

10



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
CAMPUS ARAGÓN**

**PROYECTO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE
CINCO NIVELES CON ELEMENTOS DE CONCRETO
PREFABRICADO**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

MAXIMINO ESTRADA FLORES

ASESOR:

ING. IGNACIO E. HERNÁNDEZ QUINTO.



MÉXICO,

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

2002



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
DIRECCIÓN

MAXIMINO ESTRADA FLORES
PRESENTE.

En contestación a la solicitud de fecha 28 de agosto del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. IGNACIO E. HERNÁNDEZ QUINTO pueda dirigirse al trabajo de tesis denominado "PROYECTO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CINCO NIVELES CON ELEMENTOS DE CONCRETO PREFABRICADO", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México, 20 de septiembre del 2000
LA DIRECTORA

L. M. Turcott

ARQ. LILIA TURCOTT GONZÁLEZ



C. J.

- Cp Secretaría Académica.
- Cp Jefatura de la Carrera de Ingeniería Civil.
- Cp Asesor de Tesis.

LTG/AIR/la.
R

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS
PROFESIONALES ARAGON - UNAM

JEFATURA DE CARRERA
DE INGENIERIA CIVIL

OFICIO No. ENAR/JCIC/0086/2002

ASUNTO: Sinodo.

LIC. ALBERTO IBARRA ROSAS
SECRETARIO ACADÉMICO
PRESENTE

Por medio del presente me permito relacionar los nombres de los profesores que sugiero integren el Sinodo del Examen Profesional del C. ESTRADA FLORES MAXIMINO, con numero de cuenta: 0795*661-9, con el tema de tesis: " PROYECTO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CINCO NIVELES CON ELEMENTOS DE CONCRETO PREFABRICADO ".

PRESIDENTE:	ING. PASCUAL GARCÍA CUEVAS
VOCAL:	ING. IGNACIO ENRIQUE HERNÁNDEZ QUINTO
SECRETARIO:	ING. TRINIDAD ADOLFO ALMAZÁN JARAMILLO
SUPLENTE:	ING. KARLA IVONNE GUTIÉRREZ VÁZQUEZ
SUPLENTE:	ING. MA. DE LOS ANGELES SÁNCHEZ CAMPOS.

Quiero subrayar que el director de tesis es el Ing. Ignacio Enrique Hernández Quinto, el cual está incluido en base a lo que reza el Reglamento de Exámenes Profesionales de esta Escuela.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"

Bosques de Aragón, Estado de México, a 08 de febrero del 2002

LA JEFA DE LA CARRERA


ING. MARIA DE LOS ANGELES SANCHEZ CAMPOS



Ing. Ma. Teresa Luna Sánchez - Jefa del Departamento de Servicios Escolares.
Ing. Karla Ivonne Gutiérrez Vázquez - Secretaria Técnica de la carrera de Ingeniería Civil.
Ing. Ignacio Enrique Hernández Quinto - Director de Tesis.
Comité de Tesis.
Interesado

MAR 2002

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

A mis padres:

Ma. Isabel y Cayetano. Gracias por su apoyo y comprensión, los admiro y respeto.

A mis hermanas:

Ma. Victoria

Alicia

Martha

Elssy

A quienes les deseo lo mejor de la vida.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Para:

David, Paola Catalina y Gabriela.
Vivir no es sólo existir , sino existir y
crear. Saber sufrir y gozar y en vez de
dormir, soñar.

**Mi agradecimiento al
Ing. Ignacio Enrique Hernández
Quinto, por su apoyo brindado para
la elaboración de la presente Tesis.**

INDICE

Introducción. 3

CAPITULO I

Análisis. 7

Análisis sísmico. 9

Análisis por cargas verticales. 27

Diagramas de momentos flexionantes y fuerzas cortantes. 35

CAPITULO II

Diseño de losa TT. 49

CAPITULO III

Diseño de trabe portante L. 65

Diseño de trabe de rigidez. 80

CAPITULO IV

Diseño de columnas. 94

CAPITULO V**Diseño de conexiones.**

Características de la estructura y detalles de conexión.	117
Concepto cortante por fricción.	127
Diseño de la conexión Trabe – Columna de azotea.	130
Diseño de la conexión Trabe – Columna de entrepiso.	137
Diseño de la conexión entre losas prefabricadas TT.	146
Diseño del accesorio de apoyo para la losa TT.	149
Diseño de la conexión Columna – Cimentación.	153

CAPITULO V

Conclusiones.	158
----------------------	------------

REFERENCIAS	160
--------------------	------------

Introducción.

La prefabricación es una forma de construir que aventaja en muchos aspectos a los sistemas tradicionales, no ha logrado imponerse en nuestro país. La prefabricación es la mecanización de las técnicas de construcción, que es la producción de elementos constructivos fuera o al pie de la obra. Esta forma de construir es mucho más racional que la de los sistemas tradicionales y conlleva una serie de ventajas que permiten construcciones rápidas, con mayor calidad y más económicas.

Edmond Coignet inició en 1892 la prefabricación en concreto armado al fabricar viguetas para un casino en Francia. Estas nuevas formas de construir ya mostraban ventajas y en 1902 Christophe decía que el procedimiento de fabricación de vigas en un taller puede ser más económico que el colado en obra, da la posibilidad de ensayar todas las piezas antes de su colocación, la construcción de un entrepiso se hace más fácil y rápidamente, este trabajo puede ejecutarse aun con mal tiempo sin que resulten retrasos, en fin, el entrepiso al ser capaz de soportar las cargas inmediatamente después de su colocación, permite que los trabajos puedan continuarse sin interrupción.

Estos son los antecedentes de la prefabricación en Europa, en México las nuevas técnicas se empezaron a utilizar en 1927, cuando el ingeniero Rebolledo empleó en la construcción del hotel Regis vigas prefabricadas de concreto armado. Desde esa fecha hasta la actualidad la prefabricación se fue consolidando poco a poco. En un inicio las técnicas eran copiadas de otros países, pero con el tiempo empezaron a surgir empresas especializadas en prefabricación. Esta consolidación ocurrió en los años sesenta y principios de los setenta.

Con la introducción del concreto presforzado, la prefabricación recibió un impulso y sus aplicaciones aumentaron y se diversificaron, utilizándose en un principio en puentes y posteriormente en edificios. Con la consolidación de esta industria en nuestro país, también las empresas mexicanas empezaron a desarrollar nuevas técnicas.

En los principios de la prefabricación en México, únicamente se prefabricaban sistemas de piso como son vigueta y bovedilla, losa TT y losas extruídas. Como éstos se colocan simplemente apoyados sobre traveses de soporte, no se tenía la necesidad de diseñar sistemas de conexión entre elementos. Sin embargo, con el paso del tiempo se fueron demostrando las ventajas de las estructuras prefabricadas sobre las tradicionales. Por ejemplo,

un menor tiempo de ejecución de la obra y por lo tanto una recuperación más rápida de la inversión, claros más grandes con elementos esbeltos y obras más limpias durante su ejecución. Estas ventajas han hecho que, hoy día, las estructuras sean casi totalmente prefabricadas y que tengan suma importancia las conexiones entre los diferentes elementos que las forman.

El diseño correcto de una conexión es indispensable para que la estructura trabaje de acuerdo con el modelo físico y matemático con que se realizó el análisis estructural. A través de los años se ha resuelto este problema de conexión usando el ingenio y llegando a diferentes soluciones tales como ménsulas de concreto o de acero, las cuales pueden ser visibles por debajo de la trabe o se pueden disimular con ésta, las trabes pueden estar simplemente apoyadas o se les puede dar continuidad por medio de pernos o soldadura.

Pocas conexiones han resuelto el problema de una forma totalmente satisfactoria, ya que en cualquier tipo de conexión se busca simplificar las diferentes etapas de una obra, estas etapas son:

Fabricación.- Que sea sencilla, es decir, que la fabricación de los diferentes elementos que la forman, como son trabes y columnas, no se complique con accesorios soldados a su acero principal tales como placas de acero. Que no aumente la tipificación de columnas, es decir, que las columnas no sean muy diferentes geométricamente entre sí, ya que esto complica la coordinación entre la fabricación y el montaje de las piezas. Que no requiera del empleo de muchos planos en obra para poder realizarse pues esto, es poco práctico de realizar en planta y posteriormente en obra. La fabricación de los moldes debe ser sencilla para evitar retrasos en su elaboración y que sean muy costosos. Además, no se debe requerir una gran cantidad de ellos ni deben requerir muchos cambios entre cada colado.

Transporte.- Debe poder realizarse de una forma eficiente, es decir, que se pueda transportar el mayor número de piezas por viaje, ya que esto reducirá el número total de fletes que se tienen que realizar y, en consecuencia, bajará el costo por este concepto. No se deben requerir accesorios especiales para sujetar las piezas a las plataformas ya que son costosos y dificultan la carga y descarga de las piezas.

Montaje.- La maniobra de montaje de las diferentes piezas se debe poder realizar en una forma rápida y sencilla para evitar tiempos muertos de equipo, maquinaria y personal, lo que nos permitirá un sustancial ahorro en el tiempo de ejecución de la obra. Se debe evitar el empleo de equipo y mano de

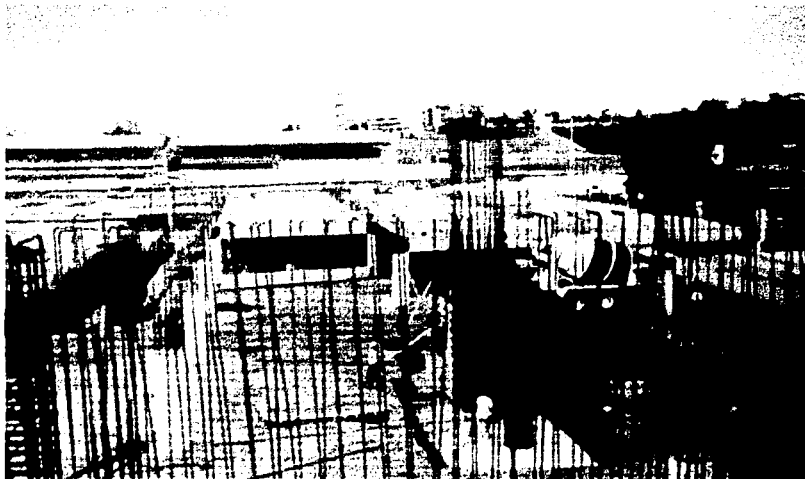
obra especializada, ya que esto eleva el costo de la obra y puede afectar el tiempo de ejecución en caso de no tener suficiente personal capacitado, hay que evitar o minimizar el empleo de soldadura de campo, ya que requiere de un estricto control de calidad, lleva más tiempo de ejecución y, además, su costo es muy elevado, debe requerir poco o nulo soporte temporal de los elementos, ya que esto retrasa los tiempos de ejecución, la apariencia final de la conexión debe ser agradable a la vista, es decir, debemos tratar de ocultar los elementos de sujeción como son placas de acero, soldaduras, etcétera.

En México, la construcción con elementos prefabricados no se debe considerar como sustituto de la tradicional: ambas formas deben coexistir y ofrecer soluciones alternativas, según sean los requerimientos.

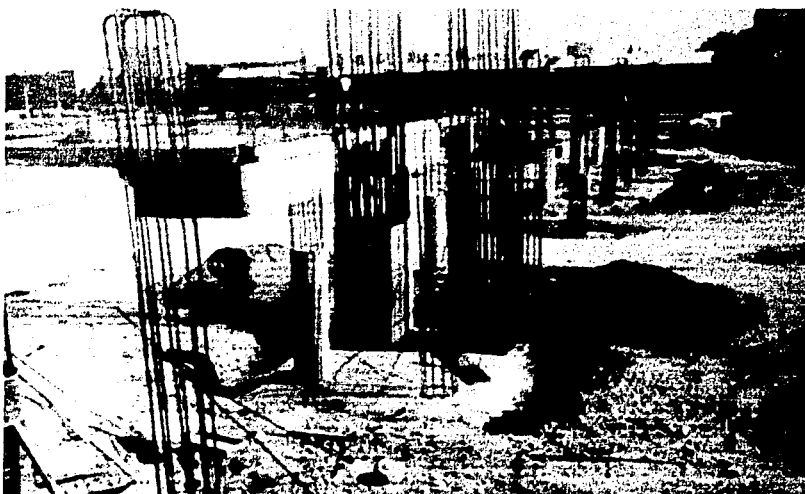
Uno de los problemas que actualmente presenta la primera es la falta de difusión de sus técnicas, con el consiguiente desconocimiento de las mismas por parte de ingenieros y arquitectos. El resultado es que sólo 2 por ciento de lo que se construye en México se realiza con prefabricados, mientras que en Europa este tipo de construcción llega casi a 50 por ciento. Una de las razones de esta diferencia es que, mientras en los países europeos el costo de la mano de obra es elevado lo cual impulsa el empleo de técnicas mecanizadas para reducirlo, en México ocurre lo contrario el disponer de una mano de obra abundante y barata provoca el empleo generalizado de sistemas tradicionales de construcción.

En México los constructores se preocupan poco por conocer nuevas tecnologías constructivas ya que disponen de una mano de obra barata. Nuestro país nos impone grandes retos en lo que a construcción se refiere. La construcción con elementos prefabricados es una alternativa que implica para ingenieros y arquitectos, la necesidad de conocer e involucrarse con estas tecnologías y adaptarlas a nuestras necesidades y recursos.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Centro de Exhibiciones, Hipódromo de las Américas.



CAPITULO I

Análisis.

ANÁLISIS.

El análisis de la estructura fue hecho de acuerdo a las especificaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, considerando el efecto combinado de todas aquellas acciones con posibilidad de ocurrir simultáneamente.

Las acciones consideradas fueron de tres tipos.

1.-Acciones permanentes.- Comprenden todas las cargas muertas de la estructura.

Se llama carga muerta al conjunto de acciones que se producen por el peso propio de los elementos de la edificación: incluye el peso de la estructura misma y el de los elementos no estructurales, como los muros divisorios, los revestimientos de pisos, muros y fachadas, la ventanería, las instalaciones y todos aquellos elementos que conservan una posición fija en la construcción, de manera que gravitan en forma constante sobre la estructura. La carga muerta es, por tanto, la principal acción permanente.

La valuación de la carga muerta es en general sencillo, ya que sólo requiere la determinación de los volúmenes de los distintos componentes de la construcción y su multiplicación por los pesos volumétricos de sus materiales constitutivos. En su mayoría las cargas muertas se representan por medio de cargas uniformemente distribuidas sobre las distintas áreas de la edificación.

2.-Acciones variables.- Comprenden todas las cargas vivas que actúan sobre la estructura.

La carga viva es la que se debe a la operación y uso de la edificación. Incluye, por lo tanto, todo aquello que no tiene una posición fija y definitiva dentro de la misma y no puede considerarse como carga muerta; entran así en la carga viva el peso y las cargas debidas a muebles, mercancías, equipos y personas. La carga viva es la principal acción variable que debe considerarse en el diseño.

Por su carácter, la carga viva es peculiar del uso a que está destinada la edificación. Podemos distinguir tres grandes grupos de construcciones en cuanto a la carga viva que en ellas debe considerarse: los edificios, las construcciones industriales y los puentes.

Las cargas de operación en las construcciones están formadas por la suma de diversos factores que tienen carácter muy variable en su distribución en el espacio y en el tiempo, así como en la forma en que actúan sobre la estructura. Esta va desde un efecto estático prácticamente permanente hasta un efecto dinámico o de impacto. Por lo anterior un modelo de la carga viva que pretenda representar con precisión el efecto real de las acciones resulta complicado y se recurre para fines de diseño a modelos simples.

Dependiendo de la combinación de cargas que se esté revisando, pueden interesar distintos valores de la carga viva con respecto a su variación temporal. Para su superposición con las cargas permanentes, interesa la carga viva máxima, o sea la máxima intensidad que ésta pueda adquirir a lo largo de la vida esperada de la estructura. Para su superposición con una acción accidental, interesa la carga viva instantánea, o sea el valor que pueda adquirir en un instante cualquiera dentro de la vida de la estructura, esto es en el instante en que ocurra la acción accidental. Para fines de estimar efectos de largo plazo interesa la carga viva media; así, para calcular deformaciones diferidas en estructuras de concreto y hundimientos en suelos arcillosos saturados que reaccionan muy lentamente con el tiempo.

3.- Acciones accidentales.- Comprenden efectos ya sea de sismo ó de viento.

Para el análisis de la estructura y determinación de las sollicitaciones se consideraron dos condiciones de carga.

1.- Cargas Verticales.- Con el efecto combinado de acciones permanentes y acciones variables, tomando para las acciones variables la carga viva máxima establecida por el reglamento.

2.- Cargas Accidentales.- Con el efecto combinado de acciones permanentes y acciones variables, tomando para las acciones variables la carga viva accidental establecida por el reglamento y para las acciones accidentales el efecto de sismo ya que es el que rige en este tipo de estructura.

Por tratarse de una estructura con elementos prefabricados, para el diseño de las trabes portantes y de rigidez deberán adicionarse a las sollicitaciones ya sea del análisis por cargas verticales ó del análisis por cargas accidentales, las sollicitaciones correspondientes a las de la primera etapa de trabajo de estas, ya que las trabes tienen las siguientes etapas.

Primera etapa.- Libremente apoyada para las cargas debidas a peso propio de la trabe, peso de las losas TT y peso del firme estructural.

Segunda etapa.- Con continuidad y formando marco para aquellas cargas posteriores al fraguado del firme y del concreto de las conexiones trabe-columna, estas son las consideradas en el análisis de los marcos.

ANÁLISIS POR CARGAS ACCIDENTALES.- SISMO.

Determinación de cargas para el cálculo de las fuerzas sísmicas.

$$\text{Área por planta} = 36.8 \times 27.8 = 1\,023 \text{ m}^2$$

Azotea.

W losa TT	=	184 kg/m ² X 1 023	=	188 232 kg
W firme	=	164 kg/m ² X 1 023	=	167 772 kg
W carga viva	=	70 kg/m ² X 1 023	=	71 610 kg
W carga muerta	=	250 kg/m ² X 1 023	=	255 750 kg
W trabes TR-1	=	624 kg/m X 63	=	39 312 kg
W trabes TP-1	=	714 kg/m X 216	=	154 224 kg
W columnas	=	1 536 kg/m X 20 X 1.7	=	52 224 kg
W muros	=	240 kg/m ² X 129.2 X 1.2	=	37 210 kg
				<hr/>
				966 334 kg

Entrepiso.

W losa TT	=	184 kg/m ² X 1 023	=	188 232 kg
W firme	=	164 kg/m ² X 1 023	=	167 772 kg
W carga viva	=	180 kg/m ² X 1 023	=	184 140 kg
W carga muerta	=	200 kg/m ² X 1 023	=	204 600 kg
W trabes TR-1	=	624 kg/m X 63	=	39 312 kg
W trabes TP-1	=	714 kg/m X 216	=	154 224 kg
W columnas	=	1 536 kg/m X 20 X 3.4	=	104 448 kg
W muros	=	240 kg/m ² X 189 X 2.6	=	117 936 kg
				<hr/>
				1 160 664 kg

W azotea = 966.3 ton (nivel 5)
 W entrepiso = 1 160.7 ton (niveles 1 al 4)

CALCULO DEL COEFICIENTE SÍSMICO

Edificio Grupo B Estructura regular

Zona I (Terreno de lomas)

Coefficiente Sismico C = 0.16

Factor de comportamiento sísmico Q = 2

C / Q = 0.08

Cálculo de las fuerzas sísmicas.

$$F_i = \frac{0.08 \cdot \sum W_i \cdot W_i H_i}{\sum W_i H_i}$$

Nivel	Entrepiso	W _i	H _i	W _i H _i	F _i	V _i
		ton	m		ton	ton
5	5	966.3	17.00	16 427.1	131.9	131.9
4	4	1 160.7	13.60	15 785.5	126.7	258.6
3	3	1 160.7	10.20	11 839.1	95.0	353.6
2	2	1 160.7	6.80	7 892.8	63.4	417.0
1	1	1 160.7	3.40	3 946.4	31.7	448.7
Sumas		5 609.1		55 890.9		

Rigideces de los marcos longitudinales y transversales, para la distribución de cortante debido a sismo.

Marcos longitudinales. (Marco A, B, C y D).

Nivel 5	K = 12 737.0 ton/m
Nivel 4	K = 15 562.8 ton/m
Nivel 3	K = 16 521.0 ton/m
Nivel 2	K = 18 723.8 ton/m
Nivel 1	K = 34 599.8 ton/m

Marcos transversales. (Marco 1, 2, 3, 4 y 5).

Nivel 5	K = 9 512.8 ton/m
Nivel 4	K = 11 838.2 ton/m
Nivel 3	K = 12 568.1 ton/m
Nivel 2	K = 14 338.8 ton/m
Nivel 1	K = 26 801.9 ton/m

Del análisis sísmico dinámico:

En dirección X

En dirección Y

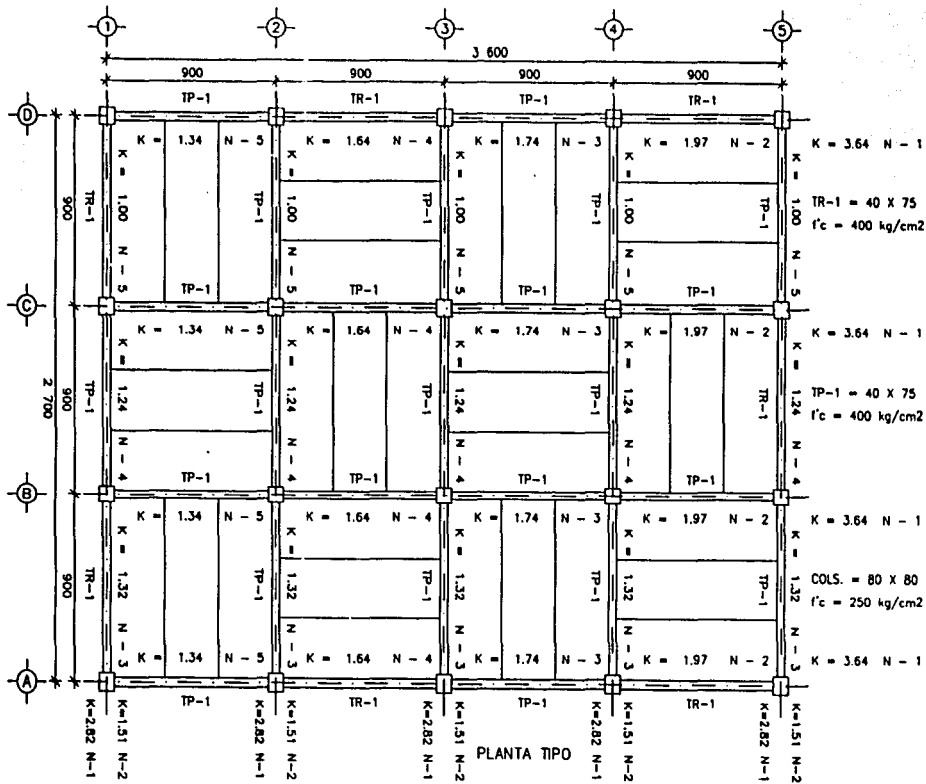
Modo	Período	Modo	Período
1	0.80689	1	0.82573
2	0.29366	2	0.30165
3	0.19411	3	0.19957
4	0.15298	4	0.15711
5	0.13089	5	0.13370

Fuerza estática $V_e = 448.7$ ton

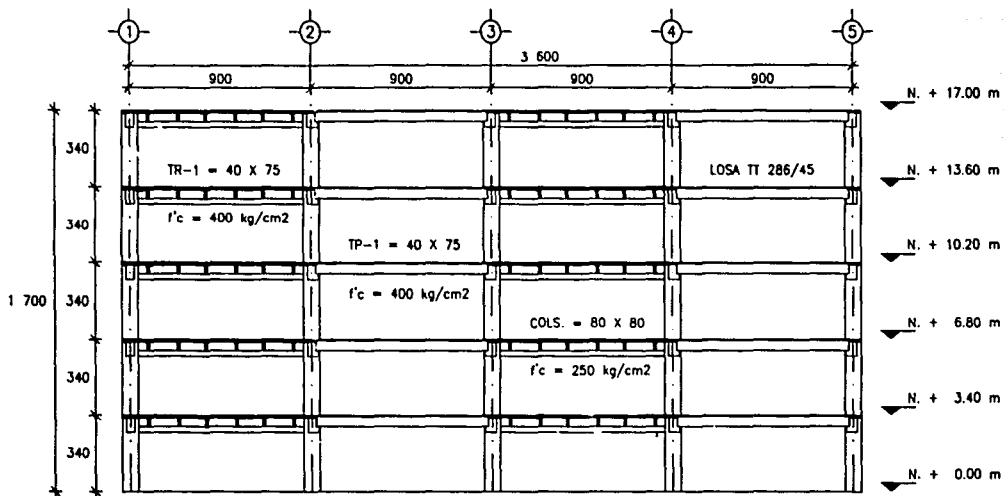
Fuerza dinámica $V_x = 315.6$ ton

Fuerza dinámica $V_y = 311.2$ ton

Nivel	K	K relativa
5	marco _x 12 737.0	1.34
	marco _y 9 512.8	1.00
4	marco _x 15 562.8	1.64
	marco _y 11 838.2	1.24
3	marco _x 16 521.0	1.74
	marco _y 12 568.1	1.32
2	marco _x 18 723.8	1.97
	marco _y 14 338.8	1.51
1	marco _x 34 599.8	3.64
	marco _y 26 801.9	2.82



**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



CORTE LONGITUDINAL

Distribución de cortantes en marcos.

Cálculo del centro de torsión.

$$Y_t = \frac{K_{ix} \cdot Y_i}{\sum K_{ix}}$$

$$X_t = \frac{K_{iy} \cdot X_i}{\sum K_{iy}}$$

$$Y_{it} = Y_t - Y_i$$

$$X_{it} = X_t - X_i$$

Cortante directo en los marcos.

$$V_{xi} = \frac{V_x \cdot K_{ix}}{\sum K_{ix}}$$

$$V_{yi} = \frac{V_y \cdot K_{iy}}{\sum K_{iy}}$$

Momento torsionante.

$$M_{tx} = V_x \cdot e_y$$

$$M_{ty} = V_y \cdot e_x$$

$$e = 1.5 e_s + 0.1 B$$

$$e = e_s - 0.1 B$$

Distribución de cortante debido al momento torsionante.

$$V_{xt} = \frac{M_t \cdot K_{ix} \cdot Y_{it}}{\sum K_{ix} \cdot Y_{it}^2 + \sum K_{iy} \cdot X_{it}^2}$$

$$V_{yt} = \frac{M_t \cdot K_{iy} \cdot X_{it}}{\sum K_{ix} \cdot Y_{it}^2 + \sum K_{iy} \cdot X_{it}^2}$$

DISTRIBUCIÓN DE CORTANTES NIVEL 5

Marcos X

Eje	Kix	Yi	Kix · Yi	Yit	Kix · Yit	Kix · Yit ²	Directo	Vx	Vy	Total
A	1.34	0.0	0.00	- 13.5	- 18.09	244.22	23.97	3.46	1.37	28.80
B	1.34	9.0	12.06	- 4.5	- 6.03	27.14	23.97	1.15	0.46	25.58
C	1.34	18.0	24.12	4.5	6.03	27.14	23.97	1.15	0.46	25.58
D	1.34	27.0	36.18	13.5	18.09	244.22	23.97	3.46	1.37	28.80
Suma	5.36		72.36			542.72				

Marcos Y

Eje	Kix	Yi	Kix · Yi	Yit	Kix · Yit	Kix · Yit ²	Directo	Vx	Vy	Total
1	1.00	0.0	0.00	- 18.0	- 18.00	324.00	19.04	4.56	1.04	24.64
2	1.00	9.0	9.00	- 9.0	- 9.00	81.00	19.04	2.28	0.52	21.84
3	1.00	18.0	18.00	0.0	0.00	0.00	19.04	0.00	0.00	19.04
4	1.00	27.0	27.00	9.0	9.00	81.00	19.04	2.28	0.52	21.84
5	1.00	36.0	36.00	18.0	18.00	324.00	19.04	4.56	1.04	24.64
Suma	5.00		90.00			810.00				

DISTRIBUCIÓN DE CORTANTES NIVEL 4

Marcos X

Eje	Kix	Yi	Kix · Yi	Yit	Kix · Yit	Kix · Yit ²	Directo	Vx	Vy	Total
A	1.64	0.0	0.00	- 13.5	- 22.14	298.89	22.04	3.13	1.23	26.40
B	1.64	9.0	14.76	- 4.5	- 7.38	33.21	22.04	1.04	0.41	23.49
C	1.64	18.0	29.52	4.5	7.38	33.21	22.04	1.04	0.41	23.49
D	1.64	27.0	44.28	13.5	22.14	298.89	22.04	3.13	1.23	26.40
Suma	6.56		88.56			644.20				

Marcos Y

Eje	Kix	Yi	Kix · Yi	Yit	Kix · Yit	Kix · Yit ²	Directo	Vx	Vy	Total
1	1.24	0.0	0.00	- 18.0	- 22.32	401.76	17.36	4.20	0.97	22.53
2	1.24	9.0	11.16	- 9.0	- 11.16	100.44	17.36	2.10	0.49	19.95
3	1.24	18.0	22.32	0.0	0.00	0.00	17.36	0.00	0.00	17.36
4	1.24	27.0	33.48	9.0	11.16	100.44	17.36	2.10	0.49	19.95
5	1.24	36.0	44.64	18.0	22.32	401.76	17.36	4.20	0.97	22.53
Suma	6.20		111.60			1 004.40				

DISTRIBUCIÓN DE CORTANTES NIVEL 3

Marcos X

Eje	Kix	Yi	Kix · Yi	Yit	Kix · Yit	Kix · Yi ²	Directo	Vx	Vy	Total
A	1.74	0.0	0.00	-13.5	-23.49	317.12	16.92	2.39	0.94	20.25
B	1.74	9.0	15.66	-4.5	-7.83	35.24	16.92	0.80	0.31	18.03
C	1.74	18.0	31.32	4.5	7.83	35.24	16.92	0.80	0.31	18.03
D	1.74	27.0	46.98	13.5	23.49	317.12	16.92	2.39	0.94	20.25
Suma	6.96		93.96			704.72				

Marcos Y

Eje	Kix	Yi	Kix · Yi	Yit	Kix · Yit	Kix · Yi ²	Directo	Vx	Vy	Total
1	1.32	0.0	0.00	-18.0	-23.76	427.68	13.31	3.23	0.74	17.28
2	1.32	9.0	11.88	-9.0	-11.88	106.92	13.31	1.62	0.36	15.29
3	1.32	18.0	23.76	0.0	0.00	0.00	13.31	0.00	0.00	13.31
4	1.32	27.0	35.64	9.0	11.88	106.92	13.31	1.62	0.36	15.29
5	1.32	36.0	47.52	18.0	23.76	427.68	13.31	3.23	0.74	17.28
Suma	6.60		118.80			1069.20				

DISTRIBUCIÓN DE CORTANTES NIVEL 2

Marcos X

Eje	Kix	Yi	Kix · Yi	Yit	Kix · Yit	Kix · Yit ²	Directo	Vx	Vy	Total
A	1.97	0.0	0.00	-13.5	-26.60	359.03	11.25	1.56	0.62	13.43
B	1.97	9.0	17.73	-4.5	-8.87	39.89	11.25	0.52	0.21	11.98
C	1.97	18.0	35.46	4.5	8.87	39.89	11.25	0.52	0.21	11.98
D	1.97	27.0	53.19	13.5	26.60	359.03	11.25	1.56	0.62	13.43
Suma	7.88		106.38			797.84				

Marcos Y

Eje	Kix	Yi	Kix · Yi	Yit	Kix · Yit	Kix · Yit ²	Directo	Vx	Vy	Total
1	1.51	0.0	0.00	-18.0	-27.18	489.24	8.84	2.17	0.49	11.50
2	1.51	9.0	13.59	-9.0	-13.59	122.31	8.84	1.08	0.25	10.17
3	1.51	18.0	27.18	0.0	0.00	0.00	8.84	0.00	0.00	8.84
4	1.51	27.0	40.77	9.0	13.59	122.31	8.84	1.08	0.25	10.17
5	1.51	36.0	54.36	18.0	27.18	489.24	8.84	2.17	0.49	11.50
Suma	7.55		135.90			1 223.10				

