



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

1975

A LOS ASISTENTES A LOS CURSOS DEL CENTRO DE EDUCACION
CONTINUA

La Facultad de Ingeniería, por conducto del Centro de Educación Continua, otorga constancia de asistencia a quienes cumplan con los requisitos establecidos para cada curso. Las personas que deseen que aparezca su título profesional precediendo a su nombre en el diploma, deberán entregar copia del mismo o de su cédula profesional a más tardar el Segundo Día de Clases, en las oficinas del Centro, con la Señorita Barraza, de lo contrario no será posible. El control de asistencia se efectuará a través de la persona encargada de entregar notas, en la mesa de entrega de material, mediante listas especiales. Las ausencias serán computadas por las autoridades del Centro.

Se recomienda a los asistentes participar activamente con sus ideas y experiencias, pues los cursos que ofrece el Centro están planeados para que los profesores expongan una tesis, pero sobre todo para que coordinen las opiniones de todos los interesados constituyendo verdaderos seminarios.

Al finalizar el curso se hará una evaluación del mismo a través de un cuestionario diseñado para emitir juicios anónimos por parte de los asistentes. Las personas comisionadas por alguna institución deberán pasar a inscribirse en las oficinas del Centro en la misma forma que los demás asistentes.

Con objeto de mejorar los servicios que el Centro de Educación Continua ofrece, es importante que todos los asistentes llenen y entreguen su hoja de inscripción con los datos que se les solicitan al iniciarse el curso.

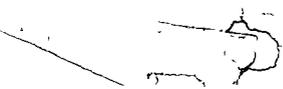
ATENTAMENTE

ING. SALVADOR MEDINA RIVERO

COORDINADOR DE CURSOS.

Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.

Teléfonos: 521-30-95 y 513-27-95



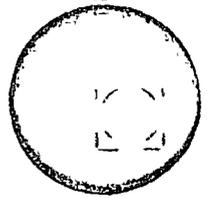
DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO PREFORZADO

Fecha	Duración	Tema	Profesor
30 de Septiembre	18:30 a 21 h.	INTRODUCCION Principios Generales del Presfuerzo Propiedades de los Materiales: Concreto y Acero Modalidades del Presfuerzo: pretensado y postensado Breve descripción de las pérdidas de presfuerzo. Criterios de diseño. Reglamentos	Ing. Francisco Robles Fernández
2 de Octubre	18:30 a 21 h	ORIENTACION DE LA PROPUESTA DE MODIFICACIONES AL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL D. D. F.	Dr. Roberto Meli Piralla
7	"	PERDIDAS DE PRESFUERZO FLEXION	Ing. José Luis Camba
9	"	Comportamiento de trabes presforzadas bajo flexión	Ing. José Luis Camba
14	"	Estados límites de falla	Ing. José Luis Camba
16	"	Estados límite de servicio	Ing. José María Riobóo Martín
21	"	Trazo de cables	Ing. José Luis Camba
23	"	Optimización de secciones	Ing. José María Riobóo Martín
28	"	Secciones compuestas	Ing. José María Riobóo Martín
30	"	Trabes continuas	Ing. José Luis Camba

Fecha	Duración	FUERZA CORTANTE Y DISEÑO DE EXTREMOS	Profesor
4 de Noviembre	18:30 a 21 h	Comportamiento de trabes presforzadas bajo cortante Estado límite de falla	Ing. Constancio Rodríguez Cabello
6 "	18:30 a 21 h	Secciones compuestas Diseño de extremos	Ing. Constancio Rodríguez Cabello
11 "	18:30 a 21 h	CONEXIONES DE ELEMENTOS PREFABRI- CADOS	Ing. Santiago Loera Pizarro
13,17 y 18 de noviembre	18:30 a 21 h cada día	EJEMPLOS INTEGRADOS DE DISEÑO	Ings. Camba, Rodríguez C., Riobóo y Robles Fernández



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO PRESFORZADO

"INTRODUCCION".

ING. FRANCISCO ROBLES F.

DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE
CONCRETO PRESFORZADO:
INTRODUCCION

F. Robles F.-V.

Curso Intensivo
Centro de Educación Continua
Div. de Estudios Superiores,
Facultad de Ingeniería
U N A M .

Sept. 30 a Nov. 12, 1975.

DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO PRESFORZADO: INTRODUCCION

F. Robles F.-V.
Universidad Autónoma
Metropolitana.

1. PRINCIPIOS GENERALES DEL PRESFUERZO

1.1 Conceptos introductorios

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 a 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: aun cuando el refuerzo garantiza una resistencia adecuada, no impide el agrietamiento del concreto a niveles de carga relativamente bajos. Son bien conocidos los efectos desfavorables de las grietas sobre la apariencia y durabilidad de los elementos de concreto reforzado; de ahí que eliminar el agrietamiento haya sido siempre una de

de las principales preocupaciones de los proyectistas. Aunque ha habido diversos intentos para resolver el problema, la contribución más importante suele atribuirse al ingeniero francés Eugenio Freyssinet, quien convirtió en realidad práctica la idea de presforzar los elementos de concreto reforzado. Según Freyssinet (ref 1, cap 1 del Tomo I de la ref 2), presforzar un elemento estructural consiste en crear en él, mediante algún procedimiento, antes o al mismo tiempo que la aplicación de las acciones exteriores, esfuerzos tales que, al combinarse con los 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 creara esfuerzos de compresión que anulasen los de tensión.

Este concepto inicial del presfuerzo se ha ido modificando con el tiempo. T. Y Lin dice que presforzar significa la creación intencionada de esfuerzos, no para eliminar tensiones exclusivamente, sino para mejorar el comportamiento general de la estructura (cap 1 de la ref 4). El presfuerzo se utiliza para controlar no solamente el estado de agrietamiento, sino también el de deformación. De acuerdo con los criterios modernos de diseño, incluso no se considera imprescindible eliminar to - talmente 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 estime ventajosa.

1.2 Ilustración del principio del presfuerzo

El principio del presfuerzo puede ilustrarse en forma elemental con los siguientes ejemplos. Considérese una viga de sección rectangular, de concreto simple, libremente apoyada, como la mostrada en la fig IA. 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 Kg/cm^2 . Evidentemente, el concreto no puede resistir esfuerzos de tensión de esta magnitud, pero si a la misma viga de concreto se le aplica una fuerza axial de 20 ton, que produce esfuerzos de compresión uniformes de 100 Kg/cm^2 , los esfuerzos de tensión en la fibra inferior se anulan, aunque los de compresión en la fibra superior se incrementan a 200 Kg/cm^2 (fig IB). En la fig IC se muestra la misma viga de concreto, pero con una fuerza de compresión igual a la mitad de la fuerza axial del caso exterior, aplicada en el límite del núcleo central. Así, la fuerza produce un momento de signo contrario al producido por las cargas exteriores en la sección crítica. Las tensiones

(4)

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. Cuanto mayor es la excentricidad, menor es la fuerza de presfuerzo requerida.

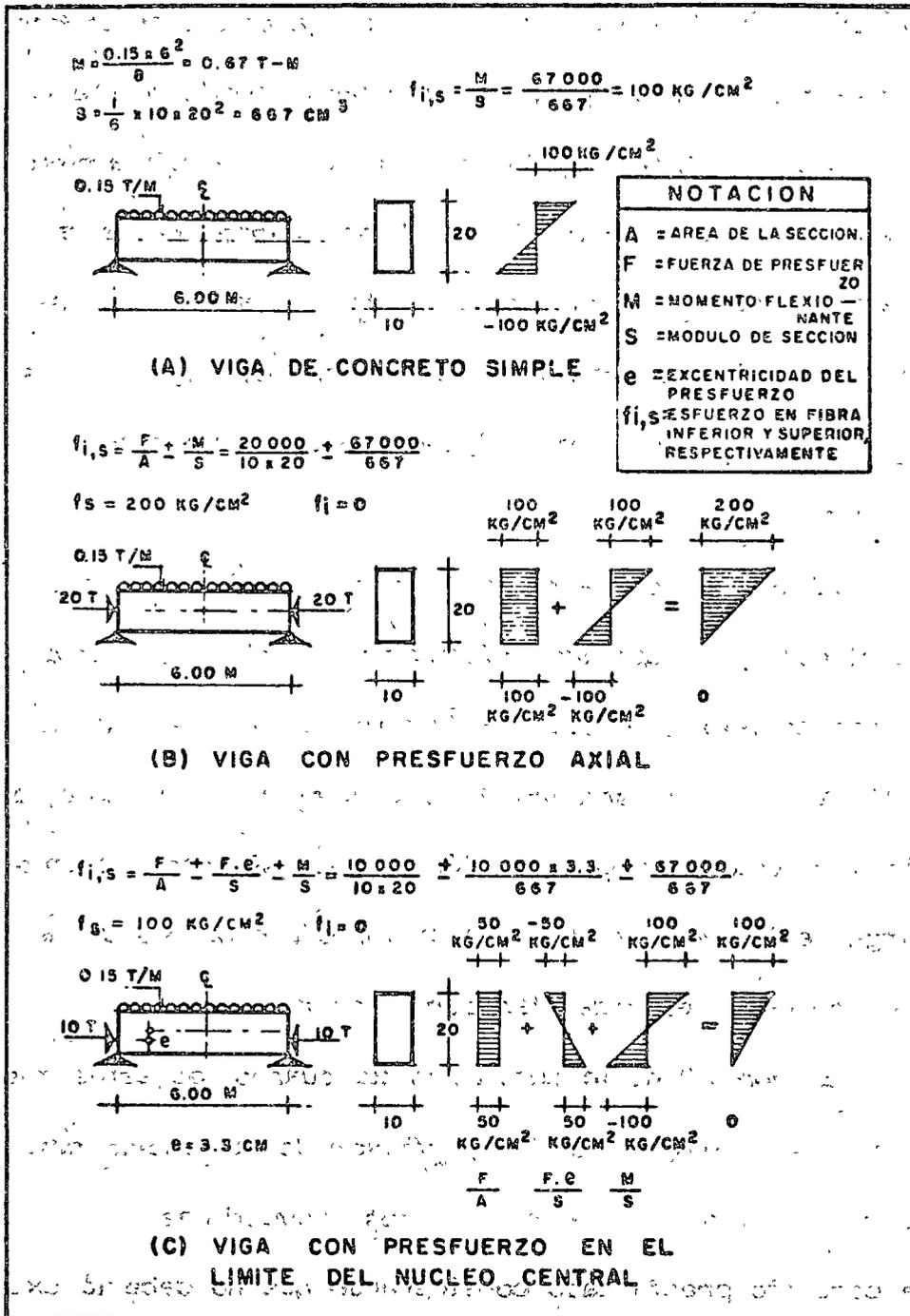


Fig. 1.

1.3 Comportamiento de vigas de concreto presforzado. Criterios de diseño. Reglamentos.

En general, una viga de concreto presforzado con presfuerzo excéntrico tiene una curva carga-deformación como la representada en la fig 2, con 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 no se contrarrestan 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 los esfuerzos de tensión son nulos en la fibra inferior de la sección crítica de la viga. Durante mucho tiempo, los proyectistas de elementos de concreto presforzado consideraron que no debería excederse esta condición.

Si la carga se incrementa, se llega al punto 3, corres -

pondiente 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-deformación exhibe un quiebre marcado.

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 predeterminado y que tenga un comportamiento adecuado bajo cargas de servicio. Así, comparando la resistencia que puede desarrollar una sección con la carga de servicio que debe soportar, tendrá una idea del grado de seguridad con que cuenta. Conociendo las re-

laciones entre las cargas y las deformaciones para distintos ni veles de carga, puede mantener las deformaciones probables de la viga dentro de valores convenientes. Análogamente puede lograr que el agrietamiento no exceda de 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, y normas respecto a las deformaciones y agrietamiento admisibles en distintas situaciones. Es frecuente también que los reglamentos especifiquen determinados esfuerzos permisibles que no deben excederse bajo condiciones de servicio de distintos tipos. Esto es una forma indirecta de lograr un grado de seguridad razonable y evitar agrietamientos. El criterio de diseño basado en esfuerzos permisibles es todavía muy común, pero se concibe la posibilidad de desarrollar métodos de diseño basados exclusivamente en requisitos de resistencia, agrietamiento y deformación.

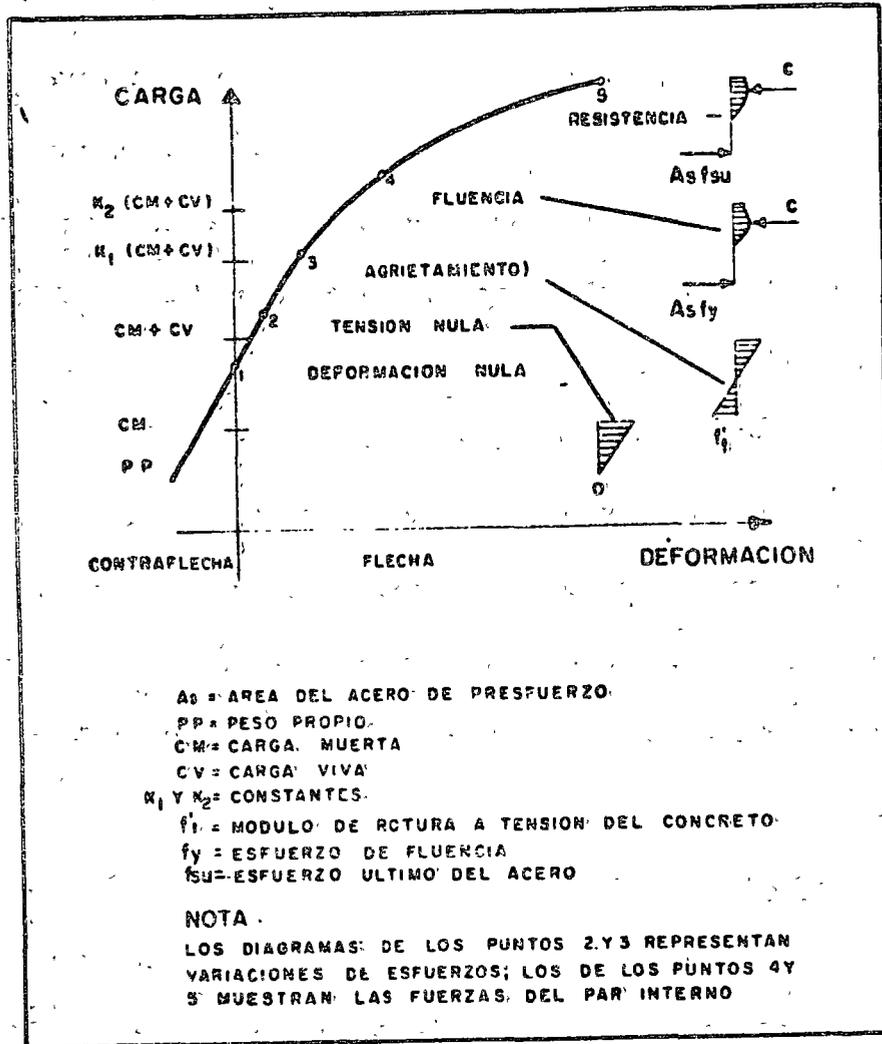


Fig 2.

Los reglamentos modernos tienden a incluir las recomendaciones para el diseño de estructuras de concreto presfuerzoado en las recomendaciones generales para concreto reforzado. Así lo hacen las recomendaciones CEB-FIP (6), que fueron concebidas con un criterio semi-probabilístico. Se busca en ellas que la probabilidad de alcanzar determinados estados límites de rotura y de servicio no exceda de determinados límites. Un enfoque semejante es el del código inglés (7) y el del proyecto de reglamento de las construcciones para el Distrito Federal (México) (8), actualmente en estudio. Otro reglamento im-

portante es el del ACI (9), que considera al concreto presforzado como un caso particular del concreto reforzado ordinario. Estas últimas normas se basan esencialmente en un criterio de resistencia, aunque se establecen también ciertas limitaciones a los esfuerzos que pueden alcanzar los materiales bajo condiciones de servicio.

2. MODALIDADES DEL PRESFUERZO

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

2.1 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, y 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.

Las mesas de colado para la producción de elementos pretensados pueden tener características muy variables, dependiendo de la naturaleza de los productos por prefabricar, 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 reducir al mínimo los movimientos diferenciales de las instalaciones, a 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 ref 5 (cap 10), se describen distintos tipos de mesas de presfuerzo y se dan algunas indicaciones sobre su diseño. En la fig 3 se muestra esquemáticamente una instalación típica. La longitud de las mesas oscila entre 40 y 200 m, aproximadamente, pudiéndose considerar 100 m como valor promedio.

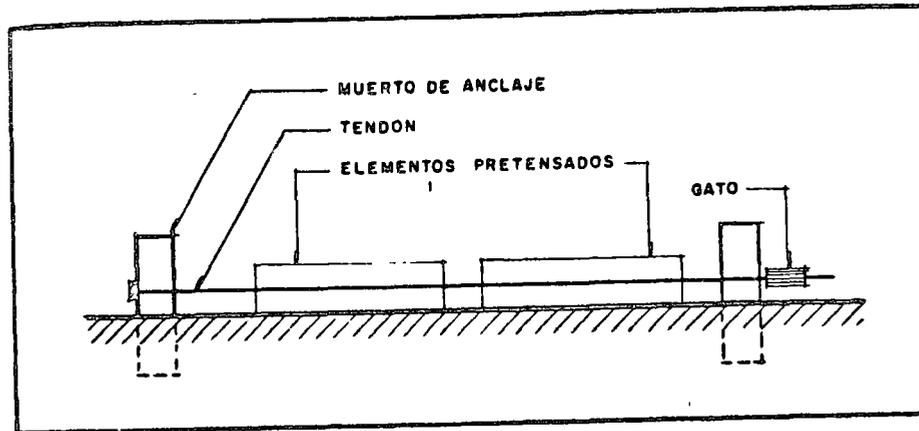


Fig 3.

En general, por sencillez constructiva, los elementos pretensados se fabrican con tendones rectos. Algunas plantas presforzadas cuentan con dispositivos que permiten desviar los tendones de tal forma que sus trayectorias se ajusten a las necesidades de momentos en la forma más eficiente posible. En la fig 4 se muestra esquemáticamente una mesa de colado para producir elementos con tendones siguiendo trayectorias quebradas, así como detalles típicos de procedimientos para lograr los quiebres. En el cap 10 de la ref 5 se trata este tema más ampliamente.

Los tendones se sujetan en los muertos de anclaje por medio de mordazas que, en general, utilizan el principio de la cuña o la fricción, o una combinación de ambos recursos. En la fig 5 se presentan algunas variantes usuales. Existen anclajes para un solo alambre o torón (figs 5a y 5b), para dos alambres

fig 5c) o para un haz de alambres (fig 5d). En la mayoría de las plantas de pretensado, los tendones se tensan individualmente. Sin embargo, en algunos casos se estiran y anclan grupos de tendones simultáneamente.

El método más utilizado para estirar los tendones se basa en el empleo de gatos hidráulicos de distintos tipos. Los gatos pueden ser de capacidad relativamente pequeña, cuando se estiran los tendones individualmente, o llegar a tener capacidades de varios cientos de toneladas, cuando se estira un grupo de tendones grandes. El control de presfuerzo aplicado se realiza midiendo la longitud estirada directamente y por medio de los manómetros que suelen estar adaptados a los gatos.

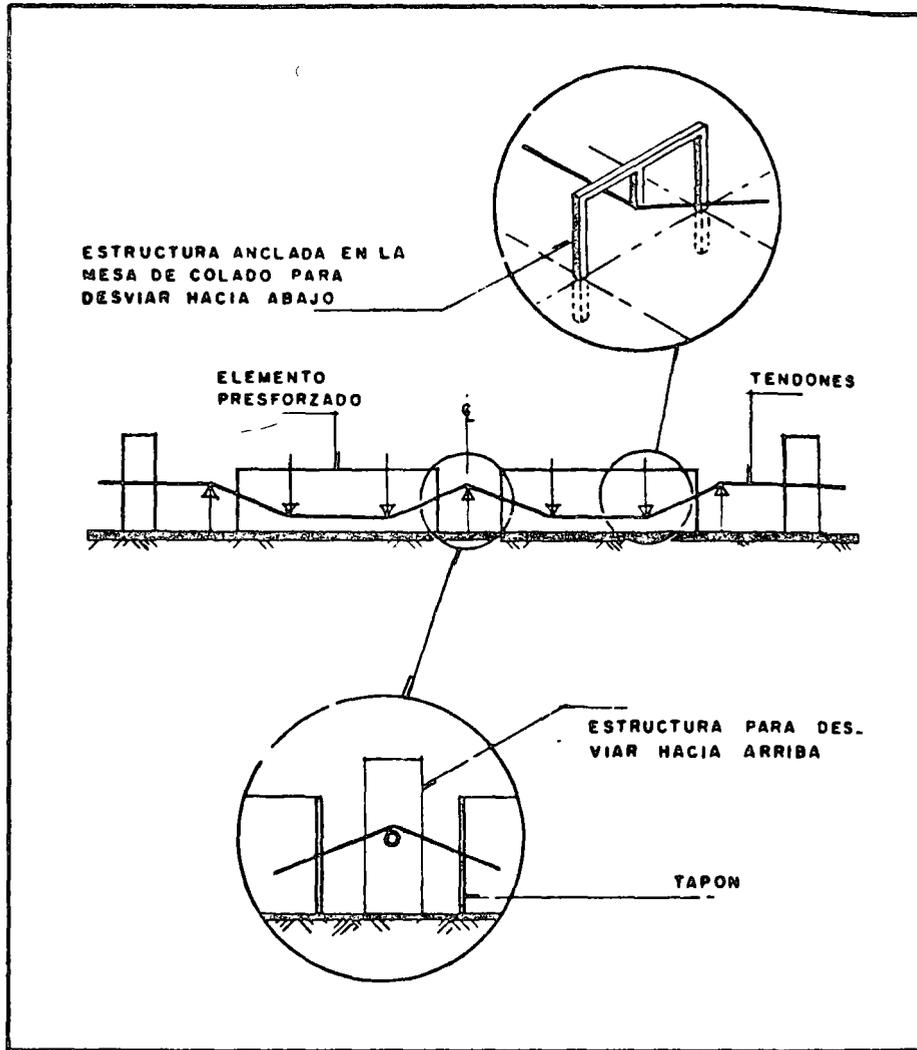


Fig 4

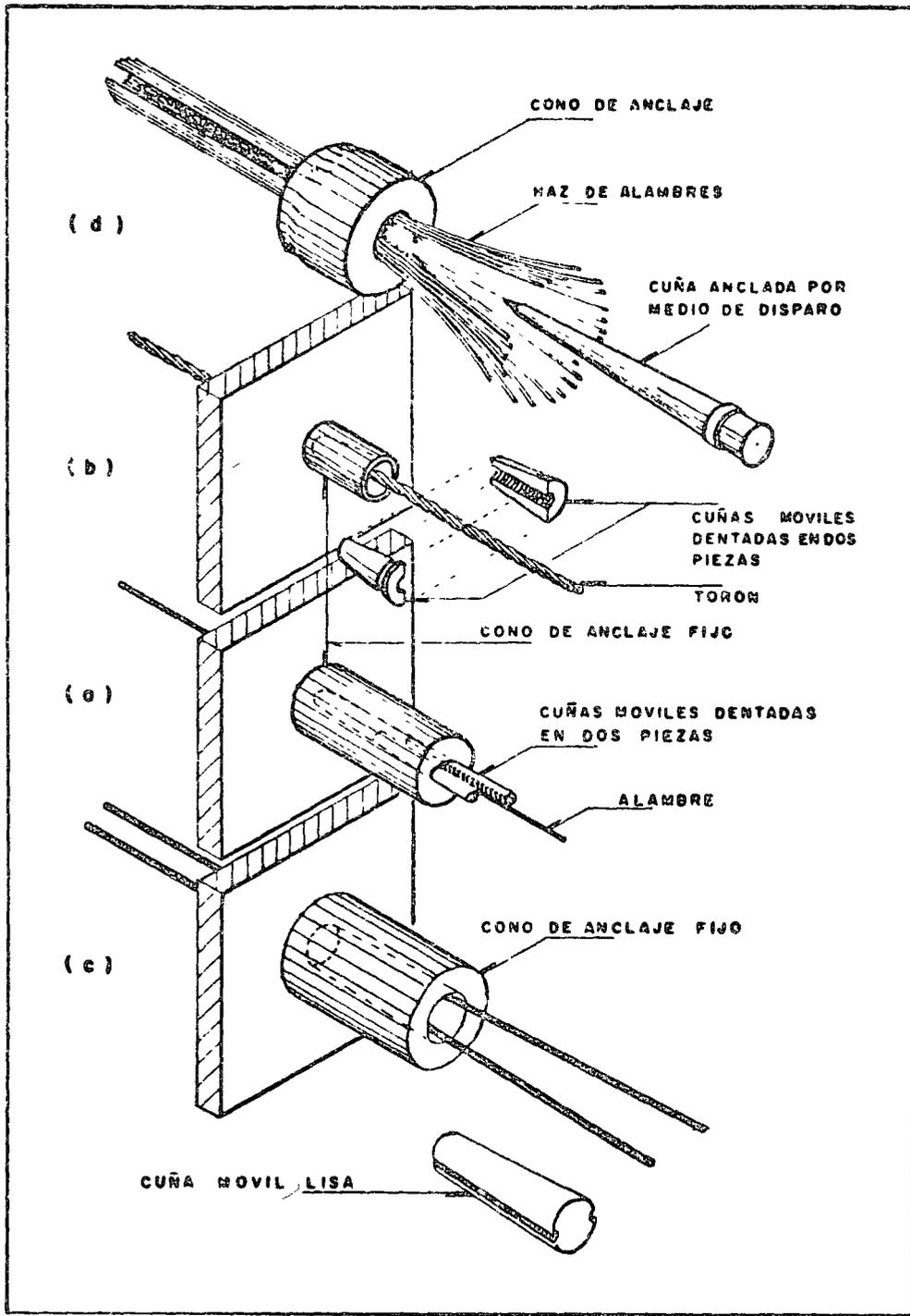


Fig 5

2.2 Sistemas postensados

En los sistemas postensados, el concreto se cuela o deposita en los moldes antes del tensado de los tendones, que se efectúa por medio de gatos hidráulicos que reaccionan contra el concreto. Esta operación puede hacerse desde un solo extremo,

como se indica en la fig 6, anclando el tendón mediante un dispositivo especial en el extremo contrario; puede también 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 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 mediante dispositivos especiales. Las trayectorias de los tendones pueden ser rectas o curvas (fig 7). 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. Apoyando directamente el tendón sobre una placa por medio de un engrosamiento formado en el extremo de los tendones.

