

Nº 74  
2 EJ.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA  
DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

" PROYECTO DE UNA NAVE INDUSTRIAL CON  
APLICACION DEL CONCRETO PRESFORZADO "

**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

**I N G E N I E R O C I V I L**

**P R E S E N T A :**

ROGELIO MARTINEZ ORTIZ



MEXICO, D. F.,

1992

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



## **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 está 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.

## I N D I C E

### PROYECTO DE UNA "NAVE INDUSTRIAL" CON APLICACION DEL CONCRETO PRESFORZADO.

CAPITULO	I.- Preambulo.	1
CAPITULO	II.- Principios Fundamentales del Concreto Presforzado.	3
	1).- Ilustración del Principio del Presfuerzo.	4
	2).- Comportamiento de las vigas.	6
	3).- Formas de aplicar el Presfuerzo.	9
	4).- Sistemas Postensados.	17
	5).- Características del concreto.	21
	6).- Características del Acero del Presfuerzo.	29
CAPITULO	III.- Comportamiento y diseño de vigas de concreto Presforzado.	43
	1).- Revisión de esfuerzos.	44
	2).- Deflexiones.	48
	3).- Fuerza cortante.	49
CAPITULO	IV.- Proyecto.	52
	1).- Elección del Tipo.	52
	2).- Estructuración.	57
	3).- Solicitaciones.	59
	4).- Fuerzas sísmicas, cortante en cada piso.	62
	5).- Análisis estático, dinámico, por sismo por viento, por cargas verticales.	75
CAPITULO	V.- Diseño Estructural.	93
	1).- Diseño de elementos.	95
	2).- Revisiones.	99
	3).- Columnas.	119
CAPITULO	VI.- Zapata de cimentación.	125
CAPITULO	VII.- Conclusiones.	133

## CAPITULO I.

### P R E A M B U L O

A través de la historia del hombre, este ha tenido la necesidad, entre otras, el de buscar un refugio contra los elementos naturales. En el progreso y avance de la civilización, las ambiciones y deseos del hombre siempre exceden a sus posibilidades. A lo largo del tiempo, los ingenieros y maestros constructores se enfrentan en la determinación de las proporciones y dimensiones de sus construcciones, además de tener en cuenta el uso de los materiales que tiene a su disposición, empleo de técnicas de construcción y criterios que sean prácticos y económicos amén de ser seguros y en cierta forma, que resulten adecuadas y estéticas.

En la actualidad el ingeniero en estructuras tomará la dirección de la obra de ingeniería civil, tomando como antecedentes el planteamiento, dimensiones, tipo de obra y uso. A continuación tomará en consideración las soluciones posibles, los detalles más convenientes de los elementos estructurales. En la fase de la construcción, elegirá los materiales, equipo, personal, transporte, fabricación de los elementos de la obra.

En el diseño estructural aparecen otras necesidades, el de establecer las proporciones y dimensiones de las partes que forman a la estructura considerando las cargas que debe soportar, a través del análisis o cálculo de los esfuerzos a que estarán sometidos los materiales de construcción, como tensiones, deformaciones, reacciones que soportan a las cargas y finalmente, la elección de los materiales a modo de que sean los apropiados para resistir las solicitaciones.

Por otra parte, una elección importante, es decidir la forma estructural mas conveniente para satisfacer el objetivo de un diseño en particular, por lo que habrá que tomar en consideración varios tipos de estructuras posibles para elegir la mejor. Por ejemplo, puede elegirse a una estructura a una viga simplemente apoyada o doblemente empotrada, marcos o porticos, espacialmente en diseños de puentes o edificios.

El ingeniero en estructuras debe de analizar:

- 1.- Características de tensiones, deformaciones y flechas bajo carga.
- 2.- Respuestas y características vibratorias bajo cargas dinámicas
- 3.- Características de pandeo bajo cargas estáticas.
- 4.- Condiciones de equilibrio estático.
- 5.- Tomar en cuenta las relaciones entre tensiones y deformaciones del material en uso.
- 6.- Relaciones geométricas entre deformaciones y desplazamientos de puntos de la estructura.

Finalmente, en la solución de los problemas estructurales se requiere entre otros análisis, la combinación de ingenio y experiencia de todo el grupo de ingenieros en estructuras.

## CAPITULO II

### PRINCIPIOS FUNDAMENTALES DEL CONCRETO PRESFORZADO

La resistencia a tensión del concreto simple es muy inferior a su resistencia a compresión. Para poder emplear el concreto simple en elementos que deben resistir tensiones, es necesario encontrar una forma de suplir esta falta de resistencia en tensión. Se puede lograr esto colocando acero de refuerzo en las zonas de los elementos estructurales donde pueden aparecer tensiones, que es precisamente lo que se hace en el concreto reforzado convencional. Sin embargo, esta forma de proporcionar resistencia a la tensión presenta un inconveniente: aún cuando el refuerzo garantiza una resistencia adecuada, no impide el agrietamiento del concreto a niveles de carga relativamente bajas. Los efectos desfavorables de las grietas sobre la apariencia y la durabilidad de los elementos de concreto reforzado son bien conocidos. De ahí es que la eliminación del agrietamiento haya constituido siempre una de las principales preocupaciones de los proyectistas. Aunque ha habido diversos intentos para resolver el problema, la contribución más importante a su solución suele atribuirse al ingeniero francés Eugenio Freyssinet, que convirtió en realidad práctica la idea de presforzar los elementos de concreto reforzado. Según Freyssinet presforzar un elemento estructural consiste en crear en él, por algún procedimiento, antes o al mismo tiempo que la aplicación de las acciones exteriores, esfuerzos tales que, al combinarse con los esfuerzos correspondientes a las cargas exteriores, anulen los esfuerzos de tensión o los mantengan menores que los esfuerzos permisibles de los materiales empleados. En otras palabras, lo que pretendía Freyssinet era eliminar totalmente las tensiones en el concreto, introduciendo una fuerza que creará esfuerzos de compresión que anulen los esfuerzos de tensión.

Este concepto inicial del presfuerzo se ha ido modifican-

do con el tiempo. T. Y. Lin, sugiere que presforzar significa la creación intencionada de esfuerzos, no para eliminar tensiones exclusivamente, sino para mejorar el comportamiento general de la estructura. El presfuerzo se utiliza para controlar no solamente el estado de agrietamiento sino también el estado de deformación. De acuerdo con los criterios modernos de diseño, incluso no se considera imprescindible eliminar totalmente el agrietamiento. Así, el concreto presforzado puede concebirse simplemente como una modalidad del concreto reforzado ordinario, constituyendo el presfuerzo una sollicitación artificial que introduce el proyectista en los elementos estructurales para alcanzar alguna finalidad que se estima ventajosa.

## 2.- ILUSTRACION DEL PRINCIPIO DEL PRESFUERZO.

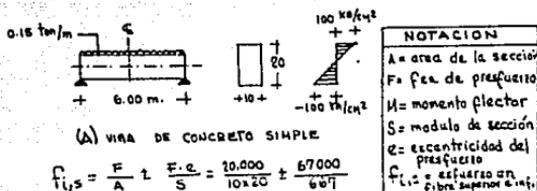
El principio del presfuerzo puede ilustrarse en forma elemental con los siguientes ejemplos. Considérese una viga de sección rectangular libremente apoyada de concreto simple, como la mostrada en la Fig. 1-a. Suponiendo un comportamiento elástico, debido a la acción de la carga exterior la viga quedará sujeta en su sección crítica a esfuerzos de compresión y de tensión en sus fibras extremas de  $100 \text{ kg/cm}^2$ . Evidentemente el concreto no puede resistir esos esfuerzos de tensión de esta magnitud. Pero si a la misma viga de concreto se le aplica una fuerza axial de 20 toneladas, que produce esfuerzos de tensión en la fibra inferior se anulan, aunque los esfuerzos de compresión en la fibra superior se incrementen a  $200 \text{ kg/cm}^2$  de compresión (Fig. 1-b). En la Fig. 1-c se muestra la misma viga de concreto, pero con una fuerza de compresión igual a la mitad de la fuerza axial del caso anterior, aplicada en el límite del núcleo central. De esta forma la fuerza produce un momento de signo contrario al producido por las cargas exteriores en la sección crítica. Las tensiones en la fibra inferior también se anulan, pero los esfuerzos de compresión en la fibra superior son iguales a la mitad de los esfuerzos correspondientes en la viga de la Fig. 1-b.

De lo anterior se deduce que para presforzar una viga de concreto se debe aplicar una fuerza cuya magnitud depende de la excentricidad de la fuerza de presfuerzo con respecto al eje neutro. Cuanta mayor es la excentricidad, menor es la fuerza de presfuerzo.

$$M = \frac{0.15 \times 6^2}{8} = 0.67 \text{ T} \cdot \text{m}$$

$$S = \frac{1}{6} \times 10 \times 20^3 = 667 \text{ cm}^3$$

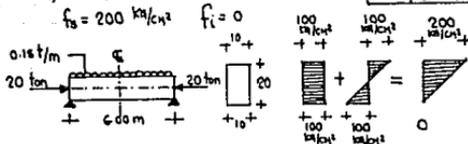
$$f_{i,s} = \frac{M}{S} = \frac{67000}{667} = 100 \text{ kg/cm}^2$$



(A) VIGA DE CONCRETO SIMPLE

$$f_{i,s} = \frac{F}{A} \pm \frac{F \cdot e}{S} = \frac{20,000}{10 \times 20} \pm \frac{67000}{667}$$

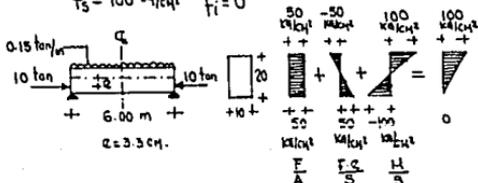
$$f_s = 200 \text{ kg/cm}^2 \quad f_i = 0$$



(B) VIGA CON PRESFUERZO AXIAL

$$f_{i,s} = \frac{F}{A} \pm \frac{F \cdot e}{S} \pm \frac{M}{S} = \frac{10000}{10 \times 20} \pm \frac{10000 \times 3.3}{667} \pm \frac{67000}{667}$$

$$f_s = 100 \text{ kg/cm}^2 \quad f_i = 0$$



(C) VIGA CON PRESFUERZO EN EL LIMITE DEL NUCLEO CENTRAL

FIG. 1. ILUSTRACION DEL PRINCIPIO DEL PRESFUERZO

requerida.

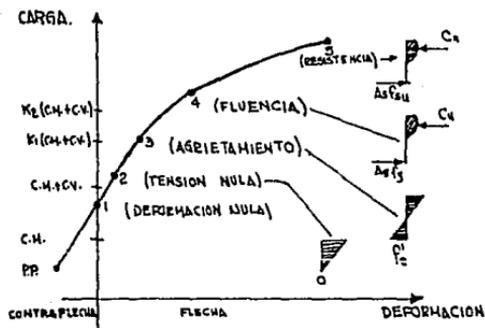
### 3.- COMPORTAMIENTO DE VIGAS DE CONCRETO PRESFORZADO Y CRITERIOS DE DISEÑO.

En general, una viga de concreto presforzado con presfuerzo excentrico tiene una curva carga-deformación como la representada en la Fig. 2. La curva tiene un tramo prácticamente recto y uno curvo. El tramo recto, que indica un comportamiento lineal, se inicia en la región de deformaciones negativas, lo que significa que, debido a la acción del presfuerzo, se producen deformaciones hacia arriba (contraflechas), que son contrarrestadas totalmente por el peso propio y algún porcentaje de la carga total.

El punto 1 de la curva representa la condición de deformación nula en que las deformaciones correspondientes a las cargas exteriores quedan totalmente equilibradas por las producidas por el presfuerzo. Esta condición se presenta, por ejemplo, cuando la combinación de los esfuerzos debidos a cargas exteriores y al presfuerzo produce un bloque de esfuerzos uniformes en todas las secciones de la viga.

El punto 2 de la curva resulta cuando en la fibra inferior de la viga los esfuerzos de tensión son nulos. Por mucho tiempo los reglamentos de concreto presforzado consideraron que no debían excederse dichos esfuerzos de tensión.

Si la carga se incrementa, se llega al punto 3, correspondiente a la carga de agrietamiento, que se presenta cuando los esfuerzos de tensión en la fibra inferior de la sección crítica coinciden con el módulo de rotura de concreto. Este es un punto notable en el comportamiento de los elementos de concreto presforzado debido a que corresponde a la iniciación del agrietamiento. Una vez sobrepasada la carga de agrietamiento, las deformaciones dejan de ser proporcionales a las cargas y la curva carga-deformaciones exhibe un quiebre marcado.



$A_s$  = AREA DEL ACERO DE PRESTUERO

P.R. = PESO PROPIO

C.M. = CARGA MUERTA

C.V. = CARGA VIVA

$K_1$  y  $K_2$  = CONSTANTES

$f_c^t$  = MODULO DE ROTURA A TENSION DEL CONCRETO.

$f_{s4}$  = ESFUERZO ULTIMO EN EL ACERO

"NOTA"

LOS DIAGRAMAS DE LOS PUNTOS 2 y 3 REPRESENTAN

VARIACIONES DE ESFUERZOS, LIS DE LOS PUNTOS 4 y 5

MUESTRAN LAS FUERZAS DEL PAR INTERNO.

FIG. 2. - RELACIONES CARGA-DEFORMACION  
EN UNA VIGA PRESFORZADA.

El punto 4 corresponde a la carga que hace que el acero alcance su esfuerzo de fluencia.

El punto 5 representa la resistencia de la sección, es decir, su capacidad máxima en flexión.

En la gráfica se indican sobre el eje vertical diversos estados de carga típicos correspondientes a distintos estados de deformación y agrietamiento.

Idealmente, el diseño de elementos de concreto presforzado debe basarse en el conocimiento de la curva completa carga-deformación. Si se puede predecir esta curva, el proyectista está en condiciones de dimensionar la viga de manera que cuente con un grado de seguridad a la ruptura predeterminada y que tenga un comportamiento adecuado bajo cargas de servicio que debe soportar, tendrá una idea de grado de seguridad con que cuenta. Conociendo las relaciones entre las cargas y las deformaciones para distintos niveles de carga, puede mantener las deformaciones probables de la viga dentro de valores convenientes. Análogamente puede lograr que el agrietamiento no exceda unos límites que se consideren aceptables.

Debe señalarse que un problema de especial dificultad en el estudio del comportamiento de elementos estructurales presforzados es la predicción de las variaciones que experimenta el presfuerzo inicialmente aplicado, al transcurrir el tiempo, como resultado de las características plásticas del concreto y del acero.

Los reglamentos de diseño suelen dar recomendaciones específicas para el grado de seguridad requerido en distintas condiciones. Además, suelen dar normas respecto a las deformaciones y agrietamientos admisibles en distintas situaciones. Es frecuente también que los reglamentos especifiquen determinados esfuerzos permisibles que no deben excederse bajo ciertas condiciones de distintos tipos. Esto es una forma indirecta de lograr un grado de seguridad razonable y de evitar agrietamientos. El criterio de diseño basado en esfuerzos permisibles es todavía muy común, pero no concibe la posibilidad de desarrollar métodos de diseño basados ex-

clusivamente en condiciones de resistencia, agrietamiento y deformación.

#### 4.- FORMAS DE APLICAR EL PRESFUERZO

El presfuerzo suele aplicarse por medio de elementos de acero de alta resistencia llamados tendones. Menos frecuentemente el presfuerzo se crea por medio de gatos. En los inicios siguientes se describen los sistemas más comúnmente utilizados para aplicar presfuerzo.

##### 4.1 Sistemas pretensados

En los sistemas pretensados los tendones se tensan antes del colado de los elementos, anclándolos en muertos de anclaje especiales. Cuando el concreto ha alcanzado suficiente resistencia, se cortan los tendones, que quedan anclados en las piezas de concreto por adherencia. Los tendones, al tender a recuperar sus dimensiones originales, crean un estado de esfuerzos de compresión en el elemento.

Los sistemas pretensados se prestan a la producción de elementos estructurales estandarizados. En general el tamaño de las piezas no suele alcanzar proporciones muy grandes debido a los problemas de transporte desde los centros de producción a la obra.

Las instalaciones para la producción de elementos pretensados pueden ser de características muy distintas. Fundamentalmente consisten en una mesa donde se fabrican los productos, muertos de anclaje, moldes, gatos para tensar los tendones, grúas para el manejo de los productos prefabricados de concreto, moldes y equipo especial para el manejo de tendones. En algunas ocasiones también se cuenta con plantas de vapor para reducir la duración de los ciclos de fabricación por medio de curado acelerado.

4.1.1.- Mesas de colado y muertos de anclaje. Las mesas de colado para la producción de elementos pretensados pueden tener caracterís

ticas muy variables, dependiendo de la naturaleza de los productos por fabricar, la magnitud de las fuerzas de presfuerzo para las que haya que proporcionar anclaje, y las propiedades del suelo sobre el que deben apoyarse. Un aspecto fundamental es el de reducir al mínimo los movimientos diferenciales de las instalaciones con el fin de evitar tener que hacer ajustes frecuentes para conservarlas debidamente niveladas.

El dimensionamiento de las mesas se basa en la aplicación de los principios de la ingeniería estructural y de la mecánica de suelos. En la Fig. 3 se muestra esquemáticamente una instalación -

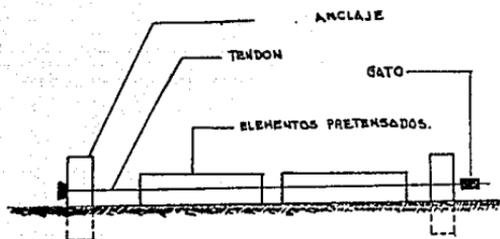


FIG. 3.- ESQUEMA DE UNA MESA DE COLADO PARA LA PRODUCCION DE ELEMENTOS PRETENSADOS.

típica. La longitud de las mesas oscila entre 40 m. y 200 m. aproximadamente, pudiéndose considerar 100 m. como un valor promedio. -- Pueden distinguirse tres tipos de mesas de colado: mesas fijas, mesas portátiles y moldes que actúan como mesas.

#### Mesas fijas

muertos de anclaje que resisten por sí solos todas las fuerzas de presfuerzo (Fig. 4-a). En esta alternativa los muertos resisten las fuerzas de presfuerzo exclusivamente por su peso -- propio y las reacciones del terreno, pudiéndose incluir entre

éstas el empuje pasivo y la fricción entre el muerto y el suelo. La losa no tiene más función que la de proporcionar una superficie de trabajo. Un inconveniente de esta alternativa es que la losa y los muertos pueden tener movimientos relativos entre sí de importancia, que pueden ocasionar dificultades en la producción. Sin embargo, cuando el terreno es bueno, es una de las soluciones más convenientes por su sencillez.

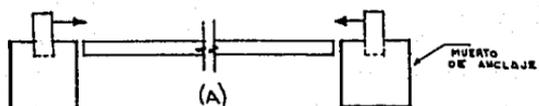
Muertos de anclaje piloteados (Fig. 4-b).- Una variante de la alternativa anterior consiste en proporcionar estabilidad a los muertos de anclaje por medio de pilotes. Esta solución puede ser adecuada en caso de que los terrenos sean malos. La losa tampoco aquí cumple una función estructural.

La losa actúa como una columna (Fig. 4-c).- Las dimensiones de los muertos de concreto pueden disminuirse si se hace que la losa que forma la mesa actúe como una columna con capacidad suficiente para transmitir las cargas de presfuerzo. También en este caso puede haber movimientos relativos que ocasionen problemas de fabricación, como en la mesa descrita. Deben investigarse los efectos de esbeltez bajo la acción de las fuerzas de presfuerzo, aunque por regla general el peso propio de la losa es suficiente para que esto no constituya un problema.

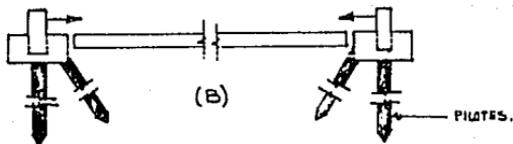
Losa monolítica con los muertos de anclaje (Fig. 4-d).- En estos casos la losa y los muertos de anclaje forman un conjunto monolítico. La ventaja de este tipo de solución es su gran rigidez, quedando reducidos a un mínimo los problemas debidos a movimientos diferenciales. Esta variante está indicada cuando el terreno es malo.

#### Mesas portátiles:

En algunas situaciones puede ser interesante hacer una planta provisional cerca de la obra donde se van a consumir productos prefabricados. Esto se justifica cuando no existen plantas de



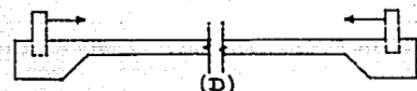
LOS MUERTOS DE ANCLAJE RESISTEN  
POR SI SOLOS TODAS LAS FUERZAS  
DE PRESFUERZO.



MUERTOS DE ANCLAJE CON PILOTES.



EL FIRME ACTUA COMO COLUMNA.



LOSA MONOLITICA CON LOS  
MUERTOS DE ANCLAJE.

FIG. 4.- TIPOS DE MESAS FIJAS.

prefabricación próximas y cuando el volumen de la obra es lo suficientemente importante. Para que resulten económicas estas plantas deben estar constituidas por elementos recuperables en el mayor grado posible, con el fin de que puedan utilizarse repetidas veces en obras distintas y se reduzcan así los costos de amortización. Se han propuesto muchas variantes de mesas portátiles para presfuerzo, algunas de las cuales se describen a continuación:

Mesas de elementos precolados que se unen por medio de tendones de presfuerzo (Fig. 5). Las piezas o dovelas que constituyen las mesas de hacen de un tamaño que puedan transportarse fácilmente. Pueden unirse por medio de tendones de presfuerzo alojados en ductos provistos en las piezas. Una vez terminada la obra, este tipo de mesa puede desmontarse fácilmente para su transporte a otro lugar. En esta alternativa las dovelas resisten las fuerzas de presfuerzo al mismo tiempo que proporcionan una superficie de trabajo.

#### Moldes con capacidad para resistir las fuerzas de presfuerzo.

Una solución que puede resultar conveniente en algunos casos consiste en utilizar moldes que tengan suficiente resistencia para que las fuerzas de presfuerzo puedan anclarse contra los moldes mismos. Dos variantes posibles son las siguientes:

- a).- Moldes de concreto forrados de lámina (Fig. 7).- Algunos elementos estándar pueden fabricarse en moldes de concreto forrados de lámina. La lámina, que se utiliza únicamente para asegurar un buen acabado, puede ser de calibre relativamente bajo. Las fuerzas de presfuerzo son resistidas por el concreto. Suelen preverse ductos para vapor o agua caliente para acelerar el fraguado.

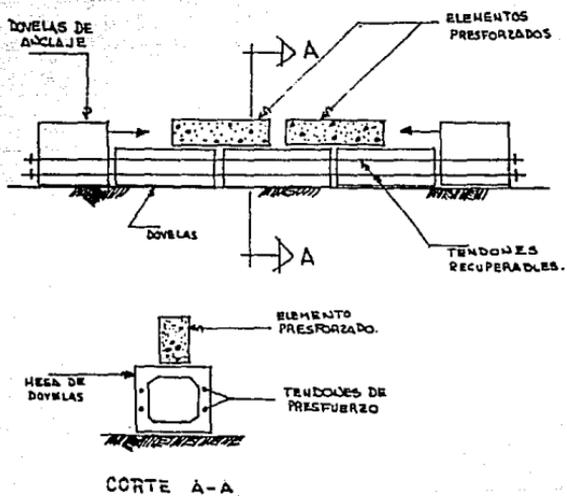


FIG. 5.- MESA DESMONTABLE Y TRANSPORTABLE DE DOVELAS PRECOLADAS.

- b).- Moldes metálicos (Fig. 8).- También es posible hacer moldes metálicos que tengan suficiente rigidez para resistir las --- fuerzas de presfuerzo por sí solos. Esta solución suele ser cara, pero tiene la ventaja de que puede desmontarse y transportarse de un lado a otro sin gran costo, debido a su ligereza.

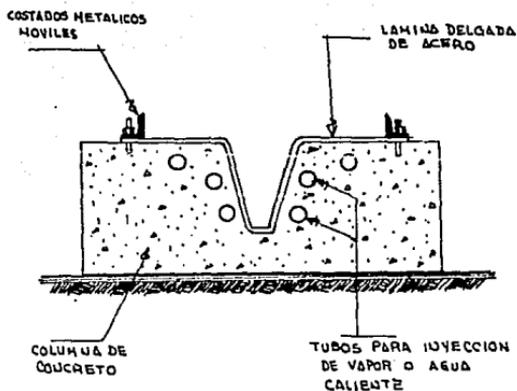
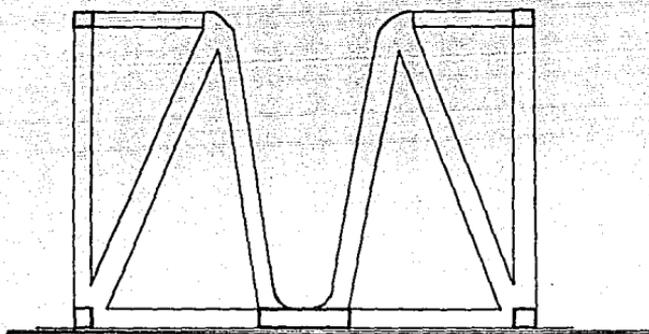


FIG. 7.- MOLDE DE CONCRETO FORRADO DE LAMINA



CORTE TRANSVERSAL

(Fig - 8)

MOLDE METALICO CON CAPACIDAD PARA RESISTIR  
EL PRESFUERZO.

#### 4.2.- Sistemas postensados.

En los sistemas postensados el concreto se cuela o se deposita en los moldes antes del tensado de los tendones. El tensado se efectúa por medio de gatos hidráulicos que reaccionan contra el concreto. Esta operación puede hacerse desde un solo extremo, como se indica en los croquis de la Fig. 16, anclando el tendón por medio de un dispositivo especial en el extremo contrario, o puede tensarse desde ambos lados por medio de dos gatos.

Al fabricar la pieza, los tendones se alojan dentro de ductos colocados en forma conveniente, que evitan que queden adheridos al concreto durante la operación del tensado. En algunos casos se forman ductos dentro de los elementos de concreto por medio de mangueras o algún otro sistema, y los tendones se enhebran en los ductos después de que el concreto ha endurecido.

Una vez tensados los elementos, en la mayoría de los casos se inyecta lechada en los ductos para que en condiciones de servicio exista adherencia entre los tendones y el concreto. Cuando se ha aplicado la deformación necesaria al tendón, los gatos se retiran y los tendones quedan anclados por medio de dispositivos especiales. Las trayectorias de los tendones pueden ser rectas o curvas, como se indican en la Fig. 17. Los diversos tipos de anclaje que se utilizan en los sistemas postensados pueden consistir en uno de los cuatro procedimientos siguientes, o en alguna combinación de ellos.

- 1.- Aprovechando el principio de la cuña así como la fricción entre las cuñas y los tendones.
- 2.- Aprovechando directamente el tendón sobre una placa por medio de un enrosamiento formado en el extremo de los tendones.
- 3.- Usando dispositivos a base de rosca.
- 4.- Doblando los tendones.

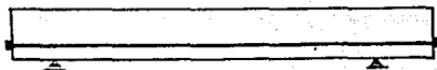


TENSADO POR UN EXTREMO.

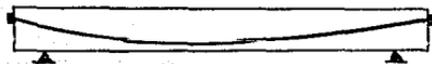


TENSADO POR AMBOS EXTREMOS.

FIG. 16.- TENSADO DE UN ELEMENTO POSTENSADO  
POR UN EXTREMO Y POR AMBOS EXTREMOS.



CABLES POSTENSADOS RECTOS



CABLES POSTENSADOS CURVOS

FIG. 17.- TRAYECTORIAS DE TENSOSES EN  
ELEMENTOS POSTENSADOS.

### Comparación entre pretensado y el postensado

La elección de uno u otro sistema de presfuerzo está condicionado por consideraciones técnicas y económicas y dependerá de las circunstancias particulares de cada caso. En los párrafos siguientes se revisan algunos de los factores que deben tenerse en cuenta al comparar alternativas se reseñan en los párrafos siguientes.

El pretensado, que por lo general requiere instalaciones bastante costosas, es apropiado para la fabricación de elementos estándar en forma repetitiva. La posibilidad de utilizar sistemas altamente industrializados puede significar economías importantes siempre que el volumen de fabricación sea lo suficientemente grande y uniforme. El tamaño de los elementos suele quedar limitado por consideraciones de manejo en la planta y de transporte. Las desventajas esenciales son el alto monto de las inversiones en equipo, el costo de transporte y montaje y la dificultad de lograr uniones adecuadas entre los elementos prefabricados en algunos casos.

El postensado implica costos adicionales por concepto de anclaje, ductos e inyecciones de ductos. Se presta a la construcción de estructuras monolíticas de grandes proporciones. Así garantiza el control sobre deformaciones que quedan por hacer y el uso del presfuerzo es común alcanzar claros de más de 100 metros en estructuras postensadas para puentes y techos.

## Apliación del Concreto Presforzado.

### Características del Concreto:

Las propiedades fundamentales que es necesario revisar para el diseño de elementos de concreto presforzado son las siguientes:

- 1.- Resistencia a la compresión
- 2.- Características esfuerzo-deformación
- 3.- Módulo de elasticidad
- 4.- Flujo plástico y contracción
- 5.- Resistencia a la tensión

#### 1.- Resistencia a la compresión:

En la producción de elementos de concreto presforzado debe controlarse en una forma adecuada la resistencia del concreto, para ello se debe inspeccionar no solamente la calidad sino la uniformidad del producto ya que las propiedades mecánicas del concreto están relacionadas con la resistencia a la compresión y esta característica es la que recibe principal atención para el control del producto terminado, por otra parte el  $f'_c$  o sea la resistencia del concreto a la compresión a los 28 días en probetas cilíndricas de 15 cm. de diámetro por 30 cm. de altura es el índice de resistencia básico para el concreto y sirve para conocer indirectamente otras propiedades como son el módulo de elasticidad, la resistencia a la tensión del concreto, etc.