DISTRIBUCIÓN DE CORTANTES NIVEL I

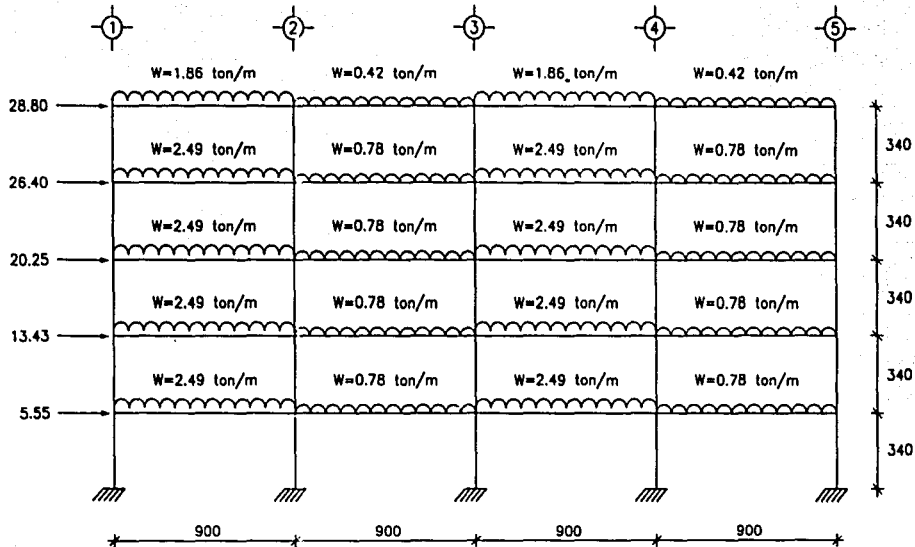
Marcos X

Eje	Kix	Yi	Kix · Yi	Yit	Kix · Yit	Kix · Yi ²	Directo	Vx	Vy	Total
A	3.64	0.0	0.00	-13.5	-49.14	663.39	4.73	0.59	0.23	5.55
B	3.64	9.0	32.76	-4.5	-16.38	73.71	4.73	0.20	0.07	5.00
C	3.64	18.0	65.52	4.5	16.38	7371	4.73	0.20	0.07	5.00
D	3.64	27.0	98.28	13.5	49.14	663.39	4.73	0.29	0.23	5.55
Suma	14.56		196.56			1474.20				

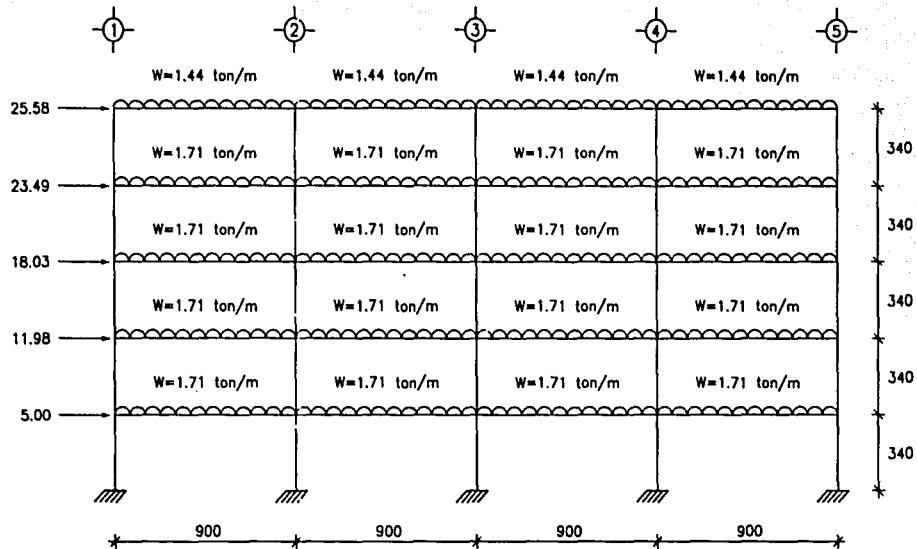
Marcos Y

Eje	Kix	Yi	Kix · Yi	Yit	Kix · Yit	Kix · Yi ²	Directo	Vx	Vy	Total
1	2.82	0.0	0.00	-18.0	-50.76	913.68	3.70	0.96	0.23	4.89
2	2.82	9.0	25.38	-9.0	-25.38	228.42	3.70	0.48	0.11	4.29
3	2.82	18.0	50.76	0.0	0.00	0.00	3.70	6.00	0.00	3.70
4	2.82	27.0	76.14	9.0	25.38	228.42	3.70	0.48	0.11	4.29
5	2.82	36.0	101.52	18.0	50.76	913.68	3.70	0.96	0.23	4.89
Suma	14.10		253.80			2284.20				

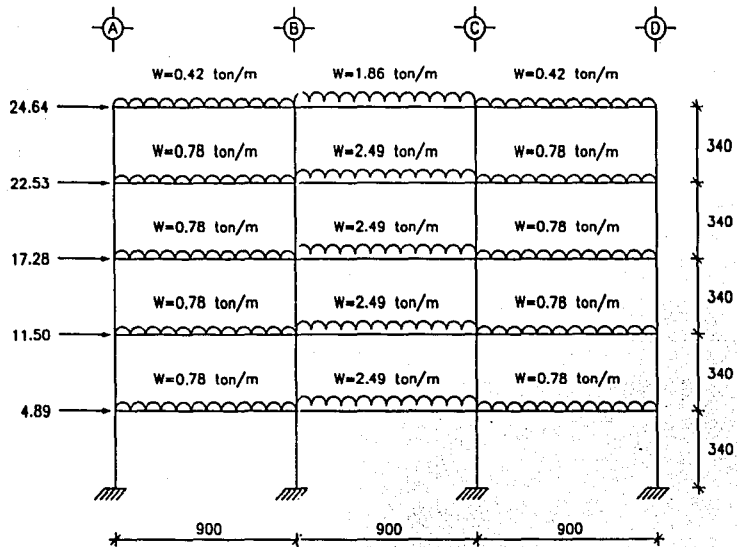
**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



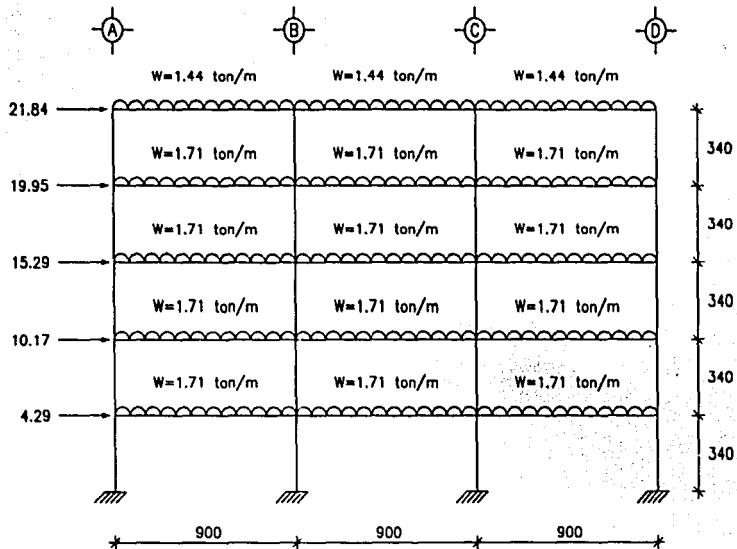
MARCO A y D, CARGAS PARA ANÁLISIS SÍSMICO.



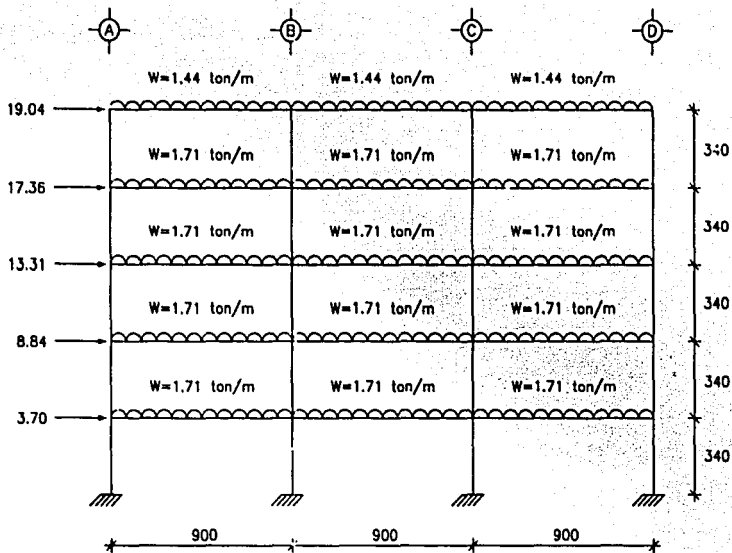
MARCO B y C, CARGAS PARA ANÁLISIS SÍSMICO.



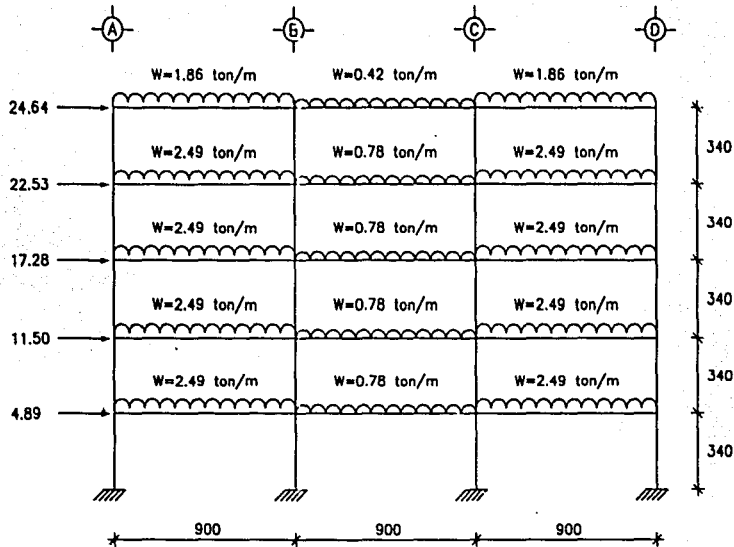
MARCO 1, CARGAS PARA ANÁLISIS SÍSMICO.



MARCO 2 y 4, CARGAS PARA ANÁLISIS SÍSMICO.



MARCO 3, CARGAS PARA ANÁLISIS SÍSMICO.



MARCO 5, CARGAS PARA ANÁLISIS SÍSMICO.

ANÁLISIS POR CARGAS VERTICALES.

Ancho tributario = 4.5 m.

Para análisis sísmico:

Azotea

$$W \text{ carga viva} = 70.0 \text{ kg/m}^2 \times 4.5 \text{ m} = 315 \text{ kg/m}$$

$$W \text{ carga muerta} = 250.0 \text{ kg/m}^2 \times 4.5 \text{ m} = 1125 \text{ kg/m}$$

$$W \text{ az.} = 1440 \text{ kg/m}$$

Entrepiso

$$W \text{ carga viva} = 180.0 \text{ kg/m}^2 \times 4.5 \text{ m} = 810 \text{ kg/m}$$

$$W \text{ carga muerta} = 200.0 \text{ kg/m}^2 \times 4.5 \text{ m} = 900 \text{ kg/m}$$

$$W \text{ ent.} = 1710 \text{ kg/m}$$

Para análisis por cargas verticales:

Azotea

$$W \text{ carga viva} = 100.0 \text{ kg/m}^2 \times 4.5 \text{ m} = 450 \text{ kg/m}$$

$$W \text{ carga muerta} = 250.0 \text{ kg/m}^2 \times 4.5 \text{ m} = 1125 \text{ kg/m}$$

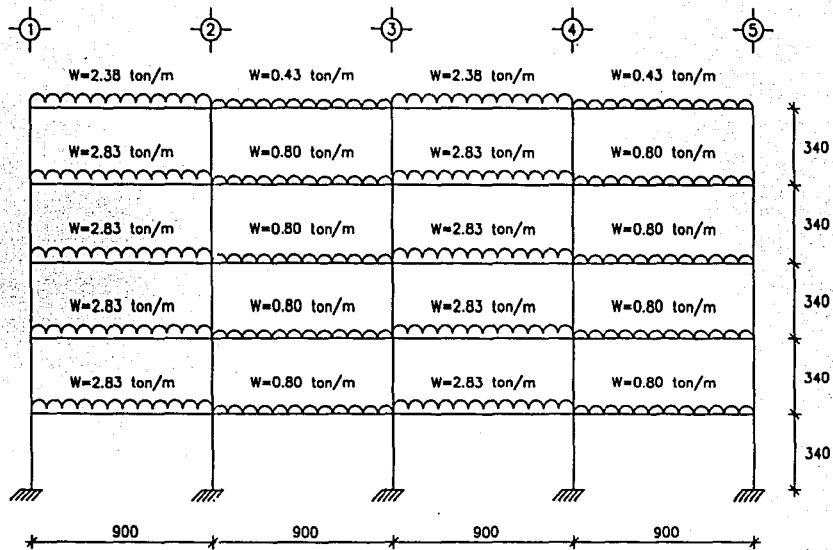
$$W \text{ az.} = 1575 \text{ kg/m}$$

Entrepiso

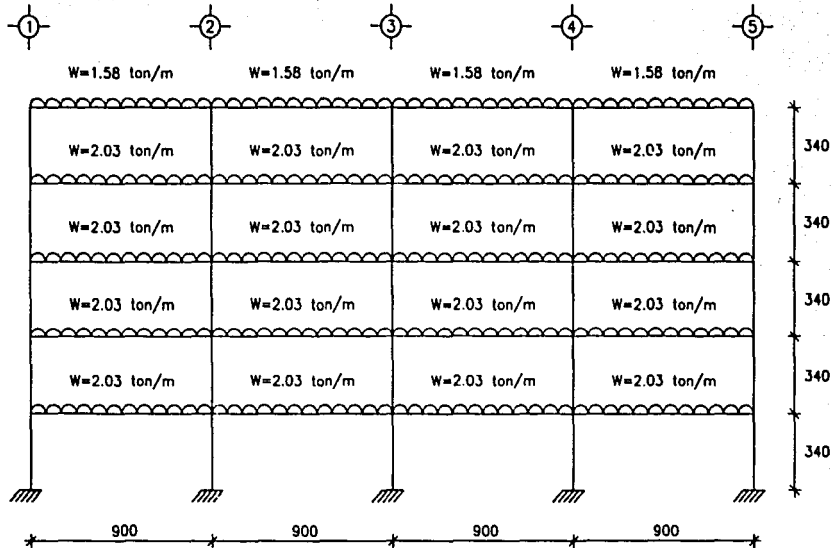
$$W \text{ carga viva} = 250.0 \text{ kg/m}^2 \times 4.5 \text{ m} = 1125 \text{ kg/m}$$

$$W \text{ carga muerta} = 200.0 \text{ kg/m}^2 \times 4.5 \text{ m} = 900 \text{ kg/m}$$

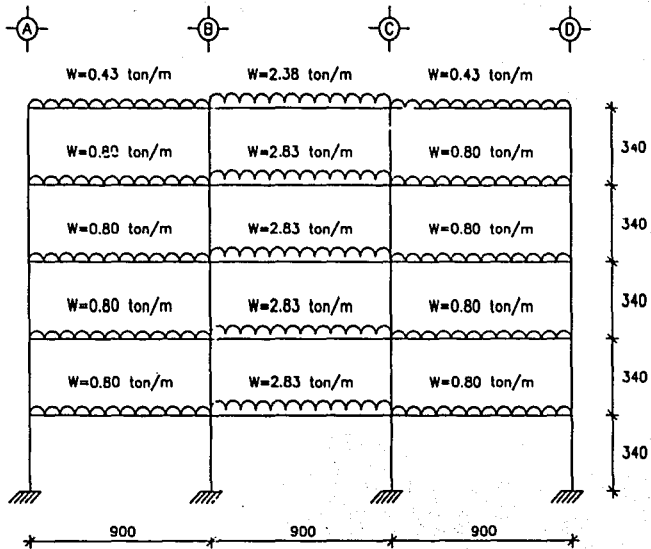
$$W \text{ ent.} = 2025 \text{ kg/m}$$



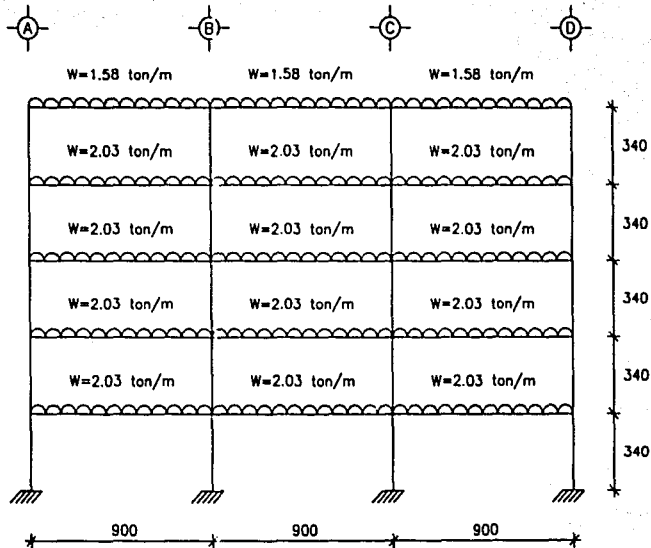
MARCO A y D, ANÁLISIS POR CARGAS VERTICALES.



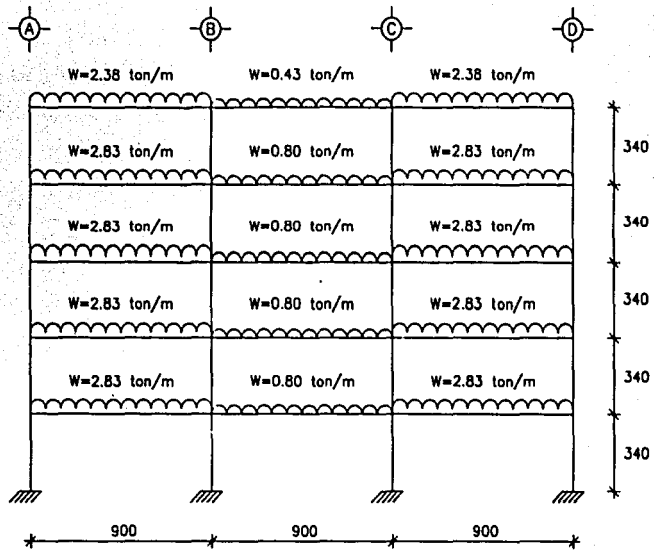
MARCO B y C, ANÁLISIS POR CARGAS VERTICALES.



MARCO 1, ANÁLISIS POR CARGAS VERTICALES.



MARCO 2, 3 y 4, ANÁLISIS POR CARGAS VERTICALES.

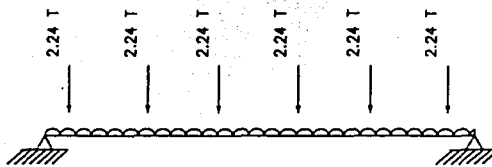


MARCO 5, ANÁLISIS POR CARGAS VERTICALES.

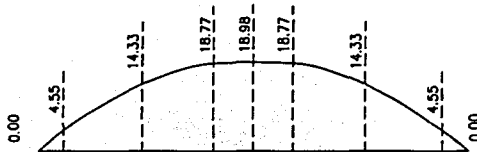
CARGAS Y ELEMENTOS MECÁNICOS EN
 TRABE TP-1 " L " 55/65 L=8.18 m
 EN LA PRIMERA ETAPA

CARGAS :

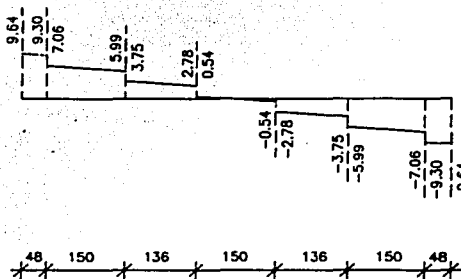
W p.p. de trabe = 714 kg/m
 W losa TT = 184 kg/m²
 W firme = 164 kg/m²



w = 714 kg/m



MOMENTO (t-m)



CORTANTE (Ton.)

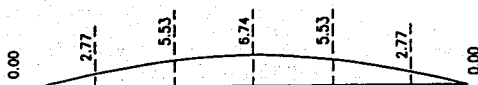
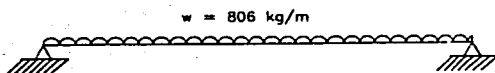
CARGAS Y ELEMENTOS MECÁNICOS EN
 TRABE TR-1 40/65 L=8.18 m
 EN LA PRIMERA ETAPA

CARGAS :

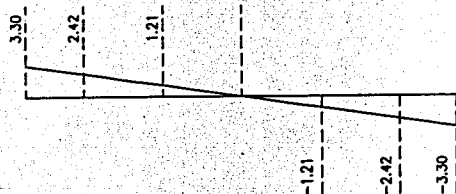
W p.p. de trabe = 624 kg/m

W com. trabe = 84 kg/m

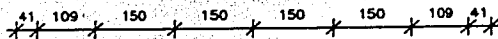
W firme = 98 kg/m

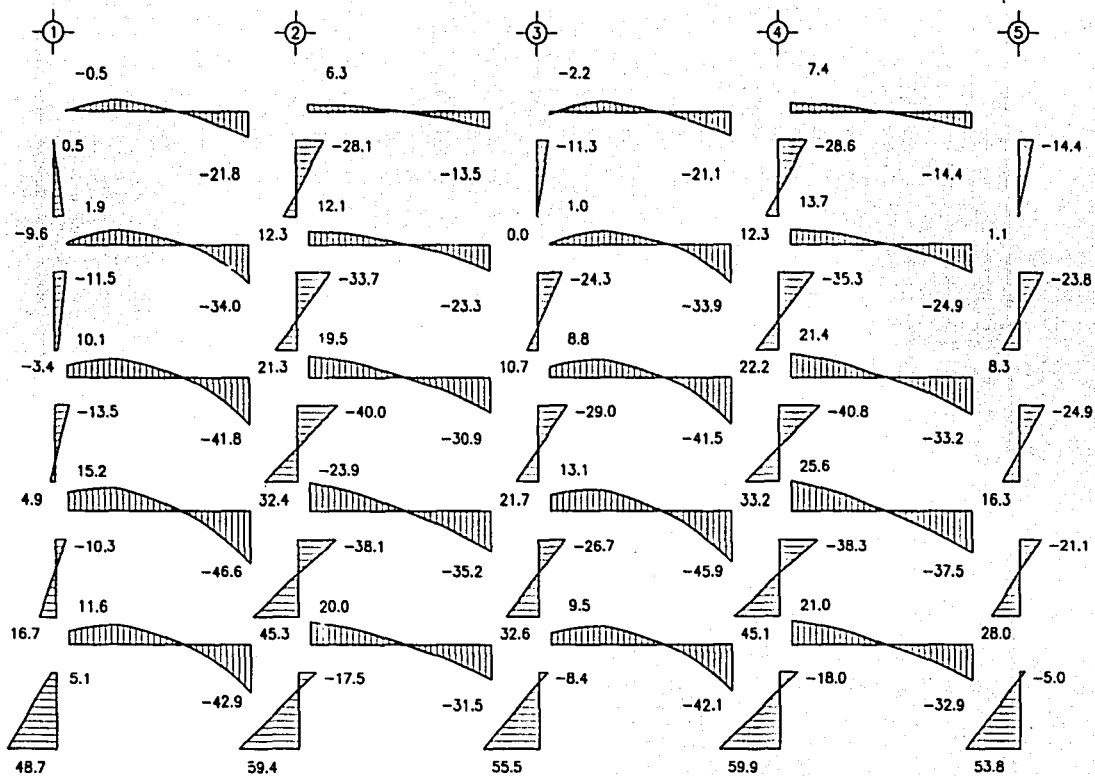


MOMENTO (t-m)



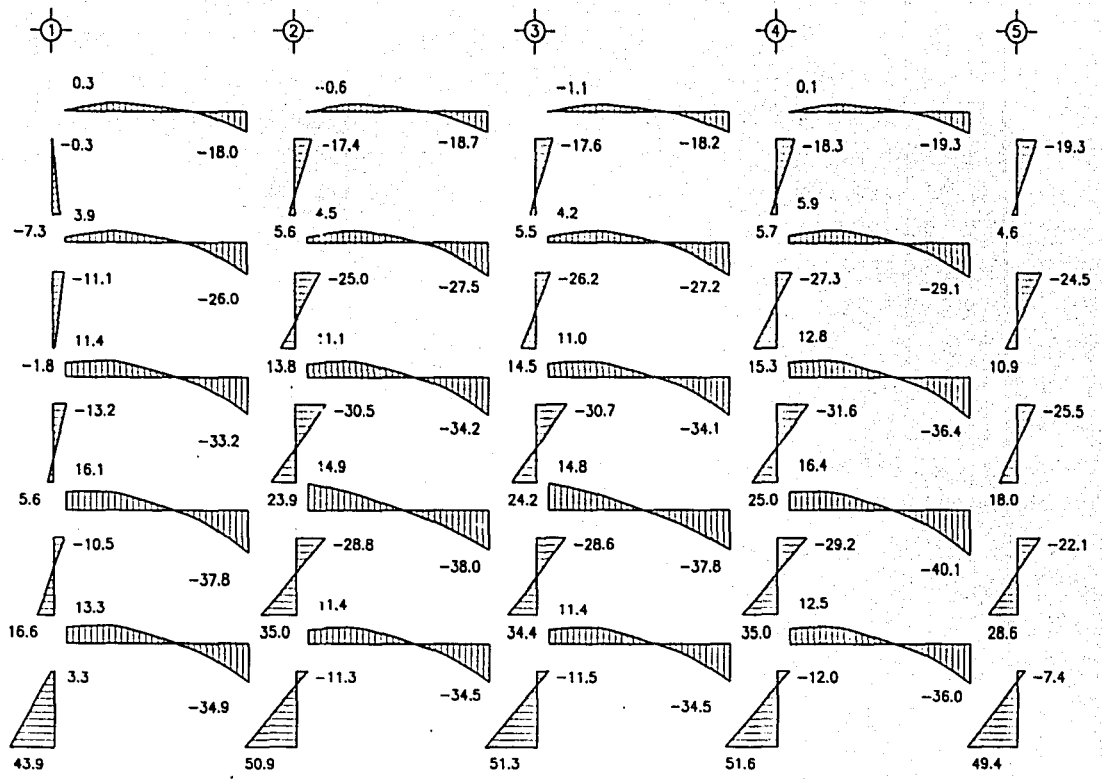
CORTANTE (Ton.)



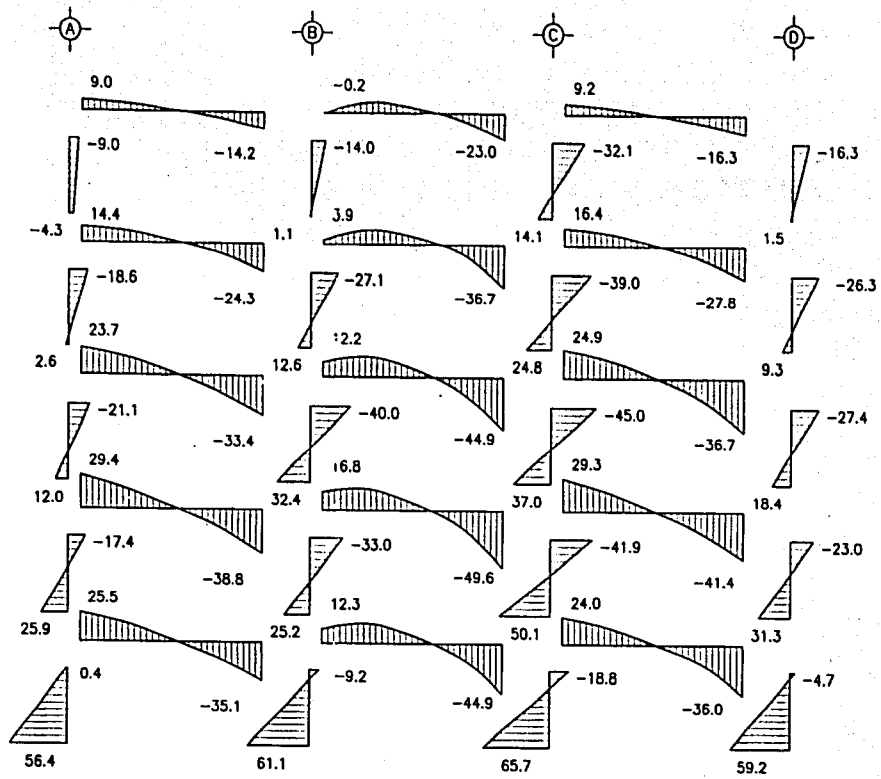


MARCO A y D, MOMENTOS DEBIDO A CARGA VERTICAL + SISMO (t-m).

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

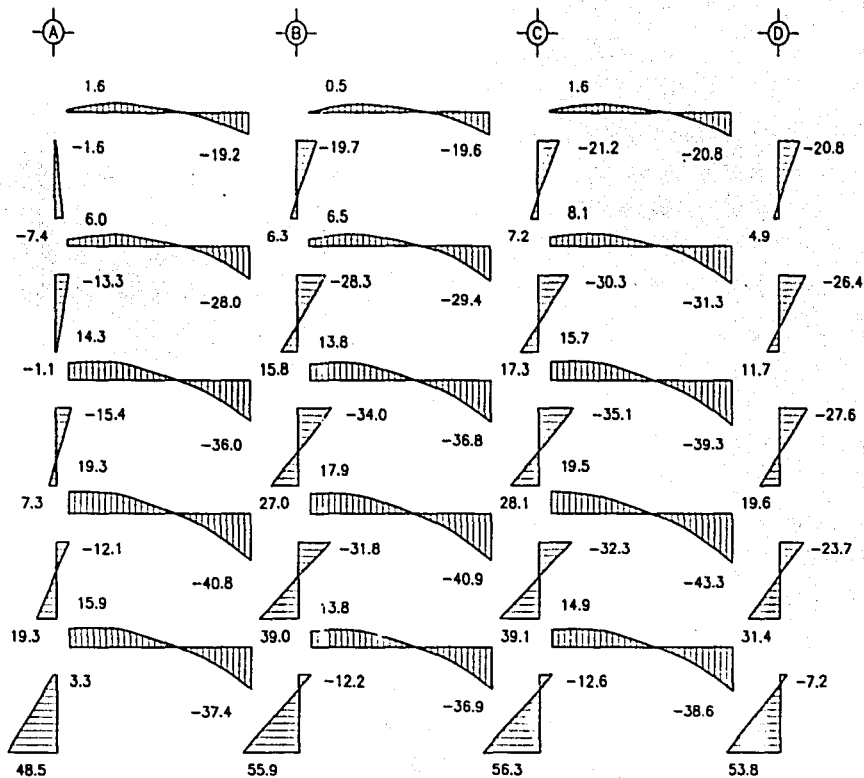


MARCO B y C, MOMENTOS DEBIDO A CARGA VERTICAL + SISMO (t-m).

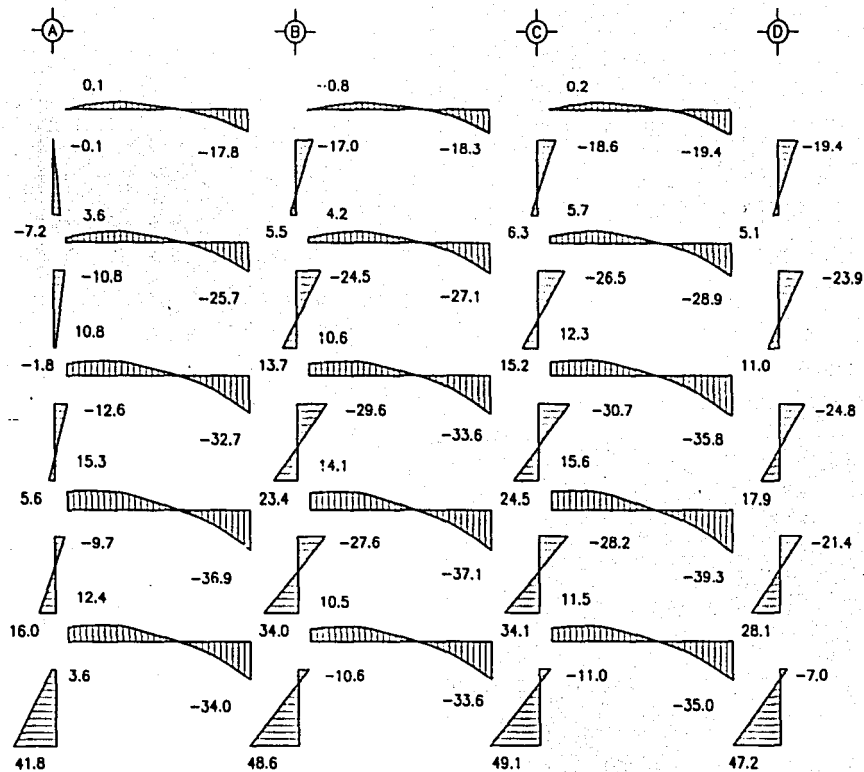


MARCO 1, MOMENTOS DEBIDO A CARGA VERTICAL + SISMO (t-m).