3. Usando dispositivos a base de rosca.

4. Doblando los tendones.

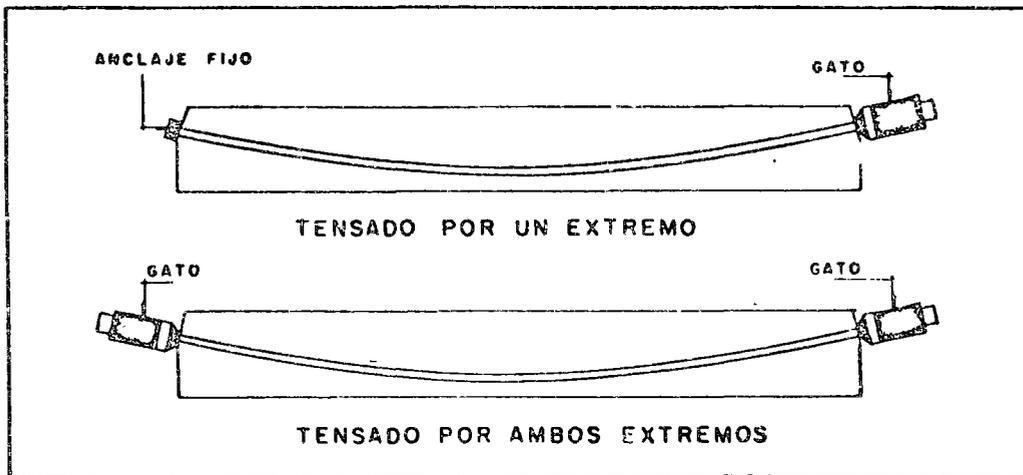


Fig 6

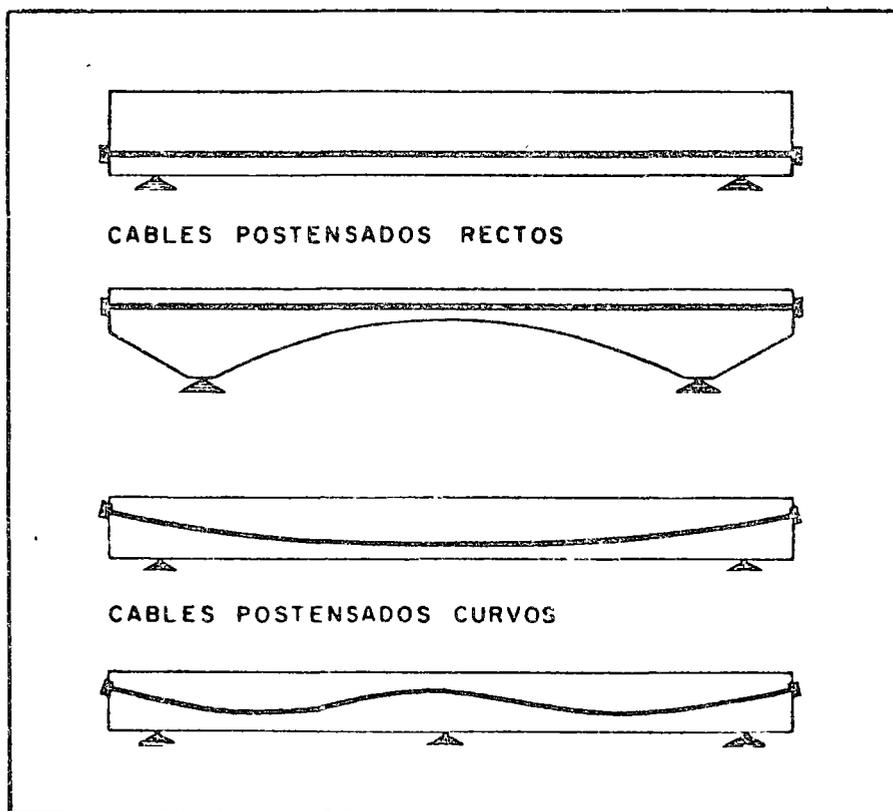


Fig 7

En las refs 2-5, 10 y 11 se encuentra información sobre la forma en que estos procedimientos de anclaje han sido utilizados en diversos sistemas.

2.3 Comparación entre el pretensado y el postensado

La elección de uno u otro sistema de presfuerzo está condicionada por consideraciones técnicas y económicas y dependerá de las circunstancias particulares de cada caso. A continuación, se reseñan algunos de los factores que deben tenerse en cuenta al comparar alternativas.

El pretensado, que por lo general requiere instalacio - nes bastante costosas, es apropiado para la fabricación de elementos estándar en forma repetitiva. La posibilidad de utili - zar 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.

El postensado implica costos adicionales por concepto de anclajes, ductos e inyección de ductos. Se presta a la construcción de estructuras monolíticas de grandes proporciones. Así, gracias al control sobre deformaciones que pueda lograrse a

través del uso del presfuerzo, es ahora posible alcanzar claros de más de 100 metros en estructuras postensadas para puentes y techos.

3. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

3.1 Concreto

Tipos

En la mayoría de las estructuras de concreto presforzado suele usarse concreto de peso volumétrico ordinario (2200 Kg/m^3).

Sin embargo, en algunos casos puede ser interesante el uso de concretos ligeros, sea de agregados naturales o sea de arcillas expandidas (fig 8).

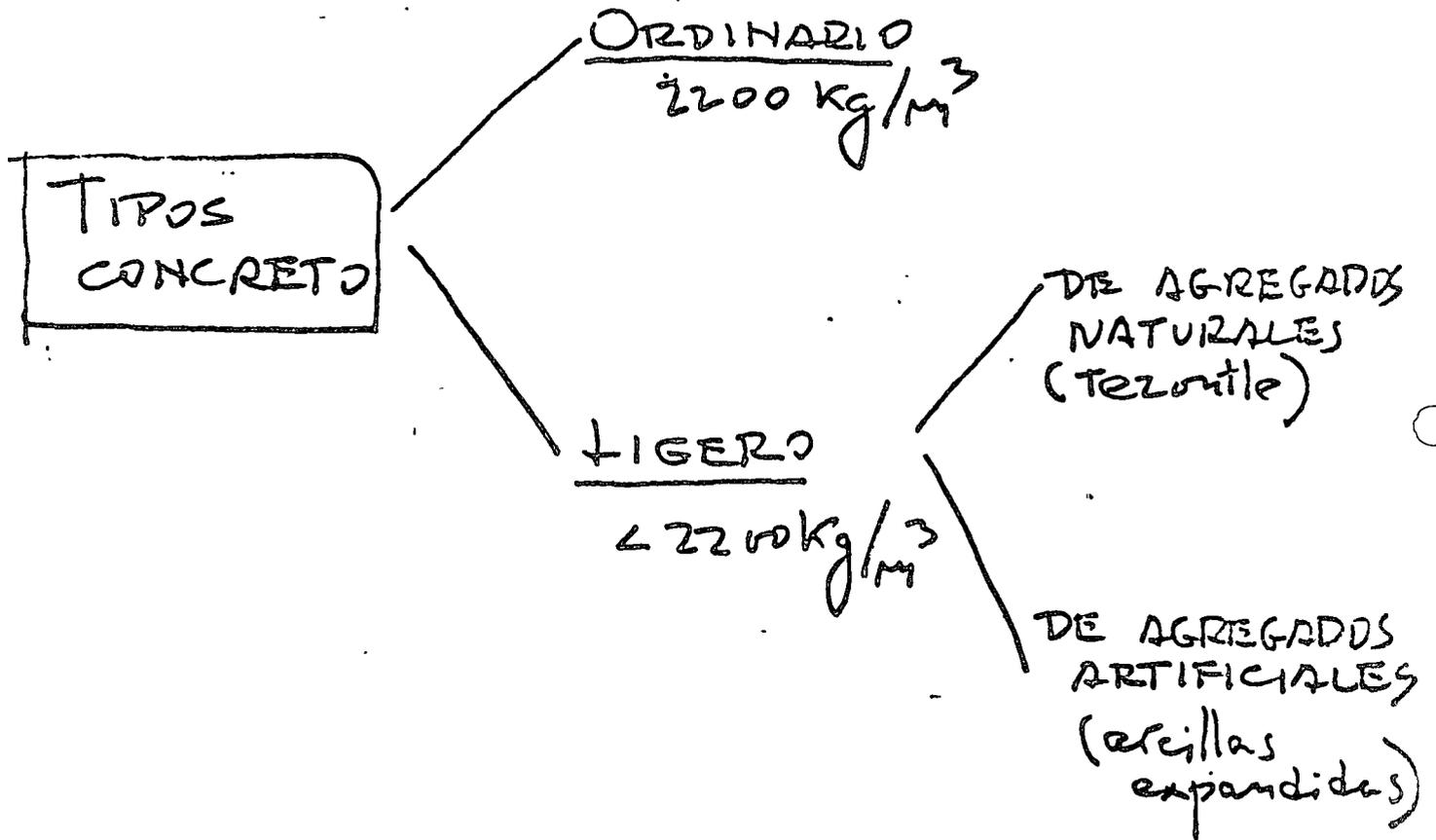


Fig 8

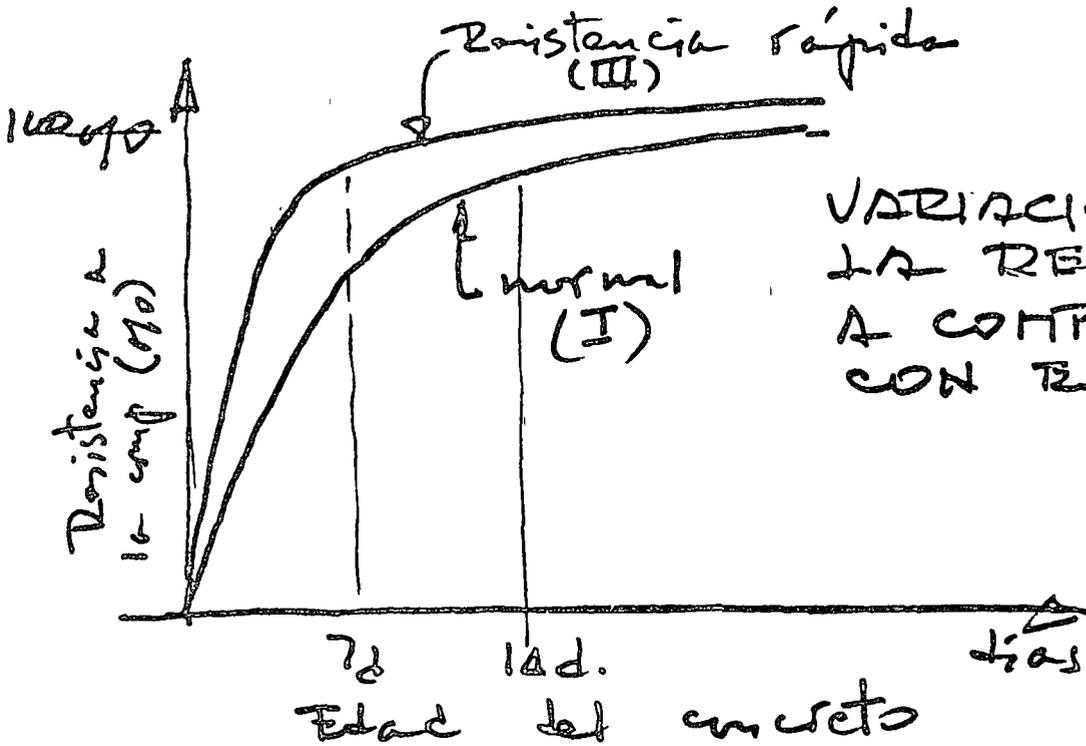
Resistencia a compresión

Suele tenderse a concretos de resistencias altas (300 - 600 Kg/cm²). Esto es conveniente para evitar problemas bajo los anclajes, donde puede haber esfuerzos concentrados altos, para contar con un módulo de elasticidad alto y para lograr menor volumen de concreto y, por lo tanto, mayor ligereza.

Es importante conocer la variación de la resistencia del concreto con el tiempo, para conocer con qué resistencia se cuenta cuando se aplica el presfuerzo al concreto y durante las maniobras iniciales de las piezas cuando todavía no se han alcanzado los valores especificados para las condiciones de trabajo normal (fig 9).

RESISTENCIAS
A LA COM-
PRESSION USUALES
(f'_c)

250-600 kg/cm²



RAZONES PARA
USAR RESISTENCIAS
ALTAS

- ESTUERZOS ALTOS
BAJO ANCLAJES
- MODULO DE
ELASTICIDAD ALTO
- LIGEREZA

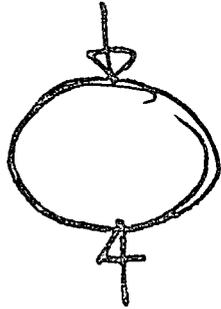
RESISTENCIA
DEL CONCRETO
A LA
COMPRESION

Fig 9

Para poder estimar el riesgo de agrietamiento en vigas de concreto presforzado es necesario conocer la resistencia a tensión del concreto. Este puede determinarse de manera indirecta por medio de la prueba brasileña. Puede calcularse a partir de la resistencia a compresión por medio de expresiones como las que aparecen en la fig 10.

$$f_{tb} = bkg/cm^2 + 0.06 f'_c$$

Para agregados Sanatite
y prueba Brasileña



También, en

forma aproximada:

$$\left\{ \begin{array}{l} f_t = 0.07 f'_c \quad (\text{para } f'_c \text{ alto}) \\ f_t = 0.10 f'_c \quad (\text{para } f'_c \text{ bajo}) \end{array} \right.$$

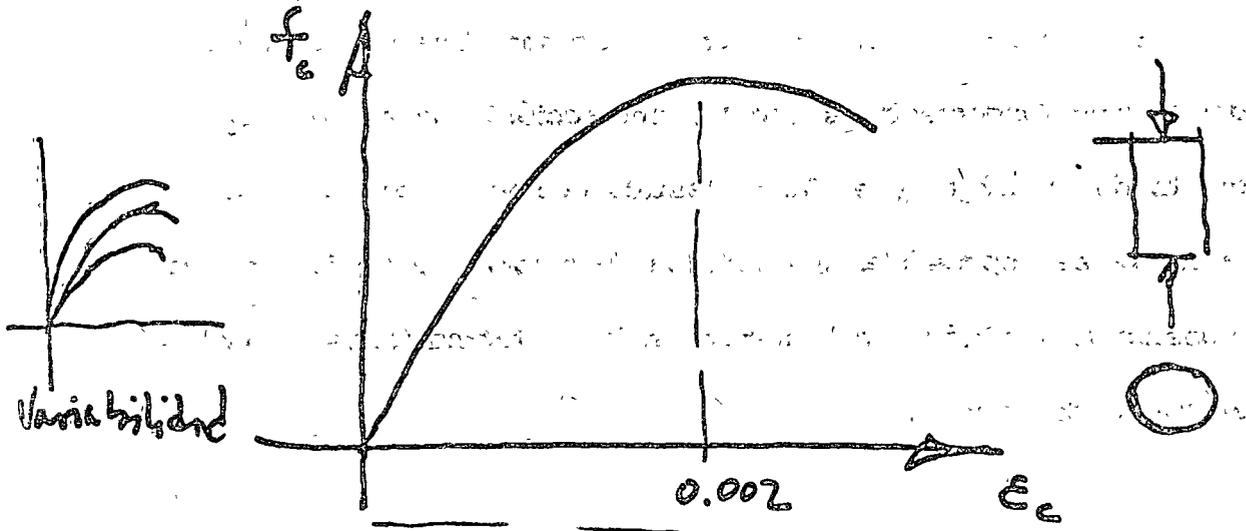
Resistencia del concreto a la tensión.

Curva esfuerzo-deformación y módulo de elasticidad

En la fig 11 se muestra una curva esfuerzo-deformación típica del concreto, obtenida ensayando una probeta cilíndrica en compresión. La resistencia del concreto corresponde siempre a un valor de la deformación unitaria del orden de 0.002.

Como puede apreciarse en la fig 11 el concreto no se comporta elásticamente bajo carga. Sin embargo, para cálculos de deformaciones y para otros fines suele recurrirse a un módulo establecido convencionalmente. Así se definen módulos "tangentes" y módulos "secantes". En la fig 11 se dan dos expresiones para calcular el módulo de elasticidad del concreto en función de la resistencia a compresión.

CURVA ESTUERO - DEFORMACION



MODULOS ELASTICOS

(tangente
secante)

Fórmula ΔC1

$$E_c = w^{1.5} \sqrt{f'_c} \quad 15000$$

E_c , kg/cm^2 ; w , ton/m^3 ; f'_c , kg/cm^2

Fórmula DDF

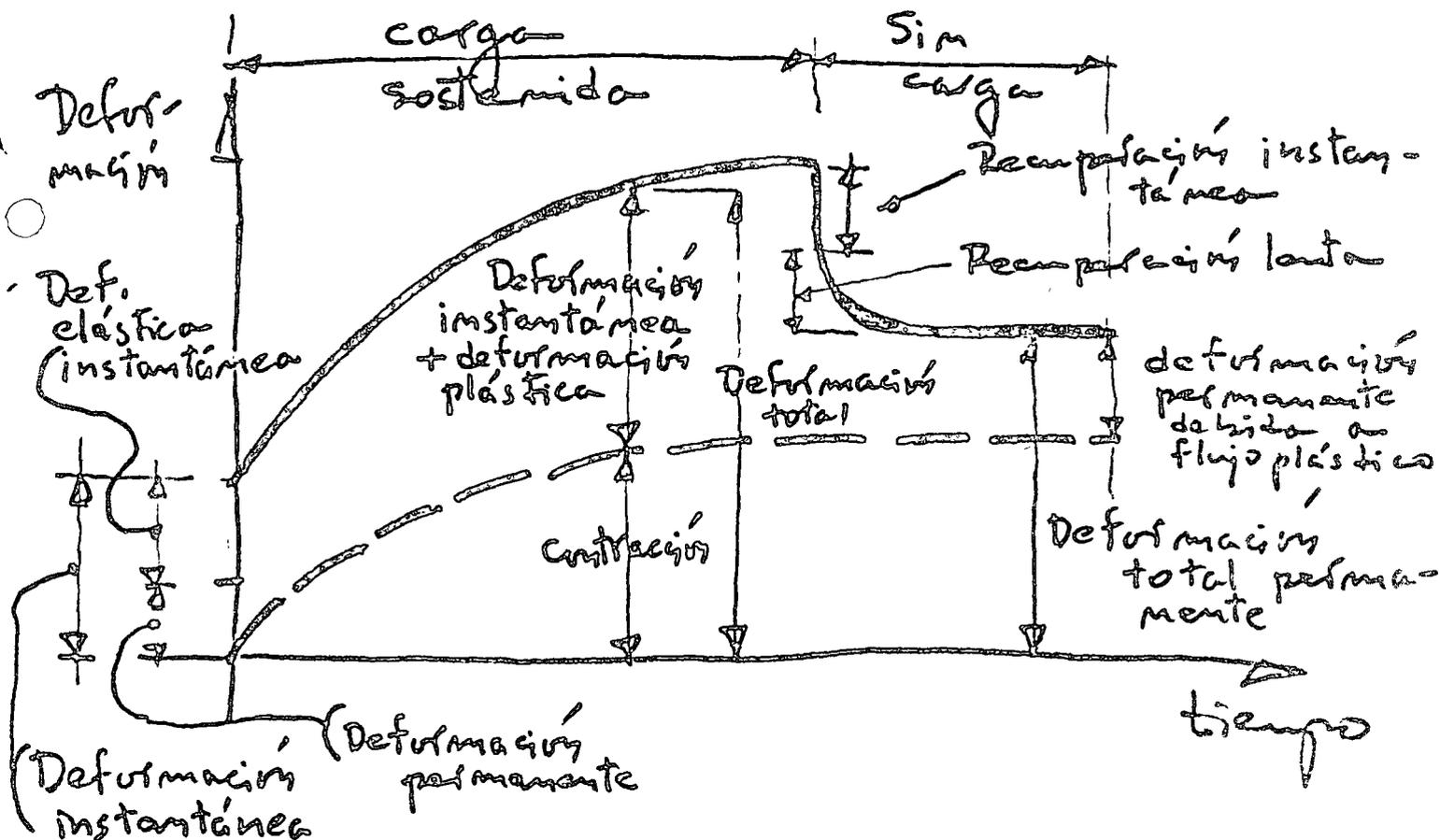
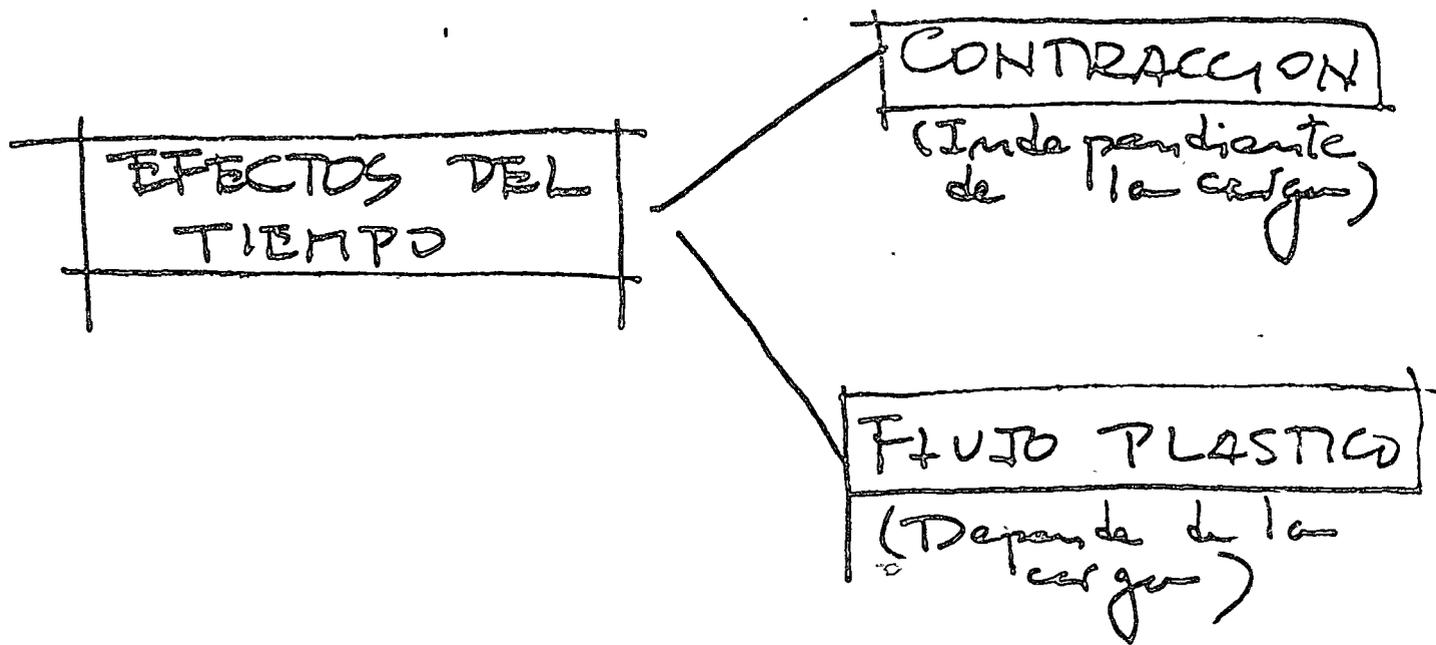
(efectos costos
durezas)

$$E_c = 10000 \sqrt{f'_c}$$

Resistencia
Según f'_c

Efectos del tiempo

El concreto se deforma con el tiempo. Los dos efectos del tiempo fundamentales son la contracción, que es independiente de la carga, y el flujo plástico, que varía con ésta. En la fig 12 se representa una gráfica de deformación-tiempo que muestra la influencia del tiempo en las deformaciones de un elemento de concreto.



CUAVA DEFORMACION - TIEMPO

Fig 12

Como se indica en la fig 13, las deformaciones por flujo plástico son proporcionales al nivel de carga hasta niveles del orden del 50% de la resistencia. Se define un coeficiente de flujo plástico que es la relación entre la deformación unitaria total al cabo de un tiempo grande y la deformación unitaria inmediata. Este coeficiente es del orden de 2 a 3. En la fig 13 se dan algunos datos aproximados de la proporción de deformación total que se registra según la duración de la carga.

FLUJO PLÁSTICO

Las deformaciones por flujo plástico son proporcionales al nivel de carga hasta niveles del orden de 50% de la resistencia.

Coefficiente de flujo plástico

$$C_c = \frac{\sum_t}{\sum_i}$$

\sum_t = deformación unitaria total al cabo de un tiempo grande

\sum_i = deformación unitaria inmediata

$$C_c \approx 2-3$$

Proporción de deformación total

$1/4$

$1/2$

$3/4$

1

Duración cargas

2 semanas

2-3 meses

1 año

muchos años

Las deformaciones unitarias debidas a contracción varían de 0.0002 a 0.001. Para diseño es frecuente considerar de 0.0002 a 0.0004. La intensidad de la contracción varía con el tiempo, como se muestra en la fig 14. La contracción puede variar considerablemente con el curado y las condiciones del medio ambiente.

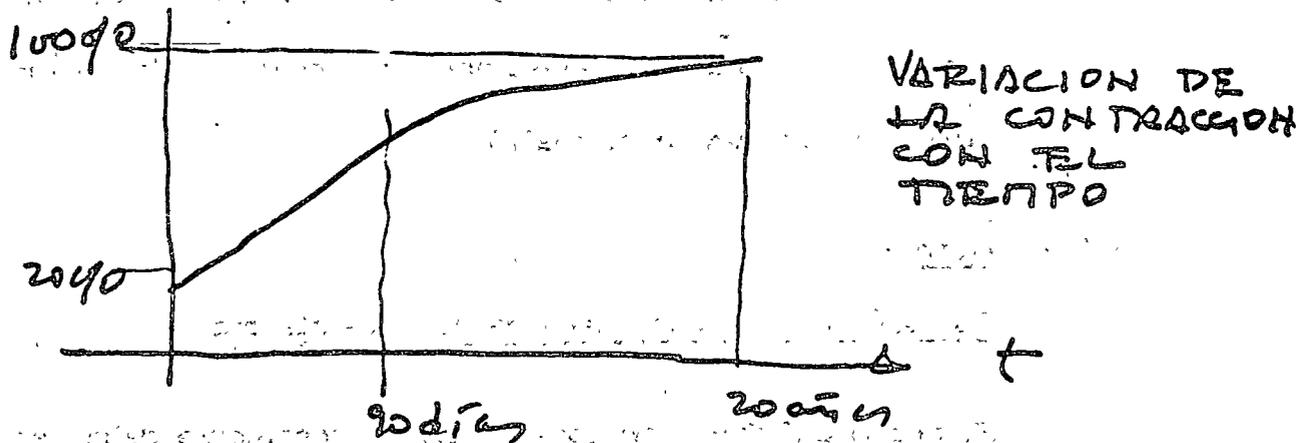
Efectos de la temperatura

Las dimensiones de las piezas de concreto varían con la temperatura, como tantos otros materiales. El coeficiente de expansión térmica para concreto suele variar entre 0.000 007 y 0.000 01, por grado centígrado de cambio de temperatura (fig 14).

CONTRACCION

tas de deformación unitarias
varían de 0.0002 y 0.001

(Para diseño se frecuentemente
considera de 0.0002 a 0.0004).



La contracción puede variar
considerablemente con el curado y
las condiciones del medio ambiente

EFECTOS TEMPERATURA

Coefficiente expansión térmica:

0.000007 a 0.00011 de
deformación unitaria por grado
centígrado de cambio de temperatura.

Consideraciones sobre la fabricación del concreto

Dos precauciones importantes deben considerarse en la fabricación del concreto para elementos presforzados:

- a) Evitar aditivos con compuestos de cloro, como el cloruro de calcio, que por su alta corrosividad pueden perjudicar el acero de presfuerzo.
- b) Usar precauciones al curar con vapor. (El curado con vapor puede resultar en resistencias menores que las obtenidas con un curado normal.)

3.2 Acero

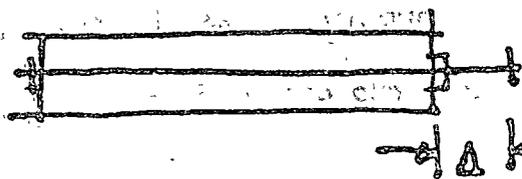
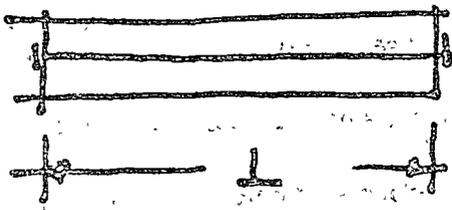
Por qué debe usarse acero de alta resistencia

El acero utilizado para presforzar forzosamente debe ser de una resistencia alta. Esto puede apreciarse en la fig 15 donde se comparan los distintos efectos que resultan de utilizar un acero de $f_s = 1265 \text{ Kg/cm}^2$ o uno de 10000 Kg/cm^2 . En el primer caso las deformaciones producidas por el flujo plástico y la contracción del concreto son superiores a la deformación que puede aplicarse al acero, de manera que el presfuerzo aplicado inicialmente se pierde.

