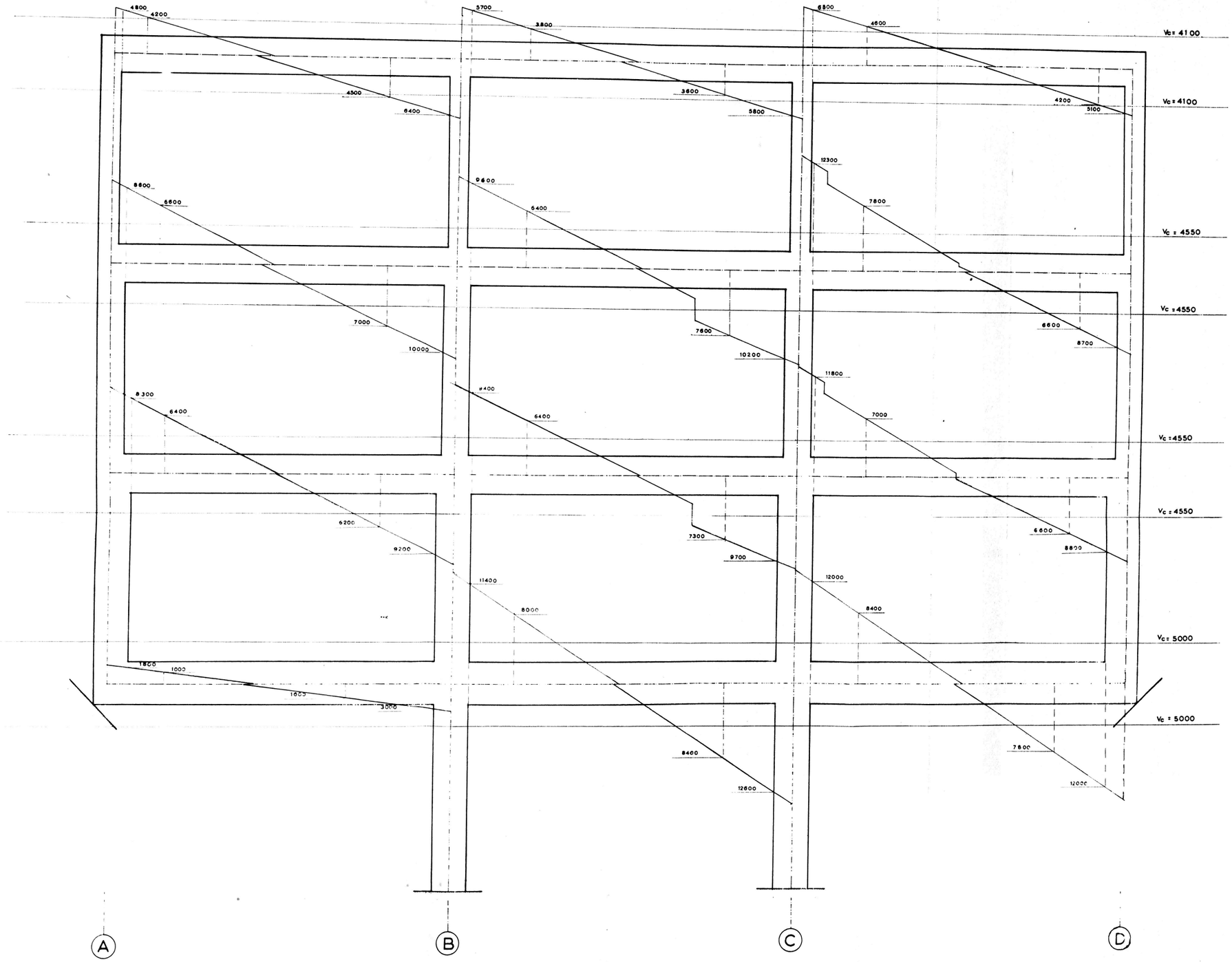
METODOLOGIA DEL CONCRETO ARMADO

CALCULO DE UN EDIFICIO

LUIS SZTUDEN KREMER

INGENIERO

DIAGRAMA DE CORTE - PORTICO 1 y 6



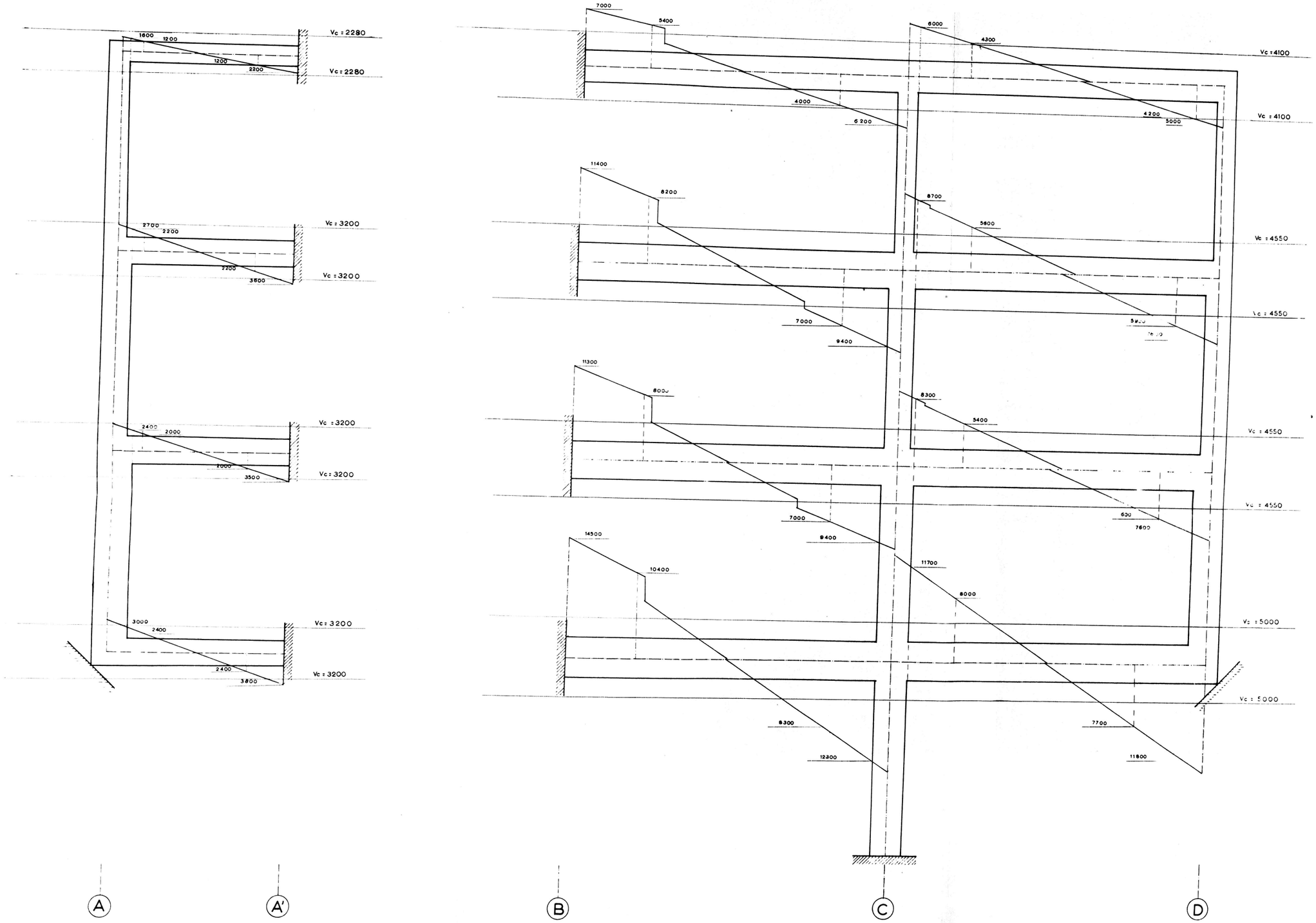
METODOLOGIA DEL CONCRETO ARMADO

CALCULO DE UN EDIFICIO

LUIS SZTUDEN KREMER

INGENIERO

DIAGRAMA DE CORTE - PORTICOS 2 y 5



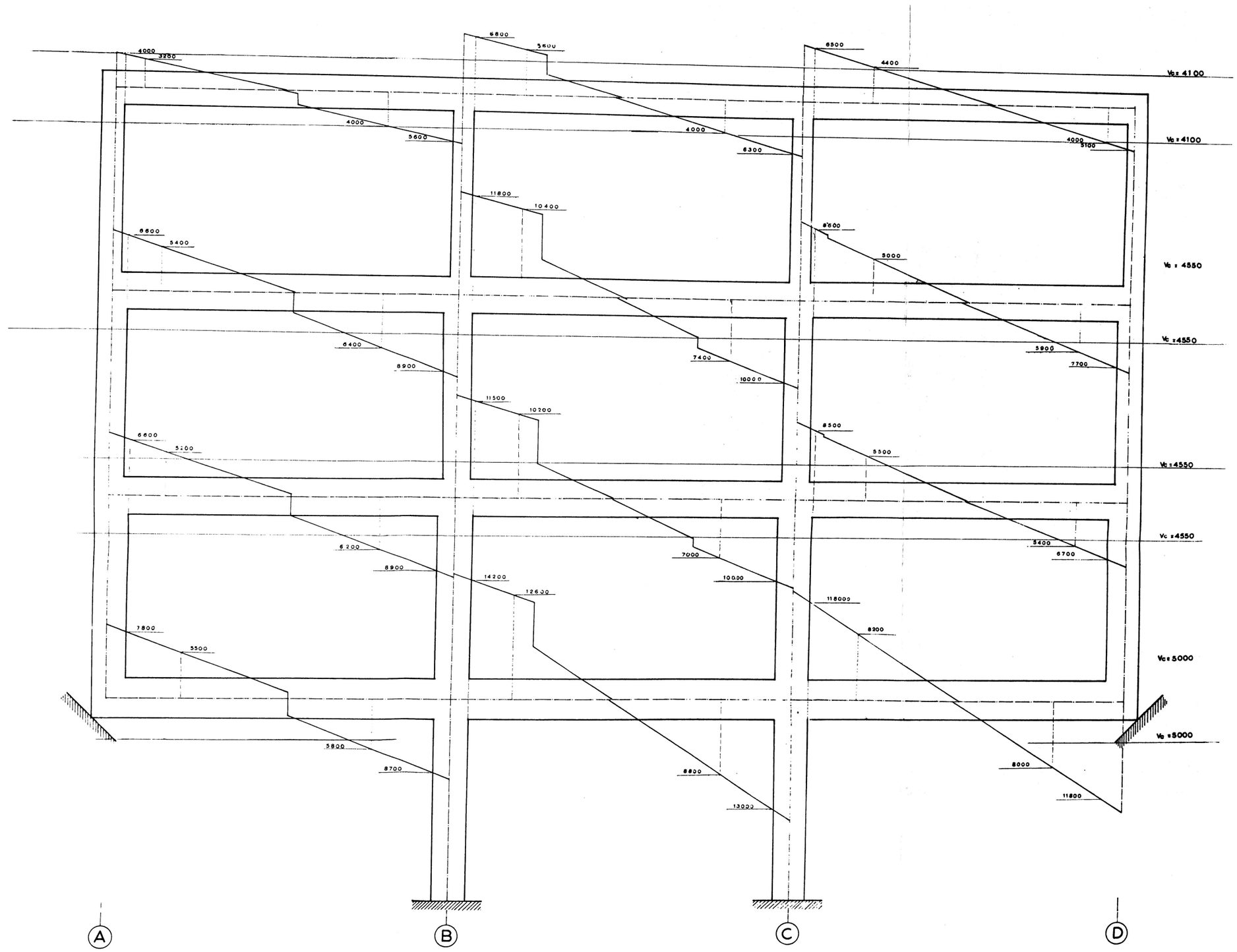
METODOLOGIA DEL CONCRETO ARMADO

CALCULO DE UN EDIFICIO

LUIS SZTUDEN KREMER

INGENIERO

DIAGRAMA DE CORTE - PORTICOS 3'y 3"