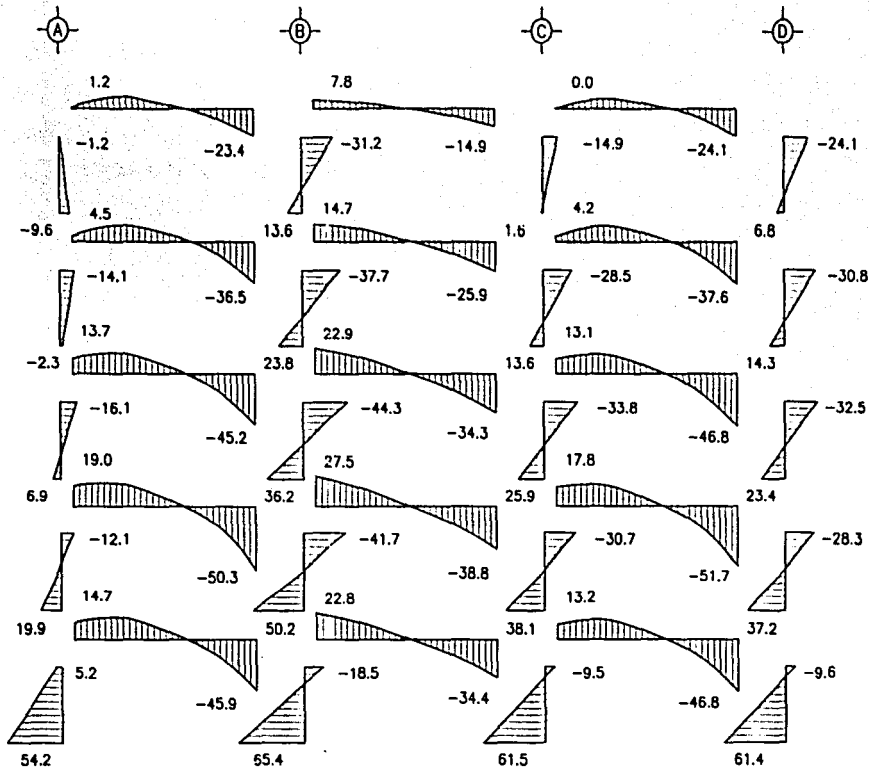
TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN



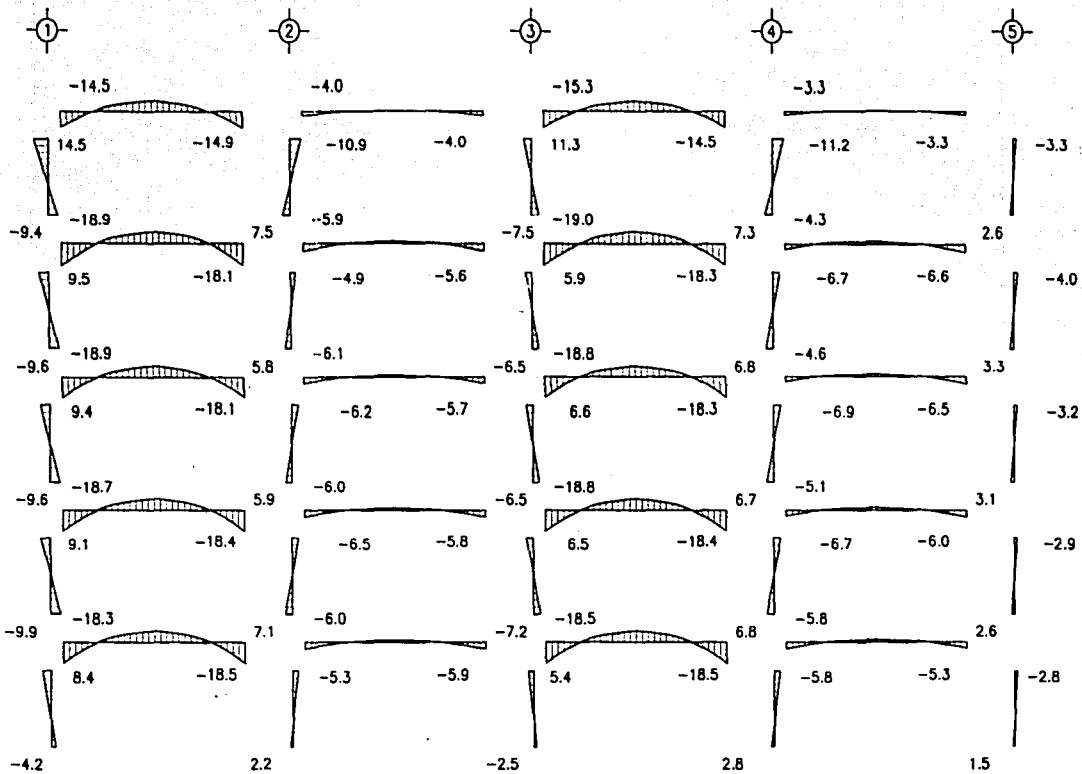
MARCO 2 y 4, MOMENTOS DEBIDO A CARGA VERTICAL + SISMO (t-m).



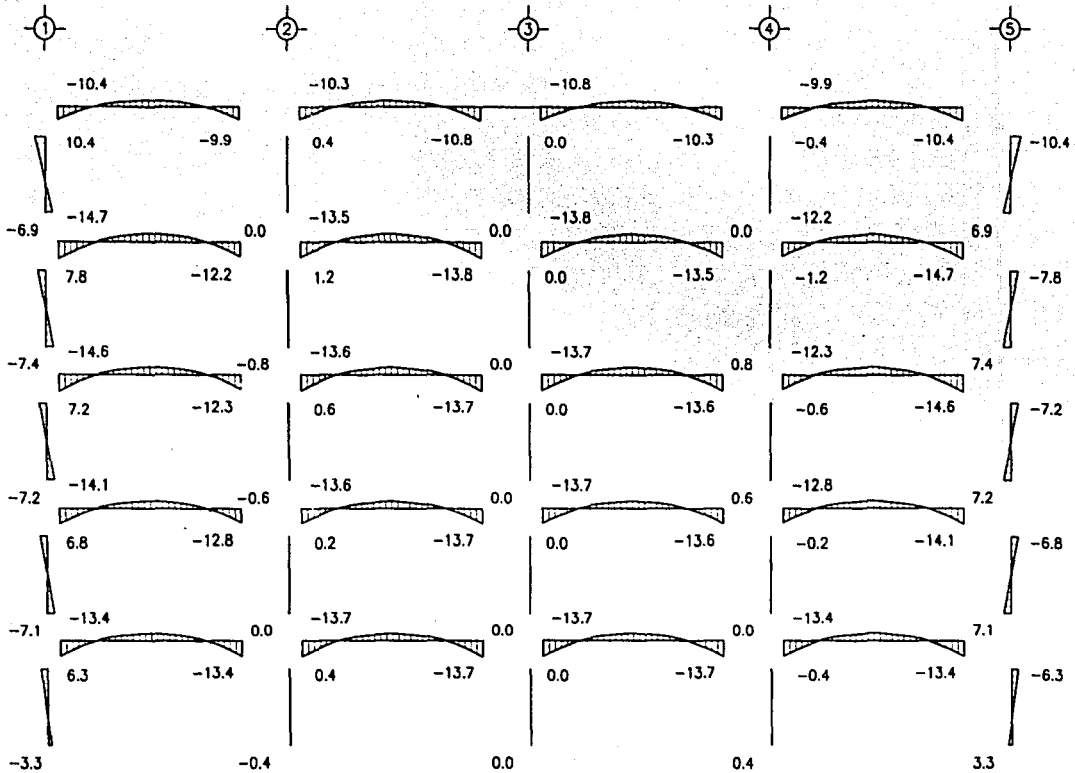
MARCO 3, MOMENTOS DEBIDO A CARGA VERTICAL + SISMO ($t-m$).



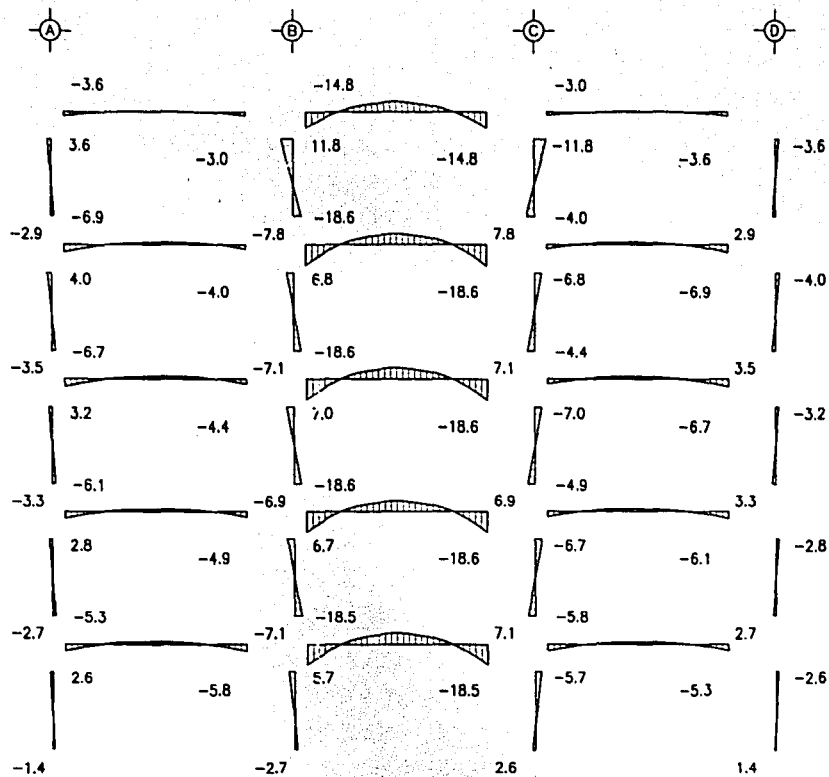
MARCO 5, MOMENTOS DEBIDO A CARGA VERTICAL + SISMO (t-m).



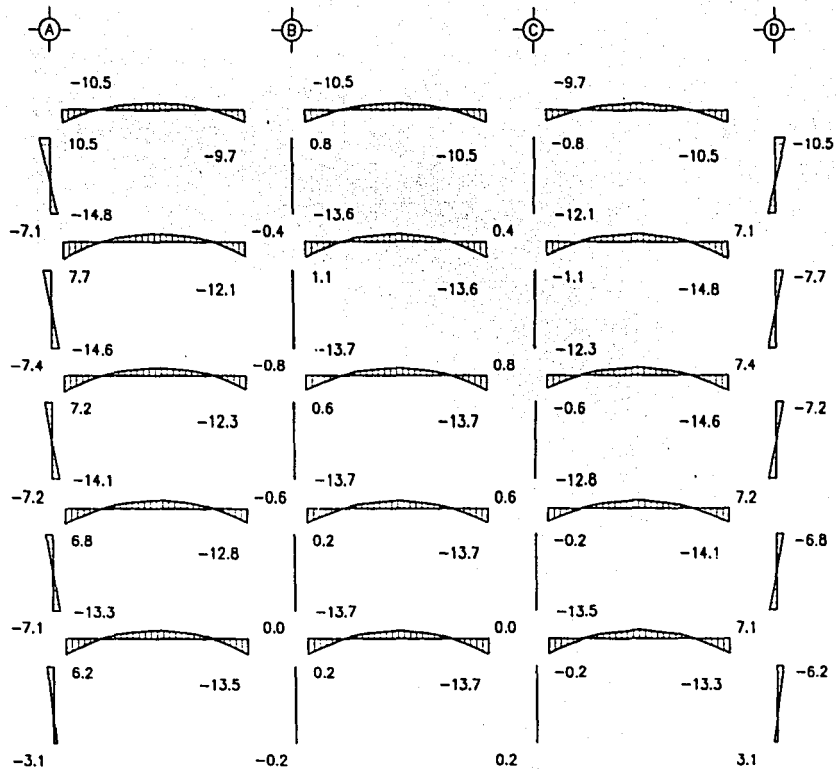
MARCO A y D, MOMENTOS DEBIDO A CARGA VERTICAL (t-m).



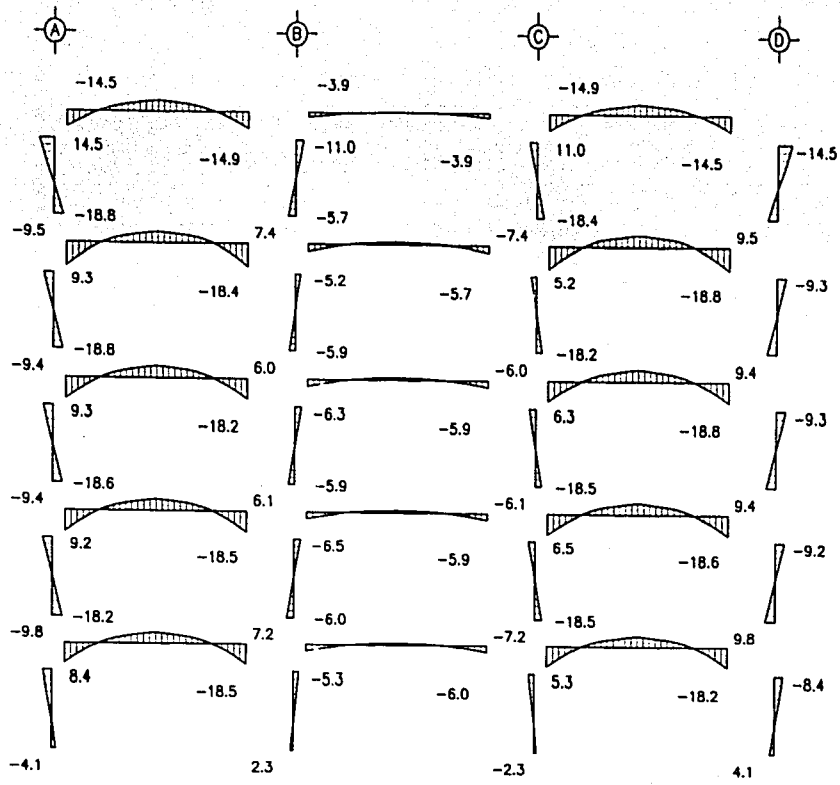
MARCO B y C, MOMENTOS DEBIDO A CARGA VERTICAL (t-m).



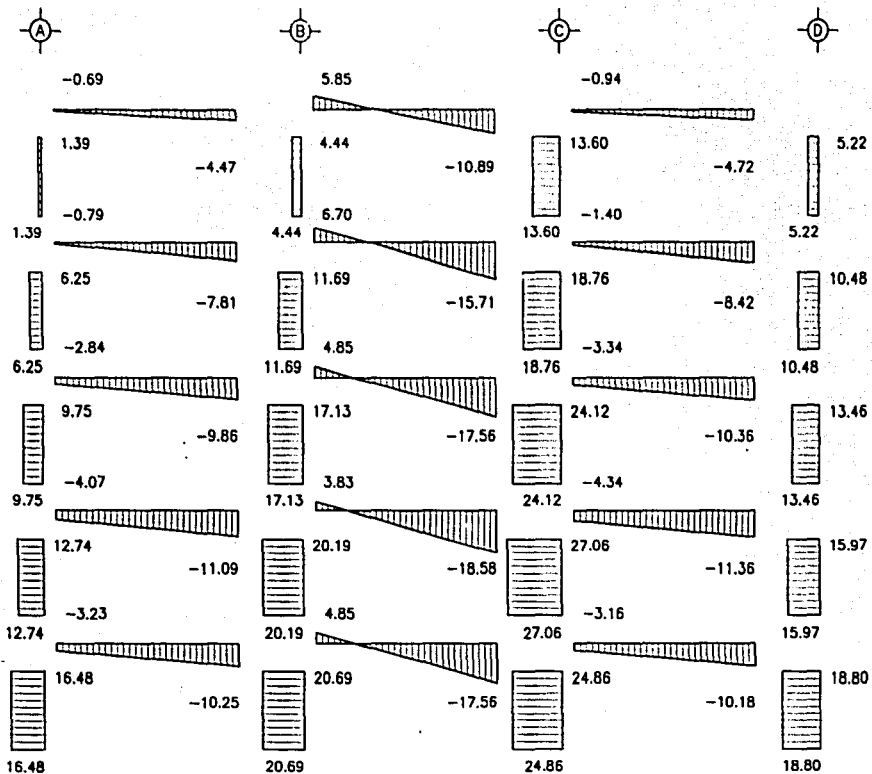
MARCO 1, MOMENTOS DEBIDO A CARGA VERTICAL (t-m).



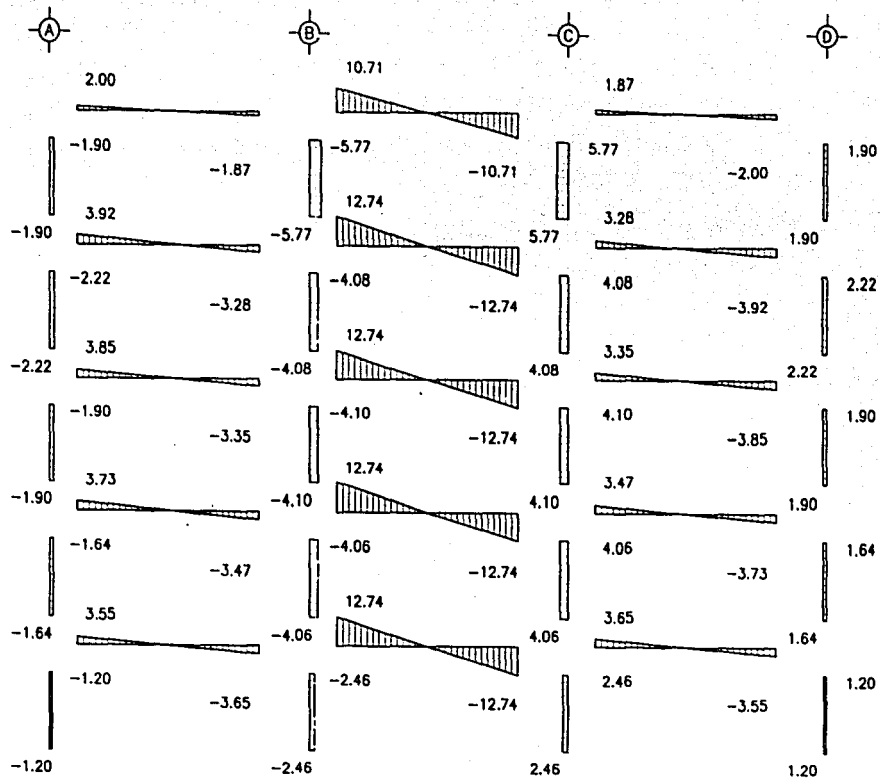
MARCO 2,3 y 4 MOMENTOS DEBIDO A CARGA VERTICAL (t-m).



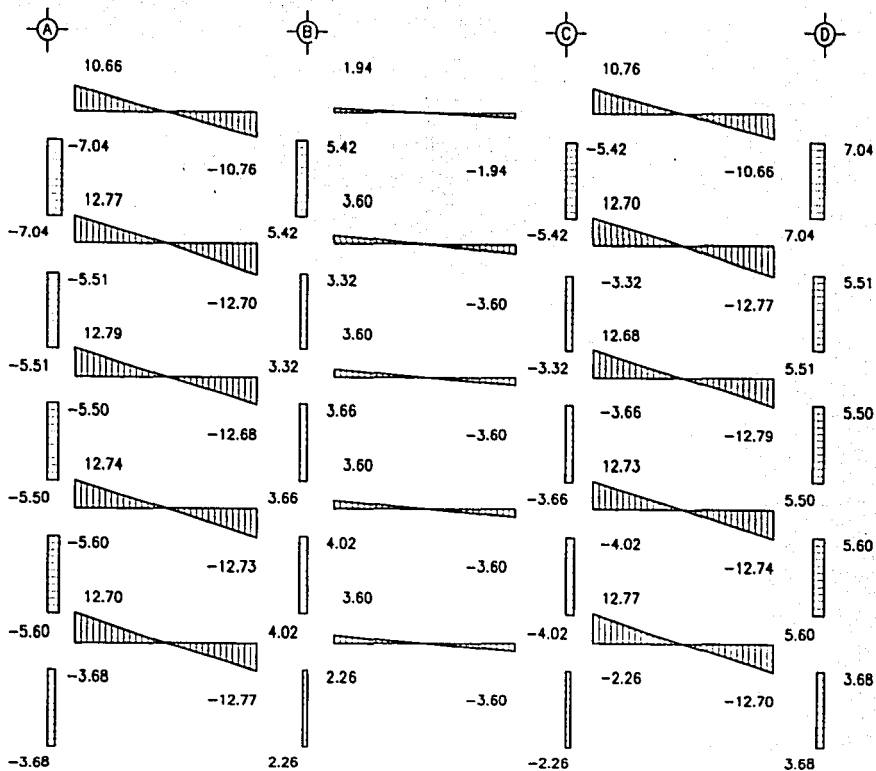
MARCO 5, MOMENTOS DEBIDO A CARGA VERTIVAL (t-m).



MARCO 1, CORTANTES DEBIDO A CARGA VERTICAL + SISMO (ton).



MARCO 1, CORTANTES DEBIDO A CARGA VERTICAL (ton).



MARCO 5, CORTANTES DEBIDO A CARGA VERTICAL (ton).

CAPITULO II

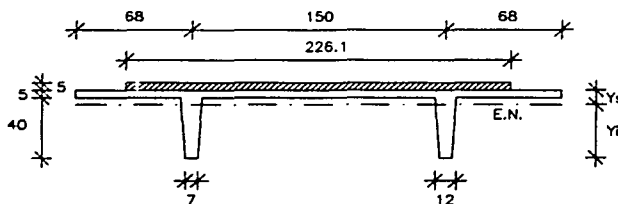
Diseño de losa TT.

DISEÑO DE LOSA TT 286 /45 L = 8.58 Mts.

El principal objetivo del presfuerzo, es el de comprimir previamente el concreto, en la parte inferior del elemento, con el propósito de contrarrestar todo o parte de la tensión provocada por las cargas gravitacionales.

El acero de presfuerzo se tensa antes del colado del elemento, el acero se ancla inicialmente a los muerdos de anclaje, por lo general en el patio de prefabricado. Aunque en algunos casos la mesa de colado se localiza en la obra. El concreto se cura a vapor durante un lapso menor de un día. Al soltar de sus anclajes el acero pretensado, el concreto recibe una compresión previa, por medio de la transferencia de esfuerzos y a través de la adherencia entre el acero y el concreto. Por consiguiente, los torones quedan necesariamente adheridos.

Para las propiedades geométricas de la sección compuesta, el firme se considerará como concreto de $f'_c = 400 \text{ kg/cm}^2$, por lo que el ancho del firme será de $b = 0.7906 \times 286 = 226.1 \text{ cm}$.



Propiedades geométricas.

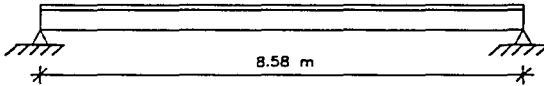
Sección simple.

A	=	2 190	cm ²
I	=	315 552	cm ⁴
Y _i	=	35.3	cm
Y _s	=	9.7	cm
S _i	=	8 939	cm ³
S _s	=	32 533	cm ³

Sección compuesta.

A	=	3 321	cm ²
I	=	428 874	cm ⁴
Y _i	=	39.5	cm
Y _s	=	10.5	cm
S _i	=	10 870	cm ³
S _s	=	40 667	cm ³

Condición de trabajo.- Simplemente apoyada.



Etapas de trabajo:

Primera.- En sección simple para W p.p. y W firme.

Segunda.- En sección compuesta para W carga viva y W carga muerta.

Cargas.

$$\begin{aligned}
 W \text{ p.p.} &= 184 \text{ kg/m}^2 \times 2.86 = 526 \text{ kg/m} \\
 W \text{ firme} &= 164 \text{ kg/m}^2 \times 2.86 = 469 \text{ kg/m} \\
 W \text{ c. v.} &= 250 \text{ kg/m}^2 \times 2.86 = 715 \text{ kg/m} \\
 W \text{ c. m.} &= 200 \text{ kg/m}^2 \times 2.86 = 572 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Momentos.

Por ser una viga simplemente apoyada.

$$M = \frac{W L^2}{8} \quad \text{ton - m}$$

$$M \text{ p.p.} = \frac{0.526 \times 8.58^2}{8} = 4.84 \text{ ton - m}$$

$$M \text{ firme} = \frac{0.469 \times 8.58^2}{8} = 4.32 \text{ ton - m}$$

$$M \text{ cv + cm} = \frac{1.287 \times 8.58^2}{8} = 11.84 \text{ ton - m}$$

Esfuerzos.

$$f_i = \frac{M}{S_i} \quad \text{kg/cm}^2 \quad (\text{esfuerzos en la fibra inferior})$$

$$f_s = \frac{M}{S_s} \quad \text{kg/cm}^2 \quad (\text{esfuerzos en la fibra superior})$$

Por p. p. $f_i = \frac{484\,028}{8\,939} = 54.1 \text{ kg/cm}^2 \quad (-)$

$$f_s = \frac{484\,028}{32\,533} = 14.9 \text{ kg/cm}^2 \quad (+)$$

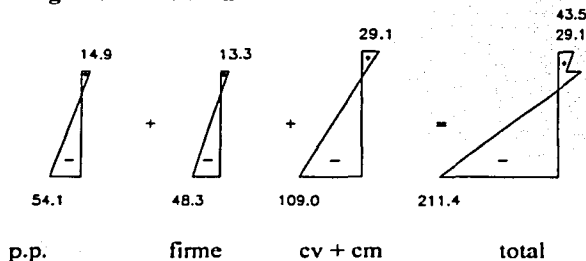
Por firme $f_i = \frac{431\,576}{8\,939} = 48.3 \text{ kg/cm}^2 \quad (-)$

$$f_s = \frac{431\,576}{32\,533} = 13.3 \text{ kg/cm}^2 \quad (+)$$

Por cv + cm $f_i = \frac{1\,184\,304}{10\,870} = 109.0 \text{ kg/cm}^2 \quad (-)$

$$f_s = \frac{1\,184\,304}{40\,667} = 29.1 \text{ kg/cm}^2 \quad (+)$$

Diagrama de esfuerzos.



- (-) Indica esfuerzos de tensión.
 (+) Indica esfuerzos de compresión.

En elementos pretensados se puede suponer que la suma de las pérdidas varía entre 20 y 25 por ciento de la fuerza aplicada por el gato, para este elemento se utilizará una pérdida del 20 por ciento, por lo que $k = 0.8$.

Esfuerzos permisibles en el concreto debidos al efecto del presfuerzo.

$$\begin{aligned} f_i &= 0.6 k f'_{ci} = 0.6 \times 0.8 \times 280 = 134.4 \text{ kg/cm}^2 (+) \\ f_s &= 0.8 k \sqrt{f'_{ci}} = 0.8 \times 0.8 \times \sqrt{280} = 10.7 \text{ kg/cm}^2 (-) \\ f'_{ci} &= 0.7 f'_c = 0.7 \times 400 = 280 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Esfuerzos permisibles finales en el concreto debido a las cargas de servicio.

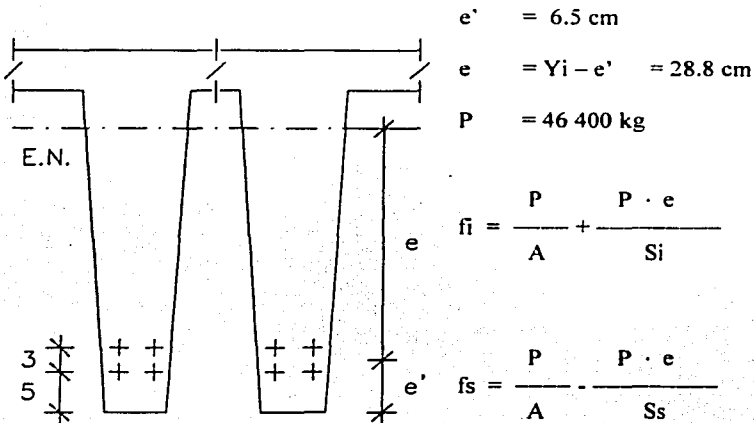
$$\begin{aligned} f_i &= 1.6 \sqrt{f'_c} = 1.6 \sqrt{400} = 32 \text{ kg/cm}^2 (-) \\ f_s &= 0.45 f'_c = 0.45 \times 400 = 180 \text{ kg/cm}^2 (+) \end{aligned}$$

Los esfuerzos finales en la fibra inferior para las cargas de servicio son para concreto sin acero de refuerzo adicional, por lo tanto si se exceden del valor permisible deberá suministrarse acero de refuerzo para tomar esas tensiones.

Debido a que los esfuerzos máximos por presfuerzo en la fibra inferior están limitados a 134.4 kg/cm^2 y para la losa TT que se está diseñando necesitamos dar esfuerzos mayores para evitar esfuerzos de tensión muy

altos en la fibra inferior, nos ayudaremos de los esfuerzos debido al peso propio para este fin.

Proponiendo 8 torones $\varnothing 3/8$ " con capacidad efectiva de 5 800 kg cada uno y con la siguiente distribución.

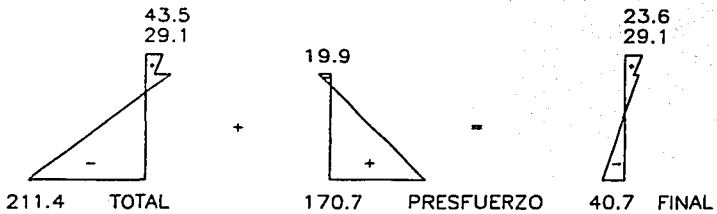


Esfuerzos debidos al presfuerzo.

$$f_i = \frac{46\,400}{2\,190} + \frac{46\,400 \times 28.8}{8\,939} = 21.2 + 149.5 = 170.7 \text{ kg/cm}^2$$

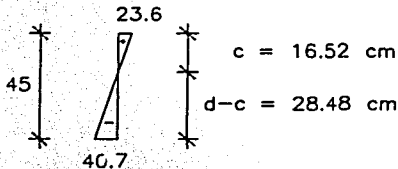
$$f_s = \frac{46\,400}{2\,190} - \frac{46\,400 \times 28.8}{32\,533} = 21.2 - 41.1 = -19.9 \text{ kg/cm}^2$$

Diagrama de esfuerzos finales.



Cálculo del acero para tomar los esfuerzos de tensión finales.

Del diagrama de esfuerzos finales:

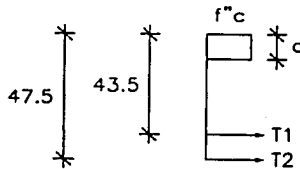


Volumen del bloque de tensiones, por triángulos semejantes si $h = 28.48 \text{ cm}$, por lo tanto $b = 21.1 \text{ cm}$.

$$T = \frac{40.7 \times 28.48}{2} \times 21.1 = 12\,229 \text{ kg}$$

$$A_s = \frac{T}{f_s} = \frac{12\,229}{0.6 \times 4\,200} = 4.85 \text{ cm}^2$$

Con 4 vars. del # 4 $A_s = 5.08 \text{ cm}^2$

Revisión a la ruptura.

$$\begin{aligned} T_1 &= A_{sp} f_{sr} = 8 \times 0.55 \times 18\,900 = 83\,160 \text{ kg} \\ T_2 &= A_s f_y = 4 \times 1.27 \times 4\,200 = 21\,336 \text{ kg} \\ T_u &= 104\,496 \text{ kg} \end{aligned}$$

Profundidad del bloque de compresión.

$$a = \frac{T_u}{b f''c} = \frac{104\,496}{286 \times 170} = 2.15 \text{ cm}$$

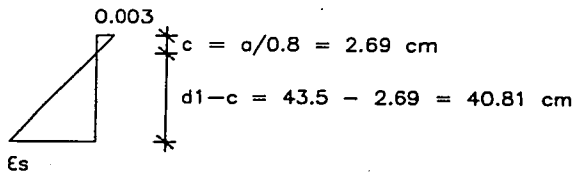
$$M_{uR} = (d - a/2) T_u F_R$$

$$M_{uR} = [(43.5 - 1.07) 83\,160 + (47.5 - 1.07) 21\,336] \times 0.9$$

$$M_{uR} = 40.67 \text{ ton-m}$$

$$F.S. = M_{uR} / M_a = 40.67 / 21.00 = 1.93$$

1.93 > 1.4 por lo tanto, bien.

Revisión a la fluencia.

para el presfuerzo:

$$\epsilon_s = \frac{0.003 \times 40.81}{2.69} = 0.0455$$

$$\text{def. inicial presfuerzo} = 0.0056 = 5800 / (0.55 \times 1.9 \times 10^6)$$

$$\epsilon_{\text{total}} = 0.0511 > 0.01$$

Por lo tanto fluye y la sección es subreforzada.

Revisión por cortante.

$$V_{CR} = F_R b d (0.15 \sqrt{f_c^*} + 50 (V d_p / M))$$

Sin embargo V_{CR} no debe ser mayor que $1.3 F_R b d \sqrt{f_c^*}$

V_{CR} no debe ser menor que $0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$

Además en ningún caso V_{cr} mayor que $2.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$

donde :

F_R = factor de reducción = 0.8

b = ancho del alma de la sección.

d = peralte efectivo de la sección.