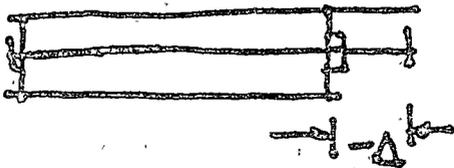
POR QUE DEBE USARSE ACERO DE ALTA RESISTENCIA ?

A

$f_s = 1265 \text{ kg/cm}^2 ; E = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

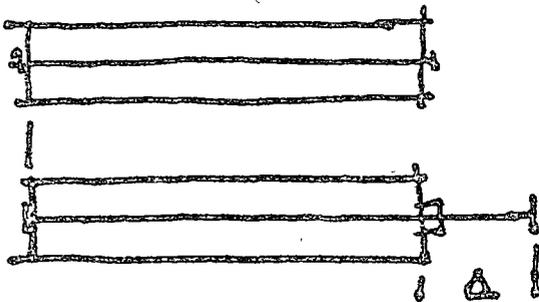


$\Delta = \frac{f}{E} L = \frac{1265}{2 \times 10^6} L = 0.0006L$



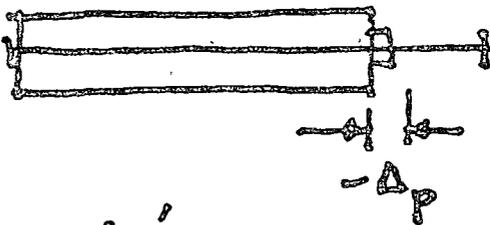
acortamiento por flujo y contracción
No hay presiones

B



$f_s = 10000 \text{ kg/cm}^2 ; E = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

$\Delta = \frac{10000}{2 \times 10^6} L = 0.005L$



$\Delta_p = 0.0008L$
(por partículas)

Deformación unitaria disponible para presiones

$\delta = 0.005 - 0.0008 = 0.0042$

$f_2 = 0.0042 \times 2 \times 10^6 = 8400 \text{ kg/cm}^2$

Tipos de refuerzo

En la fig 16 se presenta un resumen breve de los distintos tipos de acero utilizados para presforzar, que pueden clasificarse en alambres, torones y barras. En la fig 17 se muestran curvas esfuerzo-deformación para algunos aceros de presfuerzo típicos y, para efectos comparativos, las correspondientes a aceros de refuerzo ordinario. Las diversas formas en que puede definirse el esfuerzo convencional de fluencia se indican en la fig 18.

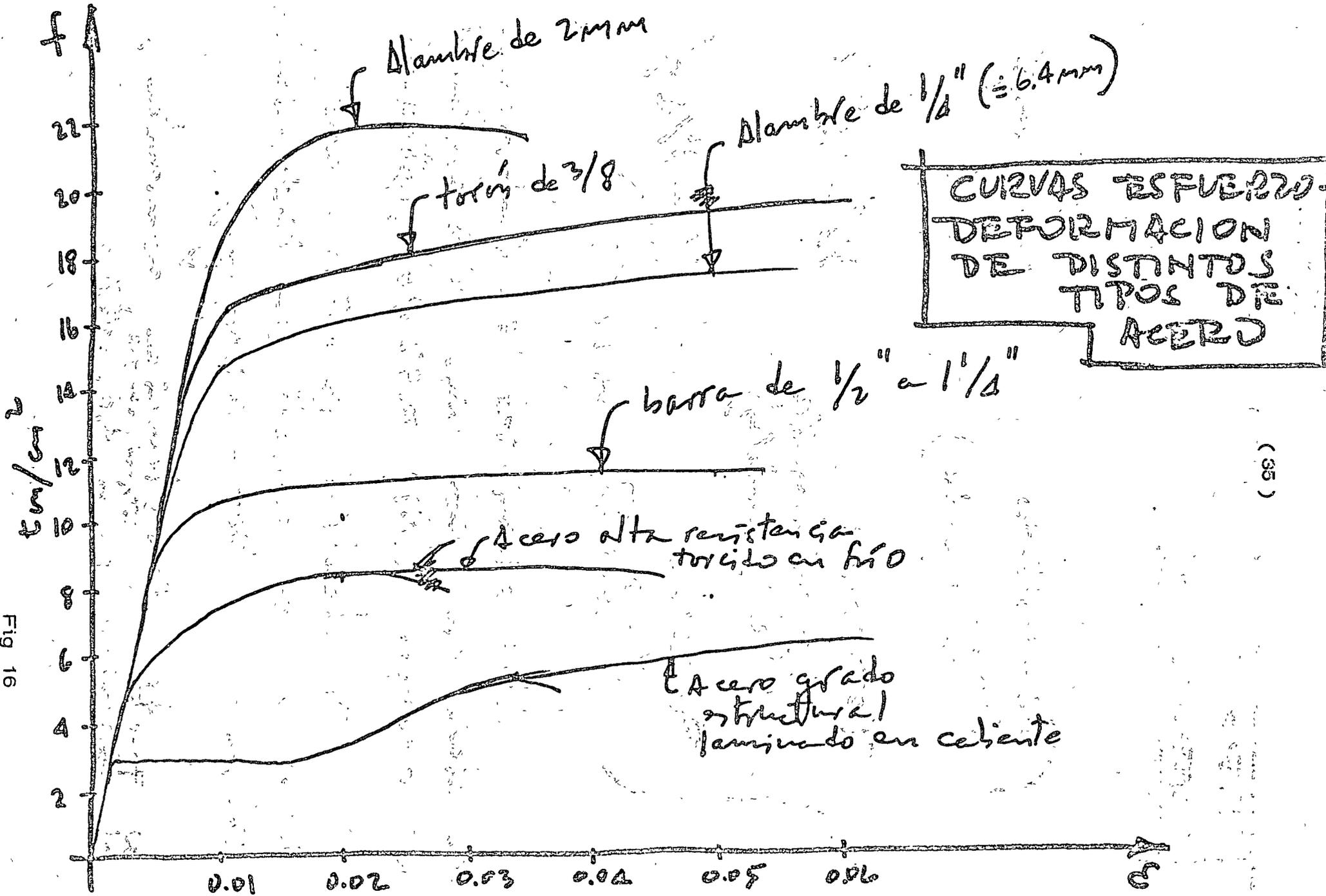


Fig 16

TIPOS DE REFUERZO

(36)

ALAMBRES (lisos o corrugados)	2-7 mm ϕ
TORONES (generalmente de 7 alambres)	$\frac{1}{4}$ " - $\frac{1}{2}$ " ϕ
BARRAS (no son comunes en México)	$\frac{1}{2}$ " - $1\frac{1}{4}$ " ϕ

Los alambres se fabrican de alambros con un alto contenido de carbono (0.72 - 0.93%), ~~estirado~~

El alambros se estira en frío y se somete a tratamientos térmicos (stress-relieving)

la ductilidad disminuye y al disminuir el diámetro.

ESFUERZO CONVENCIONAL DE FLUENCIA

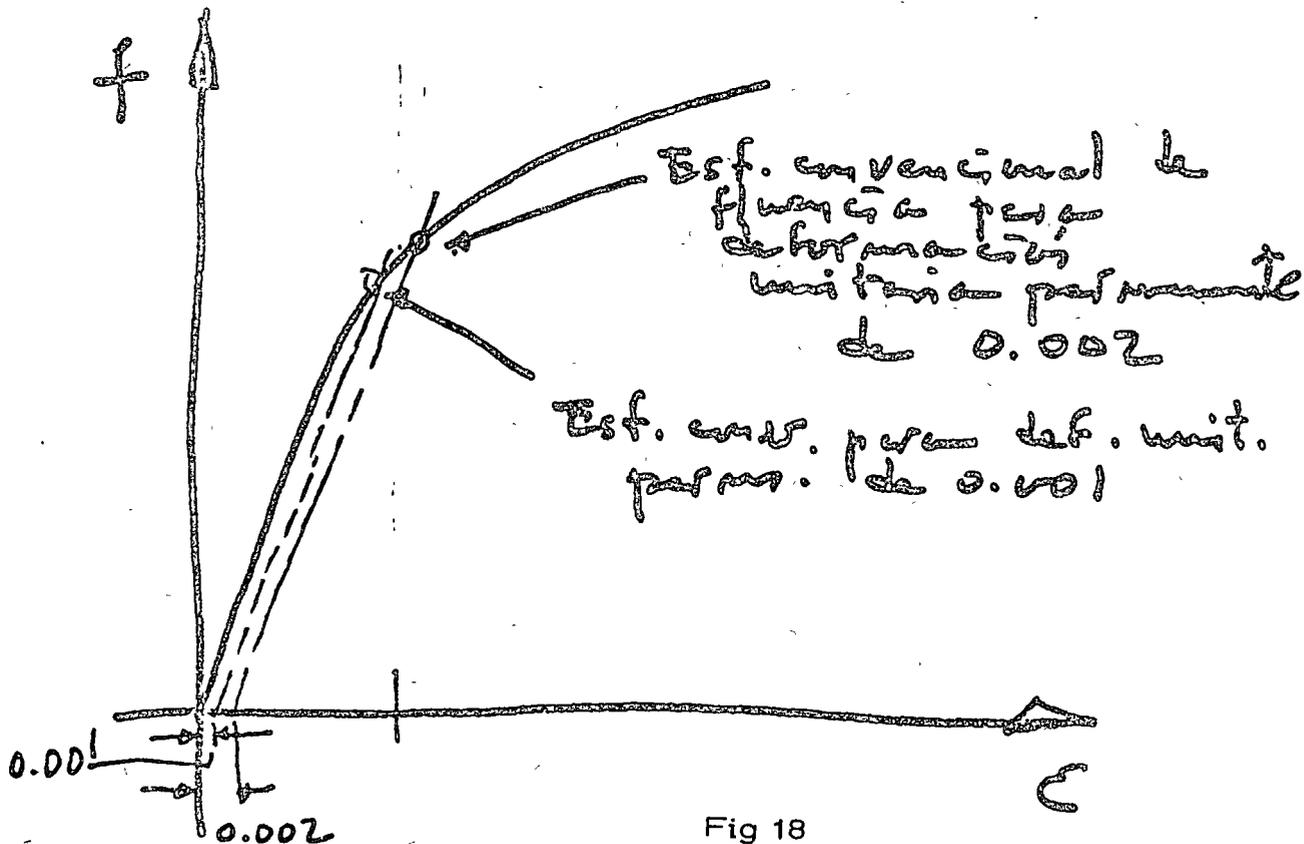
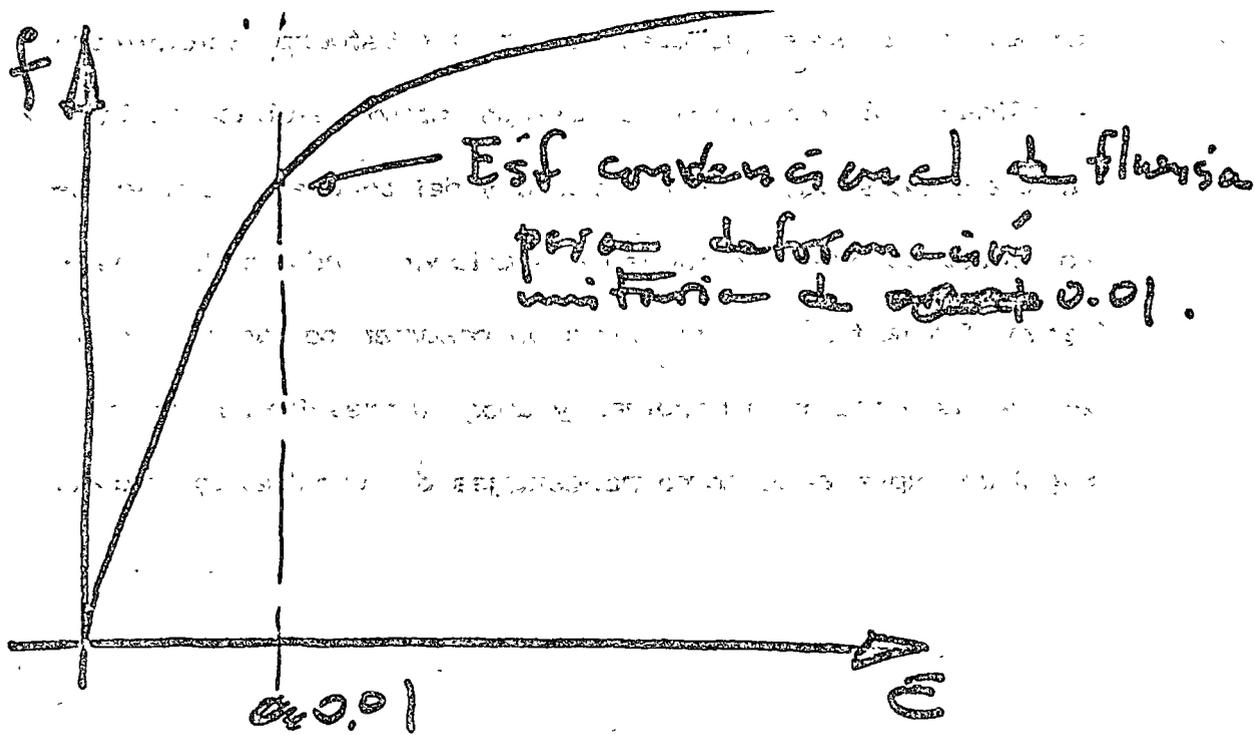


Fig 18

4. PERDIDAS DE PRESFUERZO

En el inciso 1.3 se señalaron las dificultades de predecir las variaciones que puede tener el presfuerzo inicialmente aplicado, al transcurrir el tiempo, como resultado de las características plásticas del acero y del concreto. Existen otros factores que contribuyen a ocasionar pérdidas de presfuerzo. En la fig 19 se presenta un resumen de las diversas causas que ocasionan pérdidas y unos valores típicos de su magnitud expresadas como porcentajes del presfuerzo inicial.

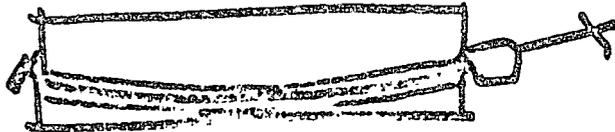
ACORTAMIENTO ELASTICO }
 CONTRACCION } $\frac{L_0 - L}{L_0}$
 FLUTO PLASTICO }
 RELAJACION DEL
 ACERO

Es la pérdida de
 esfuerzo por defor-
 mación unitaria
 constante

1 - 5 %

ANCLAJE, ASENTAMIENTO DE

FRICCION



VALORES APROXIMADOS

ELEMENTOS PRETENSADOS : 20 %

✓ POSTENSADOS : 15 %

+ pérdidas por fricción

5. CONCLUSIONES FINALES

El uso del presfuerzo, en sus dos variantes de postensado y pretensado, ha extendido notablemente el campo de aplicación del concreto reforzado al mejorar el comportamiento de este en lo que se refiere tanto a agrietamiento como a deformación. Gracias al presfuerzo, se pueden salvar claros antes inconcebibles en estructuras de concreto reforzado con estructuras relativamente ligeras y esbeltas. (Se vislumbra la posibilidad de alcanzar claros de 500 m en puentes de carreteras.) En efecto, el presfuerzo ha ampliado el campo de aplicación del concreto a casos que antes eran del dominio exclusivo del acero. Por último, como ventaja adicional, puede citarse la reducción en los consumos de acero respecto a estructuras de concreto reforzado convencionales equivalentes, gracias a la alta resistencia de los aceros de presfuerzo.

REFERENCIAS

1. E. Freyssinet, "Une révolution dans les techniques des bétons", Librairie de l'Enseignement Technique, Eyrolles, Paris, 1936.
2. Y. Guyon, "Béton précontraint", tomos I y II, Eyrolles, Paris, 1963.
3. Y. Guyon, "Constructions en béton précontraint", tomos I y II, Eyrolles, Paris, 1969.
4. T. Y. Lin, "Diseño de estructuras de concreto presforzado", traducción de la segunda edición en inglés, CECSA, México, 1969.
5. J. R. Libby, "Modern Prestressed Concrete" Van Nostrand-Reinhold, Nueva York, 1971.
6. "Propuesta Recomendaciones Internacionales CEB-FIP para el cálculo y la ejecución de obras de hormigón", CEB-FIP, Paris, Mayo, 1970.
7. "CP 110, The Structural use of concrete", British Standards Institution, Londres, 1972.

8. Instituto de Ingeniería, UNAM, "Proyecto del Reglamento de las Construcciones para el Distrito Federal", inédito.
9. "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-71)", American Concrete Institute, Detroit, 1971.
10. F. Leonhardt, "Prestressed Concrete Design and Construction", 2a ed., Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin, 1964.
11. F. Robles y J. M. Rioboo, "Principios del concreto presforzado", Revista de Ingeniería, México, abril-junio, 1972.
12. "PCI Handbook", Prestressed Concrete Institute, Chicago, 1971.
13. N. Khachaturian y G. Gurfinkel, "Prestressed Concrete", Mc - Graw Hill Book Co., Nueva York, 1969



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO PRESFORZADO

DR. ROBERTO MELI P.

BASES PARA LOS CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PROYECTO DEL
NUEVO REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL*

Roberto Meli **

- * Para ser publicado en la ~~Revista~~ INGENIERIA (1975)
- ** Profesor Investigador, Instituto de Ingeniería, UNAM.

1. INTRODUCCION

Un reglamento de diseño ^{debe} especificar los requisitos que ^{han} de reunir las estructuras para que tengan seguridad adecuada contra ^{la} falla y contra la ocurrencia de estados de comportamiento inadmisibles o indeseables. La seguridad debe ser adecuada en el sentido de que sea compatible con las consecuencias que la falla pueda traer y con el costo de incrementar dicha seguridad.

La mayoría de los reglamentos existentes tratan de cumplir con el objetivo anterior en forma muy indirecta, especificando para cada material una serie de reglas y procedimientos de diseño que llevan implícitas consideraciones conservadoras en las cargas, en las propiedades de los materiales y en las expresiones mismas de diseño. Esta forma de proceder tiene varias limitaciones:

- a) Debido a que los procedimientos de diseño se desarrollan en forma independiente para cada material, no hay necesariamente una congruencia entre el grado de seguridad que se obtiene para estructu

ras de materiales distintos.

- b) Las consideraciones conservadoras hechas sin un criterio uniforme ni explícito en distintas etapas del diseño llevan a que no sea fácil deducir cuál sea la seguridad de las estructuras y a que ^{haya} ~~se tengan~~ incongruencias ^{para distintas construcciones de estructuras de un mismo tipo} entre la seguridad ~~de estructuras para distintos casos~~.
- c) Los requisitos de seguridad para cada material se van ajustando con el tiempo con base en la experiencia que se obtiene sobre el comportamiento de las estructuras diseñadas. Esto ^{quizá} asegura ^e que para las estructuras típicas los diseños vayan ^dteniendo a los óptimos, pero no permite extrapolar esta experiencia a materiales y sistemas constructivos distintos.

Son evidentes las ventajas de que los procedimientos de diseño especificadas por un reglamento ^{tenen como base} un criterio común que permita obtener ^{rsc} seguridad uniforme para las construcciones de distintos materiales y ^{rsc} pueda aplicarse no sólo a los casos usuales sino a todo tipo de construcciones.

Las bases comunes para todos los materiales deben incluir la definición de los estados del comportamiento que se consideren inadmisibles, las cargas que las estructuras deben ser capaces de soportar sin fallar, los procedimientos para ^rdeterminar la resistencia y los criterios para fijar los factores de seguridad. Estos últimos criterios deben ^{de preferencia,} reconocer abiertamente el carácter aleatorio de las variables que influyen en las cargas y en la resistencia y proporcionar los procedimientos para tratar en forma racional, y a la vez ^{senalla} la variabilidad y las ^eincertidumbres en las distintas etapas del proceso de diseño.

-Tomando en cuenta lo anterior, la versión propuesta del ^{Título d} de Diseño ^e Estructural del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal contiene, en el cuerpo del reglamento, ~~los~~ los requisitos generales de seguridad y servicio ^{de} válidas para todas las estructuras, mientras que en ^{las} Normas Técnicas Complementarias se dan recomendaciones específicas para las estructuras de concreto, acero, mampostería y madera,

De esta manera se pretende que el cuerpo del ^v Reglamento pueda ^{permanecer mayor} tiempo sin modificación ya que sus criterios generales pueden cubrir las nuevas ^e técnicas y sistemas constructivos que vayan surgiendo y no se ven afectados por el avance en el conocimiento sobre el diseño de materiales específicos. ^{A la vez}

mediante el empleo de las Normas Técnicas Complementarias que se pueden actualizar más fácilmente, por no tener que cumplir con el mismo proceso de legalización que el Reglamento, ^{se} cubra el diseño de las estructuras comunes bajo el efecto de las cargas que se presentan con mayor frecuencia y con procedimientos que no difieren en forma importante de los que se emplean actualmente.

El objetivo de este trabajo es ~~describir~~ describir, explicar y fundamentar los criterios generales de diseño contenidos en la ^{propuesta} versión del Título de diseño estructural del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, ^{Esta} fue elaborada ^{le} en 1973 por un grupo de investigadores del Instituto de Ingeniería por encargo de la Dirección de Planeación del Departamento del Distrito Federal. Se tratarán además de justificar los principales valores numéricos empleados, ^{comparándolos con los que se} deducen ^{esta} de un planteamiento probabilístico aproximado del diseño estructural.

2. PLANTEAMIENTO DE LOS CRITERIOS DE DISEÑO

2.1 Conceptos fundamentales

a) Estados límite. Se requiere ^{que} las construcciones cumplan con determinados requisitos de funcionamiento ^{independien-}tes del material ^y sistema constructivo empleado; por lo tanto en diseño hay que definir inicialmente contra qué se quiere ^{Tener} seguridad, ^{es decir}, cuáles son los límites más allá de los cuales el comportamiento de una estructura se considera inceptable. Estas condiciones extremas se han denominado estados límite, distinguiéndose estados límite de falla, que corresponden al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura, y ^{los} estados límite de servicio, que corresponden a condiciones que afectan el funcionamiento de la construcción (flechas o vibraciones excesivas, agrietamientos, ^{en} daños ^{de} elementos no estructurales, etc).

Con este enfoque el énfasis ^{está} en el funcionamiento de la construcción

y no en restricciones ligadas a teorías estructurales particulares, como en diseño por esfuerzos permisibles.

El diseño ^{basado en} por estados límites ^{fue} introducido en reglamentos Soviéticos desde hace ^{unos} veinte años y se está empleando cada vez con mayor frecuencia en los nuevos reglamentos.^{1,2}

b) Acciones. Una vez definido qué tipo de comportamiento se requiere para una estructura, es necesario ^{considerar} cuáles son los agentes que pueden afectar la ^{Tales agentes pueden constituir} y llevarla a un estado límite. ^{estas acciones} En una acción más general se denominan acciones, incluyendo ^{entre otros} los efectos de deformaciones impuestas y efectos ambientales.

^{Con} fines de diseño las acciones se representan usualmente por medio de sistemas de cargas _e o de deformaciones impuestas _e cuyo efecto sobre la estructura se supone equivalente al de las acciones reales.

La estructura deberá revisarse ^{ante} por las combinaciones más desfavorables de acciones que puedan presentarse. Para formar las distintas combinaciones es ^{conveniente} clasificar las acciones de acuerdo con la duración en que actúan con intensidad máxima.

Así pueden distinguirse las acciones permanentes, que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad puede considerarse ^{constante en}

el tiempo, como las cargas muertas y los empujes de tierra. Las acciones variables obran sobre la estructura en un lapso considerable, pero con una intensidad que varía en forma significativa con el tiempo, como la carga viva

y los efectos de temperatura. Las acciones accidentales pueden tomar valores significativos solo durante periodos muy cortos, como son los efectos de sismo.

Por su índole las acciones permanentes deben intervenir en todas las combinaciones que se consideren; también deben intervenir en todos los casos las acciones variables, las que sean significativas, pero la intensidad que se considere deberá ser distinta según el tipo de combinación; así, para superponer a las cargas permanentes, intervendrá la intensidad máxima en la vida de la estructura, mientras que para superponerse a las cargas accidentales intervendrá la intensidad de la acción en un instante cualquiera; para estimar efectos a largo plazo interesará la intensidad promedio. Para las acciones accidentales interesará en general la intensidad máxima que pueda presentarse.

c) Resistencia. Para revisar la seguridad contra la ocurrencia de posibles estados límite, hay que contar con métodos para evaluar la respuesta de la estructura ante el efecto de cada posible combinación de acciones. En este contexto puede definirse a la resistencia como la intensidad de una acción ^{hipotética} o del efecto de una combinación de acciones, que ^{conducirán} a la estructura a un estado límite. De esta manera puede compararse ^{las resistencias y las acciones en una misma escala} la resistencia ^{de un elemento estructural puede determinarse por medio de} procedimientos analíticos y experimentales en función de algunas propiedades mecánicas y geométricas de la estructura.

d) Confiabilidad estructural. Por las incertidumbres que existen en las acciones que pueden afectar una estructura y en las variables que definen su resistencia, cualquiera sea el procedimiento de diseño y el factor de seguridad empleado, habrá siempre una probabilidad finita de que la acción máxima exceda a la resistencia. A la probabilidad de que una estructura no falle, o más propiamente, de que no se sobrepase un estado límite, se le llama confiabilidad de la estructura.

El cálculo de la confiabilidad de una estructura requiere de la determinación de las distribuciones de probabilidades de las variables que intervienen y da lugar, aún para casos relativamente sencillos, a desarrollos matemáticos complicados. Existen procedimientos aproximados para el cálculo de la confiabilidad; sobre ellos se tratará más adelante en este trabajo.

c) Factores de seguridad. Para lograr que la estructura tenga la confiabilidad deseada ^(no que asegure la para que) su resistencia esperada exceda al efecto esperado de las acciones que puedan provocar cierto estado límite. Al cociente entre la resistencia esperada y la acción esperada se le llama factor de seguridad central o simplemente factor de seguridad.

No 4) El factor de seguridad necesario para lograr una confiabilidad dada variará según el grado de incertidumbre que existe en las variables que intervienen en el diseño.

En los reglamentos de diseño no se especifican generalmente factores centrales de seguridad, sino que se toman factores parciales de seguridad, como son factores de carga que incrementan las acciones

y factores de resistencia que reducen la resistencia ^{calculada}. Se suele además emplear para las distintas variables valores conser

vadores para cubrir en parte la incertidumbre y la variabilidad en las mismas. Estos valores conservadores, llamados valores nominales o característicos, son tales que la probabilidad de que sean rebasados del lado desfavorable es pequeña (El Reglamento del Comité Europeo del Concreto considera una probabilidad de excedencia del 5%) La combinación de los factores de seguridad parciales y valores característicos da lugar a un factor de seguridad total y a una confiabilidad dada de la estructura.

f) Optimación. La confiabilidad que debe tratarse de lograr ^{es} la misma en todas las estructuras o elementos estructurales. Por ejemplo, la confiabilidad deberá ser mayor en el diseño de las ^dgr^as de un ^aest^udio que en el techo de una bodega, en una columna que en una viga secundaria, en un elemento que pueda fallar frágilmente que en uno cuyo modo de falla crítico sea dúctil.

No solo debe procurarse una confiabilidad mayor cuando las consecuencias de una posible falla sean más graves, sino que debe tratarse que en cada caso el diseño sea óptimo en el sentido de que el costo de la estructura diseñada sea mínimo, incluyendo el posible costo de los daños. De una manera simplista puede establecerse como objetivo el buscar ^{la solución} que arroje el valor mínimo de la función

$$C + D P_F$$

en que C es el costo de construcción, que será mayor en cuanto mayor sea el factor de seguridad que se emplea; D es el costo de los daños en caso de falla y P_F es la probabilidad de falla que será menor cuanto mayor sea el factor de seguridad.