METODOLOGIA DEL CONCRETO ARMADO

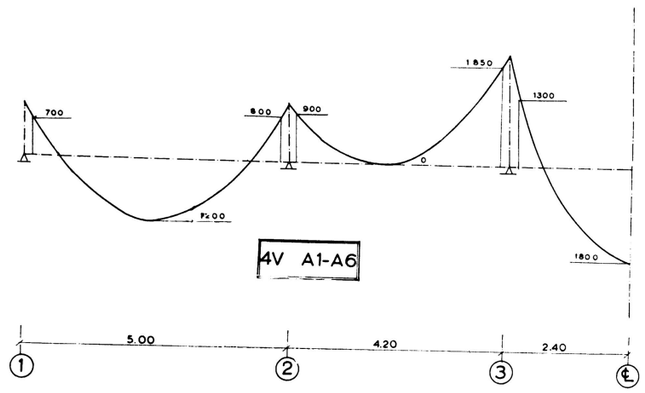
CALCULO DE UN EDIFICIO

LUIS SZTUDEN KREMER

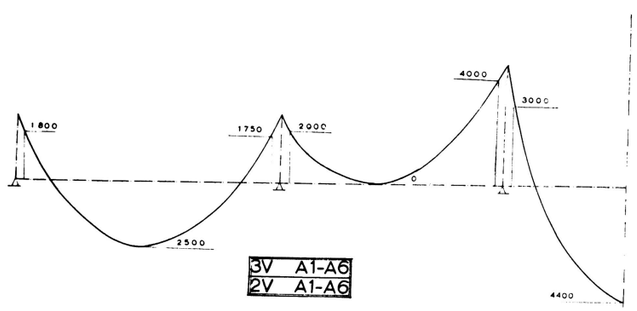
INGENIERO

DIAGRAMA DE CORTE - PORTICO 4

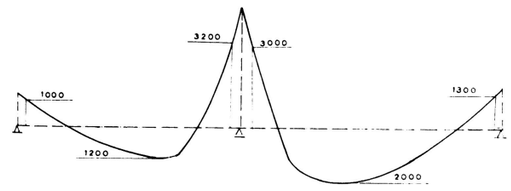
MOMENTOS



4V A1-A6

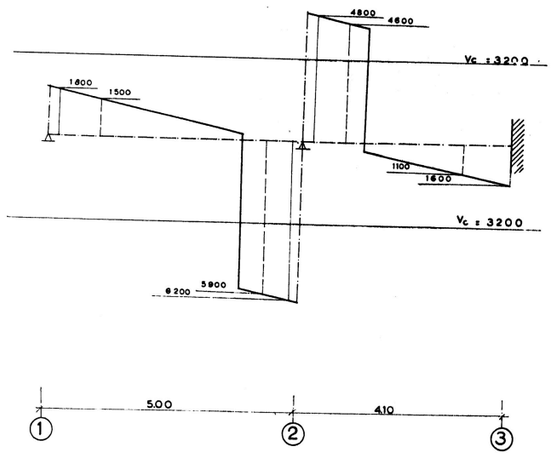


3V A1-A6
2V A1-A6



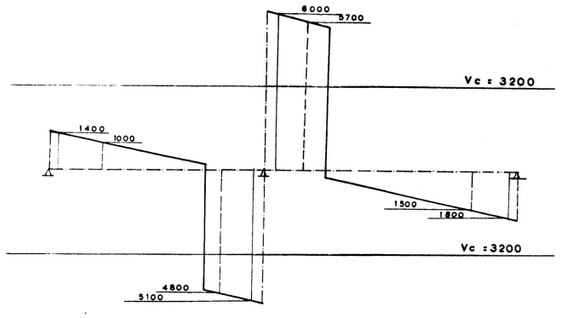
1V B4-B6

CORTES

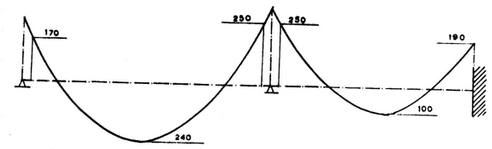


1V B1-B3

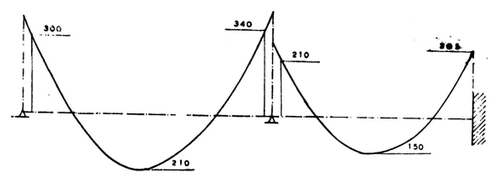
1V B4-B6



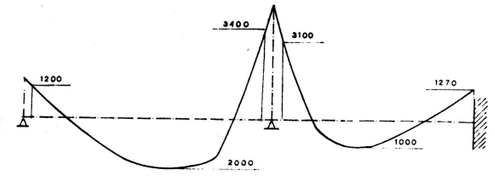
MOMENTOS



4V B1-B3



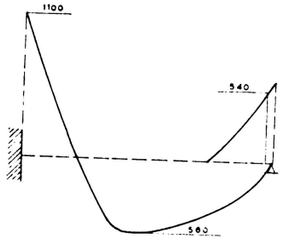
3V B1-B3
2V B1-B3



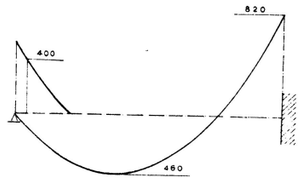
1V B1-B3



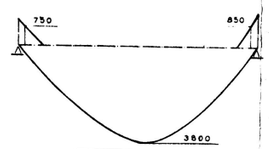
M O M E N T O S



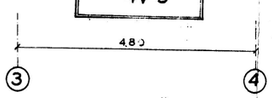
4V-1

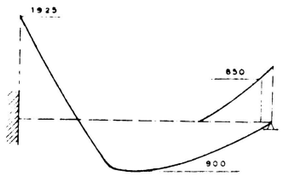


4V-2

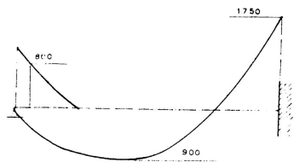


4V-5

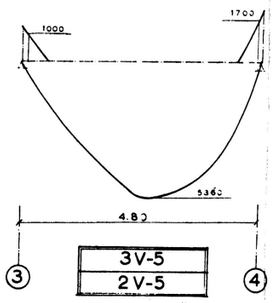




3V-1
2V-1

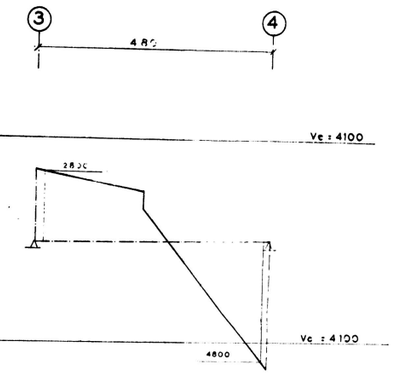


3V-2
2V-2

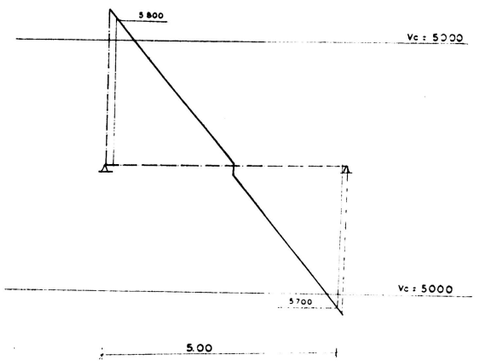


3V-5
2V-5

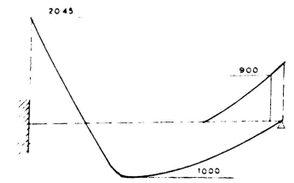
C O R T E S



3V-5
2V-5

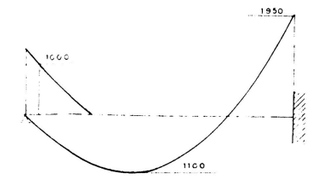


1V-6
1V-9



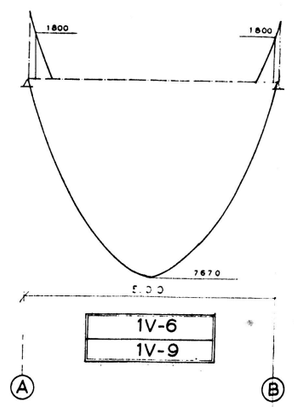
1V-1



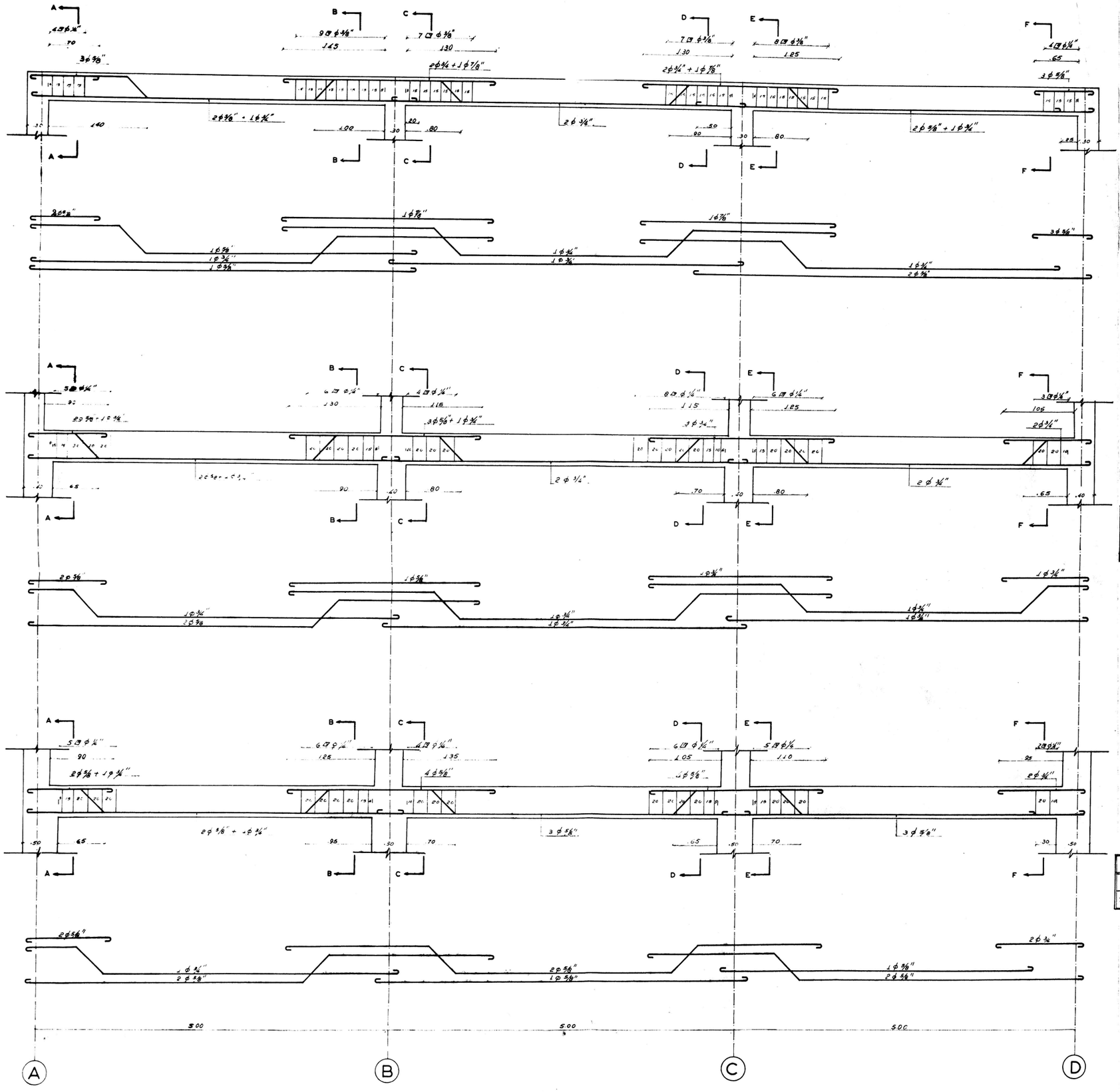


1V-2

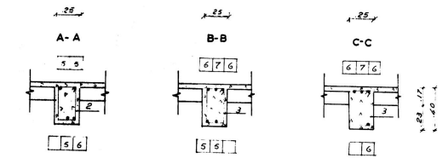




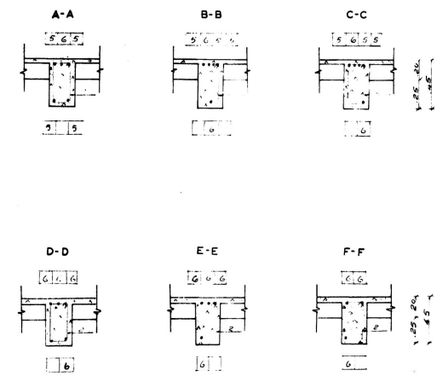
1V-6
1V-9



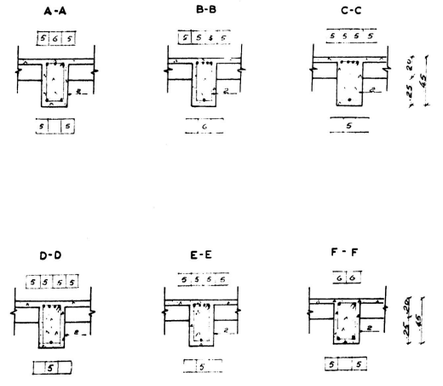
Nivel +12.00 m.	
4V A1-D1	25/40
4V A6-D6	25/40