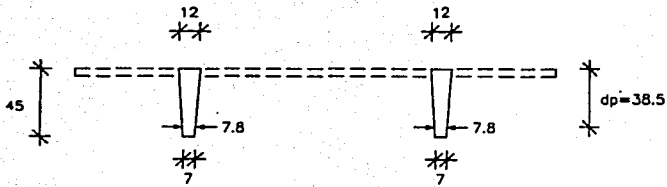
V = cortante actuante en la sección considerada.

M = momento actuante en la sección considerada.

V_{CR} = cortante que resiste el concreto.

En la fórmula para calcular V_{CR} el término $V d_p / M < 1.0$

Para la losa TT la sección resistente a cortante es:



$$b \text{ prom.} = (12 + 7.8) / 2 \times 2 = 19.8 \text{ cm}$$

$$0.5 F_R b d \sqrt{f^* c} = 0.5 \times 0.8 \times 19.8 \times 38.5 \sqrt{320} = 5455 \text{ kg}$$

$$1.3 F_R b d \sqrt{f^* c} = 1.3 \times 0.8 \times 19.8 \times 38.5 \sqrt{320} = 14182 \text{ kg}$$

Cargas : $W \text{ total} = 2282 \text{ kg/m}$

Diagramas de Momento y Cortante.

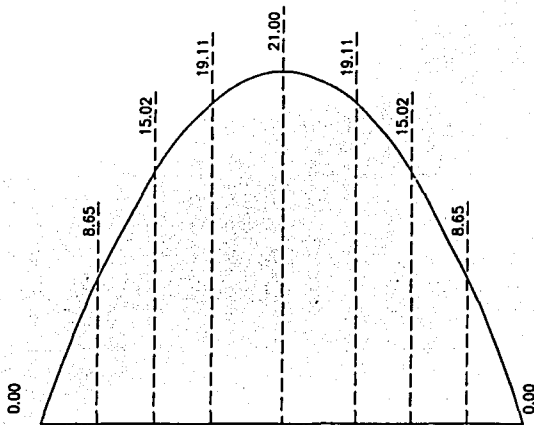


DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE

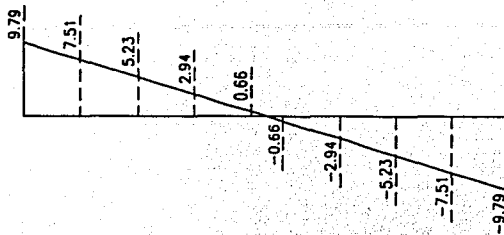


DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE

Cálculo del V_{CR} en varias secciones.

Para $x = 1.00$ m

$$V = 7.51 \text{ ton} \quad V_u = 7.51 \times 1.4 = 10.51 \text{ ton}$$

$$M = 8.65 \text{ t-m} \quad M_u = 8.65 \times 1.4 = 12.11 \text{ t-m}$$

$$V_{CR} = 0.5 \times 19.8 \times 38.5 \left(0.15 \sqrt{320} + \frac{50 \times 10 \ 510 \times 38.5}{1 \ 211 \ 000} \right)$$

$$V_{CR} = 7 \ 390 \text{ kg}$$

$$V'_u = V_u - V_{CR} = 10 \ 510 - 7 \ 390 = 3 \ 120 \text{ kg}$$

Separación de estribos.

$$s = \frac{A_v \ d \ F_R \ f_y}{V'_u}$$

Con estribos del # 2 en 4 ramas $A_v = 1.28 \text{ cm}^2$

$$s = \frac{1.28 \times 38.5 \times 0.8 \times 2 \ 530}{3 \ 120} = 32.0 \text{ cm}$$

Los pondremos @ 30 cm

Para $x = 2.00$ m

$$V = 5.23 \text{ ton} \quad V_u = 5.23 \times 1.4 = 7.32 \text{ ton}$$

$$M = 15.02 \text{ t} \cdot \text{m} \quad M_u = 15.02 \times 1.4 = 21.03 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$V_{CR} = 0.5 \times 19.8 \times 38.5 \left(0.15 \sqrt{320} + \frac{50 \times 7.320 \times 38.5}{2.103.000} \right)$$

$$V_{CR} = 3.577 \text{ kg} < 0.5 F_R b d \sqrt{f^* c} = 5.455 \text{ kg, rige el último}$$

$$V'_u = V_u - V_{CR} = 7.320 - 5.455 = 1.865 \text{ kg}$$

Separación de estribos.

$$s = \frac{A_v d F_R f_y}{V'_u}$$

Con estribos del # 2 en 4 ramas $A_v = 1.28 \text{ cm}^2$

$$s = \frac{1.28 \times 38.5 \times 0.8 \times 2.530}{1.865} = 53.5 \text{ cm}$$

Si $V_u > V_{CR}$, $V_u < 1.5 F_R b d \sqrt{f^* c}$ entonces $s \text{ max} = 0.75h$

$s \text{ max} = 0.75 \times 45 = 33.8 \text{ cm}$, los pondremos @ 30 cm

Para $x = 3.00$ m

$$V = 2.94 \text{ ton} \quad V_u = 2.94 \times 1.4 = 4.12 \text{ ton}$$

$$M = 19.11 \text{ t} \cdot \text{m} \quad M_u = 19.11 \times 1.4 = 26.75 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$V_{CR} = 0.5 \times 19.8 \times 38.5 \left(0.15 \sqrt{320} + \frac{50 \times 4.120 \times 38.5}{2.675.000} \right)$$

$$V_{CR} = 2\,153 \text{ kg} < 0.5 F_R b d \sqrt{f^*_c} = 5\,455 \text{ kg, rige el último}$$

$$V_{CR} > V_u$$

$$s \text{ max} = 0.75 \times 45 = 33.8 \text{ cm, los pondremos @ 30 cm}$$

Revisando el cortante en $x = 0.40 \text{ m}$ como sección reforzada ya que en esta zona no actúa el presfuerzo en su totalidad.

$$V = 8.88 \text{ ton} \quad V_u = 8.88 \times 1.4 = 12.43 \text{ ton}$$

$$V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f^*_c} = 5\,455 \text{ kg}$$

$$V'_u = V_u - V_{CR} = 12\,430 - 5\,455 = 6\,975 \text{ kg}$$

Separación de estribos.

$$s = \frac{A_v d F_R f_y}{V'_u}$$

Con estribos del # 2 en 4 ramas $A_v = 1.28 \text{ cm}^2$

$$s = \frac{1.28 \times 38.5 \times 0.8 \times 2\,530}{6\,975} = 14.3 \text{ cm}$$

Los pondremos @ 10 cm

Revisión por flechas.

$$\Delta = \frac{5 W L^4}{384 E I} \quad \text{cargas}$$

$$\Delta = \frac{P e L^2}{8 E I} \quad \text{presfuerzo}$$

$$W_{c.m.} = 5.72 \text{ kg/cm}$$

$$L = 8.58 \times 10^2 \text{ cm}$$

$$L^2 = 73.62 \times 10^4 \text{ cm}$$

$$L^4 = 5419.37 \times 10^8 \text{ cm}$$

$$I_{ss} = 315\,552 \text{ cm}^4$$

$$I_{sc} = 428\,874 \text{ cm}^4$$

$$P = 46\,400 \text{ kg}$$

$$e = 28.8 \text{ cm}$$

$$E_c = 2.8 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta_{p.p.} = \frac{5 \times 5.26 \times 5419.37 \times 10^8}{0.384 \times 10^3 \times 2.8 \times 10^5 \times 315\,552} = 0.42 \text{ cm} \downarrow$$

$$\Delta_{firme} = \frac{5 \times 4.69 \times 5419.37 \times 10^8}{0.384 \times 10^3 \times 2.8 \times 10^5 \times 315\,552} = 0.38 \text{ cm} \downarrow$$

$$\Delta_{c.m.} = \frac{5 \times 7.15 \times 5419.37 \times 10^8}{0.384 \times 10^3 \times 2.8 \times 10^5 \times 428\,874} = 0.42 \text{ cm} \downarrow$$

$$\Delta_{c.v.} = \frac{5 \times 5.72 \times 5419.37 \times 10^8}{0.384 \times 10^3 \times 2.8 \times 10^5 \times 428\,874} = 0.34 \text{ cm} \downarrow$$

$$\Delta_{pres.} = \frac{46\,400 \times 28.8 \times 7.362 \times 10^5}{8 \times 2.8 \times 10^5 \times 315\,552} = 1.39 \text{ cm} \uparrow$$

$$\Delta_{total} = 0.42 + 0.38 + 0.42 + 0.34 - 1.39 = 0.17 \text{ cm} \downarrow$$

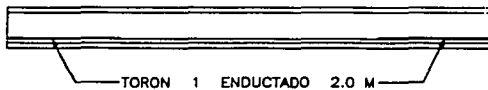
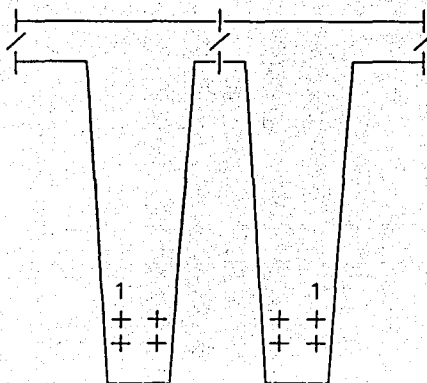
$$\Delta_{permissible} = L/480 + 0.3 = 858/480 + 0.3 = 2.09 \text{ cm}$$

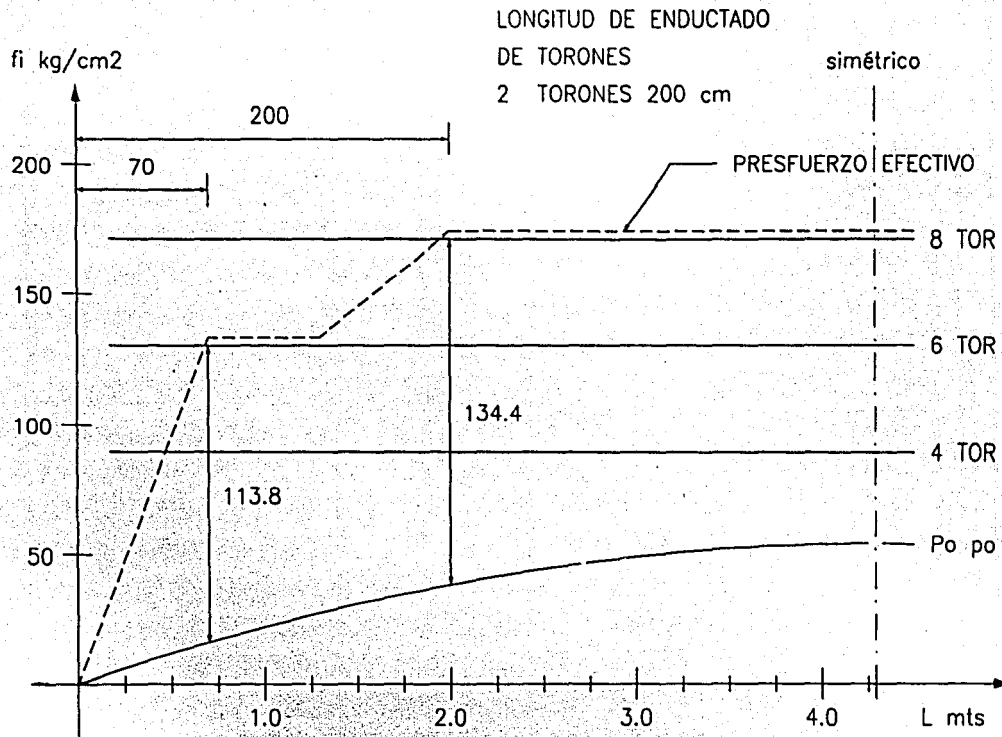
$$\Delta \text{ total} = 0.42 + 0.38 + 0.42 + 0.34 - 1.39 = 0.17 \text{ cm} \quad \downarrow$$

$$\Delta \text{ permisible} = L/480 + 0.3 = 858/480 + 0.3 = 2.09 \text{ cm}$$

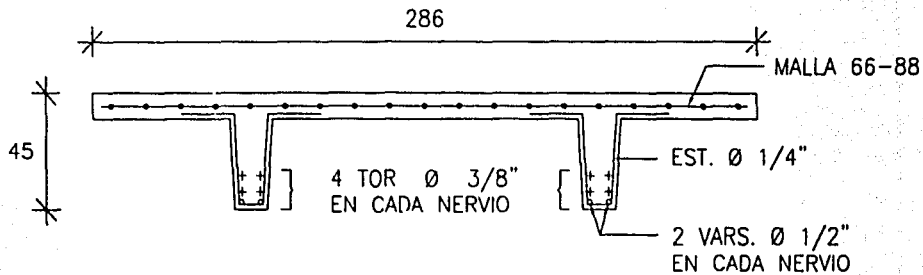
2.09 > 0.17 por lo tanto, bien.

ENDUCTADO DE TORONES

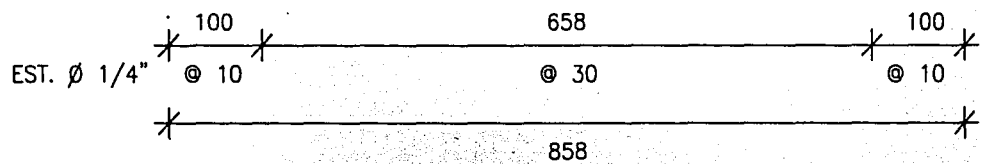
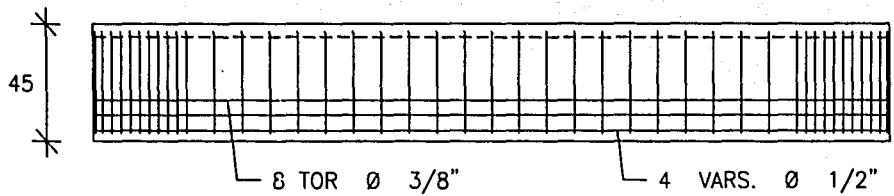




GRAFICA DE ESFUERZOS PARA
ENDUCTADO DE TORONES



PRESFUERZO TOTAL 8 TORONES Ø 3/8"

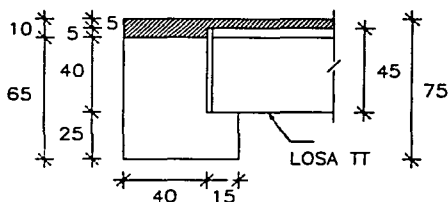


ARMADO DE LOSA TT

CAPITULO III

Diseño de traves.

DISEÑO DE TRABE TP-1 "L" 55/65 L = 8.18 Mts.



Propiedades geométricas.

Sección simple.

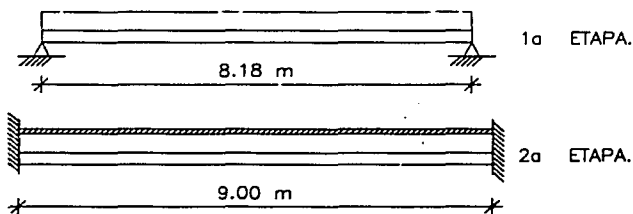
$$\begin{aligned} A &= 2\,975 \text{ cm}^2 \\ I &= 1\,066\,040 \text{ cm}^4 \\ Y_i &= 29.98 \text{ cm} \\ Y_s &= 35.02 \text{ cm} \\ S_i &= 35\,560 \text{ cm}^3 \\ S_s &= 30\,440 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

Sección compuesta.

$$\begin{aligned} A &= 3\,449 \text{ cm}^2 \\ I &= 1\,752\,503 \text{ cm}^4 \\ Y_i &= 35.60 \text{ cm} \\ Y_s &= 39.40 \text{ cm} \\ S_i &= 49\,232 \text{ cm}^3 \\ S_s &= 44\,477 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

Condición de trabajo.- Simplemente apoyada y en sección simple para W p.p. , W losas TT y W firme.

Con continuidad formando marco y en sección compuesta para W c. v. y W c. m.



Etapas de trabajo:

Primera.- En sección simple para W p.p. , W losas TT y W firme.
Segunda.- En sección compuesta para W c. v. y W c. m.

Cargas.

$$\begin{aligned}
 W \text{ p.p.} &= 714 \text{ kg/m} \times 1.00 = 714 \text{ kg/m} \\
 W \text{ losas TT} &= 184 \text{ kg/m}^2 \times 4.50 = 828 \text{ kg/m} \\
 W \text{ firme} &= 164 \text{ kg/m}^2 \times 4.50 = 738 \text{ kg/m} \\
 W \text{ c. v.} &= 250 \text{ kg/m}^2 \times 4.50 = 1125 \text{ kg/m} \\
 W \text{ c. m.} &= 200 \text{ kg/m}^2 \times 4.50 = 900 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Diseño de trabe de Marco 5 entre eje A- B, nivel 1.

Momentos en la primera etapa.

$$M = \frac{W L^2}{8} \quad \text{ton - m}$$

$$M \text{ p.p.} = \frac{0.714 \times 8.18^2}{8} = 5.97 \text{ ton - m}$$

$$M \text{ losas TT} = \frac{0.828 \times 8.18^2}{8} = 6.93 \text{ ton - m}$$

$$M \text{ firme} = \frac{0.738 \times 8.18^2}{8} = 6.17 \text{ ton - m}$$

$$\text{Momento en la segunda etapa } M = \frac{W \cdot L^2}{8} - \frac{M1 - M2}{2}$$

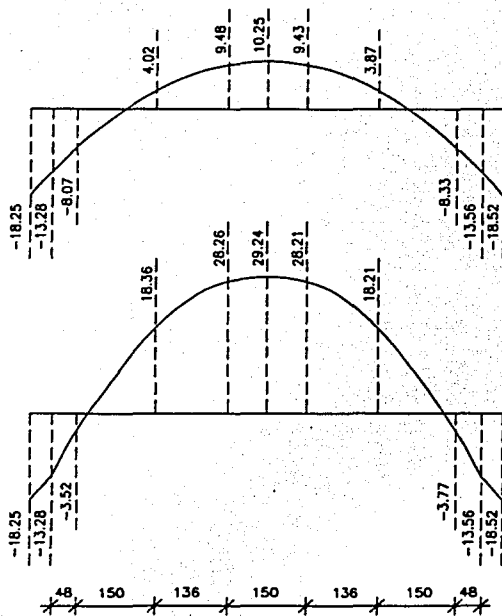
$$M = \frac{2.83 \times 9.0^2}{8} - \frac{18.25 + 18.52}{2} = 10.27 \text{ ton - m}$$

$$M \text{ total} = 5.97 + 6.93 + 6.17 + 10.27 = 29.34 \text{ ton - m}$$

DIAGRAMAS DE MOMENTOS (ton-m), CARGA VERTICAL.



1a ETAPA.



2a ETAPA.

TOTAL

Esfuerzos al centro del claro.

$$\text{Por p. p.} \quad f_i = \frac{597\,000}{35\,560} = 16.8 \text{ kg/cm}^2 \text{ (-)}$$

$$f_s = \frac{597\,000}{30\,440} = 19.6 \text{ kg/cm}^2 \text{ (+)}$$

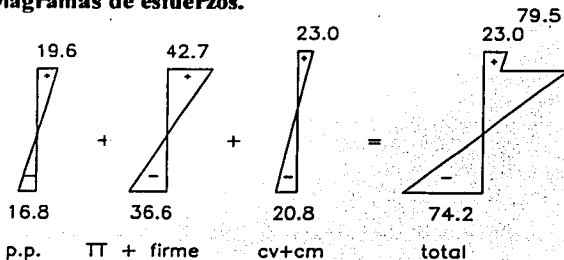
$$\text{Por las TT + firme} \quad f_i = \frac{1\,301\,000}{35\,560} = 36.6 \text{ kg/cm}^2 \text{ (-)}$$

$$f_s = \frac{1\,301\,000}{30\,440} = 42.7 \text{ kg/cm}^2 \text{ (+)}$$

$$\text{Por cv + cm} \quad f_i = \frac{1\,025\,000}{49\,232} = 20.8 \text{ kg/cm}^2 \text{ (-)}$$

$$f_s = \frac{1\,025\,000}{44\,477} = 23.0 \text{ kg/cm}^2 \text{ (+)}$$

Diagramas de esfuerzos.



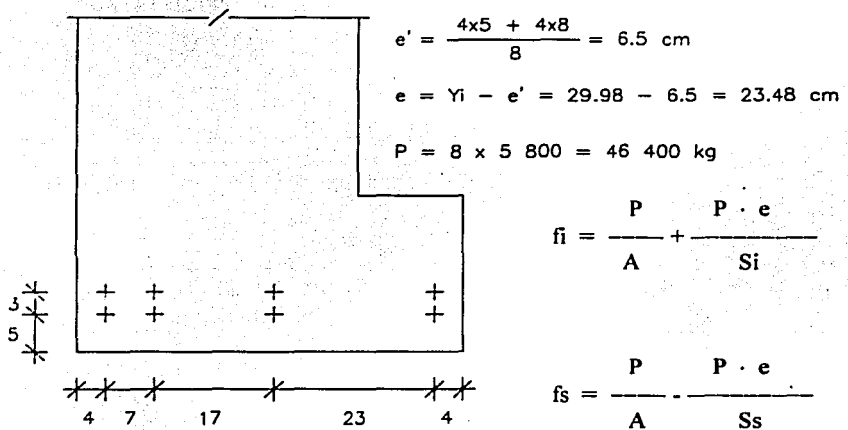
Esfuerzos permisibles en el concreto debido al efecto del presfuerzo.

$$\begin{aligned} f_i &= 0.6 k f'_{ci} = 0.6 \times 0.8 \times 280 = 134.4 \text{ kg/cm}^2 (+) \\ f_s &= 0.8 k \sqrt{f'_{ci}} = 0.8 \times 0.8 \times \sqrt{280} = 10.7 \text{ kg/cm}^2 (-) \\ f'_{ci} &= 0.7 f'_c = 0.7 \times 400 = 280 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Esfuerzos permisibles finales en el concreto debido a las cargas de servicio.

$$\begin{aligned} f_i &= 1.6 \sqrt{f'_c} = 1.6 \sqrt{400} = 32 \text{ kg/cm}^2 (-) \\ f_s &= 0.45 f'_c = 0.45 \times 400 = 180 \text{ kg/cm}^2 (+) \end{aligned}$$

Proponiendo 8 torones $\varnothing 3/8$ " con capacidad efectiva de 5 800 kg cada uno y con la siguiente distribución.

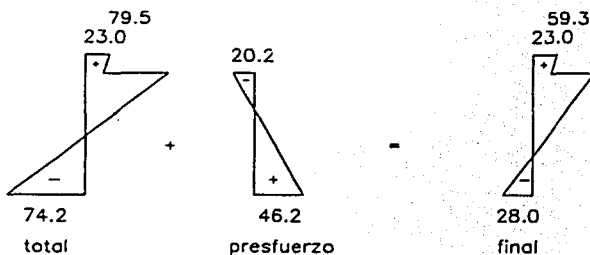


Esfuerzos debidos al presfuerzo.

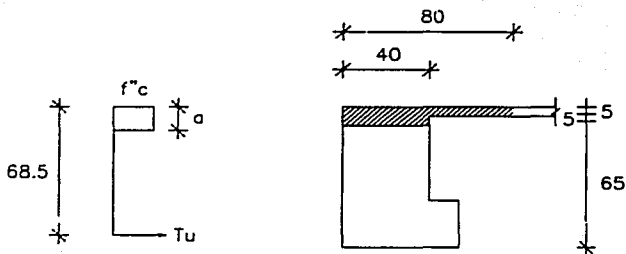
$$f_i = \frac{46\,400}{2\,975} + \frac{46\,400 \times 23.48}{35\,560} = 15.6 + 30.6 = 46.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = \frac{46\,400}{2\,975} - \frac{46\,400 \times 23.48}{30\,440} = 15.6 - 35.8 = -20.2 \text{ kg/cm}^2$$

Diagramas de esfuerzos finales.



Revisión a la ruptura.



$$T_u = A_{sp} f_{sr} = 8 \times 0.55 \times 18\,900 = 83\,160 \text{ kg}$$

Profundidad del bloque de compresión.

$$a = \frac{T_u}{b \cdot f''_c} = \frac{83\,160}{80 \times 170} = 6.11 \text{ cm}$$

Como la profundidad del bloque de compresión cae fuera del espesor del firme necesitamos encontrar la profundidad de este tomando en cuenta dos formas diferentes del firme.

$$a_1 = 5 \text{ cm} \quad C_1 = 5 \times 80 \times 170 = 68\,000 \text{ kg}$$

$$C_2 = 83\,160 - 68\,000 = 15\,160 \text{ kg}$$

$$a_2 = \frac{15\,160}{40 \times 170} = 2.23 \text{ cm}$$

$$a_{\text{total}} = 5.0 + 2.23 = 7.23 \text{ cm}$$

Cálculo del centroide del bloque de compresión.

$$y_c = \frac{68\,000 \times 2.5 + 15\,160 \times 6.11}{83\,160} = 3.16 \text{ cm}$$

$$M_{uR} = (d - y_c) T_u F_R$$

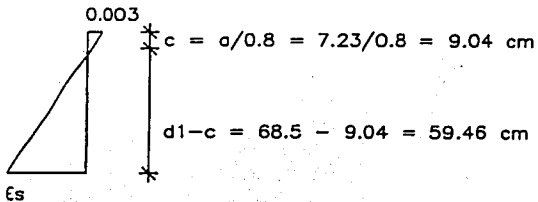
$$M_{uR} = (68.5 - 3.16) \times 83\,160 \times 0.9$$

$$M_{uR} = 48.90 \text{ ton} - \text{m}$$

$$F.S. = M_{uR} / M_a = 48.90 / 29.24 = 1.67$$

1.67 > 1.4 por lo tanto, bien.

Revisión a la fluencia.



para el presfuerzo

$$\varepsilon_s = \frac{0.003 \times 59.46}{9.04} = 0.0197$$

$$\text{def. inicial presfuerzo} = 0.0056 = 5800 / (0.55 \times 1.9 \times 10^6)$$

$$\varepsilon_{\text{total}} = 0.0253 > 0.01$$

Por lo tanto fluye y la sección es subreforzada.

Revisión por cortante.

$$V_{CR} = F_R b d (0.15 \sqrt{f_c^*} + 50 (V d_p / M))$$

Sin embargo V_{CR} no debe ser mayor que $1.3 F_R b d \sqrt{f_c^*}$

V_{CR} no debe ser menor que $0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$

Además en ningún caso V_{cr} mayor que $2.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$

donde :

F_R = factor de reducción = 0.8

b = ancho del alma de la sección.

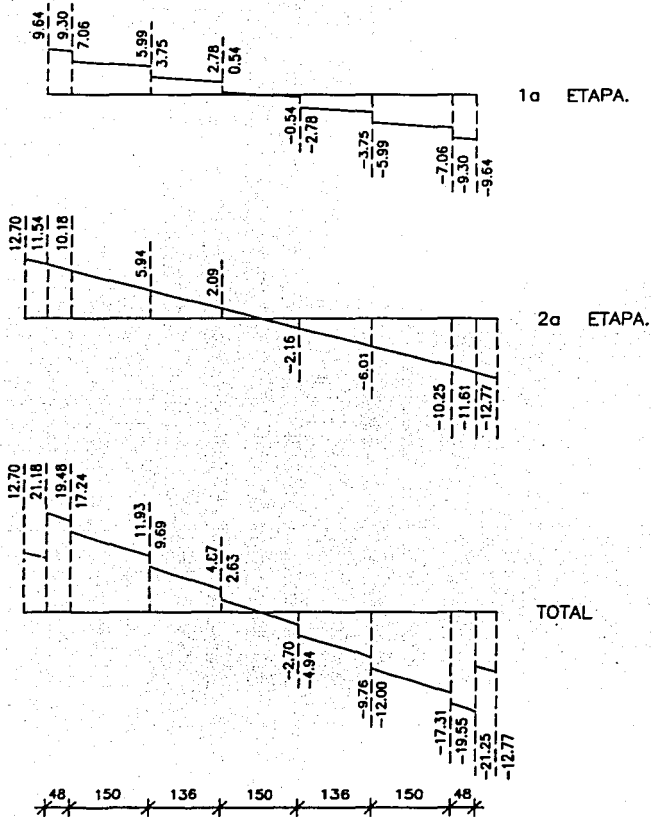
d = peralte efectivo de la sección desde la fibra extrema en compresión al centroide del presfuerzo.

V = cortante actuante en la sección considerada.

M = momento actuante en la sección considerada.

V_{CR} = cortante que resiste el concreto.

DIAGRAMAS DE CORTANTES (ton)



Revisando el cortante en la zona crítica de la sección a $x = 0.70$ m

$$V = 16.46 \text{ ton} \quad V_u = 16.46 \times 1.4 = 23.04 \text{ ton}$$

$$M = 0.19 \text{ t-m} \quad M_u = 0.19 \times 1.4 = 0.27 \text{ t-m}$$

$$0.5 F_R b d \sqrt{f_c} = 0.5 \times 0.8 \times 40.0 \times 68.5 \sqrt{320} = 19\,606 \text{ kg}$$

$$1.3 F_R b d \sqrt{f_c} = 1.3 \times 0.8 \times 40.0 \times 68.5 \sqrt{320} = 50\,975 \text{ kg}$$

$$V_{CR} = 0.5 \times 40.0 \times 68.5 \left(0.15 \sqrt{320} + \frac{50 \times 23\,040 \times 68.5}{27\,000} \right)$$

$$V_{CR} = 4\,007\,729 \text{ kg} > 1.3 F_R b d \sqrt{f_c} = 50\,975 \text{ kg, rige el último}$$

Como $V_{CR} > V_u$ pondremos el área mínima de estribos.

$$A_v \text{ min} = \frac{3.5 b s}{F_R f_y}$$

Con estribos del # 3 en 2 ramas $A_v = 1.42 \text{ cm}^2$

$$s = \frac{A_v F_R f_y}{3.5 b} = \frac{1.42 \times 0.8 \times 4\,200}{3.5 \times 40.0} = 34.1 \text{ cm}$$

$s \text{ max} = 0.75 \times 65 = 48.8 \text{ cm}$, los pondremos @ 30 cm

Revisando el cortante en $x = 0.50$ m del apoyo considerando como sección reforzada ya que en esta zona no actúa el presfuerzo en su totalidad por encontrarse en su longitud de transferencia.

$$V = 19.48 \text{ ton} \quad V_u = 19.48 \times 1.4 = 27.27 \text{ ton}$$

$$V_{CR} = F_R (0.2 + 30 p) b d \sqrt{f_c}$$

$$V_{CR} = 0.8 (0.2 + 30 \times 0.0016) \times 40.0 \times 68.5 \times \sqrt{320}$$

$$V_{CR} = 9\,724 \text{ kg}$$

$$V'_u = V_u - V_{CR} = 27\,270 - 9\,724 = 17\,546 \text{ kg}$$

Separación de estribos.

$$s = \frac{A_v d F_R f_y}{V'_u}$$

Con estribos del # 3 en 2 ramas $A_v = 1.42 \text{ cm}^2$

$$s = \frac{1.42 \times 68.5 \times 0.8 \times 4\,200}{17\,546} = 18.6 \text{ cm}$$

Los pondremos @ 15 cm en una longitud de 90 cm en ambos extremos de la trabe.