Una presentación más ^{simplista del} tema de la ^{estructural que se encuentra en el mundo por el empleo} optimización ^{se} en la

ref. 3. De la optimación de la función objetivo resulta, en términos generales, que la confiabilidad que debe fijarse para el diseño dependerá del cociente entre el cos

to de la falla y el de incrementar dicha confiabilidad

2.2 Los Reglamentos de diseño estructural y su función. // Un reglamento de diseño estructural debe proteger los intereses de la sociedad no sólo haciendo que las construcciones ofrezcan seguridad a las personas y a los bienes, sino también impidiendo que se hagan inversiones excesivas para lograr dicha seguridad. Por lo tanto el reglamento debe procurar que las construcciones que se erijan tengan un nivel de seguridad que tienda al óptimo en el sentido expresado en la sección anterior.

Para lograr el objetivo anterior pueden seguirse enfoques distintos. El reglamento ^{podría} fijar solamente las bases del proceso de optimación, los criterios para determinar la confiabilidad y la forma en que deben obtenerse los datos necesarios para su determinación y permitir al diseñador el buscar la solución óptima para su estructura particular. En otro extremo el reglamento ^{podría} fijar una serie de reglas estrictas para realizar el diseño con base en factores de seguridad especificadas para distintas situaciones. En este caso el proceso de optimación no se deja ^{vía} al diseñador sino la realiza ^{vía} el codificador para determinar los factores de seguridad más apropiados; esto lleva a que la solución que se obtenga para una estructura dada puede resultar alejada de las óptima al quedar englobada dentro de un grupo necesariamente amplio de situaciones generales. Por otra parte se tiene una mayor sencillez en el proceso de diseño al especificar clara y detalladamente los procedimientos de cálculo.

La tendencia de los reglamentos ha sido hacia el planteamiento de criterios de diseño que permitan fijar la confiabilidad de las estructuras (criterios de estados límite) en los que se han ido introduciendo paulatinamente conceptos probabilísticos en distintas etapas del proceso. A la vez en distintos países se están realizando

intentos para dar una base racional a los factores de seguridad especificados, por medio de determinaciones aproximadas de la confiabilidad pero sin llegar a una optimización explícita.

En el futuro es de esperarse que se llegue a métodos de optimización y cálculo de la confiabilidad cada vez más refinados y que estos no se empleen únicamente en la etapa de elaboración de los códigos para definir los factores de seguridad, sino que puedan ser empleados por el diseñador al menos como un procedimiento alternativo para estructuras especiales.

2.3 Descripción del criterio de diseño de la propuesta de reglamento

Los procedimientos de diseño especificados por el reglamento propuesto tienen la estructura ya familiar a los diseñadores de los criterios de diseño por resistencia (diseño plástico o ^a la rotura) en los cuales se pide que se revise en forma independiente la seguridad de la estructura contra colapso y su comportamiento en condiciones de servicio.

El procedimiento para la revisión de la seguridad se resume en la expresión

$$F_C \sum S_d \leq F_R R_d$$

o sea, hay que revisar que, para cada combinación de carga que puede afectar la estructura, la suma de los efectos de todas las cargas tomadas con sus valores nominales, S_d , multiplicada por el factor de carga, F_C , no exceda de la resistencia nominal, R_d , multiplicada por un factor reductor de resistencia, F_R .

Para los casos comunes, las cargas de diseño se dan en forma explícita en el reglamento; así se especifican los valores nominales de las cargas muertas, vivas, de sismo y de viento que deben considerarse en el diseño; para casos poco comunes los

valores nominales deberán fijarse con el criterio de que la probabilidad de que sean excedidos en el lapso de interés sea de 2%. En el siguiente capítulo de este informe se recomiendan métodos para determinar valores congruentes con este criterio.

Las fuerzas internas (momentos, cortantes y fuerzas axiales) se calculan por métodos reconocidos de análisis, y sus valores de diseño, para la revisión de estados límite de falla, se obtienen multiplicando los valores obtenidos del análisis por factores de carga que toman en cuenta las incertidumbres en el análisis y en las cargas, y que varían de acuerdo con el tipo de combinación de que se trate; los factores de carga toman en cuenta además la importancia de la estructura. Ejemplificando, deberá revisarse la condición de carga muerta más carga viva para la cual el factor de carga se ha fijado como 1.4 y la condición de carga muerta, más carga viva más sismo (o viento) en cuyo caso el factor de carga deberá ser 1.1.

En el diseño de estructuras particularmente importantes (en las que hay frecuente aglomeración de personas o que contienen equipo valioso) el factor de carga para carga muerta más viva sube a 1.5, mientras que en el segundo caso se mantiene el mismo factor pero se aumentan los coeficientes sísmicos de diseño.

La resistencia de diseño (valor nominal multiplicado por un factor de reducción) se calcula con los procedimientos que se especifican para cada material en las normas complementarias a partir de valores nominales de las propiedades. Para casos no cubiertos en las normas complementarias se admite que la resistencia de diseño se determine por métodos analíticos comprobados o por procedimientos experimentales.

Por otra parte, también deberán verificarse las condiciones de servicio o sea que bajo el efecto de las cargas nominales (sin ser afectadas por el factor de car-

ga) no se excedan los límites establecidos para flechas, agrietamiento, vibraciones y otros daños que afectan el funcionamiento, pero no la capacidad de la estructura.

Además del criterio general se permite el empleo de otros métodos de diseño, siempre que pueda demostrarse que sus resultados dan una seguridad no inferior a la que se obtiene aplicando los procedimientos especificados por el reglamento. De esta manera se da cabida al diseño por esfuerzos permisibles (diseño elástico) con el que están muy familiarizados la mayoría de los proyectistas. En las normas complementarias para el diseño de estructuras de concreto, acero, madera y mampostería se incluye específicamente como alternativa el diseño por esfuerzos de trabajo. Los esfuerzos permisibles especificados en estas recomendaciones son en la mayoría de los casos ficticios, o sea que no se trata de asegurar que el esfuerzo en las secciones críticas no sobrepase al valor admisible, sino de que a través del empleo de tal esfuerzo se obtengan diseños equivalentes a los que resultan empleando el diseño por resistencia.

Para los casos en que no se especifican procedimientos de diseño por esfuerzos de trabajo en las disposiciones complementarias, puede ser relativamente fácil encontrar el esfuerzo permisible adecuado; así, si la resistencia de una sección es directamente proporcional a un esfuerzo resistente, f_U^* , el esfuerzo permisible para diseño por cargas de trabajo será

$$f_s = \frac{F_R}{F_C} f_U^*$$

o sea los distintos factores de seguridad se agrupan en uno solo que afecta al esfuerzo resistente.

2.4 Procedimiento para la obtención de los factores parciales de seguridad.

En el siguiente capítulo se tratarán de justificar los factores de carga y de resistencia adoptados en la propuesta de nuevo reglamento. Para ello se plantearán un procedimiento aproximado para el cálculo de la confiabilidad estructural por medio del cual se procederá a determinar la confiabilidad implícita en los procedimientos de cálculo del actual reglamento. Esto se hará para casos en que se estima, con base en la experiencia del comportamiento estructural observado, que el nivel de seguridad que se logra aplicando dichos procedimientos es adecuado. Tomando como base los valores obtenidos para estos casos se procederá a fijar la confiabilidad que se debe tratar de lograr en distintas situaciones que difieran en cuanto a las consecuencias de la posible falla. Finalmente se deducirán los factores parciales de seguridad que se requieren para lograr dicha confiabilidad en el diseño ante distintos estados límite de los materiales más usuales.

Como se ve, no se pretende demostrar que los factores de seguridad propuestos dan lugar a diseños óptimos; únicamente se trata de ^{probar} lograr que los diseños obtenidos para distintos casos ^{son} congruentes en cuanto a que proporcionan una confiabilidad semejante para situaciones que impli- ^{ca} mismas consecuencias en casos de falla.



CENTRO DE EDUCACION CONTINUA

CURSO

ESTRUCTURAS DE CONCRETO PRESFORZADO

PERDIDAS DE PRESFUERZO

ING. JOSE LUIS CAMBA

7/10/1975

PERDIDAS DE PRESFUERZO

1.- INTRODUCCION

La tensión que se aplica inicialmente a un cable, sufre pérdidas debidas a diversas causas, de tal forma que la diferencia entre la fuerza inicial en los gatos al tensar y la fuerza efectiva puede ser importante.

Las causas que originan las pérdidas de presfuerzo son el acortamiento elástico del concreto, la fricción, el deslizamiento de anclajes, la contracción y el flujo plástico del concreto y la relajación del acero.

Las pérdidas mencionadas pueden considerarse como instantáneas las debidas al acortamiento elástico, la fricción y el deslizamiento de anclajes, ya que tienen lugar en el momento de tensar el cable. Estas dos últimas son despreciables generalmente en el caso de elementos pretensados. El resto de pérdidas se les considera a largo plazo ya que ocurren en función del tiempo, hasta llegar a estabilizarse.

El cálculo de las pérdidas de presfuerzo es aleatorio, debido a los factores que intervienen en él, como se vera a continuación al estudiar cada una de ellas. Sin embargo, cuando se tenga toda la información requerida, deberá hacerse con la mayor precisión posible.

En las conclusiones del presente artículo, se especifican recomendaciones respecto a las pérdidas de diversos reglamentos así como las de la propuesta de modificaciones al Reglamento del D.D.F. 1975.

Es importante señalar que la estimación de pérdidas no afecta el estado límite de falla pero sí puede influir en el comportamiento bajo los estados límite de servicio, manifestándose por ejemplo en deflexiones excesivas o en agrietamientos imprevistos, ya sea en la etapa o etapas de tensado y en servicio.

2.- PERDIDAS INSTANTANEAS

2.1.- Acortamientos elásticos.

2.1.1.- Miembros pretensados.

Cuando el presfuerzo se aplica a un miembro por adherencia, que es el caso del concreto pretensado, el miembro se acorta y en forma simultánea se acorta también el acero de presfuerzo, traduciéndose en una pérdida de tensión en el mismo.

Considerando el acortamiento del concreto provocado por la fuerza de presfuerzo:

$$\epsilon = \frac{f_c}{E_c} = \frac{F_o}{A_c E_c}$$

Fórmula en la cual:

F_o = fuerza de presfuerzo inmediatamente después de la transferencia.

La pérdida de presfuerzo valdrá:

$$\Delta \sigma_p = \epsilon E_s = \frac{F_o E_s}{A_c E_c} = n \frac{F_o}{A_c}$$

El valor de F_o es incierto, debido a que es la fuerza de presfuerzo una vez producidas las pérdidas instantáneas, correspondientes al acortamiento elástico como al deslizamiento de

anclajes y la fricción.

El valor de las pérdidas por acortamiento elástico es relativamente pequeño, del orden de 2 a 3% de la fuerza inicial, por lo que puede compensarse mediante el sobretensado del acero de presfuerzo, teniendo cuidado de que no se sobrepase el esfuerzo del 80% de la resistencia última del mismo, especificada en la Propuesta DDF.

2.1.2.- Miembros postensados.

Cuando el presfuerzo se aplica a un miembro tensando todos los cables simultáneamente, el acortamiento instantáneo del concreto no se traduce en pérdidas de tensión en el acero de presfuerzo, ya que la compresión del concreto se produce durante el tensado antes del anclaje de los cables.

Cuando el presfuerzo se aplica en forma no simultánea, el primer cable o grupo de cables tensados sufrirá el efecto del tensado de cada una de las etapas posteriores. En cambio, el último cable o grupos de cables tensados, no sufrirán ninguna pérdida por acortamiento elástico.

El cálculo de pérdidas por acortamientos elásticos es compleja, debido a los valores del módulo de elasticidad instantáneo del concreto entre otros problemas, lo cual conduce a considerar en la práctica el valor de la pérdida del primer cable o grupo de cables y utilizando la mitad de este valor para la pérdida en el resto de los mismos.

2.2.- Pérdida por fricción

2.2.1.- Miembros pretensados

Cuando los alambres son rectilíneos las pérdidas por fricción en elementos pretensados son despreciables. En el caso de

alambre de presfuerzo con trazos rectos quebrados mediante dispositivos, la fricción puede ser importante y su cálculo depende del tipo de dispositivo empleado, determinándose su valor por métodos experimentales.

2.2.2.- Miembros postensados

Durante el procedimiento de tensado, los cables ejercen una presión contra la generatriz cóncava del ducto en las partes curvas, originándose fricciones entre los cables y el ducto, que se traducen en pérdidas de presfuerzo de magnitud variable a lo largo del cable, partiendo de un valor nulo en el anclaje.

Las causas más importantes que originan las pérdidas de presfuerzo por fricción, son las curvaturas impuestas a los cables al hacer el trazo de los mismos y las pequeñas desviaciones accidentales debidas a la deformación del cable por su peso propio y por los desplazamientos del mismo durante el colado.

Para determinar la expresión para el cálculo de pérdidas por fricción, el procedimiento es semejante al empleado en las pérdidas por fricción en poleas que se estudia en los cursos de Mecánica.

Considerando una parte curva de un cable de presfuerzo (fig. 1), siendo μ el coeficiente de fricción entre el cable y el ducto, de radio R y de abertura angular $d\alpha$, el cable ejerce sobre el ducto una fuerza centrípeta, de valor $\frac{dF}{R}$ y una reacción debida al frotamiento cuyo valor es: $\mu \frac{dF}{R}$

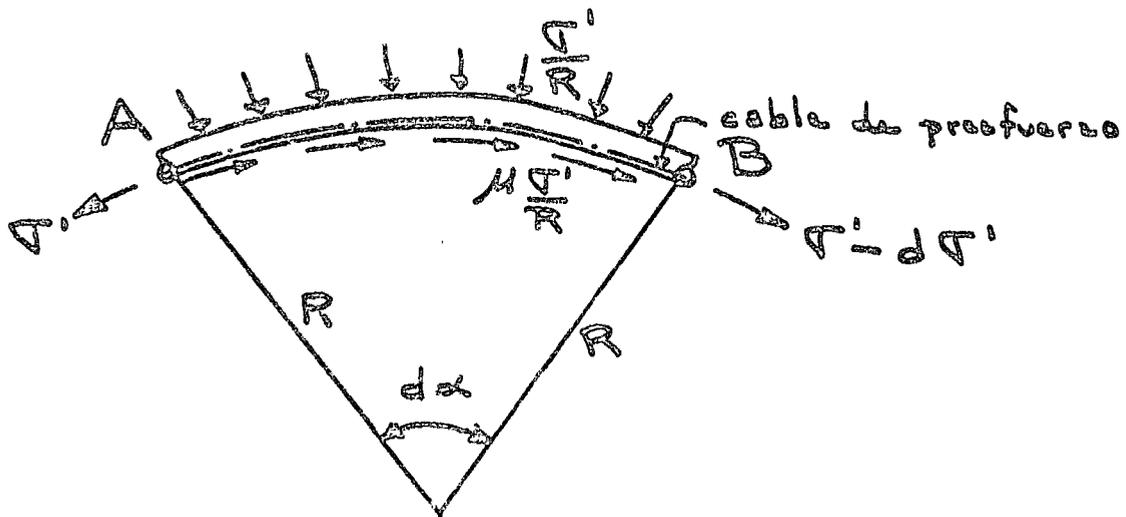


FIG. 1

Las pérdidas del punto A al B cuya longitud es \$Rd\alpha\$, serán:

$$dT_1' = \mu \frac{T_1'}{R} \cdot R d\alpha = \mu T_1' d\alpha$$

La solución de esta ecuación diferencial es:

$$T_1'(\alpha) = T_0' e^{-\mu\alpha}$$

en la cual

$T_1'(\alpha)$ = la tensión en una sección dada con una desviación angular α

T_0' = la tensión en el extremo donde se aplica el gato.

Las pérdidas de presfuerzo debidas a las pequeñas desviaciones accidentales mencionadas, se consideran uniformemente repartidas en toda la longitud del cable, con un coeficiente llamado K.

El valor de la tensión final en el cable, sumando las pérdidas por curvatura y las accidentales, en una sección a X distancia del extremo de aplicación de la fuerza de presfuerzo - será:

$$T_1' = T_0' e^{-(\mu\alpha + KX)}$$

Para valores pequeños del exponente, menores que 0.3, puede emplearse la expresión:

$$\sigma_i = \sigma_0 (1 - \mu \alpha - kx)$$

En ambas expresiones, el valor de α es el cambio angular total en el trazo del cable, en radianes, a partir del extremo donde se aplica el gato hasta la sección considerada a una distancia X (fig. 2).

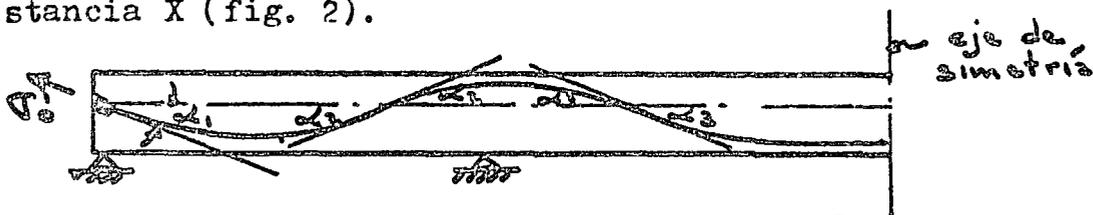


FIG. 2 $\alpha = \alpha_1 + 2\alpha_2 + 2\alpha_3$

Los valores de los coeficientes μ y k , varían considerablemente de acuerdo con las características de los cables y de los ductos. Si no existen datos al respecto, se pueden tomar los valores siguientes:

$$\mu = 0.23 / \text{rad} \quad k = 0.003 / \text{m}$$

Es importante señalar que cuando los cables tienen desviaciones en planta, es decir según un plano vertical, habrá que tomar en cuenta en el cálculo de α , la suma de las desviaciones angulares en ambos planos.

2.3.- Pérdidas por deslizamiento del anclaje.

La pérdida de presfuerzo se efectúa cuando la fuerza de tensión del acero de presfuerzo ejercida por el gato se transmite directamente al concreto por medio del anclaje; la pérdida interviene en el momento en que una vez realizado el anclaje del acero de presfuerzo, se suprime la tensión ejercida por el gato.

La deformación del anclaje debida a la fuerza aplicada es del orden de 1 mm. y en general es despreciable; sin embargo el deslizamiento del anclaje puede ser mucho mas importante que el valor mencionado, según el tipo de anclaje, siendo la magnitud del desplazamiento del orden de 5 a 12 mm. También depende del diámetro del acero de presfuerzo.

En general, la pérdida por anclaje no afecta toda la longitud del acero de presfuerzo, debido a que el movimiento del cable en el interior se contraresta por la fricción del mismo sobre el ducto. Por lo tanto, la influencia del corrimiento del anclaje, se traducirá en una pérdida de presfuerzo máxima en ese punto, a un valor nulo situado a una distancia X del anclaje.

En la longitud X mencionada (fig. 3), se admite que los diagramas de tensiones, antes y después del corrimiento o deslizamiento del anclaje, son rectilíneos y simétricos con relación a la horizontal, cuya ordenada es σ_x

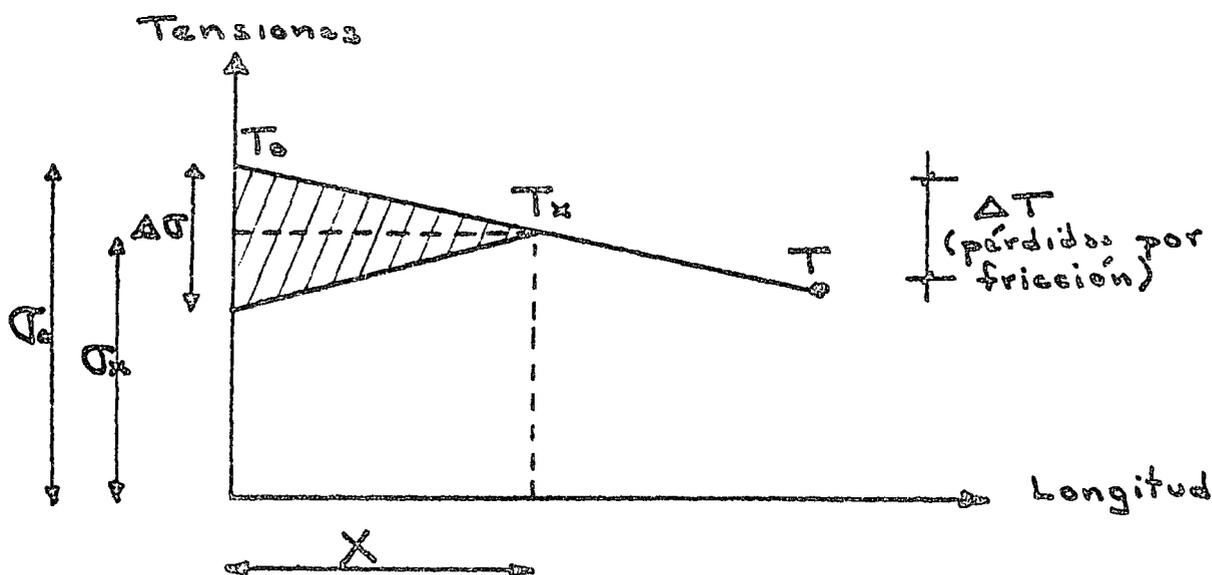


FIG. 3

Si $\Delta\sigma$ es la pérdida debido a un corrimiento Δl del anclaje:

$$d\Delta l = \frac{\Delta\sigma}{E_s} dx$$

$$\Delta l = \frac{1}{E_s} \int \Delta\sigma dx$$

La integral representa el área del triángulo asciurado comprendido entre los diagramas de tensiones antes y después del anclaje del cable.

El valor de Δl es conocido y depende del tipo de anclaje, por lo tanto se puede calcular el valor de X , que es la distancia medida a partir del anclaje hasta el punto en el cual se deja sentir el valor de la pérdida por corrimiento del mismo; por triángulos semejantes y haciendo algunas transformaciones algebraicas:

$$X = \sqrt{\frac{\Delta l E_s}{\sigma_0 (\mu \frac{2a}{L} + k)}}$$

Es importante calcular el valor de X para traveses libremente apoyadas, debido a que si $X > \frac{L}{2}$, el cable deberá ser tensado por un solo lado, ya que de esta manera se obtendrán tensiones mayores en el centro del claro que si se tensara en ambos lados.

En el caso del pretensado, el tensado se realiza generalmente en bancos de grandes longitudes por lo que la influencia del corrimiento del anclaje es prácticamente despreciable.

3.- PERDIDAS A LARGO PLAZO

Como se comentó en la introducción, existen pérdidas en el presfuerzo, que están en función del tiempo. La tensión inicial en el cable se verá disminuída en primer lugar por las pérdidas instantáneas comentadas en el inciso anterior y por las pérdidas a largo plazo que son la contracción y el flujo plástico de concreto, así como la relajación del acero, que a continuación se describen brevemente.

3.1.- Pérdidas por contracción del concreto.

La causa principal de la contracción del concreto es la pérdida de agua durante el proceso de endurecimiento y en grado mucho menor las debidas a reacciones químicas en el proceso mencionado. La parte mas importante de la contracción se realiza en los primeros días de vida del concreto y tiende a desaparecer con el tiempo. Debido a lo anterior, las pérdidas de presfuerzo por contracción son menores en miembros postensados, ya que el presfuerzo se aplica algún tiempo después de colado el concreto.

Cuando el cable está adherido al concreto en sus extremidades mediante los anclajes y en toda su longitud por la inyección de lechada en el ducto que garantiza la adherencia, las deformaciones unitarias de éste y del concreto en sus puntos de contacto son las mismas. Los valores de las deformaciones unitarias por contracción del concreto dependen de las condiciones del medio ambiente y la dosificación. Generalmente el valor de dichas deformaciones unitarias varía de 1×10^{-4} a 3×10^{-4} .

Tomando un valor de 2.5×10^{-4} , la pérdida de presfuerzo será:

$$\begin{aligned}\Delta \sigma_1 &= \frac{\Delta L}{L} E_s = 2.5 \times 10^{-4} \times 20,000 \\ &= 5 \text{ Kg/mm}^2\end{aligned}$$

3.2.- Pérdidas por flujo plástico del concreto.

Esta pérdida se debe a la deformación progresiva del concreto bajo la acción de cargas permanentes. La magnitud de las deformaciones plásticas depende principalmente de la edad del concreto al ser aplicada la carga, de la duración de la misma y de la magnitud del esfuerzo. Las deformaciones por flujo plástico pueden ser de 0.5 a 4 veces la deformación elástica correspondiente a la carga permanente.

Llamando σ_c el valor de la compresión del concreto en el nivel del cable, de la sección considerada, el acortamiento en el concreto valdrá:

$$\epsilon_c = \frac{\Delta L}{L} = \frac{\sigma_c}{E_c} ; \quad \sigma_c = \text{compresión del concreto en el estado límite de servicio}$$

y la pérdida de presfuerzo en el acero:

$$\Delta \sigma_s = \frac{\sigma_c}{E_c} E_s = n \sigma_c$$

Para determinar el valor de n , se puede tomar como módulo de elasticidad del concreto:

$$E_c = 10,000 \sqrt{f'_c}$$

El valor anterior E_c , equivale a considerar la pérdida de tensión por flujo plástico en servicio, debido a que en general, el presfuerzo se aplica antes de que el concreto alcance su valor nominal de f'_c .

3.3.- Pérdida por relajación del acero.

Cuando se tensa un cable con esfuerzo constante, se alarga progresivamente y fluye. Si un cable tensado se mantiene con longitud constante, su tensión disminuye progresivamente y se relaja.

La pérdida real por relajación es inferior a la realizada en los cálculos ya que la situación real de los cables es intermedia a las dos mencionadas.

El valor de la pérdida de presfuerzo depende principalmente de la tensión inicial y del tipo de acero. Las pérdidas por relajación ocurren aproximadamente la mitad de ellas en 5 días y tienden a estabilizarse al cabo de un mes. Las pérdidas por relajación son del orden del 5% de la tensión inicial.

A mayor tensión inicial en el cable mayor será la pérdida por relajación.

Cuando la tensión es del orden del 60% de la ruptura garantizada del acero, la pérdida por relajación es prácticamente despreciable.

Para calcular las pérdidas por relajación, ciertos reglamentos, como el francés de 1973, emplean las siguientes expresiones debiéndose tomar la mayor de ellas:

$$\frac{2.4 e_{1000}}{100} \cdot \frac{\sigma_0(x) - 0.55 f_{sr}}{0.25 f_{sr}} \sigma_0(x)$$

$$\frac{e_{3000} + 2.5}{100} \cdot \frac{\sigma_0(x) - 0.55 f_{sr}}{0.25 f_{sr}} \sigma_0(x)$$

e_{1000}

en las cuales

$\sigma_0(x)$ = tensión inicial en la abscisa X

f_{sr} = esfuerzo de ruptura garantizada

e_{1000} y e_{3000} = los valores en porcentaje de la relajación a 1000 y 3000 horas.

CONCLUSIONES.-

1) El cálculo de las pérdidas de presfuerzo, como pudo apreciarse en los incisos anteriores se debe tomar como aleatorio dentro de ciertos límites. Las Recomendaciones europeas CEB-FIP, así como el reglamento Francés, estiman que la probabilidad de alcanzar el valor "exacto" de las pérdidas es del 80%, de esta manera, toman en cuenta dos valores de presfuerzo máximo y mínimo que deberán aplicarse a las condiciones mas desfavorables:

$$P_1 = 1.02 P_0 - 0.8 \Delta \sigma_s; \text{ valor máximo}$$
$$P_2 = 0.98 P_0 - 1.2 \Delta \sigma_s; \text{ valor mínimo}$$

en las cuales:

P_0 = tensión nominal inicial en el cable

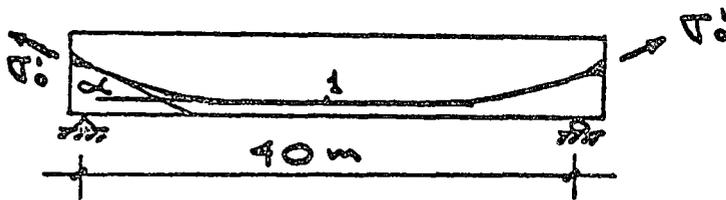
$\Delta \sigma_s$ = pérdidas de presfuerzo.