Nivel +9.00 m.	
3V A1-D1	25/45
3V A6-D6	25/45



Nivel +6.00 m.	
2V A1-D1	25/45
2V A6-D6	25/45



f'_c = 140 kg/cm²

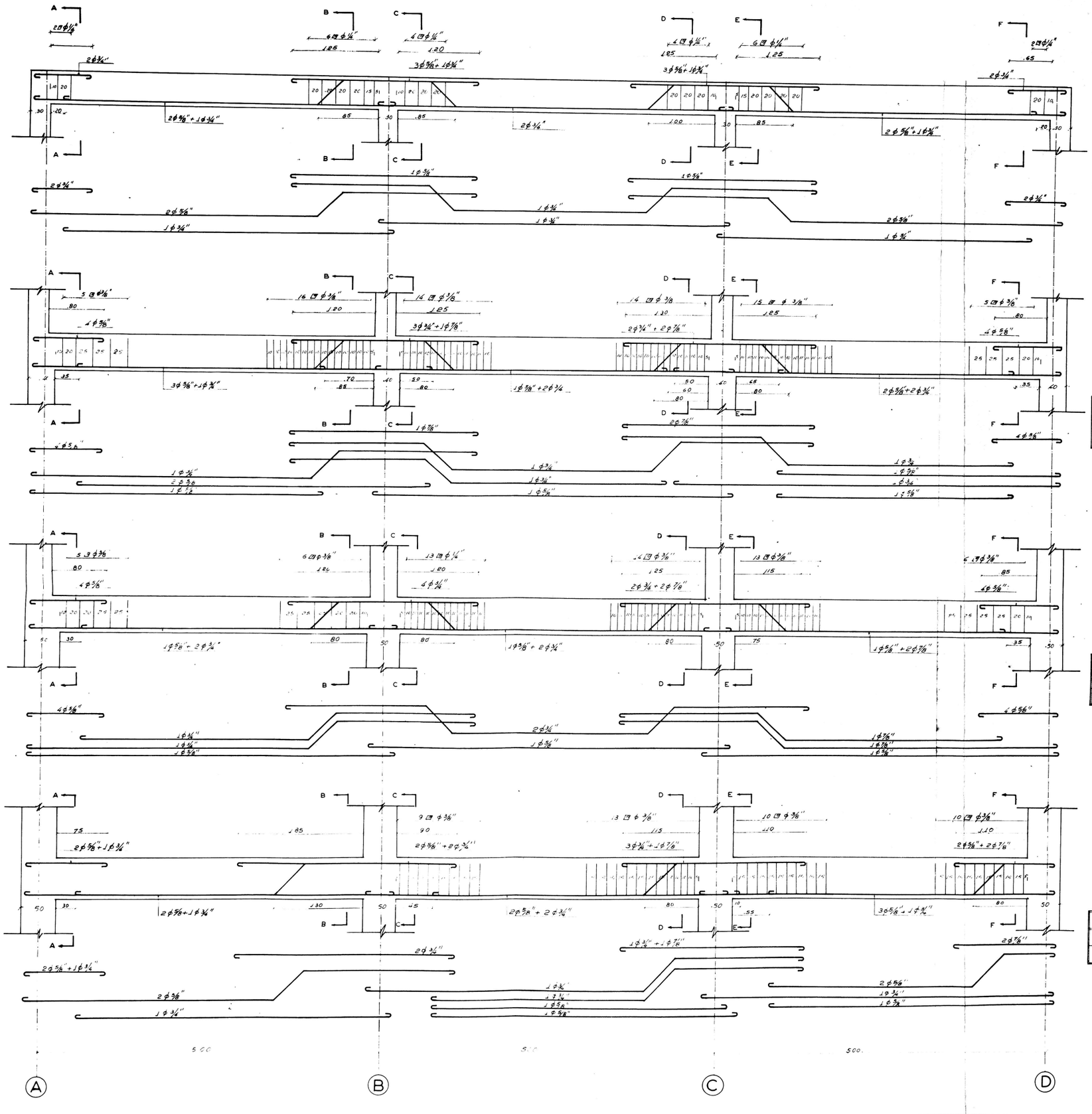
METODOLOGIA DEL CONCRETO ARMADO

CALCULO DE UN EDIFICIO

LUIS SZTUDEN KREMER

INGENIERO

VIGAS PRINCIPALES - PORTICOS 1 y 6

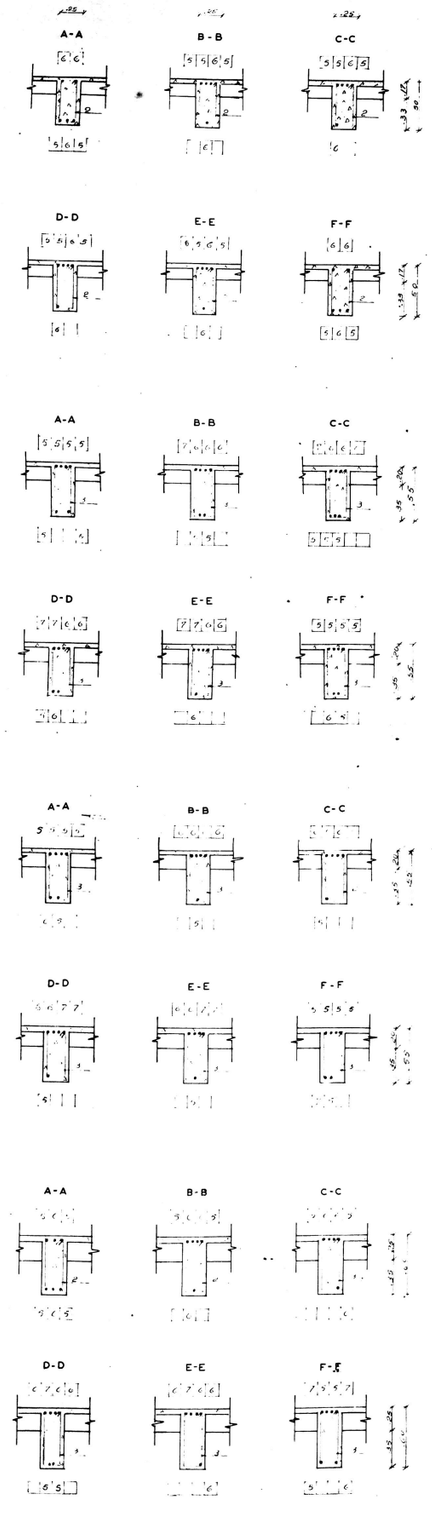


NIVEL + 12.00 m.		
4 V	A2-D2	25/50
4 V	A5-D5	25/50

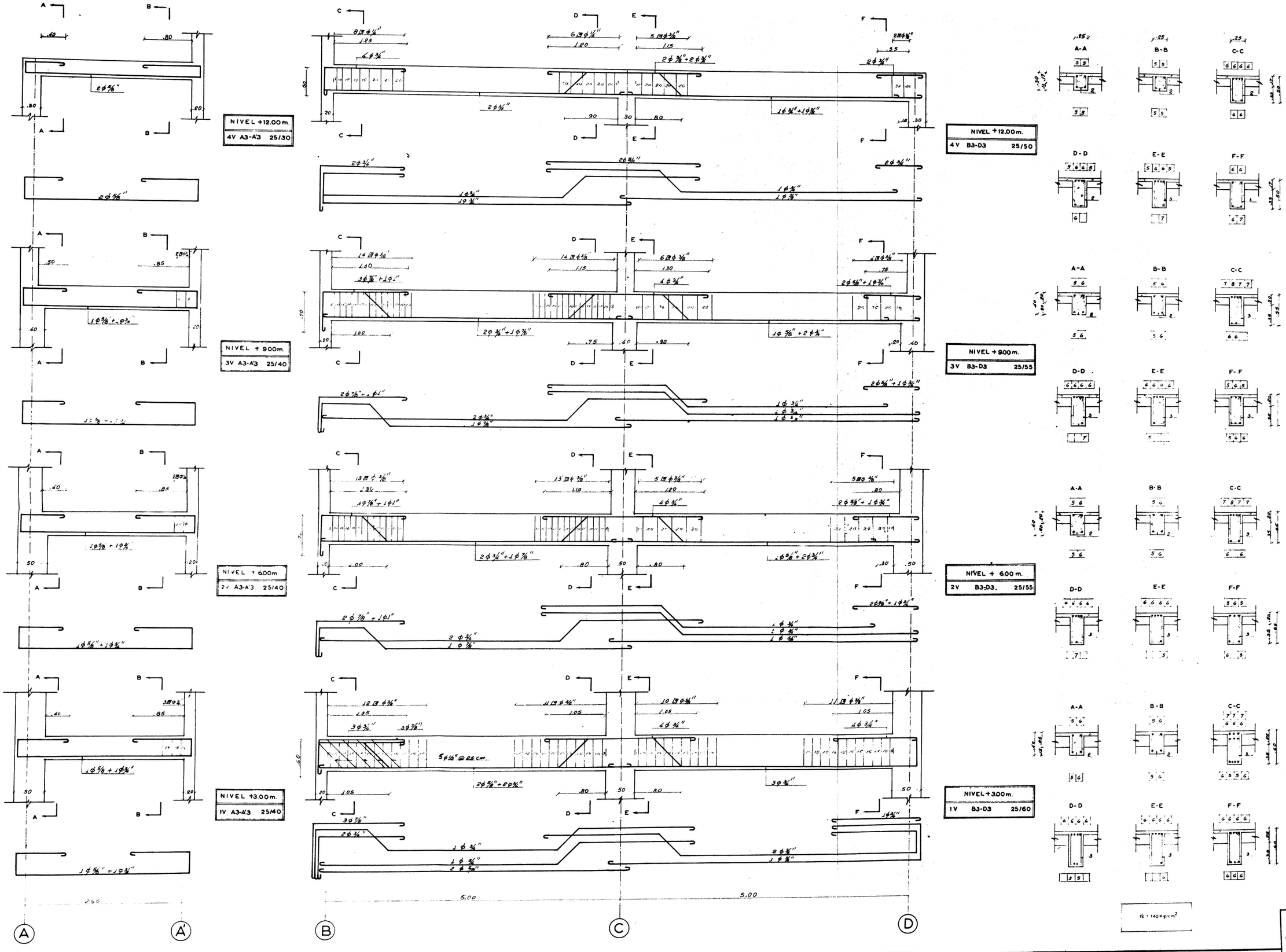
NIVEL + 9.00 m.		
3 V	A2-D2	25/55
3 V	A5-D5	25/55

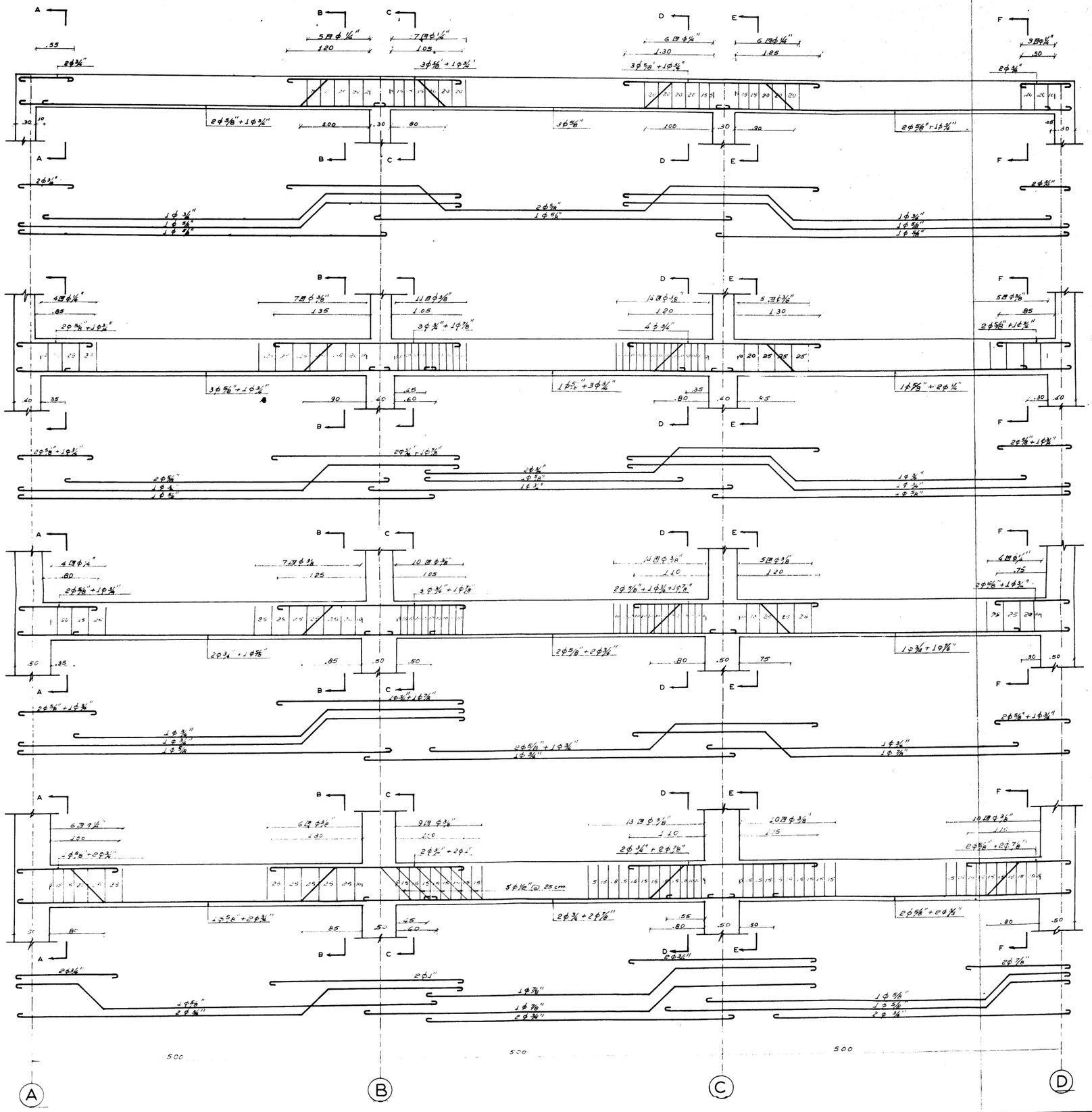
NIVEL + 6.00 m.		
2 V	A2-D2	25/55
2 V	A5-D5	25/55

NIVEL + 3.00 m.		
1 V	A2-D2	25/60
1 V	A5-D5	25/60



f'c = 140 Kg/cm²


NIVEL +12.00m.
4V A3-A'3 25/30
NIVEL + 9.00m.
3V A3-A'3 25/40
NIVEL + 6.00m.
2V A3-A'3 25/40
NIVEL +3.00m.
1V A3-A'3 25/40
NIVEL +12.00m.
4V B3-D3 25/50
NIVEL + 9.00m.
3V B3-D3 25/55
NIVEL + 6.00m.
2V B3-D3. 25/55
NIVEL +3.00m.
1V B3-D3 25/60
A-A
B-B
C-C
D-D
E-E
F-F
fc = 140 Kg/cm²
5.00
5.00
A
A'
B
C
D

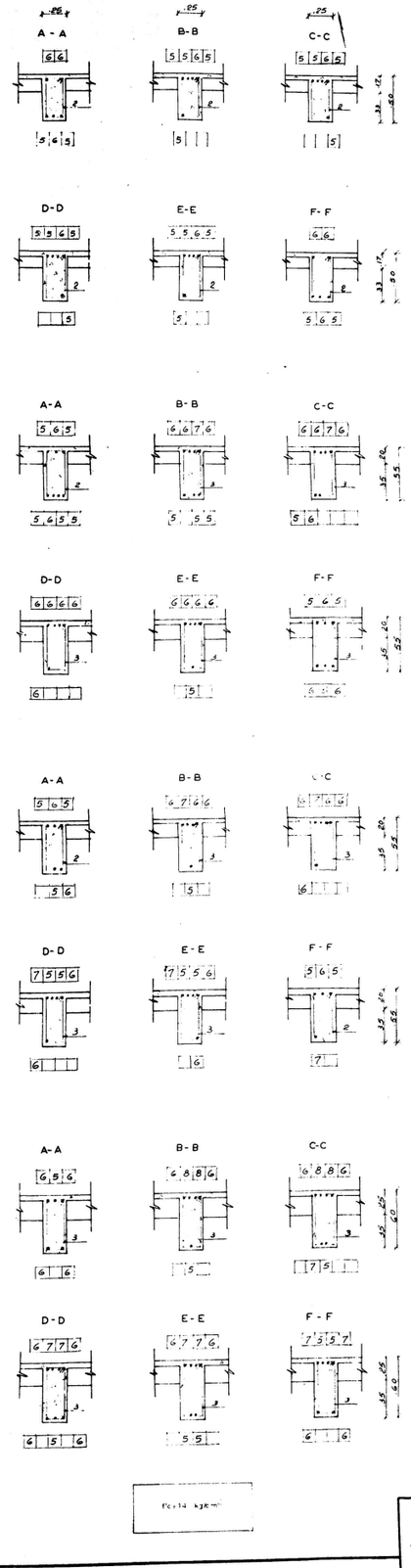


NIVEL + 12.00 m.		
4V	A4-D4	25/50

NIVEL +9.00m.		
3V	A4-D4	25/55

NIVEL +6.00 m.		
2V	A4-D4	25/55

NIVEL +3.00m.		
1V	A4-D4	25/60



4 V A1 - A6 25/40

ESTRIBOS DE MONTAJE
ϕ 1/4" @ 40cm.