Revisión por flechas.

$$\Delta = \frac{5 W L^4}{384 E I} \quad 1^{\text{a}} \text{ etapa de la carga}$$

$$\Delta = \frac{3 W L^4}{384 E I} \quad 2^{\text{a}} \text{ etapa de la carga}$$

$$\Delta = \frac{P e L^2}{8 E I} \quad \text{presfuerzo}$$

W p.p.	= 7.14	kg/cm
W TT	= 8.28	kg/cm
W firme	= 7.38	kg/cm
W c.m.	= 9.00	kg/cm
W c.v.	= 11.25	kg/cm

$$L = 8.18 \times 10^2 \text{ cm}$$

$$L^2 = 6.69 \times 10^5 \text{ cm}$$

$$L^4 = 4\,477.27 \times 10^8 \text{ cm}$$

$$I_{ss} = 1\,066\,040 \text{ cm}^4$$

$$I_{sc} = 1\,752\,503 \text{ cm}^4$$

$$P = 46\,400 \text{ kg}$$

$$e = 23.48 \text{ cm}$$

$$E_c = 2.8 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta p.p. = \frac{5 \times 7.14 \times 4\,477.27 \times 10^8}{0.384 \times 10^3 \times 2.8 \times 10^5 \times 1\,066\,040} = 0.14 \text{ cm} \downarrow$$

$$\Delta TT + \text{firme} = \frac{5 \times 15.66 \times 4\,477.27 \times 10^8}{0.384 \times 10^3 \times 2.8 \times 10^5 \times 1\,066\,040} = 0.31 \text{ cm} \downarrow$$

$$\Delta c.m. = \frac{3 \times 9.00 \times 6\,561.00 \times 10^8}{0.384 \times 10^3 \times 2.8 \times 10^5 \times 1\,752\,503} = 0.09 \text{ cm} \downarrow$$

$$\Delta c.v. = \frac{3 \times 11.25 \times 6\,561.00 \times 10^8}{0.384 \times 10^3 \times 2.8 \times 10^5 \times 1\,752\,503} = 0.12 \text{ cm} \downarrow$$

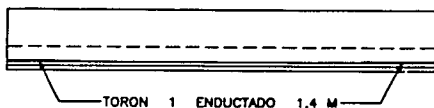
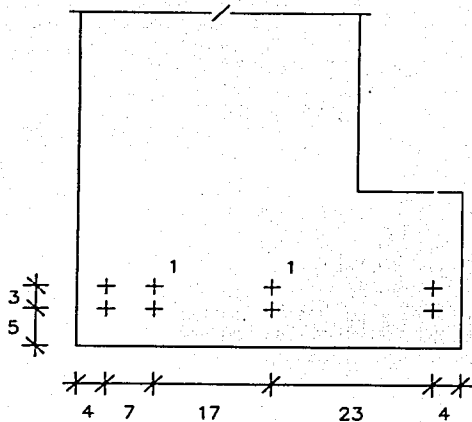
$$\Delta \text{pres.} = \frac{46\,400 \times 23.48 \times 6.69 \times 10^5}{8 \times 2.8 \times 10^5 \times 1\,066\,040} = 0.31 \text{ cm} \uparrow$$

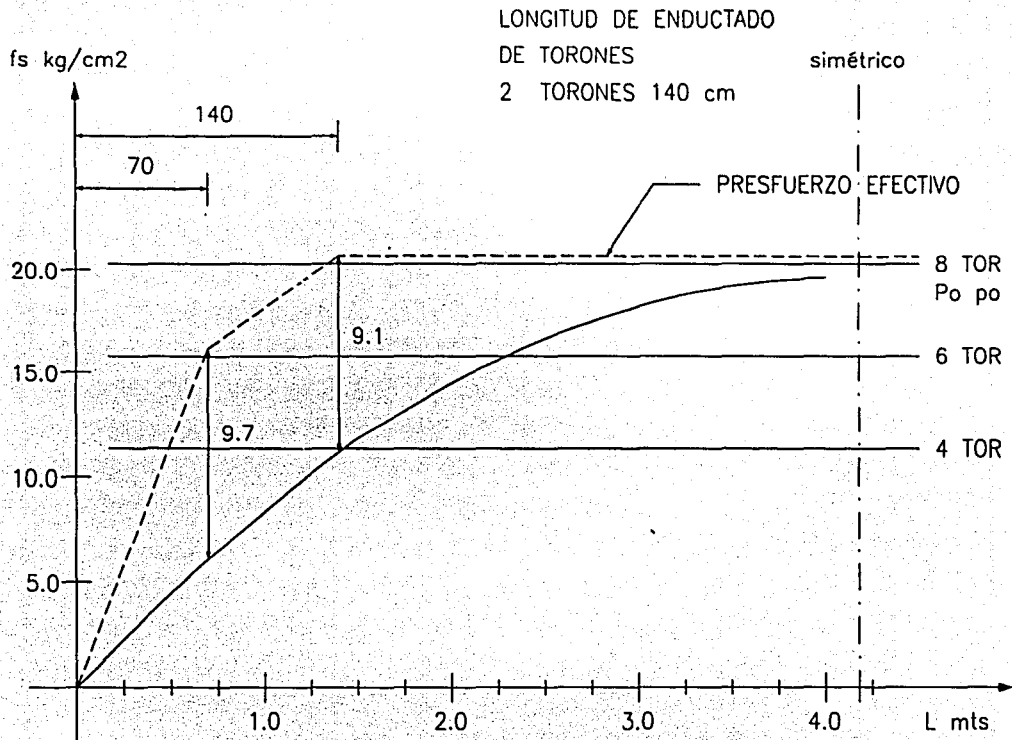
$$\Delta \text{total} = 0.14 + 0.31 + 0.09 + 0.12 - 0.31 = 0.35 \text{ cm} \downarrow$$

$$\Delta \text{ permisible} = L / 480 + 0.3 = 818 / 480 + 0.3 = 2.00 \text{ cm}$$

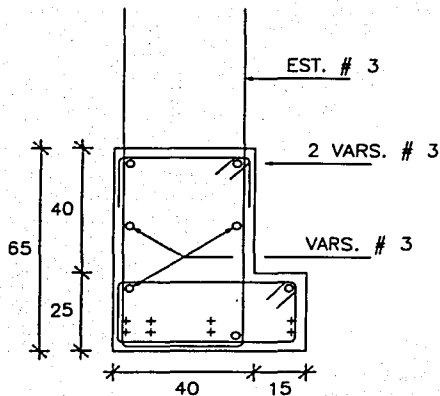
2.00 > 0.35 por lo tanto, bien.

ENDUCTADO DE TORONES

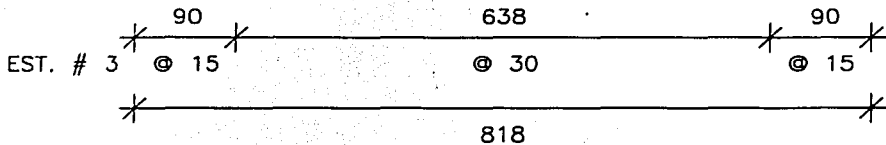
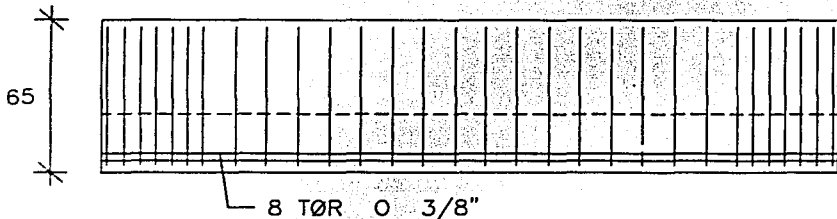




GRAFICA DE ESFUERZOS PARA
ENDUCTADO DE TORONES



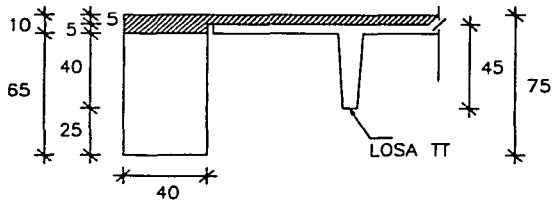
PRESFUERZO TOTAL 8 TORONES \varnothing 3/8"



ARMADO DE TRABE TP-1 " L "

**ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA**

DISEÑO DE TRABE TR-1 40/65 L = 8.18 Mts.



Propiedades geométricas.

Sección simple.

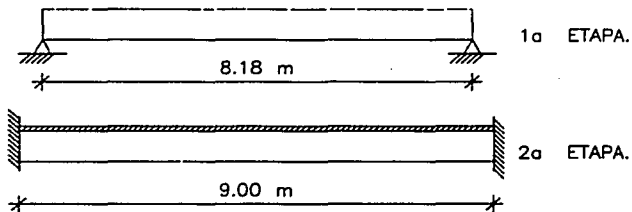
$$\begin{aligned}
 A &= 2\,600\text{ cm}^2 \\
 I &= 915\,417\text{ cm}^4 \\
 Y_i &= 32.50\text{ cm} \\
 Y_s &= 32.50\text{ cm} \\
 S_i &= 28\,167\text{ cm}^3 \\
 S_s &= 28\,167\text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

Sección compuesta.

$$\begin{aligned}
 A &= 3\,074\text{ cm}^2 \\
 I &= 1\,508\,516\text{ cm}^4 \\
 Y_i &= 38.41\text{ cm} \\
 Y_s &= 36.59\text{ cm} \\
 S_i &= 39\,270\text{ cm}^3 \\
 S_s &= 41\,233\text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

Condición de trabajo.- Simplemente apoyada y en sección simple para $W_{p.p.}$, W_c trabe y W firme.

Con continuidad formando marco y en sección compuesta para W_c v. y W_c m.



Etapas de trabajo:

Primera.- En sección simple para $W_{p.p.}$, W_c trabe y W firme.

Segunda.- En sección compuesta para W_c v. y W_c m.

Cargas.

W p.p.	=	624 kg/m	X	1.00	=	624 kg/m
W c. trabe	=	140 kg/m ²	X	0.40	=	84 kg/m
W firme	=	164 kg/m ²	X	0.40	=	98 kg/m
W c. v.	=	250 kg/m ²	X	0.40	=	100 kg/m
W c. m.	=	200 kg/m ²	X	0.40	=	80 kg/m
W muro	=	624 kg/m	X	1.00	=	624 kg/m

Diseño de trabe de Marco 1 entre eje A - B, nivel 4. (carga vertical).

Diseño de trabe de Marco 1 entre eje C - D, nivel 2. (combinación).

Momentos en la primera etapa. (carga vertical).

$$M \text{ p.p.} = \frac{0.624 \times 8.18^2}{8} = 5.22 \text{ ton - m}$$

$$M \text{ c. trabe} = \frac{0.084 \times 8.18^2}{8} = 0.70 \text{ ton - m}$$

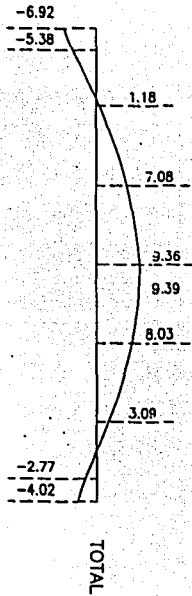
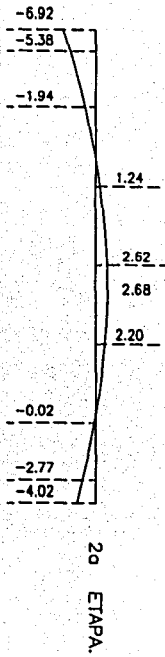
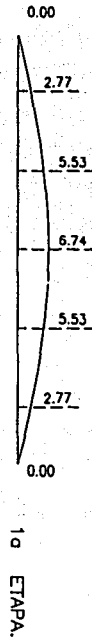
$$M \text{ firme} = \frac{0.098 \times 8.18^2}{8} = 0.82 \text{ ton - m}$$

$$\text{Momento en la segunda etapa } M = \frac{W \cdot L^2}{8} - \frac{M1 - M2}{2}$$

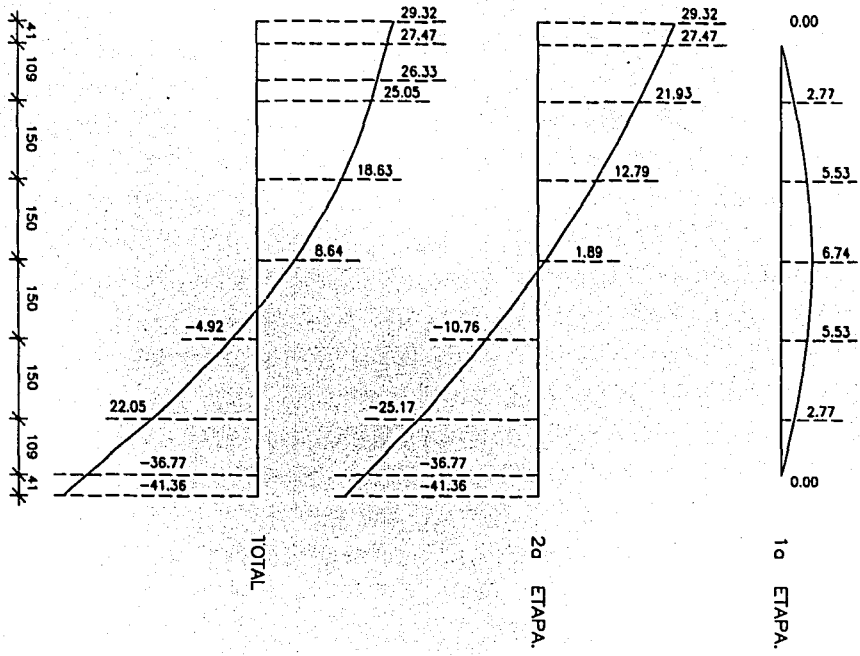
$$M = \frac{0.80 \times 9.0^2}{8} - \frac{6.92 + 4.02}{2} = 2.63 \text{ ton - m}$$

$$M \text{ total} = 5.22 + 0.70 + 0.82 + 2.63 = 9.37 \text{ ton - m}$$

DIAGRAMAS DE MOMENTOS (ton-m), CARGA VERTICAL.



DIAGRAMAS DE MOMENTOS (ton-m), COMBINACION CON SISMO.



Esfuerzos al centro del claro.

$$\text{Por p. p.} \quad f_i = \frac{522\,000}{28\,167} = 18.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ (-)}$$

$$f_s = \frac{522\,000}{28\,167} = 18.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ (+)}$$

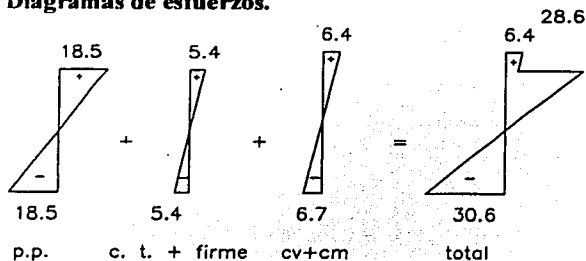
$$\text{Por c. trabe + firme} \quad f_i = \frac{152\,000}{28\,167} = 5.4 \text{ kg/cm}^2 \text{ (-)}$$

$$f_s = \frac{152\,000}{28\,167} = 5.4 \text{ kg/cm}^2 \text{ (+)}$$

$$\text{Por cv + cm} \quad f_i = \frac{262\,000}{39\,270} = 6.7 \text{ kg/cm}^2 \text{ (-)}$$

$$f_s = \frac{262\,000}{41\,233} = 6.4 \text{ kg/cm}^2 \text{ (+)}$$

Diagramas de esfuerzos.



Esfuerzos permisibles en el concreto debido al efecto del presfuerzo.

$$f_i = 0.6 k f'_{ci} = 0.6 \times 0.8 \times 280 = 134.4 \text{ kg/cm}^2 (+)$$

$$f_s = 0.8 k \sqrt{f'_{ci}} = 0.8 \times 0.8 \times \sqrt{280} = 10.7 \text{ kg/cm}^2 (-)$$

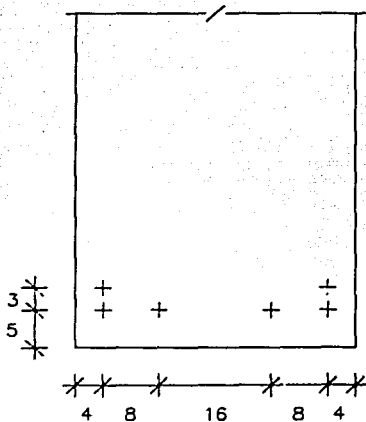
$$f'_{ci} = 0.7 f'_c = 0.7 \times 400 = 280 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos permisibles finales en el concreto debido a las cargas de servicio.

$$f_i = 1.6 \sqrt{f'_c} = 1.6 \sqrt{400} = 32 \text{ kg/cm}^2 (-)$$

$$f_s = 0.45 f'_c = 0.45 \times 400 = 180 \text{ kg/cm}^2 (+)$$

Proponiendo 6 torones $\emptyset 3/8$ " con capacidad efectiva de 5 800 kg cada uno y con la siguiente distribución.



$$e' = \frac{4 \times 5 + 2 \times 8}{6} = 6.0 \text{ cm}$$

$$e = Y_i - e' = 32.50 - 6.0 = 26.50 \text{ cm}$$

$$P = 6 \times 5\,800 = 34\,800 \text{ kg}$$

$$f_i = \frac{P}{A} + \frac{P \cdot e}{S_i}$$

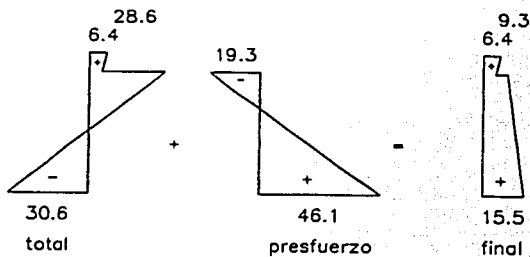
$$f_s = \frac{P}{A} - \frac{P \cdot e}{S_s}$$

Esfuerzos debidos al presfuerzo.

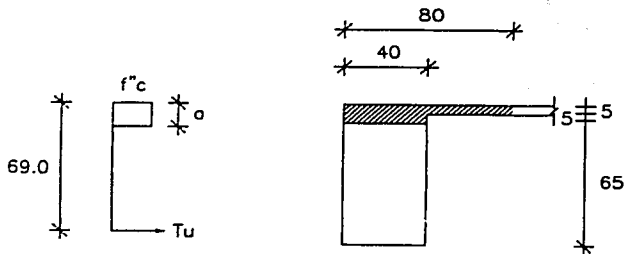
$$f_i = \frac{34\,800}{2\,600} + \frac{34\,800 \times 26.50}{28\,167} = 13.4 + 32.7 = 46.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = \frac{34\,800}{2\,600} - \frac{34\,800 \times 26.50}{28\,167} = 13.4 - 32.7 = -19.3 \text{ kg/cm}^2$$

Diagramas de esfuerzos finales.



Revisión a la ruptura.



$$T_u = A_{sp} f_{sr} = 6 \times 0.55 \times 18\,900 = 62\,370 \text{ kg}$$

Profundidad del bloque de compresión.

$$a = \frac{T_u}{b \cdot f''_c} = \frac{62\,370}{80 \times 170} = 4.59 \text{ cm}$$

$$M_{uR} = (d - y_c) T_u F_R$$

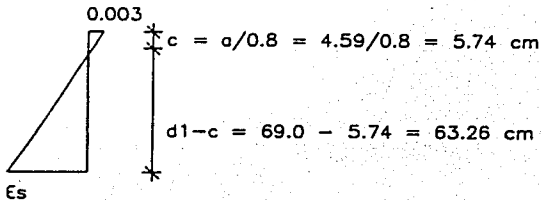
$$M_{uR} = (69.0 - 2.30) \times 62\,370 \times 0.9$$

$$M_{uR} = 37.44 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$F.S. = M_{uR} / M_a = 37.44 / 26.33 = 1.42$$

1.42 > 1.1 por lo tanto, bien.

Revisión a la fluencia.



para el presfuerzo

$$\epsilon_s = \frac{0.003 \times 63.26}{5.74} = 0.0331$$

$$\text{def. inicial presfuerzo} = 0.0056$$

$$\epsilon \text{ total} = 0.0387 > 0.01$$

Por lo tanto fluye y la sección es subreforzada.

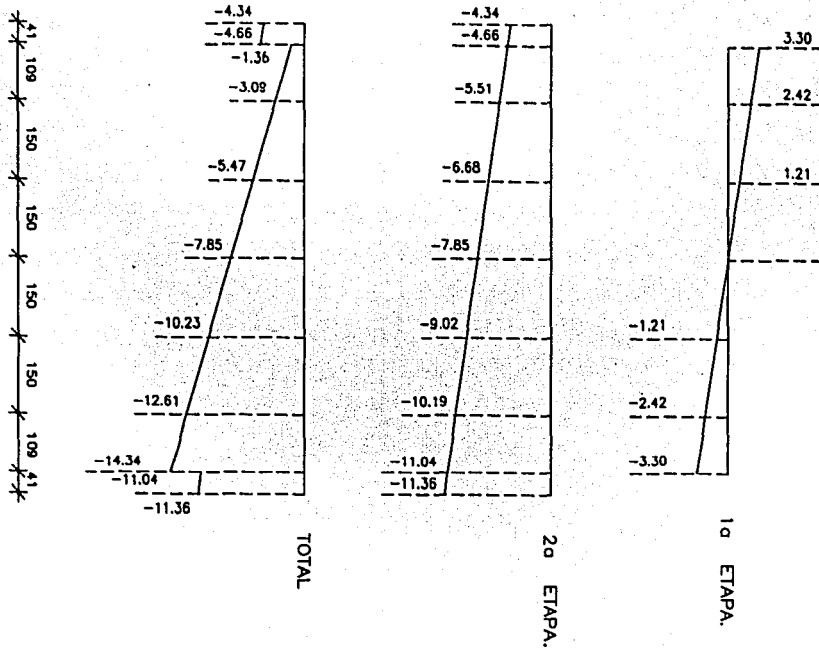
Revisión por cortante.

$$V_{CR} = F_R b d (0.15 \sqrt{f'_c} + 50 (V d_p / M))$$

Sin embargo V_{CR} no debe ser mayor que $1.3 F_R b d \sqrt{f'_c}$
 V_{CR} no debe ser menor que $0.5 F_R b d \sqrt{f'_c}$
 Además en ningún caso V_{cr} mayor que $2.5 F_R b d \sqrt{f'_c}$
 donde :

- F_R = factor de reducción = 0.8
- b = ancho del alma de la sección.
- d = peralte efectivo de la sección desde la fibra extrema en compresión al centroide del presfuerzo.
- V = cortante actuante en la sección considerada.
- M = momento actuante en la sección considerada.
- V_{CR} = cortante que resiste el concreto.

DIAGRAMAS DE CORTANTES (ton), COMBINACION CON SISMO.



Revisando el cortante en la zona crítica de la sección a $x = 0.70$ m

$$V = 12.67 \text{ ton} \quad V_u = 12.67 \times 1.1 = 13.94 \text{ ton}$$

$$M = 27.32 \text{ t-m} \quad M_u = 27.32 \times 1.1 = 30.05 \text{ t-m}$$

$$0.5 F_R b d \sqrt{f^*c} = 0.5 \times 0.8 \times 40.0 \times 69.0 \sqrt{320} = 19\,749 \text{ kg}$$

$$1.3 F_R b d \sqrt{f^*c} = 1.3 \times 0.8 \times 40.0 \times 69.0 \sqrt{320} = 51\,347 \text{ kg}$$

$$V_{CR} = 0.5 \times 40.0 \times 69.0 \left(0.15 \sqrt{320} + \frac{50 \times 13\,940 \times 69.0}{3\,005\,000} \right)$$

$$V_{CR} = 25\,788 \text{ kg}$$

Como $V_{CR} > V_u$ pondremos el área mínima de estribos.

$$A_v \text{ min} = \frac{3.5 b s}{F_R f_y}$$

Con estribos del # 3 en 2 ramas $A_v = 1.42 \text{ cm}^2$

$$s = \frac{A_v F_R f_y}{3.5 b} = \frac{1.42 \times 0.8 \times 4\,200}{3.5 \times 40.0} = 34.1 \text{ cm}$$

$s \text{ max} = 0.75 \times 65 = 48.8 \text{ cm}$, los pondremos @ 30 cm

Revisando el cortante en $x = 0.50$ m del apoyo considerando como sección reforzada ya que en esta zona no actúa el presfuerzo en su totalidad por encontrarse en su longitud de transferencia.

$$V = 13.15 \text{ ton} \quad V_u = 13.15 \times 1.1 = 14.46 \text{ ton}$$

$$V_{CR} = F_R (0.2 + 30 p) b d \sqrt{f^*c}$$

$$V_{CR} = 0.8 (0.2 + 30 \times 0.0012) \times 40.0 \times 69.0 \times \sqrt{320}$$

$$V_{CR} = 9\,321 \text{ kg}$$

$$V'_u = V_u - V_{CR} = 14\,460 - 9\,321 = 5\,139 \text{ kg}$$

Separación de estribos.

$$s = \frac{A_v d F_R f_y}{V'_u}$$

Con estribos del # 3 en 2 ramas $A_v = 1.42 \text{ cm}^2$

$$s = \frac{1.42 \times 69.0 \times 0.8 \times 4\,200}{5\,139} = 64.0 \text{ cm}$$

Los pondremos @ 30 cm.

Revisión por flechas.

$$\Delta = \frac{5 W L^4}{384 E I} \quad 1^{\text{a}} \text{ etapa de la carga}$$

$$\Delta = \frac{3 W L^4}{384 E I} \quad 2^{\text{a}} \text{ etapa de la carga}$$

$$\Delta = \frac{P e L^2}{8 E I} \quad \text{presfuerzo}$$

W p.p.	= 6.24	kg/cm
W TT	= 0.84	kg/cm
W firme	= 0.98	kg/cm
W c.m.	= 7.04	kg/cm
W c.v.	= 1.00	kg/cm

$$\begin{aligned} L &= 8.18 \times 10^2 \text{ cm} \\ L^2 &= 6.69 \times 10^5 \text{ cm} \\ L^4 &= 4\,477.27 \times 10^8 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_{ss} &= 915\,417 \text{ cm}^4 \\ I_{sc} &= 1\,508\,516 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P &= 34\,800 \text{ kg} \\ e &= 26.50 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$E_c = 2.8 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta \text{ p.p.} = \frac{5 \times 6.24 \times 4\,477.27 \times 10^8}{0.384 \times 10^3 \times 2.8 \times 10^5 \times 915\,417} = 0.14 \text{ cm} \Downarrow$$

$$\Delta \text{ c.t.} = \frac{5 \times 1.82 \times 4\,477.27 \times 10^8}{0.384 \times 10^3 \times 2.8 \times 10^5 \times 915\,417} = 0.04 \text{ cm} \Downarrow$$

+ firme

$$\Delta \text{ c.m.} = \frac{3 \times 7.04 \times 6\,561.00 \times 10^8}{0.384 \times 10^3 \times 2.8 \times 10^5 \times 1\,508\,516} = 0.09 \text{ cm} \Downarrow$$

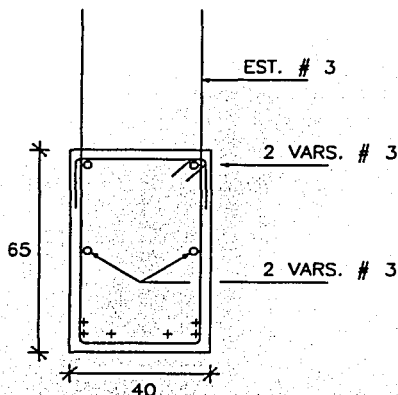
$$\Delta \text{ c.v.} = \frac{3 \times 1.00 \times 6\,561.00 \times 10^8}{0.384 \times 10^3 \times 2.8 \times 10^5 \times 1\,508\,516} = 0.01 \text{ cm} \Downarrow$$

$$\Delta \text{ pres.} = \frac{34\,800 \times 26.50 \times 6.69 \times 10^5}{8 \times 2.8 \times 10^5 \times 915\,417} = 0.30 \text{ cm} \Uparrow$$

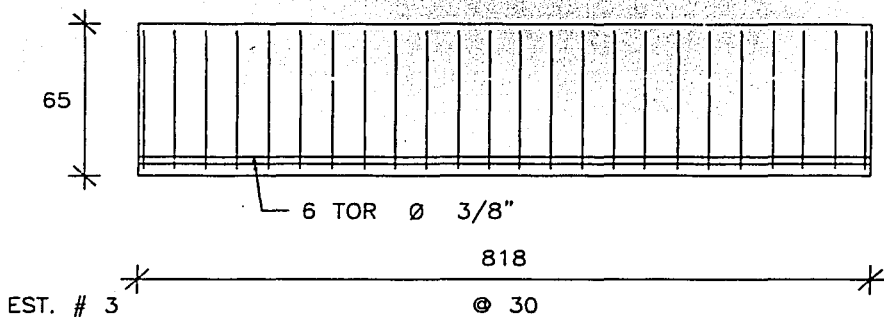
$$\Delta \text{ total} = 0.14 + 0.04 + 0.09 + 0.01 - 0.30 = -0.02 \text{ cm} \Uparrow$$

$$\Delta \text{ permisible} = L / 480 + 0.3 = 818 / 480 + 0.3 = 2.00 \text{ cm}$$

2.00 > -0.02 por lo tanto, bien.



PRESFUERZO TOTAL 6 TORONES Ø 3/8"

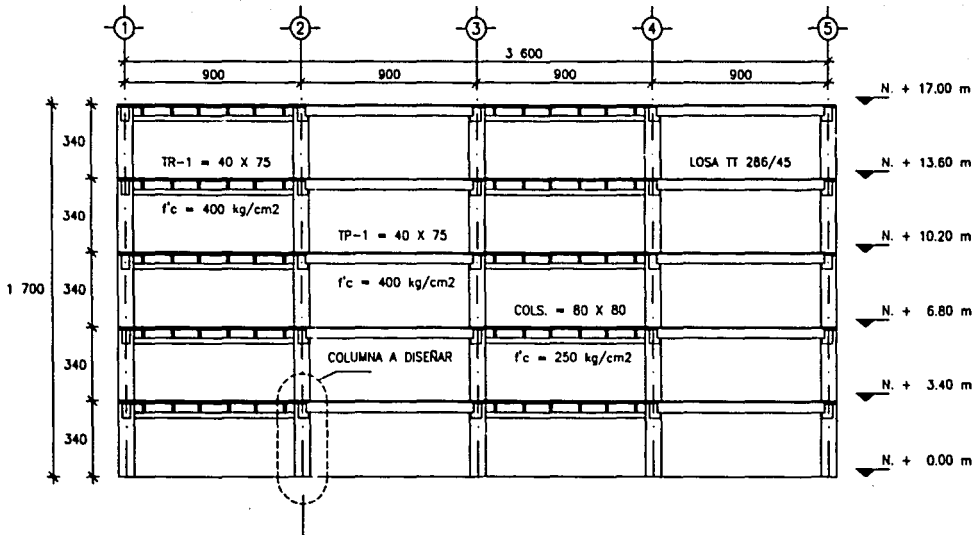


ARMADO DE TRABE TR-1

CAPITULO IV

Diseño de columnas.

DISEÑO DE COLUMNAS.



MARCO EJE B

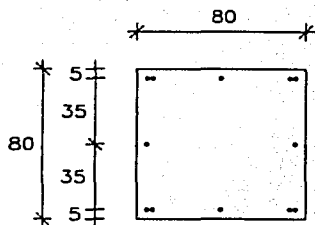
Iniciaremos determinando la resistencia de la columna sujeta a la acción de carga axial y momento flexionante.

Una columna puede alcanzar su resistencia bajo innumerables combinaciones de carga axial y momento flexionante. Estas combinaciones varían desde una carga axial máxima, P_0 de compresión, y un momento nulo, hasta un momento M_0 , aunado a una carga axial nula. El lugar geométrico de las combinaciones de carga axial y momento flexionante con las que una columna puede alcanzar su resistencia se representa gráficamente por medio de un diagrama de interacción.

Por lo que si definimos el diagrama de interacción de la columna, es posible determinar su resistencia para una carga axial P y un momento M dados, localizando el punto del diagrama que corresponde a la combinación de P y M . Una vez determinado el diagrama, resulta fácil calcular la resistencia para otras combinaciones de P y M .

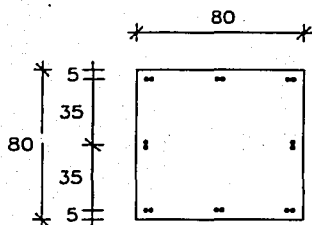
El diagrama de interacción se obtiene determinando varios puntos que lo definan. El procedimiento para encontrar un punto cualquiera esencialmente es el mismo usado en flexión para calcular las fuerzas de compresión y de tensión, una vez supuesta la profundidad del eje neutro. Sin embargo, no es necesario hacer varios tanteos hasta igualar ambas fuerzas, ya que en caso de que no sean iguales, la diferencia representa la fuerza normal, P y el momento respecto al eje geométrico representa el momento flexionante, M , que corresponden al estado de deformación determinado por la profundidad supuesta del eje neutro. Por lo tanto, para cada estado de deformaciones se tiene un valor de P y uno de M , que definen un punto del diagrama de interacción.

Se determinarán varios diagramas de interacción de acuerdo a las siguientes distribuciones de acero.



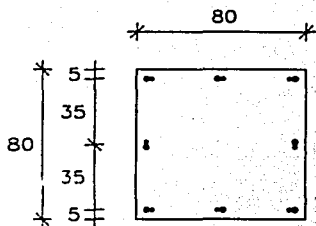
Sección 1

12 # 8

 $A_s = 60.84 \text{ cm}^2$ $\rho = 0.95$ 

Sección 2

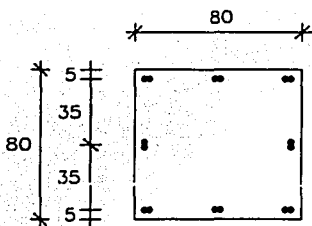
16 # 8

 $A_s = 81.12 \text{ cm}^2$ $\rho = 1.27$ 

Sección 3

8 # 8 (●)

8 # 10 (⊕)

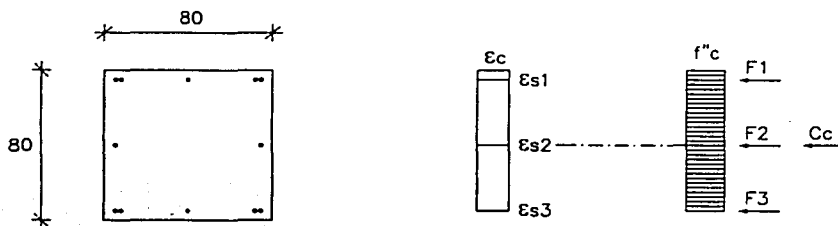
 $A_s = 103.92 \text{ cm}^2$ $\rho = 1.62$ 

Sección 4

16 # 10

 $A_s = 126.72 \text{ cm}^2$ $\rho = 1.98$

Para la primera distribución de acero, el primer punto que se determina es el que corresponde a compresión sin momento. Debido a que la sección es simétrica, el estado de deformaciones correspondientes es uniforme. Este caso resulta igual al de una columna sujeta a carga axial pura.