La importancia de la uniformidad del concreto es debido a las variaciones que pueden manifestarse en diferencias de flechas y contraflechas y por ello salirse de las tolerancias usuales. Es por esto que el concreto presforzado ya sea pretensado o postensado re-

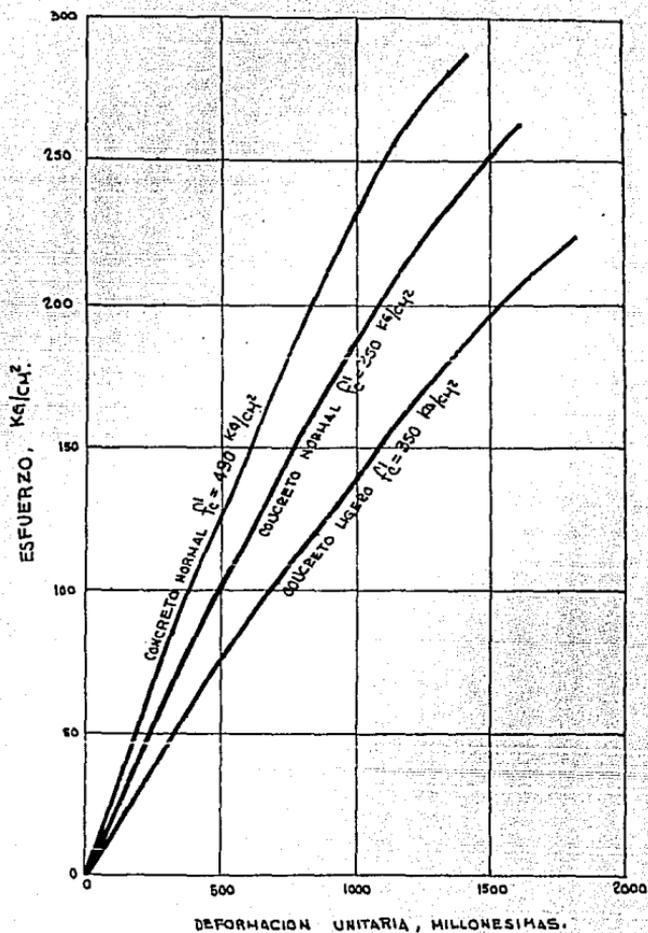


FIG. 1.- CURVAS TÍPICAS ESFUERZO-DEFORMACION DEL CONCRETO.

quiere de un alto control en la fabricación del concreto. Las resistencias usuales para concreto presforzado varían desde - - - - - 300 kg/cm<sup>2</sup>. hasta 500 kg/cm<sup>2</sup>. y existe la tendencia de ir aumentando la resistencia con el empleo de mejores equipos y técnicas de producción avanzadas. En los E. U. es común en elementos para cubiertas utilizar concretos con agregados ligeros, en la actualidad en nuestro medio se tiene poca experiencia en este campo.

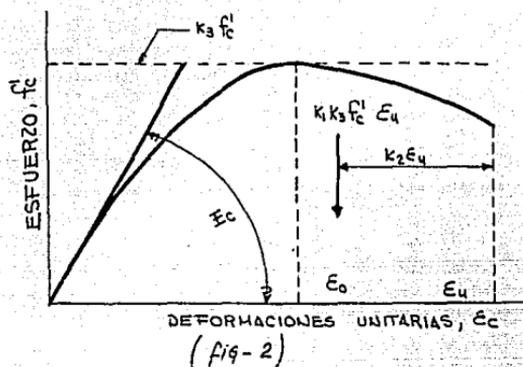
## 2.- Relación curva esfuerzo-deformación:

En la Fig. 1 se muestran varias curvas esfuerzo-deformación obtenidas de una prueba ordinaria de un cilindro, la falla se presenta bajo una deformación unitaria aproximadamente de 0.002, -- por otro lado, las mediciones en la deformaciones unitarias en columnas y vigas han indicado deformaciones unitarias de compresión a la falla mucho mayores. En la Fig. 2 se presenta la gráfica esfuerzo-deformación idealizada del concreto que se utiliza en el diseño en la que se indican las diversas constantes tal como en el módulo de elasticidad  $E_c$ ; el esfuerzo máximo relacionado con la resistencia del elemento de prueba  $k_3 f'_c$ , la deformación unitaria correspondiente al esfuerzo máximo  $e_o$ ; la deformación última  $e_u$ , y el área bajo la curva  $k_1 k_3 f'_c e_u$  y la localización del centroide  $k_2 e_u$ . Los ensayos indican que todas estas constantes están en función de la resistencia del concreto a excepción de  $e_o$  que permanece aproximadamente constante.

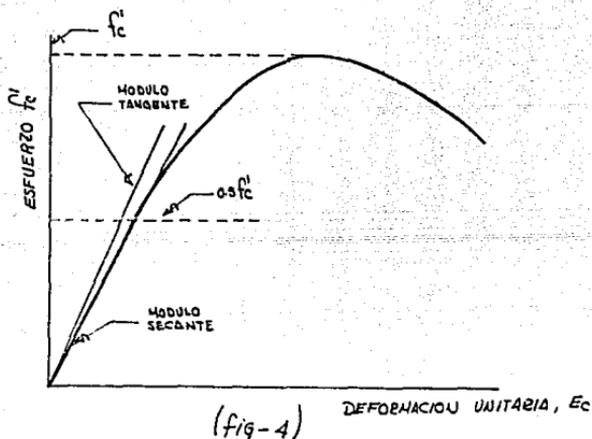
Las relaciones de estas constantes con la resistencia del concreto se muestran en la Fig. 3

## 3.- Módulo de Elasticidad:

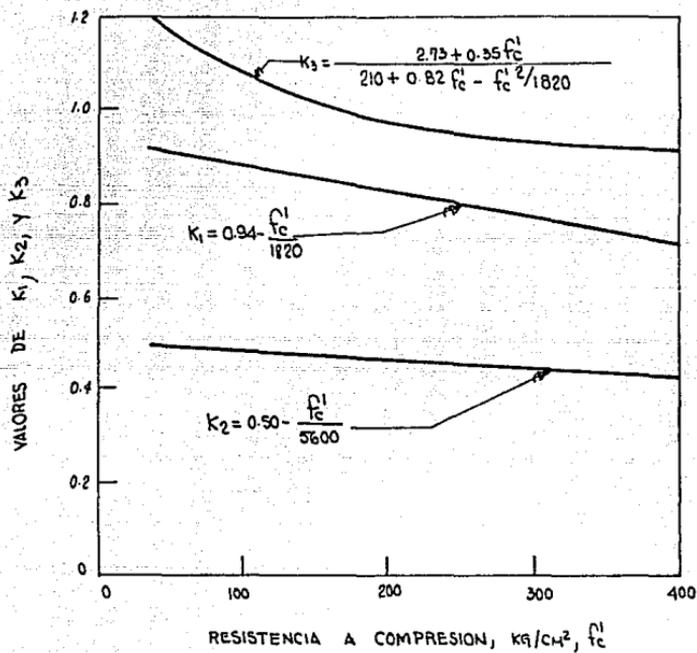
Debido a que el concreto no es un material elástico, no se puede establecer un módulo de elasticidad que actúe una relación lineal en la Fig. 4 se indican dos módulos, el módulo tangente y el módulo secante que para concretos de mediana resistencia difieren en forma importante pero para concretos de alta resistencia no existe gran diferencia.



CURVA GENERALIZADA ESFUERZO - DEFORMACION  
DEL CONCRETO.



DEFINICIONES DE LOS MODULOS ELASTICOS.



(FIGURA - 3)

FACTORES DE RESISTENCIA MAXIMA DEL CONCRETO.

Para la Ciudad de México, el problema del módulo de elasticidad se agrava debido a que con el empleo de algunos agregados andesíticos se obtienen menores módulos de elasticidad que los que resultan de las formulas del ACI-63, y del Reglamento del Distrito Federal.

El problema del módulo de elasticidad es importante en elementos de concreto presforzado para el control de deformaciones, y es donde el proyectista debe analizar con cuidado todas las etapas de carga en que un elemento presforzado esta sujeto ya que veros posteriormente que además de las deformaciones instantaneas debidas a las cargas exteriores y al presfuerzo, en el cemento se presentan los fenómenos del flujo plástico y la contracción que producen deformaciones inelásticas diferidas.

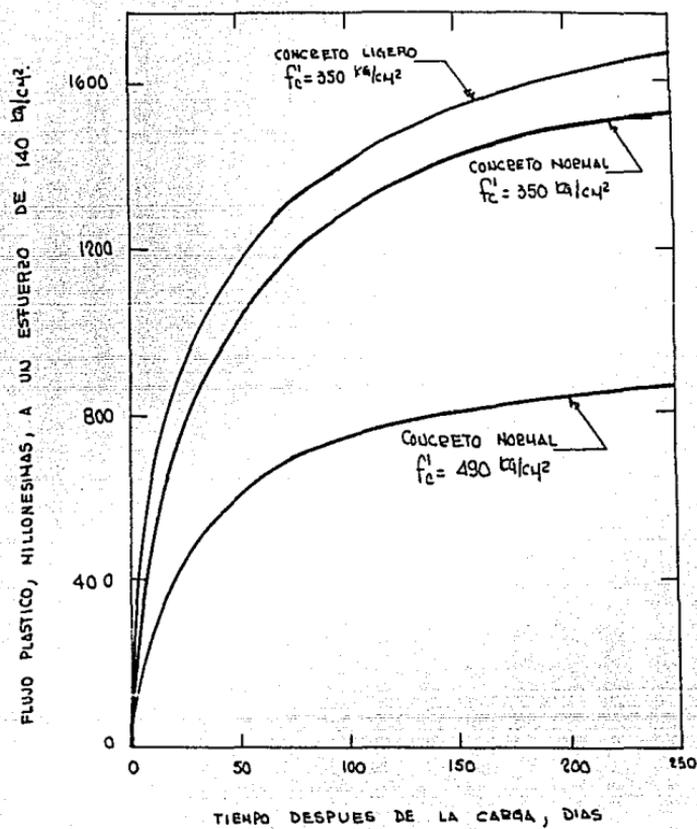
#### 4.- Flujo plástico y Contracción.

El flujo plástico es un fenomeno que se produce en el concreto, se traduce en un aumento en la deformación con el tiempo bajo una carga constante. A esfuerzos normales de trabajo el flujo plástico es proporcional a los esfuerzos unitarios aplicados, pero en condiciones de cargas extraordinarias dicha proporcionalidad no se mantiene.

La contracción se define como las deformaciones que se presentan debido al proceso de hidratación que sufre un elemento de concreto con respecto al tiempo.

La curva deformación unitaria-tiempo para flujo plástico y contracción es exponencial, es decir tempranas se producen deformaciones grandes disminuyendo dicha deformación a medida que se aumenta la edad. Para efectos de diseño es suficiente considerar ambos efectos hasta los 28 días, porque en cualquier tiempo dichas deformaciones todavía aumentan en forma continua en un tiempo ilimitado.

Los factores que tienden a aumentar el flujo plástico y contracciones son, una alta relación agua-cemento excesivos reveni-



(Fig. - 5)

CURVAS TIPICAS DEL FLUJO PLASTICO  
DEL CONCRETO.

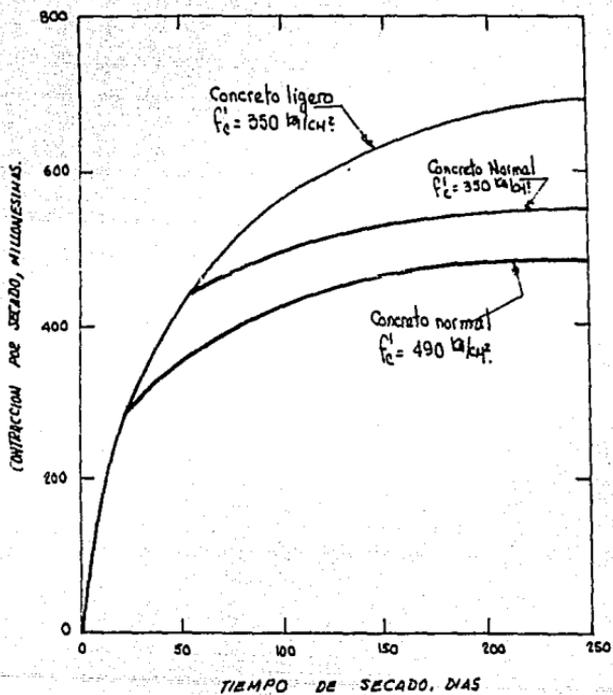


FIG - 4

CURVAS TÍPICAS DE CONTRACCIONES DEL CONCRETO

mientos, agregados débiles, curado inadecuado y resistencias bajas.

Las Figs. 5 y 6 muestran varias curvas deformación-tiempo debido a flujo plástico y a los concretos para diferentes resistencias, se puede apreciar que para concretos de menor resistencia el flujo plástico y la contracción aumentan.

El módulo de elasticidad, el flujo plástico y la contracción son factores vitales para predecir las deformaciones de un elemento presforzado, en la actualidad existen varios criterios para calcular deformaciones desde el criterio simplista de multiplicar por 2 o 3 veces las deformaciones elásticas iniciales, hasta diseños elaborados en que se toma en cuenta el efecto de la pérdida de presfuerzo, debida a la relajación del acero y al flujo plástico y a la contracción misma del concreto, así como a la deformación elástica instantánea y en el caso de elementos postensados a las pérdidas por fricción de los cables y a las pérdidas por penetración de cuña.

#### 5.- Resistencia a la tensión.

Aunque para el concreto reforzado la resistencia a la tensión es una propiedad que normalmente se desprecia, en concreto presforzado es importante para conocer la seguridad al agrietamiento del elemento. Se tiene poca información hasta la fecha de la resistencia del concreto a la tensión en flexión (módulo de rotura), análisis indirectos indican que la curva esfuerzo-deformación es aproximadamente lineal; los reglamentos especifican la resistencia a la tensión del concreto en función de la raíz cuadrada de la resistencia a la compresión.

#### Características del Acero de Presfuerzo:

En la Fig. 7 se muestran varias curvas esfuerzo-deformación de distintos tipos de acero de presfuerzo y acero ordinario, se observa que los aceros de presfuerzo son de mayor resistencia, carecen de un punto de fluencia definido y que el torón tiene un --

módulo de elasticidad ligeramente menor.

El acero de presfuerzo como es un material fabricado en plantas especializadas normalmente conserva una calidad adecuada -- con variaciones dentro de las tolerancias especificadas por los reglamentos correspondientes.

Para el diseño es importante conocer algunas propiedades físicas como son:

- 1.- La resistencia a la tensión
- 2.- La carga teórica de fluencia
- 3.- Módulo de elasticidad
- 4.- La adherencia

#### 1.- Resistencia a la tensión:

La resistencia a la tensión del acero de presfuerzo varía de  $17000 \text{ kg/cm}^2$  a  $22000 \text{ kg/cm}^2$ . esta última resistencia corresponde a acero delgados menores de 3 m.m. de diámetro. A medida que se consigue mayor resistencia en el acero de presfuerzo se tiene menor ductilidad, es por ello que se debe estudiar con detalle en el mecanismo de falla a flexión las deformaciones en el acero de presfuerzo de los elementos presfuerzados con el fin de evitar fallas frías.

#### 2.- Carga teórica de fluencia:

En el acero de refuerzo ordinario la carga de fluencia generalmente está claramente definida pero a medida que se va teniendo mayor resistencia, dicha carga de fluencia desaparece es por ello que la ASTM ha considerado como carga de fluencia teórica la correspondiente a la deformación del 1% y es la que se utiliza en el diseño.

#### 3.- Módulo de elasticidad:

Es importante verificar el módulo de elasticidad del acero de presfuerzo ya que normalmente la aplicación de la fuerza de presfuerzo es por medición de deformaciones y por lo tanto cualquier irregularidad en el módulo de elasticidad se obtendrán diferencias en la magnitud de la fuerza de presfuerzo que se aplica, este procedimiento es generalmente más exacto que el medir la fuerza de presfuerzo por medio de dinamómetros en los que se suele tener mayor porcentaje de error. El módulo de elasticidad del acero de presfuerzo a diferencia que en el concreto se mantiene casi constante y por ello no afecta el valor en el diseño de elementos de concreto presfuerzoado.

#### 4.- Adherencia:

La Adherencia es importante en el comportamiento de elementos de concreto presfuerzoado, sobre todo cuando se trata de elementos pretensados ya que además de distribuir los esfuerzos del acero correspondiente a los cambios de momento en cualquier sección transversal de una viga (adherencia por flexión); la adherencia también se requiere para anclar el acero de presfuerzo en el concreto y en esa forma efectuar la transferencia de la fuerza de presfuerzo. En realidad en este último fenómeno el efecto de fricción es preponderante ya que cuando un tendón es estirado su diámetro se reduce y al soltarlo embebido este, en el concreto ya fraguado, el acero tiende a recuperar su diámetro original de tal manera que se generan esfuerzos radiales del acero al concreto los cuales son capaces de desarrollar esfuerzos importantes de fricción que evitan los movimientos relativos entre el acero y el concreto.

Los esfuerzos de adherencia debidos a flexión son de baja magnitud, mientras no aparezcan grietas de flexión, por lo que bajo estas condiciones los esfuerzos de adherencia son poco significativos y solamente tienen importancia al considerar la capacidad última a flexión de elementos, tomando en cuenta que la adherencia necesaria para desarrollar la falla de la sección corresponde a la diferencia entre deformación total y la de presfuerzo efectivo.

Existen varias recomendaciones empíricas para valuar tanto la adherencia por flexión como la longitud de transmisión por adherencia, llamada zona de transferencia. El ACI-63 especifica que para la adherencia por flexión en torones se emplea la expresión:

$$(f_{su} - 2/3 f_{se}) D / 70$$

donde:

$f_{su}$  = Es el esfuerzo calculado en el acero de presfuerzo a la carga máxima

$f_{se}$  = Presfuerzo efectivo en el acero después de las pérdidas.

$D$  = Diámetro nominal del torón en cm.

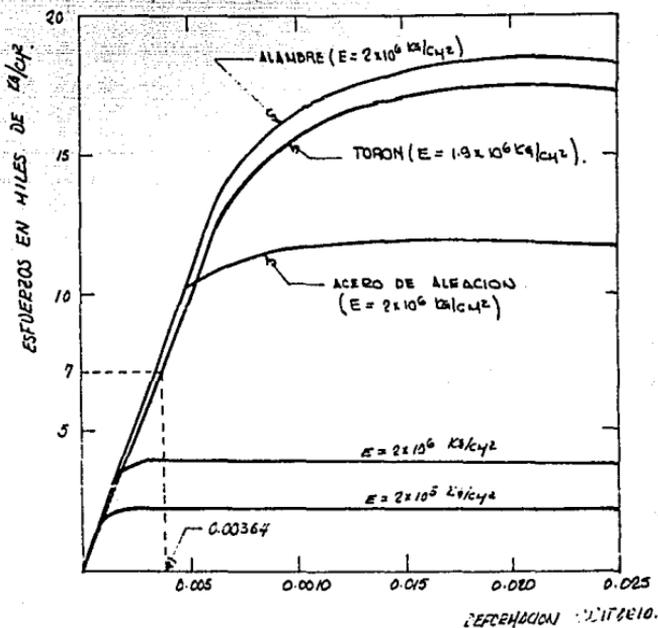
Para la zona de transferencia el ACI-63 recomienda que se utilice:

50      Diámetros para torones

100     Diámetros para alambre

(FIG-7)

CURVAS TÍPICAS ESFUERZO-DEFORMACION  
DE LOS ACEROS PARA PRESFUERZO.



### PERDIDAS DE PRESFUERZO.-

En el diseño de elementos de concreto presforzado, se debe tomar en cuenta que la fuerza de presfuerzo sufre ciertas pérdidas debidas a varios efectos como son: la contracción del concreto, el flujo plástico, el acortamiento elástico de concreto, la relajación en el acero y además, en los elementos postensados pérdidas -- por fricción y por penetración de los anclajes.

Para cálculos preliminares es común englobar la pérdida -- total de presfuerzo en un porcentaje que varía entre el 15 y el 25% que se distribuyen aproximadamente según la tabla mostrada en la -- fig. 1

Para cálculos definitivos es necesario estudiar por separado cada una de estas pérdidas ya que éstas son importantes para -- el cálculo de la fuerza de presfuerzo efectiva y con ello predecir\_ las tensiones y las deformaciones en los elementos de concreto pres forzado.

En el informe ACI-ASCE 323 recomienda considerar 2450kg/cm<sup>2</sup> como pérdida total para elementos pretensados y 1750 kg/cm<sup>2</sup> -- para elementos postensados, a estos últimos se les debe añadir las\_ pérdidas por fricción y las de penetración de cuña.

	<u>Pretensado %</u>	<u>Postensado %</u>
Acortamiento elástico y flexión del concreto	3	1
Contracción del concreto	7	6
Flujo plástico	6	5
Relajación del acero	<u>2</u>	<u>3</u>
	18	15

Fig. 1

1.- Acortamiento elástico en el concreto:

Esta pérdida es importante en elementos pretensados y su evaluación se reduce a aplicar los principios elementales de la elasticidad, esta pérdida es menos importante en elementos postensados, debido a que esta, se elimina al anclar los cables de pretensado en los extremos de la viga ya deformada y solo se consideran pérdidas que se producen al aplicar el pretensado en diferentes etapas y en esta forma el cable recién tensado crea pérdidas en los cables anclados anteriormente. La determinación de la pérdida en cada cable no es difícil de calcular sin embargo en la práctica se acostumbra utilizar la siguiente fórmula:

$$\Delta f_s = \frac{N-1}{2} \frac{1.2 f_{cs} n}{N}$$

donde:

- $\Delta f_s$  Pérdida de esfuerzo en el acero de pretensado  
 $f_{cs}$  Esfuerzo en el concreto a la altura del centro de gravedad de los cables de pretensado.  
 $N$  Número de cables  
 $n$  Relación modular  $(n = \frac{E_s}{E_c})$

Para el caso de vigas pretensadas el pretensado frecuentemente se aplica soltando los tendones en forma alternada. Una expresión que sirve para estimar la pérdida promedio es la siguiente:

$$\Delta f_s = n \sum \frac{f_s A_s}{A} \left( 1 + \frac{e^2}{r^2} \right)$$

- donde:  $\sum f_s A_s$  Es la fuerza total de pretensado  
 $A$  El área de la sección transversal  
 $e$  Distancia del centro de gravedad de todos los cables al eje neutro de la sección  
 $r$  Radio de giro de la sección

## 2.- Contracción del concreto:

La pérdida por contracción se debe al acortamiento

fre el concreto en el proceso de deshidratación. Existen muchos factores que influyen en la contracción, los más importantes son: la humedad ambiente, la relación agua cemento de la mezcla, la proporción de la mezcla, las condiciones de curado y el tamaño y forma del elemento.

La fórmula de Schorer suele dar resultados razonables para diseño:

$$e_{sh} = \frac{12.5 (90-H)}{10^4}$$

donde:

$e_{sh}$  Es la deformación unitaria debido a la contracción.

H Humedad relativa por ciento.

Aplicando la fórmula para  $H = 50$  se obtiene  $e_{sh} = 0.0005$  que representa un valor razonable, para diseño.

La pérdida por contracción será:

$$\Delta f_s = e_{sh} E_s$$

### 3.- Flujo plástico:

En la actualidad el flujo plástico es un fenómeno difícil de cuantificar los resultados de varias pruebas demuestran que las deformaciones en el concreto debidas a cargas permanentes se incrementan con el tiempo y aún después de varios años estas deformaciones siguen aumentando, aunque el mayor porcentaje de la deformación se obtiene en los dos primeros años. La contracción y el flujo plástico están íntimamente ligados y en muchas ocasiones es difícil separarlos.

La tabla de la Fig. 2 muestra valores aproximados  $C_u$  que es el cociente de la deformación última por flujo plástico o entre la deformación total.

Cu      Cociente de la deformación última por flujo plástico entre la deformación inicial

Humedad relativa promedio

Resistencia del concreto	100%	70%	50%
Normal	1.0-2	1.5-3	2.0-4
Alta	0.7-1.5	1.0-2.5	1.5-3.5

Fig. 2

El flujo plástico depende de varios factores que son:

- a).- La resistencia del concreto
- b).- La humedad ambiente
- c).- La edad del concreto a la primera carga
- d).- La duración de la carga
- e).- El tamaño del elemento

Los dos primeros factores son los más importantes.

Un cálculo aproximado para determinar la pérdida de prefuerzo en el acero por flujo plástico es utilizando la expresión:

$$\Delta f_g = (C_c - 1) f_{cs} n$$

donde:

$C_c$  Es el coeficiente de flujo plástico del concreto

En cálculos definitivos es necesario calcular la pérdida de prefuerzo a nivel del centro de gravedad del acero de prefuerzo, obteniéndose pérdidas generalmente mayores que las que resultan de la fórmula anterior.

#### 4.- Relajación del acero.

Este fenómeno se debe a la pérdida de fuerza que sufre el acero bajo una deformación constante, la pérdida por relajación se produce durante varios años pero la mayor parte ocurre en el primer año. Se sabe que el 60% de la relajación total aparece en las primeras 24 horas.

Existen varias expresiones para predecir en un tiempo cualquiera la relajación del acero, en la práctica es conveniente considerar que la relajación total del acero es orden del 5%.

pérdidas por fricción:

En vigas postensadas se generan pérdidas por fricción que se generan por el contacto del cable con el material que le rodea. Los esfuerzos de fricción son directamente proporcionales a la curvatura y a la fuerza de tensión de los cables. Al efecto anterior se suman fricciones secundarias debido a variaciones en la posición teórica de los cables este último efecto se le llama coeficiente de desviación parásita, en la fig. 3 se presenta una porción de viga con un cable de longitud "ds" que está sujeto a una fuerza P en un extremo y en una fuerza P+dP en el otro, el ángulo de inflexión en la longitud ds es d $\theta$  la intensidad de los esfuerzos normales que se producen será igual a  $P = P d\theta$ . Si es el coeficiente de fricción entre el cable y el material que lo rodea y K es el coeficiente de desviación parásita, por equilibrio de fuerzas de la fig. 4

$$P + dP + (\mu p + KP) ds - P = 0$$

Efectuando operaciones e integrando en los límites de  $P_0$  a  $P_x$  en la longitud de cable que se considere y suponiendo que la longitud del cable es aproximadamente igual a la longitud de la viga se tiene:

$$P_x = P_0 e^{- (\mu x + Kx)}$$

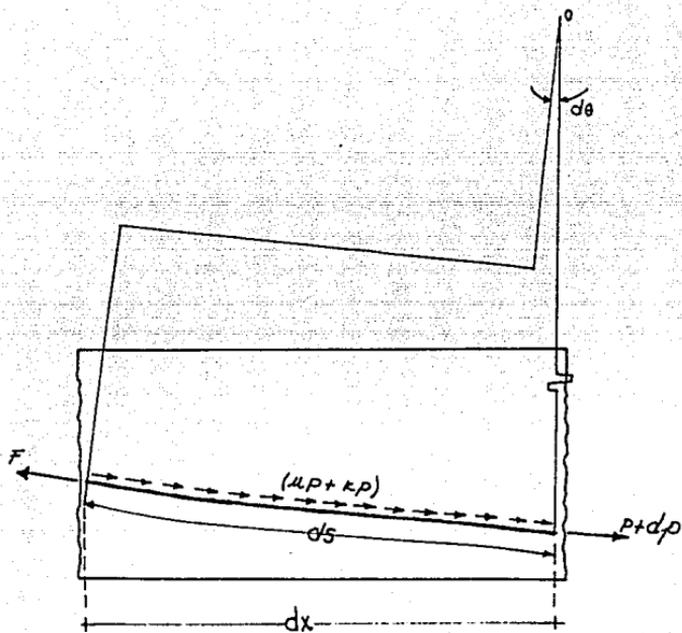


FIG 3 PERDIDAS DE PRESTFUERZO  
DEBIDO A FRICCIÓN.

En donde

( $\alpha$ ) Es el angulo total de inflexión del cable entre el extremo de la viga y la sección considerada.

En la práctica se suele utilizar una formula aproximada - que conduce a resultados es razonable:

$$P_x = P_0 (1 - \mu\alpha - Kx)$$

En la Fig. 5 se muestra una tabla con diferentes valores de los coeficientes de fricción y desviación parásita para diferentes tipos de acero.

Corrimiento de los anclajes. La pérdida de presfuerzo por anclaje se debe al corrimiento o deslizamiento de los alambres o barras que forman el cable en el dispositivo de anclaje, efectuándose inmediatamente después de la operación de anclaje; depende del sistema de anclaje, de la longitud del cable y del valor de la fricción que exista.

Estos corrimientos varían entre 1 y 8 milímetros, según el sistema de anclaje.

El corrimiento en el extremo del cable representa una pérdida en la deformación que se logró mediante la operación de tensado, y en el caso de no existir fricción entre el cable y el ducto, a lo largo de éste la pérdida de esfuerzo en el acero sería constante; sin embargo, con la presencia de la fricción, se origina un efecto inverso al tensado, ya que esta actúa en sentido contrario; por lo tanto, la pérdida de esfuerzo es máxima en el extremo, y va disminuyendo conforme se aleja de éste.

Para una mejor comprensión de lo anterior se expone lo siguiente:

En la Fig. 4 se muestra un cable cuyo trazo se indica -

continuación, en el cual se considera una fuerza  $T$  en el extremo  $B$ , una desviación angular ( $\alpha$ ) y una pérdida por anclaje ( $q$ ) en el extremo  $A$ .

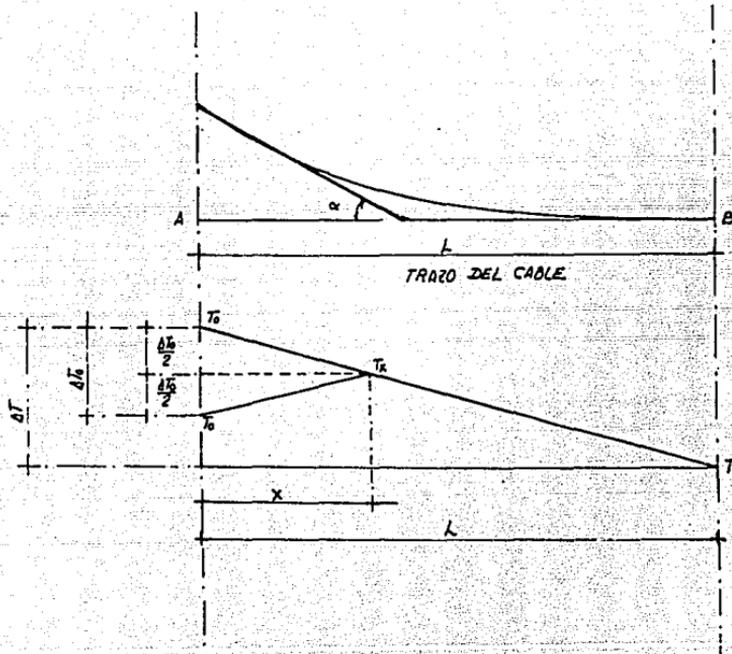
En el diagrama indicado,  $T$  representa la pérdida por fricción entre los puntos  $A$  y  $B$ , y  $T_0$  la pérdida por anclaje en el extremo  $A$ ,  $X$  la distancia que determina el punto esta pérdida vale  $cx$  y  $T_x$  la fuerza en dicho punto.

Por triángulos semejantes y efectuando algunas transformaciones algebraicas se obtiene que

$$x^2 = \frac{Es e}{T (\mu\alpha + K)}$$

TIPO DE ACERO	INTERVALO NORMAL DE LOS VALORES OBSERVADOS		VALORES SUGERIDOS PARA DISEÑO	
	$K$	$\mu$	$K$	$\mu$
CABLES DE ALAMBRE	0.0005 - 0.0030	0.15 - 0.35	0.0015	0.20
BARRAS DE ALTA RESISTENCIA	0.0001 - 0.0005	0.08 - 0.30	0.0003	0.20
TORNILLOS GALVANIZADOS	0.0005 - 0.0020	0.15 - 0.30	0.0015	0.25

FIG. 5.- DIFERENTES VALORES DE LOS COEFICIENTES DE FRICCIÓN Y DESVIACION PARASITA PARA DIFERENTES TIPOS DE ACERO



(Fig-4)

DIAGRAMA DE LA PERDIDA POR FRICCION.