2) La Propuesta de modificaciones al Reglamento de Departamento del Distrito Federal, dice que se calcule cada pérdida si se cuenta con la información necesaria y en caso contrario, se supondrá que en elementos pretensados la suma de pérdidas es de 20% del presfuerzo inicial y en elementos postensados de 15%, sin incluir las pérdidas por fricción.

3) El cálculo de las pérdidas de fricción en elementos postensados deberá hacerse con la mayor precisión posible, ya que en base a los valores obtenidos, se hará el cálculo de los alargamientos en los cables, que permiten controlar el valor del presfuerzo aplicado en un elemento postensado.

EJEMPLO No. 1.- Calcular las pérdidas instantáneas y diferidas en una trabe postensada libremente apoyada.

DATOS



$$f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_0 = 135 \text{ Kg/mm}^2$$

$$f_{sr} = 168 \text{ Kg/mm}^2$$

SOLUCION

a) Pérdidas por fricción

esf. de comp. del concreto al nivel del cable en 1, $\sigma_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$

$$\alpha = 12^\circ$$

$$\mu = 0.23/\text{rad}$$

$$= 0.209 \text{ rad.}$$

$$k = 0.003/\text{m}$$

$$\sigma'_1 = \sigma'_0 e^{-(\mu\alpha + kx)}$$

$$= 135 e^{-(0.23 \frac{\pi}{180} \times 12 + 0.003 \times 20)} = 135 e^{-0.108}$$

$$= 120 \text{ Kg/mm}^2$$

NOTA.- Si se hubiese aplicado la fórmula:

$$\sigma'_1 = \sigma'_0 (1 - \mu\alpha - kx)$$

$$= 135 (0.892) = 120.4 \text{ Kg/mm}^2$$

prácticamente el mismo resultado.

La pérdida por fricción valdrá:

$$135 - 120.8 = 14.2 \text{ Kg/mm}^2$$

b) Pérdida por deslizamiento del anclaje.

$$\Delta l = 7 \text{ mm}$$

$$X = \sqrt{\frac{\Delta l E_s}{\sigma'_0 (\mu \frac{L}{2} + k)}} = \sqrt{\frac{7 \times 10^{-3} \times 20000}{135 (0.23 \times 0.021 + 0.003)}}$$

$$= 11.8 \text{ m} < 20 \text{ m}$$

Por lo tanto, la pérdida por anclaje no afecta la tensión al centro del claro.

c) Pérdidas por contracción del concreto

$$\Delta \sigma'_1 = \frac{\Delta L}{L} \cdot E_s = 0.00025 \cdot 20,000 = 5 \text{ Kg/mm}^2$$

d) Pérdidas por flujo plástico del concreto

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2,000,000}{100,000 \sqrt{250}} = 10.6$$

$$\Delta \sigma'_2 = n \sigma_c = 10.6 \cdot 1 = 10.6 \text{ Kg/mm}^2$$

e) Pérdidas por relajación del acero

$$\Delta \sigma'_3 = 0.05 \sigma'_0 = 0.05 \cdot 135 = 6.7 \text{ Kg/mm}^2$$

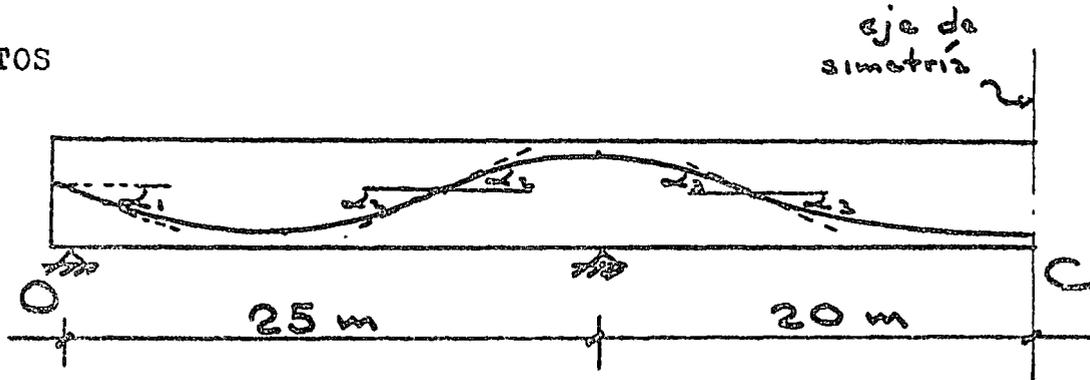
f) Resumen de pérdidas

fricción	14.2
contracción	5.0
flujo plástico	11.2
relajación	<u>6.7</u>
	37.1 Kg/mm ²

es decir 27% de la tensión inicial y 17% de la tensión inicial sin considerar fricción.

EJEMPLO No.2.- Calcular las pérdidas por fricción en una trabe presforzada continua, entre los puntos O y C.

DATOS



$$\sigma'_0 = 135 \text{ Kg/mm}^2$$

$$f_{sr} = 168 \text{ Kg/mm}^2$$

$$\mu = 0.23 \text{ rad/m}$$

$$K = 0.003/\text{m}$$

SOLUCION

$$\alpha = \alpha_1 + 2\alpha_2 + 2\alpha_3 = 6 + 16 + 14 = 36^\circ$$

$$\sigma'_{1C} = \sigma'_0 e^{-(0.23 \cdot \frac{\pi}{180} \cdot 36 + 0.003 \cdot 45)}$$

$$= 102.6 \text{ Kg/mm}^2$$

lo cual representa una pérdida importante de presfuerzo, 24% de la tensión aplicada en el anclaje.

CENTRO DE EDUCACION CONTINUA

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA

CURSO

ESTRUCTURAS DE CONCRETO PRESFORZADO

El presente curso tiene como objetivo proporcionar al participante los conocimientos necesarios para el diseño y construcción de estructuras de concreto presforzado. Se abordarán temas como: propiedades del concreto presforzado, tipos de estructuras, métodos de construcción, y normas aplicables. El curso está dirigido a ingenieros civiles, arquitectos y estudiantes de posgrado interesados en el tema.

ESTADO LIMITE DE FALLA

El estado límite de falla se refiere al momento en que una estructura alcanza su capacidad máxima de carga y comienza a sufrir deformaciones permanentes o falla. Este estado debe ser evitado para garantizar la seguridad y durabilidad de la estructura. Se analizarán los diferentes modos de falla y los factores que influyen en el estado límite de falla.

ING. JOSE LUIS CAMPA
14/10/1975

ESTADO LIMITE DE FALLA DE TRABES PRESFORZADAS

INTRODUCCION

Las presentes notas sobre el estado límite de falla de -
trabes presforzadas, están enfocadas con base en la Propuesta
de Modificaciones al Reglamento del Departamento del Distrito
Federal, que entrará en vigor en los próximos meses.

Para simplificar, las veces que se haga mención a dichas
Modificaciones, se le llamará Propuesta DDF 75.

Se definirá como estado límite de falla de un elemento a
flexión aquel en el cual se agota la capacidad del mismo.

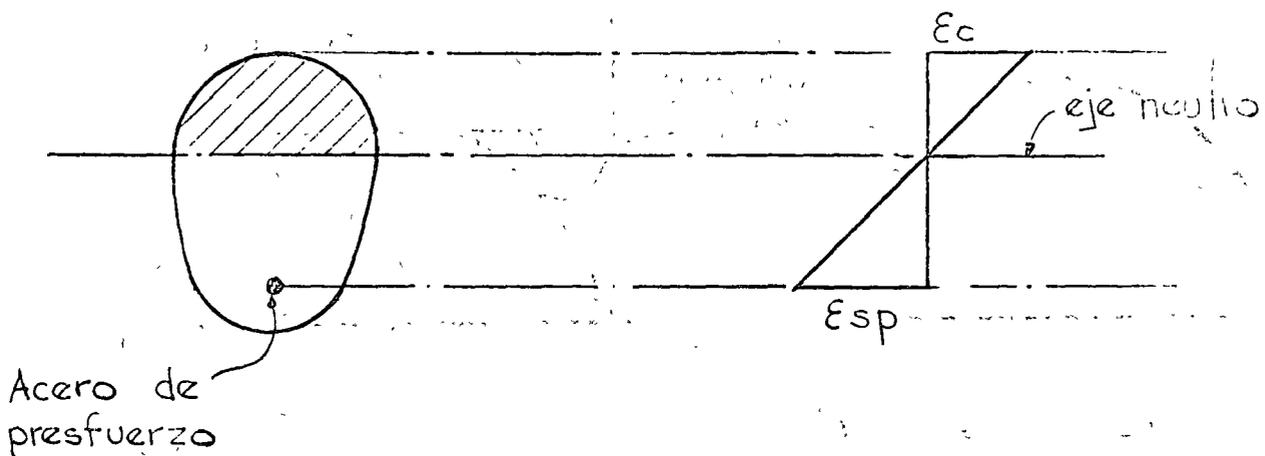
La resistencia será la intensidad de una acción o combi-
nación de acciones que provocan el estado límite de falla.

En trabes de concreto presforzado, cuando aparece el --
agrietamiento debido a las cargas, el comportamiento de las
mismas es semejante al de trabes de concreto reforzado, formán-
dose un par resistente debido a la fuerza de tensión del acero
y a la fuerza de compresión del concreto.

HIPOTESIS GENERALES

1) Conservación plana de las secciones, es decir que la deformación unitaria en un punto de la sección transversal es proporcional a su distancia al eje neutro (fig. 1).

La validez de esta hipótesis ha sido verificada mediante ensayos de laboratorio y prácticamente se cumple salvo en la rama descendente de la curva carga - deflexión.



Conservación plana de las secciones

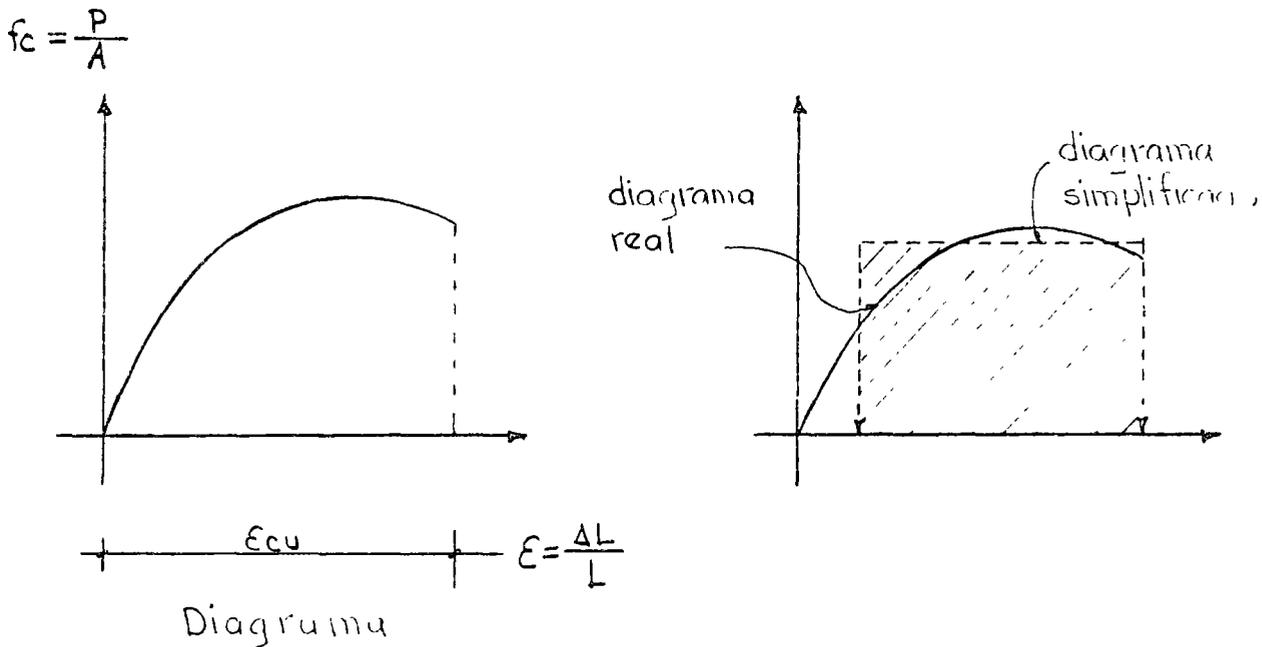
2) Se conoce el diagrama esfuerzo - deformación del concreto.

En el diagrama típico en compresión axial del concreto (fig. 2a), éste alcanza su resistencia a un cierto valor de su deformación unitaria máxima útil, ϵ_{cu} . Este valor varía de 0.003 a 0.004, de acuerdo con los distintos reglamentos.

La forma del diagrama de esfuerzos de compresión de una trabe en flexión es semejante a la curva esfuerzo - deformación en compresión axial (fig. 2b).

Con el fin de desarrollar métodos sencillos de cálculo, los reglamentos de construcción hacen uso de hipótesis simplificadoras para fijar el valor de ϵ_{cu} y de diagramas idealizados de los esfuerzos de compresión en tal forma que se asemejen a las que corresponderían a la distribución real. (fig. 2b).

Mas adelante se verán las hipótesis de la Propuesta DDF 75.



2a - Curva esfuerzo deformación en compresión axial.

2b - Diagrama simplificado de esfuerzos de compresión en una sección bajo flexión

3) Se desprecia la resistencia del concreto en tensión, lo cual no influye considerablemente en la resistencia del elemento.

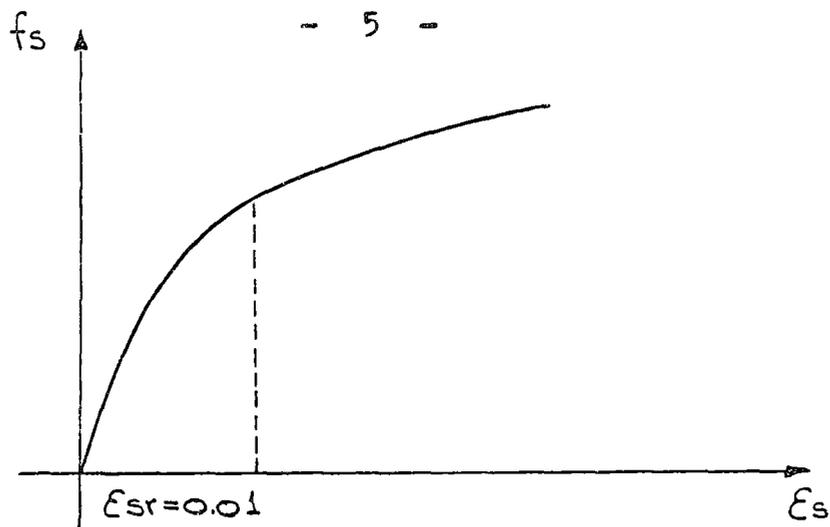
4) Se conoce el diagrama esfuerzo - deformación del acero.

El acero de presfuerzo, tiene resistencia varias veces mayores que los aceros ordinarios utilizados en concreto reforzado.

La gráfica típica de esfuerzo - deformación en tensión axial del acero de presfuerzo (fig. 3), no tienen punto de fluencia definido.

Existen varios criterios para determinar la carga teórica de fluencia. Por ejemplo, la ASTM, considera como carga teórica de fluencia, la correspondiente a una deformación unitaria de 1%, valor que se utilizará en las presentes notas, debido a que la Propuesta DDF 75 no especifica el valor que debe tomarse, para aceros de presfuerzo.

Se llamará f_{sr} el esfuerzo de ruptura del acero de presfuerzo.



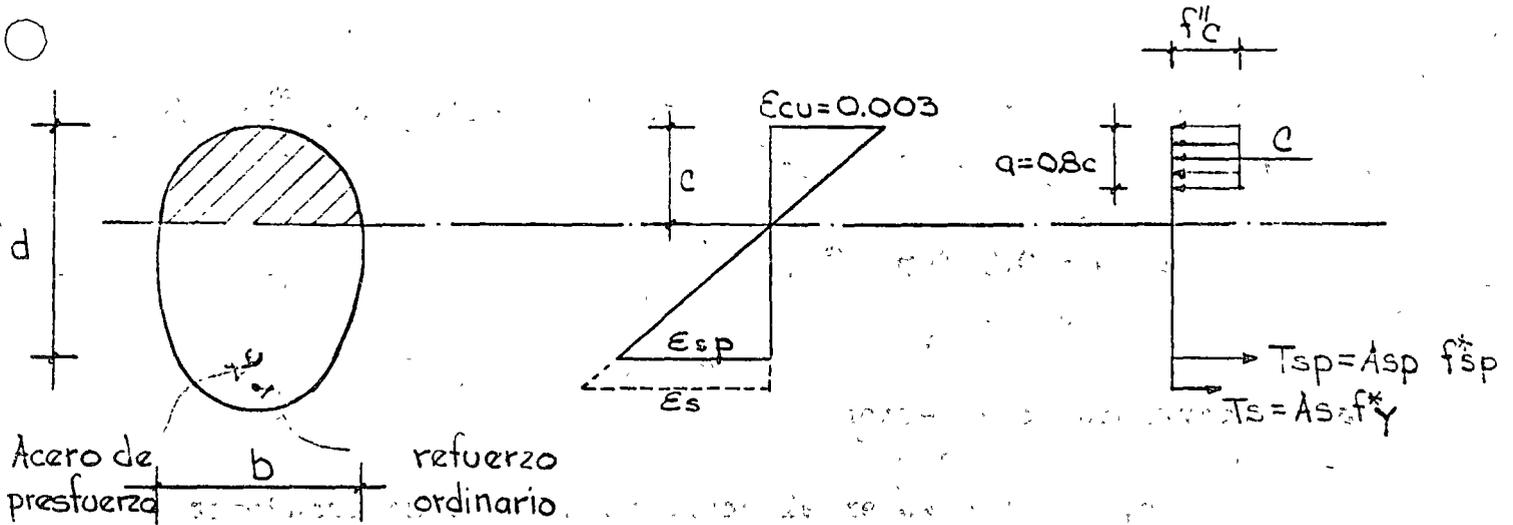
Curva típica esfuerzo-deformación del acero de pretuerzo.

FIGURA 3

HIPOTESIS DE LA PROPUESTA DE MODIFICACIONES AL REGLAMENTO DEL DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL.

La Propuesta DDF 75 recomienda, un diagrama rectangular de esfuerzos de compresión en el concreto y utiliza las resistencias reducidas de los materiales acero y concreto f^*c y f^*y en lugar de las resistencias nominales $f'c$ y f_y , tomando así en cuenta las variaciones debidas al control de calidad y el tipo de carga.

La figura 4 muestra las características sobre la distribución de deformaciones y esfuerzos de la Propuesta DDF 75.



Hipótesis de la propuesta D.D.F. 75

FIGURA 4

La deformación unitaria del concreto en compresión cuando se alcanza la resistencia de la sección es $\epsilon_{cu} = 0.003$.

a) Resistencias reducidas

El valor de la resistencia reducida en el concreto, f''_c , será:

$$f''_c = 0.7 f^*_c$$

Para calcular el ancho del bloque de esfuerzos, f''_c , se usará la expresión:

$$f''_c = \left(1.05 - \frac{f^*_c}{1250} \right) f^*_c \leq 0.85 f^*_c.$$

El cambio de f^*_c a f''_c para el diseño se debe a la transformación del diagrama de la curva real de esfuerzos de compresión del concreto al diagrama rectangular equivalente.

La resistencia reducida del acero de presfuerzo f^{*sp} y del acero de refuerzo, f_y , será:

$$f^{*sp} = 0.9 f_{sp}$$

$$f_y^* = 0.9 f_y$$

en las expresiones anteriores

f_{sp} = esfuerzo en el acero de presfuerzo cuando se alcanza la resistencia.

f_y = esfuerzo nominal de fluencia del acero ordinario.

b) Factores de reducción de resistencia.

De acuerdo con el título IV de la Propuesta DDF 75, en la revisión de los estados límite de falla, las resistencias estarán afectadas por un factor de reducción F_R , que valdrá 0.9 en flexión.

c) Factores de carga.

El factor de carga, F_c , por el que deberán multiplicarse las acciones nominales, para combinaciones que incluyan exclusivamente acciones permanentes y variables, se tomará:

$$F_c = 1.4.$$

correspondiente al momento resistente de la sección sea igual o menor que el 75% de la que correspondería a la falla balanceada.

Es interesante subrayar que existen criterios diferentes en otros reglamentos, por ejemplo las Recomendaciones europeas

CEB - FIP, no limitan la cantidad de acero de presfuerzo, lo cual implica aceptar la posibilidad de presentarse una falla frágil.

La falla balanceada se define como la que ocurre simultáneamente al alcanzar el concreto su máxima deformación $\epsilon_{cu} = 0.003$ en compresión y el acero de presfuerzo llega a su esfuerzo convencional de fluencia f_{yp} . Para determinar las condiciones de falla balanceada deberá tomarse en cuenta la deformación inicial, ϵ_{si} , del presfuerzo al tensar (fig. 5). En las presentes notas se tomará como valor de $\epsilon_{si} = 0.005$.

PORCENTAJES COMUNES DE ACERO TRABES PRESFORZADAS.

Para tener una idea respecto a las cantidades de acero de presfuerzo que tienen las trabes presforzadas, el porcentaje varía entre 0.3 y 0.8%. En general, porcentajes mayores del 1% corresponden a trabes sobrerreforzadas, es decir que se presentase la falla, sería por aplastamiento del concreto.

El comportamiento de un elemento depende de la relación entre su capacidad en tensión y su capacidad en compresión. Esta relación puede medirse por medio del parámetro $\alpha^* = \frac{p f_{yp}}{f^*c}$ al cual se le llama índice de refuerzo.

En la fórmula anterior

$$p = \text{porcentaje de acero de presfuerzo} = \frac{A_p}{b d}$$

f_{yp} = esfuerzo nominal de fluencia del acero de presfuerzo

f^*c = resistencia reducida del concreto en compresión axial

d = peralte efectivo

b = ancho de la sección

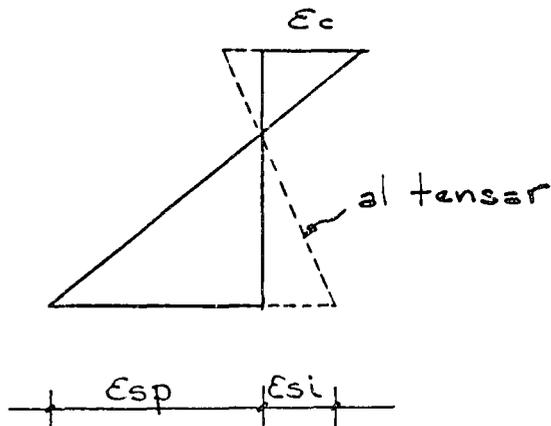


Diagrama de deformaciones

FIGURA 5

De acuerdo con lo anterior, se puede definir como elementos subreforzados y sobrerreforzados aquellos que tienen valores bajos y altos de α^* respectivamente.

Las secciones rectangulares de trabes presforzadas que tengan los índices de resistencia que se indican a continuación, serán subreforzadas, es decir la falla ocurrirá con grandes deformaciones, siendo falla dúctil:

Refuerzo presforzado

únicamente:
$$\alpha^* = p \frac{f_{sp}}{f_c^*} \leq 0.3$$

Refuerzo presforzado

y refuerzo normal:

$$\alpha^* + c - \alpha' \leq 0.3$$

en las cuales:

$$c = \frac{A_s f_y^*}{b d f_c^*}, \quad \alpha' = \frac{A'_s f_y^*}{b d f_c^*}$$

siendo A_s y A'_s , las áreas de refuerzo no presforzado en tensión y compresión respectivamente y d el peralte efectivo.

CALCULO DE LOS MOMENTOS RESISTENTES

A partir de las hipótesis de la Propuesta DDF 75 y de las condiciones de equilibrio, se determinarán los momentos resistentes de miembros en flexión.

a) Secciones rectangulares sin acero en compresión.

Se considera en primer lugar que no se hace intervenir el refuerzo ordinario de tensión.

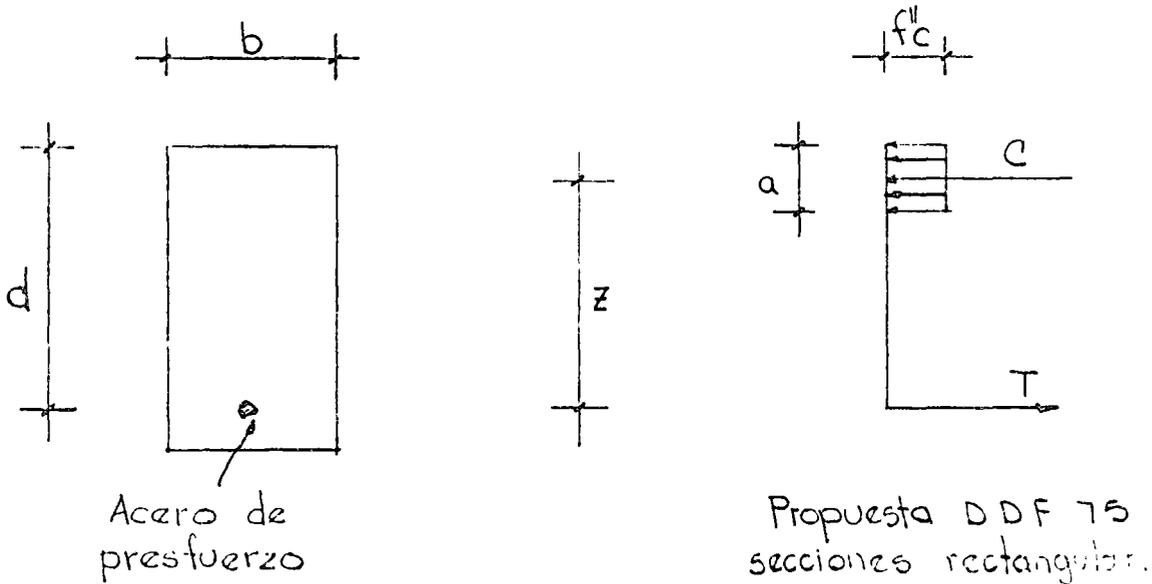


FIGURA 6

$$C = f_c'' \times b \times a$$

$$T = A_p f_{sp}^*$$

Estableciéndose el equilibrio de fuerzas:

$$C = T$$

$$f_c'' \times b \times a = A_p f_{sp}^* \quad (1)$$

De la ecuación (1) se obtiene el valor de a.

El momento resistente valdrá:

$$M_u = A_p f_{sp}^* \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (2)$$

y aplicando el factor de reducción, $F_R = 0.9$, de DDF 75:

$$M_u = 0.9 A_p f_{sp}^* \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (2')$$

Si en esta última ecuación, se substituye "a" por su valor obtenido en la ecuación y el índice de resistencia $\alpha^* = \frac{p f_{sp}^*}{f_c''}$, se obtiene el valor del momento resistente en la forma:

$$M_u = 0.9 b d^2 f_c'' \alpha^* (1 - 0.5 \alpha^*)$$

Si en el cálculo de la resistencia de una sección de trabe presforzada se hace intervenir el acero ordinario, habrá que agregar el término A_{s1}^* en el segundo término de la ecuación (1) y consecuentemente en el momento resistente. El ejemplo 1, muestra la introducción del acero ordinario en la resistencia de la sección.

En forma análoga se procederá a agregar el término A_{s1}^* en el primer miembro de la ecuación (1) si se hace intervenir en el cálculo del momento resistente el acero ordinario en -- compresión.