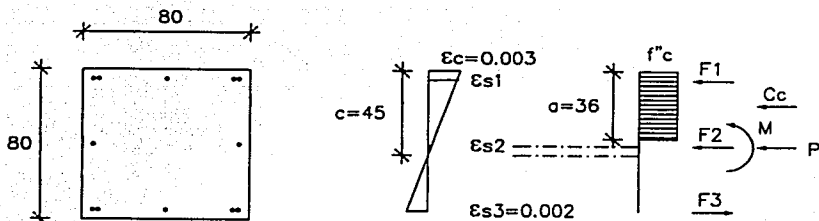


$$P_0 = C_c + F_1 + F_2 + F_3 = F_R (f''_c \cdot a \cdot b + A_s \cdot f_y)$$

$$= 0.7 (170 \times 80 \times 80 + 60.84 \times 4200) = 940.5 \text{ ton}$$

A continuación se calcula el punto correspondiente a la falla balanceada. El estado de deformaciones unitarias se fija de tal manera que la deformación en la fibra extrema en compresión es igual a 0.003 y la deformación en el acero de tensión más alejada del eje neutro es igual a la deformación de fluencia 0.002. A partir del diagrama de deformaciones unitarias se calculan las deformaciones unitarias, ϵ_s , los esfuerzos en el acero son iguales al esfuerzo de fluencia, cuando la deformación unitaria es mayor que la de fluencia, e iguales a $\epsilon_s \cdot E_s$, cuando es menor; y a continuación se calculan las fuerzas en los distintos lechos de acero, F_s , multiplicando las áreas de acero por los esfuerzos correspondientes. Por triángulos semejantes se calcula la profundidad del eje neutro.

La suma algebraica de todas las fuerzas que actúan en la sección da el valor de la fuerza normal, P , que resulta de compresión, y la suma de momentos alrededor del eje geométrico es el momento flexionante, M . De esta manera se tiene el punto de falla balanceada.



Por triángulos semejantes:

$$c = \frac{\epsilon_c \cdot d}{\epsilon_c + \epsilon_{s3}} = \frac{0.003 \times 75}{0.003 + 0.002} = 45 \text{ cm}$$

$$\epsilon_{s1} = 0.003 \times 40 / 45 = 0.0027 > \epsilon_y \quad f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\epsilon_{s2} = 0.003 \times 5 / 45 = 0.00033 < \epsilon_y \quad f_y = 700 \text{ kg/cm}^2$$

$$\epsilon_{s3} = 0.002 = \epsilon_y \quad f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$$

Fuerza en el acero:

$$F_1 = A_{s1} \cdot f_{s1} = 25.35 \times 4\,200 = 106\,470 \text{ kg}$$

$$F_2 = A_{s2} \cdot f_{s2} = 10.14 \times 700 = 7\,098 \text{ kg}$$

$$F_3 = A_{s3} \cdot f_{s3} = 25.35 \times 4\,200 = 106\,470 \text{ kg}$$

Fuerza en el concreto:

$$C_c = f''_c \cdot a \cdot b = 170 \times 36 \times 80 = 489\,600 \text{ kg}$$

Cálculo de P:

$$P = C_c + F_1 + F_2 - F_3 = 489.6 + 106.5 + 7.1 - 106.5 = 496.7 \text{ ton}$$

Cálculo de M:

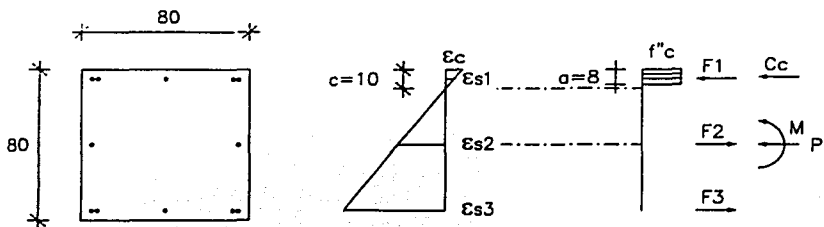
Fuerza (ton)	Brazo (m)	Momento (t-m)
$C_c = 489.6$	0.22	107.7
$F_1 = 106.5$	0.35	37.3
$F_2 = 7.1$	0.00	0.0
$F_3 = 106.5$	0.35	37.3
		$M = 182.3$

Para el punto 2, $P_u = 0.7 \times 496.7 = 347.7$ ton

$$M_u = 0.7 \times 182.3 = 127.6 \text{ t-m}$$

A continuación se calcula un punto cercano al punto M_0 , o sea, al de momento sin carga axial.

En el caso de este punto, se fija la profundidad del eje neutro, y por triángulos semejantes se determinaron las deformaciones unitarias en todos los lechos de refuerzo. Por lo demás, el procedimiento es igual al del punto anterior.



Se supone $c = 10$ cm

Por triángulos semejantes:

$$\epsilon_{s1} = 0.003 \times 5 / 10 = 0.0015 < \epsilon_y \quad f_y = 3\,150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\epsilon_{s2} = 0.003 \times 30 / 10 = 0.0090 > \epsilon_y \quad f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\epsilon_{s3} = 0.003 \times 65 / 10 = 0.0195 > \epsilon_y \quad f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$$

Fuerza en el acero:

$$F_1 = A_{s1} \cdot f_{s1} = 25.35 \times 3\,150 = 79\,853 \text{ kg}$$

$$F_2 = A_{s2} \cdot f_{s2} = 10.14 \times 4\,200 = 42\,588 \text{ kg}$$

$$F_3 = A_{s3} \cdot f_{s3} = 25.35 \times 4\,200 = 106\,470 \text{ kg}$$

Fuerza en el concreto:

$$C_c = f''_c \cdot a \cdot b = 170 \times 8 \times 80 = 108\,800 \text{ kg}$$

Cálculo de P:

$$P = C_c + F_1 - F_2 - F_3 = 108.8 + 79.9 - 42.6 - 106.5 = 39.6 \text{ ton}$$

Cálculo de M:

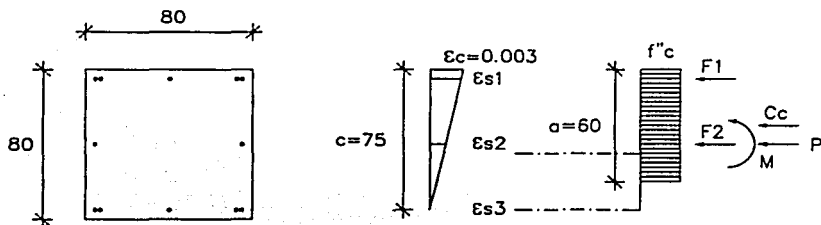
	Fuerza (ton)	Brazo (m)	Momento (t-m)
$C_c =$	108.8	0.36	39.2
$F_1 =$	79.9	0.35	28.0
$F_2 =$	42.6	0.00	0.0
$F_3 =$	106.5	0.35	37.3

$$M = 104.5$$

$$\text{Para el punto 3, } P_u = 0.7 \times 39.6 = 27.7 \text{ ton}$$

$$M_u = 0.7 \times 104.5 = 73.2 \text{ t-m}$$

El punto 4 se calcula para tener un punto intermedio entre el punto correspondiente a compresión pura y el de falla balanceada. El estado de deformaciones supuesto es tal que en el lecho inferior de acero se tiene una deformación nula. Esto simplifica un poco los cálculos. Por lo general, el diagrama no se aparta mucho de una línea recta en la zona considerada, y con un solo punto es suficiente para definirlo.



Se supone $\epsilon_{s3} = 0$, por lo que $c = 75$ cm

Por triángulos semejantes:

$$\epsilon_{s1} = 0.003 \times 70 / 75 = 0.0028 > \epsilon_y \quad f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\epsilon_{s2} = 0.003 \times 35 / 75 = 0.0014 < \epsilon_y \quad f_y = 2\,940 \text{ kg/cm}^2$$

$$\epsilon_{s3} = 0.0 < \epsilon_y \quad f_y = 0 \text{ kg/cm}^2$$

Fuerza en el acero:

$$F_1 = A_{s1} \cdot f_{s1} = 25.35 \times 4\,200 = 106\,470 \text{ kg}$$

$$F_2 = A_{s2} \cdot f_{s2} = 10.14 \times 2\,940 = 29\,812 \text{ kg}$$

$$F_3 = A_{s3} \cdot f_{s3} = 25.35 \times 0 = 0 \text{ kg}$$

Fuerza en el concreto:

$$C_c = f''c \cdot a \cdot b = 170 \times 60 \times 80 = 816\,000 \text{ kg}$$

Cálculo de P:

$$P = C_c + F_1 + F_2 + F_3 = 816.0 + 106.5 + 29.8 = 952.3 \text{ ton}$$

Cálculo de M:

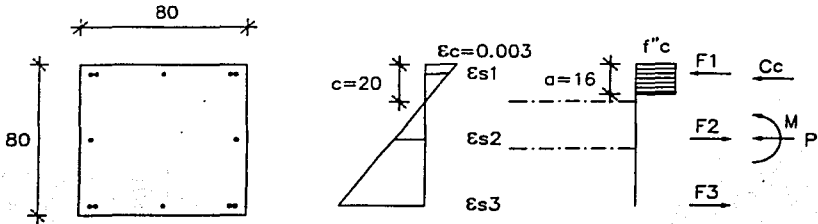
Fuerza (ton)	Brazo (m)	Momento (t-m)
$C_c = 816.0$	0.10	81.6
$F_1 = 106.5$	0.35	37.3
$F_2 = 29.8$	0.00	0.0
$F_3 = 0.0$	0.35	0.0

$$M = 118.9$$

$$\text{Para el punto 4, } P_u = 0.7 \times 952.3 = 666.6 \text{ ton}$$

$$M_u = 0.7 \times 118.9 = 83.2 \text{ t-m}$$

Para definir el diagrama entre los puntos de falla balanceada y de flexión pura, se calcularon otros dos puntos suponiendo diagramas de deformaciones unitarias intermedias. En esta zona del diagrama es necesario por lo general, calcular dos puntos como mínimo para definirlo.



Se supone $c = 20$ cm

Por triángulos semejantes:

$$\epsilon_{s1} = 0.003 \times 15 / 20 = 0.0023 > \epsilon_y \quad f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\epsilon_{s2} = 0.003 \times 20 / 20 = 0.0030 > \epsilon_y \quad f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\epsilon_{s3} = 0.003 \times 55 / 20 = 0.0083 > \epsilon_y \quad f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$$

Fuerza en el acero:

$$F_1 = A_{s1} \cdot f_{s1} = 25.35 \times 4\,200 = 106\,470 \text{ kg}$$

$$F_2 = A_{s2} \cdot f_{s2} = 10.14 \times 4\,200 = 42\,588 \text{ kg}$$

$$F_3 = A_{s3} \cdot f_{s3} = 25.35 \times 4\,200 = 106\,470 \text{ kg}$$

Fuerza en el concreto:

$$C_c = f''_c \cdot a \cdot b = 170 \times 16 \times 80 = 217\,600 \text{ kg}$$

Cálculo de P:

$$P = C_c + F_1 - F_2 - F_3 = 217.6 + 106.5 - 42.6 - 106.5 = 175.0 \text{ ton}$$

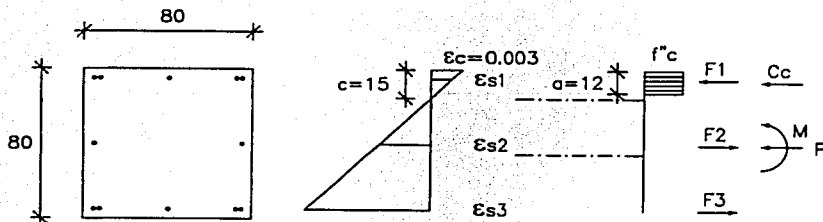
Cálculo de M:

	Fuerza (ton)	Brazo (m)	Momento (t-m)
$C_c =$	217.6	0.32	69.6
$F_1 =$	106.5	0.35	37.3
$F_2 =$	42.6	0.00	0.0
$F_3 =$	106.5	0.35	37.3

$$M = 144.2$$

$$\text{Para el punto 5, } P_u = 0.7 \times 175.0 = 122.5 \text{ ton}$$

$$M_u = 0.7 \times 144.2 = 100.9 \text{ t-m}$$



Se supone $c = 15$ cm

Por triángulos semejantes:

$$\epsilon_{s1} = 0.003 \times 10 / 15 = 0.0020 = \epsilon_y \quad f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\epsilon_{s2} = 0.003 \times 25 / 15 = 0.0050 > \epsilon_y \quad f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\epsilon_{s3} = 0.003 \times 60 / 15 = 0.0120 > \epsilon_y \quad f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$$

Fuerza en el acero:

$$F_1 = A_{s1} \cdot f_{s1} = 25.35 \times 4\,200 = 106\,470 \text{ kg}$$

$$F_2 = A_{s2} \cdot f_{s2} = 10.14 \times 4\,200 = 42\,588 \text{ kg}$$

$$F_3 = A_{s3} \cdot f_{s3} = 25.35 \times 4\,200 = 106\,470 \text{ kg}$$

Fuerza en el concreto:

$$C_c = f'_c \cdot a \cdot b = 170 \times 12 \times 80 = 163\,200 \text{ kg}$$

Cálculo de P:

$$P = C_c + F_1 - F_2 - F_3 = 163.2 + 106.5 - 42.6 - 106.5 = 120.6 \text{ ton}$$

Cálculo de M:

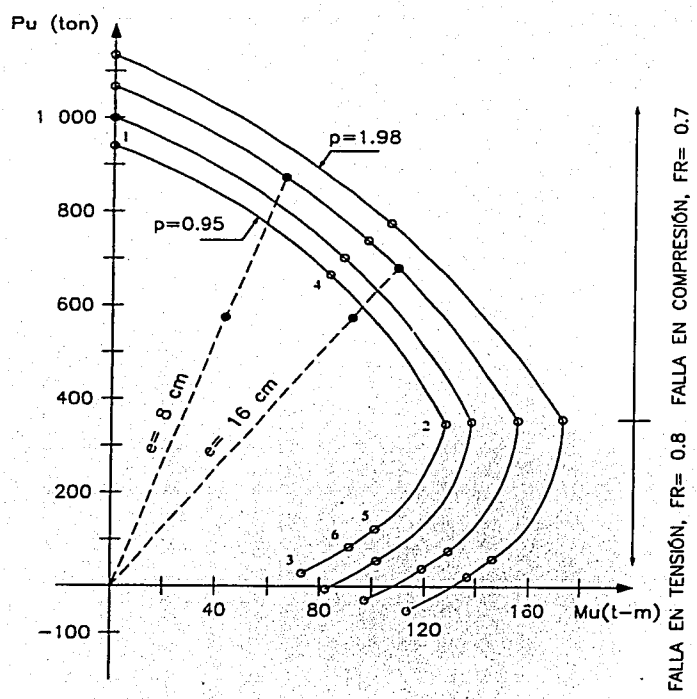
	Fuerza (ton)	Brazo (m)	Momento (t-m)
$C_c =$	163.2	0.34	55.5
$F_1 =$	106.5	0.35	37.3
$F_2 =$	42.6	0.00	0.0
$F_3 =$	106.5	0.35	37.3
			$M = 130.1$

Para el punto 6, $P_u = 0.7 \times 120.6 = 84.4$ ton

$M_u = 0.7 \times 130.1 = 91.1$ t-m

Para las otras distribuciones de acero tenemos:

Punto	sección 1		sección 2		sección 3		sección 4	
	P_u	M_u	P_u	M_u	P_u	M_u	P_u	M_u
	ton	t - m	ton	t - m	ton	t - m	ton	t - m
1	940.5	0.0	1 000.1	0.0	1 067.1	0.0	1 134.2	0.0
2	347.7	127.6	352.7	138.0	355.5	155.6	358.2	173.2
3	27.7	73.2	-5.8	82.2	-28.9	97.6	-51.9	113.0
4	666.6	83.2	702.4	88.4	739.2	97.2	776.1	106.0
5	122.5	100.9	92.7	111.4	75.9	128.9	59.2	146.5
6	84.4	91.1	54.6	101.5	37.9	119.0	21.1	136.6



DIAGRAMAS DE INTERACCION
 $p= 0.95, p= 1.27, p= 1.62$ y $p= 1.98$

Diseño de la columna ejes B - 2 , nivel 1, carga vertical - 30 % de sismo en X.

$$\begin{aligned} \text{Nudo a} \quad P &= 520.59 \text{ Ton} \\ M &= 15.74 \text{ t-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Nudo b} \quad P &= 523.20 \text{ Ton} \\ M &= 3.85 \text{ t-m} \end{aligned}$$

Diseñaremos la columna para los elementos mecánicos del nudo a.

Cálculo del momento debido a la excentricidad accidental.

$$M = P \cdot e = 520.59 \times 0.05 \times 0.80 = 20.82 \text{ t-m}$$

Acciones últimas de diseño.

$$\begin{aligned} P_u &= 1.1 \times 520.59 = 572.65 \text{ Ton} \\ M_u &= 1.1 \times 36.56 = 40.22 \text{ t-m} \end{aligned}$$

Radio de giro.

$$r = 0.3 t = 0.3 \times 80 = 24 \text{ cm.}$$

Longitud efectiva de pandeo.

$$H' = k \cdot H$$

$$\psi_a = \frac{\sum k_{col_a}}{\sum k_{tr_a}} \quad k_{col} = \frac{I_{col}}{H_{col}}$$

$$k_{col_1} = \frac{3\,413\,333}{340} = 10\,039$$

$$k_{col_2} = \frac{3\,413\,333}{340} = 10\,039$$

$$k_{tr} = \frac{I_{tr}}{L_{tr}}$$

$$k_{tr_1} = \frac{1\,406\,250}{900} = 1\,563$$

$$k_{tr_2} = \frac{1\,406\,250}{900} = 1\,563$$

$$\psi_a = \frac{10\,039 + 10\,039}{1\,563 + 1\,563} = 6.42$$

$$\psi_b = \frac{\sum k_{col_2}}{\sum k_{tr_2}} = 0, \text{ por ser empotramiento.}$$

del nomograma con ψ_a y ψ_b obtenemos $k = 1.65$

$$H' = 1.65 \times 340 = 561 \text{ cm}$$

Relación de esbeltez.

$$\frac{k \cdot H}{r} = \frac{561}{24} = 23.4$$

$22 < 23 < 100$ por lo tanto la columna es esbelta.

Carga crítica de pandeo.

$$P_c = \frac{F_R \pi^2 E I}{H'^2}$$

$$EI = 0.40 \frac{E_c I_g}{1 + u}$$

$$E_c = 14\,000 \sqrt{f'_c} = 14\,000 \sqrt{250} = 221\,359 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_g = \frac{b h^3}{12} = \frac{80 \times 80^3}{12} = 3\,413\,333 \text{ cm}^4$$

$$u = \frac{M \text{ c. mta.}}{M \text{ total}} = \frac{0.38}{15.74} = 0.024$$

$$EI = 0.40 \frac{221\,359 \times 3\,413\,333}{(1 + 0.024)} = 2.951 \times 10^{11}$$

$$P_c = \frac{0.85 \times 3.1416^2 \times 2.951 \times 10^{11}}{561^2} = 7\,866 \text{ Ton}$$

Factor de amplificación de momento.

$$F_a = \frac{C_m}{1 - P_u/P_c}$$

$C_m = 1$, ya que la estructura puede tener desplazamientos laterales.

$$F_a = \frac{1}{1 - 572.65/7\,866} = 1.08$$

Momento amplificado.

$$M_{ua} = F_a M_u = 1.08 \times 40.22 = 43.44 \text{ ton - m}$$

Diseño de la columna ejes B - 2, nivel 1, carga vertical - sismo en dirección Y.

$$\begin{aligned} \text{Nudo a} \quad P &= 520.59 \text{ Ton} \\ M &= 56.36 \text{ t-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Nudo b} \quad P &= 523.20 \text{ Ton} \\ M &= 12.64 \text{ t-m} \end{aligned}$$

Diseñaremos la columna para los elementos mecánicos del nudo a.

Cálculo del momento debido a la excentricidad accidental.

$$M = P \cdot e = 520.59 \times 0.05 \times 0.80 = 20.82 \text{ t-m}$$

Acciones últimas de diseño.

$$\begin{aligned} P_u &= 1.1 \times 520.59 = 572.65 \text{ Ton} \\ M_u &= 1.1 \times 77.18 = 84.90 \text{ t-m} \end{aligned}$$

Radio de giro.

$$r = 0.3 \text{ t} = 0.3 \times 80 = 24 \text{ cm.}$$

Longitud efectiva de pandeo.

$$H' = k \cdot H$$

$$\psi_a = \frac{\sum k_{col_a}}{\sum k_{tr_a}} \quad k_{col} = \frac{I_{col}}{H_{col}}$$

$$k_{col_1} = \frac{3\,413\,333}{340} = 10\,039$$

$$k_{col_2} = \frac{3\,413\,333}{340} = 10\,039$$

$$k_{tr} = \frac{I_{tr}}{L_{tr}}$$

$$k_{tr_1} = \frac{1\,406\,250}{900} = 1\,563$$

$$k_{tr_2} = \frac{1\,406\,250}{900} = 1\,563$$

$$\psi_a = \frac{10\,039 + 10\,039}{1\,563 + 1\,563} = 6.42$$

$$\psi_b = \frac{\sum k_{col_2}}{\sum k_{tr_2}} = 0, \text{ por ser empotramiento.}$$

del nomograma con ψ_a y ψ_b obtenemos $k = 1.65$

$$H' = 1.65 \times 340 = 561 \text{ cm}$$

Relación de esbeltez.

$$\frac{k \cdot H}{r} = \frac{561}{24} = 23.4$$

$22 < 23 < 100$ por lo tanto la columna es esbelta.

Carga crítica de pandeo.

$$P_c = \frac{F_R \pi^2 E I}{H'^2}$$

$$EI = 0.40 \frac{E_c I_g}{1 + u}$$

$$E_c = 14\,000 \sqrt{f'_c} = 14\,000 \sqrt{250} = 221\,359 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_g = \frac{b h^3}{12} = \frac{80 \times 80^3}{12} = 3\,413\,333 \text{ cm}^4$$

$$u = \frac{M \text{ c. mta.}}{M \text{ total}} = \frac{0.23}{56.36} = 0.004$$

$$EI = 0.40 \frac{221\,359 \times 3\,413\,333}{(1 + 0.004)} = 3.010 \times 10^{11}$$

$$P_c = \frac{0.85 \times 3.1416^2 \times 3.010 \times 10^{11}}{561^2} = 8\,023 \text{ Ton}$$

Factor de amplificación de momento.

$$F_a = \frac{C_m}{1 - P_u / P_c}$$

$C_m = 1$, ya que la estructura puede tener desplazamientos laterales.

$$F_a = \frac{1}{1 - 572.65 / 8\,023} = 1.08$$

Momento amplificado.

$$M_{ua} = F_a M_u = 1.08 \times 84.90 = 91.69 \text{ ton - m}$$

Del diagrama de interacción correspondiente a la sección 3.

Para dirección X.

$$P_u = 572.65 \text{ Ton}$$

$$M_{ux} = 43.44 \text{ t-m}$$

$$e = 0.08 \text{ m}$$

$$P_{Rx} = 850.19 \text{ Ton}$$

$$M_{Rx} = 64.32 \text{ t-m}$$

$$e = 0.08 \text{ m}$$

Para dirección Y.

$$P_u = 572.65 \text{ Ton}$$

$$M_{uy} = 91.69 \text{ t-m}$$

$$e = 0.16 \text{ m}$$

$$P_{Ry} = 681.95 \text{ Ton}$$

$$M_{Ry} = 108.88 \text{ t-m}$$

$$e = 0.16 \text{ m}$$

Aplicando la fórmula de Bresler para calcular los valores máximos de la carga en compresión que actúa a excentricidades e_x y e_y en secciones rectangulares con refuerzo simétrico.

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{Rx}} + \frac{1}{P_{Ry}} - \frac{1}{P_{R0}}}$$

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{850.19} + \frac{1}{681.95} - \frac{1}{1067.12}} = 586.34 \text{ ton}$$

$$P_R > P_u ; 586.34 > 572.65$$

Por lo que este será el armado para la columna.

Área de los estribos.

La fuerza de fluencia que pueda desarrollar la barra de un estribo no será menor que seis centésimas de la fuerza de fluencia de la mayor barra o el mayor paquete longitudinales que restringe.

$$A_v > 0.06 (5.07 + 7.92) = 0.78 \text{ cm}^2$$

$$\text{usaremos estribos del } \# 4 \quad A_v = 1.27 \text{ cm}^2$$

separación no mayor que:

$$s = 850 / \sqrt{f_y} \cdot \phi \text{ la barra más delgada del paquete.}$$

$$s = 48 \phi \text{ la barra del estribo.}$$

$$s = 0.5 \text{ la menor dimensión de la columna.}$$

$$s = 850 / \sqrt{4200} \times 2.54 = 33 \text{ cm ; rige}$$

$$s = 48 \times 1.27 = 61 \text{ cm}$$

$$s = 0.5 \times 80 = 40 \text{ cm}$$

Pondremos estribos del # 4 @ 30 cm y reduciremos esta separación a la mitad en una longitud no menor.

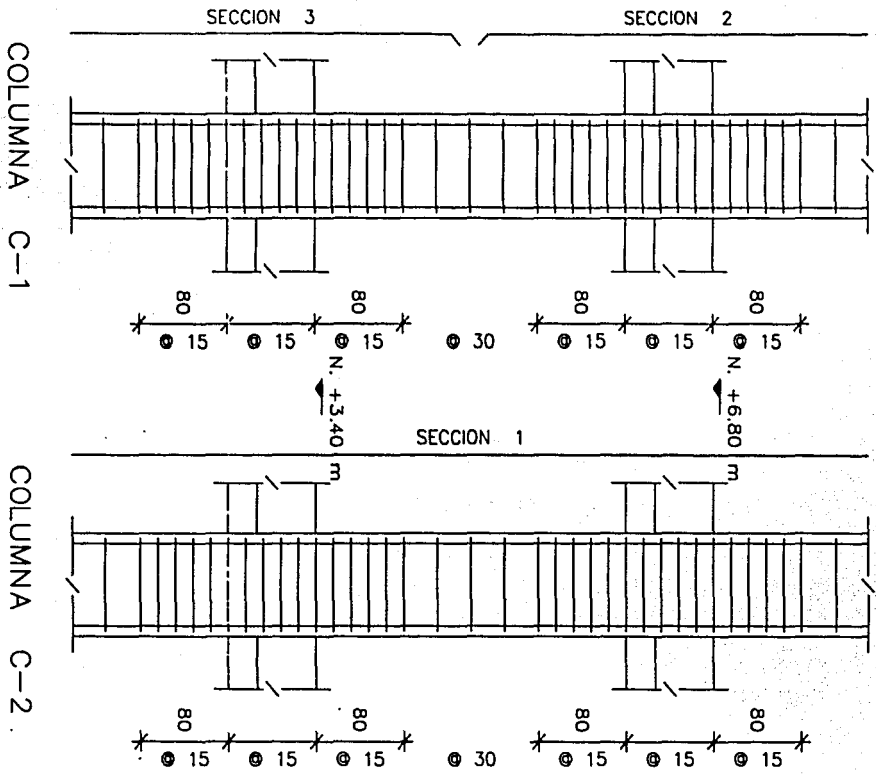
$$h = \text{la dimensión transversal máxima de la columna.} = 80 \text{ cm; rige}$$

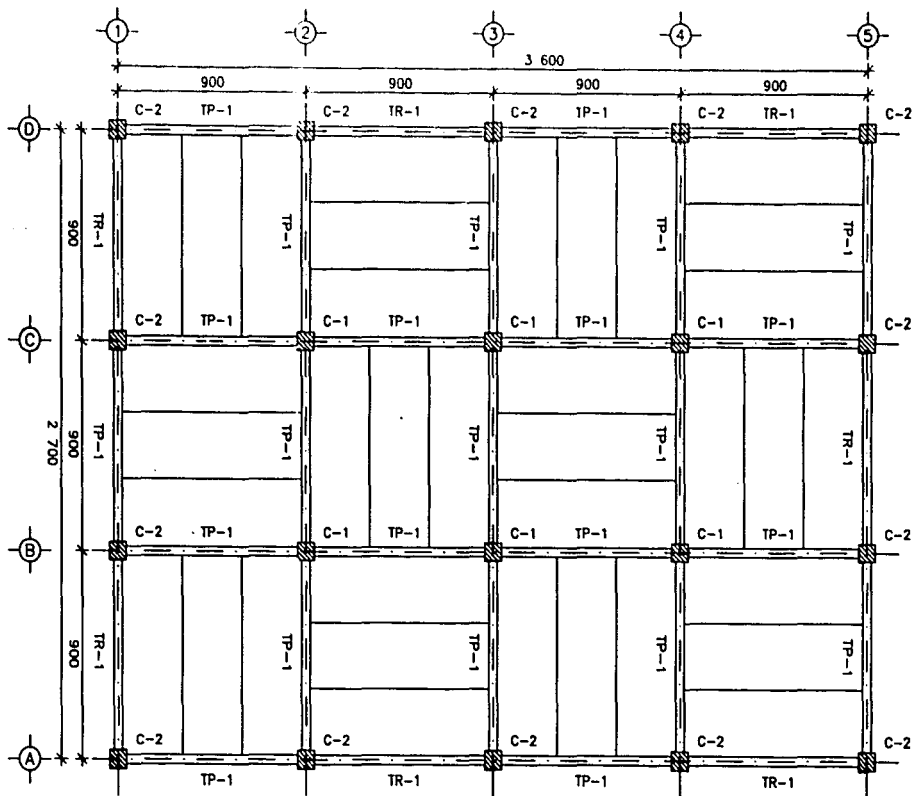
$$h = \text{un sexto de su altura libre.} = (340 - 75) / 6 = 44 \text{ cm}$$

$$h = \text{no menor de } 60 \text{ cm.}$$

Pondremos estribos del # 4 @ 15 cm, arriba y abajo de cada unión de columna con trabes.