4V B1 - B3 40/17

4V B4 - B6 40/17

f'_c = 140 kg/cm²

4 V	C1 - C6	25/40
4 V	D1 - D6	25/40
3 V	C1 - C6	25/40
3 V	D1 - D6	25/40
2 V	C1 - C6	25/40
2 V	D1 - D6	25/40
1 V	C1 - C6	25/40

5.00 4.20 4.80 4.20 5.00

1 2 3 4 5 6

A B C D

3V	A1-A6	25/40
2V	A1-A6	25/40

3V	B1-B3	40/120
2V	B1-B3	40/120

3V	B4-B6	40/20
2V	B4-B6	40/20

ESTRIBOS DE MONTAJE
ϕ Ø4" @ 40 cm

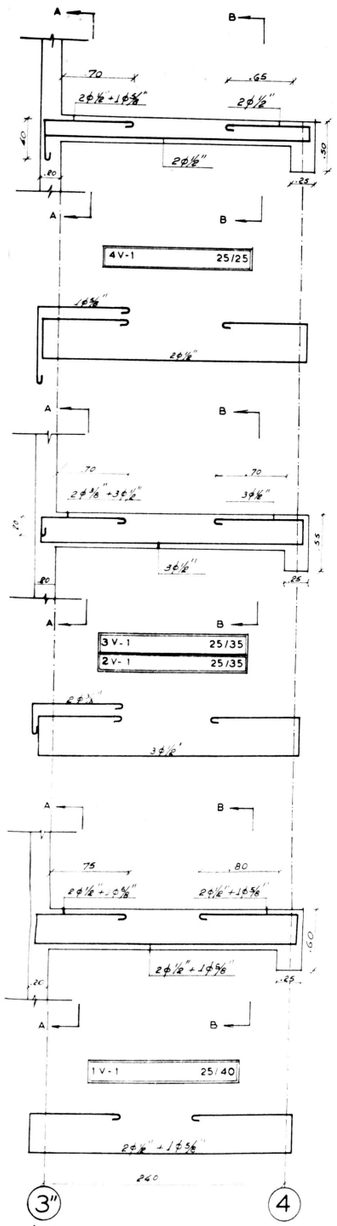
f'_c = 140 kg/cm²

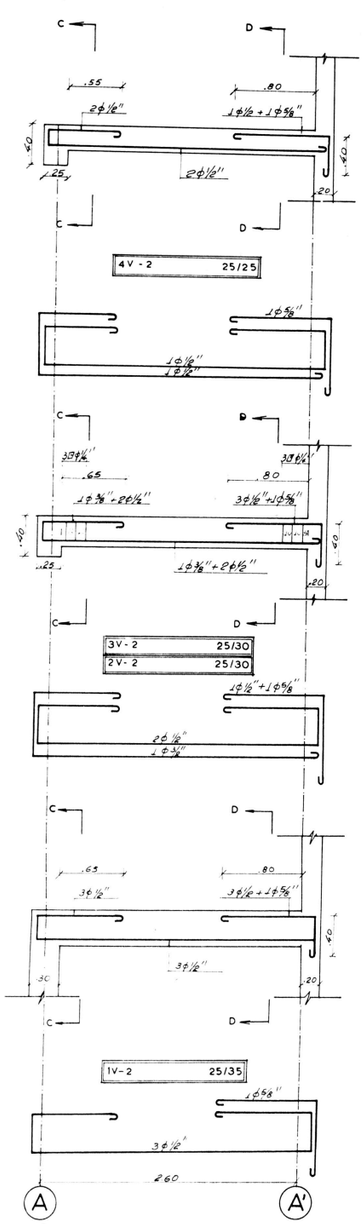
1V	B1-B3	25/40

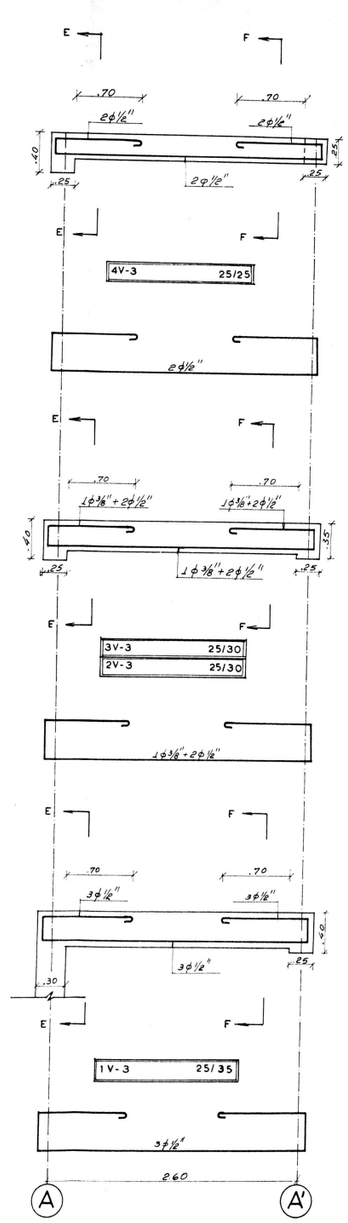
1V	B4-B6	25/40

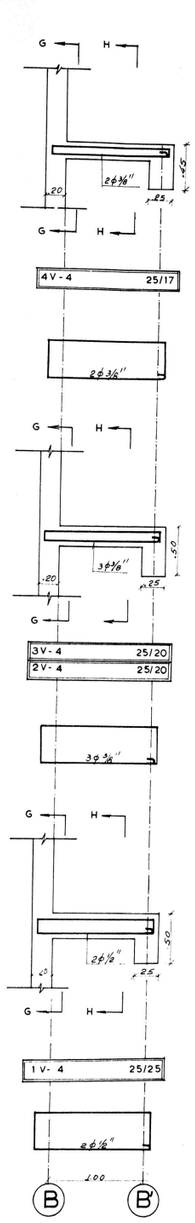
1 2 3 4 5 6

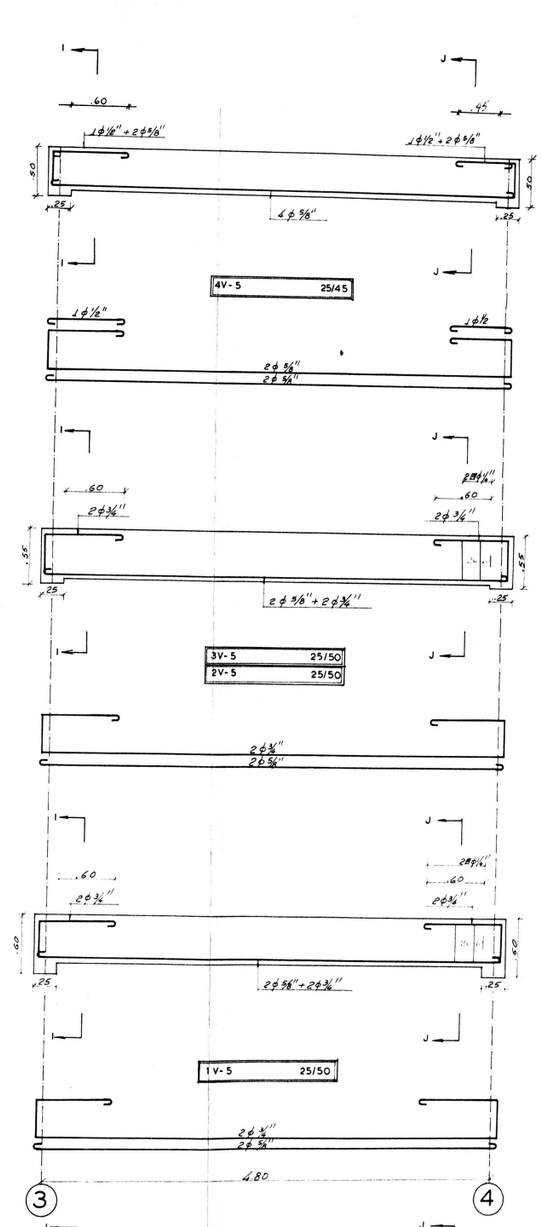
A B

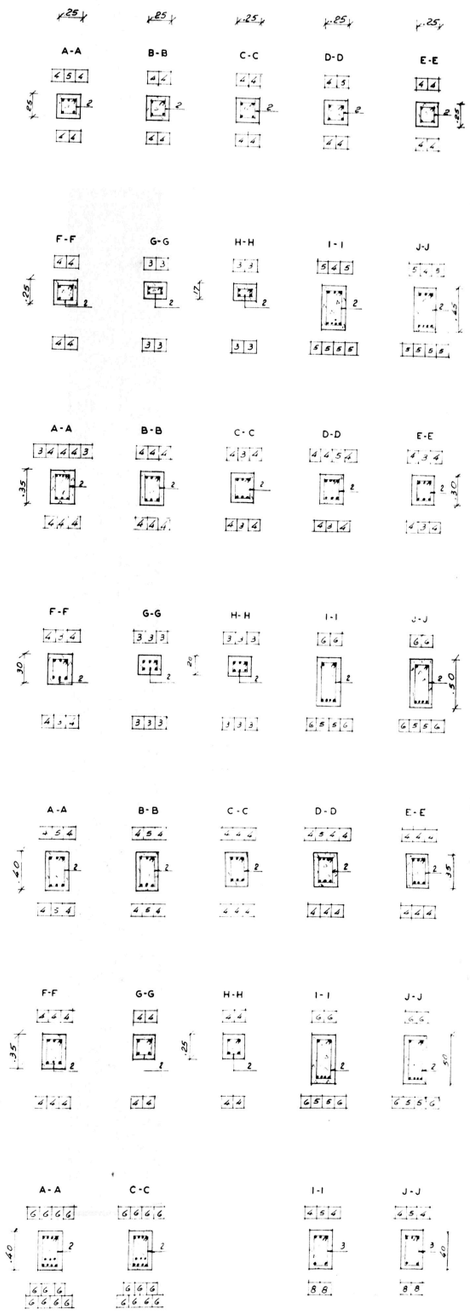


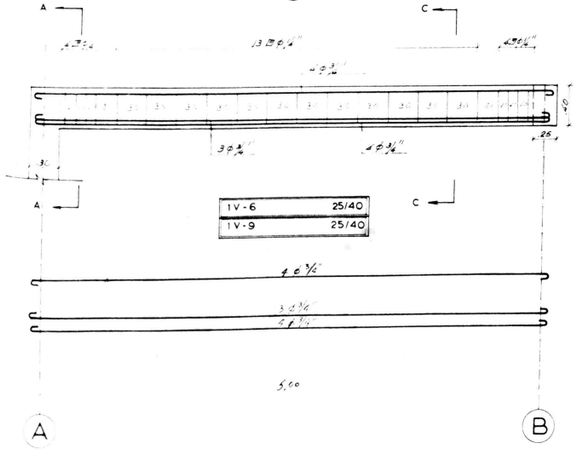






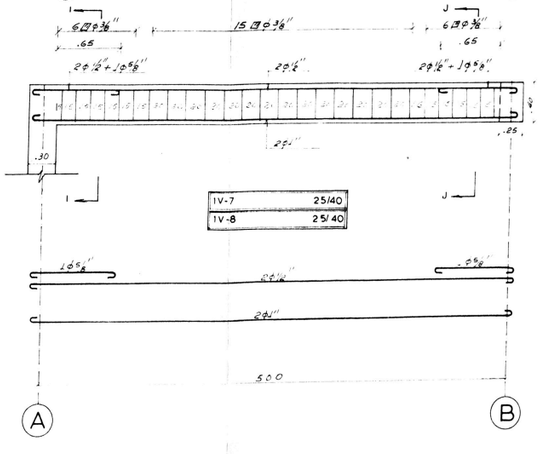






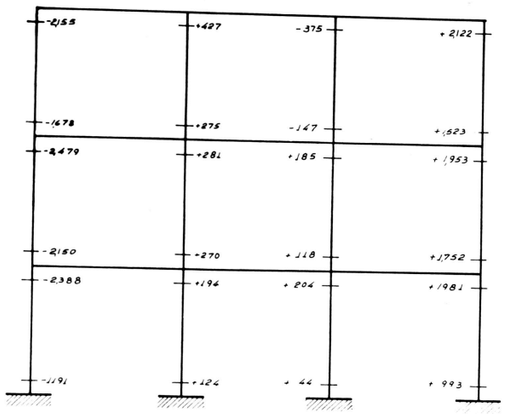
ESTRIBOS DE MONTAJE
ϕ 1/4 @ 40

f'_c = 140 kg/cm^2

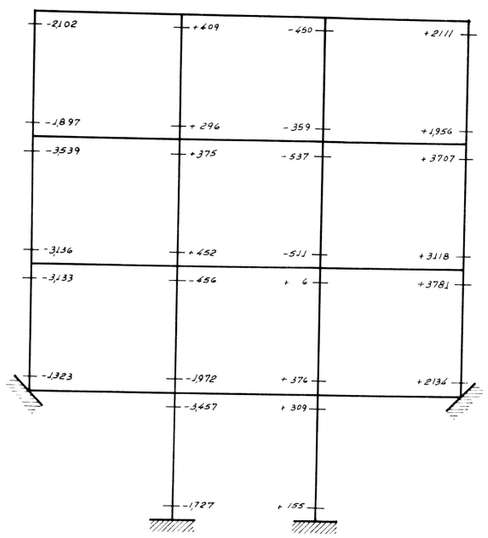


MOMENTOS

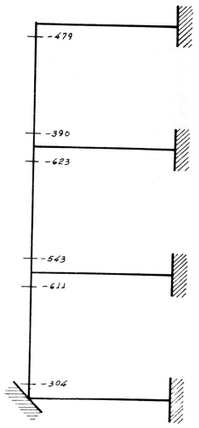
1 y 6



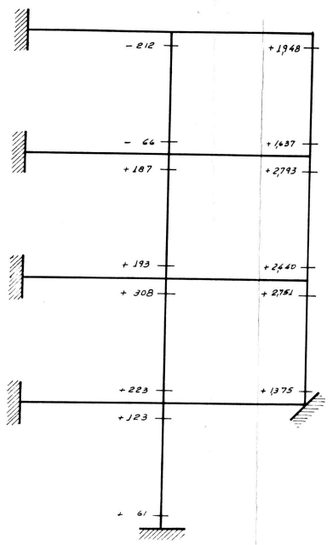
2 y 5



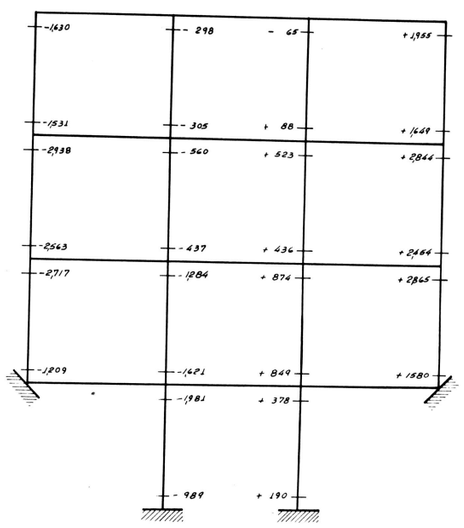
3'



3"