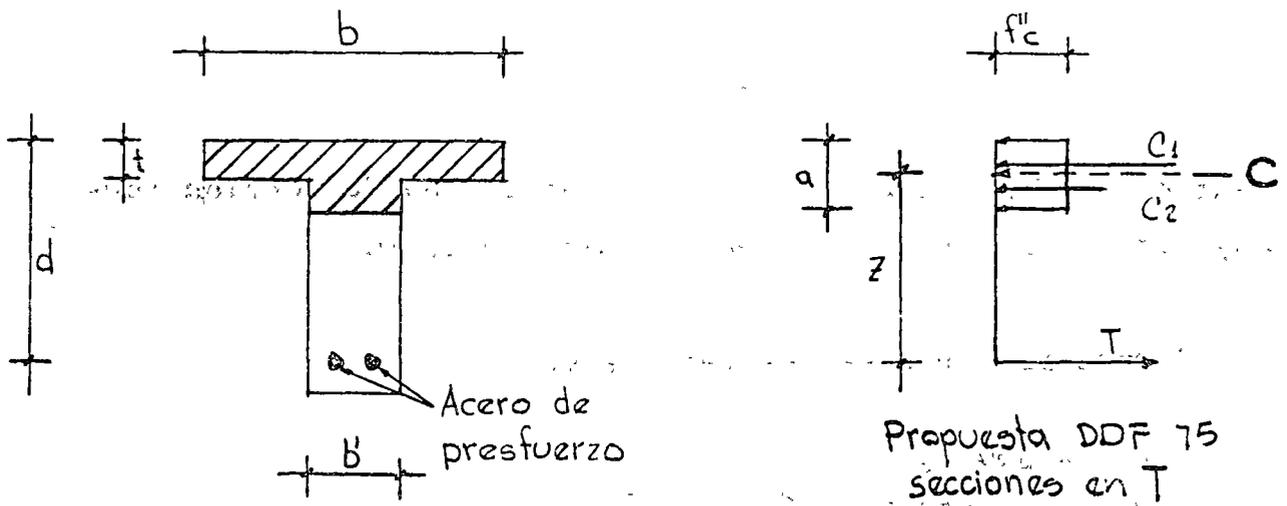


FIGURA 7

b) Secciones en T

El ancho del patín que se considera trabajando a compresión en secciones T, a cada lado del alma, será la menor de:

el octavo del claro

la mitad de centro de nervaduras

8 veces el espesor de la losa

estableciendo el equilibrio:

$$C = f_c'' \times b \times t + f_c'' b' (a - t)$$

$$T = A_s p f_s p$$

El momento resistente valdrá:

$$M_u = F_R T z = F_R C z$$

Si se hace intervenir en la resistencia el acero ordinario, se procederá como se indicó en las secciones rectangulares

Ejemplo 1.- Dimensionar una trebe presforzada de sección rectangular que resista un momento último de 35 tm.

Características de los materiales

$$f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{sp} = 14,500 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4,000 \text{ Kg/cm}^2$$

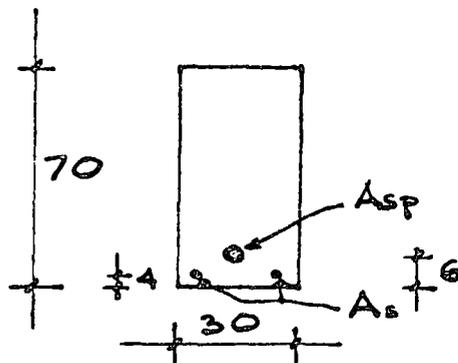
Cálculo de las resistencias reducidas

$$f''c = 0.85 f_c^* = 0.85 \times 0.7 f'c$$
$$= 208 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{sp}^* = 0.9 \times 14500 = 13,000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y^* = 0.9 \times 4000 = 3,600 \text{ Kg/cm}^2$$

Solución



$$A_{sp} = 4.6 \text{ cm}^2 \text{ (1 cable } 12\phi 7)$$

$$A_s = 4 \text{ cm}^2 \text{ (2 varillas } \phi 5)$$

Por equilibrio de fuerzas y suponiendo la fluencia del acero de presfuerzo.

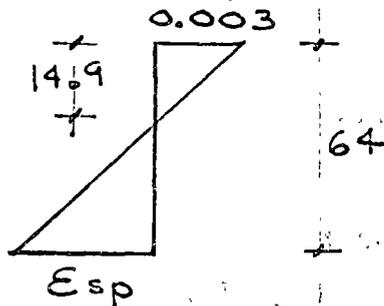
$$C = 208 \times 30 \times a$$

$$T = 4.6 \times 13,000 + 4 \times 3600 = 74200 \text{ Kg}$$

$$C = T$$

$$a = \frac{74200}{208 \times 30} = 11.9 \text{ cm.}$$

Verificando el tipo de falla:



$$c = \frac{11.9}{0.8} = 14.9 \text{ cm.}$$

$$\epsilon_{sp} = \frac{49.1}{14.9} \times 0.003 = 0.0098$$

suponiendo una deformación inicial del presfuerzo al tensar de 0.005

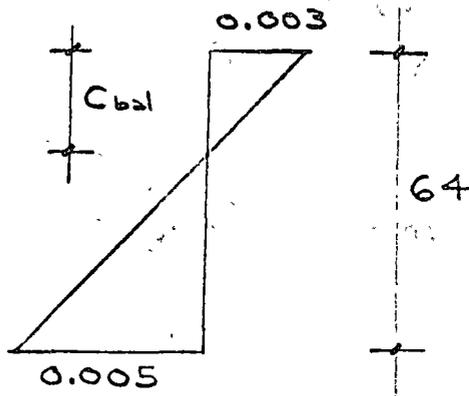
$$\epsilon_{st} = 0.0098 + 0.005 = 0.0148 > 0.01$$

por lo tanto, el acero de presfuerzo fluye y la suposición es correcta.

$$M_u = 0.9 \left[59.8 \left(0.64 - \frac{0.119}{2} \right) + 14.4 \left(0.66 - \frac{0.119}{2} \right) \right] \\ = 39.3 \text{ tm.} > 35 \text{ tm.}$$

Verificación de limitaciones de acero, de acuerdo en la Propuesta DDF 75.

Condición balanceada



$$c_{bal} = \frac{64}{0.008} \times 0.003 = 24 \text{ cm.}$$

$$a_{bal} = 0.8 \times 24 = 19.2 \text{ cm.}$$

la fuerza de compresión valdrá:

$$C_{bal} = 208 \times 19.2 \times 30 = 119,808 \text{ Kg}$$
$$= 119.8 \text{ ton}$$

Por equilibrio de fuerzas

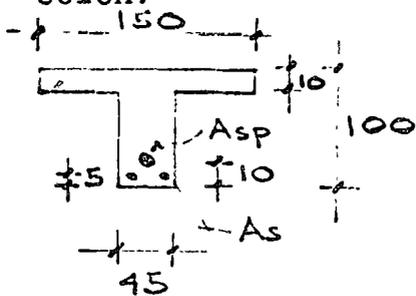
$$T_{bal} = 119.8 \text{ ton}$$

de acuerdo con el DDF 75 :

$$T_{m\acute{a}x} = 0.75 T_{bal} = 89.8 \text{ ton} > 74.2 \text{ ton}$$

la condición se cumple.

Ejemplo 2.- Calcular el momento resistente de la siguiente sección:



$$f'c = 300 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{sp} = 14,500 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4,000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_{sp} = 5 \text{ cables } 12\phi 7 = 23.0 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3 \text{ varillas } \# 6 = 8.2 \text{ cm}^2$$

Cálculo de las resistencias reducidas

$$f''c = 0.85 f'^*c = 0.85 \times 0.7 \times 300 = 178 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{sp}^* = 0.9 \times 14,500 = 13,000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y^* = 0.9 \times 4,000 = 3,600 \text{ Kg/cm}^2$$

Solución

suponiendo la fluencia del acero de presfuerzo y que la sección trabaja como T.

Por equilibrio de fuerzas:

$$C = 178 \times 105 \times 10 + 178 \times 45 \times a$$

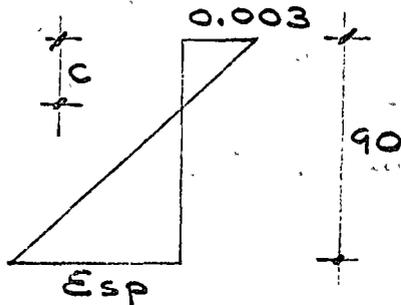
$$T = 23 \times 13,000 + 8.2 \times 3600$$

$$= 328,592 \text{ Kg.}$$

$$C = T$$

$$a = \frac{141692}{178 \times 45} = 17.7 \text{ cm.}$$

Verificando el tipo de falla:



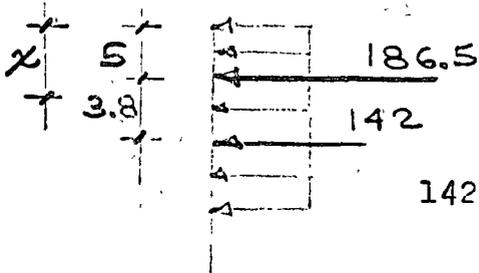
$$c = \frac{17.7}{0.8} = 22.1 \text{ cm.}$$

$$\epsilon_{sp} = \frac{67.8}{22.1} \times 0.003 = 0.0092$$

$$\epsilon_s \text{ TOTAL} = 0.0092 + 0.005 = 0.0142 > 0.01$$

las suposiciones son correctas

El momento resistente de la sección será:



la posición de la resultante de compresión está en:

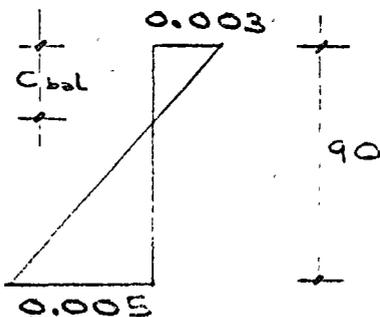
$$142.0 \times 3.8 = 328.5 \times X$$

$$X = 1.6 \rightarrow 6.6 \text{ cm del borde libre}$$

$$M = F_R \quad 299 (0.9 - 0.066) + 29.5 (0.95 - 0.066) \\ = 0.9 (275.37) = 247.8 \text{ tm.}$$

Verificación de limitación de acero, según DDF 75.

Condición balanceada



$$c_{bal} = \frac{90 \times 0.003}{0.008} = 33.7 \text{ cm.}$$

$$a_{bal} = 0.8 \times 33.7 = 27 \text{ cm.}$$

la fuerza de compresión valdrá:

$$C_{bal} = 178 \times 105 \times 10 + 178 \times 27 \times 45$$

$$= 403,170 \text{ Kg} = 403 \text{ ton}$$

$$T_{bal} = C_{bal} = 403 \text{ ton}$$

$$T_{m\acute{a}x} = 0.75 \times 403 = 302 \text{ ton} < 328$$

La fuerza de tensión obtenida es un poco mayor que la fuerza máxima permitida, por lo que rigurosamente debiera modificarse la cantidad de acero o la geometría de la sección transversal.



centro de educación continua
facultad de ingeniería, unam



CONCRETO PRESFORZADO

T E M A: ESTADOS LIMITES DE SERVICIO

ING. JOSE MA. RIOBOO MARTIN.



UNITED STATES OF AMERICA
DEPARTMENT OF JUSTICE



UNITED STATES OF AMERICA

ING. JOSE MA: RIOBOO MARTIN.

4.3. ESTADOS LIMITES DE SERVICIO

INTRODUCCION:

En este capítulo se revisarán las condiciones que deben cumplir los elementos o las estructuras de concreto presforzado bajo las sollicitaciones usuales, llamadas condiciones de servicio.

En cualquier estructura las condiciones de servicio se limitan a comparar las respuestas de la estructura con ciertos límites establecidos por los Reglamentos, las respuestas son: las deformaciones, el agrietamiento, la durabilidad, la vibración etc. en este curso solo abordaremos las dos primeras ya que la durabilidad y la vibración en la actualidad se tiene poco conocimiento de dichos temas y se restringe a la comparación con estructuras semejantes que actúan bajo condiciones similares.

4.3.1 DEFLEXIONES

Aunque la propuesta al Reglamento de Construcciones del D.F. no especifica un criterio para evaluar las deformaciones en elementos de concreto presforzado, el cálculo de deformaciones se traduce a verificar la respuesta de elementos de concreto reforzado al cual se le añade el efecto de la fuerza de presfuerzo; éste generalmente deberá contrarrestar las deformaciones debido a la acción de las cargas. La deformación instantánea de un elemento de con-

creto presforzado deberá ser igual a:

$$\Delta_i = k_1 \frac{P \cdot e L^2}{EI} - k_2 \frac{WL^2}{EI}$$

en donde k_1 y k_2 son constantes que determinan las condiciones de apoyo y carga del elemento.

P es la fuerza de presfuerzo

e la excentricidad de la fuerza de presfuerzo respecto al eje neutro del elemento.

L el claro

W la carga total en la trabe bajo condiciones de servicio

E el módulo de elasticidad del concreto

I el momento de inercia de la sección transversal de la viga

A diferencia con el concreto reforzado y en condiciones normales el momento de inercia es constante a lo largo de la viga y debe corresponder al momento de inercia de la sección maciza, ya que los esfuerzos producidos por el presfuerzo se encargan de contrarrestar las tensiones y el agrietamiento de la misma debido a las cargas. La dificultad para la evaluación de las deformaciones en los elementos de concreto presforzado lo constituyen los valores de (P) y de (E) - ya que estos son variables, la fuerza de presfuerzo está en función de los acortamientos a largo plazo del elemento o sea a las pérdidas de presfuerzo y por otra parte existe una variación importante - debido a la relación entre el tiempo en que el elemento presforzado se mantiene en los patios de almacenamiento solo sujeto a su peso propio, y el tiempo en que se le aplican las cargas totales de servicio.

De igual forma que en el concreto reforzado el valor (E) es variable y depende del nivel de cargas, de la edad del concreto en que se aplica la carga, la relación agua-cemento, el tipo de agregados y fundamentalmente del valor de $\sqrt{f'_c}$

La evaluación de las deformaciones a largo plazo se complican debido a que la magnitud de la fuerza de presfuerzo no es constante la cual tiene una variación cuyo valor máximo es la fuerza de presfuerzo inicial y con un mínimo igual al presfuerzo efectivo con la complicación de que dicha fuerza actúa bajo resistencias variables del concreto con un valor mínimo f'_{ci} (resistencia a la transferencia) a un máximo de f'_c

Por lo anterior existen varios criterios para calcular las deformaciones en elementos de concreto presforzado; algunos de ellos resultan muy laboriosos debido a que se basan en tomar en cuenta la interacción que existe entre la fuerza de presfuerzo y las pérdidas.

Un criterio razonable y simplista podría ser calcular las máximas y mínimas deformaciones que pueden aparecer en un elemento de concreto presforzado de acuerdo con las condiciones más favorables y desfavorables que representen; esto es, por una parte verificar las contraflechas máximas en función de la fuerza de presfuerzo inicial, el módulo de elasticidad correspondiente al concreto a la edad de la transferencia y considerar la mínima carga de servicio actuando bajo un módulo de elasticidad correspondiente a un f'_c . Por otra, calcular las deformaciones considerando la fuerza de presfuerzo efectiva y la máxima carga de servicio probable, ambas tomando en cuenta el módulo de elasticidad de f'_c

Con este criterio se podrá obtener el rango de valores, en los -
 cuales se conocen sus valores extremos; como las deformaciones -
 es un aspecto que no interviene en la resistencia de los elemen-
 tos, se procurará que el rango de valores calculados no sobrepasa
 se de los límites permisibles establecidos.

Los efectos de larga duración se tomarán en cuenta en función de
 la permanencia o no de las cargas que actúan en el elemento, para
 esto se podrá utilizar el mismo criterio que para los elementos
 de concreto reforzado, esto es, calcular las deflexiones adiciona
les multiplicando la deformación inmediata calculada de acuerdo
 con lo anterior para la carga sostenida por el factor:

$$\left[2 - 1.2 \left(\frac{A'_S}{A_S} \right) \right] \geq 0.6$$

AGRIETAMIENTO:

Se tienen escasos conocimientos para evaluar directamente el - - -
 agrietamiento en elementos de concreto presforzado. Cuando se sobre
 pasa el módulo de rotura en los elementos de concreto presforzado -
 el agrietamiento suele ser notorio debido a la alta resistencia de
 los aceros de presfuerzo. Se ha demostrado empíricamente que si se
 combina el acero de presfuerzo con un bajo porcentaje de acero or-
 dinario el agrietamiento mejora notablemente y puede llegarse a ad
mitir hasta dos o dos veces y media el módulo de rotura del concreto
 sin que el elemento acuse un agrietamiento intolerable.

Por otra parte el permitir algún agrietamiento en elementos de con
creto presforzado, depende de la relación entre el momento de car-
 ga viva y el momento total, cuando esta relación sea alta no sola -

mente es factible sino recomendable admitir esfuerzos de tensión importantes en el concreto, ya que por el contrario existe la inconveniencia de diseñar elementos de concreto presforzado con -- contraflechas permanentes exageradas. Así mismo si la relación de momento de carga viva a momento total es bajo es recomendable no admitir esfuerzos de tensión que excedan al momento de agrietamiento bajo cargas permanentes ya que el acero de presfuerzo por ser un acero de alta resistencia obtenido del proceso de estirado en frío, tiene muy poca defensa a la corrosión.

El Reglamento del D.F. propone una forma indirecta para garantizar que el agrietamiento no sea excesivo así como limitar las -- pérdidas por flujo plástico manteniendo los esfuerzos en el concreto bajo condiciones de servicio; este procedimiento permite -- revisar los esfuerzos bajo condiciones de servicio empleando la teoría elástica del concreto y la sección transformada, o sea añadir al momento de inercia del concreto macizo la presencia del -- acero. Con este criterio se limitan los esfuerzos a los siguientes valores:

- a) Esfuerzos permisibles en el concreto de elementos presforzados.

Esfuerzos inmediatamente después de la transferencia y antes -- que ocurran las pérdidas por contracción y flujo plástico:

compresión	$0.60 f'_{ci}$
tensión en miembros sin refuerzo en la zona de tensión	$\frac{\sqrt{f'_{ci}}}{ci}$ (en kg/cm^2)

Cuando el esfuerzo de tensión calculado exceda de este valor, se suministrará refuerzo para que resista la fuerza total de tensión del concreto, valuada en la sección sin agrietar.

En las expresiones anteriores, f'_{ci} , en kg/cm^2 , es la resistencia a compresión del concreto a la edad en que ocurre la transferencia. Esta tiene lugar en concreto pretensado cuando se cortan los tendones o se disipa la presión en el gato, o, en postensado, cuando se anclan los tendones.

Esfuerzos bajo cargas muerta y viva de servicio:

Compresión	$0.45 f'_c$
Tensión	$2 \sqrt{f'_c}$ (en kg/cm^2)

Estos valores pueden excederse siempre que se justifique que el comportamiento estructural del elemento es adecuado.

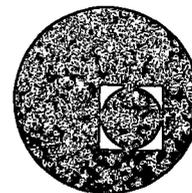
b) Esfuerzos permisibles en el acero de presfuerzo

Debidos a la fuerza aplicada por el gato	$0.80 f_{sr}$
Inmediatamente después de la transferencia	$0.70 f_{sr}$

En estas expresiones f_{sr} es el esfuerzo resistente nominal del acero de presfuerzo.



centro de educación continua
facultad de ingeniería, unam



C O N C R E T O P R E S F O R Z A D O

DIMENSIONAMIENTO POR ESFUERZOS PERMISIBLES

Ing. José Ma. Rioboó M.

Octubre 21, 1975.

Tacuba 5, primer piso. México 1, D.F.
Teléfonos: 521-30-95 y 513-27-95



durante a realização do curso
de atualização continuada



CONSELHO MUNICIPAL DE EDUCAÇÃO



atendendo ao disposto

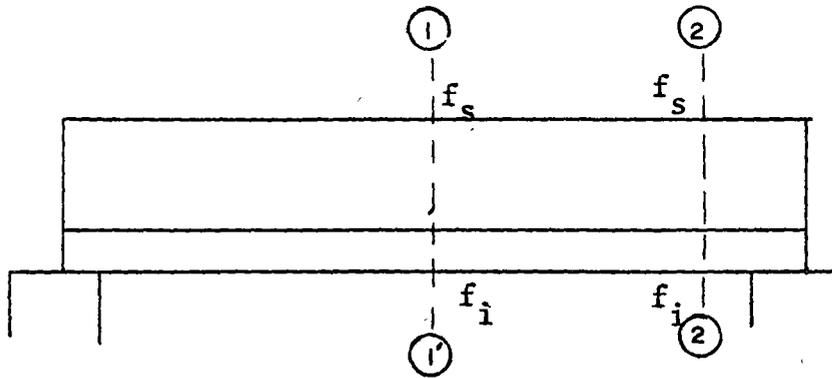
no artigo 10º



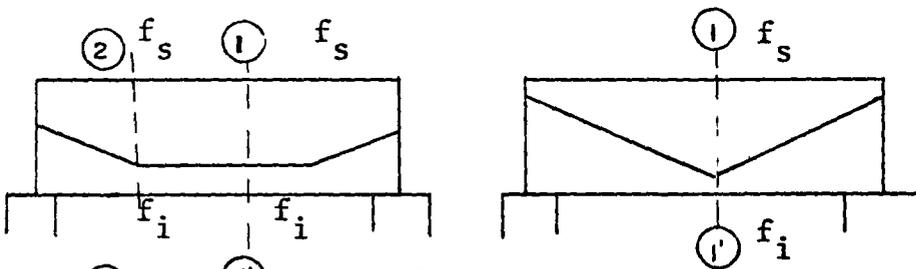
de 1990, do Regulamento

4.3.2 DIMENSIONAMIENTO POR ESFUERZOS PERMISIBLES

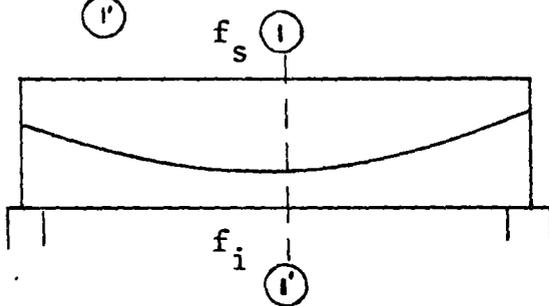
1.- SECCIONES CRITICAS



TENDONES
RECTOS (PRETENSADOS)



TENDONES
DESVIADOS
(PRETENSADOS)

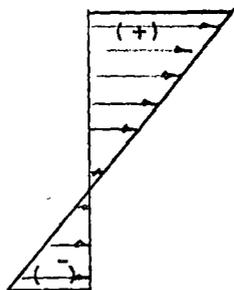


TENDONES
CURVOS (POSTENSADO)

SECCIONES (1) - (1') RIGE CONDICIONES FINALES BAJO CARGAS EXTERIORES

SECCIONES (2) - (2') RIGE CONDICION INICIAL SIN EFECTO DE CARGAS EXTERIORES

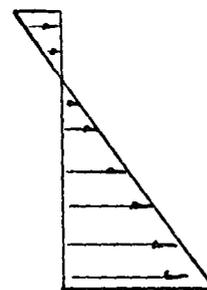
$$f_s \leq 0.45 f'_c \quad (\text{COMPRESION})$$



$$f_i \leq 2 \sqrt{f'_c} \quad (\text{TENSION})$$

(1) - (1')

$$f_s \leq \sqrt{A' f'_c} \quad (\text{TENSION})$$



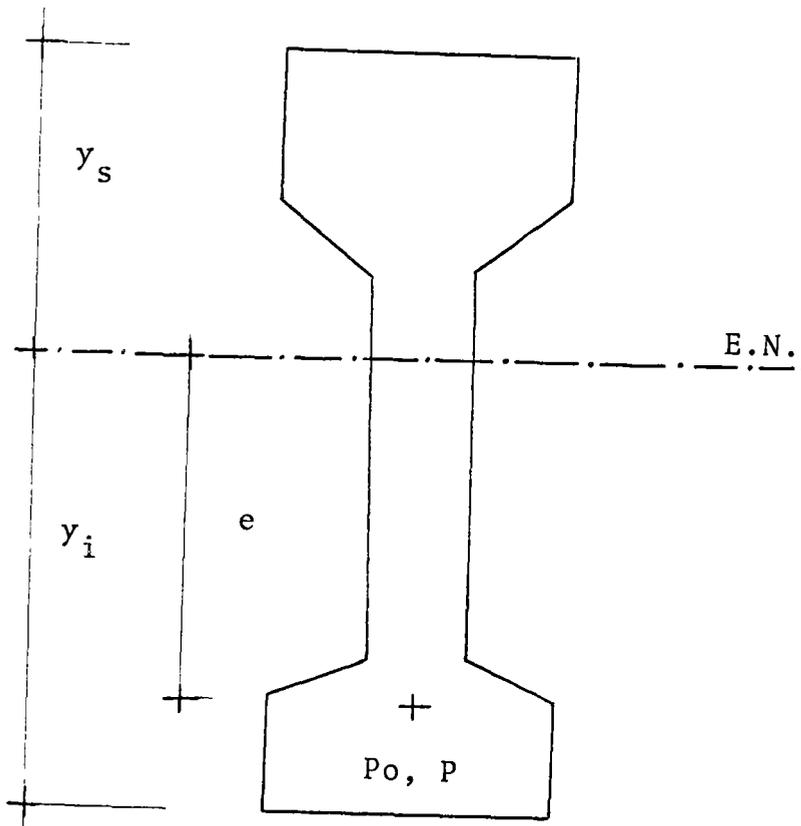
$$f_i \leq 0.6 f'_{ci} \quad (\text{COMPRESION})$$

(2) - (2')

2.- REVISION DE ESFUERZOS

$$(1) \quad f = \frac{F}{A} + \frac{M}{I} y \quad - - \text{FORMULA DE LA ESCUADRIA}$$

POR LO QUE PARA UNA SECCION TENEMOS:



P_o = PRESFUERZO INICIAL

P = PRESFUERZO EFECTIVO

A = AREA DE LA SECCION

e = EXCENTRICIDAD DEL ACERO DE PRESFUERZO

I = MOMENTO DE INERCIA CENTROIDAL

S_i = MODULO DE SECCION INFERIOR = $\frac{I}{y_i}$

S_s = MODULO DE SECCION SUPERIOR = $\frac{I}{y_s}$

M_T = MOMENTO TOTAL, PRODUCIDO POR LAS CARGAS EXTERIORES Y PESO PROPIO

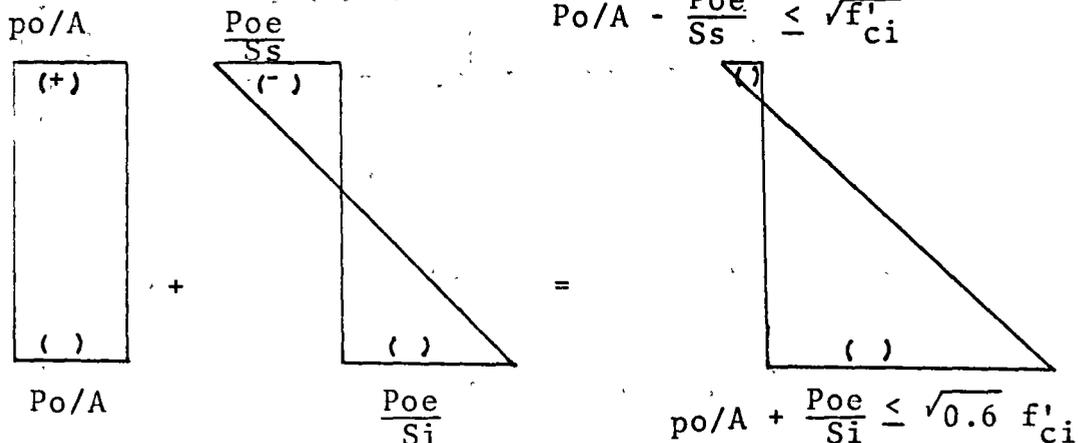
r = RADIO DE GIRO = $\sqrt{\frac{I}{A}}$