ARMADO DE COLUMNAS

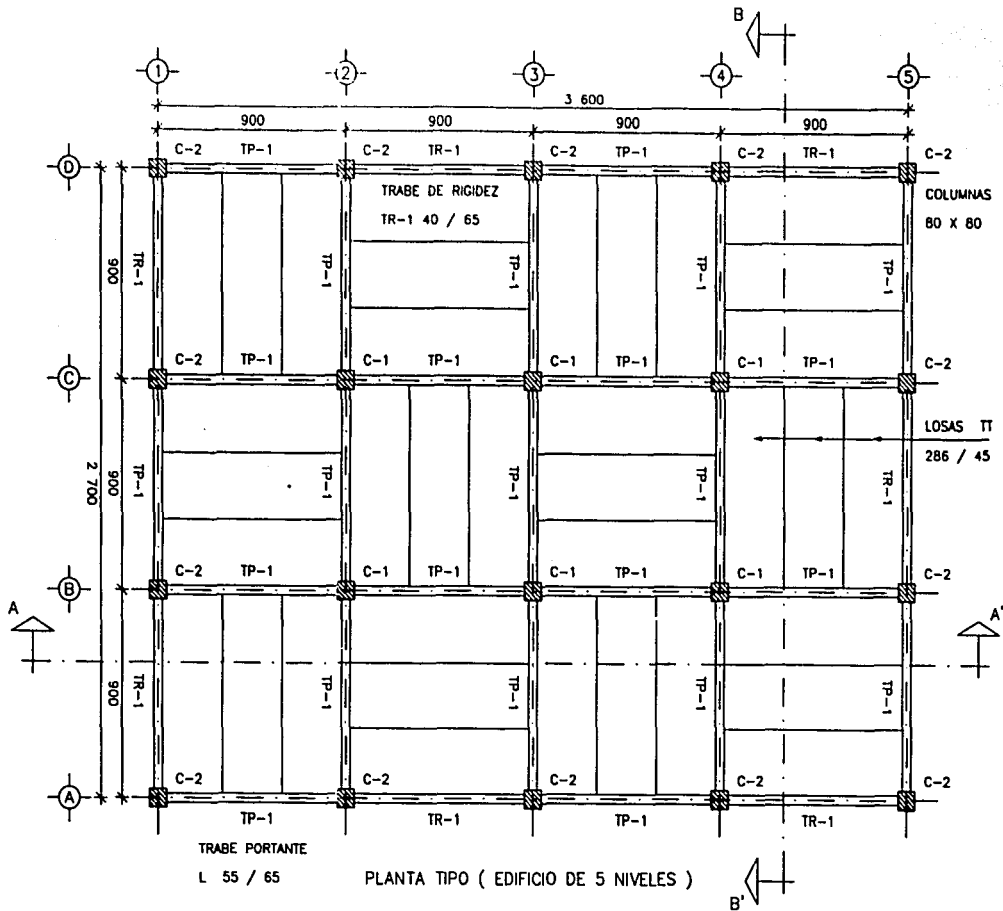


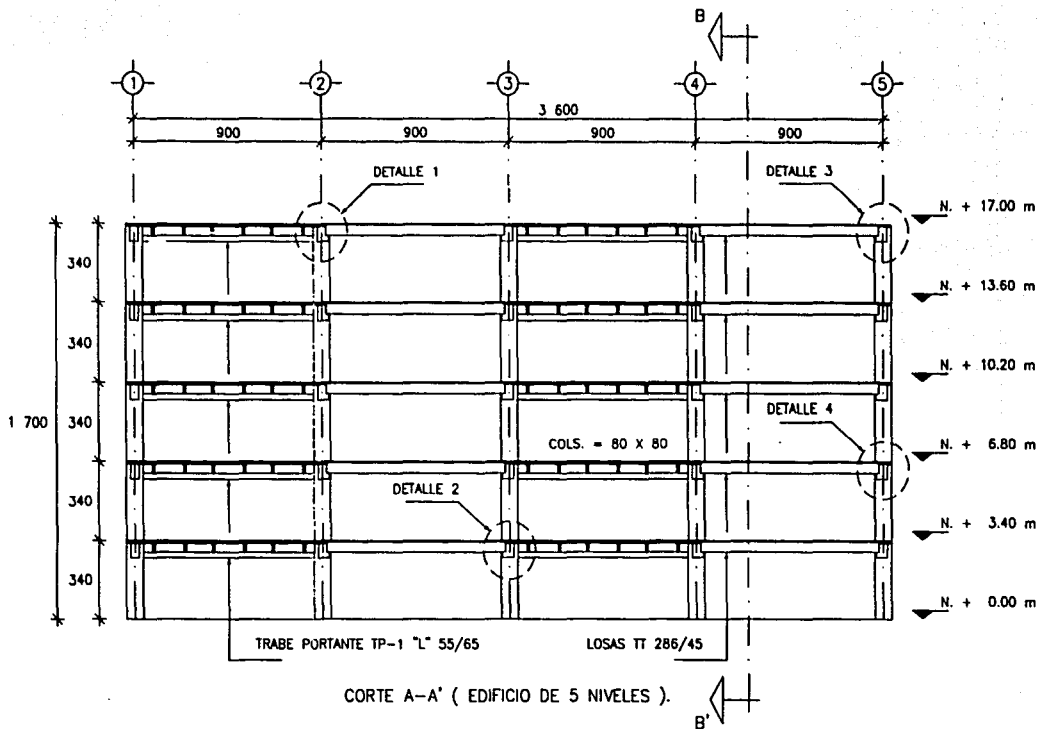


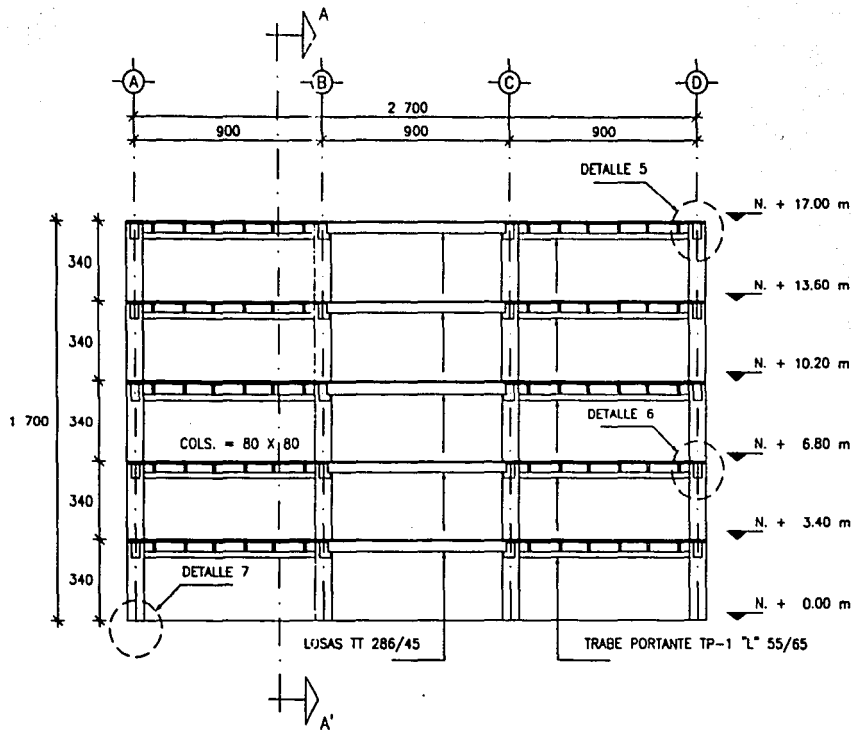
PLANTA TIPO

CAPITULO V

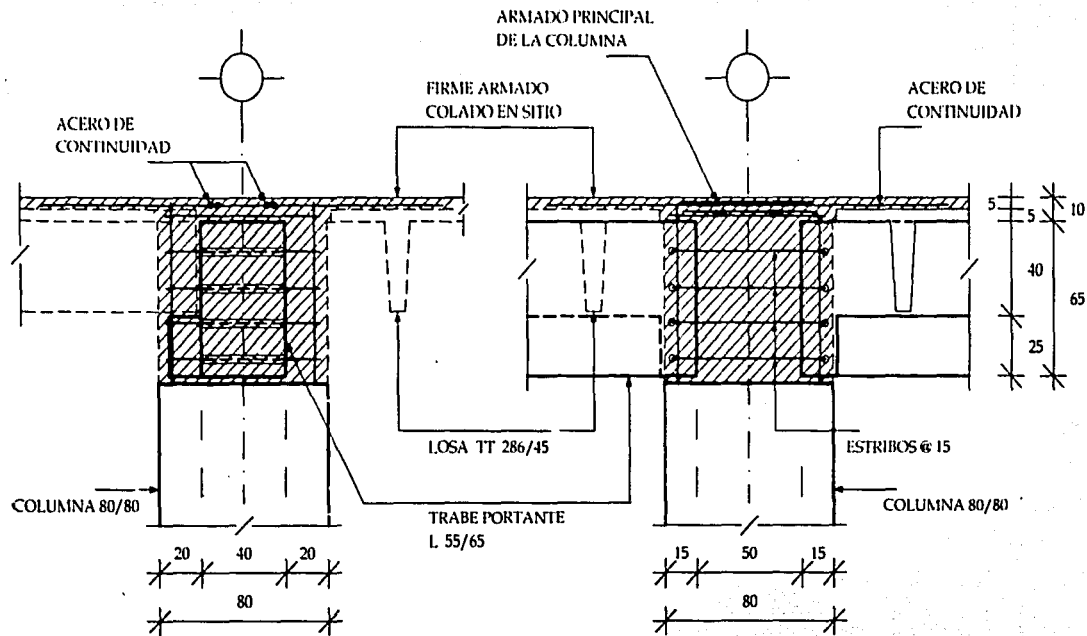
Diseño de Conexiones.





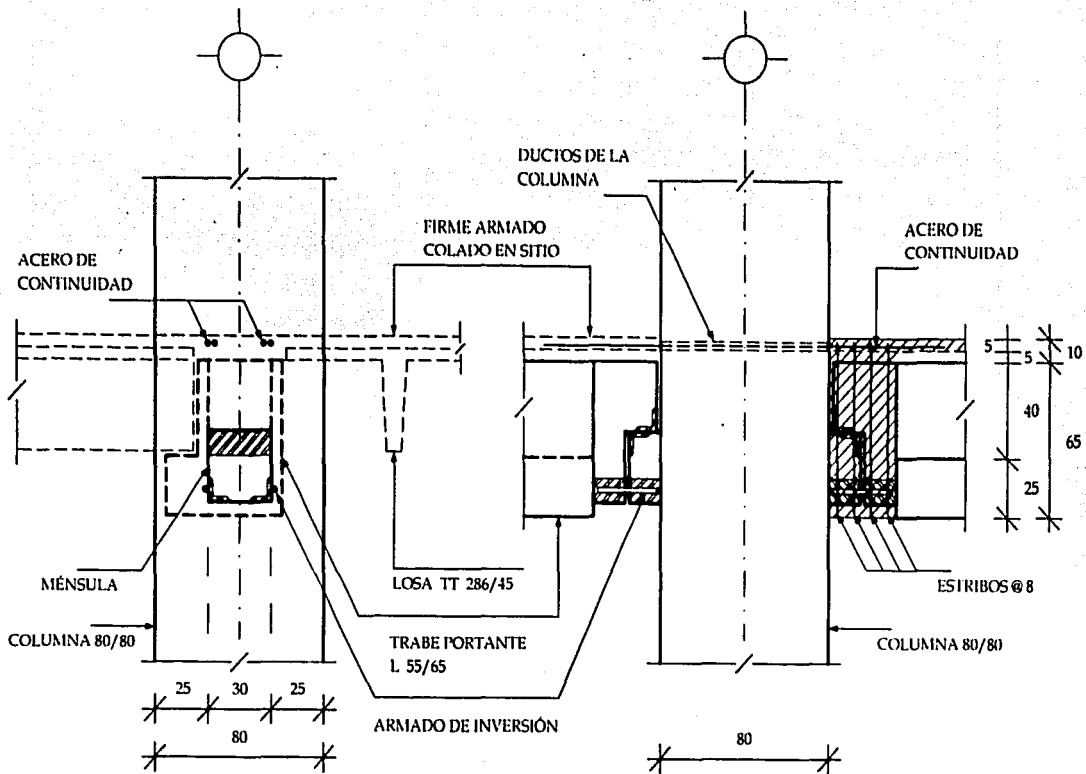


CORTE B-B' (EDIFICIO DE 5 NIVELES).



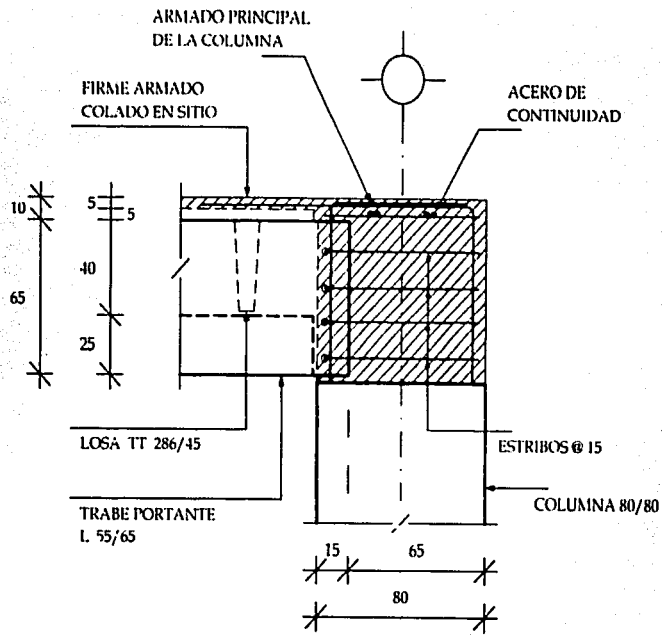
DETALLE - 1

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN



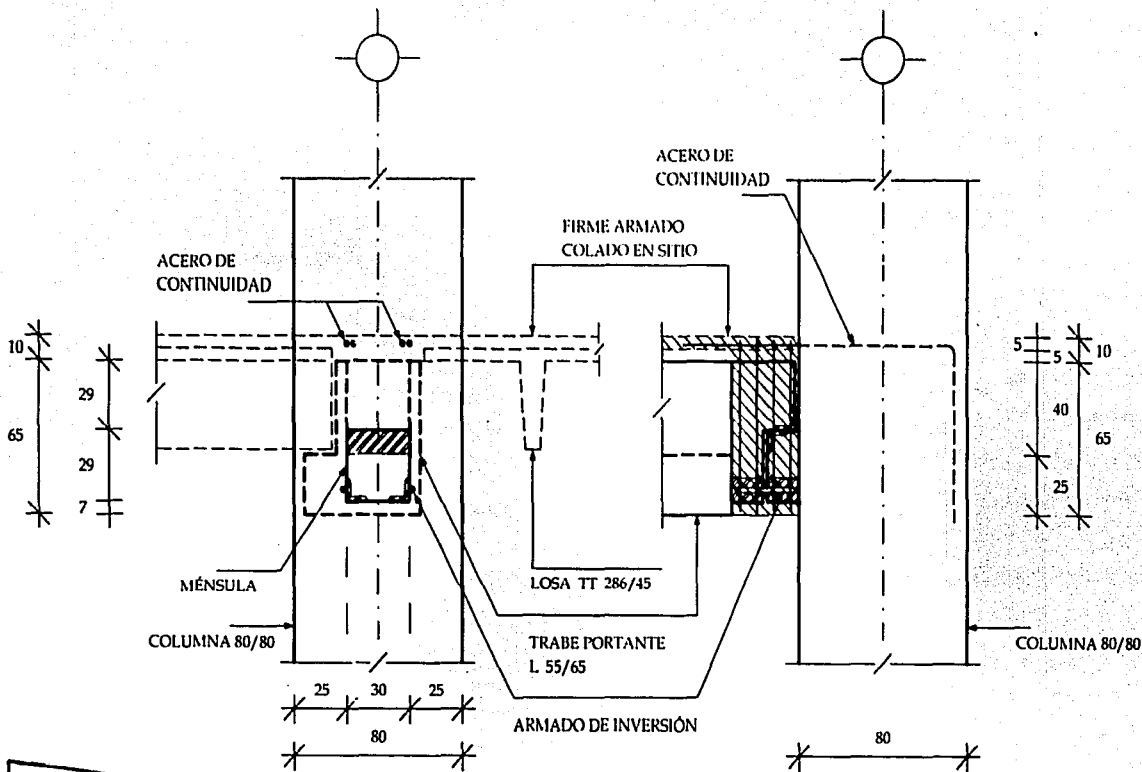
**TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN**

DETALLE - 2



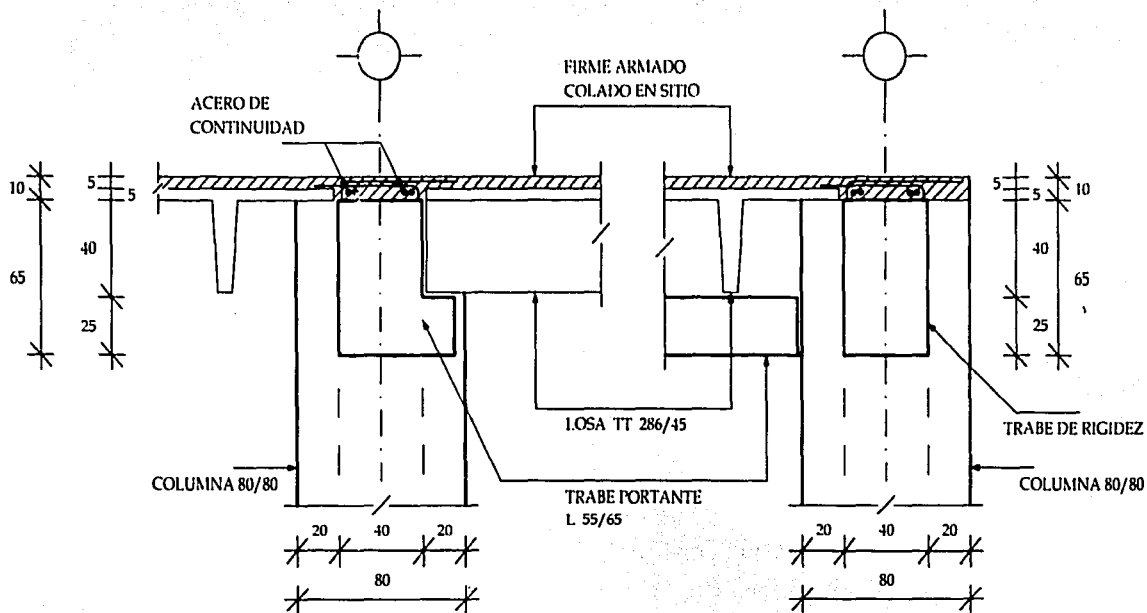
**TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN**

DETALLE - 3

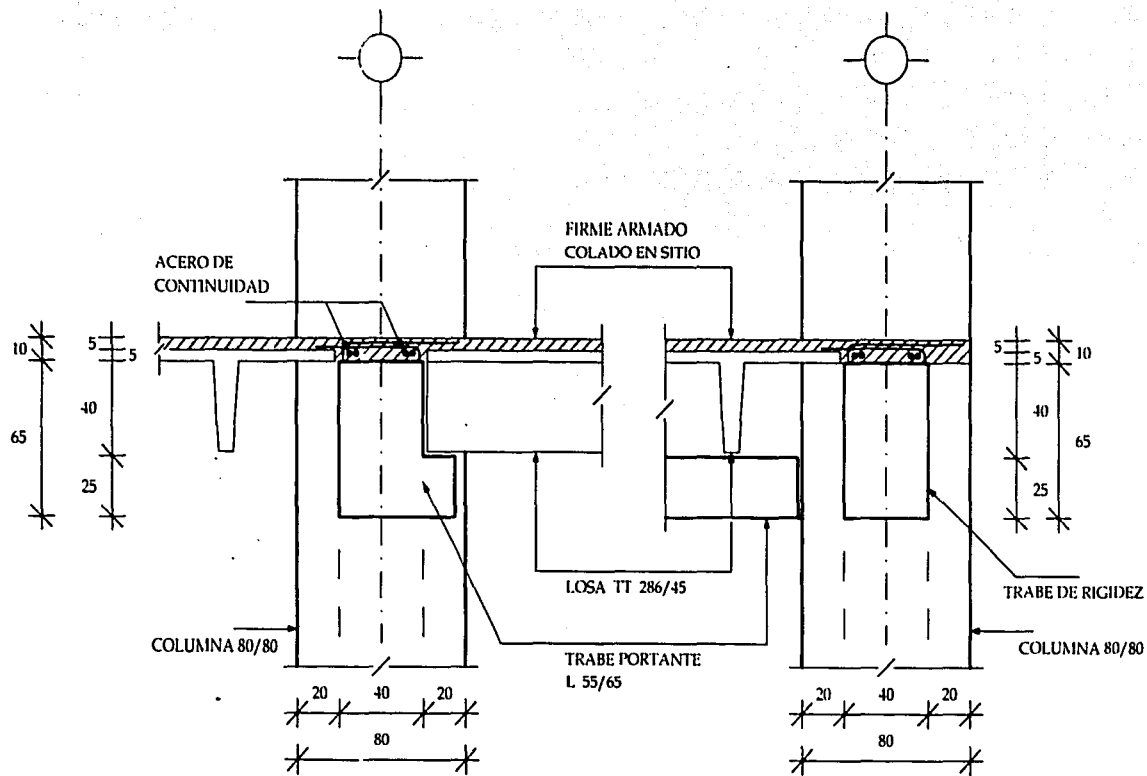


**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

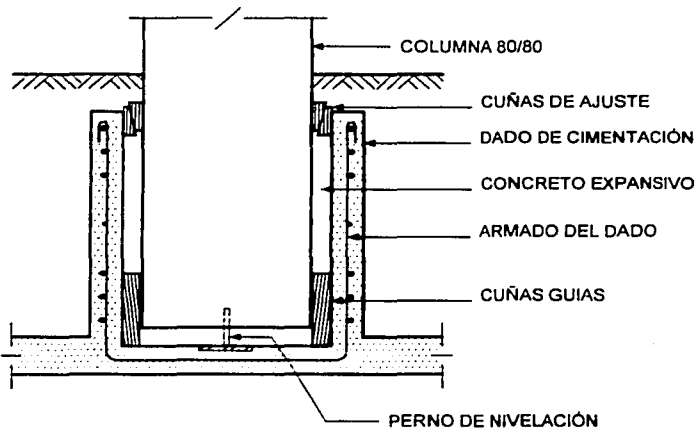
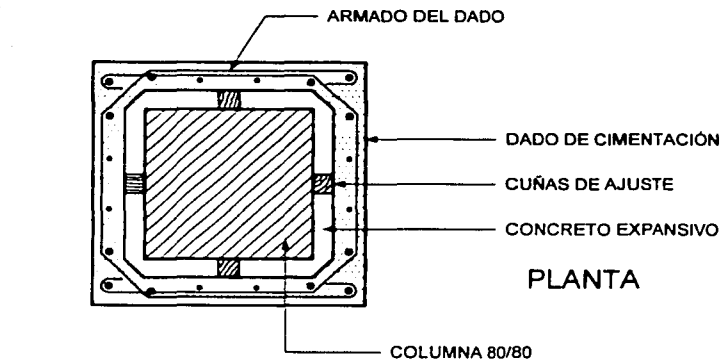
DETALLE - 4



DETALLE - 5



DETALLE - 6



CONEXIÓN COLUMNA CIMENTACIÓN

DETALLE - 7

CORTANTE POR FRICCIÓN.

El concepto de cortante por fricción proporciona una solución de límite inferior para resistencia última, que puede usarse para evaluar diferentes tipos de conexiones.

La suposición fundamental al aplicar el concepto de cortante por fricción, es que el concreto dentro del área de la conexión se agrietara en la forma más indeseable. La ductilidad se logra colocando un refuerzo transversalmente al plano de falla en condiciones últimas, cuando la fuerza $A_s \cdot f_y$ desarrollada por el refuerzo es normal al plano. Esta fuerza normal en combinación con una analogía de fricción, da por resultado una resistencia al corte en la interfase de la grieta.

El refuerzo para el cortante último a través de cualquier plano de agrietamiento potencial puede calcularse por medio de la siguiente fórmula.

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi (f_{yv}) (\mu)}$$

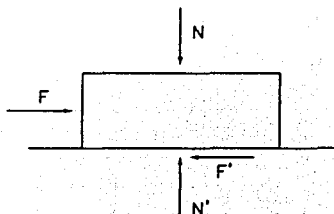
en donde $\phi = 0.85$

Si los esfuerzos cortantes v_u exceden los valores máximos que se proporcionan en la tabla adjunta (pero sin que v_u exceda de $0.25 f'_c$ ni de 85 kg/cm^2), podrá usarse un valor reducido de μ determinado mediante la siguiente fórmula:

$$\mu' = \mu \left[\frac{21.12 \mu}{v_u} + 0.5 \right]$$

COEFICIENTES DE CORTANTE POR FRICCIÓN

Condición de agrietamiento de la superficie de contacto.	Recomendado μ	v_u Max. kg/cm^2
Concreto a concreto vaciado monolíticamente.	1.4	60
Concreto a concreto endurecido con rugosidad de 6 mm.	1.0	42
Concreto a acero con conectores de perno soldados.	1.0	42
Concreto a concreto superficie de contacto lisa.	0.4	17



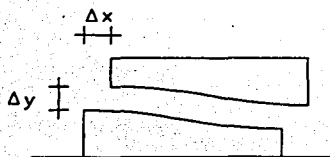
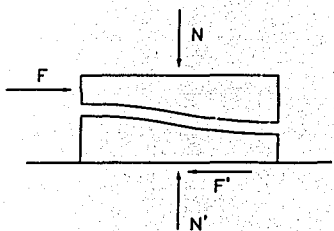
F y N = Fuerzas aplicadas

F' y N' = Reacciones

μ = Coef. de fricción

Si $F > F'$ hay Desplazamiento.

Si $F < F'$ No hay Desplazamiento.



Haciendo: $F' = F$

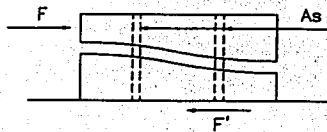
$$F' = \mu N$$

N se proporcionará a través de acero vertical el cual trabajara a tensión debido al desplazamiento vertical Δ_y

$$N = A_s f_s$$

$$F = F' = \mu A_s f_s$$

De dónde:
$$A_s = \frac{F}{\mu f_s}$$



Haciendo $f_s = f_y$

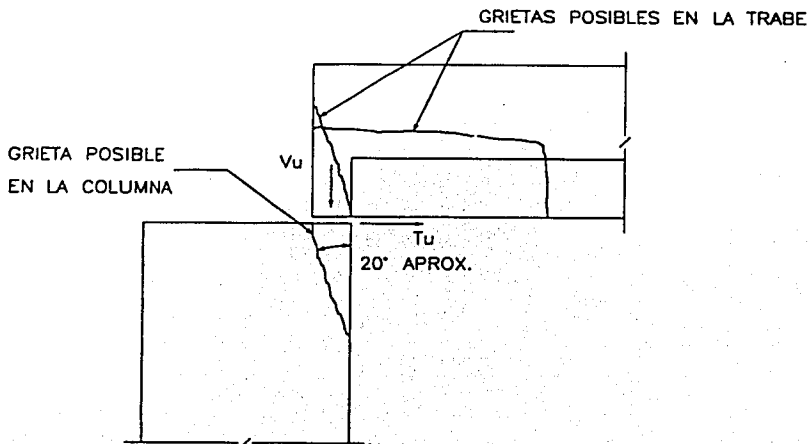
Capacidad última del acero

$$A_s = \frac{F}{\mu f_y}$$

Fórmula de cortante-fricción.

Diseño de la conexión Trabe – Columna (azotea).

Diseño de la cabeza de la columna.



Datos:



Concreto $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

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

Ángulos y placas Acero A – 36

Soldadura electrodo E – 70

$b = 40 \text{ cm}$

Factor de carga = 1.4 (4 / 3)

$V_u = 33.62 \text{ ton} = (9.64 + 1.86 \times 4.5) 1.4 (4 / 3)$

$T_u = 6.72 \text{ ton} \quad \mu = 1.4$

Aplastamiento en concreto sin confinar.

Esfuerzo último de aplastamiento f_{bu} .

$$f_{bu} = \phi 18.58 \sqrt{f'_c} \sqrt{s/w}$$

$$\phi = 0.7$$

$$f_{bu} = 0.7 \times 18.58 \times \sqrt{250} \sqrt{10/15} = 179.65 \text{ kg/cm}^2$$

Por existir T_u , f_{bu} se deberá multiplicar por Cr

$$Cr = \left[\frac{s w T_u V_u}{1.290} \right]$$

en donde el producto $s w \leq 58 \text{ cm}^2$

$$s w = 10 \times 15 = 150 \geq 58$$

$$Cr = \left[\frac{58^{0.2}}{1.290} \right] = 0.54$$

$$f_{bu} Cr = 179.65 \times 0.54 = 97.01 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b \text{ aplicado} = \frac{V_u}{b w} = \frac{33\,620}{40 \times 15} = 56.03 \text{ kg/cm}^2$$

Aplastamiento en concreto confinado.

$$f_{bu} = 0.85 f'_c = 0.85 \times 250 = 212.50 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del área de acero necesario para la grieta vertical.

$$A_{vf} = \frac{l}{\phi f_{yv}} \left[\frac{V_u}{\mu} + T_u \right]$$

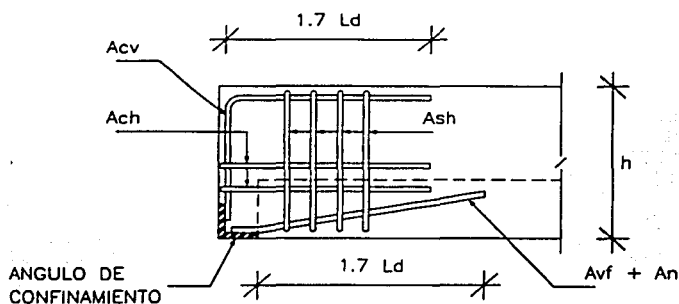
$$A_{vf} = \frac{l}{0.85 \times 4200} \left[\frac{33\,620}{1.4} + 6\,720 \right] = 8.61 \text{ cm}^2$$

donde $\phi = 0.85$

$$\mu = 1.4$$

usando 2 varillas del # 8 $A_s = 10.14 \text{ cm}^2$

Diseño del apoyo en el extremo de la trabe.



Para la grieta vertical A_{vf} es la misma que la de la columna.

$$A_{vf} = 10.14 \text{ cm}^2 \text{ (2 vars. del # 8)}$$

Para la grieta horizontal.

$$A_{sh} = \frac{A_{vf} f_{yv}}{\mu f_{yv}} = \frac{8.61 \times 4200}{1.4 \times 4200} = 6.15 \text{ cm}^2$$

usando 3 estribos cerrados del # 4

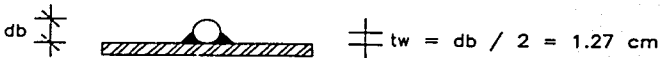
$$A_{sh} = 2 \times 3 \times 1.27 = 7.62 \text{ cm}^2$$

a A_{sh} . Cálculo del refuerzo de confinamiento adicionado a A_{vf} y adicionado

$$A_{cv} = \frac{V_u}{51.6 f_y} = \frac{33\,620}{51.6 \times 4\,200} = 0.2 \text{ cm}^2$$

Como el área de acero es mínima, no la tomaremos.

Diseño de la soldadura.



$$tw = db / 2 = 1.27 \text{ cm}$$

$$T_w = \phi (1\,750) l_w t_w$$

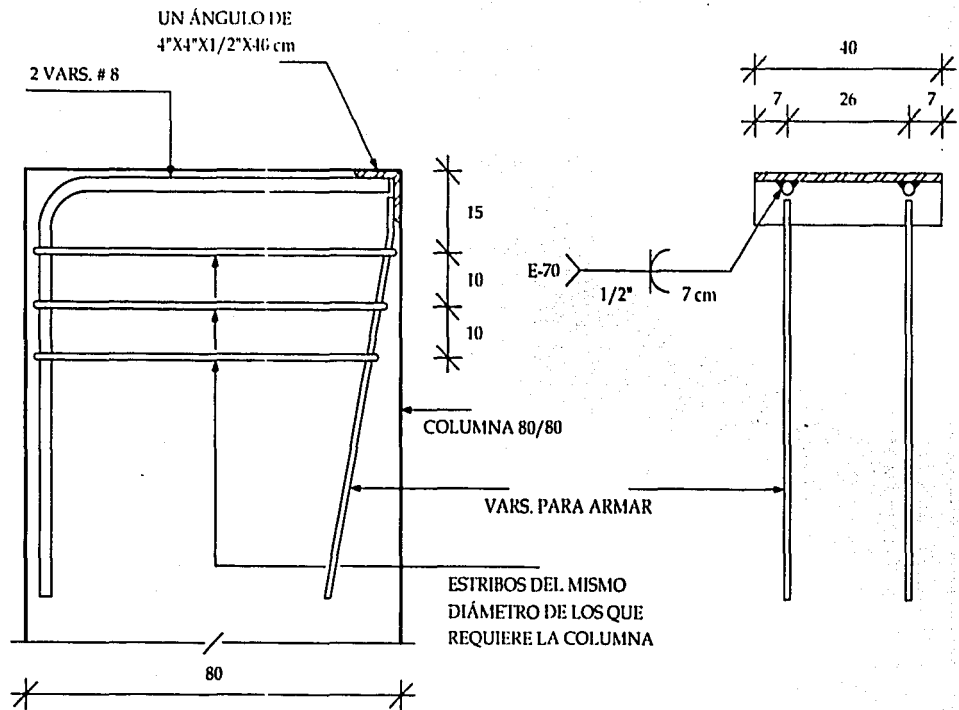
$$l_w = \frac{T_u}{1\,750 \phi t_w}$$

$$T_u = A_s f_y = 5.07 \times 4\,200 = 21\,294 \text{ kg}$$

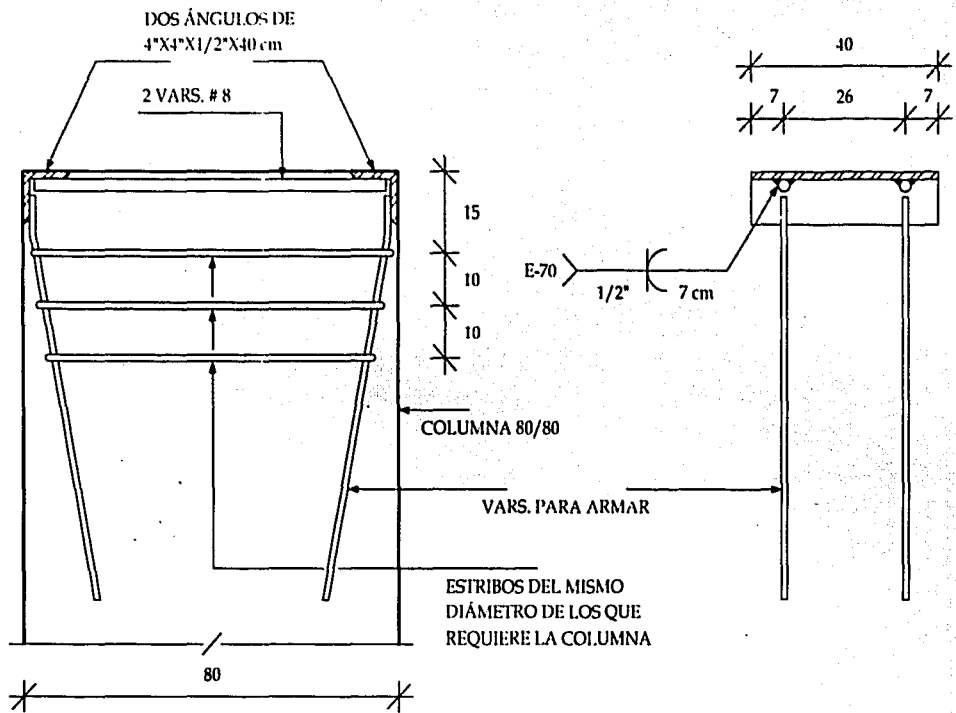
$$l_w = \frac{21\,294}{1\,750 \times 0.70 \times 1.27} = 13.70 \text{ cm}^2$$

poniendo un corcón doble de soldadura

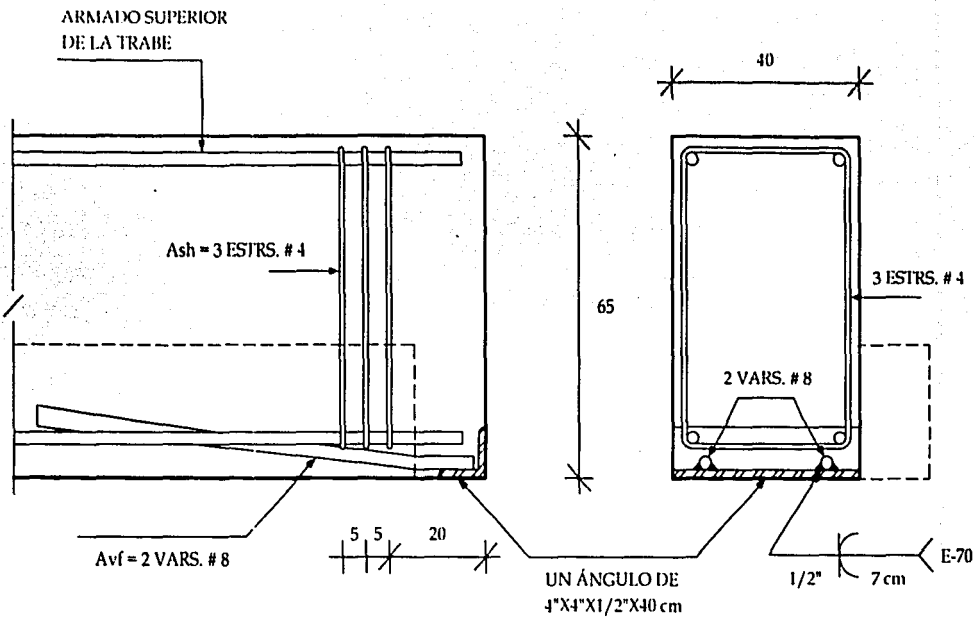
$$l_w = \frac{13.70}{2} = 6.85 \text{ cm} = 7.0 \text{ cm}$$



ARMADO EN LA CABEZA DE COLUMNA EXTERNA

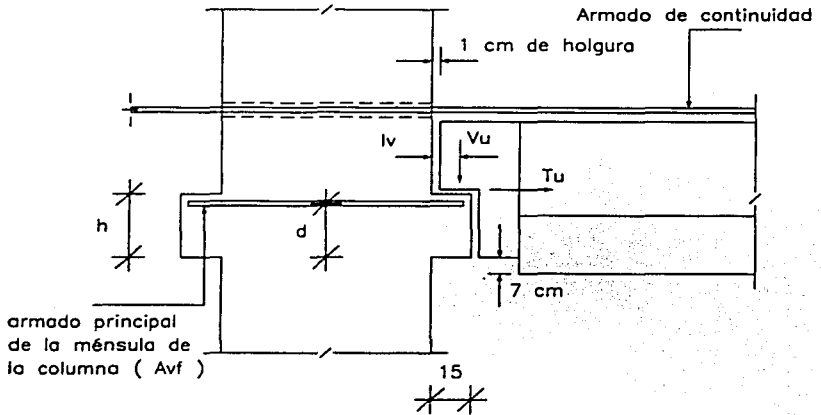


ARMADO EN LA CABEZA
DE COLUMNA INTERMEDIA



ARMADO EN EXTREMO DE TRABE L DE AZOTEA

Diseño de la conexión Trabe-Columna (entrepiso).