## CAPITULO III

COMPORTAMIENTO Y DISEÑO DE VIGAS  
DE CONCRETO PRESFORZADO

## I.- Condiciones Elásticas

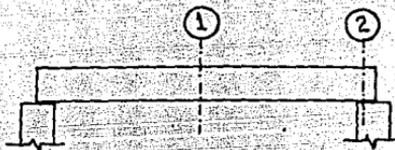
## Esfuerzos Permisibles

a).- Acero de Presfuerzo : A.C.I. - 63

b).- Esfuerzos temporales

1 .- Debidos a una fuerza en el gato de  $0.80 f'_s$ , pero no mayor que el máximo indicado por el fabricante de acero o de los anclajes.2.- Tendones pretensados inmediatamente después de la transferencia o tendones postensados inmediatamente después del anclaje.  $0.70 f'_s$ 3 .- Presfuerzo efectivo :  $0.60 f'_s$  ó  $0.80 f'_s$  y el que sea menor.

Para elementos con tendones rectos se tienen 2 secciones críticas.



En la sección (1) condición final bajo cargas exteriores

$$f_t = 1.6 \sqrt{f'_c} \text{ (tensión)}$$

$$f_s = 0.45 f'_c \text{ (compresión)}$$

En la sección (2) condición inicial temporal

$$f_t = 0.5 f'_c \text{ (compresión)}$$

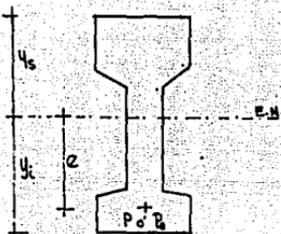
$$f_s = 0.8 \sqrt{f'_c} \text{ (tensión)}$$

## 2.- REVISIÓN DE ESFUERZOS

La revisión de esfuerzos en los elementos de concreto pre tensionado como se está dentro del rango elástico serán por medio de la fórmula de la ecuación.

$$f = \frac{F}{A} \pm \frac{M}{Y}$$

Por lo anterior para una sección se tiene:



En donde

- $P_0$  = Presfuerzo inicial  
 $P$  = Presfuerzo efectivo  
 $A$  = Área de la sección transversal  
 $I$  = Momento de inercia centroidal  
 $S_i$  = Módulo de sección inferior =  $\frac{I}{Y_i}$   
 $S_s$  = Módulo de sección superior =  $\frac{I}{Y_s}$   
 $M_r$  = Momento total producido por las cargas exteriores y el peso propio

Por lo tanto la ecuación de la escuadria resulta:

$$f_{i,s} = \frac{P}{A} + \frac{P_e}{S_{i,s}} + \frac{M_r}{S_{i,s}}$$

Es decir para el apoyo

$$f_3 = \frac{P_0}{A} - \frac{P_0 Z}{S_s} \leq 0.7 \sqrt{f'ci}$$

$$f_1 = \frac{P_0}{A} + \frac{P_0 Z}{S_i} \leq 0.6 f'ci$$

Para el centro del claro

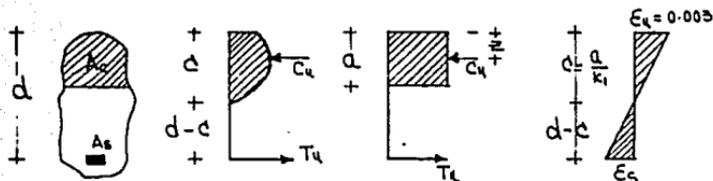
$$f_s = \frac{P}{A} - \frac{P_e}{S_s} + \frac{M_e}{S_s} \leq 0.45 f'c$$

$$f_l = \frac{D}{A} + \frac{D_e}{S_l} - \frac{M_e}{S_l} \leq 1.6 \sqrt{f'c}$$

Es decir para calcular el presfuerzo necesario en un elemento se seguirá la siguiente secuencia de cálculo:

- 1.- Calcular los momentos producidos por el peso propio y por las cargas exteriores
- 2.- Proponer una sección y calcular sus propiedades geométricas
- 3.- Calcular los esfuerzos producidos por el peso propio y las cargas exteriores
- 4.- Proponer una cuantía de presfuerzo y su distribución en la sección
- 5.- Calcular los esfuerzos de presfuerzo
- 6.- Verificar los esfuerzos permitidos tanto en el apoyo como en el centro del claro.

## 3.- RUPTURA



Donde  $T_u = A_s f_{su}$

Si  $f_{su} = f'_s$

∴  $T_u = A_s f'_s$

Tomando una suma de fuerzas se tiene:

$$C_u = T_u \quad \text{pero} \quad C_u = A_c 0.85 f'_c$$

Por lo tanto  $A_s f'_s = A_c 0.85 f'_c$

Tomando momentos con respecto a la fuerza  $C_u$

$$\frac{M_u}{\phi} = T_u (1 - \beta)$$

En caso Mu es respecto al centro del área de la sección

## 4.- DEFLEXIONES

En concreto presforzado, el efecto del tiempo sobre las deflexiones se trata de una manera ingeniosa.

Ya que los momentos producidos por prefuerzo y los producidos por las cargas exteriores son generalmente de signo contrario, los momentos permanentes impuestos serán decisivos para el cambio de curvatura a través del tiempo.

La posibilidad de controlar deflexiones, y especialmente las deflexiones a largo plazo constituye una de las ventajas del concreto presforzado, ampliando el campo de aplicación y facilitando el empleo de las prefabricación.

Para un elemento prefabricado se tiene:

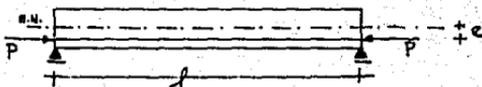
$$\text{Para peso propio } E_1 = 3,000 \sqrt{f'c l^3} ; A = K \frac{W_0^4}{E_1 I}$$

$$\text{Para cargas muertas } E_1 = 3,000 \sqrt{f'c} ; A = \frac{K' W_0^4}{E_1 I}$$

$$\text{Para cargas vivas } E_1 = 10,000 \sqrt{f'c} ; A = K \frac{W_0^4}{E_1 I}$$

$$\text{Para la contraflecha } E_1 = 3,000 \sqrt{f'c l^3} ; A = \frac{W_0^2}{\Delta T}$$

El valor de la contraflecha se obtiene de considerar el siguiente caso:



## 5.- FUERZA CORTANTE

Es por todos conocido que debido a la escasa capacidad del concreto a la tensión hace que la presencia de una fuerza cortante - en un elemento de concreto produzca tensiones diagonales las cuales se manifiestan por un agrietamiento inclinado, en la Fig. 1 se muestran las grietas tipo (1) como grietas de compresión por cortante y - tipo (2) de tensión diagonal.

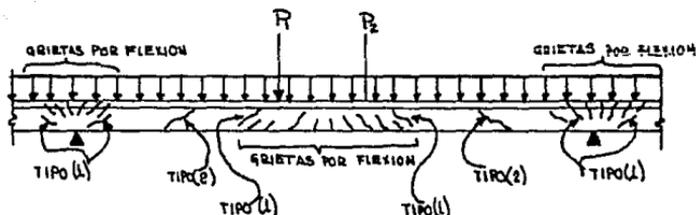


FIG. 1 TIPOS DE GRIETAS DIAGONALES QUE SE PRESENTAN EN UN MIEMBRO DE CONCRETO PRESFORZADO.

La grieta de tensión diagonal aparece en regiones de corte alto y momento pequeño. Se origina cerca del centroide de la sección transversal y se extiende hacia arriba y hacia abajo en dirección diagonal hasta que ocurre la falla. La forma en que se origina la grieta de tensión diagonal sugiere inmediatamente el uso de ecuaciones de esfuerzos principales para determinar el esfuerzo principal de tensión en el centroide de la sección transversal. Los esfuerzos horizontal y vertical en el centroide resultan de la fuerza de presfuerzo y de su componente vertical, si los torones son inclinados, y de la fuerza cortante.

Para el empleo de formulas generales y esfuerzos principa-

les resultan poco prácticas para el proyectista por lo que el Reglamento ACI-63 recomienda la siguiente expresión:

$$V_{cw} = b'd (0.93 \sqrt{f'_c} + 0.3 f_{pe}) + V_p \quad (1)$$

Las grietas de compresión por cortante aparecen en regiones donde la flexión y el cortante son moderados. Aparecen originalmente como grietas de flexión verticales en la fibra a tensión más extrema. Al aumentar la carga, progresan hacia arriba y se inclinan diagonalmente hasta, y alguna vez a través de, la zona de compresión. Nuevamente, el modo en que se forman estas grietas sugiere inmediatamente un modo de solución, esto es, si se evita la formación de la grieta en flexión se evitará la formación de la grieta de compresión por cortante. Entonces, en cualquier sección transversal.

$$M_{cr} \leq \frac{I}{y} (1.6 \sqrt{f'_c} + f_{pe})$$

$$\text{donde } f_{pe} = \frac{P}{A} + \frac{Pey}{I}$$

El cortante correspondiente está relacionado directamente con la relación  $M/V$  de la sección transversal, o

$$V_{cr} = \frac{M_{cr}}{M/V} = \frac{I}{y} (1.6 \sqrt{f'_c} + f_{pe}) \frac{1}{M/V}$$

En otros casos, las investigaciones han indicado que aún cuando ocurran grietas de flexión en una sección, la sección puede aún resistir un cortante nominal en adición a las consideraciones de flexión. Por consiguiente,

$$V_{ci} = V_{cr} + 0.16 b'd \sqrt{f'_c}$$

Con pequeños cambios, esta expresión para  $V_{ci}$  y la expresión correspondiente  $M_{cr}$  son idénticas a aquellas que aparecen en el ACI 318-63

$$V_{ci} = 0.16 b'd \sqrt{f'_c} + \frac{M_{cr}}{M/V-d/2} \leq V_d \geq 0.45 b'd \sqrt{f'_c} \quad (2)$$

$$\text{donde } M_{cr} = \frac{I}{y} (1.5 \sqrt{f'_c} + f_{ps} - f_d)$$

El refuerzo por cortante es proporcionado para soportar el cortante en exceso del resistido por el concreto, por medio de la ecuación (3) del A.C.I. 318-63

$$A_v = \frac{(V_u - \phi V_c) S}{\phi f_y d}$$

También el A.C.I. 318-63 especifica un refuerzo mínimo por cortante por medio de la ecuación (4)

$$A_v = \frac{A_s}{80} \frac{f'_s}{f_y} \frac{S}{d} \sqrt{\frac{d}{b'}}$$

Los procedimientos de diseño para el refuerzo por cortante son esencialmente los mismos que los usados para concreto reforzado convencional, excepto por ciertos requisitos relacionados con el mínimo refuerzo por cortante. La siguiente ecuación avanza el refuerzo en el caso mínimo requerido.

$$A_v = 0.0015 b's$$

## CAPITULO IV

## PROYECTO.

## a) Elección del Tipo

En la figura de la página 53 se muestra la planta de la Nave Industrial, con características que se repiten con frecuencia en las construcciones de este tipo en nuestro país.

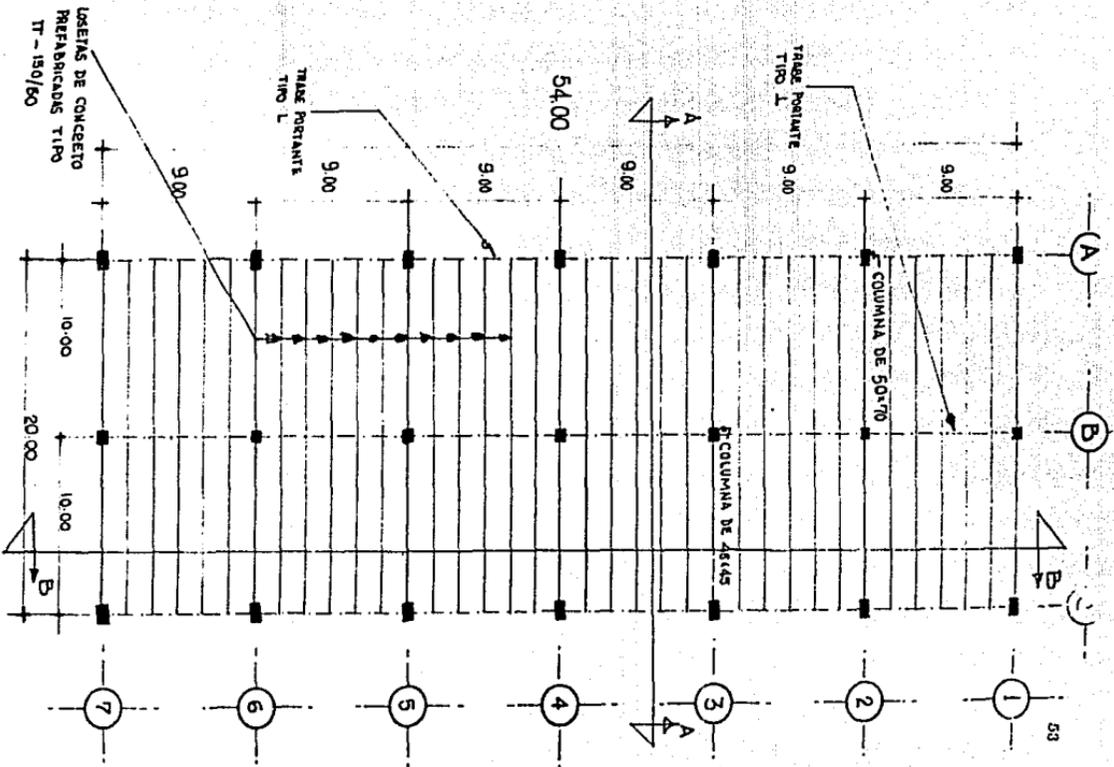
Se trata de una Nave Industrial que requiere amplio espacio - en donde las columnas no estorben.

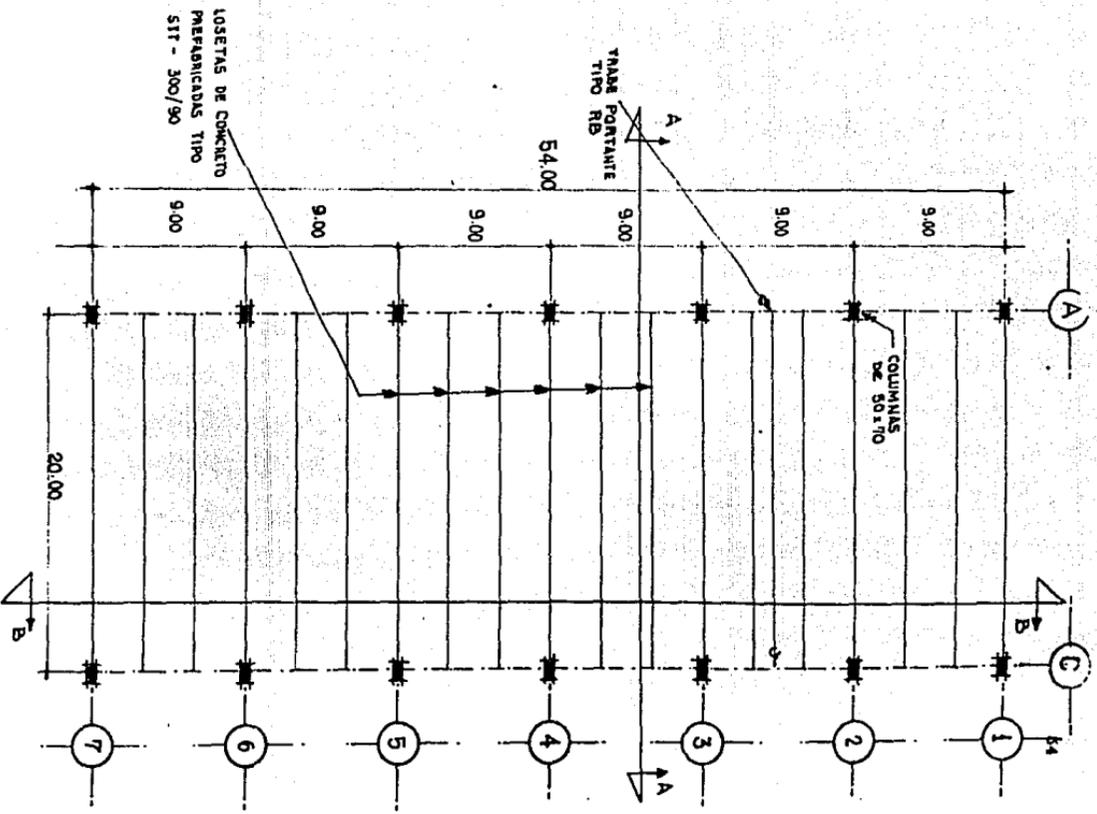
Las dimensiones de la Nave fueron pensando en la solución con elementos pretensados supuesto que el volumen de obra era el suficiente y existió la posibilidad de estandarizar en suficiente grado los elementos que formarían la estructura.

Se tomaron también los aspectos particulares que debe de satisfacer una estructura prefabricada y que son:

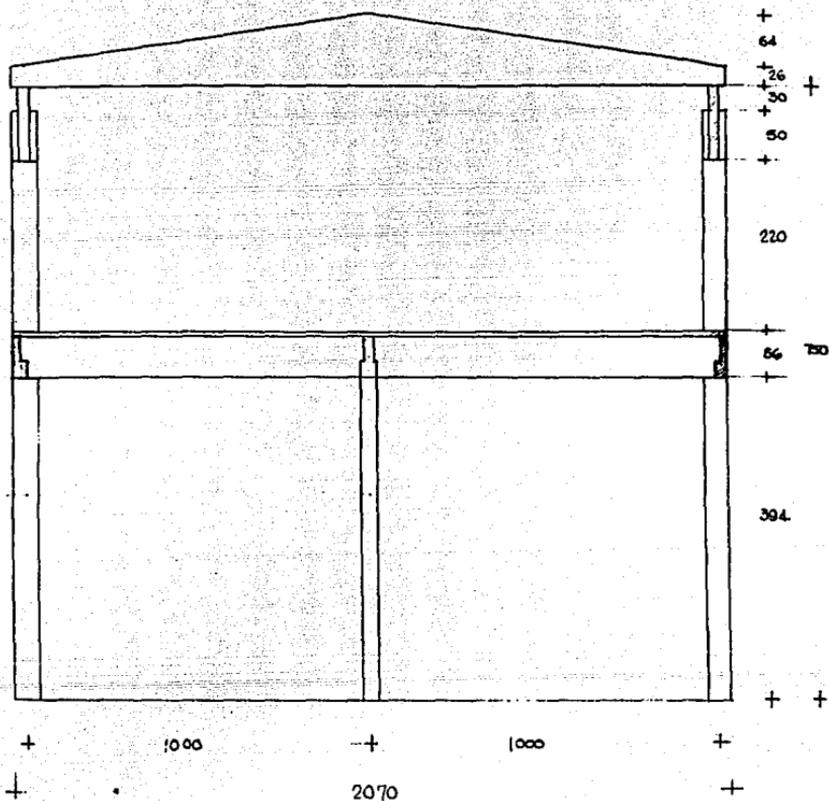
- a) Estructuración
- b) Conexiones
- c) Resistencia, peso, volumen apropiados para la fabricación de las piezas precoladas.
- d) Efectos de la contracción del concreto y de los cambios de temperatura en estructuras prefabricadas.

# PLANTA BAJA



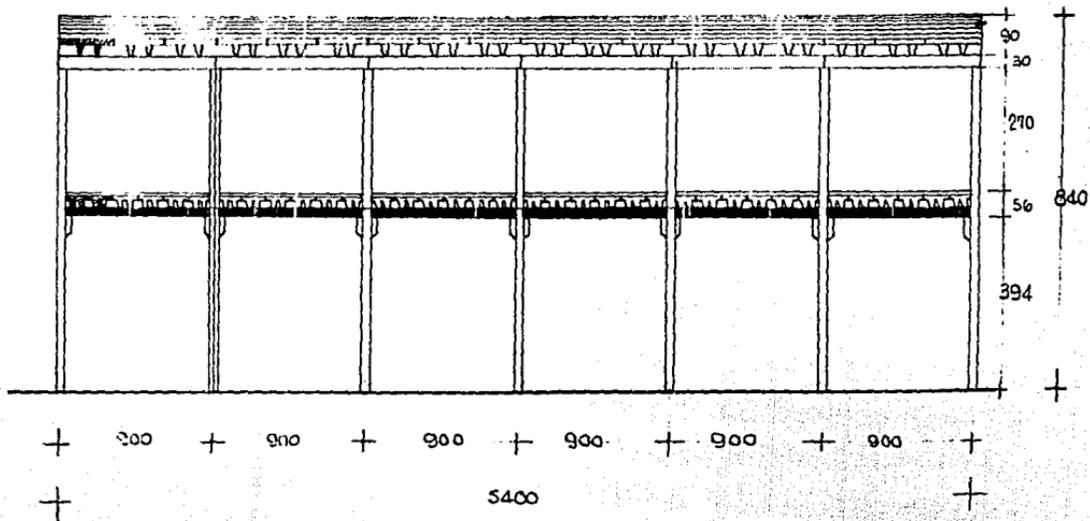


PLANTA ALTA



*CORTE TRANSVERSAL A-A*

# CORTE LONGITUDINAL B-B



## ESTRUCTURACION.

Se entiende por estructuración, la combinación de un conjunto de piezas o miembros estructurales, de tal manera que sean capaces de resistir los efectos debido a las distintas sollicitaciones dentro de cierta posibilidad de falla.

En este ejemplo se supondrá que el sistema de techo de la azotea, está constituido por traveses portantes tipo "RB" presforzadas y prefabricadas y por losas de sección variable tipo "T" presforzada y prefabricada.

Tanto las traveses portantes de azotea así como las del entrapiso, se apoyan sobre columnas prefabricadas empotradas en la cimentación.

Estructuralmente, se considerará que las losas S II, de sección variable de azotea, se apoyan libremente sobre las traveses portantes ya que si proporcionamos continuidad con la misma, significa tener que resistir momentos elevados precisamente en una zona de menor peralte, además de los esfuerzos de compresión en la fibra inferior adicionales a los de presfuerzo.

Asimismo, consideramos que funcionan como diafragmas para transmitir las fuerzas horizontales hacia los 2 marcos extremos.

Para formar el marco a este nivel, habrá que proporcionar una conexión continua entre las columnas y las traveses portantes tipo RB

Al nivel del entrapiso, se considerará que las losas TT trabajarán libremente apoyadas para su peso propio y el peso del firme. Posteriormente se le dará continuidad con la traveses portante tipo "L" de los extremos y la traveses portante, tipo "T" invertida del centro; y para resistir a los elementos mecánicos debidos a las cargas posteriores al fraguado del firme y al sismo en esa dirección.

Para formar el marco longitudinal a este nivel, se proporcionará continuidad entre las traveses portantes tipo "L" y "T" invertida y las columnas.

Se seleccionó una forma rectangular de las columnas adaptadas a la relación de los momentos que puedan existir en los dos sentidos de los marcos.

b).- Solicitaciones

## Definición:

Por solicitaciones entendemos aquellas acciones que obran durante la vida de una estructura y que hay que considerar en un diseño, para evitar la falla de la misma.

El paso inicial para el diseño de cualquier elemento estructural, es justamente la determinación de las solicitaciones que van actuar en la estructura y aunque aparentemente es la parte más sencilla, tiene el inconveniente de la incertidumbre que se tiene en su determinación.

Las solicitaciones se pueden clasificar en:

- a).- Carga muerta, debida al peso propio de los materiales que constituyen la estructura en sí.
- b).- Carga viva, debida a las personas u objetos que van a utilizar u ocupar la estructura o construcción.
- c).- Cargas accidentales, fundamentalmente las producidas por sismo y viento.
- d).- Otro tipo de solicitaciones que al actuar sobre la estructura incrementan los esfuerzos y las deformaciones (tales como cambios volumetricos, esfuerzos por montaje, vibraciones en cimentaciones de maquinaria, asentamientos diferenciales etc.)

Se considerará como elementos resistentes unicamente a la estructura; los demas elementos, como por ejemplo, los muros divisorios, no intervienen en este aspecto, lo que significa que se excluyen al calcular la estabilidad de la estructura, así mismo las escaleras y las zonas de baños quedan excluidas en el calculo por estar desligadas a la estructura de la nave.

Las cargas se transmitirán por medio de las dobles "T" de sección variable y las dobles "T" de sección constante a sus respectivas trabes y de estas a las columnas. Por consiguiente, el área tributaria para las trabes portantes será la comprendida entre las líneas medias de los tableros adyacentes.

En el sentido transversal se hará el analisis para el marco (2) que aparece en la página (66) y los longitudinales para los marcos (A) y (B) que se presentan mas adelante.

## b-1).- Solicitaciones por carga vertical

Las cargas muertas que consideraremos para el calculo de la estructura son las que siguen:

MATERIALES	PESO
1.- concreto-----	2400 kg/m <sup>3</sup>
2.- Piso de loseta vinilica----	10 kg/m <sup>2</sup>
3.- Muros de tabique de 14 cm.---	150 kg/m <sup>2</sup>
4.- Impermeabilizante-----	15 kg/m <sup>2</sup>

Las cargas vivas que se considerarán son las especificadas por -  
el reglamento de las construcciones del Distrito Federal vigente.

#### CARGAS VIVAS

##### FABRICAS CON MERCANCIA LIGERA

AREAS TRIBUTARIAS	PESO
4 a 20 m <sup>2</sup> -----	400 kg/m <sup>2</sup>
mayor que 20 m <sup>2</sup> -----	350 kg/m <sup>2</sup>
Para fuerzas sísmicas -----	250 kg/m <sup>2</sup>
Para hundimientos en arcilla-----	250 kg/m <sup>2</sup>

##### AZOTEAS CON PENDIENTE MAYOR AL 5 %

Area Tributaria de 4 a 10 m <sup>2</sup> -----	100 kg/m <sup>2</sup>
Area Tributaria de 10 a 63 m <sup>2</sup> -----	70 kg/m <sup>2</sup>
Area tributaria mayor de 63 m <sup>2</sup> ----	40 kg/m <sup>2</sup>
Para fuerzas sísmicas -----	20 kg/m <sup>2</sup>
Para hundimientos en arcilla-----	20 kg/m <sup>2</sup>

b-1-1).-- Determinación de las solicitaciones por carga vertical para el -  
marco longitudinal (A)

#### A Z O T E A :

1.- Peso propio losa STT-----	260 kg/m <sup>2</sup>
2.- Impermeabilizante-----	15 kg/m <sup>2</sup>
3.- Carga viva azotea-----	40 kg/m <sup>2</sup>
	<hr/>
	315 kg/m <sup>2</sup>

Como el ancho tributario del marco es 10 mts.

$$W_1 = 10 \times 0.315 = 3.15 \text{ ton/m}$$

4.- Peso propio trabe portante 30 X 80

$$W_2 = 2.4 \times 0.3 \times 0.8 = 0.58 \text{ ton/m}$$

$$W \text{ total azotea} = 3.75 \text{ ton/m}$$

### Entrepiso

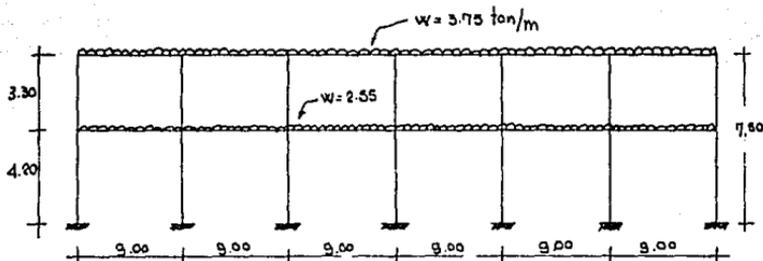
Como se forma el marco para las cargas posteriores al fraguado del firme se tiene:

Muros de 14 cm. -----	150 kg/m <sup>2</sup>
Loseta vinilica -----	10 kg/m <sup>2</sup>
Carga viva -----	350 kg/m <sup>2</sup>
	<hr/>
	510 kg/m <sup>2</sup>

Como el ancho tributario del marco es de 5 mts.

$$W \text{ ENTREPISO} = 0.51 \times 5 = 2.55 \text{ ton/m}$$

En la siguiente figura se indica la sollicitación por carga vertical del marco (A) longitudinal

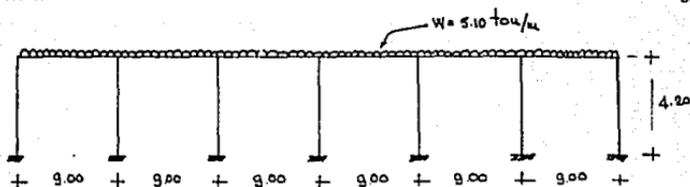


b-1-2) Determinación de las sollicitaciones por carga vertical para el marco longitudinal (B).

Como unicamente las columnas suben hasta el nivel del entrepiso el marco es de un nivel.

Como la carga para el entrepiso es de  $W = 510 \text{ kg/m}^2$  y el ancho tributario de este marco es de 10 mts. la carga por metro es  $W = 5.10 \text{ ton/m}$ .

En la siguiente figura se indica la sollicitación por carga vertical del marco (B) longitudinal.



b-1-3) Determinación de las solicitaciones por carga vertical para el marco transversal (2)

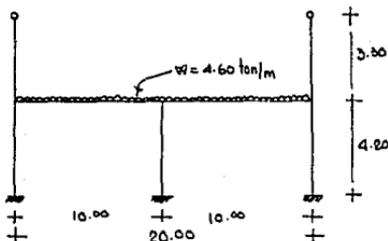
En la azotea a ese nivel como las losas están articuladas no tendremos elementos mecánicos a este nivel.

Entrepiso:

Como se forma marco para las cargas posteriores al fraguado del firme la carga para el entrepiso es:  $W = 510 \text{ kg/m}^2$  el ancho tributario de este marco es de 9 mts.

La carga por metro es  $W = 4.59 \text{ ton/m}$ .

En la siguiente figura se indica la sollicitación por carga vertical del marco (2) transversal.



b-2) Solicitaciones por sismo:

Determinación de las fuerzas cortantes por medio de un criterio de análisis estático.

COEFICIENTE SISMICO				
CONSTRUCCION TIPO B				
ZONA DE BAJA COMPRESIBILIDAD				
NIVEL	TIPO DE ESTRUCTURACION		Cx	Cy
	DIREC. X	DIREC. Y		
AZOTEA	3	1	0.10	0.04
ENTREPISO	1	1	0.04	0.04

CENTROS DE GRAVEDAD		
NIVEL	$\bar{x}$	$\bar{y}$
AZOTEA	10.0	27.0
ENTREPISO	10.0	27.0

FUERZAS SISMICAS, CORTANTE, POSICION DEL CORTANTE EN CADA PISO.

Nivel	W <sub>i</sub>	h <sub>i</sub>	W <sub>i</sub> h <sub>i</sub>	$\frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$	F <sub>ix</sub>	V <sub>ix</sub>	$\bar{q}_i$	F <sub>ix</sub> $\bar{q}_i$	$\sum F_{ix}\bar{q}_i$	V <sub>y</sub>	F <sub>iy</sub>	V <sub>iy</sub>	$\bar{x}_i$	F <sub>iy</sub> $\bar{x}_i$	$\sum F_{iy}\bar{x}_i$	X <sub>v</sub>
AZOTEA	400	7.50	3000	0.41	58.0	58.0	27.0	1570	1570	27.0	23.4	23.4	10.0	234.0	234.0	10.0
ENTREPISO	1021	4.20	4300	0.59	33.7	91.7	27.0	910	2480	27.0	33.7	57.1	10.0	337.0	571.0	10.0
SUMAS	1421		7300	1.00	91.7						57.1					

Calculo de las cargas por Niveles.