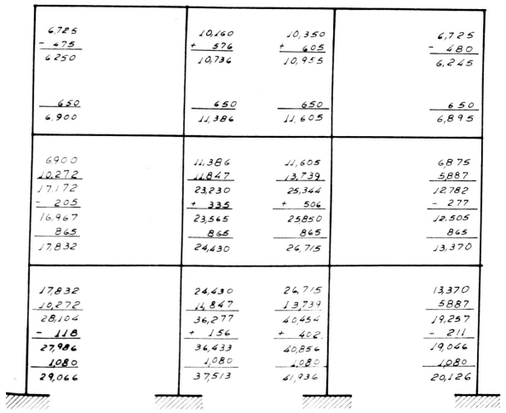


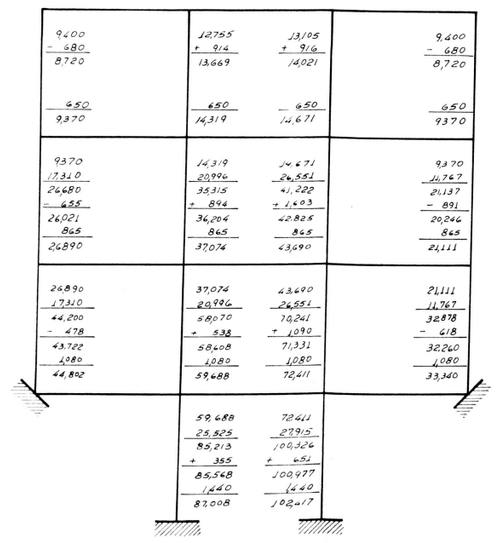
4

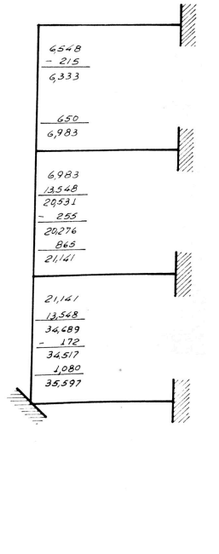


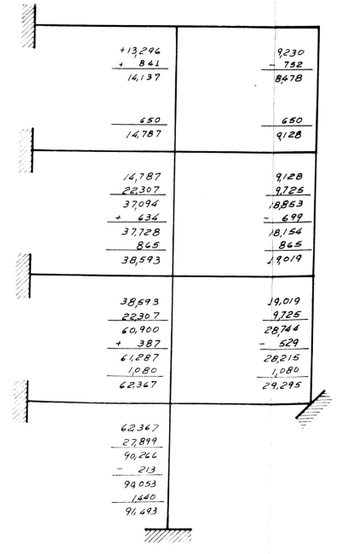
12.00
9.00
6.00
3.00
0.00

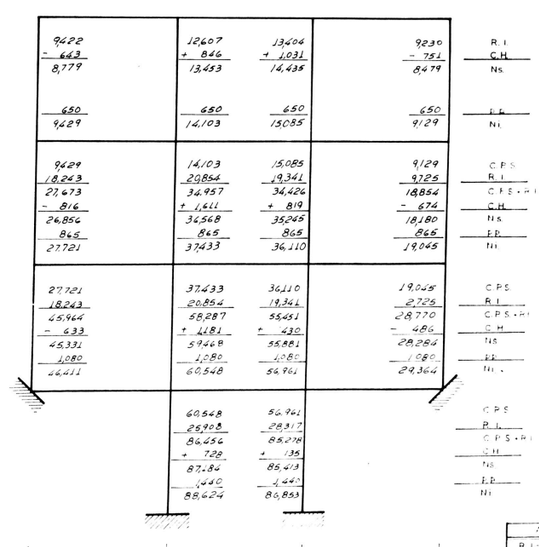
CARGAS





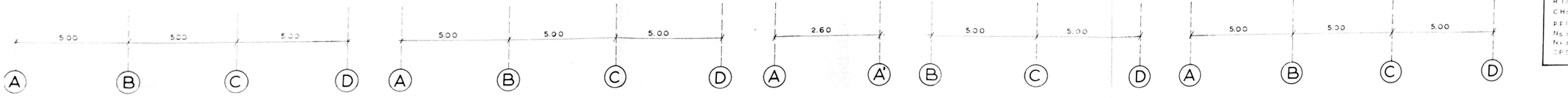






12.00
9.00
6.00
3.00
0.00

ABREVIATURAS
R.I.=REACCION ISOSTATICA
C.H.=CORRECCION HIPERESTATICA
P.P.=PESO PROPIO
Ns.=CARGA SUPERIOR
N.I.=CARGA INFERIOR
C.P.S.=CARGA PISO SUPERIOR



METODOLOGIA DEL CONCRETO ARMADO

CALCULO DE UN EDIFICIO

LUIS SZTUDEN KREMER

INGENIERO

MOMENTOS y CARGAS

COLUMNAS

COLUMNAS

PROCEDIMIENTO

TERCER PISO

					A3	A4	B1-B6	B2-B5	B4	C1-C6	C2-C5	C3	C4
DATOS	CARACTERISTICAS	b		cm	30	30	30	30	30	30	30	30	30
		t		cm	30	30	30	30	30	30	30	30	30
		Ag		cm^2	900	900	900	900	900	900	900	900	900
		h		mt.	2.60	2.50	2.60	2.50	2.50	2.60	2.50	2.50	2.50
	MOMENTOS - CARGAS SUPERIORES	Ms		Kg-mt	479	1630	427	409	298	375	450	212	63
		Ns		Kg	6,333	8,779	10,736	13,669	13,453	10,955	14,021	14,137	14,435
	MOMENTOS - CARGAS INFERIORES	Mi		Kg-mt	390	1531	275	296	305	147	359	66	88
		Ni		Kg	6983	7929	11,386	14,319	14,103	11,605	14,671	14,787	15,085
CONDICIONES DE CALCULO	PRIMERA	e	SECCION CRITICA	—	.075	.186	.041	.031	.022	.034	.032	.015	.006
	SEGUNDA	e/t	$\leq e/3$ — CASO I $> e/3$ — CASO II	—	.250	.620	.136	.103	.073	.113	.106	.050	.020
	TERCERA (X)	h/b	≤ 10 — CORTA > 10 - LARGA	—	8.66	8.33	8.66	8.33	8.33	8.66	8.33	8.33	8.33
DISEÑO	A CERO LONGITUDINAL APROXIMADO	P	$N[1+B(e/t)]$	Kg	15,000	25,000	15,000	17,800	17,200	14,800	18,400	16,200	16,000
		$P_{g\,APROX.}$	$[(P/.8A_g)-.225f'_c]/f_s$	—	.0100	.0020	.0070	.0050	.0060	.0080	.0040	.0070	.0070
		A_{gc}	$P/.8(.225f'_c + f_s p_g)_{MIN} = P/36.4$	cm^2	405	690	410	490	470	410	500	445	440
		Ag/2		cm^2	450	450	450	450	450	450	450	450	450
		$A_{s\,APROX.}$	$P_g \geq .01$ $P_s \leq .04$ $A_s = P_g A_g$; $P_g < .01$ $A_{gc} \geq A_g/2$ $A_s = .01 A_{gc}$; $P_g < .01$ $A_{gc} < A_g/2$ $A_s = .01 A_g/2$	cm^2	4.50	6.90	4.50	4.90	4.70	4.50	5.00	4.50	4.50
	A CERO LONGITUDINAL COLOCADO	As	$A_{s\,MIN.} = 4\phi 5/8" <> 7.90\,cm^2$	cm^2	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90
				BARRAS	$4\phi 5/8"$	$4\phi 5/8"$	$4\phi 5/8"$	$4\phi 5/8"$	$4\phi 5/8"$	$4\phi 5/8"$	$4\phi 5/8"$	$4\phi 5/8"$	$4\phi 5/8"$
		CROQUIS		—	□	□	□	□	□	□	□	□	□
		Pg	A_s/A_g	—	.0090	.0090	.0090	.0090	.0090	.0090	.0090	.0090	.0090
	CONSTANTES	y	e/2	cm	15	15	15	15	15	15	15	15	15
		a	$(e/2)-d'=(e/2)-5$	cm	10	10	10	10	10	10	10	10	10
		Ig	$bt^3/12$	cm^4	67,500	67,500	67,500	67,500	67,500	67,500	67,500	67,500	67,500
		n-1	$15-1=14$	—	14	14	14	14	14	14	14	14	14
		Is	$A_s a^2$	cm^4	790	790	790	790	790	790	790	790	790
		It	$I_g + (7-1)I$	cm^4	78,500	78,500	78,500	78,500	78,500	78,500	78,500	78,500	78,500
	ESFUERZOS UNITARIOS	fa	N/A_g	kg/cm^2	7.04	9.75	11.92	15.18	15.67	12.17	15.58	15.71	16.76
		Fa	$0.8(.225f'_c + f_s p_g) = 252 + 120 p_g$	kg/cm^2	35.28	35.28	35.28	35.28	35.28	35.28	35.28	35.28	35.28
		fb	M_y/I_z	kg/cm^2	9.15	31.00	8.20	7.80	5.90	7.20	8.60	4.05	1.68
		Fb	$0.45 f'_c = f_c = 63$	kg/cm^2	63.00	63.00	63.00	63.00	63.00	63.00	63.00	63.00	63.00
	VERIFICACION	V	$\frac{fa}{Fa} + \frac{fb}{Fb} \leq 1$	—	.35	.77	.47	.56	.54	.46	.58	.51	.51
	ESTRIBOS	48 ϕ e	NORMAS PRACTICAS: Tipo Kg — Zestribo: 5/8 a 3/4 — 1/4"; 3/4 a 1" — 3/8"; 1" a mayor — 1/2"	cm	30	30	30	30	30	30	30	30	30
		16 ϕ L		cm	25	25	25	25	25	25	25	25	25
		b		cm	30	30	30	30	30	30	30	30	30
SOLUCION	CUANTIA	Pg	VER PLANO 47		.0090	.0090	.0090	.0090	.0090	.0090	.0090	.0090	.0090
	ACERO	As	id.	BARRAS	$4\phi 5/8"$	$4\phi 5/8"$	$4\phi 5/8"$	$4\phi 5/8"$	$4\phi 5/8"$	$4\phi 5/8"$	$4\phi 5/8"$	$4\phi 5/8"$	$4\phi 5/8"$
	ESTRIBOS	□	id.	—	1/4 @25	1/4 @25	1/4 @25	1/4 @25	1/4 @25	1/4 @25	1/4 @25	1/4 @25	1/4 @25
	TIPO	T	id.	—	A	A	A	A	A	A	A	A	A

SEGUNDO PISO

					A1-A6	A2-A5	A3	A4	B1-B6	B2-B5	B4	C1-C6	C2-C5	C3	C4	D1-D6	D2-D5	D3	D4
DATOS	CARACTERISTICAS	b		cm	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
		t		cm	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40
		Ag		cm^2	1,200	1,200	1,200	1,200	1,200	1,200	1,200	1,200	1,200	1,200	1,200	1,200	1,200	1,200	1,200
		h		mt.	2.55	2.45	2.60	2.45	2.55	2.45	2.45	2.55	2.45	2.45	2.45	2.55	2.45	2.45	2.45
	MOMENTOS - CARGAS SUPERIORES	Ms		Kg-mt	2479	3539	623	2938	281	375	560	185	537	187	523	1953	3707	2793	2844
		Ns		Kg	16,967	26,025	20,276	26,856	23,565	36,209	36,568	25,850	40,825	37,728	35,245	12,505	20,246	18,154	18,180
	MOMENTOS - CARGAS INFERIORES	Mi		Kg-mt	2150	3136	546	2563	270	432	437	118	511	193	436	1752	3118	2440	2454
		Ni		Kg	17832	26,890	21,161	27,721	24,430	37,074	37,433	26,715	43,690	38,593	36,110	13,370	21,111	19,019	19,045
CONDICIONES DE CALCULO	PRIMERA	e	SECCION CRITICA	—	.146	.136	.031	.109	.012	.012	.015	.007	.013	.005	.015	.156	.184	.185	.187
	SEGUNDA	e/t	$\leq e/3$ — CASO I $> e/3$ — CASO II	—	.365	.340	.077	.272	.030	.030	.037	.017	.032	.012	.037	.390	.460	.387	.392
	TERCERA (X)	h/b	≤ 10 — CORTA > 10 - LARGA	—	8.50	8.20	8.66	8.20	8.50	8.20	8.20	8.50	8.20	8.20	8.20	8.50	8.20	8.20	8.20
DISEÑO	A CERO LONGITUDINAL APROXIMADO	P	$N[1+B(e/t)]$	Kg	35,500	52,500	25,000	48,500	25,700	40,500	40,500	27,200	47,000	40,000	39,000	27,000	48,500	39,400	39,500
		$P_{g\,APROX.}$	$[(P/.8A_g)-.225f'_c]/f_s$	—	.0040	.0170	.0040	.0135	.0030	.0075	.0075	.0020	.0125	.0070	.0060	.0020	.0136	.0070	.0070
		A_{gc}	$P/.8(.225f'_c + f_s p_g)_{MIN} = P/36.4$	cm^2	480		690		710	1110	1110	750		1100	1080	750		1080	1085
		Ag/2		cm^2	600		600		600	600	600	600		600	600	600		600	600
		$A_{s\,APROX.}$	$P_g \geq .01$ $P_s \leq .04$ $A_s = P_g A_g$; $P_g < .01$ $A_{gc} \geq A_g/2$ $A_s = .01 A_{gc}$; $P_g < .01$ $A_{gc} < A_g/2$ $A_s = .01 A_g/2$	cm^2	9.80	20.50	6.90	16.20	7.10	11.10	11.10	7.50	15.00	11.00	10.80	7.50	16.40	10.80	10.85
	A CERO LONGITUDINAL COLOCADO	As	$A_{s\,MIN.} = 4\phi 5/8" <> 7.90\,cm^2$	cm^2	7.90	20.20	7.90	15.50	7.90	11.40	11.40	7.90	15.50	7.90	7.90	7.90	15.50	7.90	7.90
				BARRAS	$4\phi 5/8"$	$4\phi 1"$	$4\phi 5/8"$	$4\phi 1"$	$4\phi 5/8"$	$4\phi 5/8"$	$4\phi 3/4"$	$4\phi 5/8"$	$4\phi 7/8"$	$4\phi 5/8"$	$4\phi 5/8"$	$4\phi 5/8"$	$4\phi 7/8"$	$4\phi 5/8"$	$4\phi 5/8"$
		CROQUIS		—	□	□	□	□	□	□	□	□	□	□	□	□	□	□	□
		Pg	A_s/A_g	—	.0066	.017	.0066	.0130	.0066	.0095	.0095	.0066	.0130	.0066	.0066	.0066	.0130	.0066	.0066
	CONSTANTES	y	e/2	cm	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
		a	$(e/2)-d'=(e/2)-5$	cm	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
		Ig	$bt^3/12$	cm^4	160,000	160,000	160,000	160,000	160,000	160,000	160,000	160,000	160,000	160,000	160,000	160,000	160,000	160,000	160,000
		n-1	$15-1=14$	—	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14
		Is	$A_s a^2$	cm^4	1780	4550	1780	3500	1780	2570	2570	1780	3500	1780	1780	1780	3500	1780	1780
		It	$I_g + (7-1)I$	cm^4	185,000	224,000	185,000	209,000	185,000	196,000	196,000	185,000	209,000	185,000	185,000	185,000	209,000	185,000	185,000
	ESFUERZOS UNITARIOS	fa	N/A_g	kg/cm^2	14.20	21.60	17.00	22.20	19.60	31.00	30.50	21.50	35.50	32.00	29.30	10.60	17.00	15.00	15.00
		Fa	$0.8(.225f'_c + f_s p_g) = 252 + 120 p_g$	kg/cm^2	32.60	44.20	32.60	39.80	32.60	35.84	35.84	32.60	39.80	32.60	32.60	32.60	39.80	32.60	32.60
		fb	M_y/I_z	kg/cm^2	2.700	3.50	6.75	2.800	3.04	4.60	5.70	2.00	5.15	2.08	5.65	2.120	3.550	30.20	30.60
		Fb	$0.45 f'_c = f_c = 63$	kg/cm^2	63.00	63.00	63.00	63.00	63.00	63.00	63.00	63.00	63.00	63.00	63.00	63.00	63.00	63.00	63.00
	VERIFICACION	V	$\frac{fa}{Fa} + \frac{fb}{Fb} \leq 1$	—	.86	.99	.63	1.00	.65	.94	.95	.70	.97	1.01	.99	.66	.99	.94	.95
	ESTRIBOS	48 ϕ e	NORMAS PRACTICAS: Tipo Kg — Zestribo: 5/8 a 3/4 — 1/4"; 3/4 a 1" — 3/8"; 1" a mayor — 1/2"	cm	30	45	30	45	30	30	30	30	45	30	30	30	45	30	30
		16 ϕ L		cm	25	40	25	35	25	30	30	25	35	25	25	25	35	25	25
		b		cm	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
SOLUCION	CUANTIA	Pg	VER PLANO 47		.0090	.0170	.0066	.0130	.0066	.0095	.0095	.0066	.0130	.0066	.0066	.0066	.0130	.0066	.0046
	ACERO	As	id.	BARRAS	$4\phi 5/8"$	$4\phi 1"$	$4\phi 5/8"$	$4\phi 7/8"$	$4\phi 5/8"$	$4\phi 3/4"$	$4\phi 3/4"$	$4\phi 5/8"$	$4\phi 5/8"$	$4\phi 5/8"$	$4\phi 5/8"$	$4\phi 5/8"$	$4\phi 7/8"$	$4\phi 5/8"$	$4\phi 5/8"$
	ESTRIBOS	□	id.	—	1/4 @25	1/4 @25	1/4 @25	1/4 @25	1/4 @25	1/4 @30	1/4 @30	1/4 @25	3/8 @30	1/4 @25	1/4 @25	3/8 @30	1/4 @25	3/8 @30	1/4 @25
	TIPO	T	id.	—	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A