LA ECUACION (1) RESULTA:

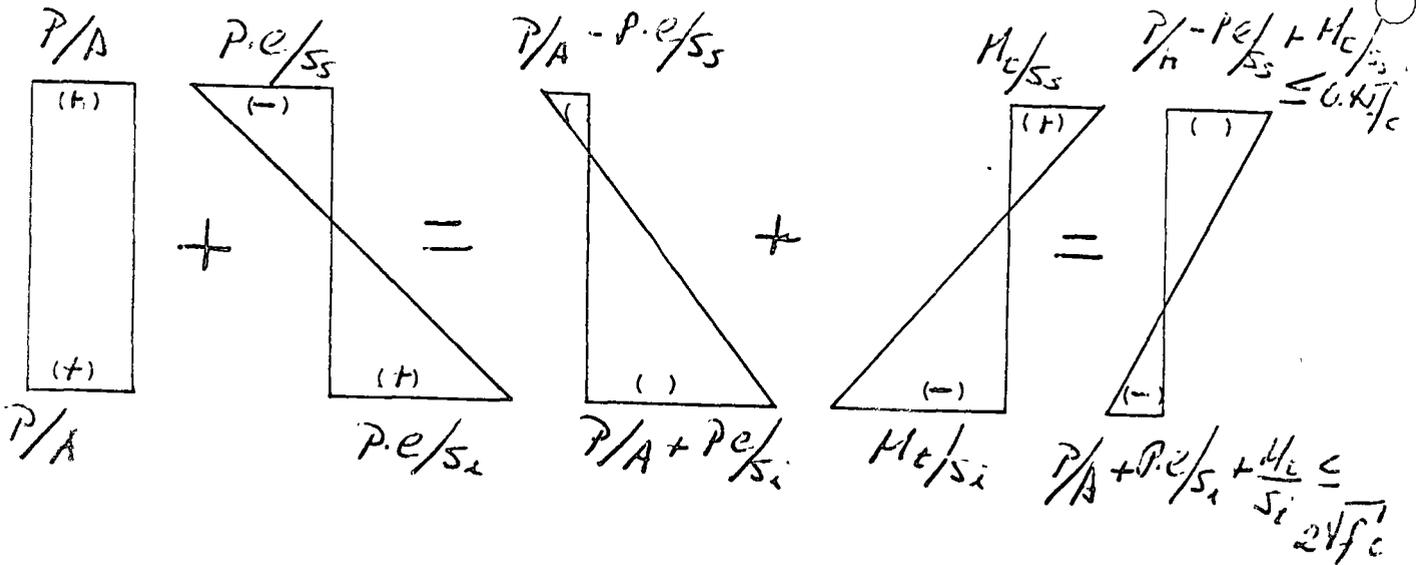
$$f_{i,s} = \frac{P}{A} \left[1 \pm \frac{e}{r^2} y_{i,s} \right] \pm \frac{M_T}{S_{i,s}}$$

3.- DIAGRAMAS

1.- PARA EL APOYO

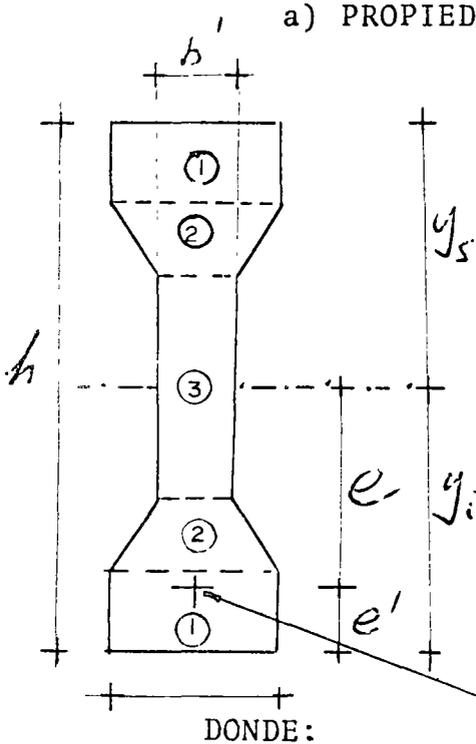


2.- EN EL CENTRO DEL CLARO



4.- DIMENSIONAMIENTO

a) PROPIEDADES GEOMETRICAS



Elem	AREA	\bar{y}	$A\bar{y}$	d	d^2	$A\bar{y}^2$	\bar{I}
①							
②							
③							
④							X
Σ							

DONDE:

$$A_c - (n-1)A_s = \textcircled{4}$$

A_c = AREA DE CONCRETO DEL ACERO DE PRESFUERZO

n = RELACION MODULAR = $\frac{E_s}{E_c}$

A_s = AREA DE ACERO DEL PRESFUERZO

b) CARGAS EXTERIORES (CAPACIDAD DE LA SECCION)

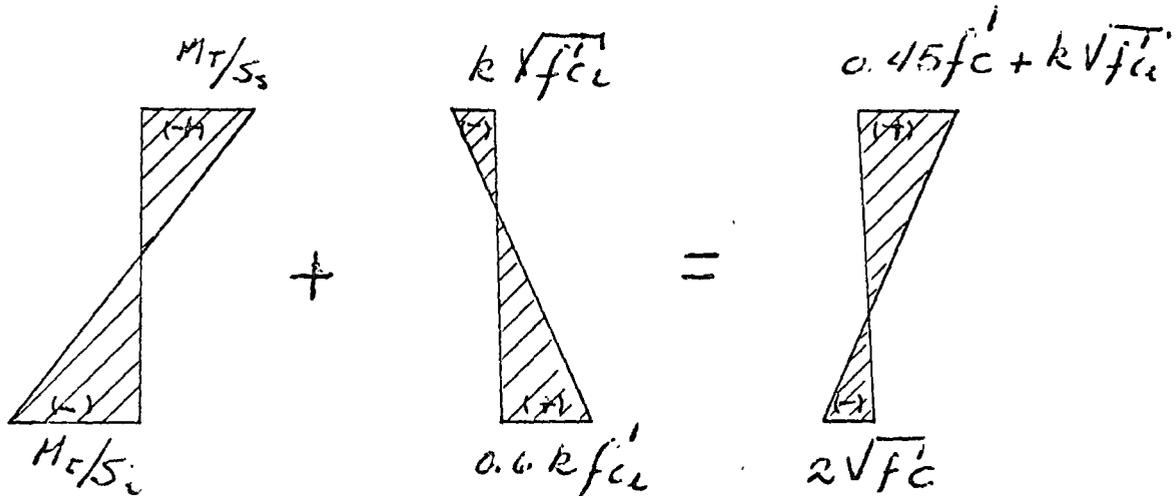
TRABAJANDO SOLO EN TERMINOS DE PRESFUERZO EFECTIVO (P) y S_i

$$K = \frac{P}{P_0}$$

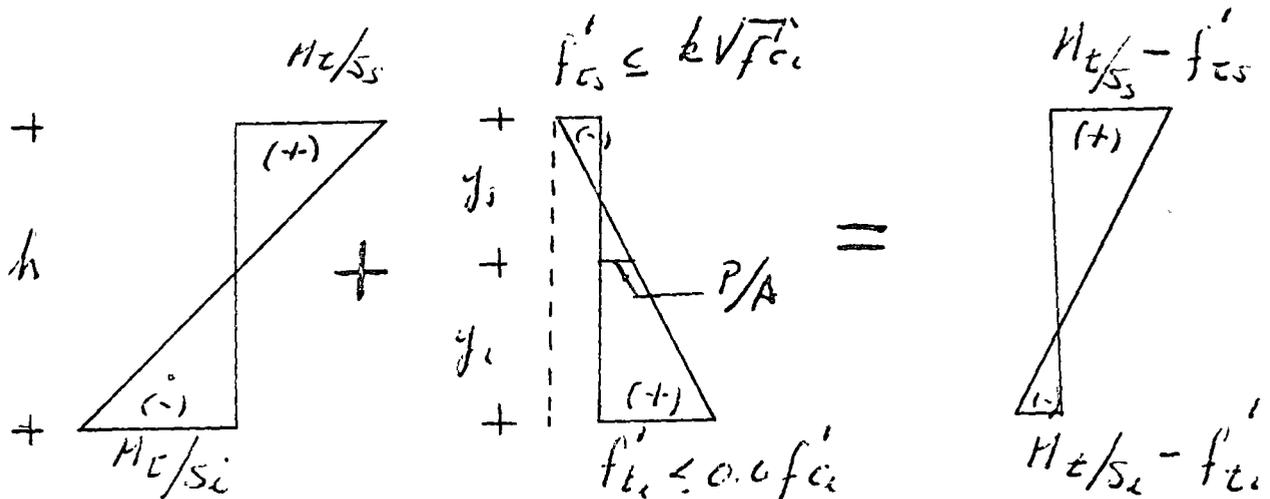
$$f_i = \frac{M_T}{S_i} \leq 0.6 K f'_{ci} + 2\sqrt{f'_c}$$

$$f_s = \frac{M_T}{S_s} \leq 0.45 f'_c + K \sqrt{f'_{ci}}$$

PARA LA SECCION LIMITE:



c) EN GENERAL



POR TRIANGULOS SEMEJANTES

$$\frac{P/A + f'_{ts}}{y_s} = \frac{f'_{ts} + f'_{ti}}{h}$$

$$P/A = \frac{y_s}{h} (f'_{ts} + f'_{ti}) - f'_{ts}$$

$$P = \frac{y_s}{h} A (f'_{ts} + f'_{ti}) - f'_{ts} A$$

COMO f'_{ti} ES EL ESFUERZO DE PRESFUERZO EN LA FIBRA INFERIOR SE TIENE:

$$f'_{ti} = \frac{P}{A} + \frac{Pe}{S_i}$$

PODEMOS ENCONTRAR LA EXCENTRICIDAD TEORICA (e), DEL PRESFUERZO

$$\frac{Pe}{S_i} = f'_{ti} - \frac{P}{A}$$

$$\boxed{e = \frac{S_i}{P} (f'_{ti} - \frac{P}{A})}$$

EJEMPLO

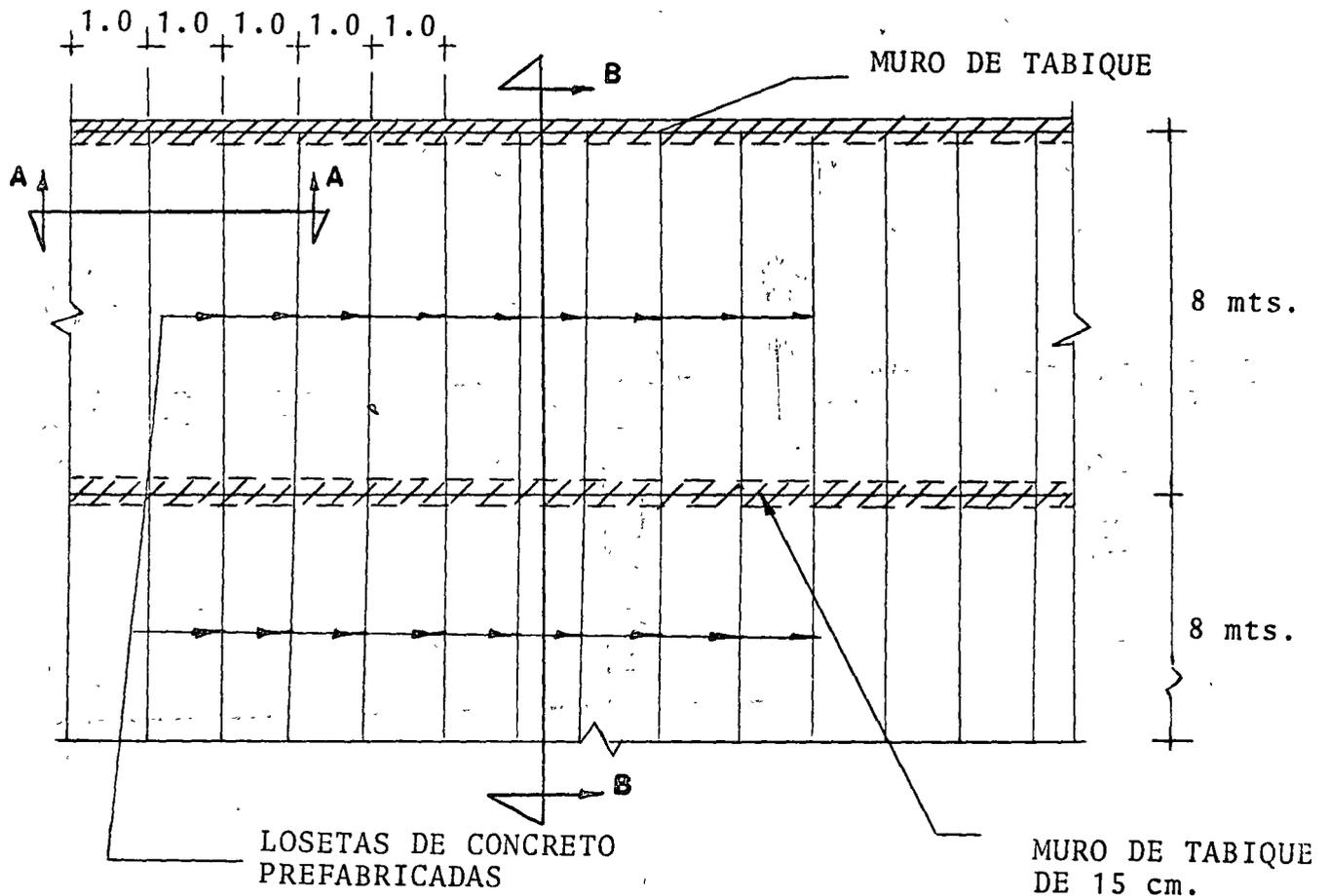
DISEÑO DE UN ELEMENTO DE LOSA DE CONCRETO PRESFORZADO A FLEXION.

a) CARACTERISTICAS GENERALES:

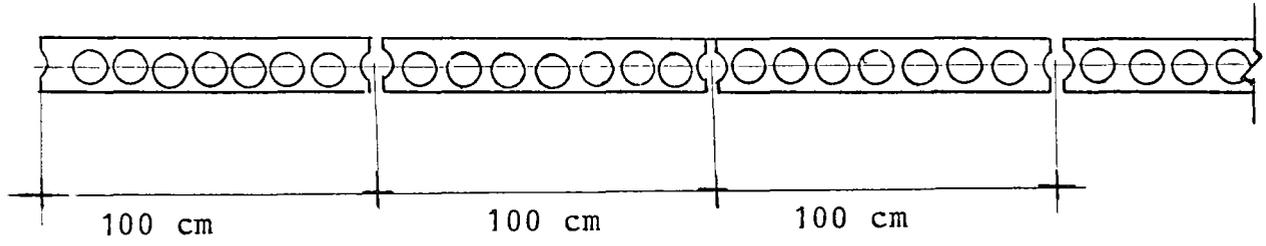
1-a) CARGAS

CARGA MUERTA	150 kg/m ²
CARGA VIVA	200 kg/m ²

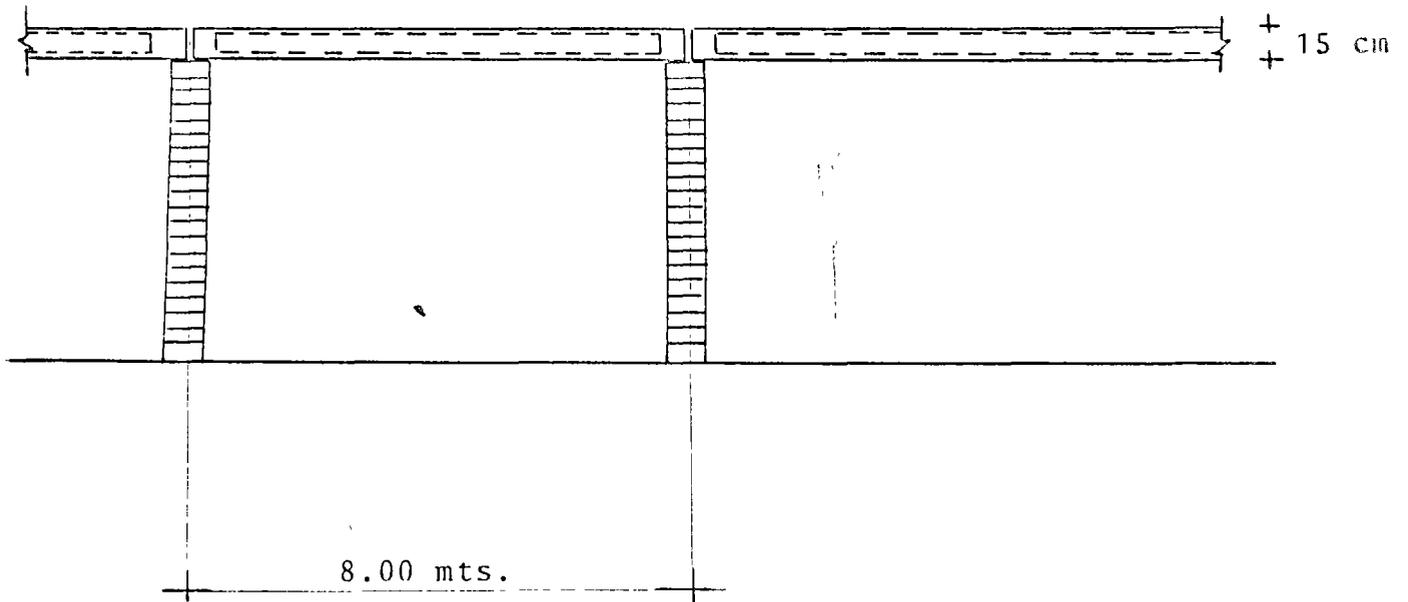
2-a) CONDICIONES DE ESTABILIDAD



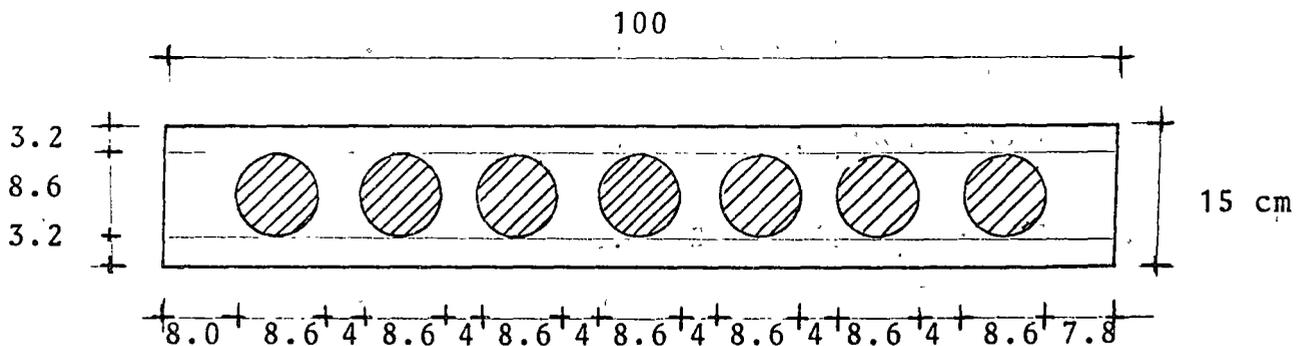
CORTE A-A



CORTE B-B



b). CALCULO DE LAS PROPIEDADES GEOMETRICAS



$$\text{AREA} = 15 \times 100 - 7 \frac{\pi \times 8.6^2}{4} = 1500 - 406$$

$$\text{AREA} = 1094 \text{ cm}^2$$

EL MOMENTO DE INERCIA ES:

$$I_T = \frac{bh^3}{12} - 7 \frac{\pi D^4}{64} = \frac{100 \times 15^3}{12} - 7 \frac{\pi \times 8.6^4}{64}$$

$$I_T = 28100 - 1880 = 26,220 \text{ cm}^4$$

$$y_i = y_s = 7.50 \text{ cm}$$

$$S_i = S_s = \frac{I_T}{y_i} = \frac{26.220}{7.50}$$

$$S_i = S_s = 3440 \text{ cm}^3$$

c) MATERIALES

c-1) ACERO DE PRESFUERZO TORON \emptyset 3/8"

$$f_{s_r} = 18,000 \text{ kg/cm}^2 ; f_{s_r} = 9300 \text{ kg.}$$

$$\text{AREA} = 0.516 \text{ cm}^2$$

PRESFUERZO EFECTIVO $P=5200 \text{ kg.}$

c-2) CONCRETO

$$f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{y } f'_{ci} = 0.8 f'_c$$

$$f'_{ci} = 240 \text{ kg/cm}^2$$

d) ELEMENTOS MECANICOS

d-1) MOMENTO POR CARGAS EXTERIORES

CARGAS

$$\text{C.M.} \quad 150 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{C.V.} \quad \underline{200} \text{ kg/m}^2$$

$$\Sigma 350 \text{ kg/m}^2$$

COMO LA LOSA TIENE UN ANCHO DE UN METRO

$$\text{SU } \omega = 350 \times 1 = 3.50 \text{ kg/m}$$

COMO EL CLARO ES DE 8 mts.

SU MOMENTO VALE:

$$M_c = \frac{\omega L^2}{8} = \frac{350 \times 64}{8} = 2800 \text{ kg x m}$$

d-2) CALCULO DEL MOMENTO POR PESO PROPIO

$$\omega = \text{AREA} \times \rho_{\text{CONCRETO}}$$

$$\omega = 0.1094 \times 2400 = 263 \text{ kg/m}$$

SU MOMENTO EN EL CENTRO DEL CLARO ES:

$$M_c = \frac{263 \times 64}{8} = 2104 \text{ kg x m}$$

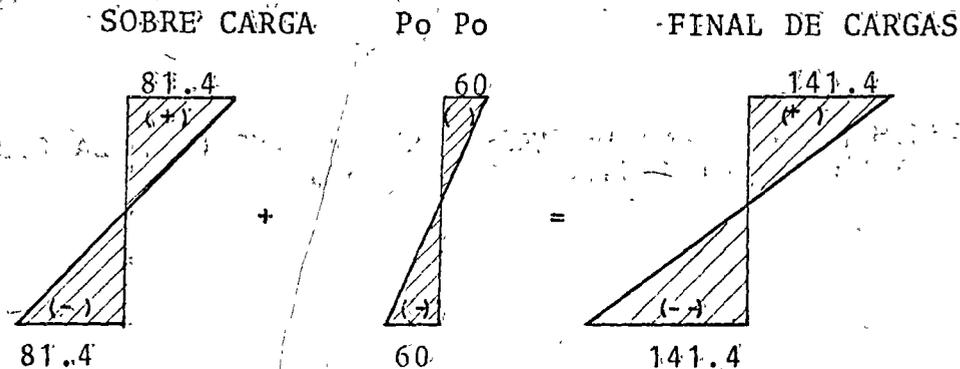
d-3) ESFUERZOS PRODUCIDOS POR SOBRE CARGA

$$\text{COMO } f_s = f_i = \frac{M_c}{S_i} = \frac{280000}{3440} = 81.4 \text{ kg/cm}^2$$

d-4) ESFUERZOS POR PESO PROPIO

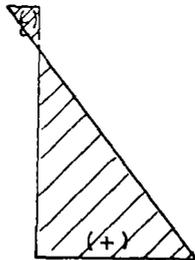
$$f_s = f_i = \frac{210400}{3440} = 60 \text{ kg/cm}^2$$

d-5) DIAGRAMAS:



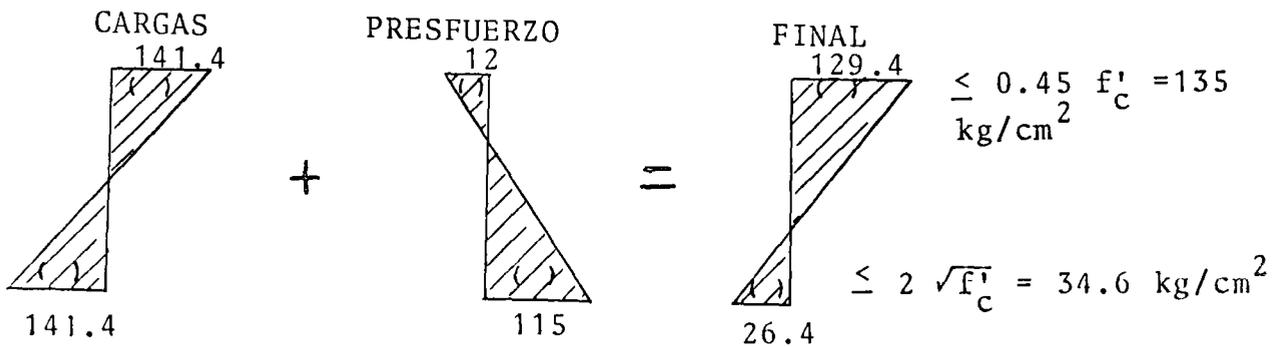
COMO EL PRESFUERZO LIMITE ES:

$$K \sqrt{f'_{c_i}} = 0.8 \times \sqrt{240} = 12.4 \doteq 12 \text{ kg/cm}^2 \text{ (TENSION)}$$

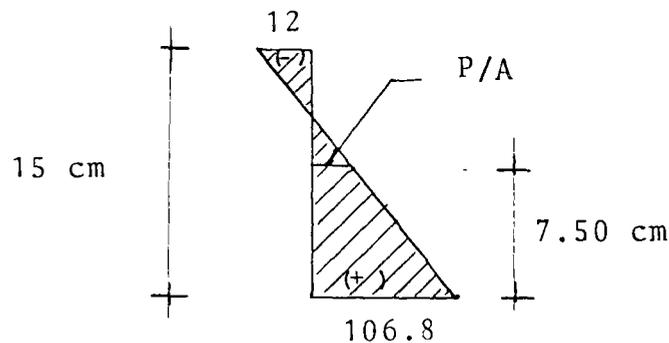


$$0.6 K f'_{c_i} = 0.6 \times 0.8 \times 240 = 115 \text{ kg/cm}^2 \text{ (COMPRESION)}$$

LA DIFERENCIA DE LOS 2 DIAGRAMAS TIENE QUE SER IGUAL O MENOR QUE:



∴ TOMAREMOS EL DIAGRAMA DE PRESFUERZO MÍNIMO PARA LA FIBRA INFERIOR SERA: $141.4 - 34.6 = 106.8 \text{ kg/m}^2$



CALCULANDO EL ESFUERZO DEL PRESFUERZO EN EL CENTROIDE SE TIENE:

$$\frac{106.8 + 12}{15} = \frac{P/A + 12}{7.50} ; \frac{P}{A} = \frac{7.50}{15} (118.8) - 12$$

$$\therefore \frac{P}{A} = 47.4 \text{ kg/cm}^2 \text{ (COMPRESION)}$$

LA FUERZA DE PRESFUERZO ES:

$$P = 47.4 \times 1094 = 51\ 855.6 \text{ kg.}$$

COMO LA CAPACIDAD DEL TORON \emptyset 3/8" ES:

$$f_{sr} = 18000 \text{ kg/cm}^2 \quad A = 0.516 \text{ cm}^2 ; f'_s = 0.7 \times 18000 = 12600 \text{ kg/m}^2$$

$$P = 12600 \times 0.516 \times 0.8 = 5200 \text{ kg.}$$

$$\text{No. TORONES} = \frac{51855.6}{5200} = 9.97 \text{ TORONES}$$

TOMAREMOS 10 TORONES \emptyset 3/8"

$$\therefore P = 10 \times 5200 = 52000 \text{ kg}$$

CALCULANDO LA EXCENTRICIDAD TEORICA:

$$e = \frac{S_i}{P} \left(f'_{ti} - \frac{P}{A} \right)$$

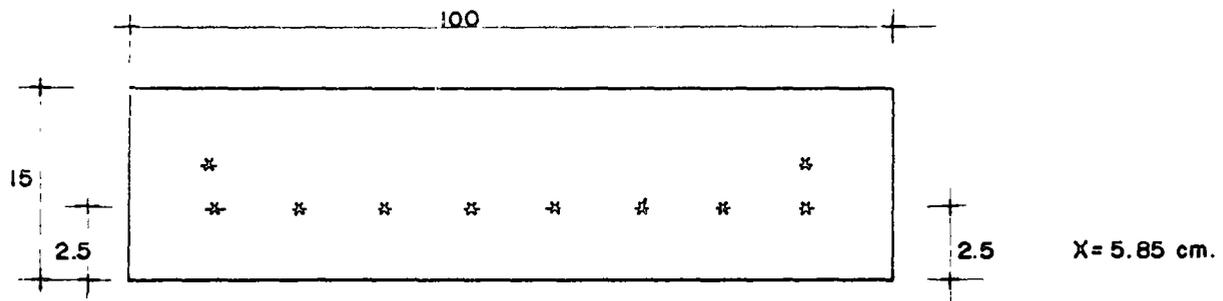
$$e = \frac{3440}{52000} (106.8 - 47.4)$$

$$e = 3.93 \text{ cm}$$

$$e' = y_i - e = 7.50 - 3.93$$

$$e' = 3.57 \text{ cm}$$

CONSIDERANDO LA SIGUIENTE DISTRIBUCION



$$x = 5.85 \text{ cm.}$$

OBTENIENDO EL VALOR DE : x

$$\frac{8 \times 2.5 + 2x}{10} = 3.57; \quad = \underline{5.85 \text{ cm}}$$



centro de educación continua
facultad de ingeniería, unam

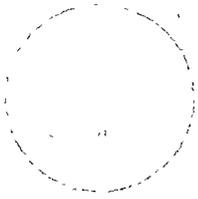


CENTRO DE EDUCACION CONTINUA

ESTRUCTURAS DE CONCRETO PREFORZADO

TRAZO DE CABLES

ING. JOSE LUIS CAMBA
21/10/1975



Centro de Educacion Continua
Instituto de Investigaciones y Estudios



SECRETARIA DE EDUCACION PUBLICA

1.- TRAZO DE CABLES

1.1- Introducción.