Azotea:

losa STT — 260 kg/m<sup>2</sup>  
 Impermeab — 15 "  
 C.V. Sismo — 20 "  
 Suma = 295 "

$$\text{Area} = 54.00 \times 20 = 1080 \text{ m}^2$$

$$W_i = 0.295 \times 1080 = 319 \text{ ton}$$

$$\text{trabes} = 9.0 \times 2.4 \times 0.3 \times 0.8 \times 12 = 62 \text{ ton}$$

$$\text{Columnas} = 1.65 \times 2.4 \times 0.5 \times 0.7 \times 14 = 19 \text{ ton}$$

$$W_{\text{total}} = 400 \text{ ton}$$

$$V_x = C_x \sum W_i$$

$$V_y = C_y \sum W_i$$

$$V_x \text{ azotea} = 1421 \times 0.10 = 142 \text{ ton}$$

$$V_y \text{ azotea} = 1421 \times 0.04 = 57 \text{ ton}$$

$$V_x \text{ entrepiso} = 1421 \times 0.04 = 57 \text{ ton}$$

$$V_y \text{ entrepiso} = 1421 \times 0.04 = 57 \text{ ton}$$

Entrepiso:

Firme 6 cy — 144 kg/m<sup>2</sup>  
 losa TT — 295 kg/m<sup>2</sup>  
 loseta vintlica — 10 "  
 Muros de tabique — 150 "  
 C.V. Sismo — 250 "

$$\text{Suma} = 849 "$$

$$W_i = 0.849 \times 20 \times 54 = 915 \text{ ton}$$

$$\text{trabes laterales} = 0.105 \times 2.4 \times 9 \times 12 = 27.2 \text{ ton}$$

$$\text{trabes interiores} = 0.135 \times 2.4 \times 9 \times 6 = 17.5 \text{ ton}$$

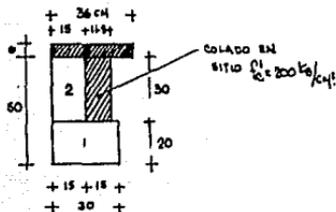
$$\text{Columnas laterales} = 5.85 \times 0.30 \times 0.80 \times 2.4 \times 14 = 47.2 \text{ ton}$$

$$\text{Columnas interiores} = 4.20 \times 0.45 \times 45 \times 2.4 \times 7 = 14.3 \text{ ton}$$

$$W_{\text{total}} = 1021 \text{ ton}$$

Cálculo de las rigideces relativas de los elementos constitutivos de los marcos.

Trabe portante marco (A) longitudinal nivel entrepiso



Contribución del Firme

$$6t + b'$$

$$b'/2 + \text{distancia centro a centro de nervaduras}$$

$$L/12$$

$$6 \times 6 + 15 = 51 \text{ cm. (rige)}$$

$$15/2 + 1000 = 1008 \text{ cm.}$$

$$\frac{900}{12} = 75 \text{ cm}$$

Como la calidad de los concretos es diferente transformaremos a uno solo.

$$F_t = \sqrt{\frac{f'_{c1}}{f'_{c2}}} = \sqrt{\frac{200}{400}} = \sqrt{0.50} = 0.703$$

Ancho del Firme =  $51 \times 0.703 = 36 \text{ cm.}$

Ancho en el Alma =  $15 \times 0.703 = 11.5 \text{ cm.}$

Cálculo del momento de inercia centroidal

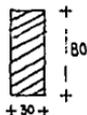
Elemento	Area	$\bar{Y}$	$A\bar{Y}$	d	$d^2$	$Ad^2$	$\bar{I}_{xg}$
(1)	600	10	6,000	18.2	360	216,000	20,000
(2)	795	35	27,825	6.8	46	36,500	59,600
(3)	216	53	11,448	24.8	620	133,920	648
Suma	1,611	-	45,273	- - - - -	- - - - -	386,420	80,248

$$Y_1 = \frac{45,273}{1611} = 28.2 \text{ cm.}$$

$$I_{\text{total}} = 466,668 \text{ cm}^4$$

$$K_{t1} = \frac{466,668}{900} = 519 \text{ cm}^3$$

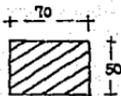
Trabe portante marco (A) longitudinal nivel azotea



$$\bar{I} = \frac{bh^3}{12} = 1,280,000 \text{ cm}^3$$

$$K_{t2} = \frac{1,280,000}{900} = 1420 \text{ cm}^3$$

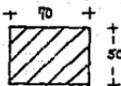
Columna marco (A) longitudinal nivel azotea.



$$\bar{I} = \frac{bh^3}{12} = 729,167 \text{ cm}^4$$

$$K_{C2} = \frac{729,167}{330} = 2200 \text{ cm}^3$$

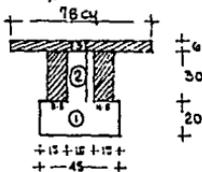
Columna marco (A) longitudinal nivel entrepiso.



$$\bar{I} = 729,167 \text{ cm}^4$$

$$K_{C1} = \frac{729,167}{429} = 1740 \text{ cm}^3$$

Trabe portante marco (B) longitudinal nivel entrepiso.



Contribución del firme

$$16t + b'$$

$$96 + 15 = 111 \text{ cm}$$

Dist. centro a centro de nervaduras

$$1000 \text{ cm}$$

$$L/4$$

$$\frac{900}{4} = 225 \text{ cm}$$

Transformando la dimensión a concreto de 400 kg/cm<sup>2</sup>

$$b'' = 111 \times 0.703 = 78 \text{ cm}$$

$$\text{Ancho en el alma} = 15 \times 0.703 = 11.5 \text{ cm}$$

Cálculo del momento de inercia centroidal

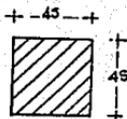
Elemento	Area	$\bar{Y}$	$A\bar{Y}$	d	d <sup>2</sup>	Ad <sup>2</sup>	$\bar{I}_{xg}$
(1)	900	10	9,000	19.3	372	334,800	30,000
(2)	1,140	35	39,900	5.7	33	37,620	85,500
(3)	468	53	24,804	23.7	560	262,000	1,410
	2,508	-	73,704	-	-	634,420	116,910

$$\bar{Y}_1 = \frac{73,704}{2508} = 29.3 \text{ cm}$$

$$\bar{I}_{\text{total}} = 751,330 \text{ cm}^4$$

$$K_{t1} = \frac{751,330}{900} = 837 \text{ cm}^3$$

Columna marco (B) longitudinal nivel entrepiso

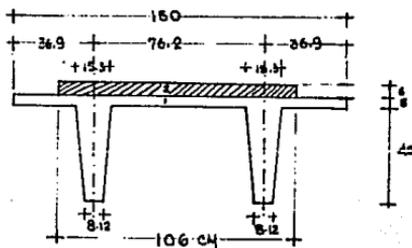


$$\bar{I} = \frac{bh^3}{12} = 341,719 \text{ cm}^4$$

$$K_{C1} = \frac{341,719}{420} = 812 \text{ cm}^3$$

Trabe marco (2) transversal nivel entrepiso

Se considerará que las losas doble "T" trabajaron como cabezal del marco y el análisis se hará por medio del análisis existente para losas planas o fungi-formes



Ancho del firme  
 $b'' = 150 \times 0.703 = 106 \text{ cm}$

Cálculo del momento de inercia centroidal

Elemento	Area	$\bar{Y}$	$A\bar{Y}$	d	$d^2$	$Ad^2$	$\bar{I}_x$
(1)	1,840	34	62,560	5	25	46,000	460,000
(2)	636	53	33,708	14	196	124,500	1,910
SUMAS	2,476	-	96,268	-	-	170,500	461,910

$$\bar{Y}_i = \frac{96,268}{2,476} = 39 \text{ cm}$$

$$\bar{I}_{\text{total}} = 632,410 \text{ cm}^4$$

Como se considera que el cabezal lo forma con una franja de losa de ancho igual a la distancia entre las líneas medias de los tableros situados a cada lado del eje de columnas considerando.

$$\bar{I}_{\text{cabezal}} = 6 \times 632,410 = 3,794,460 \text{ cm}^4$$

$$K_{C1} = \frac{3,794,460}{1000} = 3,794 \text{ cm}^3$$

Valuación de las rigideces de los marcos mediante las formulas de Wilbur.

Para el marco longitudinal (A)

Azotea

$$R_2 = \frac{48E}{h_2 \left[ \frac{4h_2}{\sum K_{c2}} + \frac{h_1 + h_2}{\sum K_{t1} + \frac{\sum K_{c1}}{12}} + \frac{h_2 + h_3}{\sum K_{t2}} \right]}$$

$$R_2 = \frac{48 \times 150,000}{330 \left[ \frac{4 \times 330}{15400} + \frac{420 + 330}{3114 + \frac{12180}{12}} + \frac{750}{8520} \right]} = 71 \text{ ton/cm.}$$

Entrepiso:

$$R_1 = \frac{48E}{h_1 \left[ \frac{4h_1}{\sum K_{c1}} + \frac{h_1 + h_2}{\sum K_{t1} + \frac{\sum K_{c1}}{12}} \right]}$$

$$R_1 = \frac{48 \times 150,000}{420 \left[ \frac{4 \times 420}{12,180} + \frac{750}{3114 + \frac{12180}{12}} \right]} = 53 \text{ ton/cm.}$$

Para el marco longitudinal (B) (entrepiso)

$$R_1 = \frac{48 \times 150,000}{420 \left[ \frac{4 \times 420}{5684} + \frac{420}{5022 + \frac{5684}{12}} \right]} = 46 \text{ ton/cm.}$$

Para el marco transversal (2) (entrepiso)

$$I \text{ col. extrema} = \frac{bh^3}{12} = \frac{50 \times 70^3}{12} = 1,429,167 \text{ cm}^4$$

$$K_{t1} = \frac{1,429,167}{420} = 3400 \text{ cm}^3$$

$$R_1 = \frac{48 \times 150,000}{420 \left( \frac{4 \times 420}{7612} + \frac{420}{7,588 + \frac{7612}{12}} \right)} = 63 \text{ ton/cm.}$$

Para el marco transversal (1) (entrepiso)

$$R_1 = \frac{48 \times 150,000}{420 \left( \frac{4 \times 420}{7612} + \frac{420}{3794 + \frac{7612}{12}} \right)} = 54 \text{ ton/cm}$$

Distribución de cortantes entre elementos resistentes en cada piso.

Azotea:

EJE XX.

Como el elemento resistente en este sentido su única función es la de trabajar como un diafragma para transmitir la fuerza lateral hacia las columnas dividiremos la fuerza cortante entre el número de columnas.

$$V \text{ col. azotea} = \frac{58}{14} = 4.15 \text{ ton}$$

EJE Y-Y

EJE	K <sub>iy</sub>	X <sub>i</sub>	K <sub>iy</sub> X <sub>i</sub>	X <sub>it</sub>	K <sub>iy</sub> X <sub>it</sub>	K <sub>iy</sub> X <sub>i</sub> <sup>2</sup>	EFECTO DE V <sub>y</sub>			EFECTO DE V <sub>x</sub>
							Directo	TORSION	TOTAL	TORSION
A	71	0	0	-10	-710	+7100	11.70	0	11.70	0
C	71	20	1420	10	710	7100	11.70	0	11.70	0
Σ	142	20	1420	0	0	14200	23.4	0	23.4	0

$$x_{it} = \frac{1420}{142} = 10 \quad V_D = V_{y1} \frac{K_{iy}}{\sum K_{iy}}$$

Entrepiso:

EJE X-X

EJE	$K_{ix}$	$X_i$	$K_{ix} X_i$	$Y_{it}$	$K_{ix} Y_{it}$	$K_{ix} Y_{it}^2$	EFECTO DE $V_x$			EFECTO DE $V_y$	
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	
1	54	54	2916	+27	1458	39366	11.70	2.58	14.28	0.60	
2	63	45	2835	+18	1134	20412	13.50	2.00	15.50	0.46	
3	63	36	2268	+9	567	5103	13.50	1.00	14.50	0.23	
4	63	27	1701	0.0	0	0	13.50	0	13.50	0	
5	63	18	1134	-9	-567	5103	13.50	1.00	14.50	0.23	
6	63	9	567	-18	-1134	20412	13.50	2.00	15.50	0.46	
7	54	0	000	-27	-1458	39366	11.70	2.58	14.28	0.60	
$\Sigma$	423		11421	0	0	129762	91.00				

## EJE Y-Y

EJE	$K_{iy}$	$X_i$	$K_{iy} X_i$	$X_{it}$	$K_{iy} X_{it}$	$K_{iy} X_{it}^2$	EFECTO DE $V_y$			EFECTO DE $V_x$	
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	
A	53	0	0	-10	-530	5300	20.0	0.21	20.21	0.93	
B	46	10	460	0	0	0	17.1	0.00	17.10	0	
C	53	20	1060	+10	+530	5300	20.0	0.21	20.21	0.93	
$\Sigma$	152	30	1520	0	0	10600	57.1		57.52		

$$V_x = 92.0; V_y = 27.0; M_{Tx} = 92 \times 0.05 \times 54 = 248.40$$

$$V_y = 57.0; X_y = 10.0; M_{Ty} = 57.0 \times 0.05 \times 20 = 57.0$$

$$J = \Sigma K_{ix} \cdot Y_{it}^2 + \Sigma K_{iy} X_{it}^2 = 129,762 + 10,600 = 140,362$$

$$\frac{M_{Tx}}{J} = \frac{248.40}{140,362} = 0.00177 \quad V_{Dx} = \frac{M_{Tx}}{J} K_{ix} Y_{it}$$

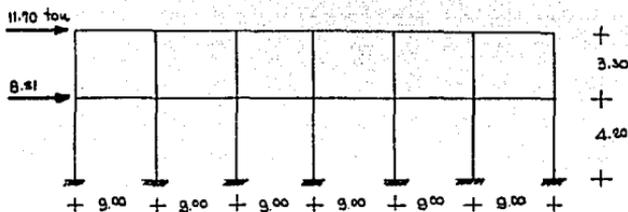
$$\frac{M_{Ty}}{J} = \frac{57.0}{140,362} = 0.00041 \quad V_{Dy} = \frac{M_{Ty}}{J} K_{iy} X_{it}$$

$$\text{Efecto de } V_x \quad \left( \frac{M_{Tx}}{J} \right) \quad K_{ix} Y_{it} \text{ máximo}$$

$$\text{Efecto de } V_y \quad \left( \frac{M_{Ty}}{J} \right) \quad K_{iy} X_{it} \text{ máximo}$$

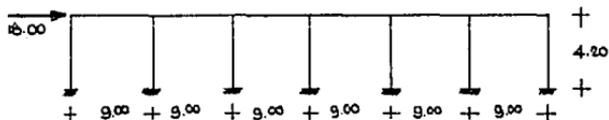
En la siguiente figura se indica la sollicitación por sismo del -

marco (A) longitudinal.



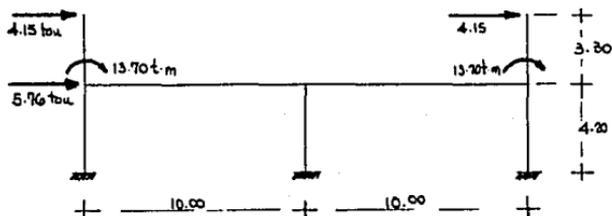
En la siguiente figura se indica la sollicitación por sismo marco

(B) longitudinal.



En la siguiente figura se indica la sollicitación por sismo marco

(2) transversal.



b-3) Solicitaciones por viento.

1.- Velocidad básica

Se define como velocidad básica para diseño por viento la que se supone actuando horizontalmente a una altura de 10 mts. sobre el nivel del terreno con un tiempo de recurrencia de 60 años. Su valor depende de la localización geográfica y de las características topográficas obteniéndose de acuerdo con la expresión.

$$V = K_1 \cdot K_2 \cdot V_0$$

en donde

$K_1$  = Factor de topografía

$K_2$  = Factor de tiempo de recurrencia

$V_0$  = Velocidad regional Km/hora

Se adoptará para la velocidad regional la definida por la tabla siguiente:

Zona	$V_0$ (Km/hr)
Mesa Central	140
Zona costera (Faja de 150 Km. de ancho a lo largo de cada - costa) Península de B. California y Yucatán.	170
Valle de México	100

Los valores de  $K_1$  y  $K_2$  se tabulan a continuación

TOPOGRAFIA.	$K_1$		$\alpha$
	ESTRUCTURAS POCO SENSIBLES A RAFALES CORTAS TIPO I	ESTRUCTURAS SENSIBLES TIPO II Y III	
MUY ACIDENTADA COMO EL CENTRO DE CIUDADES	0.70	1.20	0.075
ZONAS ARBOLADAS, LOMERIOS BARRIOS RESIDENCIALES E INDUSTRIALES	0.80	1.20	0.075
CAMPO ABIERTO, TERRENO PLANO	1.00	1.20	0.085
PEMONTORIOS	1.20	1.20	0.1000

CLASIFICACION	VALORES DE $k_2$
GRUPO A	1.20
GRUPO B	1.00
GRUPO C	No se requiere diseño por viento

De lo anterior obtenemos que:

$$V = 0.80 \times 1.00 \times 100 = 80 \text{ km/hora}$$

2.- Variación de la velocidad con la altura

Se supondrá que la velocidad de diseño varía con la altura del terreno de acuerdo con la fórmula

$$V_a = V \left( \frac{z}{z_0} \right)^\alpha$$

V = Velocidad básica en km/hora

V<sub>a</sub> = Velocidad de diseño a una altura "z" sobre el terreno

z = Altura sobre el terreno

z<sub>0</sub> = 10 mts.

α = Coeficiente que depende de la topografía de la localidad y de la estructura.

3.- Fuerzas debidas al viento.

La presión o succión debida al viento se calcula con la siguiente ecuación.

$$P = 0.0048 \text{ GC } V_z^2$$

En donde

C = Coeficiente de empuje sin dimensiones

P = Presión o succión en kg/m<sup>2</sup>

V<sub>z</sub> = Velocidad de diseño

G =  $\frac{8 + h}{8 + 2h}$  = factor de reducción de densidad de la atmosfera, a la altura (h) en km sobre el nivel del mar.

Considerando que nuestra estructura esta a 2240 mts. sobre el nivel del mar, tenemos que el valor de

$$G = 0.82$$

Obtención de las cargas de viento.

a) Viento perpendicular a las generatrices

$$\theta < 15^\circ$$

$$z = 7.50 \text{ mts.} \quad v_z = 80 \left( \frac{7.5}{10} \right)^{0.075} = 78 \text{ km/hora}$$

$$P = 0.0048 \times 0.82 \times 78^2 \times C = 24.10 \text{ C}$$

$$\text{Para } C = 0.75$$

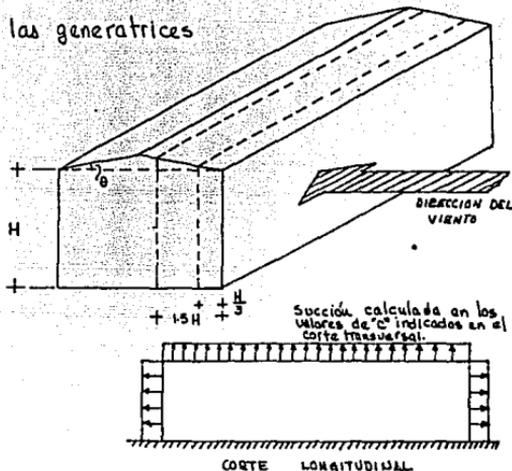
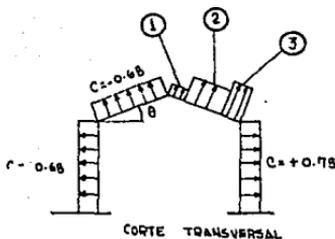
$$P = 24.10 \times 0.75 = 18.08 \text{ kg/m}^2 \text{ presión}$$

$$\text{Para la zona de barlovento } C = -1.75 \frac{h}{3} = 2.50 \text{ mts.}$$

$$P = 24.10 \times -1.75 = -42.18 \text{ kg/m}^2 \text{ (Succión)}$$

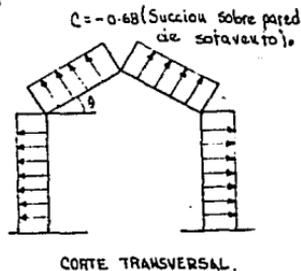
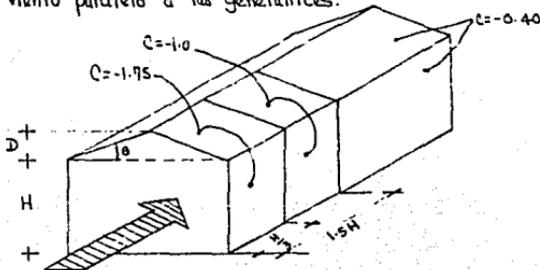
a).- Viento normal a las generatrices

- ① Zona de sotavento
- ② Zona central
- ③ Zona barlovento.



$\theta$	SUPERFICIE DE BARLOVENTO			SUPERFICIE DE SOTAVENTO
	ZONAS			
	de barlovento	Central	de sotavento	
$< 15^\circ$	-1.75	-1.00	-0.40	-0.68
$15^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$ tomase el mayor de los sig.	$-2.1 + 0.23\theta$	$-1.2 + 0.015\theta$	-0.40	-0.68
$> 65^\circ$	0.75	0.75	0.75	-0.68

b) Viento paralelo a las generatrices.



Para la zona central  $C = -1.00$   $1.5 H = 11.25$  mts.

$$P = 24.10 \times -1.00 = -24.10 \text{ kg/m}^2 \text{ (succión)}$$

Para  $C = -0.68$

$$P = 24.10 \times -0.68 = -16.40 \text{ kg/m}^2 \text{ (succión)}$$

b) Viento paralelo a las generatrices.

Para  $C = -1.75$  para una long.  $X = 0$  a  $X = \frac{H}{3} = 2.50$

$$P = -42.18 \text{ kg/m}^2 \text{ (succión)}$$

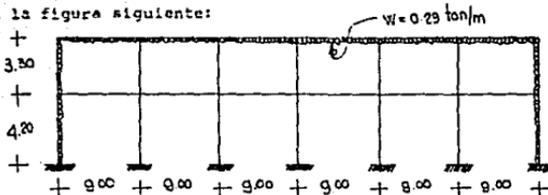
Para  $C = -1.00$  para una long.  $X = 2.50$  a  $X = 1.5H = 11.25$  mts.

$$P = -24.10 \text{ kg/m}^2 \text{ (succión)}$$

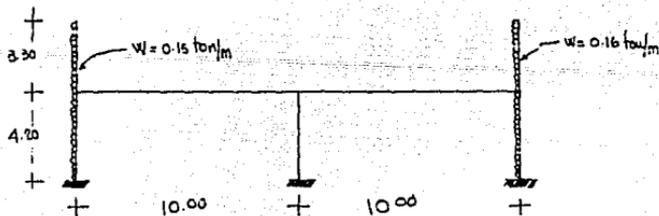
Para  $C = -0.40$  para una long.  $X = 11.25$  a  $54$  mts.

$$P = -9.65 \text{ kg/m}^2 \text{ (succión)}$$

La sollicitación por viento para el marco longitudinal (C) se muestra en la figura siguiente:



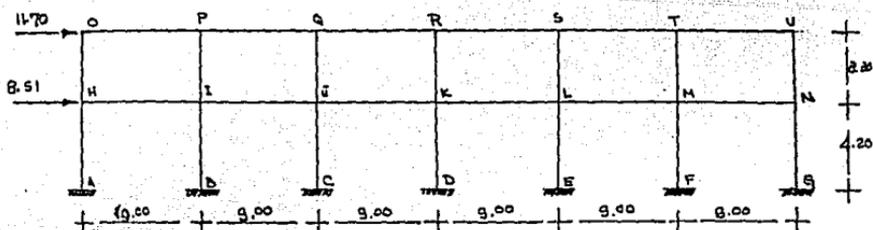
La sollicitación por viento para el marco transversal (2) se muestra en la siguiente figura.



### C).- ANALISIS ESTATICO.

15

#### ANALISIS POR SISMO MARCO (A) LONGITUDINAL



#### ANALISIS POR EL METODO DEL FACTOR.

Cálculo de  $G_n = \text{Factor de traba.} = \frac{\sum K_{cu}}{\sum K_n}$

Donde  $\sum K_{cu}$  = suma de rigideces que concurren al nudo.  
de las columnas

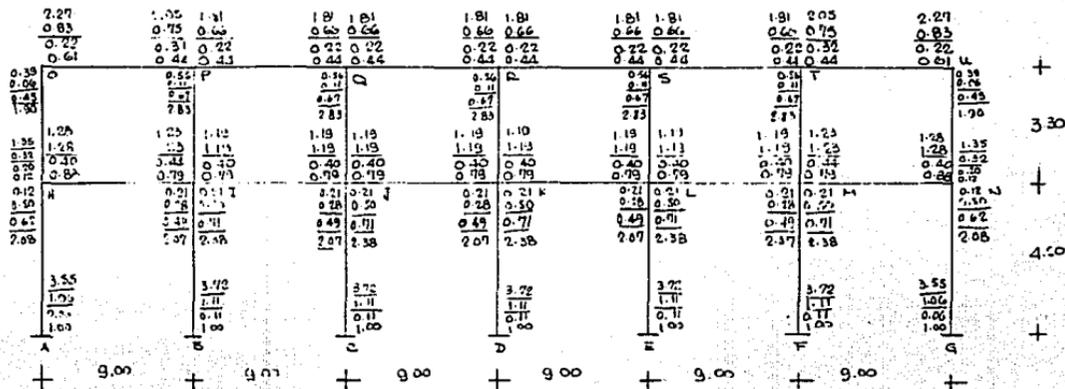
$\sum K_n$  = la suma de rigideces de todas las piezas que concurren al nudo.

NUDO	$G_n$	$C_n$
H	0.88	0.12
I	0.79	0.21
J	0.79	0.21
K	0.79	0.21
L	0.79	0.21
M	0.79	0.21
N	0.88	0.12
O	0.61	0.39
P	0.44	0.56
Q	0.44	0.56
R	0.44	0.56
S	0.44	0.56
T	0.44	0.56
U	0.61	0.39

El factor de columna es igual a la unidad menos el factor de traba es decir

$$C_n = 1 - G_n.$$

## DISTRIBUCION DE FACTORES DE TRABES Y COLUMNAS



Cálculo de los momentos de las columnas  $M = \frac{Qb}{30} C_n$

AZOTEA

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0H} = \frac{11.70 \times 3.30}{31} (1.90) = 2.57 \quad M_{0I} = 1.245(2.83) = 3.52 \\ M_{1H0} = 1.245(1.55) = 1.68 \quad M_{1I0} = 1.245(2.07) = 2.58 \end{array} \right.$$

ENTREPISO

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{1HA} = \frac{50.21 \times 4.23}{41.76} (2.08) = 4.23 \quad M_{1IB} = 2.052(2.38) = 4.84 \\ M_{2HA} = 1.052(3.55) = 7.22 \quad M_{2IB} = 2.052(3.72) = 7.56 \text{ t.m.} \end{array} \right.$$

Momentos desequilibrados

$(M_{0H})_L = 2.57 \quad (M_{0I})_L = 3.52$

$(M_{1H})_L = 5.91 \quad (M_{1I})_L = 7.42$

# Calculo de los momentos en las trabes

77

$$M = \frac{M_b}{\sum G_n} G_n$$

AZOTEA.

$$M_{1P} = M_{OP} = 2.37 \quad M_{11} = M_{10} = \frac{3.52}{3.76}(2.05) = 1.87 \quad M_{1Q} = 0.812(1.81) = 1.65 = M_{1S}$$

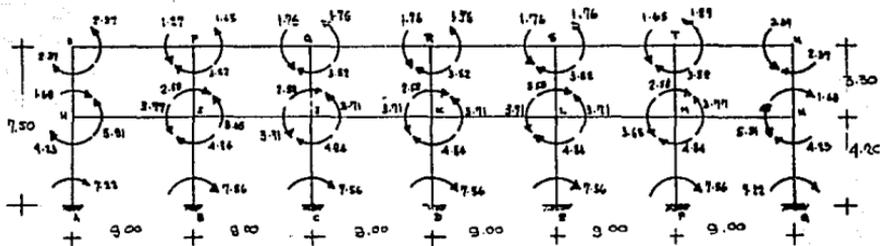
$$M_{2P} = M_{2R} = M_{2Q} = M_{2S} = M_{2E} = M_{2T} = 3.52 \times 0.5 = 1.76 \text{ t-m}$$

ENTREPISO

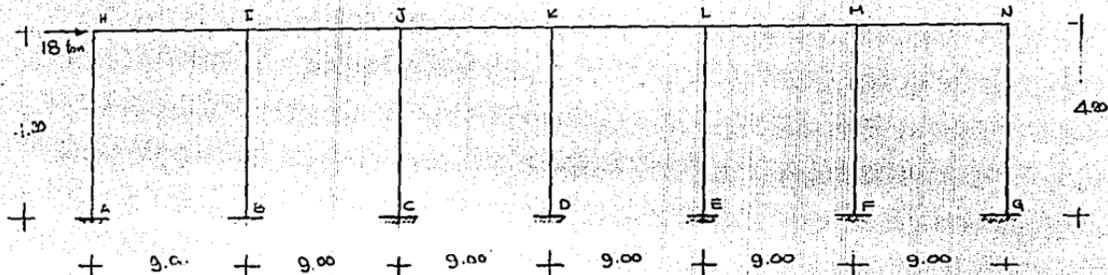
$$M_{1E} = M_{1H} = \frac{5.91}{1.28} \cdot 1.28 = 5.91 \quad M_{1I} = M_{1N} = \frac{7.42}{2.42} (1.25) = 3.77$$

$$M_{1T} = M_{1L} = 3.07 (1.15) = 3.63 \quad M_{2E} = M_{2R} = M_{2I} = M_{2L} = M_{2K} = M_{2H} = 7.42 \times 0.5 = 3.71 \text{ t-m}$$

## MOMENTOS FINALES POR SISMO.



## ANALISIS POR SISMO MARCO (B) LONGITUDINAL.

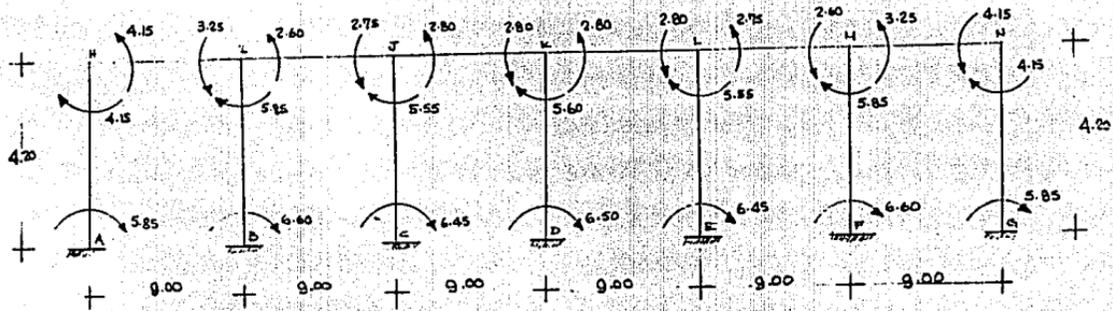


$$\alpha = \frac{18}{244} = 0.0735$$

TABLA DE DISTRIBUCION DE MOMENTOS (CROSS).