PRIMER PISO

					A1-A6	A2-A5	A3	A4	B1-B6	B2-B5	B4	C1-C6	C2-C5	C3	C4	D1-D6	D2-D5	D3	D4
DATOS	CARACTERISTICAS	b		cm	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
		t		cm	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50
		Ag		cm^2	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500
		h		mt.	2.55	2.45	2.60	2.45	2.55	2.45	2.45	2.55	2.45	2.45	2.45	2.55	2.45	2.45	2.45
	MOMENTOS - CARGAS SUPERIORES	Ms		Kg-mt	2388	3133	611	2717	194	456	1284	204	6	308	874	1981	3781	2751	2865
		Ns		Kg	27,984	43,722	34,517	45,331	34,433	58,608	59,468	40,854	71,331	61,287	55,881	18,046	32,240	28,215	28,284
	MOMENTOS - CARGAS INFERIORES	Mi		Kg-mt	1191	1323	304	1209	126	1972	1621	44	376	223	849	993	2134	1375	1580
		Ni		Kg	29,046	44,806	35,597	46,411	37,513	59,688	60,548	41,936	72,411	62,367	56,961	20,126	33,340	29,295	29,364
CONDICIONES DE CALCULO	PRIMERA	e	SECCION CRITICA	—	.085	.072	.018	.059	.005	.033	.027	.005	.005	.005	.016	.108	.118	.098	.102
	SEGUNDA	e/t	$\leq e/3$ — CASO I $> e/3$ — CASO II	—	.144	.036	.118	.010	.066	.056	.010	.010	.010	.032	.210	.236	.196	.204
	TERCERA (X)	h/b	≤ 10 — CORTA > 10 - LARGA	—	8.50	8.20	8.66	8.20	8.50	8.20	8.20	8.50	8.20	8.20	8.20	8.50	8.20	8.20	8.20
DISEÑO	A CERO LONGITUDINAL APROXIMADO	P	$N[1+B(e/t)]$	Kg	42,300	62,500	38,000	61,000	37,500	71,500	70,500	48,000	75,000	63,000	61,500	31,000	55,000	45,000	45,500
		$P_{g\,APROX.}$	$[(P/.8A_g)-.225f'_c]/f_s$	—	.0030	.0144	.0004	.0134	.0000	.0200	.0196	.0030	.0220	.0150	.0144	.0060	.0104	.0050	.0050
		A_{gc}	$P/.8(.225f'_c + f_s p_g)_{MIN} = P/36.4$	cm^2	1170		1040		1030			1160				860		1240	1240
		Ag/2		cm^2	750		750		750			750				750		750	750
		$A_{s\,APROX.}$	$P_g \geq .01$ $P_s \leq .04$ $A_s = P_g A_g$; $P_g < .01$ $A_{gc} \geq A_g/2$ $A_s = .01 A_{gc}$; $P_g < .01$ $A_{gc} < A_g/2$ $A_s = .01 A_g/2$	cm^2	11.70	21.50	10.40	20.50	10.30	30.00	29.50	11.60	33.00	22.50	21.50	8.60	15.60	12.40	12.40
	A CERO LONGITUDINAL COLOCADO	As	$A_{s\,MIN.} = 4\phi 5/8" <> 7.90\,cm^2$	cm^2	7.90	23.20	7.90	20.20	7.90	30.30	30.30	7.90	30.90	27.70	22.70	7.90	15.50	7.90	7.90
				BARRAS	$4\phi 5/8"$	$6\phi 7/8"$	$4\phi 5/8"$	$4\phi 1"$	$4\phi 5/8"$	$6\phi 1"$	$6\phi 1"$	$4\phi 5/8"$	$8\phi 7/8"$	$8\phi 3/4"$	$8\phi 5/8"$	$4\phi 5/8"$	$4\phi 7/8"$	$4\phi 5/8"$	$4\phi 5/8"$
		CROQUIS		—	□	□	□	□	□	□	□	□	□	□	□	□	□	□	□
		Pg	A_s/A_g	—	.0053	.0156	.0053	.0135	.0053	.0200	.0200	.0013	.0207	.0152	.0152	.0053	.0104	.0053	.0053
	CONSTANTES	y	e/2	cm	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25
		a	$(e/2)-d'=(e/2)-5$	cm	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
		Ig	$bt^3/12$	cm^4	312,500	312,500	312,500	312,500	312,500	312,500	312,500	312,500	312,500	312,500	312,500	312,500	312,500	312,500	312,500
		n-1	$15-1=14$	—	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14
		Is	$A_s a^2$	cm^4	3160	9280	3160	8080	3160	12120	12120	3160	12360	9080	9080	3160	6200	3160	3160
		It	$I_g + (7-1)I$	cm^4	357,000	442,500	367,000	425,500	358,000	481,500	481,500	357,000	486,500	439,500	439,500	357,000	399,500	357,000	357,000
	ESFUERZOS UNITARIOS	fa	N/A_g	kg/cm^2	18.60	29.30	23.00	30.10	24.20	39.40	40.10	27.10	48.00	41.00	37.10	12.70	21.40	18.80	18.90
		Fa	$0.8(.225f'_c + f_s p_g) = 252 + 120 p_g$	kg/cm^2	31.10	42.60	31.10	40.20	31.10	47.60	47.60	31.10	48.50	42.20	42.20	31.10	36.80	31.10	31.10
		fb	M_y/I_z	kg/cm^2	1.60	1.80	4.30	16.00	1.36	10.20	8.50	1.42	1.78	1.76	5.00	13.80	23.60	19.40	20.00
		Fb	$0.45 f'_c = f_c = 63$	kg/cm^2	63.00	63.00	63.00	63.00	63.00	63.00	63.00	63.00	63.00	63.00	63.00	63.00	63.00	63.00	63.00
	VERIFICACION	V	$\frac{fa}{Fa} + \frac{fb}{Fb} \leq 1$	—	.87	.98	.81	1.00	.80	.97	.98	.70	1.01	1.00	.96	.63	.96	.92	.93
	ESTRIBOS	48 ϕ e	NORMAS PRACTICAS: Tipo Kg — Zestribo: 5/8 a 3/4 — 1/4"; 3/4 a 1" — 3/8"; 1" a mayor — 1/2"	cm	30	45	30	45	30	45	45	30	45	30	30	30	45	30	30
		16 ϕ L		cm	25	35	25	40	25	40	40	25	35	30	30	25	35	25	25
		b		cm	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
SOLUCION	CUANTIA	Pg	VER PLANO 47		.0053	.0156	.0053	.0135	.0053	.0200	.0200	.0053	.0207	.0152	.0152	.0053	.0104	.0053	.0053
	ACERO	As	id.	BARRAS	$4\phi 5/8"$	$6\phi 7/8"$	$4\phi 5/8"$	$4\phi 1"$	$4\phi 5/8"$	$6\phi 1"$	$6\phi 1"$	$4\phi 5/8"$	$8\phi 7/8"$	$8\phi 3/4"$	$8\phi 5/8"$	$4\phi 5/8"$	$4\phi 7/8"$	$4\phi 5/8"$	$4\phi 5/8"$
	ESTRIBOS	□	id.	—	1/4 @25	3/8 @30	1/4 @25	3/8 @30	1/4 @25	3/8 @30	1/4 @30	1/4 @25	3/8 @30	1/4 @30	1/4 @30	1/4 @25	3/8 @30	1/4 @25	1/4 @25
	TIPO	T	id.	—	A	B	A	A	A	B	B	A	C	C	C	A	A	A	A

SOTANO

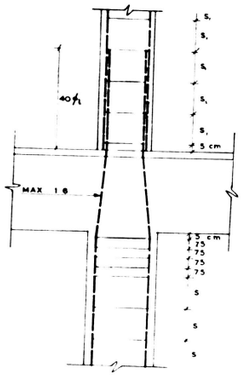
					B2-B5	B4	C2-C5	C3	C4
DATOS	CARACTERISTICAS	b		cm	40	40	40	40	40
		t		cm	50	50	50	50	50
		Ag		cm^2	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000
		h		mt.	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40
	MOMENTOS - CARGAS SUPERIORES	Ms		Kg-mt	3,457	1981	309	123	378
		Ns		Kg	85,568	87,186	100,977	90,053	85,413
	MOMENTOS - CARGAS INFERIORES	Mi		Kg-mt	1727	989	155	61	190
		Ni		Kg	87,048	88,626	102,417	91,693	86,853
CONDICIONES DE CALCULO	PRIMERA	e	SECCION CRITICA	—	.041	.023	.003	.0014	.0015
	SEGUNDA	e/t	$\leq e/3$ — CASO I $> e/3$ — CASO II	—	.082	.046	.006	.003	.0029
	TERCERA (X)	h/b	≤ 10 — CORTA > 10 - LARGA	—	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00
DISEÑO	A CERO LONGITUDINAL APROXIMADO	P	$N[1+B(e/t)]$	Kg	107,000	99,000	102,000	90,900	87,500
		$P_{g\,APROX.}$	$[(P/.8A_g)-.225f'_c]/f_s$	—	.0255	.0220	.0232	.0182	.0164
		A_{gc}	$P/.8(.225f'_c + f_s p_g)_{MIN} = P/36.4$	cm^2					
		Ag/2		cm^2					
		$A_{s\,APROX.}$	$P_g \geq .01$ $P_s \leq .04$ $A_s = P_g A_g$; $P_g < .01$ $A_{gc} \geq A_g/2$ $A_s = .01 A_{gc}$; $P_g < .01$ $A_{gc} < A_g/2$ $A_s = .01 A_g/2$	cm^2	51.00	44.00	46.40	36.40	32.80
	A CERO LONGITUDINAL COLOCADO	As	$A_{s\,MIN.} = 4\phi 5/8" <> 7.90\,cm^2$	cm^2	50.60	40.60	46.30	38.60	32.80
				BARRAS	$10\phi 1"$	$8\phi 1"$	$12\phi 7/8"$	$10\phi 7/8"$	$8\phi 3/4" + 2\phi 1"$
		CROQUIS		—	□	□	□	□	□
		Pg	A_s/A_g	—	.0253	.0202	.0231	.0193	.0164
	CONSTANTES	y	e/2	cm	25	25	25	25	26
		a	$(e/2)-d'=(e/2)-5$	cm	20	20	20	20	20
		Ig	$bt^3/12$	cm^4	416,700	416,700	416,700	416,700	416,700
		n-1	$15-1=14$	—	14	14	14	14	14
		Is	$A_s a^2$	cm^4	80,240	16,160	15,440	15,440	9,080
		It	$I_g + (7-1)I$	cm^4	698,700	682,700	632,700	632,700	543,700
	ESFUERZOS UNITARIOS	fa	N/A_g	kg/cm^2	42.80	43.60	50.50	45.00	42.70
		Fa	$0.8(.225f'_c + f_s p_g) = 252 + 120 p_g$	kg/cm^2	53.70	48.00	51.20	46.70	43.60
		fb	M_y/I_z	kg/cm^2	12.40	7.70	1.22	.49	1.74
		Fb	$0.45 f'_c = f_c = 63$	kg/cm^2	63.00	63.00	63.00	63.00	63.00
	VERIFICACION	V	$\frac{fa}{Fa} + \frac{fb}{Fb} \leq 1$	—	1.00	1.01	1.00	.98	1.00
	ESTRIBOS	48 ϕ e	NORMAS PRACTICAS: Tipo Kg — Zestribo: 5/8 a 3/4 — 1/4"; 3/4 a 1" — 3/8"; 1" a mayor — 1/2"	cm	40	40	35	35	30
		16 ϕ L		cm	48	48	45	45	45
		b		cm	40	40	40	40	40
SOLUCION	CUANTIA	Pg	VER PLANO 47		.0253	.0202	.0231	.0193	.0164
	ACERO	As	id.	BARRAS	$10\phi 1"$	$8\phi 1"$	$12\phi 7/8"$	$10\phi 7/8"$	$8\phi 3/4" + 2\phi 1"$
	ESTRIBOS	□	id.	—	3/8 @40	3/8 @40	3/8 @35	3/8 @35	3/8 @30
	TIPO	T	id.	—	D	C	E	D	F

b) $N_{CORTA} = \dfrac{N_{LARGA}}{1.3 - 0.03\, h/b}$

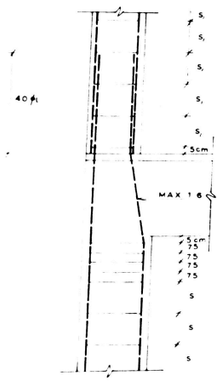
$f'_c = 140\ kg/cm^2$
$f_s = 1400\ kg/cm^2$
$d' = 5\ cm.$
$B = 3$
$n = 15$