Diseño de la ménsula de la columna.

Datos:

Concreto $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

Acero $f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$

Ángulos y placas Acero A - 36

Soldadura electrodo E - 70

$h = 29 \text{ cm}$

$b = 30 \text{ cm}$

Factor de carga = 1.4 (4 / 3)

$V_u = 39.67 \text{ ton} = (9.64 + 11.61) 1.4 (4 / 3)$

$T_u = 7.93 \text{ ton}$

$\mu = 1.4$

Revisando la relación $I_v / d \leq 0.40$

$$I_v = 1 + 2 \times 15 / 3 = 11 \text{ cm}$$

$$d = 29.0 - 4.0 = 25.0 \text{ cm}$$

$$I_v / d = 0.44$$

De la ayuda de diseño B - 8 (interpolando)

$$C_1 = 5.15$$

C_1 también puede ser determinado mediante la siguiente fórmula:

$$C_1 = 6.5 (1 - 0.5^{d/I_v})$$

Determinación del valor de C_2

$$C_2 = \frac{V_u}{\phi b d f_c C_1 0.265}$$

dónde $\phi = 0.85$

$$C_2 = \frac{39\,670}{0.85 \times 30 \times 25.0 \times 250 \times 5.15 \times 0.265} = 0.182$$

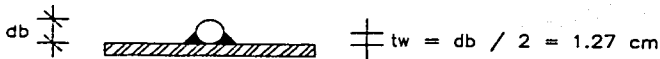
$$T_u / V_u = 0.2$$

De la ayuda de diseño B - 9 con los valores obtenidos para C_2 y para T_u / V_u .

$$p_{vf} = 0.013$$

$$A_{vf} = p_{vf} b d = 0.013 \times 30 \times 25 = 9.75 \text{ cm}^2$$

Usando 2 vars. del # 8 $A_s = 10.14 \text{ cm}^2$

Diseño de la soldadura.

$$T_w = \phi (1750) l_w t_w$$

$$l_w = \frac{T_u}{1750 \phi t_w}$$

$$T_u = A_s f_y = 5.07 \times 4200 = 21294 \text{ kg}$$

$$l_w = \frac{21294}{1750 \times 0.70 \times 1.27} = 13.70 \text{ cm}^2$$

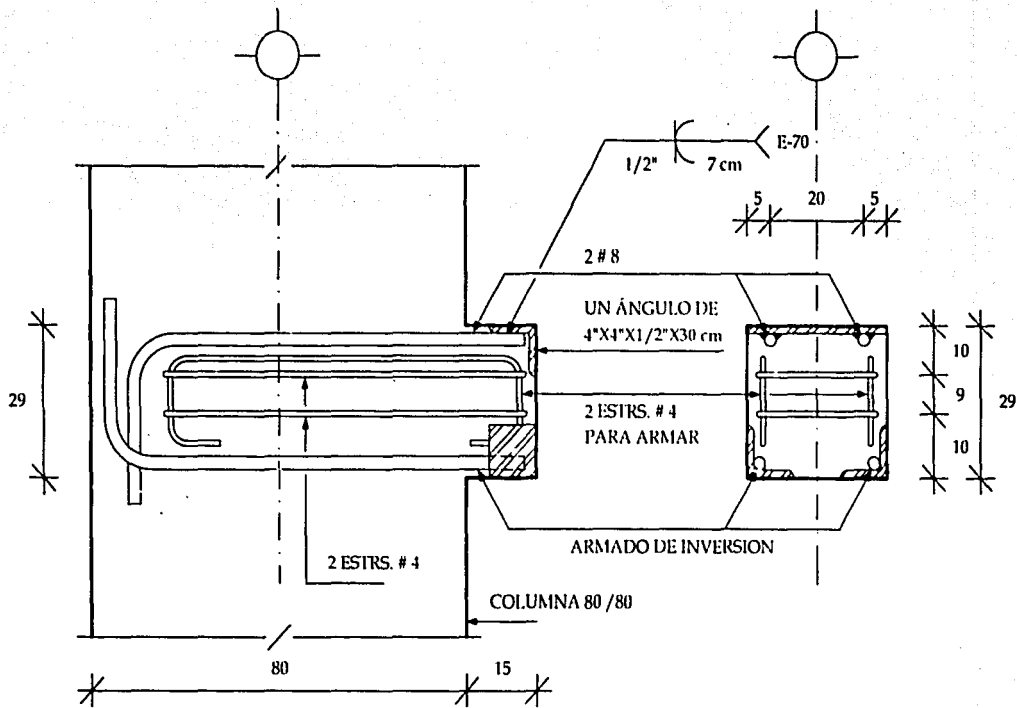
poniendo un cordón doble de soldadura

$$l_w = \frac{13.70}{2} = 6.85 \text{ cm} = 7.0 \text{ cm}$$

Cálculo del área de acero para los estribos horizontales.

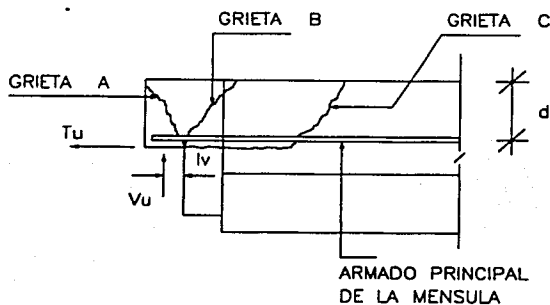
$$A_{vh} = \frac{A_{vf}}{2} = \frac{9.75}{2} = 4.88 \text{ cm}^2$$

Colocando 2 estribos del # 4 cerrados $A_s = 5.08 \text{ cm}^2$



ARMADO DE MÉNSULA DE COLUMNA EXTREMA

Diseño de la conexión Trabe-Columna (entrepiso).



Diseño de la ménsula de la trabe.

Datos:

Concreto $f'_c = 400 \text{ kg/cm}^2$

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

Ángulos y placas Acero A-36

Soldadura electrodo E-70

$h = 29 \text{ cm}$

$b = 30 \text{ cm}$

Factor de carga = 1.4 (4 / 3)

$V_u = 39.67 \text{ ton} = (9.64 + 11.61) 1.4 (4/3)$

$T_u = 7.93 \text{ ton} \quad \mu = 1.4$

Determinación de A_{vf} para las grietas A y B

$$A_{vf} = \frac{1}{\phi f_{yv}} \left[\frac{V_u}{\mu} + T_u \right]$$

$$A_{vf} = \frac{1}{0.85 \times 4200} \left[\frac{39670}{1.4} + 7930 \right] = 10.16 \text{ cm}^2$$

usando 2 vars. del # 8 $A_s = 10.14 \text{ cm}^2$

Determinación de A_{sh} para la grieta C.

$$A_{sh} = \frac{A_{vf} f_{yv}}{\mu f_{ys}}$$

$$A_{sh} = \frac{10.16 \times 4200}{1.40 \times 4200} = 7.26 \text{ cm}^2$$

usando 3 estribos del # 4 cerrados $A_s = 7.62 \text{ cm}^2$

Determinación de A_{vh} .

$$A_{vh} = \frac{A_{vf}}{2} = \frac{10.16}{2} = 5.08 \text{ cm}^2$$

usando 2 estribos del # 4 cerrados $A_s = 5.08 \text{ cm}^2$

Cálculo de la longitud de desarrollo para las varillas del # 8.

$$L_{db} = \frac{0.0594 A_{ss} f_y}{\sqrt{f'_c}} = \frac{0.0594 \times 5.08 \times 4200}{\sqrt{400}} = 63 \text{ cm}$$

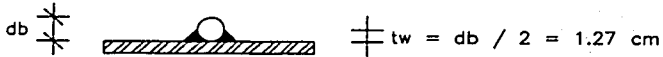
$$L_{db} = 0.00569 d_b f_y = 0.00569 \times 2.54 \times 4200 = 61 \text{ cm}$$

Por tratarse de varillas de lecho superior.

$$L_{db} = 1.4 l_{db} = 1.4 \times 63 = 88.2 \text{ cm} = 90 \text{ cm}$$

$$1.7 L_{db} = 1.7 \times 90 = 153 \text{ cm} = 160 \text{ cm}$$

Diseño de la soldadura.



$$T_w = \phi (1750) l_w t_w$$

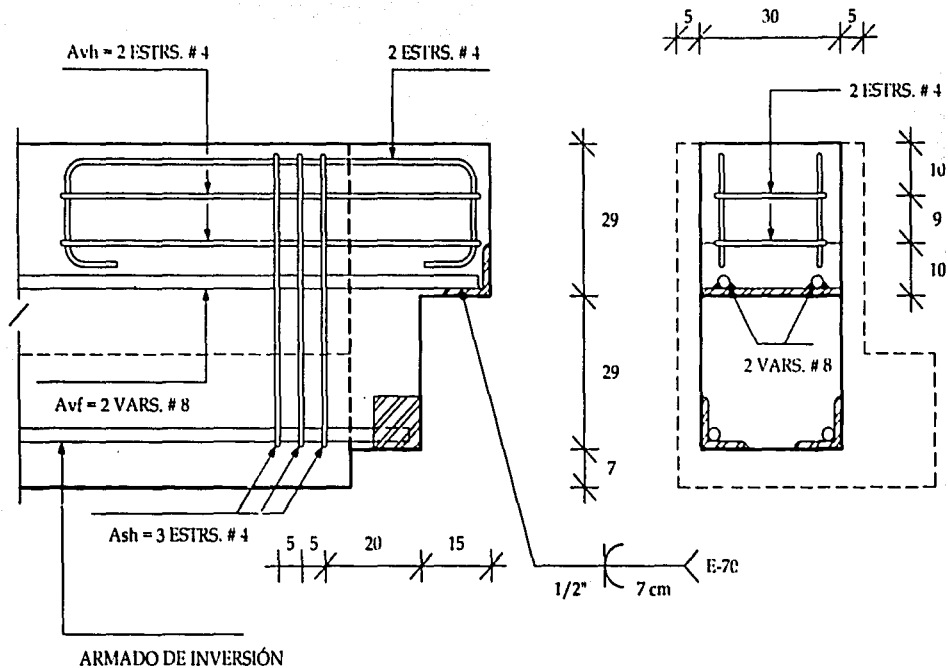
$$l_w = \frac{T_u}{1750 \phi t_w}$$

$$T_u = A_s f_y = 5.07 \times 4200 = 21294 \text{ kg}$$

$$l_w = \frac{21294}{1750 \times 0.70 \times 1.27} = 13.70 \text{ cm}^2$$

poniendo un cordón doble de soldadura

$$l_w = \frac{13.70}{2} = 6.85 \text{ cm} = 7.0 \text{ cm}$$

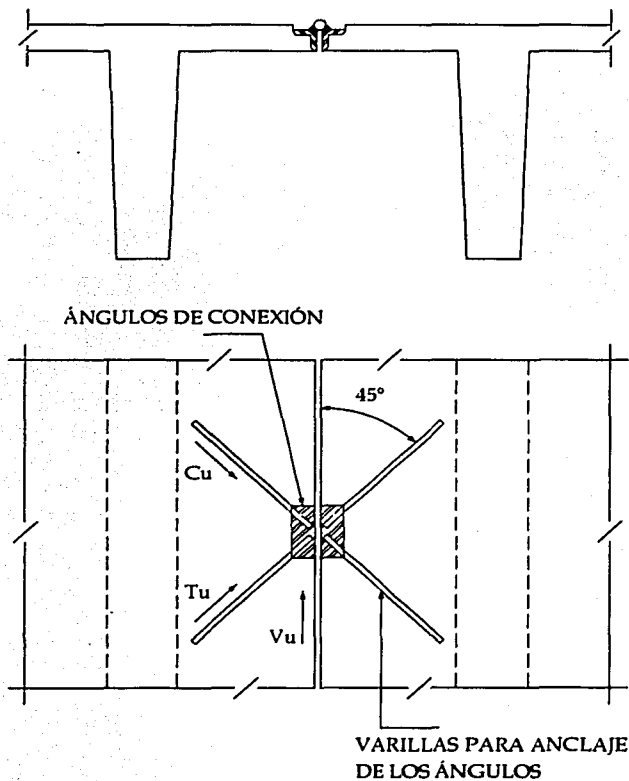


ARMADO DE MÉNSULA DE TRABE L DE ENTREPISOS

Diseño de la conexión entre losas prefabricadas TT.

La sección crítica se encuentra a 2.5 m del extremo de la planta del edificio.

Usaremos conectores a base de ángulos.



Datos:

$$\text{Acero } f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$$

Ángulos y placas Acero A - 36

Soldadura electrodo E - 70

$$\text{Factor de carga} = 1.1 \left(\frac{4}{3} \right)$$

$$V_u = 38.59 \text{ ton}$$

De la figura por equilibrio:

$$C_u = T_u = \phi f_y A_s$$

$$V_{uR} = (C_u + T_u) \cos 45^\circ$$

$$V_{uR} = 2 \phi f_y A_s \cos 45^\circ$$

$$\text{dónde } \phi = 0.9$$

Usando varillas del # 5

$$V_{uR} = 2 \times 0.9 \times 4\,200 \times 0.7071 \times 1.98 = 10\,584 \text{ kg}$$

$$\text{Número de conectores} = 38\,590 / 10\,584 = 3.6$$

Usaremos 4 conectores.

$$\text{Separación de los conectores} = 9.00 / 4 = 2.25 \text{ m}$$

Diseño de la soldadura.



$$tw = db / 2 = 0.79 \text{ cm}$$

$$T_w = \phi (1750) l_w t_w$$

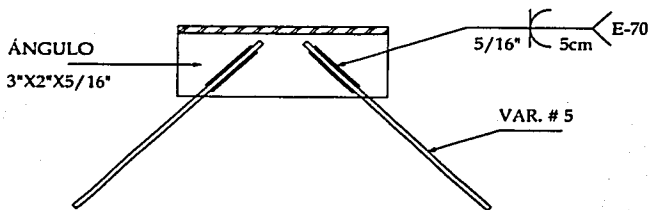
$$l_w = \frac{T_u}{1750 \phi t_w}$$

$$T_u = A_s f_y = 1.98 \times 4200 = 8316 \text{ kg}$$

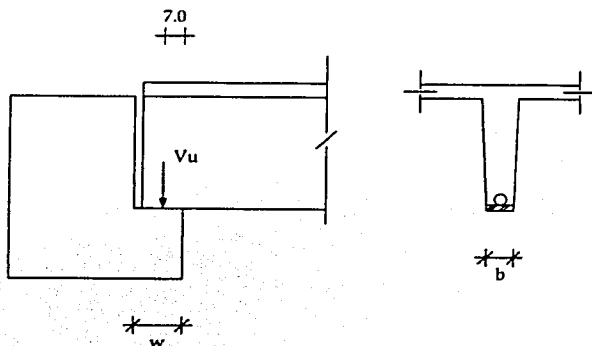
$$l_w = \frac{8316}{1750 \times 0.70 \times 0.79} = 8.59 \text{ cm}^2$$

usando doble cordón de soldadura

$$l_w = \frac{8.59}{2} = 4.30 \text{ cm} = 5.0 \text{ cm}$$



Diseño del accesorio de apoyo para la losa TT.



Datos:

Concreto $f'_c = 400 \text{ kg/cm}^2$

Acero $f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$

Ángulos y placas Acero A-36

Soldadura electrodo E-70

$$w = 14.0 \text{ cm}$$

$$s = 7.0 \text{ cm}$$

$$b = 7.0 \text{ cm}$$

factor de carga = 1.40 (4 / 3)

$$V_u = 4\,895 \times 1.4 \times 1.33 = 9\,114 \text{ kg}$$

Revisión del esfuerzo de aplastamiento para el apoyo de concreto simple.

Esfuerzo último de aplastamiento f_{bu}

$$f_{bu} = \phi 18.58 \sqrt{f'_c} \sqrt[3]{s/w}$$

$$\phi = 0.7$$

$$f_{bu} = 0.7 \times 18.58 \times \sqrt{400} \sqrt[3]{7/14} = 206.46 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_u \text{ disponible} = f_{bu} w b$$

$$V_u \text{ disponible} = 206.46 \times 14 \times 7.0 = 20\,233 \text{ kg}$$

$$V_u \text{ requerido} = 9\,114 \text{ kg}$$

$$V_u \text{ disponible} > V_u \text{ requerido}$$

Cálculo de A_{vf} .

$$A_{vf} = \frac{V}{\phi f_{yv} \mu}$$

$$\phi = 0.85 \quad \mu = 1.4$$

$$A_{vf} = \frac{9\,114}{0.85 \times 4\,200 \times 1.4} = 1.82 \text{ cm}^2$$

Usando una varilla del # 5 $A_s = 1.98 \text{ cm}^2$

Cálculo de la longitud de desarrollo de la varilla

$$L_{db} = 0.0594 A_s f_y / \sqrt{f'_c} \geq 0.006 d_b f_y \geq 30 \text{ cm}$$

$$L_{db1} = 0.06 \times 1.98 \times 4\,200 / \sqrt{400} = 25 \text{ cm}$$

$$L_{db2} = 0.006 \times 1.59 \times 4\,200 = 40 \text{ cm, rige}$$

$$L_{db} = 1.7 \times 40 = 68 \text{ cm}$$

Usaremos una placa de $e = 1/4''$ para anclar la varilla del # 5.

Cálculo de la longitud del cordón de soldadura.

Capacidad de la soldadura.

$$T_w = \phi (1750) l_w t_w$$

$$\phi = 0.70$$

usando soldadura $t_w = 1/4'' = 0.6 \text{ cm}$

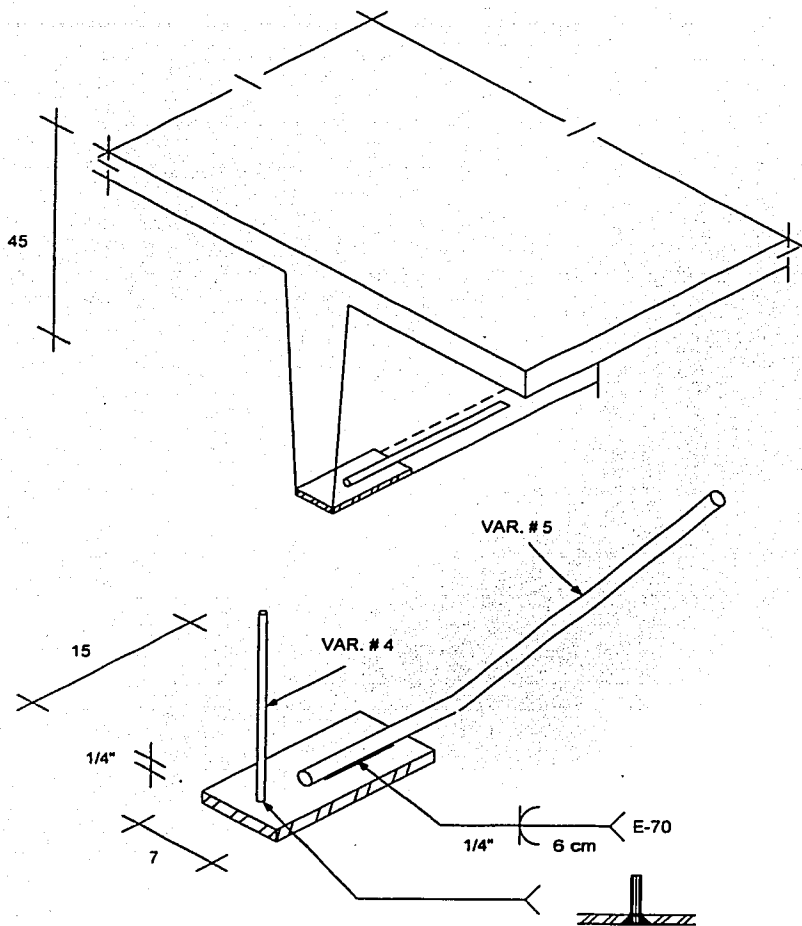
$$l_w = \frac{T_u}{1750 \phi t_w}$$

$$T_u = A_s f_y = 1.98 \times 4200 = 8316 \text{ kg}$$

$$l_w = \frac{8316}{1750 \times 0.70 \times 0.60} = 11.3 \text{ cm}^2$$

usando doble cordón de soldadura

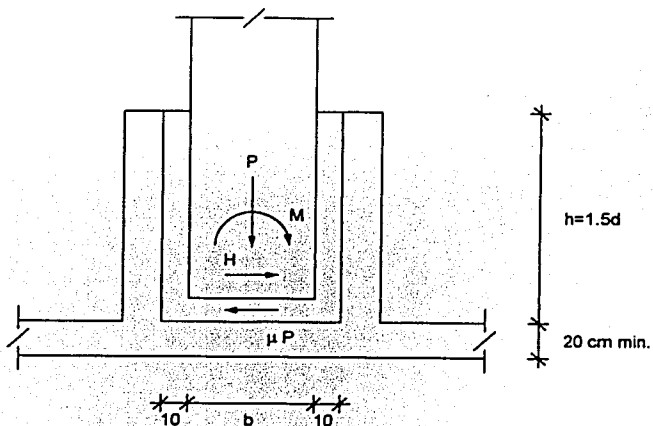
$$l_w = \frac{11.3}{2} = 5.70 \text{ cm} = 6.0 \text{ cm}$$



ACCESORIO APOYO TT

Diseño de la conexión Columna – Cimentación.

Diseño del dado de cimentación para la columna.



Datos:

$$P = 523.20 \text{ ton}$$

$$M = 12.64 \text{ t-m}$$

$$H = 18.82 \text{ ton}$$

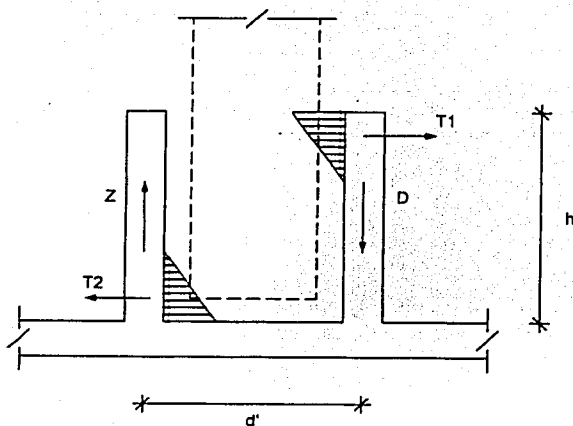
$$\text{Concreto } f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$f_s = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 80 \text{ cm}$$

$$d = 80 \text{ cm}$$



1.- Cálculo de la profundidad del dado.

$$h = 1.5 d = 1.5 \times 80 = 120 \text{ cm}$$

2.- Cálculo de M^* , H^*

$$M^* = 1.25 M - P d / 6$$

$$M^* = 1.25 \times 12.64 - 523.20 \times 0.8 / 6$$

$$M^* = -53.96 \text{ t-m, tomaremos el valor de } 15.80 \text{ t-m}$$

$$H^* = H - \mu P \geq 0$$

$$\mu = 0.3$$

$$H^* = 18.82 - 0.3 \times 523.20$$

$$H^* = -175.78 < 0, \text{ por lo tanto } H^* = 0$$

3.- Cálculo de T_1 y T_2 .

$$T_1 = H^* + \frac{3}{2} \frac{M^*}{h}$$

$$T_1 = \frac{3 \times 15.80}{2 \times 1.20} = 19.75 \text{ ton}$$

$$T_2 = H^* - \frac{3}{2} \frac{M^*}{h}$$

$$T_1 = - \frac{3 \times 15.80}{2 \times 1.20} = - 19.75 \text{ ton}$$

4.- Cálculo de $A_{se} (1)$ y $A_{se} (2)$.

$$A_{se} (1) = \frac{T_1}{2 f_s} = \frac{19750}{2 \times 2100} = 4.70 \text{ cm}^2$$

$$A_{se} (2) = \frac{T_2}{2 f_s} = \frac{19750}{2 \times 2100} = 4.70 \text{ cm}^2$$

usando 3 estribos del # 5 $A_s = 5.94 \text{ cm}^2$

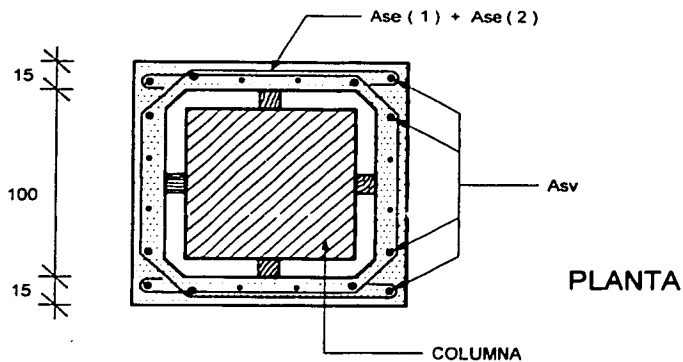
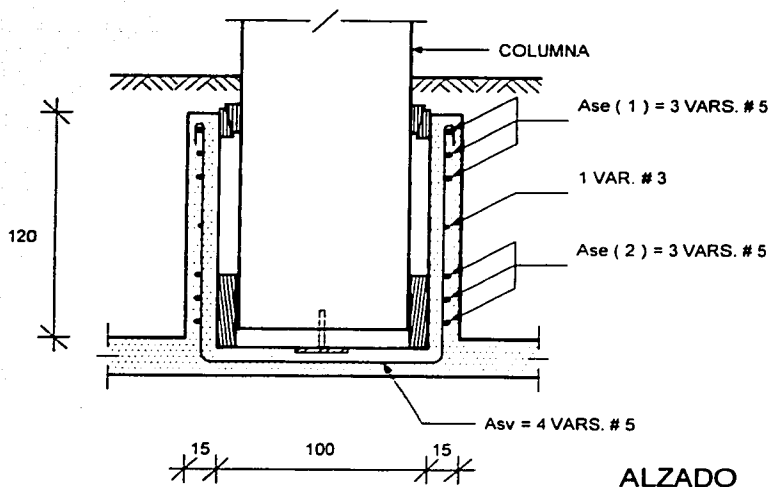
5.- Cálculo del refuerzo vertical.

$$D = Z = \frac{M^*}{d'} = \frac{15.80}{1.15} = 13.74 \text{ ton}$$

$$D = Z = A_{sv} f_s$$

$$A_{sv} = \frac{D}{f_s} = \frac{13\,740}{2\,100} = 6.54 \text{ cm}^2$$

usando 4 varillas del # 5 $A_{sv} = 7.92 \text{ cm}^2$



CONEXIÓN COLUMNA CIMENTACIÓN

CAPITULO VI

Conclusiones.

Conclusiones.

A través del desarrollo del presente estudio, se han pretendido mostrar las consideraciones necesarias par el diseño de un edificio con elementos de concreto prefabricado así como de sus conexiones y se ha visto que tanto el análisis de la estructura como el diseño de los elementos siguen las mismas bases y se apegan a los mismos reglamentos que cualquier otro tipo de estructura colada en sitio a excepción del diseño de conexiones las cuales requieren de un diseño especial.

A pesar de la desconfianza que se tiene en nuestro medio con respecto a las conexiones de este tipo de estructuras, se ha visto que son dúctiles y que proporcionan a la estructura los requisitos de seguridad necesaria para un buen comportamiento tanto para cargas de servicio como para cargas accidentales.

Por otra parte aunque las conexiones de elementos prefabricados son las que requieren mayor cuidado, se ha demostrado que no son demasiado complicadas y que no requiere de personal altamente capacitado para su producción.

El construir estructuras con elementos prefabricados tiene tanto ventajas como desventajas. Entre las primeras se tiene rapidez de construcción, mejor control de calidad de materiales y de los elementos, economía por reducción en el acero de refuerzo gracias al uso del acero de presfuerzo, mejor comportamiento de los elementos, claros mayores con peraltes menores, etc. Entre las desventajas se pueden mencionar problemas de transporte para elementos demasiado grandes, el uso de equipo especial de montaje el cual dependiendo del peso de los elementos y de las condiciones de montaje pueden encarecer la estructura, etc.

Sin embargo dado el crecimiento en el uso de este tipo de elementos, existe en el mercado una gran variedad de secciones estandarizadas adaptables a cualquier tipo de estructura ya sea un edificio de oficinas, una nave industrial, un puente, etc. los cuales se producen en moldes metálicos que reducen el costo de los elementos. Por otra parte las conexiones también han sido estandarizadas y simplificadas con el objeto de disminuir el tiempo de construcción de las estructuras.

El uso adecuado de estos elementos así como de sus conexiones nos puede llevar a diseñar estructuras económicas y confiables.

Referencias.

- ◆ **González Cuevas y Robles Fernández**
Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado.
Ed. Limusa Noriega Editores. 1996 México D. F.

- ◆ **Roberto Meli Piralla.**
Diseño Estructural.
Ed. Limusa Noriega Editores. 1985 México D. F.

- ◆ **Reglamento de las construcciones de Concreto Reforzado.**
(ACI 318 - 95).

- ◆ **Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, 1987.**

- ◆ **Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de**
estructuras de concreto. 1987.

- ◆ **Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo, 1987.**