NUDO	A	H		I		J			K			L			M		N		G		
BARRA	AH	HA	HI	IH	IB	IJ	JI	JC	JK	KJ	KD	KL	LK	LE	LM	ML	MF	MI	NH	NG	AN
F.D.		0.49	0.51	0.34	0.32	0.34	0.34	0.32	0.34	0.34	0.32	0.34	0.34	0.32	0.34	0.34	0.32	0.34	0.51	0.49	
M.D.	+100	+100		+100		+100		+100		+100		+100		+100		+100		+100	+100		+100
E	-49	-51	-34	-32	-34	-34	-32	-34	-34	-32	-34	-34	-32	-34	-34	-32	-34	-51	-49		
T	-25	-17	-25	-17	-17	-17	-17	-17	-17	-17	-17	-17	-17	-17	-17	-17	-17	-25	-17		-25
E	+8	+3	+14	+4	+14	+12	+10	+12	+12	+10	+12	+12	+10	+12	+12	+14	+14	+3	+8		
T	+4	+7	+5	+6	+7	+6	+6	+6	+6	+6	+6	+6	+6	+6	+6	+7	+7	+4	+4		+4
E	-3	+4	-4	-3	-4	-5	-3	-5	-5	-3	-5	-5	-3	-5	-4	-3	-4	-3	-4		-3
SOMA	+79	+56	-56	-44	+75	-35	-37	+75	-38	-38	+76	-38	-38	+75	-37	-35	+79	-44	-56	+56	+79
M Finales	+5.25	-4.15	-4.15	-2.25	+5.15	-2.60	-2.75	+5.35	-2.80	-2.80	+5.60	-2.80	-2.80	+5.55	-2.75	-2.60	+5.85	-3.25	-4.15	+4.15	+5.25

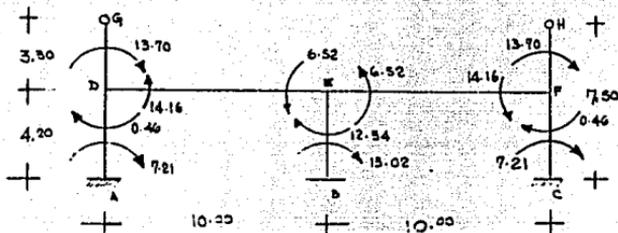
# MOMENTOS POR SISMO MARCO-B



ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA

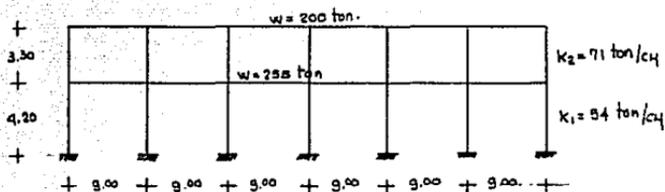


## MOMENTOS POR SIS.MO MARCO - 2 -

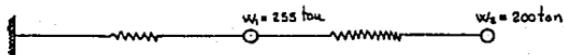


## d).- ANALISIS DINAMICO

Para el marco longitudinal (A) se tiene:



Idealizando nuestra estructura se tiene:

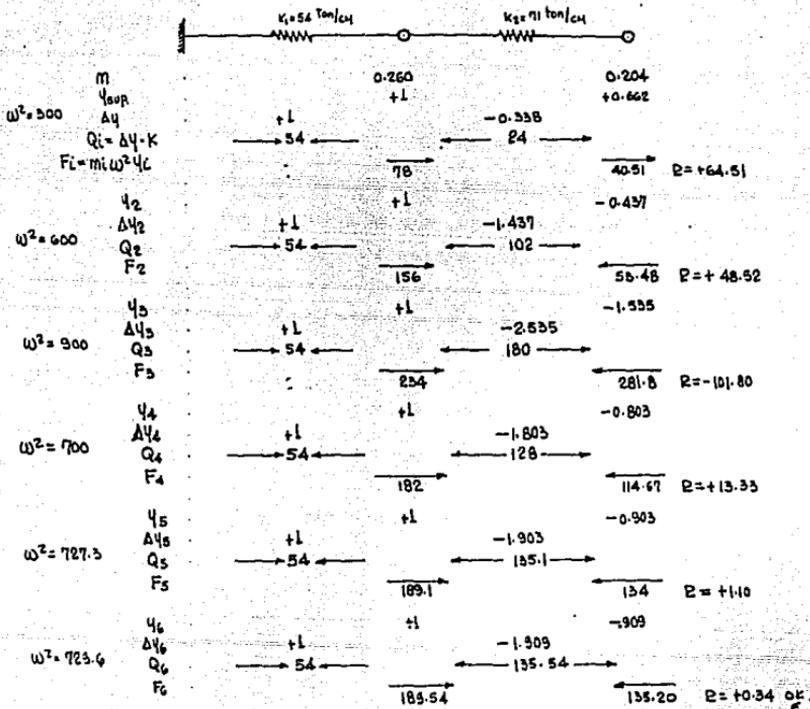


Cálculo de los modos de vibración (A.) Newmark.

$m_i \omega^2 (A_i)_a = F_i$		255 ton		200 ton
$V_i / K$		0.260		0.204
$(A_i)_b$	0	1		2
$\omega^2 = (A_i)_b / (A_i)_a$		0.260		0.408
$F_2$		0.665		0.408
$V_2 / K$		0.012370		0.005746
$(A_2)_b$	0	0.012370		0.018116
$(A_2)_a$	0	80.84		110.40
$F_3$		12.37		18.12
$V_3 / K$		6.9129		3.6965
$(A_3)_b$	0	0.128013		0.052063
$(A_3)_a$	0	0.128013		0.180076
$F_4$		96.63		100.62
$V_4 / K$		12.80		18.01
$(A_4)_b$	0	12.80		18.01
$(A_4)_a$	0	3.3280		3.6740
$F_5$		7.020		3.6740
$V_5 / K$		0.129667		0.051746
$(A_5)_b$	0	0.129667		0.0181413
$(A_5)_a$	0	98.71		93.27
$F_6$		12.37		13.14
$V_6 / K$		3.3722		3.7006
$(A_6)_b$	0	3.3722		3.7006
$(A_6)_a$	0	7.0728		3.7006
$\omega^2$		0.130978		0.052121
$(A_7)_b$	0	0.130978		0.153035
$(A_7)_a$	0	99.02		99.07
$\omega^2$		0.715		1.000

Por lo que  $\omega_1^2 = 99.04$  y  $\Lambda_1 = \begin{bmatrix} 0.715 \\ 1.000 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \Lambda_{11} \\ \Lambda_{21} \end{bmatrix}$

Para encontrar el otro modo de vibración emplearemos el método de Holzer ( $\Lambda_2$ ).



Para encontrar con mas aproximación el valor de  $\omega^2$  aplicaremos la fórmula del coeficiente de Rayleigh.

$$\omega_1^2 = \frac{\sum Q_i \Lambda_i}{\sum F_i Y_i} \omega_1^2 = \frac{54 \times 1 + 128 \times 1.803}{182 \times 1 + 114.67 \times 0.803} 700 = 727.3$$

$$\omega_1^2 = \frac{54 + 135.1 \times 1.903}{189.1 + 134 \times 0.903} 727.3 = 729.6$$

Por lo que  $\omega_2^2 = 729.6$

$$A_2 = \begin{bmatrix} -1.100 \\ 1.000 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{12} \\ A_{22} \end{bmatrix}$$

Calculando  $T = \frac{2 \pi}{\omega}$

$$T_1 = \frac{6.2832}{9.95} = 0.63 \text{ seg}$$

$$T_2 = \frac{6.2832}{27.01} = 0.23 \text{ seg}$$

Para valor los cortantes emplearemos la formula:

$$Y_{ij} = \frac{z_j}{\omega_j^2} \tau_j A_{ij}$$

Se tiene un terreno de baja compresibilidad y un coeficiente sísmico de  $C = 0.04$

$$\frac{C_1}{\omega_1^4} = \frac{255 \times 0.715 + 200 \times 1.0}{255 \times 0.715^2 + 200 \times 1^2} \frac{1}{99.04} = 0.011685$$

$$\frac{C_2}{\omega_2^4} = \frac{255 \times (-1.10) + 200 \times 1.0}{255 \times (-1.10)^2 + 200 \times 1^2} \frac{1}{729.6} = -0.000217$$

Calculando sus respectivas aceleraciones auxiliandome con la gráfica  $A$  vs  $T$  (R.D.D.F.)

$$A_1 = \frac{0.5}{0.63} \times 0.04 \times 981 = 31.14 \text{ cm/seg.}^2$$

$$A_2 = 1.0 \times 0.04 \times 981 = 39.24 \text{ cm/seg.}^2$$

Calculando sus desplazamientos

$$Y_{11} = 31.14 \times 0.011685 \times 0.715 = 0.2602$$

$$Y_{21} = 31.14 \times 0.011685 \times 1.000 = 0.3639$$

$$Y_{12} = 39.24 \times (-0.000217) \times (-1.10) = +0.0094$$

$$Y_{22} = 39.24 \times (-0.000217) \times (1.00) = -0.0085$$

Calculando sus cortantes como  $V_i = K_i Y_i$

$$V_{11} = 53 \times 0.2602 = 13.79 \text{ ton}$$

$$V_{21} = 71 (0.3634 - 0.2602) = 7.33 \text{ ton}$$

$$V_{12} = 53 \times 0.0094 = 0.50 \text{ ton}$$

$$V_{22} = 71 \times (0.0094 + 0.0085) = 1.27 \text{ ton.}$$

Representando los resultados gráficamente.

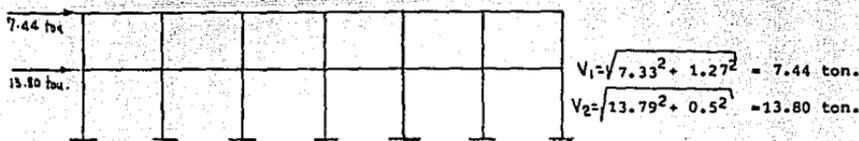
Para A<sub>1</sub>



Para A<sub>2</sub>



Cortante promedio final



Del análisis estático para el mismo marco se habían encontrado los siguientes cortantes:

F1	V1 estático	60% V1 estático	V1 Dinámico
11.70	11.70	7.02	7.44
5.51	20.21	12.13	13.80

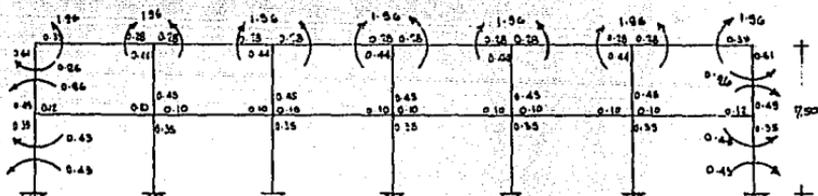
Del mismo modo se calcularon los cortantes para el marco (B) longitudinal y para el marco (2) transversal; y se compararon estos valores con el 60% de los valores del análisis estático, y resultaron también mayores los cortantes obtenidos por el análisis dinámico. Por lo que el diseño se hizo con el 100% del estático estando con estos valores del lado de la seguridad

# E).- ANALISIS DE VIENTO

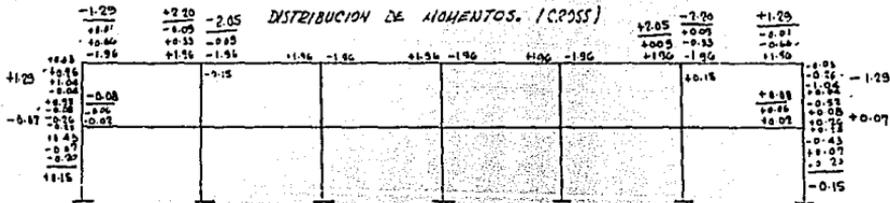
## ANALISIS POR VIENTO MARCO (A) LONGITUDINAL.



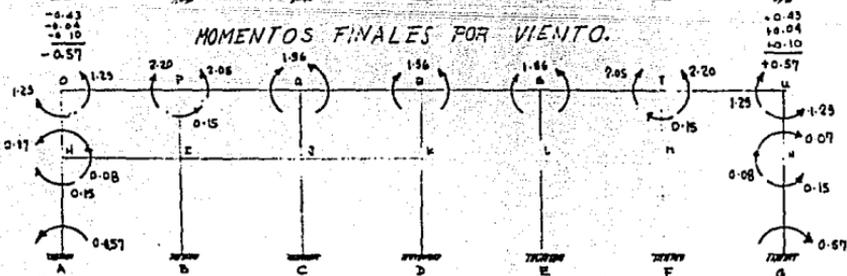
MOMENTOS DE DESDOLIBRO Y FACTORES DE DISTRIBUCION.



DISTRIBUCION DE MOMENTOS. (CROSS)

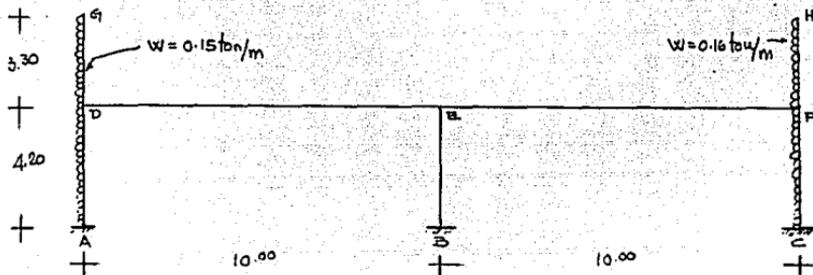


MOMENTOS FINALES POR VIENTO.

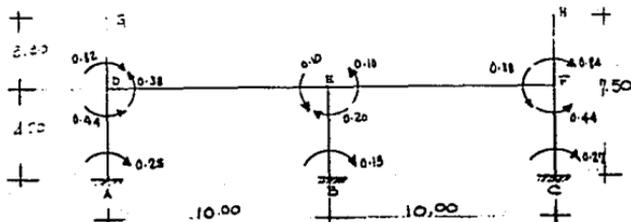


# ANALISIS POR VIENTO MARCO (2) TRANSVERSAL.

87



NUDO	A	D				E			F			C	B
BARRA	AD	DA	DG	DE	ED	EB	EF	FE	FH	FC	CF	BE	
F.D.		0.46		0.54	0.45	0.10	0.45	0.54		0.46			
H.D.	+0.24	-0.24	0.82						0.84	-0.86	+0.26		
E		-0.27		-0.31				-0.31		-0.27			
T	-0.14				-0.16		-0.16				-0.14		
E					+0.14	+0.04	+0.14						
T				+0.07				+0.07				+0.02	
E		-0.03		-0.04				-0.04		-0.03			
SUMA	+0.10	-0.54	+0.82	-0.28	-0.02	+0.04	-0.02	-0.28	+0.84	-0.56	+0.12	+0.02	
H.D.	+100	+100				+100				+100	+100	+100	
E		-46		-54	-45	-10	-45	-54		-46			
T	-23			-23	-27		-27	-23			-23	-5	
E		+10.6		+12.4	+24	+6	+24	+12.4		+10.6			
T	+5.3			+12.0	+6.2		+6.2	+12.0			+5.30	+3.0	
E		-5.53		-5.59	-5.60	-1.20	-5.60	-5.53		-5.53			
SUMA	+97.3	+59.1		-59.1	-47.4	+24.0	-47.4	-53.1		+53.10	+82.00	-24.00	
FINAL	-0.25	-0.44	+0.82	-0.35	-0.10	+0.20	-0.10	-0.39	-0.33	-0.44	+0.27	+0.13	



# FJ)- ANALISIS POR CARGAS VERTICALES

ANALISIS POR CARGA VERTICAL MARCO (A) LONGITUDINAL.

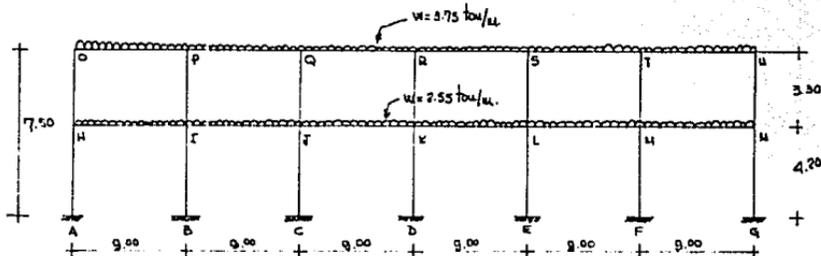
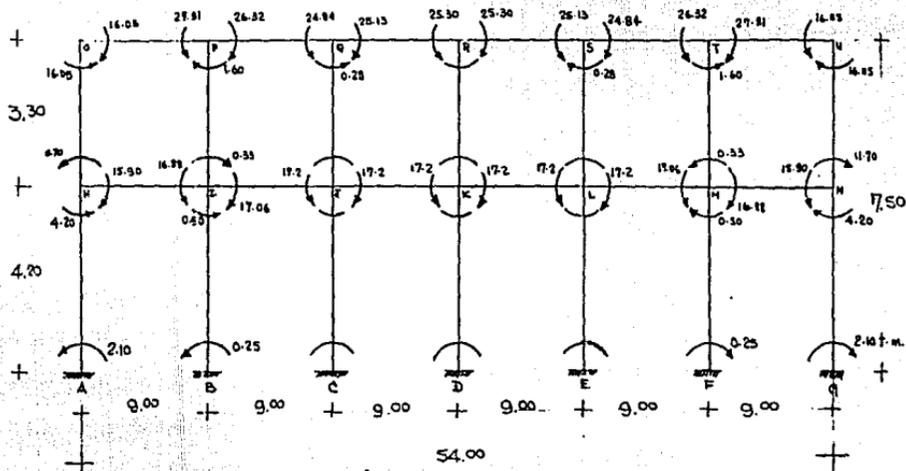


TABLA DE DISTRIBUCCION DE MOMENTOS (CROSS).

BARRA.	OH	OP	OQ	PI	PQ	QP	QR	RO	RQ	RK	RS	SR	SL	ST	TS	TH	TU	UT	UN
RIÑIDEZ	4.23	2.74	2.74	4.23	2.74	2.74	4.23	2.74	2.74	4.23	2.74	2.74	4.23	2.74	2.74	4.23	2.74	2.74	4.23
F.D.	0.61	0.39	0.39	0.61	0.44	0.28	0.28	0.44	0.28	0.28	0.44	0.28	0.28	0.44	0.28	0.44	0.28	0.28	0.44
M.D.		+15.3	-15.3		+25.3	-25.3		+25.3	-25.3		+25.3	-25.3		+25.3	-25.3		+25.3	-25.3	
E	-16.4	-9.50																	
T	-4.71		-4.45																
E	+11.97	+1.64	+1.71	+1.96	+1.25														
T	+3.53	+2.93	+2.81																
E	-2.54	-1.61		-0.31	-0.33	-0.17	-0.19												
SUMAS	-14.05	+14.95	-7.71	+1.60	+2.32	-2.44	-0.38	+25.13											
BARRA.	HO	HI	HL	IL	IL	IL	IL	IL	IL	IL	IL	IL	IL	IL	IL	IL	IL	IL	IL
RIÑIDEZ	4.23	1.00	1.00	4.23	1.00	1.00	4.23	1.00	1.00	4.23	1.00	1.00	4.23	1.00	1.00	4.23	1.00	1.00	4.23
F.D.	0.49	0.12	0.10	0.45	0.10	0.10	0.45	0.10	0.10	0.45	0.10	0.10	0.45	0.10	0.10	0.45	0.10	0.10	0.45
M.D.		+17.32	-17.32		+19.20	-19.20		+19.20	-19.20		+19.20	-19.20		+19.20	-19.20		+19.20	-19.20	
E	-8.42	-2.54																	
T	-7.78																		
E	+3.97	+4.53																	
T	+1.28																		
E	-0.15	-0.15	-0.16	-0.45	-0.14														
SUMAS	-11.70	+15.31	-16.71	+0.33	+17.06	-17.20		+17.20	-17.20		+17.20	-17.20		+17.20	-17.20		+17.20	-17.20	
BARRA	HA		IB		IC		ID		IE		IF		IG		IH		II		IJ
RIÑIDEZ	3.35		3.35		3.35		3.35		3.35		3.35		3.35		3.35		3.35		3.35
F.D.	0.39		0.35		0.35		0.35		0.35		0.35		0.35		0.35		0.35		0.35
M.D.																			
E	-4.70																		
WT																			
E	+3.50																		
T																			
E	-0.50		-0.50																
SUMAS	-4.20		-0.50		0		0		0		0		0		0		0		0

# MOMENTOS POR CARGA VERTICAL MARCO-A-



# ANALISIS POR CARGA VERTICAL MARCO (B) LONGITUDINAL.

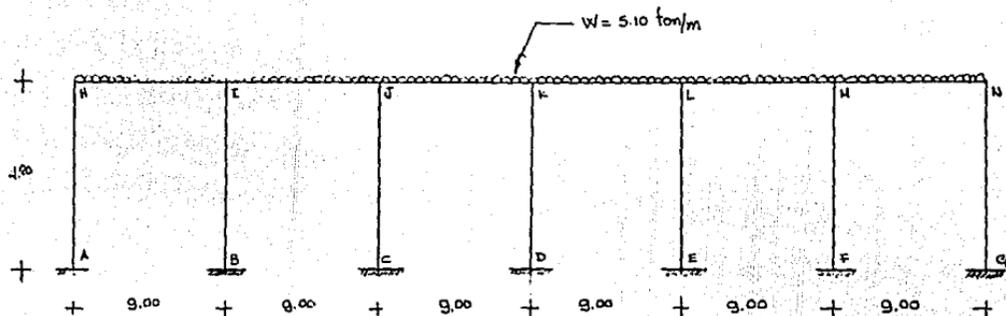
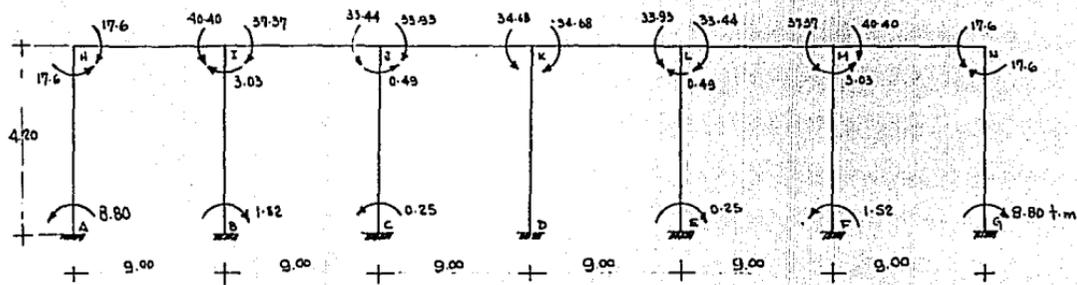


TABLA DE DISTRIBUCION DE MOMENTOS (CROSS).

NUDO	A		H		I		J		K		L		M		N		G				
	HA	HI	IA	IB	IB	IC															
BAJADA	1.57	1.61	1.61	1.57	1.61	1.61	1.57	1.61	1.57	1.61	1.61	1.57	1.61	1.61	1.57	1.61	1.57				
F. D.	0.49	0.51	0.34	0.32	0.34	0.34	0.32	0.34	0.34	0.32	0.34	0.34	0.32	0.34	0.34	0.32	0.49				
M. D.		+34.43	-34.43		+34.43	-34.43		+34.43	-34.43		+34.43	-34.43		+34.43	-34.43		+34.43	-34.43			
E		-14.97	-17.36														+17.54	+16.87			
T	-1.44			-8.28												+8.78		+8.44			
E				+2.98	+2.82	+2.98									-2.98	-2.82	-2.98				
T			+1.43				+1.43						-1.43				-1.43				
E		-0.73	-0.76				-0.50	-0.49	-0.50			+0.50	+0.49	+0.50			+0.76	+0.73			
T	-0.37			-0.38		-0.25			-0.25		+0.25			+0.25		+0.38		+0.37			
E				+0.21	+0.21	+0.21								-0.21	-0.21	-0.21					
SOHA	-8.21	-19.60	+17.60	-43.41	+3.03	37.37	-33.44	-0.49	+33.53	-34.48	0	+34.48	-33.53	+0.49	+33.44	-37.37	-3.03	+40.40	-17.60	+17.60	+8.21

# MOMENTOS POR CARGA VERTICAL MARCO-B-



# ANALISIS POR CARGA VERTICAL MARCO (2) TRANSVERSAL.

92

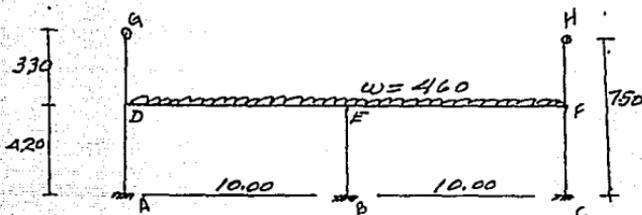
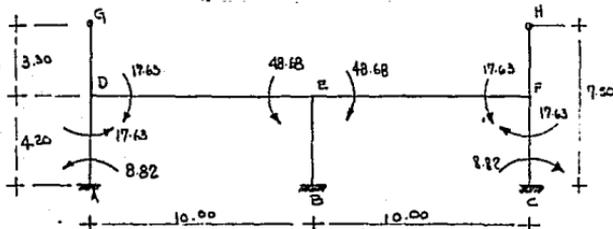


TABLA DE DISTRIBUCION DE MOMENTOS (CROSS).

NUDO	A	D		E			F		C
BARRA	AD	DA	DE	ED	EB	EF	FE	FC	CF
DIGIDEZ	6.53	6.53	7.68	7.68	1.57	7.68	7.68	6.53	6.53
F.D.		0.46	0.54	0.45	0.10	0.48	0.54	0.46	
H.D.			+38.33	-38.33		+38.33	-38.33		
E		-17.63	20.70				+20.70	+17.63	
T	-8.82			-10.35		+10.35			+8.82
E									
T									
E									
T									
E									

Sumas: -8.82    -17.63    +17.63    -48.68    +48.68    -17.63    +17.63    +8.82

## MOMENTOS POR CARGA VERTICAL MARCO 2.



## DISEÑO ESTRUCTURAL

Los elementos presforzados se diseñarán elásticamente y se revisarán a la ruptura. Los elementos reforzados se calcularán plásticamente y se revisarán a la ruptura.

Los esfuerzos en los materiales serán los siguientes:

## Concreto

- a).- Elementos presforzados -----  $f'c = 400 \text{ kg/cm}^2$   
 b).- Elementos reforzados -----  $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$

## Acero

- a).- Acero de Presfuerzo  
 a-1).- Torón  $\phi$  3/8 -----  $f's = 18023 \text{ kg/cm}^2$   
 b).- Acero de refuerzo  
 b-1).- Grado duro -----  $f_y = 4,000 \text{ kg/cm}^2$   
 b-2).- Grado estructural -----  $f_y = 2565 \text{ kg/cm}^2$

Para cargas normales los elementos mecánicos se afectarán por -- 1.4 (factor de carga R.D.D.P.), y los esfuerzos permisibles en los materiales quedarán:

$$\begin{aligned} \text{Concreto } f'c &= 400 \text{ kg/cm}^2 \\ f^*c &= 0.9 (1 - C.V.) f'c = 324 \text{ kg/cm}^2 \\ f''c &= (1.05 - f^*c/1400) f^*c = 265 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Concreto de } f'c &= 200 \text{ kg/cm}^2 \\ f^*c &= 0.9 (1 - C.V.) f'c = 144 \text{ kg/cm}^2 \\ f''c &= 0.85 f^*c = 122 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Para cargas accidentales las sollicitaciones se afectarán por -- (1.1) (factor de carga R.D.D.P) y los esfuerzos permisibles en los materiales quedarán:

$$\begin{aligned} \text{Concreto de } f'c &= 400 \text{ kg/cm}^2 \\ f^*c &= (1 - C.V.) f'c = 360 \text{ kg/cm}^2 \\ f''c &= (1.05 - f^*c/1400) f^*c = 286 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Concreto de } f'c &= 200 \text{ kg/cm}^2 \\ f^*c &= (1 - C.V.) f'c = 160 \text{ kg/cm}^2 \\ f''c &= 0.85 f^*c = 136 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Para los elementos de concreto presforzado con tendones rectos se tienen (2) secciones críticas para el concreto (ver pag.-48 Cap. III).

En el centro del claro

$$f_i = 1.6 \sqrt{f'c} = 32 \text{ kg/cm}^2 \text{ (tensión)}$$

$$f_s = 0.45 f'c = 180 \text{ kg/cm}^2 \text{ (compresión)}$$

En el apoyo

$$f_i = 0.6 f'c_i = 192 \text{ kg/cm}^2 \text{ (compresión)}$$

$$f_s = 0.8 \sqrt{f'c_i} = 14.3 \text{ kg/cm}^2 \text{ (tensión)}$$

Como en el apoyo se tiene presfuerzo inicial y como las pérdidas son de 20% multiplicaremos por 0.8 los esfuerzos permisibles en el apoyo y tendremos así el presfuerzo máximo que se le puede dar a dichas piezas.

$$f_i = 192 \times 0.8 = 154 \text{ kg/cm}^2 \text{ (compresión)}$$

$$f_s = 11.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ (tensión)}$$

En el acero los esfuerzos permisibles son:

a) Acero de presfuerzo (Var Paq.-47 - Cap. III)

$$\text{Presfuerzo inicial} = 0.70 f's = 12,616 \text{ kg/cm}^2$$

Como las pérdidas son del 20%

$$\text{Presfuerzo efectivo} = 0.8 f_o = 0.8 \times 12616 = 10,093 \text{ kg/cm}^2$$

Por otro lado presfuerzo efectivo es:

$$\text{Presfuerzo efectivo} = 0.6 f'G = 10,814 \text{ kg/cm}^2$$

ó

$$\text{Presfuerzo efectivo} = 0.80 f'sy = 0.8 \times 15,300 = 12300 \text{ kg/cm}^2$$

Como se toma la menor

$$\text{Presfuerzo efectivo} = 10,093 \text{ kg/cm}^2$$

Transformándolo a fuerza efectiva.

$$P = 10,093 \times 0.516 = 5200 \text{ kg.}$$

b) Acero de refuerzo

b-1) Para cargas normales

$$f'y = 0.8 f_y = 3200 \text{ kg/cm}^2$$

b-2) Para cargas accidentales

$$f'y = 0.9 f_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$$

En el diseño de los elementos se usará la siguiente simbología:

b = ancho

t = peralte

d = peralte efectivo

A = area de la sección transversal

I = momento de inercia centroidal

Y<sub>i</sub> = distancia del centro de gravedad a la fibra inferior

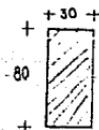
Y<sub>s</sub> = " " " " " " " superior

S<sub>i</sub> = módulo de sección inferior

- $S_a$  = módulo de sección superior  
 $h'$  = longitud efectiva de pandeo  
 $r'n$  = Suma de rigideces de las columnas que llegan al nudo  
Suma de rigideces de las trabes que concurren al nudo  
 $K$  = rigidez  
 $V_c$  = capacidad al corte del concreto simple  
 $V_{ci}$  = fuerza cortante al agrietamiento inclinado debido a todas las cargas, cuando tal agrietamiento es el resultado de una combinación de corte y momento.  
 $V_{cw}$  = fuerza cortante al agrietamiento inclinado debida a todas las cargas, cuando tal agrietamiento es el resultado de esfuerzos principales de tensión excesivos en el alma.  
 $f_{pc}$  = esfuerzo de compresión en el concreto, después de que han ocurrido todas las pérdidas de presfuerzo, en el centroide de la sección que resiste las cargas aplicadas, o en la unión del alma, y el patín cuando el centroide cae dentro del patín.  
 $f_{pe}$  = esfuerzo de compresión en el concreto debido a presfuerzo únicamente, después de todas las pérdidas en la fibra extrema de una sección en la cual existen esfuerzos de tensión cansados por las cargas aplicadas.  
 $f_d$  = esfuerzo debido a carga muerta, en la fibra extrema de una sección en la cual existen esfuerzos de tensión causados por las cargas aplicadas.  
 $b'$  = ancho mínimo del alma de un miembro con patín.  
 $A_s$  = Area del esfuerzo en tensión.  
 $e'$  = excentricidad del acero de presfuerzo con respecto a la fibra inferior de un elemento.  
 $M_y$  = capacidad por momento bajo carga axial y flexión combinadas.

g-1) DISEÑO DE LOS ELEMENTOS PRESFORZADOS.