LUIS SZTUDEN KREMER
INGENIERO

CAMBIOS TIPICOS DE SECCION



COLUMNAS INTERIORES

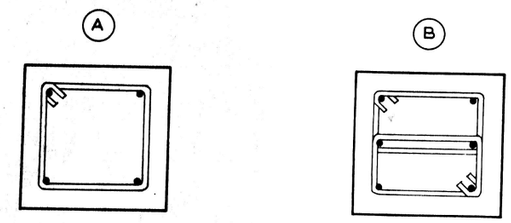


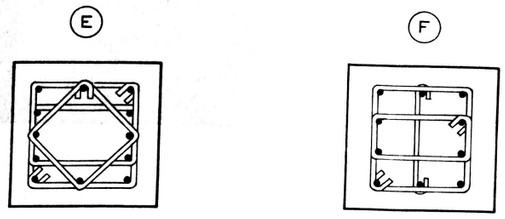
COLUMNAS EXTERIORES

PROCEDIMIENTO						COLUMNAS TERCER PISO					
						A1-A6	A2-A5	D1-D6	D2-D5	D3	D4
DATOS	CARACTERISTICAS	b			cm	30	30	30	30	30	30
		t			cm	30	30	30	30	30	30
		Ag			cm²	900	900	900	900	900	900
		h			mt.	2.60	2.50	2.60	2.50	2.50	2.50
	MOMENTOS-CARGAS SUPERIORES	M_s			Kg-mt	2,155	2,102	2122	2111	1,948	1,958
		N_s			Kg.	6250	8,720	6,245	8,720	8,478	8,479
	MOMENTOS-CARGAS INFERIORES	M_i			Kg-mt	1678	1.897	1523	1,958	1637	1,649
		N_i			kg	6900	9370	6895	9370	9128	9129
CONDICIONES DE CALCULO	PRIMERA	s/i	e	M/N SECCION CRITICA	–	S .345	S .241	S .340	S .241	S .230	S .230
	SEGUNDA	e/t		≤ 2/3 – CASO I ; > 2/3 – CASO II	–	1.150	.803	1.133	.803	.766	.766
	TERCERA	h/b		≤ 10 – CORTA ; >10 – LARGA	–	8.66	8.33	8.66	8.33	8.33	8.33
DISEÑO	ACERO LONGITUDINAL APROXIMADO	P		N[1+B(e/t)]	Kg.	28,000	29,700	27,500	29,700	28,000	28,000
		P_g APROX.		$[(P/.8A_g)-225f'_c]/f_s$	–	.0050	.0070	.0050	.0070	.0050	.0050
		A_{ge}		$P/.8(.225f'_c+f_s P_{g\,MIN})=P/3640$	cm²	770	820	760	820	770	770
		$A_g/2$			cm²	450	450	450	450	450	450
		$A_{s\,APROX.}$	$P_g \geq .01$	$P_g \leq .04$; $A_s = P_g A_g$	cm²	7.70	8.20	7.60	8.20	7.70	7.70
			$P_g < .01$	$A_{ge} \geq A_g/2$; $A_s = .01 A_{ge}$							
			$P_g < .01$	$A_{ge} < A_g/2$; $A_s = .01 A_g/2$							
	ACERO LONGITUDINAL COLOCADO	A_s		$A_{s\,MIN.} = 4\phi 5/8'' <> 7.90\ cm^2$	cm²	11.40	11.40	11.40	11.40	7.90	7.90
					BARRAS	4φ3/4"	4φ3/4"	4φ3/4"	4φ3/4"	4φ5/8"	4φ5/8"
		CROQUIS			–	□	□	□	□	□	□
		P_g		A_s/A_g	–	.0126	.0126	.0126	.0126	.0090	.0090
	CONSTANTES	n Pg			–	.190	.190	.190	.190	.135	.135
		g t		$t-2d'=t-2x5=t-10$	cm	20	20	20	20	20	20
		g		$(t-2d')/t = t-10/t$	–	.67	.67	.67	.67	.67	.67
		g'			–	.60	.60	.60	.60	.60	.60
		K'			–	8.80	6.20	8.80	6.20	7.10	7.10
		k'			–	.338	.370	.338	.370	.342	.342
		g''			–	.70	.70	.70	.73	.70	.70
		K''			–	7.30	5.20	7.30	5.20	6.10	6.10
		k''			–	.342	.385	.324	.385	.360	.360
		g			–	.67	.67	.67	.67	.67	.67
		K			–	7.75	5.50	7.75	5.50	6.40	6.40
		k			–	.341	.380	.342	.380	.355	.355
	VERIFICACION DE LOS ESFUERZOS UNITARIOS	f_c		$NK/bt \leq f_c = .45 f'_c = 63$	Kg/cm²	54	53	54	53	60	60
		f_s		$n f_c (d-kt)/kt \leq f_{s\,MAX} = 1400$	Kg/cm²	1380	1130	1360	1130	1280	1280
		f'_s		$2n f_c (kt-d')/kt \leq f'_{s\,MAX.} = 1400$	kg/cm²	970	1060	970	1060	1000	1000
	ESTRIBOS	48 ϕ_c		NORMAS PRACTICAS (Fierro: 5/8" a 3/4" → 1/2"; 3/4" a 1" → 3/8"; 1" o MAYOR → 1/2")	cm.	30	30	30	30	30	30
		16 ϕ_L			cm.	30	30	30	30	25	25
		b			cm	30	30	30	30	30	30
SOLUCION	CUANTIA	P_g			–	.0126	.0126	.0126	.0126	.0090	.0090
	ACERO	A_s			BARRAS	4φ3/4"	4φ3/4"	4φ3/4"	4φ3/4"	4φ5/8"	4φ5/8"
	ESTRIBOS	□			–	1/4"@30	1/4"@30	1/4"@30	1/4"@30	1/4"@25	1/4"@25
	TIPOS	T			–	A	A	A	A	A	A

f'_c = 140 kg./cm²
f_s = 1400 kg./cm²
d' = 5 cm.
B = 3
n = 15
d = t-5 cm.

TIPOS

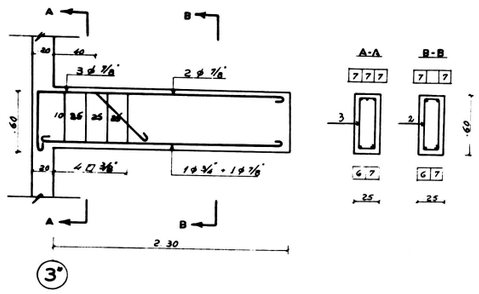




ESCALERAS

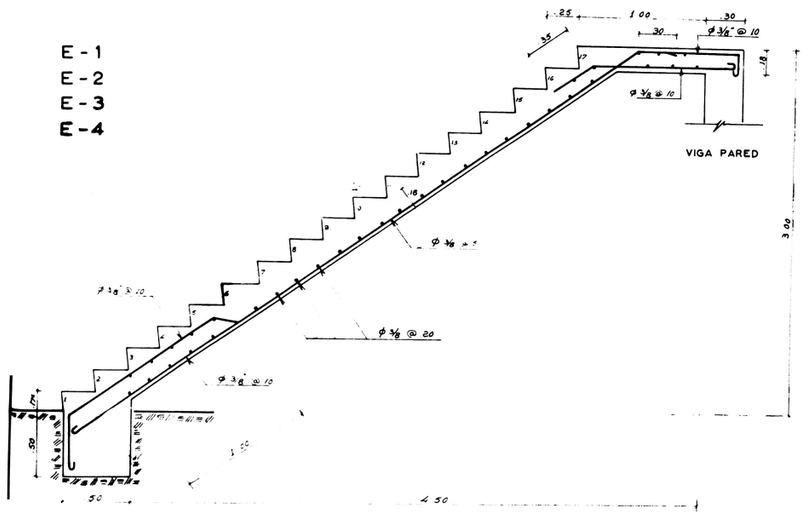
25/60

3 - VE
2 - VE
1 - VE
S - VE

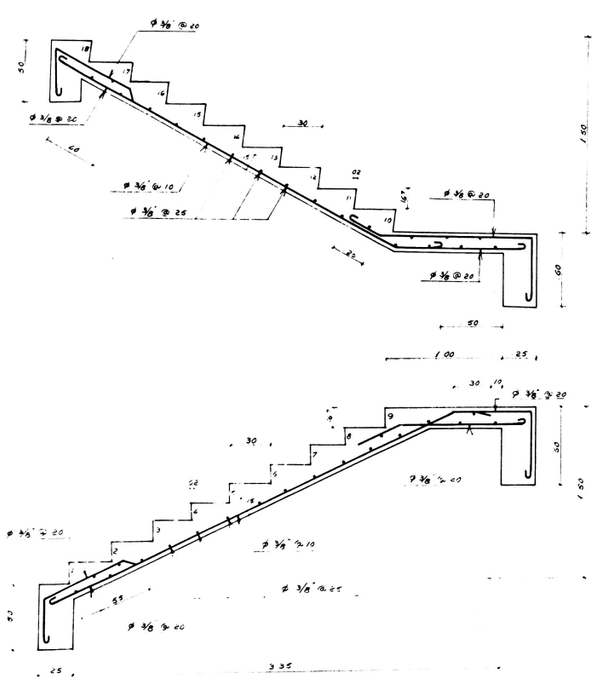


3"