Cálculo de la trabe R.B. 30/80 de azotea:



$$\begin{aligned}
 A &= 3800 \text{ cm}^2 \\
 Y_1 &= Y_2 = 40 \text{ cm} \\
 I &= 1,280,000 \text{ cm}^4 \\
 S_1 &= S_2 = 32,000 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

Cálculo de los esfuerzos producidos por las cargas:

$$\begin{aligned}
 \text{Para peso propio } W &= 0.38 \times 2.4 = 0.91 \text{ ton/m} \\
 M_{\max} &= \frac{Wl^2}{8} = \frac{0.91 \times 81}{8} = 9.2 \text{ ton/m}
 \end{aligned}$$

Momento positivo máximo formando marco

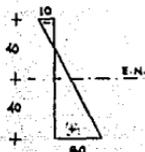
$$\begin{aligned}
 M \text{ isostático} &= 38.0 \text{ t.m} \\
 (-)M \text{ correctivo} &= \frac{22.0}{16.0} \text{ t.m.}
 \end{aligned}$$

$$M \text{ mismo } (+) = \frac{0.25}{16.25} \text{ t.m.}$$

Calculando los esfuerzos

$$f_s = f_i = \frac{25.45 \times 10^5}{32000} = 79.53 \text{ kg/cm}^2 \text{ (tensión ó compresión).}$$

Proponiendo el siguiente diagrama de presfuerzo



$$f_{pc} = \frac{60 + 10}{2} - 10 = 35 - 10 = 25 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = 25 \times 3800 = 95,000 \text{ kg.}$$

$$N^{\circ} \text{ de torones } \phi 3/8" = \frac{95000}{5200} = 18.3 \text{ torones}$$

Tomando 18 torones

$$P = 18 \times 5200 = 93,600 \text{ kg.}$$

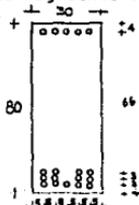
Calculando la excentricidad teórica

$$f_i = \frac{P}{A} + \frac{Pe}{S_1}; e = \frac{S_1}{P} (f_i - \frac{P}{A})$$

$$e = \frac{32,000}{93,600} (60 - \frac{93600}{3800}) = 0.342 (60 - 24.63) = 12.10 \text{ cm.}$$

$$e' = Y_i - e = 40 - 12.10 = 27.90 \text{ cm.}$$

Con la siguiente distribución se obtienen los siguientes esfuerzos:



Calculando la excentricidad

$$e' = \frac{5 \times 4 + 7 \times 4 + 10 \times 4 + 76 \times 5}{18} = 26 \text{ cm}$$

$$e = Y_i - e' = 40 - 26 = 14 \text{ cm}$$

$$f_i = \frac{P}{A} + \frac{Pe}{S_1} = 24.63 + 41.00 = 65.6 \text{ comp.}$$

$$f_s = 24.63 - 41.00 = 16.37 \text{ tensión}$$

Por lo que los esfuerzos finales en la pieza son:



Cálculo del acero negativo y de la conexión entre traveses, para formar el marco.

$$M_u (-) = 27.91 \times 1.4 = 39.07 \text{ ton.m}$$

Suponiendo una area de acero

$$A_s = \frac{M_u}{j d f_y} = \frac{3907000}{0.9 \times 71 \times 3600} = 16.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Como } T_u = A_s f_y = 16.98 \times 3600 = 61,128 \text{ kg.}$$

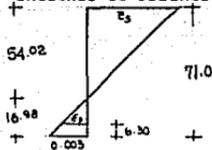
$$\text{Como } A_c = \frac{T_u}{f'_c - f_p}$$

Suponiendo que  $f_p = 115 \text{ kg/cm}^2$  ( $f_p =$  pérdida por compresión del concreto debido a la compresión del presfuerzo en el block de compresiones)

$$A_c = \frac{61,128}{265 - 115} = 407.52 \text{ cm}^2 \quad \text{Como } A_c = ab$$

$$a = \frac{407.52}{30} = 13.58 \text{ cm} \quad \text{Como } C = \frac{a}{0.8} = \frac{13.58}{0.8} = 16.98 \text{ cm}$$

Checando la fluencia del acero de refuerzo



$$\frac{0.003}{16.98} = \frac{E_s}{54.02} = E_s = 0.0095$$

$E_s > 0.002$  el acero de refuerzo fluye y la sección es subreforzada.

Calculando la deformación del presfuerzo ( $E_p$ )

$$\frac{0.003}{16.98} = \frac{E_p}{10.68} \quad E_p = 0.0019$$

Calculando el esfuerzo al que esta trabajando el presfuerzo

$$f'_p = E (E'_p - E_p) = 1.9 \times 10^6 (0.0056 - 0.0019) = 7030 \text{ kg/cm}^2$$

La fuerza de presfuerzo real es:

$$P_p = 7030 \times 0.516 \times 13 = 47,157 \text{ kg.}$$

y el esfuerzo en el concreto

$$\frac{P_p}{A_c} = \frac{47,157}{407.52} = 115.71 \neq f'_p \text{ (supuesto).}$$

Calculando el momento último resistente en la sección

$$M_{ur} = T_u \left( d - \frac{a}{2} \right) = 61,128 (71 - 6.79) = 39.25 \text{ ton. m.}$$

Calculando el factor de carga.

$$F.C. = \frac{M_{ur}}{M_{actuante}} = \frac{39.25}{27.91} = 1.41 > 1.4 \text{ ok}$$

Se pondrán 4 varillas  $\phi$  1" (As = 20.28 cm<sup>2</sup>)

Con una long. de  $\frac{L}{4} + L.a.$

La longitud de anclaje es:

$$L.a. = \frac{As \cdot f_y}{15 \sqrt{f_c}} \geq \frac{Df_y}{150}$$

$$\frac{5.07 \times 3600}{15 \times 18} = 67.6 \text{ cm} \quad \frac{2.54 \times 3600}{150} = 60.96 \text{ cm}$$

$$L.a. = 67.6 \times 1.4 = 95 \text{ cm.}$$

Por lo que la long. es  $L = 2.25 + 0.95 = 3.20$  mts.

Cálculo del espesor de la placa del anclaje de las trabes:

$$A_{pl} = \frac{T_u}{f_y} = \frac{61.128}{2530} = 24.16 \text{ cm}^2$$

Como el ancho es de 25 cm

$$\text{el espesor será } \phi \text{ 1/2" } \quad A_{pl} = 25 \times 1.27 = 31.75 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la soldadura de las varillas

La resistencia de la soldadura es  $R = 110 \text{ kg/cm} \times 1/16"$

Con  $E = 60$

$$\text{Para cada varilla } T = \frac{61.128}{4} = 15,282 \text{ kg.}$$

Suponiendo soldadura  $\phi$  1/4"  $R = 440 \text{ kg/cm}$

$$\text{Long.} = \frac{15,282}{440 \times 2} = 18 \text{ cm de filete a cada lado de la varilla y por}$$

lo que la unión de las 2 trabes será mediante 4 varillas  $\phi$  1" soldadas 18 cm., de cada lado y en cada trabe.

Cálculo de la placa inferior de la trabe para la inversión de momento debido a sismo.

Como el momento máximo es  $M(+)$  = 2.37 ton.m.

$$M_u = 2.37 \times 1.1 = 2.61 \text{ t.m.}$$

$$\text{la fuerza } T = \frac{2.61}{0.7} = 3.73 \text{ ton.}$$

$$As = \frac{3730}{3600} = 1.03 \text{ cm}^2 \text{ con 2 varillas } \phi \text{ 1/2" } \quad As = 2.54 \text{ cm}^2$$

Long. de las varillas = L.a. = 50 cm

$$\text{Soldadura } T = \frac{3730}{2} = 1865 \text{ kg}$$

Con  $\phi$  1/4" de filete

$$\text{Long.} = \frac{1865}{880} = 2.25 \text{ cm. se soldarán 5 cm a cada lado de las varillas.}$$

La placa será  $\phi$  3/8" de espesor de 25 cm., de ancho y con una longitud de 15 cm.

$$f_L = \frac{3730}{25 \times 0.63} = 236 \text{ kg/cm}^2 < 2530 \text{ (A-36)}$$

Revisión por cortante

$$V \text{ isostático} = 16.88 \text{ ton.}$$

$$V \text{ hiperestático} = \frac{1.32}{18.20} \text{ ton.}$$

$$V_u = 18.20 \times 1.4 = 25.48 \text{ ton.}$$

$$U_u = \frac{25480}{30 \times 75} = 11.32 \text{ kg/cm}^2$$

Calculando el  $V_{cw}$

$$V_{cw} = b'd (0.93 \sqrt{f'c} + 0.3 f_{pc}) + V_p$$

$$V_{cw} = 30 \times 75 (0.93 \times 20 + 0.3 \times 25)$$

$$V_{cw} = 2250 (18.60 + 7.5) = 58,725 \text{ kg} > V_u$$

Calculo del  $V_{ci}$

$$V_{ci} = 0.16 b'd \sqrt{f'c} + \frac{M_{cr}}{V - \frac{d}{2}} + V_d$$

Pero no menor que  $0.45 b'd \sqrt{f'c}$

$$\text{Calculando } 0.45 b'd \sqrt{f'c} = 0.45 \times 30 \times 75 \times 20 = 20,250 \text{ kg}$$

Calculando el  $V_u$  L/4 se tiene

$$V \text{ isot.} = 8.44$$

$$V \text{ hip.} = \frac{0.66}{9.10} \text{ ton.}$$

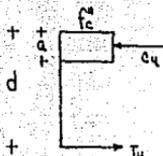
$$V_u \text{ L/4} = 9.10 \times 1.4 = 12.74 < V_{ci}$$

Por lo que unicamente se dispondrán estribos por especificación

$$A_{v \text{ min}} = 0.0015 b's = 0.0015 \times 30 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

serán estribos  $\phi$  3/8" @ 30 cm ( $A_v = 1.42 \text{ cm}^2$ )

Revisión para el momento positivo a la ruptura



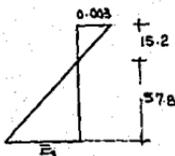
Como  $C_u = T_u$

$$T_u = 0.516 \times 13 \times 0.8 \times 18,000 = 96,300 \text{ kg.}$$

$$a = \frac{T_u}{bf'c} = \frac{96300}{30 \times 265} = 12.1 \text{ cm} \quad c = \frac{a}{0.8} = 15.2 \text{ cm}$$

Checando la fluencia de los torones

$$\frac{E_s}{57.8} = \frac{0.003}{15.2} = E_s = 0.0114$$



Sumando la deformación inicial debida al tensado.

$$Est = E's + Es = 0.0056 + 0.0114 = 0.017 > 0.01$$

El acero de presfuerzo fluye y la sección es subreforzada

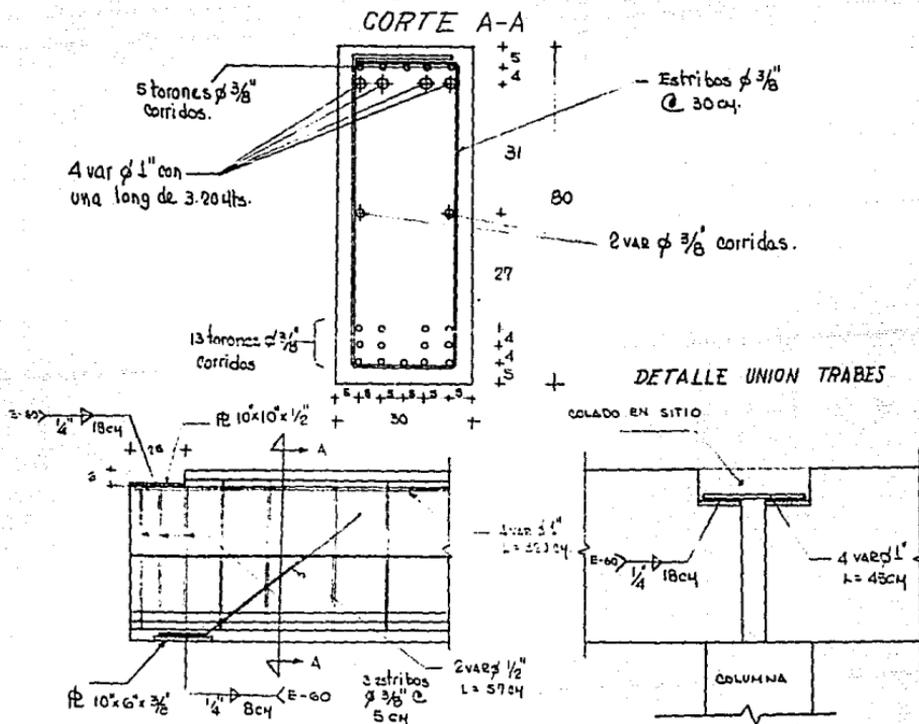
El momento último resistente es:

$$M_{ur} = t_u (d - \frac{a}{2}) = 96300 (73 - 7.6) = 62.0 \text{ ton. m.}$$

Momento actuante = 25.45 ton. m.

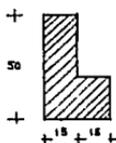
$$F.C. = \frac{62.0}{25.45} = 2.4 > 1.4 \text{ Ok.}$$

Por lo que el armado de la trabe es:



Diseño de la trabe L 30/50 de entrepiso

a) Propiedades Geométricas en sección simple



$$A = 1050 \text{ cm}^2$$

$$\bar{I} = 215,000 \text{ cm}^4$$

$$Y_1 = 20.7 \text{ cm} \quad S_1 = 10,400 \text{ cm}^3$$

$$Y_s = 29.3 \text{ cm} \quad S_s = 7,350 \text{ cm}^3$$

Calculando los esfuerzos en sección simple

$$P_o P_o = 0.105 \times 2.4 = 0.25 \text{ ton/m.}$$

$$T_i s = 0.295 \times 5.0 = \underline{1.47 \text{ ton/m}}$$

$$W = 1.72 \text{ ton/m}$$

Calculando el momento máximo

$$M_G = \frac{Wl^2}{8} = \frac{1.72 \times 8.25^2}{8} = 14.63 \text{ ton.m.}$$

Nota: el firme se toma dentro de las cargas cuando se forma el marco.

y sus esfuerzos de

$$f_t = \frac{1463000}{10400} = 140 \text{ kg/cm}^2 \text{ (tensión)}$$

$$f_s = \frac{1463000}{7350} = 199 \text{ kg/cm}^2 \text{ (compresión)}$$

Calculando los esfuerzos en sección compuesta

$$M \text{ isostático} = 34.22 \text{ ton. m.}$$

$$(-) M \text{ hiperestático} = 26.23 \text{ ton. m.}$$

$$\underline{7.99 \text{ ton. m.}}$$

$$M \text{ sismo} = 1.07 \text{ ton. m.}$$

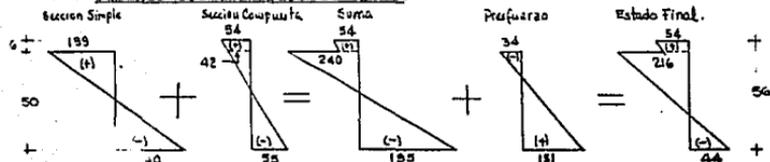
$$\underline{9.06 \text{ ton. m.}}$$

y sus esfuerzos de

$$f_t = \frac{906000}{16200} = 55 \text{ kg/cm}^2 \text{ (tensión)}$$

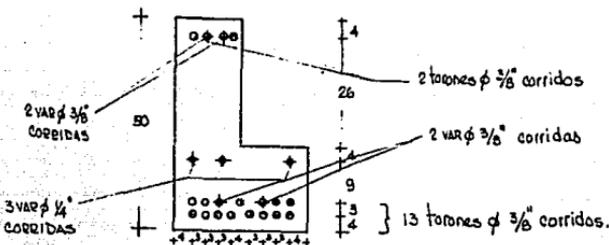
$$f_s = \frac{906000}{16400} = 54 \text{ kg/cm}^2 \text{ (compresión)}$$

Sumando los esfuerzos se tiene:



Para tomar las tensiones en la fibra superior proporcionadas - por el presfuerzo se proporcionará acero de refuerzo que también trabajará para el transporte erección y montaje de las trabes; y también se proporcionará acero de refuerzo para tomar el excedente en la fibra inferior por tensiones finales.

El diagrama de presfuerzo se obtiene con la siguiente distribución:



Cálculo del acero negativo para formar el marco al nivel del firme

$$M (-) \text{ C.V.} = 22.05 \text{ ton. m.} \times 1.4 = 30.87 \text{ ton. m.}$$

$$M \text{ C.V.} + M \text{ sismo} = (22.05 + 5.91) 1.1 = 30.75 \text{ ton. m.}$$

$$M_u (-) = 30.87 \text{ ton. m.}$$

$$Q = \frac{M_u}{bd^2 f'_c} = \frac{3087000}{30 \times 53^2 \times 265} = \frac{3087000}{22331550} = 0.138 \Rightarrow q = 0.15$$

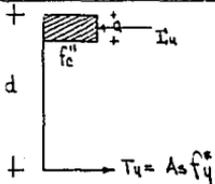
$$P = q \frac{f'_c}{f_y} = 0.15 \frac{265}{3200} = 0.0124 \therefore p = 1.24\%$$

$$P_b > P_{cal} > P_{min} \text{ OK}$$

$$p = \frac{A_s}{bd}; A_s = 0.0124 \times 30 \times 53 = 19.72 \text{ cm}^2$$

Se pondrán 4 varillas de 1" ( $A_s = 20.28 \text{ cm}^2$ ) con una longitud - de 3.20 mts. a cada lado del eje de la columna,

Revisión a la ruptura para momento positivo



$$\begin{aligned} \text{Presfuerzo } T'u &= 0.516 \times 13 \times 0.8 \times 18,000 = 96,030 \\ \text{Acero de ref. } T_u &= 1.42 \times 0.8 \times 4,000 = \frac{4,450}{100,450 \text{ kg.}} \end{aligned}$$

$$a = \frac{100450}{51 \times 122} = 16.1 \text{ cm.} > 6 \text{ cm.}$$

$$\begin{aligned} T = C \quad 100450 &= 36 \times 6 \times 265 + 27.5 (X) 265 \\ 100450 &= 57200 + 7290 (X) \end{aligned}$$

$$X = \frac{43,250}{7290} = .6 \text{ cm.}$$

$$a = 6 + 6 = 12 \text{ cm.} \quad C = \frac{12}{0.8} = 15 \text{ cm.}$$

Checando la fluencia del presfuerzo

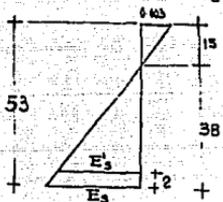
$$\frac{15}{0.003} = \frac{36}{E's} \quad E's = 0.0072$$

$$E'st = 0.0072 + 0.0056 = 0.0128 > 1.0\% \text{ Ok}$$

Checando la fluencia para el de refuerzo

$$\frac{15}{0.003} = \frac{38}{E_s} \quad E_s = 0.0076 > 0.002 \text{ Ok}$$

Tipo de falla dúctil



Calculando el momento último resistente

$$\text{Presfuerzo: } M'_{yr} = 0.96 (53 - 6) = 45.1 \text{ ton. m.}$$

$$\begin{aligned} \text{Refuerzo: } M_{yr} &= 0.044 (51 - 6) = \frac{2.0}{47.1} \text{ ton. m.} \end{aligned}$$

$$M \text{ actuante positivo} = 14.63 + 9.06 = 23.70 \text{ ton. m.}$$

$$F. C. = \frac{47.10}{23.70} = 1.96 > 1.40 \text{ Ok.}$$

Diseño por cortante:

$$V \text{ isostático} = 14.70 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} V \text{ hiperestático} &= \frac{0.11 \text{ ton}}{14.81} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= 14.81 \times 1.4 = 20.7 \text{ ton} & V_u &= (14.70 + 1.8) 1.1 = \\ & & & 17.2 \text{ ton.} \end{aligned}$$

Calculando el  $V_{cw}$

$$V_{cw} = b'd (0.93 \sqrt{f'c} + 0.3 \text{ fpc}) + V_p$$

$$V_{cw} = 15 \times 45 (0.93 \times 20 + 0.3 \times 74)$$

$$V_{cw} = 675 (18.6 + 22.4) = 675 \times 20.84 = 19200$$

$$V_{cw} = 19.2 \text{ ton. Calculando } 0.85 V_{cw} = 16.3 \text{ ton}$$

Calculando el  $V_{ud}$  (a un peralte)

$$V_{ud} = \frac{4.05}{4.50} 20.7 = 18.7 \text{ ton.}$$

**Cálculo del  $V_{ci}$**

$$\text{Calculando } 0.45 b'd \quad f'c = 0.45 \times 675 \times 20 = 6090 \text{ kg}$$

$$V_{ci} = 6.09 \text{ ton} \quad 0.85 V_{ci} = 5.17 \text{ ton}$$

Calculando el  $V_u$  L/4 (al cuarto del claro)

$$V_u \text{ L/4} = 1035 \text{ ton.}$$

Calculando los estribos:

$$S = \frac{\phi A_v d f_y}{(V_u - \phi V_c)} = \frac{0.85 \times 0.64 \times 45 \times 2530}{10,350 - 5,170} = \frac{62000}{5,180}$$

$$S = \frac{62}{5.18} = 12 \text{ cm.}$$

Checando el  $A_v$  min

$$A_v \text{ min} = 0.0015 b's = 0.0015 \times 15 \times 12 = 0.27 < 0.64 \text{ Ok.}$$

#### Diseño de los conectores por rasante

El esfuerzo cortante horizontal a lo largo de la superficie de contacto esta dado por:

$$\tau_h = \frac{VQ}{Ib'}$$

$$V = 18.7 \text{ ton.} = 18700 \text{ kg.}$$

$$I = 466,668 \text{ cm}^4$$

$$\tau_h = \frac{18700 \times 5380}{466,668 \times 15} = 14.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q = 216 \times 24.8 = 5380 \text{ cm}^3$$

$$b' = 15 \text{ cm.}$$

El acero se proporcionará de la siguiente forma:

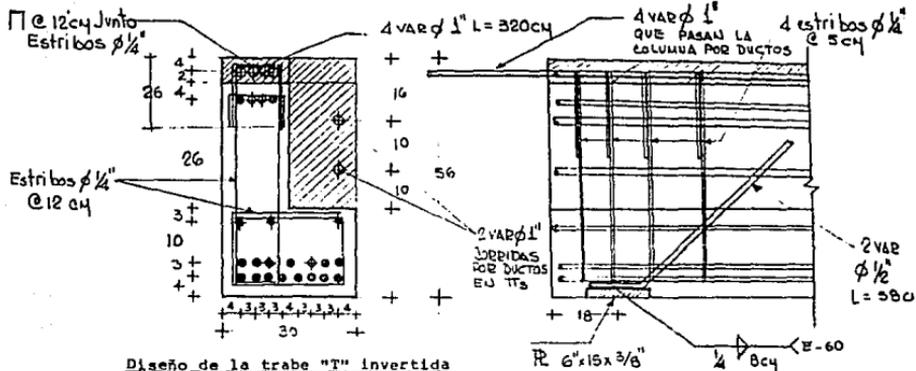
$$A_v = 0.0115 \times 100 \times 15 = 17.25 \text{ cm}^2$$

Para un metro prolongando los estribos

$$\text{Se tiene } A = 13 \times 0.64 = 8.40 \text{ cm}^2$$

Por lo que se pondrá una **TT** junto al estribo por lo que también quedarán a 12 cm.

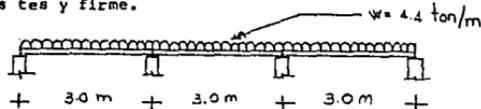
Por lo que el armado de la trabe es:



Se pensó que la trabe trabajaría en sección simple para peso propio doble tes y firme pero al calcular los esfuerzos se encontró que estos eran inadmisibles por lo que se pensó en apuntalar la trabe para que resistiera las cargas en sección simple y después una vez que se formara el marco quitar los puntales para que trabajara como elemento de marco para todas las cargas tanto de sección simple como de sección compuesta.

Tomando en cuenta lo anterior se diseño de la sig. forma:

- 1.- Cálculo de una viga continua con carga de:  
dobles tes y firme.



Se obtuvieron las sig. areas de acero necesarias

Para momento positivo =  $A_s = 2$  var  $\phi 5/8$  se pondrán corridas  
Para momento negativo =  $A_s = 2$  var  $\phi 3/4$  se pondrán corridas

- 2.- Se calcularon los esfuerzos por peso propio y los esfuerzos para el resto de las cargas formando marco y se obtuvo un estado de esfuerzos de:

$$f_t = 170 \text{ kg/cm}^2 \text{ (tensión)}$$

$$f_c = 133 \text{ kg/cm}^2 \text{ (compresión)}$$

3.- Se propuso un estado de esfuerzos de:

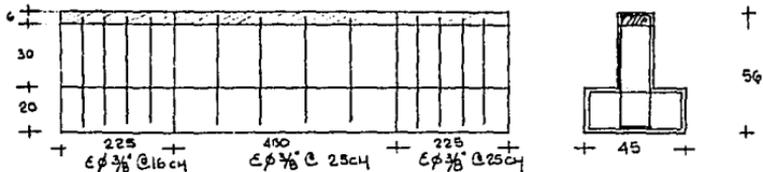
$$f_1 = 136 \text{ kg/cm}^2 \text{ (compresión) y } f_s = 5 \text{ kg/cm (tensión)}$$

y se obtuvo el número de torones necesarios y su distribución para obtener los esfuerzos de presfuerzo antes expuestos; (en el diagrama final se indica su distribución).

4.- Se calculó el acero negativo al nivel del firme para formar el marco; - considerado en el análisis, tomando en cuenta que los momentos se modificaban al cambiar la consideración de cargas; en el diseño se tomó en cuenta combinación de elementos mecánicos más desfavorables y se efectuó mediante un diseño plástico.

Obteniendo una  $A_s = 6$  var.  $\phi 1 \frac{1}{2}$ " que se dispondrán con una longitud de 3.20 mts., a cada lado del eje de la columna (como se ilustra en el diagrama final)

5.- Se diseñó también por cortante calculando el cortante que toma el concreto como  $V_{ci}$  y el  $V_{cw}$  después se calculó el cortante último en la trabe, para saber si era necesario colocar refuerzo transversal para tomar la diferencia de cortantes y se obtuvo la siguiente cuantía y distribución de refuerzo.



6.- Se calculó el esfuerzo rozante para calcular el acero de refuerzo necesario para dar la liga de la sección simple con la compuesta y se obtuvo - que con prolongar los estribos era suficiente para resistir los esfuerzos - por este concepto el proporcionamiento y la distribución se ilustra en la figura anterior de cortante.

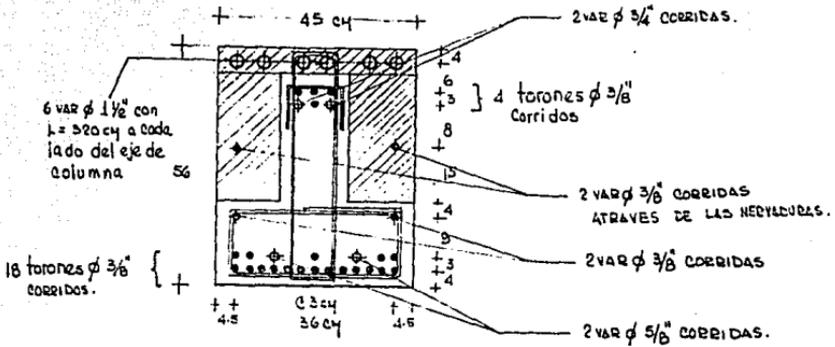
7.- Después se calculó la conexión de la trabe a la columna mediante un diseño plástico y se obtuvo una:

$\angle$  de 8" X 8" X 3/8" anclada a 3 varillas  $\phi 1 \frac{1}{2}$ " con una longitud de - 50 cm., y soldadas a la placa 10 cm., de cada lado con soldadura de filete.

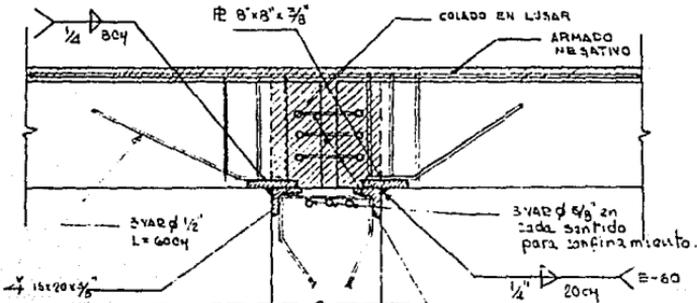
8.- Se revisaron los esfuerzos originados por transporte erección y monta-

je y se vió que si con el refuerzo de la pieza era suficiente.

Por lo que el armado de la trabe es:

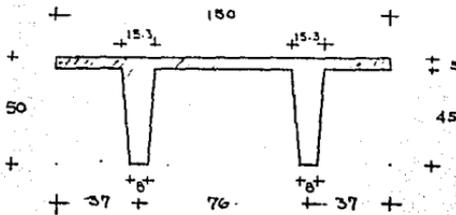


Detalle de la conexión de la trabe a la columna



Diseño de las dobles tes:

1.- GEOMETRIA



3 var  $\phi$  1/2" en forma 32 U

Propiedades Geométricas sección simple;

$$\begin{aligned}
 A &= 1840 \text{ cm}^2 & S_I &= 13600 \text{ cm}^3 \\
 I &= 460,000 \text{ cm}^4 & S_S &= 27300 \text{ cm}^3 \\
 Y_I &= 33.9 \text{ cm} \\
 Y_S &= 16.9 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Momento en sección simple

$$\begin{aligned}
 P_o P_o &= 0.442 \text{ ton/m.} & M_{Q_1} &= \frac{0.658 \times 100}{8} = 8.2 \text{ t.m.} \\
 \text{firme} &= 0.144 \times 1.5 = 0.216 \text{ ton/m.} \\
 W &= 0.658 \text{ ton/m.}
 \end{aligned}$$

$$f_i = \frac{820\,000}{13600} = 60 \text{ kg/cm}^2 \text{ (tensión)}$$

$$f_s = \frac{820\,000}{27300} = 30 \text{ kg/cm}^2 \text{ (compresión)}$$

Calculo de los esfuerzos en sección compuesta (formando marco).

Como el análisis se hizo como el de una losa plana los momentos se distribuyen en sus respectivas franjas de la sig. forma:

	Franja Columnas	Franja Central.
Momento positivo	50	50
Momento Negativo	67	33

Para el momento positivo

$$\text{Momento isostático} = \frac{w l^2}{8} = \frac{4.6 \times 100}{8} = 57.5 \text{ ton.m.} \times 0.5 = 29.0 \text{ tm}$$

$$\text{Momento hiperestático} = 33.5 \text{ ton.m} \times 0.33 = \frac{11.0}{18.0} \text{ t.m.}$$

Como la franja tanto de columna como la central la forman - -

3 las el momento en cada II es de:

$$M \text{ positivo} = \frac{18}{3} = 6.0 \text{ t.m.}$$

$$M (+) = 6.70 \text{ t.m.}$$

$$M \text{ positivo sismo} = \frac{4.16 \times 0.5}{3} = 0.70 \text{ t.m.}$$

Las propiedades geométricas en sección compuesta son:

$$A = 2476 \text{ cm}^2 \quad Y_I = 39 \text{ cm} \quad Y_S = 17 \text{ cm} \quad \bar{I} = 632,410 \text{ cm}^4$$

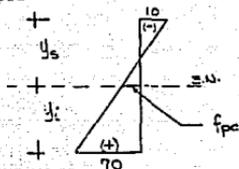
$$S_I = 16200 \text{ cm}^3 \quad S_S = 37,300 \text{ cm}^3$$

$$f_t = \frac{670,000}{16200} = 42.0 \text{ kg/cm}^2 \text{ (tensión)}$$

$$f_c = \frac{670,000}{37,300} = 18.0 \text{ kg/cm}^2 \text{ (compresión)}$$

Propiondo el siguiente diagrama de presfuerzo en sección sim-

ple:



$$f_{pc} = \frac{16.9}{50} 80 - 10 = 34 - 10 = 24 \text{ kg/cm}^2 \text{ (compresión)}$$

$$\text{La fuerza de presfuerzo } P = 24 \times 1840 = 44,000 \text{ kg.}$$

$$\text{El número de torones} = \frac{44,000}{5200} = 8.5 \text{ torones}$$

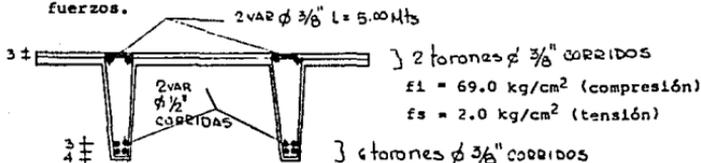
Tomando 8 torones

$$P = 8 \times 5200 = 41,600 \text{ kg} \quad f_{pc} = \frac{41600}{1840} = 22.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Calculando la excentricidad teórica} \quad e = (f_t - f_{pc}) \frac{S_t}{P} = 15.4 \text{ cm}$$

$$e' = Y_1 - 15.4 = 33.9 - 15.4 = 18.5 \text{ cm}$$

con la siguiente distribución de presfuerzo se obtienen los siguientes esfuerzos.



El acero que se indica es para el montaje-transporte y erección y también para aumentar el factor de carga para la ruptura así como para los efectos de temperatura.

Calculo del acero negativo al nivel del firme para formar el marco con las losas  $\overline{\text{II}}$ -.

1).- Para franja de columna

$$\text{Momento por carga vertical } M_u = \frac{48.68 \times 1.4 \times 0.67}{3} = 15.2 \text{ t.m.}$$

$$\text{Momento por sismo } M_u = \frac{(48.68 + 14.16) 1.1 \times 0.67}{3} = 15.0 \text{ t.m.}$$

Por lo que rige carga vertical  $\times 1.4$

$$\text{Calculando } q = \frac{\mu u}{bd^2 f''c} = \frac{1520000}{20 \times 53^2 \times 265} = \frac{1520,000}{14,600,000} = 0.104$$

$$\text{de donde } q = 0.11 ; p = q \frac{f''c}{f''y} = 0.11 \times 83 \% = 0.913 \%$$

$$P_b > P_{cal} > P_{min} \quad \frac{OK}{\neq} \quad A_s = 0.00913 \times 20 \times 53 = 9.7 \text{ cm}^2$$

$$\text{la separación } s = \frac{as}{A_s} = \frac{1.27 \times 150}{9.7} = 20 \text{ cm}$$

Var.  $\phi$  1/2"  $\odot$  20 cm con una longitud de 3.0 mts., y en una longitud de - 2.25 a cada lado de la columna.

2) Para las franjas centrales como el porcentaje es de la mitad del anterior el area de acero es de la mitad por lo que :

$$s = \frac{0.71 \times 150}{5.0} = 30 \text{ cm.}$$

Var.  $\phi$  3/8"  $\odot$  30 cm., con una longitud de 2.75 M., y en una longitud de 4.50 mts., en los centros de los claros.

#### Revisión por cortante

$$V \text{ isostático} = 0.51 \times 5 = 2.55 \text{ ton}$$

$$V \text{ hiperestático} = \frac{31.05}{10} \times \frac{0.67}{3} = \frac{0.68}{3.23} \text{ ton}$$

$$V \text{ sección simple} = 0.66 \times 5 = \frac{3.30}{6.53} \text{ ton}$$

$$\text{Cortante último} = 6.53 \times 1.4 = 9.10 \text{ ton}$$

$$V \text{ isostático} = 0.40 \times 5 = 2.00 \text{ ton}$$

$$V \text{ hiperestático} = \frac{20.68}{10} \times \frac{0.67}{3} = 0.45 \text{ ton}$$

$$V \text{ sección simple} = 0.66 \times 5 = \frac{3.30}{5.75} \text{ ton}$$

$$\text{Cortante último} = 5.75 \times 1.1 = 6.33 \text{ ton}$$

rige carga vertical X 1.4

Calculando el cortante a un peralte

$$V_{ud} = \frac{4.50}{5.0} (9.10) = 8.19 \text{ ton}$$

Sin tomar en cuenta el efecto del presfuerzo, considerando que

la sección está reforzada.

El cortante que toma el concreto es:

$$V_c = 0.50 \phi \sqrt{f'c} = 0.50 \times 0.85 \times 20 = 8.5 \text{ kg/cm}^2$$

Calculando el esfuerzo cortante

$$V_{ud} = \frac{8190}{50 \times 20} = 8.19 \text{ kg/cm}^2 < V_c$$

No requiere estribos por esfuerzos; se pondrán únicamente por armado y con la  $A_v$  mín.

$A_v$  mín = 0.0015 b's tomando una separación de 20 cm,

$$A_v \text{ mín} = 0.0015 \times 20 \times 20 = 0.60 \text{ cm}^2$$

Considerando estribos  $\phi$  1/4 2 ramas:  $A_v = 0.64 \text{ cm}^2$  ok

Como la separación máxima es de  $3/4d = 38 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$  ok

### Cálculo por razante

$$V_u = 3.23 \times 1.4 = 4.5 \text{ ton} = 4500 \text{ kg}$$

$$Q = 426 \times 20 = 9520 \text{ cm}^3$$

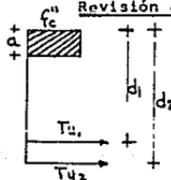
$$b' = 20 \text{ cm}$$

$$\bar{I} = 623,410$$

$$v_h = \frac{4,500 \times Q \times 426}{623,410 \times 20} = 0.15 \text{ kg/cm}^2$$

Quando no se proporcionen anclajes mecánicos y la superficie de contacto este limpia y rugosa el esfuerzo máximo permisible es de  $3 \text{ kg/cm}^2 > 0.15$  no se pondrá acero de refuerzo.

### Revisión a la ruptura para momento positivo



$$T_u \text{ de presf.} = \phi \times 0.516 \times 19,000 \times 0.8 = 44,400 \text{ kg}$$

$$T_u \text{ de ref} = 1.27 \times 2 \times 4,000 \times 0.8 = \frac{8,1}{52,500 \text{ kg}}$$

$$\text{Como } T_u = C_u$$

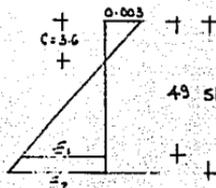
$$C_u = ab f'c$$

$$A = \frac{T_u}{b f'c} \text{ Si } a < 6 \text{ cm}$$

$$a = \frac{52,500}{150 \times 122} = 2.87 \text{ cm ok}$$

$$C = \frac{a}{0.8} = \frac{2.87}{0.8} = 3.6 \text{ cm.}$$

Checando la fluencia y el tipo de falla



Para el acero ( $E_1$ ) = de refuerzo

$$\frac{0.003}{3.6} = \frac{E_1}{45.4} \quad E_1 = 0.038$$

$E_1 > 0.002$ ; El acero de refuerzo fluye

Para el acero de presfuerzo ( $E_2$ )

$\frac{0.003}{3.6} = \frac{E_2}{47.4}$   $E_2 = 0.039$  Sumandole la deformación al momento de tensar el cable ( $E_1 = 0.0056$ )

$E \text{ presf.} = 0.0056 + 0.039 = 0.095 > 0.01$ ; el acero de presfuerzo también fluye por lo que la sección es subreforzada

Cálculo del factor de carga

$$M_{ut} = M_{u \text{ presf}} + M_{u \text{ ref.}} = 0.44 (51 - 1.5) + 0.081 (49 - 1.5)$$

$$M_{ut} = 21.8 \text{ ton.m.} + 3.85 \text{ t.m.} = 25.65 \text{ t.m.}$$

Como el momento actuante es:  $M_{act} = 14.90 \text{ t.m.}$   $\therefore$  F.C. =  $\frac{25.65}{14.90} = 1.73 > 1.4$  ok

Diseño de la placa de conexión con la trabe portante

Como el momento por sismo es de  $M = \frac{14.16 \times 0.67}{3} = 3.15 \text{ ton.m.}$

Como el factor de carga es de 1.5 para cargas horizontales en diseño plástico.

$$M_u = 3.15 \times 1.5 = 4.10 \text{ t.m.}$$

Como son dos nervaduras  $\therefore$   $M_u$  por nervadura = 2.05 t.m.

Como el brazo es en el apoyo de 31 cm.

la fuerza de tensión última es:

$$T_u = \frac{M_u}{d} = \frac{205000}{31} = 6600 \text{ kg}$$

Como el esfuerzo de tensión en el acero es  $f_t = 2530 \text{ kg/cm}^2$

(A-36)  $\therefore$  El acero de la placa es:

$$A_R = \frac{T_u}{f_t} = \frac{6600}{2530} = 2.6 \text{ cm}^2$$

Considerando una placa de 3" X 8" X 1/4"

Su area es :  $7.62 \times 0.63 = 4.8 \text{ cm}^2$  es correcto ya anclará a los estribos y al acero de refuerzo longitudinal.

Cálculo de la soldadura de filete entre placa y placa

Como la fuerza última es de  $T_u = 6600 \text{ kg}$  y la resistencia de la soldadura de filete es de:

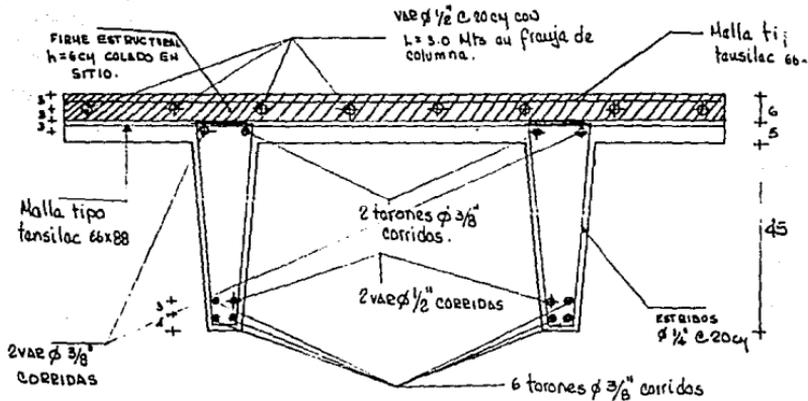
$$R = 110 \text{ kg/cm} \times 1/16" \text{ con } (E = 60)$$

Usando soldadura  $\phi$  1/4"  $R = 440 \text{ kg/cm}$

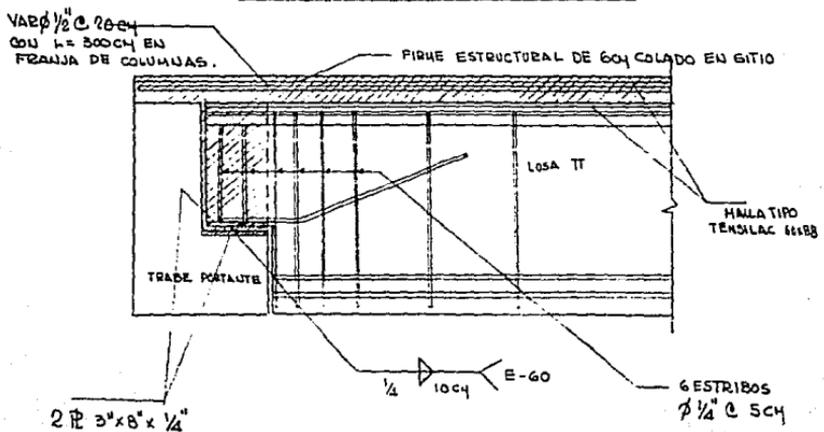
$$\text{la long. del cordon} = \frac{T_u}{R} = \frac{6600}{440} = 15 \text{ cm.}$$

Se soldará 10 cm., de cada lado de la placa

Por lo que el armado final es:

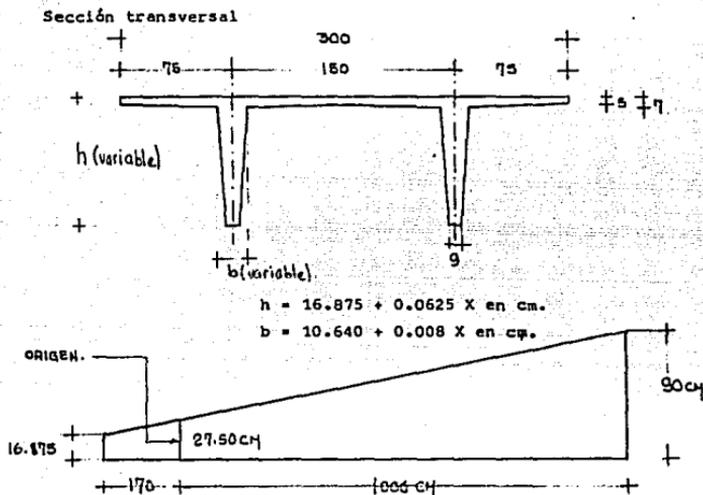


Detalle de conexión a la trabe portante



Diseño de la losa doble "T" con sección variable

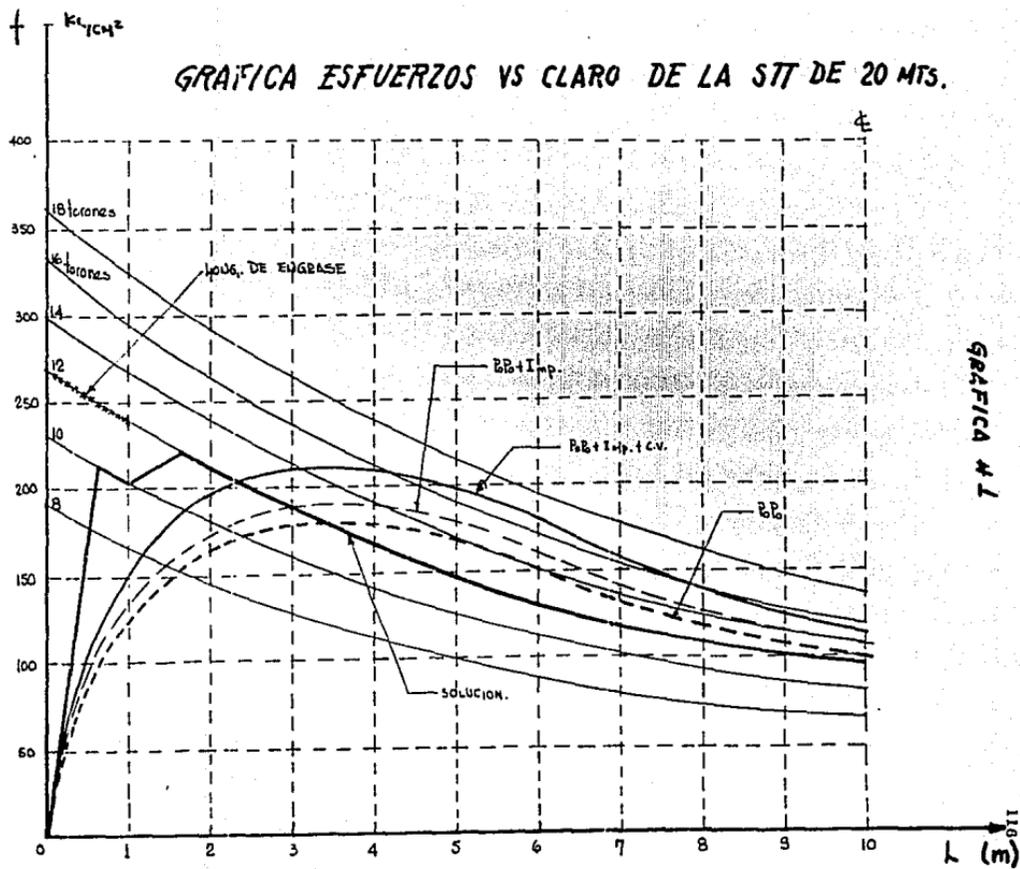
1.- Características Geométricas.



- 2.- En este tipo de elementos se diseñan prácticamente para resistir su peso propio pues las cargas que soporta son pequeñas en comparación con su peso propio.
- 3.- Se calcularon todas las propiedades geométricas a cada metro de la pila.
- 4.- Se calcularon los centroides de las dovelas así formadas para calcular los momentos por peso propio.
- 5.- Se calcularon los momentos producidos por el impermeabilizante y la carga viva.
- 6.- Se calcularon los esfuerzos de presfuerzo en las diferentes secciones haciendo variar la fuerza de presfuerzo.
- 7.- Se calcularon los esfuerzos de peso propio; los del impermeabilizante y los de carga viva en cada una de las secciones consideradas.

- 8.- Se construyó la gráfica de esfuerzos contra longitud de la pieza - - (gráfica # 1)
- 9.- Del estudio de la gráfica anterior se determinó el número de torones necesarios y la longitud de engrace de los mismos.
- 10.- Se calculo de la misma forma los esfuerzos producidos por cortante - en la pieza por peso propio; impermeabilizante y por carga viva.
- 11.- Se calculo la fuerza cortante que toma el concreto también por dobe- las.
- 12.- Se construyó la gráfica de fuerzas cortantes contra la longitud de - la pieza (gráfica # 2)
- 13.- Del estudio de la gráfica anterior se determinó el acero de refuerzo necesario; para la fuerza cortante, así como la distribución del mis mo.
- 14.- De la gráfica # 1 se encontró la sección crítica plástica que resul- to en donde  $\frac{M}{h}$  fuera mayor; y se revisó a la ruptura la fluencia del\_ acero de refuerzo; así como la del presfuerzo y se procedió al calcu lo del momento último resistente y se encontró que el factor de car- ga fué de 1.5 > 1.4 por lo que la sección está garantizada a la rup- tura teniendose una sección subreforzada.

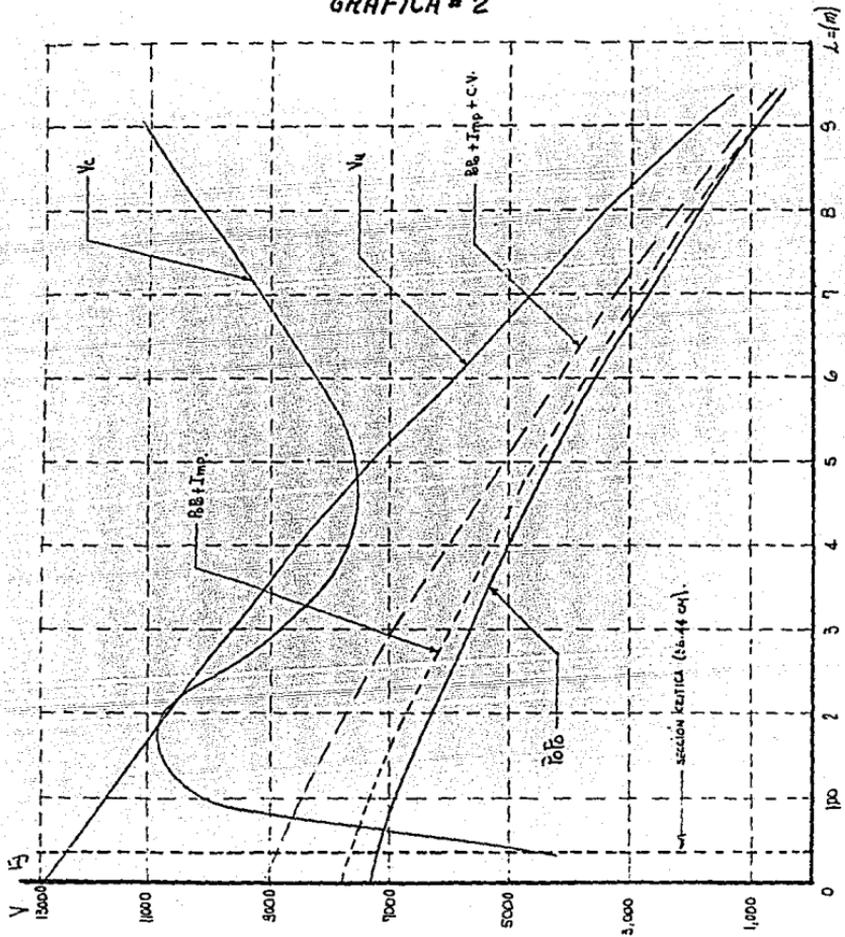
- 8.- Se construyó la gráfica de esfuerzos contra longitud de la pieza - - (gráfica # 1)
- 9.- Del estudio de la gráfica anterior se determinó el número de torones necesarios y la longitud de engrace de los mismos.
- 10.- Se calculo de la misma forma los esfuerzos producidos por cortante - en la pieza por peso propio; impermeabilizante y por carga viva.
- 11.- Se calculo la fuerza cortante que toma el concreto también por dobles.
- 12.- Se construyó la gráfica de fuerzas cortantes contra la longitud de - la pieza (gráfica # 2)
- 13.- Del estudio de la gráfica anterior se determinó el acero de refuerzo necesario; para la fuerza cortante, así como la distribución del mismo.
- 14.- De la gráfica # 1 se encontró la sección crítica plástica que resulto en donde  $\frac{M}{h}$  fuera mayor; y se revisó a la ruptura la fluencia del acero de refuerzo; así como la del presfuerzo y se procedió al cálculo del momento último resistente y se encontró que el factor de carga fué de 1.5 > 1.4 por lo que la sección está garantizada a la ruptura teniendose una sección subreforzada.



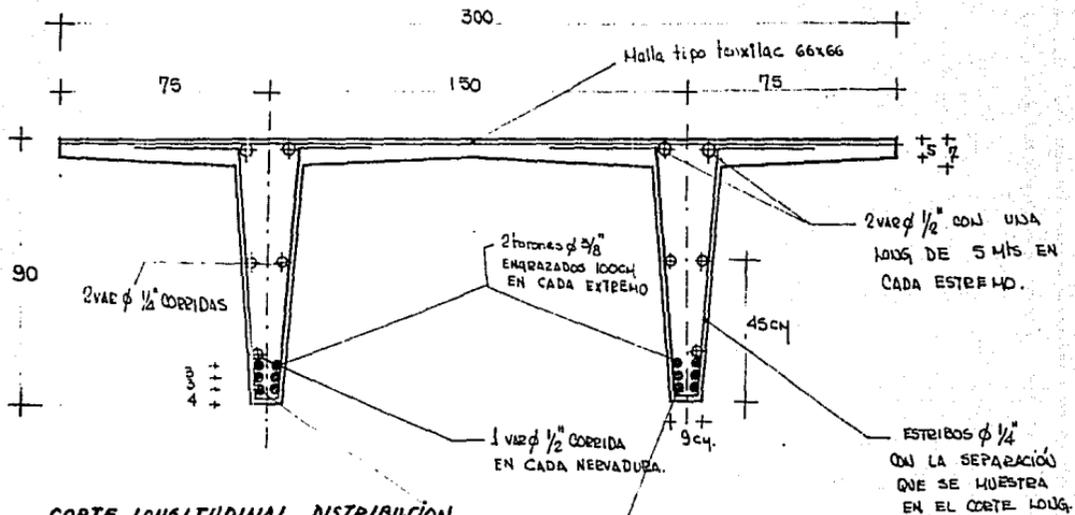
GRAFICA N° 1

117  
 GRAFICA FUERZA CORTANTE VS CLARO STT DE 20 MTS.

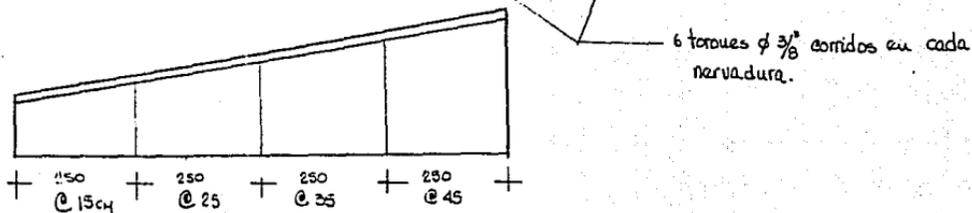
GRAFICA # 2



# CORTE TRANSVERSAL ARMADO SIT EN EL $\bar{C}$



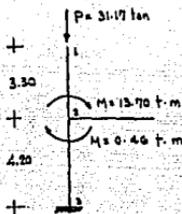
## CORTE LONGITUDINAL DISTRIBUCIÓ DE ESTRIBOS.



Diseño de la columna de 50 X 70Nivel azotea:

La columna en el sentido transversal trabaja en voladizo sien  
do esta sollicitación la mas desfavorable.

El momento es de :  $M = 13.70$  ton. m., y la descarga de : - -  
 $P = 31.17$  ton., y la longitud de la trabe:  $L = 330$  cm.



$$M_u = 13.70 \times 1.1 = 15.07 \text{ ton. m.}$$

$$P_o P_o = 0.35 \times 2.4 \times 3.3 = 2.76 \text{ ton}$$

$$P_{\text{total}} = 31.17 + 2.76 = 33.93 \text{ ton.}$$

$$P_u = 33.93 \times 1.1 = 37.32 \text{ ton.}$$

$$e_1 = \frac{M_1}{P_1} = 0 \quad e_2 = \frac{15.07}{37.32} = 0.404 \text{ m.}$$

$$\frac{e_1}{e_2} = 0 \text{ Como } r_1 = 0 \text{ y } r_2 = \infty$$

La longitud efectiva de pandeo es  $h' = h K$

del monograma de las gráficas de columnas de R. Mell se obtie  
ne  $K = 2$

$$h' = 330 \times 2 = 660 \text{ cm}$$

$$\text{Calculando } \frac{h'}{t} = \frac{660}{70} = 9.5 \text{ con el valor de } \frac{e_1}{e_2} = 0 \text{ y } \frac{h'}{t}$$

$$\text{En la gráfica (30) se obtiene } \frac{1-P}{3P} = 0.02$$

Calculando el incremento de momento por la excentricidad se -  
obtiene:

$$\Delta M = \left( \frac{1-P}{3P} t + 2 \text{ cm} \right) P_u ; \Delta M = (0.02 \times 70 + 2) 37.32 = 127 \text{ toncm.}$$

$$\Delta M = 1.27 \text{ ton. m.}$$

$$\therefore M_{\text{ut}} = M_u + \Delta M = 15.07 + 1.27 = 16.34 \text{ ton. m.}$$

Suponiendo el  $P = 1\%$  ; y como  $\frac{d}{t} = 0.95$

$$q = p \frac{E''y}{E''c} ; q = 0.01 \frac{3600}{286} = 0.126$$

$$\text{Calculando la excentricidad; } e = \frac{M_{\text{ut}}}{P_u} = \frac{16.34}{37.32} = 0.44 \text{ m.}$$

Calculando  $\frac{q}{t} = \frac{44}{70} = 0.63$

Con el valor de  $q$  y  $\frac{q}{t}$  en la gráfica (5) obtenemos que  
 $k = 0.22$   $R = 0.136$

Como  $P_u = kbt f''c$  ;  $P_u = 0.22 \times 50 \times 70 \times 286 = 220 \text{ ton.}$

y  $M_u = Rbt^2 f''c$  ;  $M_u = 0.136 \times 50 \times 4900 \times 286 = 95.3 \text{ ton.} \dots$

$P_u \text{ cal} > P_u \text{ actuante}$  y  $M_u \text{ cal} > M_u \text{ actuante}$  por lo que armando la columna con el 1% es suficiente para esta condición ; - - -  
 $A_s = pbt$  ;  $A_s = 0.01 \times 50 \times 70 = 35 \text{ cm}^2$

2.- Se hizo el diseño de la columna en el sentido longitudinal que se encuentra formando marco y resultó que también con el 1% se cubría esta condición.

3.- Señalizó la columna al nivel del entrepiso tomando en cuenta que se tenía marco en las dos direcciones en este nivel y también resultó que con el 1% era suficiente para tomar los elementos necesarios a este nivel.

4.- Cálculo del tipo de refuerzo

Como se necesitaba cubrir el 1% ;  $A_s = 35 \text{ cm}^2$  se pusieron 4 var  $\phi - 1"$  y 4 var  $\phi 7/8"$  en forma de paquete y concentradas en las esquinas.

5.- Como la separación entre centros de varillas no debe ser superior que 35 cm., reforzando las partes centrales con varillas  $\phi 1/2"$  se cubrió esta condición

6.- Se calculo el refuerzo transversal de la siguiente manera:

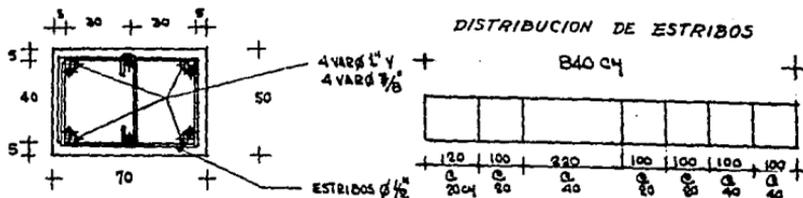
El area transversal de cada anillo  $\geq 10\%$  del area transversal del paquete por lo que resulta  $A_v \geq 0.89 \text{ cm}^2$  por lo que resultan estribos  $\phi 1/2"$  ( $A_v = 1.27$ )

7.- La separación se tomo como:

$\left\{ \begin{array}{l} 16 \text{ Diámetros de la varilla longitudinal} \\ 48 \text{ Diámetros de la varilla del estribo} \\ \text{La menor dimensión de la columna} \end{array} \right\}$  La menor rige  
 y resulta estribos  $\phi 1/2"$  @ 40 cm.