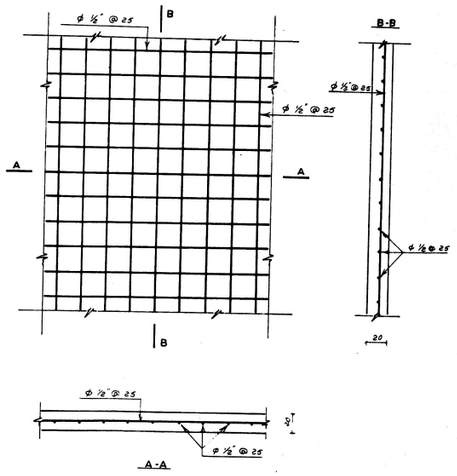
E - 1
E - 2
E - 3
E - 4



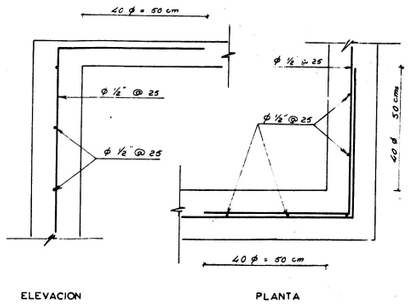
E - 5



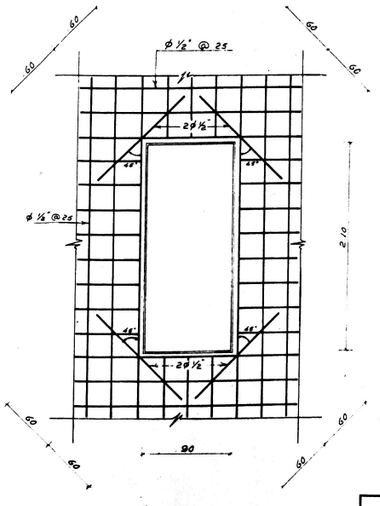
ARMADURA DEL MURO



DETALLE DE ANCLAJES



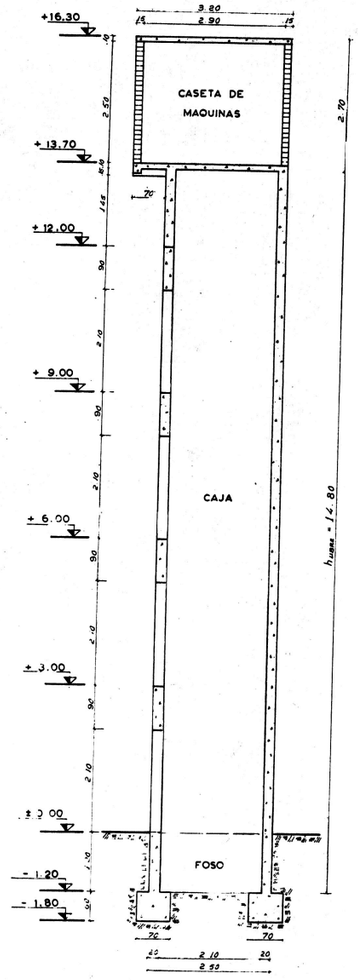
ARMADURA - VANOS



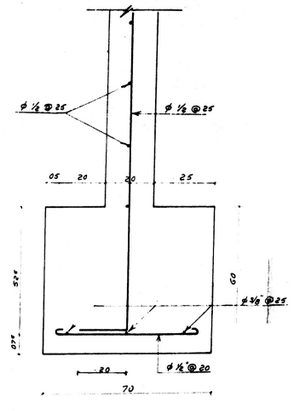
f'c = 140 kg/cm²

ASCENSOR

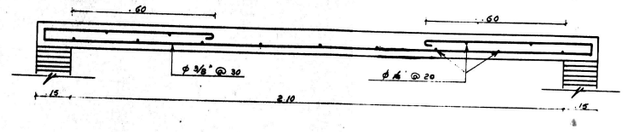
CORTE VERTICAL



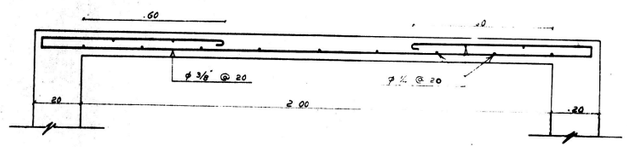
CIMENTACION



LOSA — TECHO CASETA DE MAQUINAS



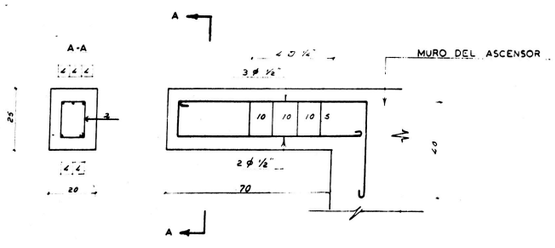
LOSA — PISO CASETA DE MAQUINAS

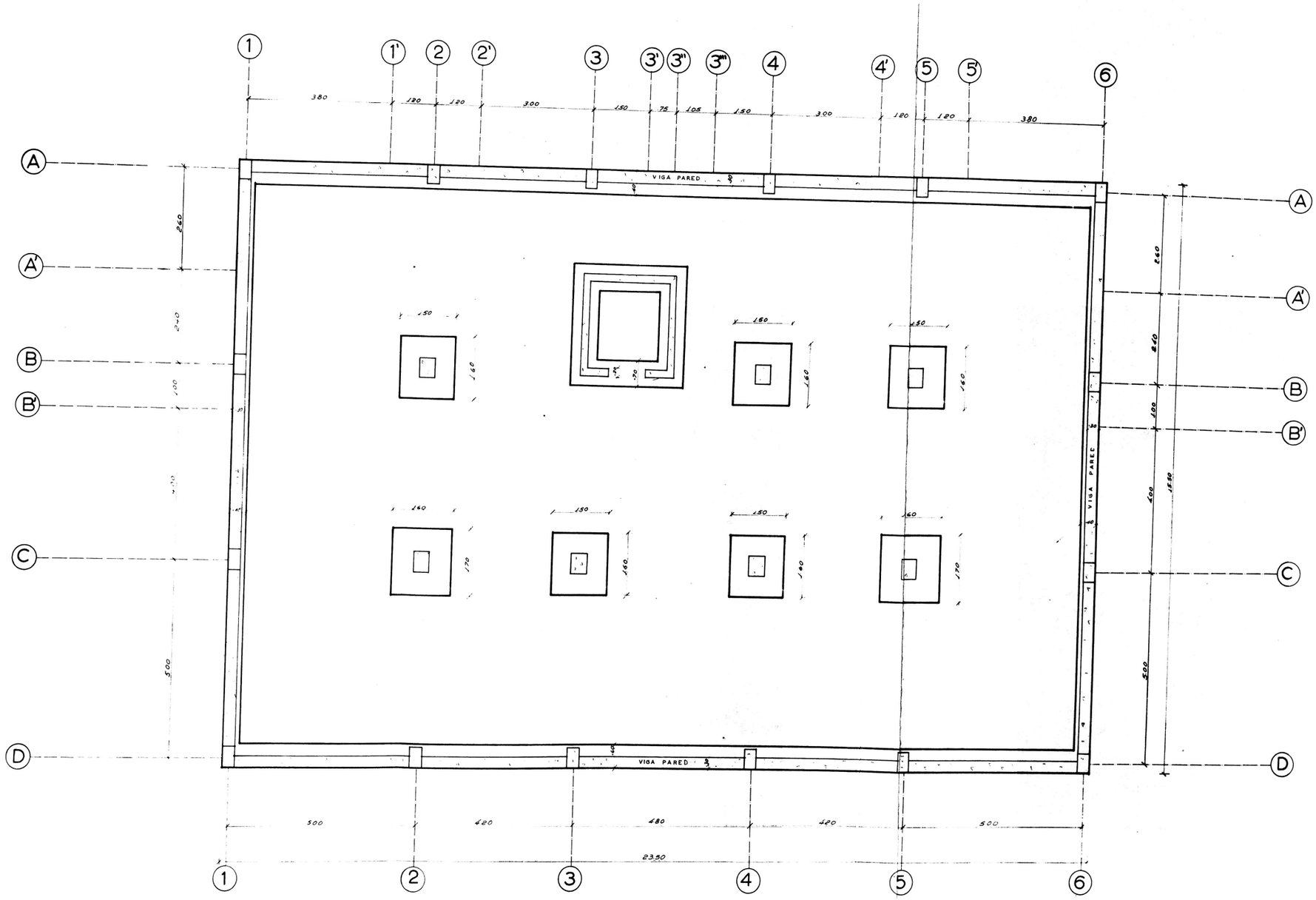


VA-2 15/20

ESTRIBOS DE MONTAJE
ϕ 1/4" @ 40

VA-1 20/25





METODOLOGIA DEL CONCRETO ARMADO

CALCULO DE UN EDIFICIO

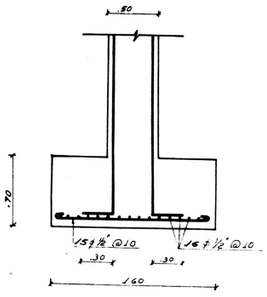
LUIS SZTUDEN KREMER

INGENIERO

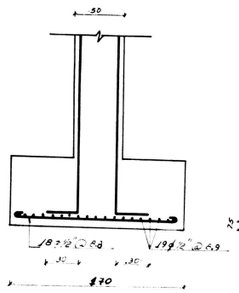
CIMENTACION – PLANTA

ZAPATAS

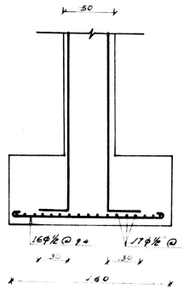
B-2 | B-4 | B-5 | C-4



C-2 | C-5

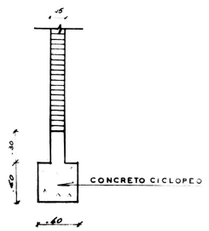


C-3



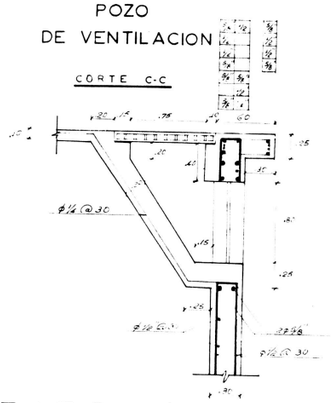
MUROS DEL SOTANO

CORTE TIPICO

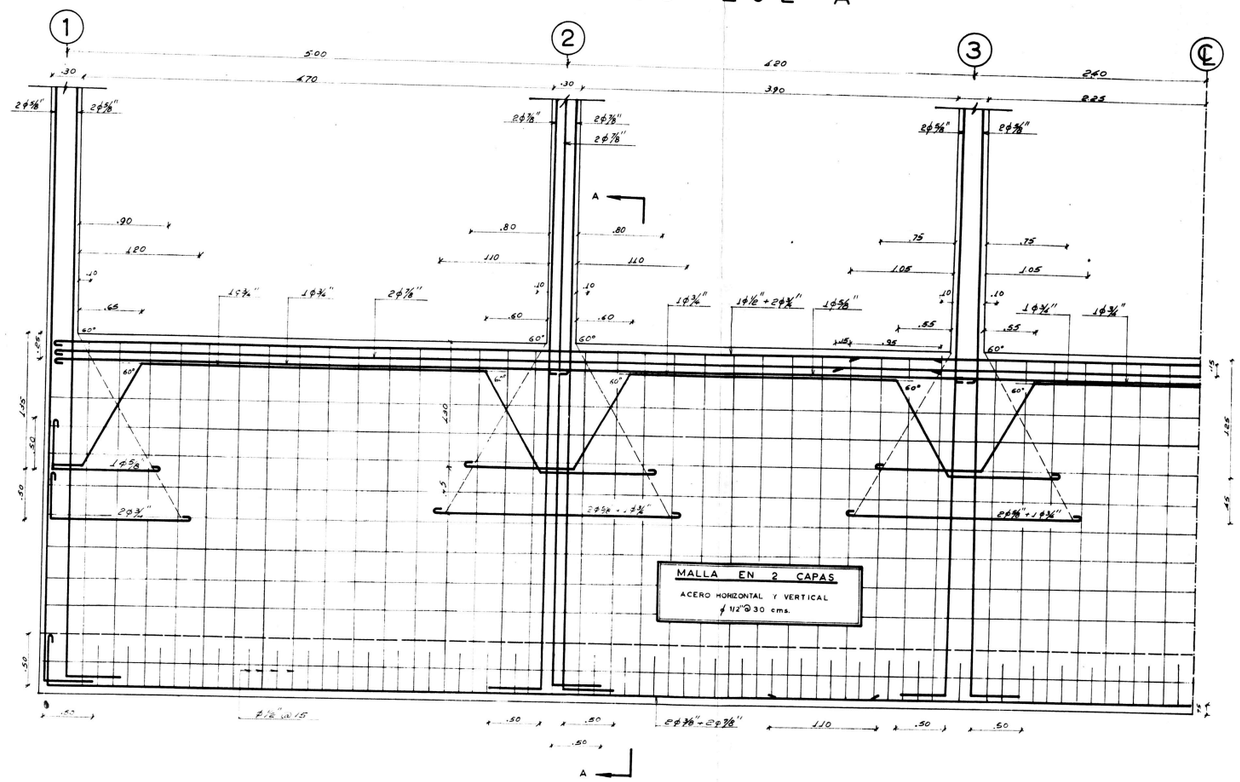


POZO DE VENTILACION

CORTE C-C

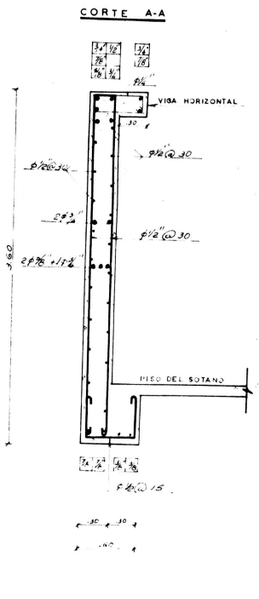


VIGA PARED-EJE A

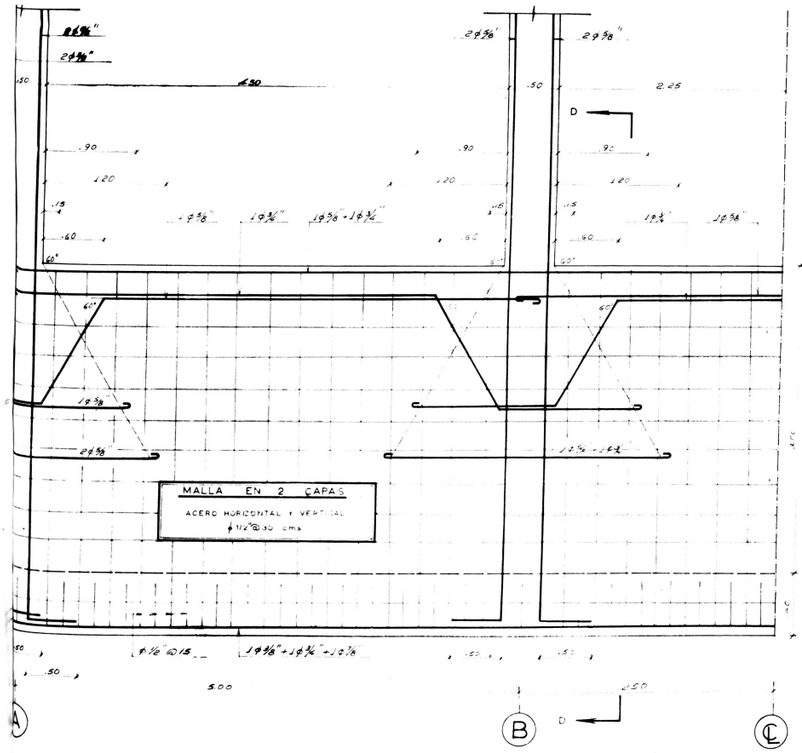


f'c = 140 kg/cm²

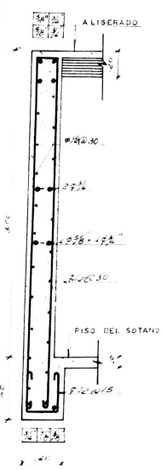
CORTE A-A



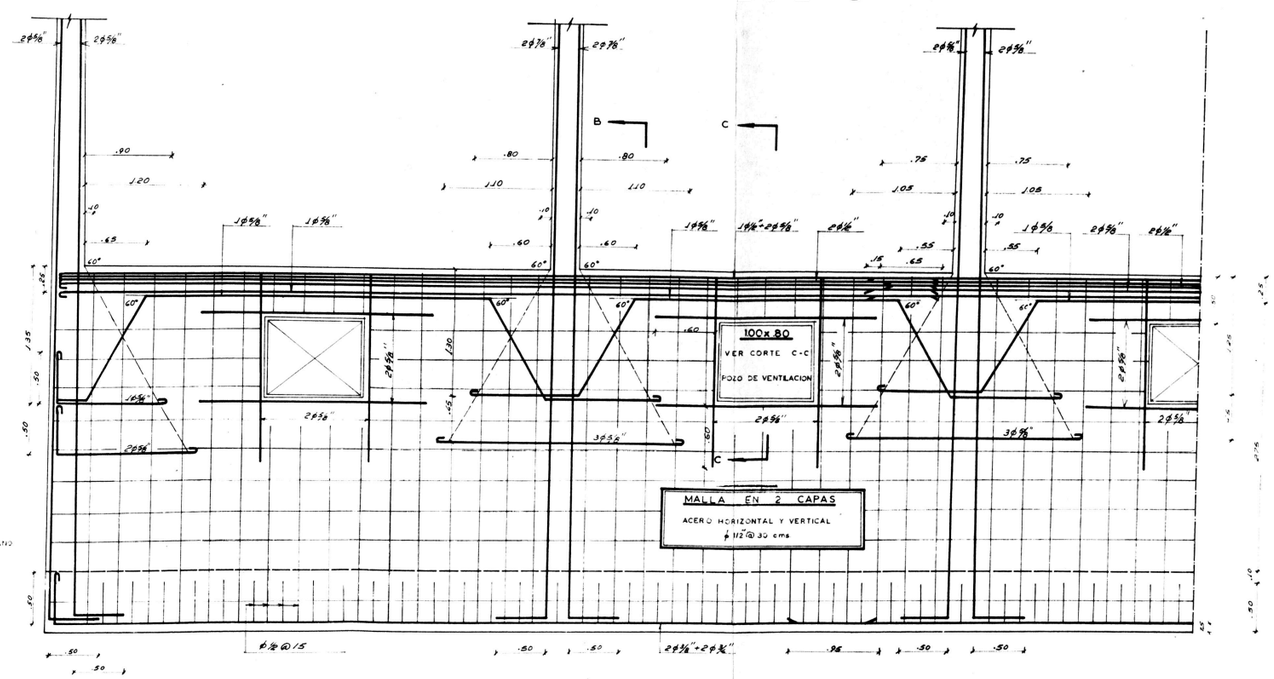
VIGA PARED-EJES 1 y 6



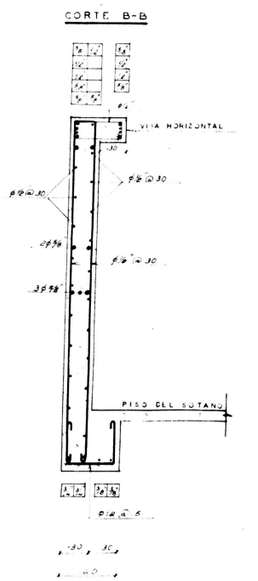
CORTE D-D



VIGA PARED-EJE D



CORTE B-B



METODOLOGIA DEL CONCRETO ARMADO

CALCULO DE UN EDIFICIO

LUIS SZTUDEN KREMER

INGENIERO

ZAPATAS — VIGAS PARED