La separación máxima de estribos se reducirá a la mitad en una longitud de 1.5 veces la mayor dimensión de la columna tanto arriba como abajo de la intersección de la columna con traveses y losas.

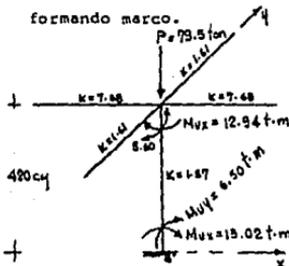
En la siguiente figura se ilustra el armado de la columna.



### Diseño de la columna de 45 X 45

#### Nivel entrepiso

La columna tanto en un sentido como en el otro se encuentra formando marco.



Como el área tributaria es de  $A = 90 \text{ m}^2$  y los elementos mecánicos son por sismo únicamente, se tiene:

Loseta vinilica	_____	10 kg/m <sup>2</sup>
Muros de tabique de .14 cm.	_____	150 kg/m <sup>2</sup>
IIs - 150/50	_____	295 kg/m <sup>2</sup>
Firme 6 cm.	_____	144 kg/m <sup>2</sup>
C. V. sismo	_____	250 kg/m <sup>2</sup>
		850 kg/m <sup>2</sup>

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

$$f''c = 286 \text{ kg/cm}^2 \text{ (sismo)}$$

$$f \cdot y = 3200 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_u = 81.50 \times 1.1 = 89.65 \text{ ton}$$

$$P_1 = 0.850 \times 90 = 76.50 \text{ ton.}$$

$$\text{Trabe T invertida} = 0.32 \times 9 = 2.90 \text{ ton}$$

$$\text{Peso columna} = 0.49 \times 4.2 = 205 \text{ ton}$$

$$P = 81.50 \text{ ton}$$

En el extremo superior

$$M_{ux} = 12.49 \times 1.1 = 14.23 \text{ ton. m.}$$

$$M_{uy} = 5.60 \times 1.1 = 6.16 \text{ ton. m.}$$

En el extremo inferior

$$M_{ux} = 13.02 \times 1.1 = 14.32 \text{ ton. m.}$$

$$M_{uy} = 6.50 \times 1.1 = 7.15 \text{ ton. m.}$$

#### Incremento de momentos por esbeltez

$$e_1/e_2 = -0.996 \text{ en dirección (X)}$$

$$e_1/e_2 = -0.86 \text{ en dirección (y)}$$

#### Plano X = X

Extremo superior

$$r'_A = 1.57 / (7.68 \times 2) = 0.103$$

Extremo inferior

$$r'_B = 0 \text{ (empotramiento)}$$

De la figura 29;  $k = 1.04$  ;  $h' = kh = 4.37$  mts.

$$h'/t = 437/45 = 9.70$$

De la figura 30 con  $e_1/e_2 = -0.996$

$$(1 - \rho)/3\rho = 0$$

$$\Delta H_x = ((1 - \rho)t/3\rho + 2 \text{ cm.}) P_u = 2 \times 89.65 = 179.30 \text{ ton} \times \text{cm} = 1.79 \text{ ton} \times \text{m}$$

#### Plano Y - Y

$$T_A^1 = (1.57)/1.61 \times 2 = 0.487$$

$$T_B^1 = 0 \text{ (empotramiento).}$$

De la figura 29;  $K = 1.18$  ;  $h' = kh = 4.2 \times 1.18 = 4.95$  mts.

$$h'/t = 495/45 = 11.00$$

De la figura 30 con  $e_1/e_2 = -0.86$

$$(1 - \rho)/3\rho = 0$$

$$\Delta H_y = \left[ (1 - \rho)t/3\rho + 2 \text{ cm.} \right] P_u = 2 \times 89.65 = 179.30 \text{ ton} \times \text{cm} = 1.79 \text{ ton} \times \text{m}$$

#### Elementos mecánicos de diseño

$$P_u = 89.65 \text{ ton.}$$

$$K = \frac{P_u}{t^2 f''c} = \frac{89650}{2025 \times 286} = 0.155$$

$$M_{ux} = 16.1 \text{ ton} \times \text{m.}$$

$$R_x = \frac{M_{ux}}{t^3 \times f''c} = \frac{1610000}{91125 \times 286} = 0.0618$$

$$M_{uy} = 8.9 \text{ ton} \times \text{m.}$$

$$R_y = \frac{M_{uy}}{t^3 \times f''c} = \frac{890000}{91125 \times 286} = 0.0341$$

#### Obtención del refuerzo longitudinal

$$\text{Para } d/t = \frac{40}{45} \approx 0.90 \quad R_y/R_x = 0.50 \text{ de la figura 14}$$

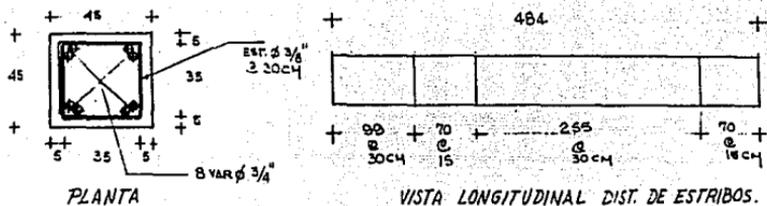
$$q = 0.1 ; p = q \frac{f''c}{f''y} = 0.10 \times \frac{286}{3200} = 0.00894$$

$$A_s = p \times t^2 = 0.00894 \times 2025 = 18.10 \text{ cm}^2$$

8 (varillas  $\phi$  3/4") como la separación máxima entre varilla es de 35 cm., se cubre el requisito.

Los estribos de  $\phi$  3/8"  $\text{e}$  30 cm.

Por lo que el armado final resulta.



Diseño de las conexiones de las columnas.

Diseño de la columna 50 X 70 Nivel azotea

Como la fuerza  $T_u = 3.73$  ton.

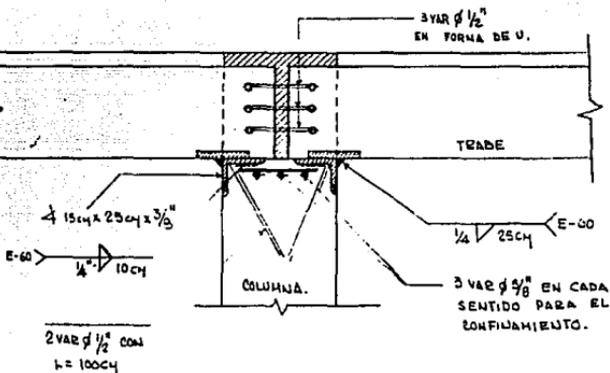
Como el esfuerzo permisible a tensión es de  $ft = 2530$  kg/cm<sup>2</sup>

Resulta un ángulo de ramas iguales de  $15 \times 15 \times 25 \times 3/8$  anclados con 2 varillas  $\phi 1/2$  soldadas 10 cm.

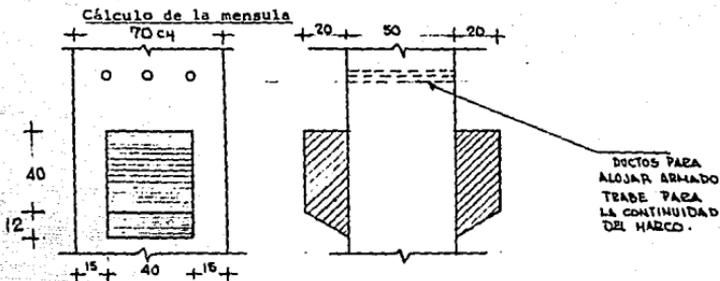
Calculo de la soldadura de la  $E_c$  de la columna y la  $E_t$  de la trabe.

Tomando filete  $\phi 1/4$  resulta - E-60

Longitud =  $\frac{3730}{440} = 9$  cm., se soldaron los 25 cm., que es el ancho de la placa de la trabe y el ángulo de la columna.



Diseño de la conexión al nivel del entrepiso.



Cuando se van a tomar fuerzas horizontales el valor de la capacidad última de la ménsula está dado por:

$$V_u = 1.73 b d_o \sqrt{f^*c} (1 - 0.5 d_o/a) \frac{1000p (1/3 + 0.4 H/Y)}{10^{0.8 H/V}}$$

$V_u$  = Capacidad última a cortante de la ménsula

$b$  = Ancho de la ménsula

$d_o$  = Distancia desde el extremo de la fibra en compresión hasta el centroide del refuerzo a tensión de la ménsula

$f^*c$  = Resistencia de diseño del concreto afectado por el coeficiente de variación

$a$  = Distancia del punto de aplicación de la carga al paño de la columna

$p$  =  $(A_s/bd_o)$  porcentaje de refuerzo de la sección de la ménsula al paño de la columna; se debe de cumplir que:

$$0.004 \leq p \leq 0.013$$

$V$  = Valor de la fuerza cortante actuante

$H$  = Valor de la fuerza horizontal (máximo  $H = 0.5V$ )

Asimismo, deben preverse estribos en la ménsula con un porcentaje mínimo de 0.005 bdo.

$V = 24.10$  ton.

$b = 40$  cm

$a = 15$  cm

$H = 2.0$  ton.

$d_o = 47$  cm

$V_u$  act. =  $24.1 \times 1.1 = 26.5$  ton.

Poniendo como  $A_s = 7.96 \text{ cm}^2$  (4 varillas  $\phi$  5/8")

Resulta  $p = 0.00408$  ;  $0.004 \leq p \text{ cal} \leq 0.013$

Sustituyendo estos valores en la fórmula de la capacidad última, por el tante de la ménsula resulta:

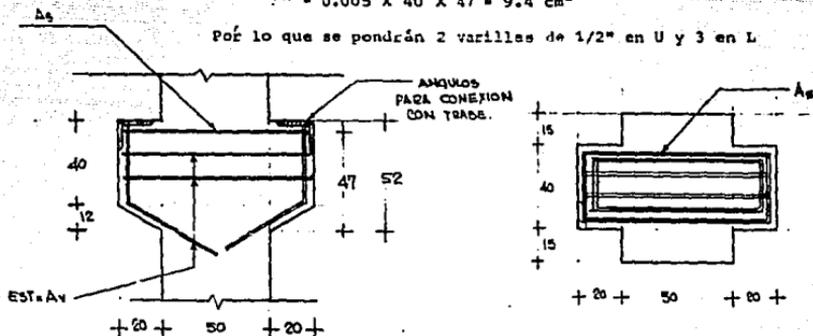
$$V_u = 1.73 \times 40 \times 47 \sqrt{200} (1 - 0.5 \frac{47}{15}) \frac{1000 \times 0.0041 (1/3 + 0.4 \frac{2000}{2410})}{10 (0.8 \frac{2000}{2410})}$$

$V_u = 57 \text{ ton} > V_u \text{ actuante}$

Además, deben proporcionarse estribos con un porcentaje mínimo de 0.005 bdo.

$$A_{st} = 0.005 \times 40 \times 47 = 9.4 \text{ cm}^2$$

Por lo que se pondrán 2 varillas de  $1/2"$  en U y 3 en L



## CAPITULO VI

### ZAPATA DE CIMENTACION

$p = 88.50 \text{ ton}$

Elementos mecánicos

$M_x = 13.02 \text{ ton} \times \text{m}$  Zapata de la columna

$H_y = 7.56 \text{ ton} \times \text{m}$  de  $50 \times 70$

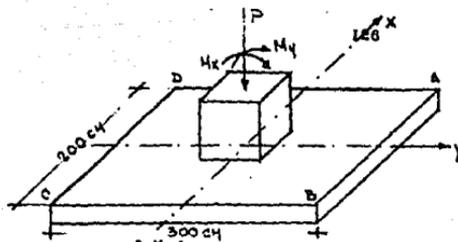
Capacidad del terreno  $25 \text{ ton/m}^2$  pero como los elementos mecánicos son producidos por sismo podemos incrementar la capacidad en un 33%

1).- Suponemos una sección de  $2 \times 3 \text{ Mts.}$

Area = 6 M<sup>2</sup>  
 Suponiendo un espesor de  
 50 cm.  
 El peso (q) de la zapata  
 $q = 6 \times 0.5 \times 2.4 = 7.2 \text{ ton.}$

$$S_x = \frac{bh^2}{6} = \frac{2 \times 9}{6} = 3.0 \text{ M}^3$$

$$S_y = \frac{3 \times 4}{6} = 2.0 \text{ M}^3$$



Como el esfuerzo es:

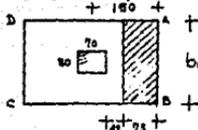
$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x}{S_x} \pm \frac{M_y}{S_y}$$

Calculando los esfuerzos en las secciones críticas

$$f_A = \frac{95.7}{6} + \frac{13.02}{3.0} + \frac{7.56}{2.0} = 16 + 4.34 + 3.78 = 24.12 \text{ ton/m}^2$$

$$f_C = 16.0 - 4.34 - 3.78 = 7.88 \text{ ton/m}^2$$

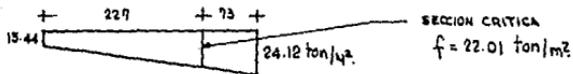
2.- Revisión por cortante como viga a un peralte



$$V_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Valuando el esfuerzo en D

$$f_D = 16.0 - 4.34 + 3.78 = 15.44 \text{ ton/m}^2$$



Calculando el esfuerzo promedio  $f_m = \frac{22.01 + 24.12}{2} = 23.06 \text{ ton/m}^2$

El cortante  $V = 23.06 \times 0.73 \times 2.0 = 33.60 \text{ ton.}$

$$V_u = V \times 1.1 = 33.6 \times 1.1 = 36.96 \text{ ton.}$$

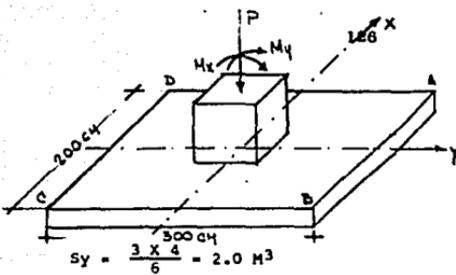
$$V_u = \frac{36960}{42 \times 200} = 4.40 \text{ kg/cm}^2 \text{ Como el } V_u \text{ perm} = 0.5 \sqrt{f \cdot c}$$

$$V_u \text{ per} = 6.35 > V_u \text{ ok}$$

3.- Revisión por penetración (cortante a d/2)

Area = 6 M<sup>2</sup>  
 Suponiendo un espesor de  
 50 cm.  
 El peso (q) de la zapata  
 q = 6 X 0.5 X 2.4 = 7.2 ton.

$$S_x = \frac{bh^2}{6} = \frac{2 \times 9}{6} = 3.0 \text{ M}^3$$



$$S_y = \frac{3 \times 4}{6} = 2.0 \text{ M}^3$$

Como el esfuerzo es:

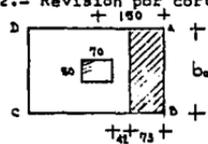
$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x}{S_x} \pm \frac{M_y}{S_y}$$

Calculando los esfuerzos en las secciones críticas

$$f_A = \frac{95.7}{6} + \frac{13.02}{3.0} + \frac{7.56}{2.0} = 16 + 4.34 + 3.78 = 24.12 \text{ ton/m}^2$$

$$f_c = 16.0 - 4.34 - 3.78 = 7.88 \text{ ton/m}^2$$

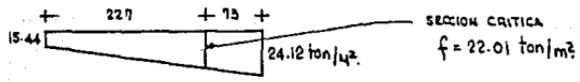
2.- Revisión por cortante como viga a un peralte



$$V_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Valuando el esfuerzo en D

$$f_D = 16.0 - 4.34 + 3.78 = 15.44 \text{ ton/m}^2$$



Calculando el esfuerzo promedio  $f_m = \frac{22.01 + 24.12}{2} = 23.06 \text{ ton/m}^2$

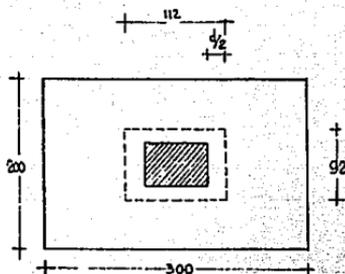
El cortante  $V = 23.06 \times 0.73 \times 2.0 = 33.60 \text{ ton.}$

$$V_u = V \times 1.1 = 33.6 \times 1.1 = 36.96 \text{ ton.}$$

$$\sqrt{U_u} = \frac{36960}{42 \times 200} = 4.40 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Como el } \sqrt{U_u} \text{ perm} = 0.5 \sqrt{f'c}$$

$$\sqrt{U_u} \text{ per} = 6.35 > \sqrt{U_u} \text{ ok}$$

3.- Revisión por penetración ( cortante a d/2)



$$U_u = \frac{P_u}{b_o d}$$

$$P_u = 96.0 \times 1.1 = 105.6 \text{ ton}$$

$$b_o = 2 \times 112 + 2 \times 92 = 408 \text{ cm}$$

$$U_u = \frac{105600}{408 \times 42} = 6.15 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Como } U_u \text{ perm} = \sqrt{f_c} = 12.7 \text{ kg/cm}^2 > U_u \text{ ok}$$

4.- Revisión por volteo

Factor de seguridad = 3

$$M = 13.02 \text{ ton.m.}$$

$$\text{Momento en la sección crítica } M = P \times e = 96 \times 10 = 96 \text{ t.m.}$$

$$F.S. = \frac{96.00}{13.02} = 7.35 > 3 \text{ ok.}$$

5.- Diseño por flexión plano X - X



$$f \text{ prom.} = 22.45 \text{ ton/m}^2$$

$$V = 22.45 \times 1.15 \times 2 = 51.5 \text{ ton}$$

$$M = 51.5 \times 1.15/2 = 29.6 \text{ ton x m.}$$

$$M_u = 29.6 \times 1.1 = 32.56 \text{ ton - m}$$

Para un metro de ancho

$$\frac{M_u}{m} = \frac{32.56}{2.0} = 16.28 \text{ ton - m/m}$$

$$\frac{M_u}{bd^2 f_c} = \frac{1628000}{100 \times 42^2 \times 130} = 0.071 ; q = 0.075 ; p = q \frac{f_c}{f_y}$$

$$p = 0.075 \frac{130}{3200} = 0.00305 \quad P_{\min} = \frac{0.5 \sqrt{f_c}}{f_y} = 0.0018$$

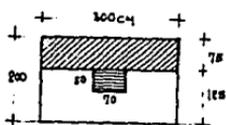
$$0.7 P_b = 0.0159 \quad P_{\min} < P_{cal} < 0.7 P_b$$

$$A_s = p \times b \times d = 0.00305 \times 42 \times 100 = 12.8 \text{ cm}^2$$

Suponiendo varillas  $\phi$  5/8"

La separación

$$S = \frac{100 \text{ as}}{A_s} = \frac{100 \times 1.99}{12.8} = 15 \text{ cm}$$

6.- Diseño por flexión plano Y - Y

$$f_{prom} = 22.5 \text{ ton/m}^2$$

$$V = 22.5 \times 0.75 \times 3 = 50.6 \text{ ton.}$$

$$M = 50.6 \times 0.75 / 2 = 19.0 \text{ t - m}$$

$$M_u = 19.0 \times 1.1 = 20.90 \text{ t - m.}$$

Para un metro de ancho

$$\frac{M_u}{m} = \frac{20.90}{3} = 7.0 \text{ t - m/m}$$

$$\frac{M_u}{bd^2 f''_c} = \frac{700000}{100 \times 42^2 \times 130} = 0.0305 ; q = 0.035 ;$$

$$p = 0.035 \frac{130}{3200} = 0.00142 \text{ como } P_{min} = 0.0018$$

Se calcularon con el P min

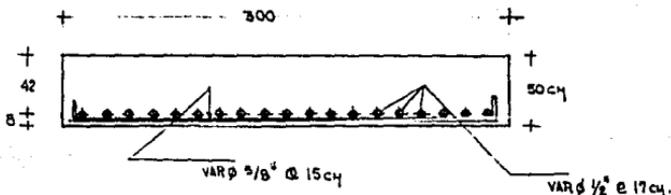
$$A_s = pbd = 0.0018 \times 42 \times 100 = 7.65 \text{ cm}^2$$

Suponiendo varillas  $\phi$  1/2"

La separación resulta

$$s = \frac{100 a_s}{A_s} = \frac{100 \times 1.27}{7.65} = 17 \text{ cm.}$$

Por lo que el armado se muestra en la siguiente figura:

Diseño de la zapata de la columna de 45 X 45

Elementos mecánicos

$$P = 91.50 \text{ ton.}$$

$$M_x = 13.02 \text{ t - m.}$$

$$M_y = 6.50 \text{ t - m.}$$

Capacidad del terreno  $25 \text{ ton/m}^2$  pero como los elementos mecánicos son los producidos por sismo podemos incrementar la capacidad en un 33%.

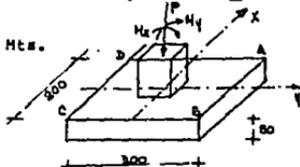
1.- Suponemos una sección de  $3 \times 2 \text{ Mts.}$

$$\text{Area} = 6 \text{ M}^2$$

Suponiendo un espesor de 40 cm.

El peso (q) de la Zapata

$$q = 6 \times 0.4 \times 2.4 = 5.76 \text{ ton.}$$



Como los momentos son casi iguales que la de la zapata de la columna de  $50 \times 70$  por lo que unicamente se calculará el refuerzo necesario para dichas solicitaciones.

$$f_A = \frac{97.26}{6} + \frac{13.02}{3} + \frac{6.50}{2} = 16.2 + 4.34 + 3.25 = 23.79$$

Como los esfuerzos son casi iguales se considerará el mismo armado.

### 3.- Diseño del dado de la columna de $50 \times 70$

Elementos mecánicos	Materiales
$M_x = 13.02 \text{ ton} \times \text{m.}$	$f_y = 4,000 \text{ kg/cm}^2$
$M_y = 7.56 \text{ ton} \times \text{m.}$	$f_s = 2,000 \text{ kg/cm}^2$
$P = 76.0 \text{ ton}$	$f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$
$H_x = 6.18 \text{ ton}$	
$H_y = 3.0 \text{ ton}$	

#### Plano X - X

1.- Cálculo de la profundidad del cajón

$$h = 1.5 d ; h = 1.5 \times 70 = 1.05 \text{ mts.}$$

2.- Cálculo de  $M^*$ ,  $H^*$ ,  $T_1$ , y  $T_2$

$$M^*x = 1.25 M_x - P \frac{d}{6} = 13.02 \times 1.25 - 76 \frac{0.70}{6} = 16.40 - 8.9 = 7.5 \text{ t} \times \text{m.}$$

$H^* = H - NP = 6.18 - 0.3 \times 76 = -16.62 \text{ ton.}$ , la fuerza de fricción entre el dado y la columna resiste toda la fuerza rozante por eso resulta negativo ( $H^*$ )

$$T_1 = T_2 = \frac{3}{2} \frac{M}{h} = \frac{3}{2} \frac{13.02}{1.05} = 12.40 \text{ ton}$$

3.- Paso diseño del acero de estribos

$$A \text{ se (1)} = A \text{ se (2)} = \frac{T_1}{2f_s} = \frac{12400}{4000} = 3.1 \text{ cm}^2 \quad 3 \text{ (var } \phi 1/2\text{")}$$

4.- Paso diseño del acero vertical

$$D = Z = \frac{M^*}{d'} = \frac{7.5}{1.05} = 7.13 \text{ ton}$$

$$D = Z = A_{sv} \times f_s ; \quad A_{sv} = \frac{P}{f_s}$$

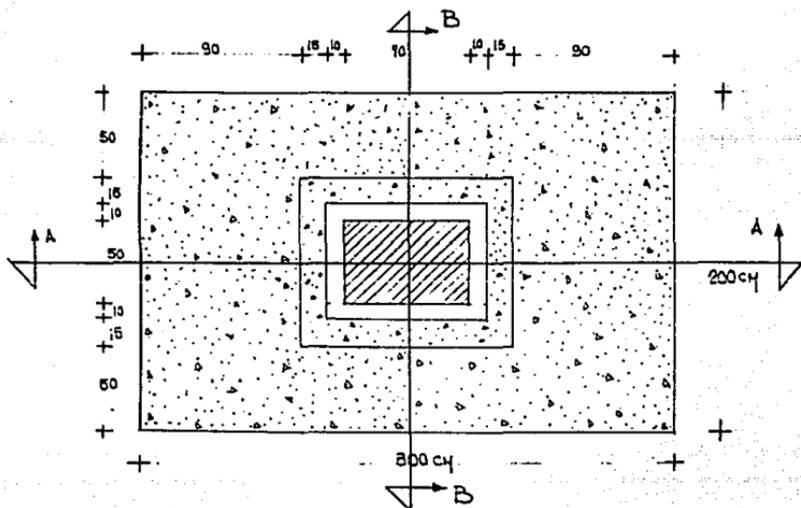
$$A_{sv} = \frac{7130}{2000} = 3.6 \text{ cm}^2 \quad 6 \text{ var } \phi 3/8\text{"}$$

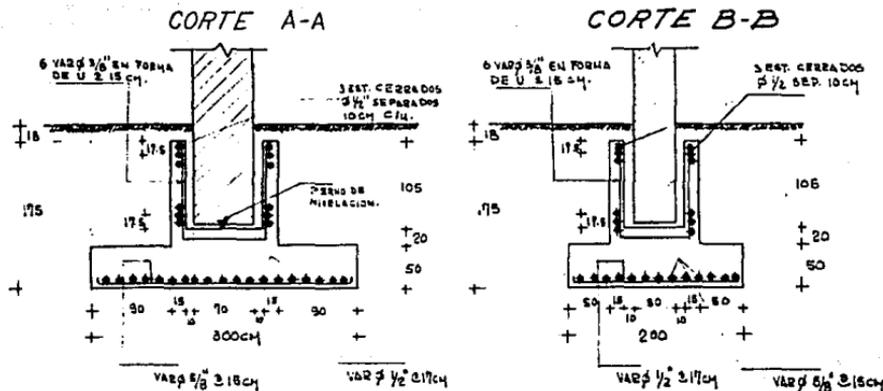
#### Plano Y - Y

Como en el otro sentido el momento y la fuerza razante son mas pequeños dejaremos el mismo armado.

Por lo que el armado final se ilustra en la siguiente figura:

PLANTA  
ZAPATA Y DADO





#### 4.- Diseño del dado de la columna de 45 X 45

##### Elementos mecánicos

$$P = 91.50 \text{ ton.}$$

$$M_x = 13.02 \text{ t - m.}$$

$$M_y = 6.50 \text{ t - m.}$$

$$H_x = 6.18 \text{ ton.}$$

$$H_y = 3.2 \text{ ton.}$$

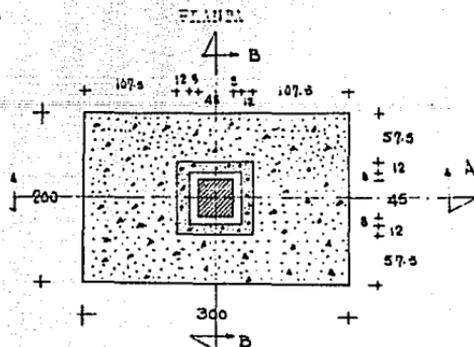
##### Materiales

$$f_y = 4,000 \text{ kg/cm}^2$$

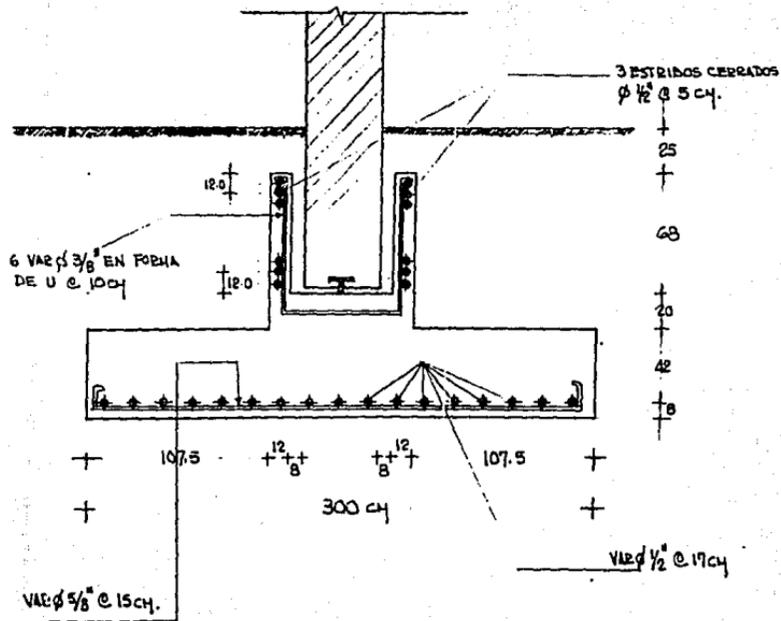
$$f_s = 2,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

Como los elementos mecánicos son aproximadamente iguales el armado resulta el mismo por lo que la sección final se muestra en la siguiente figura



CORTE A-A= CORTE B-B  
 (SIENDO EL ANCHO 200cm.)



## CAPITULO VII

## CONCLUSIONES.

El uso del presfuerzo en sus dos variantes de pretensado y postensado ha extendido notablemente el campo de aplicación del concreto reforzado al mejorar el comportamiento de éste en lo que se refiere tanto a agrietamiento como a deformación. Ahora se pueden salvar claros de gran longitud con estructuras relativamente ligeras. En efecto, el presfuerzo ha ampliado el campo de aplicación del concreto que antes eran del uso exclusivo del acero. Otra ventaja adicional, puede ser la reducción en los consumos de acero respecto a estructuras de concreto reforzado convencionales equivalentes, gracias a la alta resistencia de los aceros de refuerzo.

La prefabricación ha tenido gran aceptación en la actualidad; esta popularidad se debe esencialmente a sus ventajas y economía de las estructuras prefabricadas, recuperación de la inversión además de disminuir los gastos fijos que se tienen en una obra, durante su construcción. El problema mayor que se presenta, es el de unir los miembros prefabricados por lo que es conveniente realizar pruebas, sobre todo en las conexiones continuas a modo de garantizar la ductilidad de las mismas.

## B I B L I O G R A F I A

- 1.- Analisis Elemental de Estructuras.  
Charles Head Norris.
- 2.- Normas Técnicas Complementarias del Reglamento  
para el Distrito Federal.
- 3.- Reglamento de las construcciones de Concreto  
Reforzado. A.C.I.
- 4.- Principios Fundamentales del Diseño de Concreto Reforzado.  
I.M.C.Y.C., P.C.I.
- 5.- Design of Prestressed Concrete Structures.  
Second Edition Wiley Lin. T.Y.
- 6.- Folheto Complementario Diseño Sísmico de Edificios.  
Emilio Rosenbluth y Luis Esteve.
- 7.- Concreto Reforzado. I.M.C.Y.C. y A.M.D.C. Ing. J.M. Riboo.
- 8.- Gráficas para Diseño Plástico de Columnas de Concreto Reforzado  
M.en I. Roberto Meli P.
- 9.- Prefabricación de Estructuras De Concreto.  
Ing. Francisco Robles Fernández.