Para dimensionar una trabe, se determinan las secciones mas solicitadas en flexión. Los cables de presfuerzo deberán colocarse con una excentricidad respecto al centro de gravedad de la sección de concreto, del lado en el cual las cargas exteriores, permanentes y variables, produzcan tensiones. Haciendo una comparación entre una trabe de concreto presforzado y concreto reforzado, los cables en la primera deberán colocarse en posición semejante al refuerzo por tensión en la segunda.

Para determinar el trazo de cables en una trabe, será necesario estudiar las secciones transversales de la misma y después la elevación.

Los parámetros del presfuerzo siendo la fuerza del mismo, F , y la excentricidad, e , deberán combinarse en tal forma, que exista un equilibrio entre el momento debido al presfuerzo y el momento debido a las secciones; las figuras 1-a y 1-b, muestran en forma esquemática la posición del cable resultante en una trabe libremente apoyada y otra en voladizo. Para cargas uniformemente repartidas el trazo de cables se asemeja a una parábola cuya flecha máxima está en el centro.

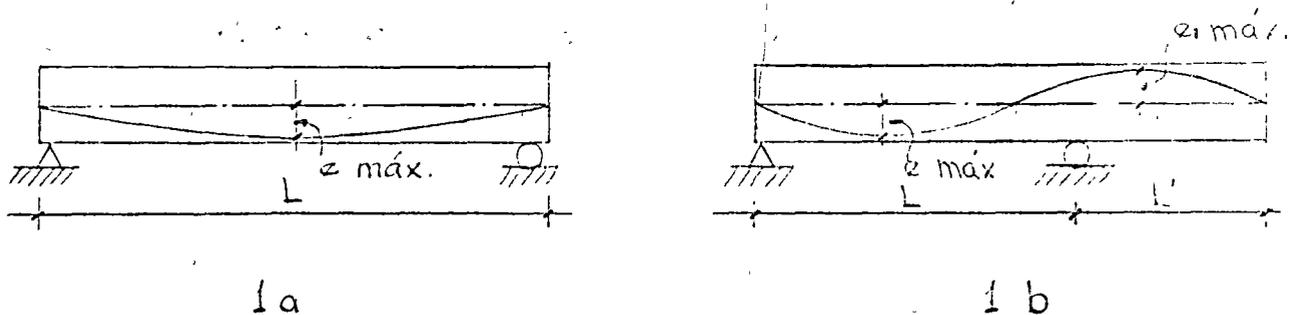


FIG. 1

El trazo del cable resultante, debe hacerse en tal forma que la línea de presión de presfuerzo, que es lugar geométrico de los centros de presión, cumple los requisitos referentes a la limitación de esfuerzos de tensión y compresión en las diferentes etapas de carga.

El estado virtual de considerar el presfuerzo únicamente, el centro de presión coincide con la posición del cable resultante. (fig. 2)

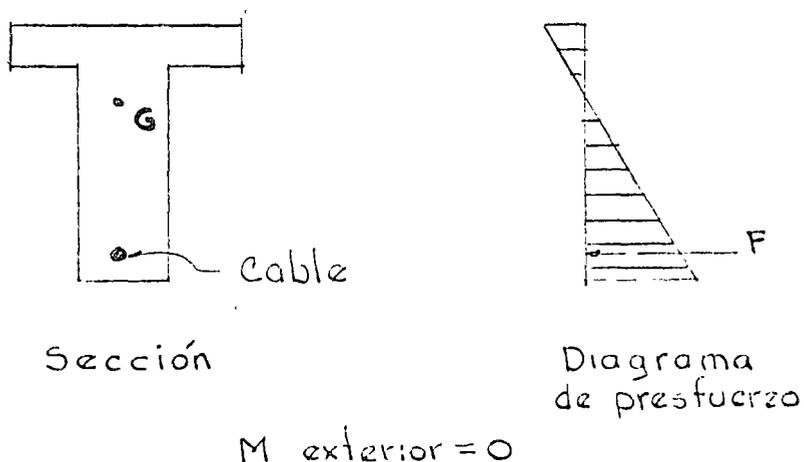


FIG. 2

Sin embargo, el presfuerzo actúa siempre simultáneamente con la carga permanente, (el peso propio de la trabe mínimo), por lo cual el centro de presión sufrirá una excentricidad -- $e = M_1/F$. (fig. 3) siendo M_1 , el momento mínimo en el sentido algebraico.

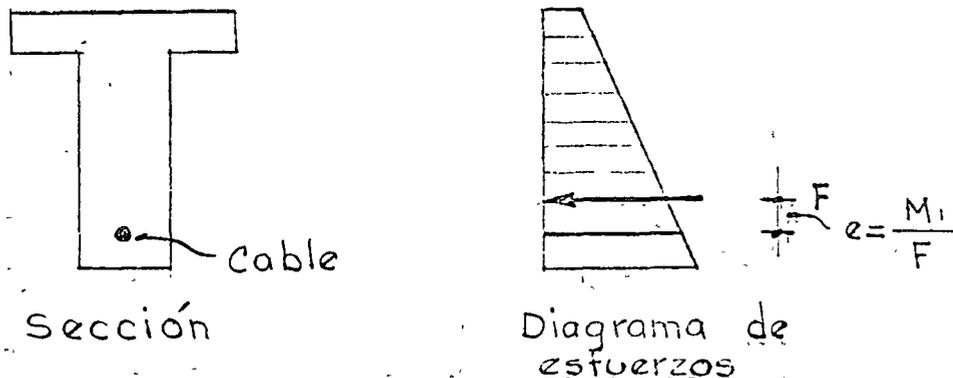


FIG. 3

Finalmente, bajo el efecto de momento máximo M_2 , que sería la suma de carga permanente total y carga viva, el desplazamiento de la línea de presión será: (fig. 4)

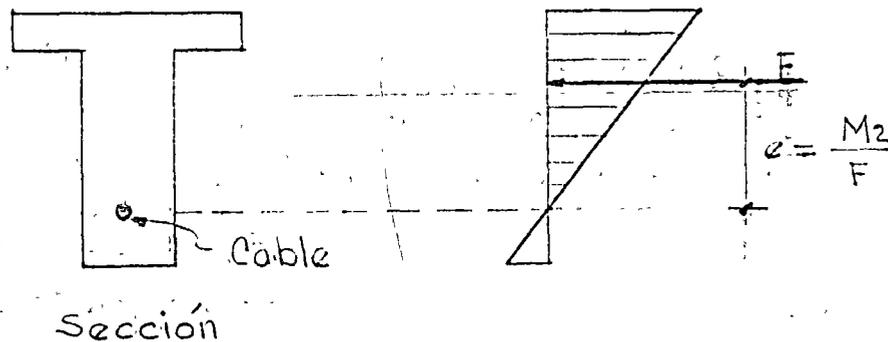


FIG. 4

De acuerdo con las figuras 2, 3 y 4, el trazo de cables deberá hacerse con base en que el centro de presión del cable resultante se desplaza en tal forma, que no se excedan los esfuerzos permisibles en tensión y en compresión especificados por los reglamentos, en las diferentes etapas de carga, -- que son básicamente dos: presfuerzo y carga permanente y pres-

fuerzo con carga permanente y carga viva, obteniendo líneas de presiones como las de la (fig. 5). Estas condi-

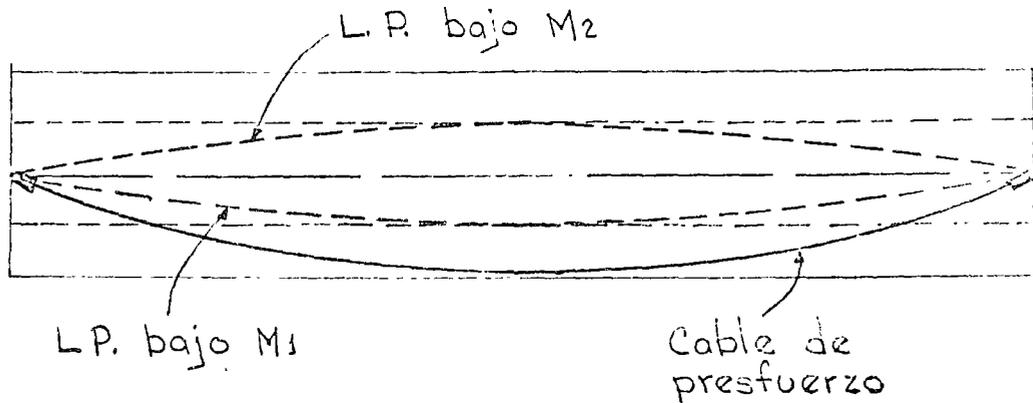


FIG. 5

ciones pueden resumirse como sigue, llamando M_1 y M_2 , los momentos mínimo y máximo en sentido algebraico y aplicados por ejemplo para una trabe libremente apoyada:

1) Bajo el efecto de M_1 , la tensión en la fibra superior de la sección de la trabe y la compresión en la fibra inferior sean iguales o menores que las permisibles. Las inecuaciones se escriben:

$$F_0 \left(\frac{1}{A} - \frac{ev}{I} \right) + M_1 \leq \text{esfuerzo permisible en tensión}$$

$$F_0 \left(\frac{1}{A} + \frac{ev'}{I} \right) + M_2 \leq \text{esfuerzo permisible en compresión}$$

2) Bajo el efecto de M_2 , la compresión en la fibra superior y la tensión en la fibra inferior, sean iguales o menores que los esfuerzos permisibles. Las inequaciones se escriben:

$$F \left(\frac{1}{A} - \frac{ev}{I} \right) + M_2 \leq \text{esfuerzo permisible en compresión}$$

$$F \left(\frac{1}{A} - \frac{ev'}{I} \right) + M_2 \leq \text{esfuerzo permisible en tensión.}$$

En las expresiones anteriores:

F_0 y F = fuerza de presfuerzo

inicial y final

A = área de la sección de concreto

e = excentricidad del cable con respecto al centro de gravedad de la sección de concreto

v y v' , distancias del c. de g. de la sección a la fibra superior e inferior respectivamente

I = momento de inercia con respecto al c. de g. de la sección.

Para satisfacer las condiciones mencionadas de la posición de las curvas de presión, puede procederse de dos maneras:

a) Trazo de las zonas límite

b) Verificando esfuerzos en diversas secciones

1.2- TRAZO DE ZONAS LIMITE

Para el trazo de las zonas límite en las cuales deberá ubicarse el cable resultante en toda la longitud de la trabe, se tienen como datos el valor de la fuerza de presfuerzo y las características de la sección transversal de la trabe de concreto.

Las posiciones extremas del centro de presión, se obtienen, midiendo las ordenadas cuyos valores son M_1/F y M_2/I , a partir del cable de presfuerzo. (fig. 6)

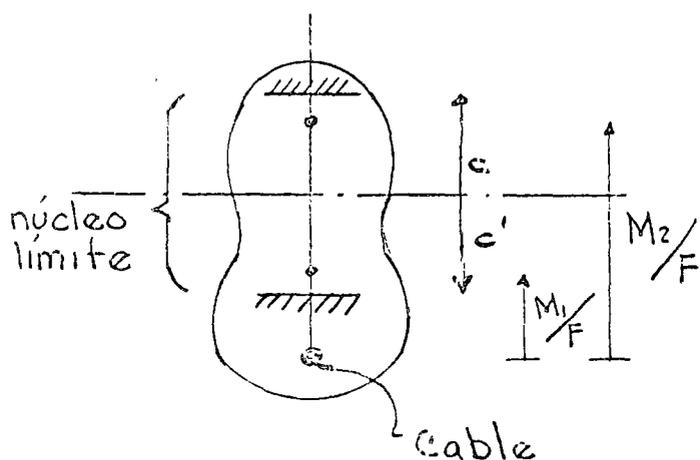


FIG. 6

La zona límite en la trabe será el lugar geométrico de los núcleos límite en toda la longitud de la trabe.

El núcleo de ubicación del presfuerzo, será la zona en que deberá quedar colocado el cable resultante (fig.7).

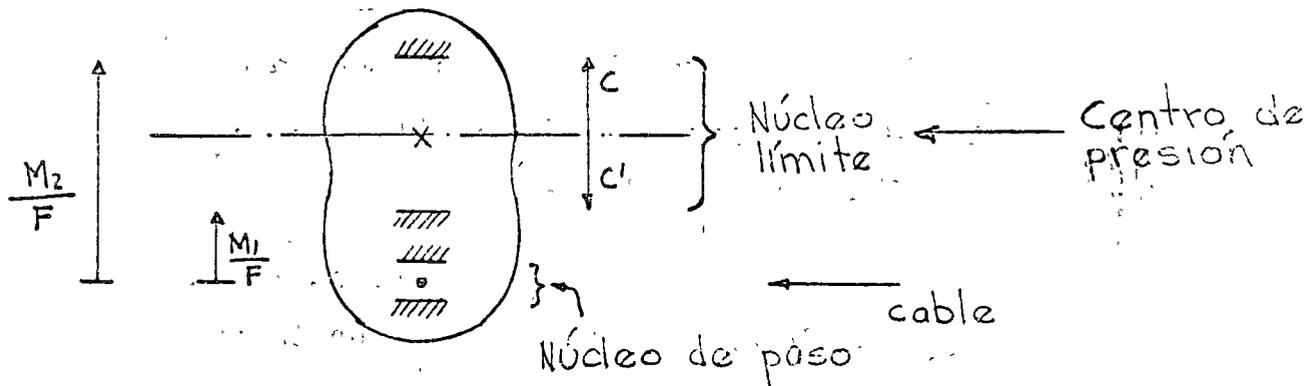


FIG. 7

Para que los esfuerzos normales en la sección sean iguales o menores que los permisibles la línea de presión debe estar dentro del núcleo límite y para que esto suceda, el cable resultante debe estar dentro del núcleo de paso.

Para aclarar los conceptos mencionados se aplicarán al ejemplo siguiente.

Si el cable resultante se aloja en la zona límite osciurada en la figura 9, satisface automáticamente los esfuerzos permisibles en compresión y tensión en toda la longitud de la trabe, sin necesidad de hacer mas verificaciones. Y también - las condiciones de recubrimiento mínimo.

Cuando los esfuerzos de tensión se permiten en ambas etapas, es lógico suponer que se ampliaría el ancho de la zona límite en toda la longitud de la trabe.

En caso de que los límites de la zona se hubiesen cruzado como lo indica la fig. 10, significaría que la sección de concreto o el presfuerzo son escasos.

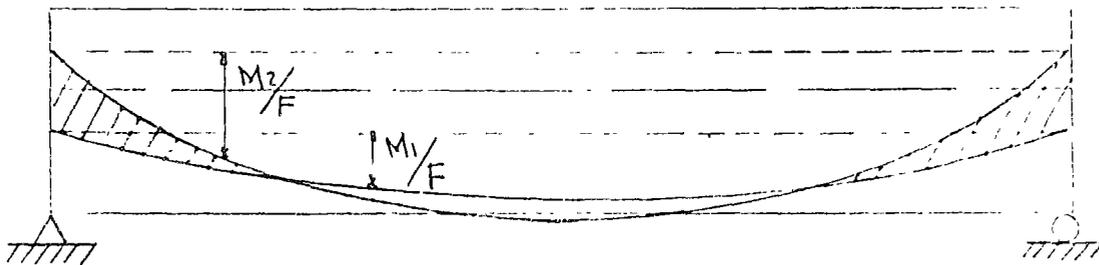


FIG. 10

En algunos casos es aconsejable aplicar el presfuerzo en dos etapas, cuando el valor del momento M_1 no es capaz de desplazar el centro de presión hasta el punto mínimo requerido - para que los esfuerzos permanezcan dentro de los permisibles.

Algunos autores se limitan, por facilidad de empleo de las fórmulas anteriormente utilizadas a trazar la zona límite únicamente válida para limitar o suprimir las tensiones, graficando, los valores de $M_{1/P}$ y $M_{2/P}$ a partir de los límites inferior y superior del núcleo central de la sección y haciendo posteriormente, las verificaciones necesarias para conocer el valor de los esfuerzos de compresión.

1.3- METODO DE LA VERIFICACION DE ESFUERZOS

Se tienen como datos el valor de la fuerza de presfuerzo y la sección de concreto.

El trazo de cables se hará con base en el principio expuesto en la introducción de excentrarlos del lado donde se presenten tensiones en el concreto provocadas por los momentos debidos a cargas permanentes y vivas (figs. 1-a y 1-b).

Posteriormente se verificarán los esfuerzos en las diferentes secciones, por ejemplo a $L/2$, $L/4$ y el apoyo, en trabes libremente apoyadas, verificando que los esfuerzos bajo las condiciones impuestas por M_1 y M_2 sean iguales o menores que los permisibles.

En caso de no ser así se procederá por tanteos a modificar el trazo de cables, hasta cumplir con las condiciones requeridas.

Para una primera aproximación de la posición del cable resultante se pueden hacer las siguientes consideraciones:

a) Cuando la relación entre los momentos M_1/M_2 es pequeña, del orden de 0.25, la excentricidad del cable estará controlada por la condición de carga de M_2 y por lo tanto, si se quiere limitar las tensiones en la primera etapa, la posición del cable resultante no deberá estar muy retirada del núcleo

central, aumentando por lo tanto el valor de la fuerza de presfuerzo.

b) Cuando la relación M_1/M_2 es grande, en este caso el cable resultante deberá excentrarse al máximo obteniendo los valores de los esfuerzos permisibles o muy cercanos a ellos en la etapa de servicio y valores menores que ellos en la etapa inicial.

1.4- CONSIDERACIONES PRACTICAS

En ciertos casos, las consideraciones prácticas determinan el trazo de cables.

Debido a que los cables se determinan con base en el estudio de las secciones mas solicitadas en flexión, el resto de las mismas quedarán muy sobradas por lo que es necesario verificar si se usan cables corridos de un extremo a otro de la trabe o si conviene levantarlos en un punto intermedio. Si esto se lleva a cabo, permitirá una economía en las cantidades de acero de presfuerzo y además mejorará la resistencia al esfuerzo cortante (fig. 11).

Generalmente el ángulo α máximo en la solida de un cable levantado varía entre 20 y 30°.

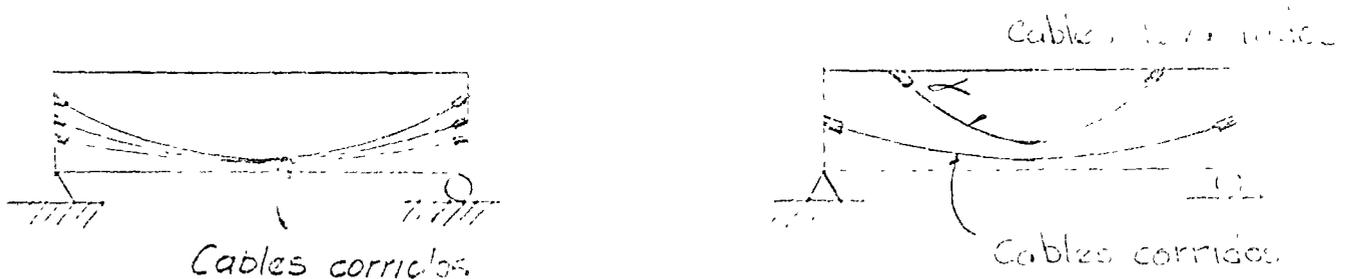


FIG. 11

Los radios de curvatura mínimos a respetar en el caso de cables curvos será igual o mayor que 800ϕ , siendo ϕ el diámetro del alambre que constituye el cable.

Además los cables demasiado largos, tienen pérdidas considerables de fricción, principalmente en traveses continuos por lo que sería mejor substituirlos por varios parciales (fig.12)

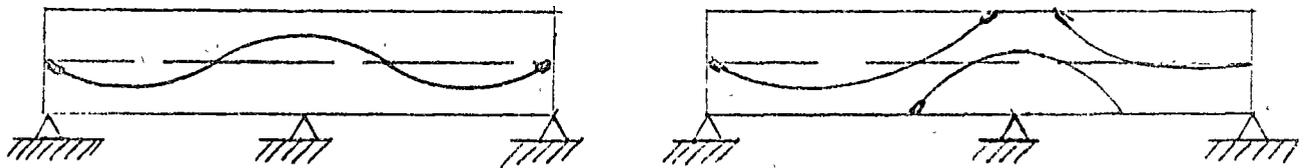


FIG. 12

Cuando el tensado se realiza en varias etapas, en la primera deberán tensarse varios cables corridos para presforzar la trabe en toda su longitud.

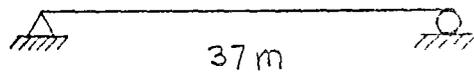
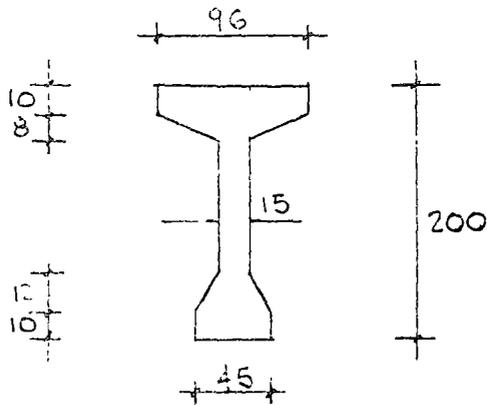
Cuando los cables son de una potencia del orden de 40 ton. y son numerosos, se podrán agrupar en paquetes de 4 ó 5 como máximo, teniendo cuidado que el vibrador pueda pasar sin problema a través de los diversos paquetes.

El recubrimiento mínimo de un cable es del valor del diámetro del ducto que lo contiene ó 4 cm. Cuando se trata de un paquete de 2 ó mas será de 8 cm.



Ejemplo 1.- Dada la sección de una trabe de concreto presforzado, la fuerza de presfuerzo, los esfuerzos permisibles y los valores de M_1 y M_2 , trazar la zona límite en la cual deberá alojarse el cable resultante.

a) Datos



$$M_c \text{ viva} = 260 \text{ tm (a } l/2)$$

$$A = 0.45 \text{ m}^2 \quad I = 0.224 \text{ m}^4$$

$$V = 0.88 \text{ m} \quad \frac{r^2}{V} = 0.56 \text{ m}$$

$$V' = 1.12 \text{ m}$$

$$\frac{r^2}{V'} = 0.44 \text{ m}$$

FIG. 8

p. propio = 1.08 ton/m \rightarrow Mp.p. = 186 tm.

F = 317 ton. (6 cables 12 ϕ 8)

Esfuerzos permisibles

$$f_i = 1400 \text{ ton/m}^2 \quad f' = 1200 \text{ ton/m}^2$$

$$f'i = 150 \text{ ton/m}^2 \quad f = 100 \text{ ton/m}^2$$

al tensar

en servicio

b) Solución

$$f_0 = \frac{F}{A} = \frac{317}{0.45} = 705 \text{ ton/m}^2$$

las excentricidades del núcleo límite serán:

excentricidades límites para limitar tensiones

$$e = \frac{r^2}{V} \left(1 - \frac{f}{f_0} \right) = 0.44 \left(1 - \frac{100}{705} \right) = 0.38 \text{ m}$$

$$e' = \frac{r^2}{V} \left(1 - \frac{f'i}{f_0} \right) = 0.56 \left(1 + \frac{150}{705} \right) = -0.60 \text{ m}$$

excentricidad-
des límites
para limitar
compresiones

$$b = \frac{r^2}{V} \left(\frac{f_i}{f_o} - 1 \right) = 0.56 \left(\frac{1200}{705} - 1 \right) = 0.39 \text{ m}$$
$$b' = \frac{r^2}{V'} \left(\frac{f_i}{f_o} - 1 \right) = 0.44 \left(\frac{1400}{705} - 1 \right) = -0.43 \text{ m}$$

De los valores anteriores, se deduce que el núcleo límite tiene como extremos:

$$0.38 \text{ m el superior}$$
$$= 0.43 \text{ m el inferior}$$

Los valores de la zona límite se obtendrá disminuyendo los valores de $M_{2/F}$ y $M_{1/F}$ del valor superior e inferior del núcleo límite:

al centro del claro:

$$M_1 = 186 \text{ tm}; \quad M_2 = 186 + 261 = 447 \text{ tm}$$
$$\frac{M_1}{F} = \frac{186}{317} = 0.58 \text{ m}; \quad \frac{M_2}{F} = \frac{447}{317} = 1.41 \text{ m}$$
$$e_1 = 0.38 - 1.41 = -1.03 \text{ m}$$
$$e_2 = -0.43 - 0.58 = 1.01 \text{ m}$$

quedando la gráfica como sigue:

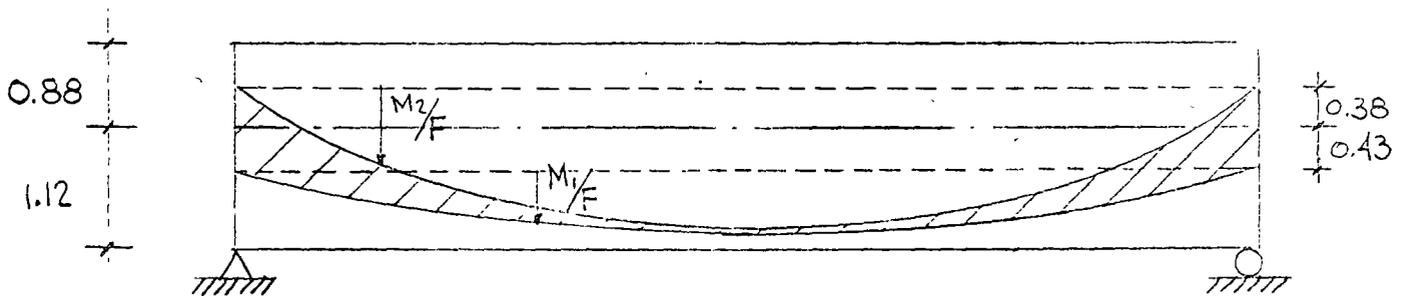
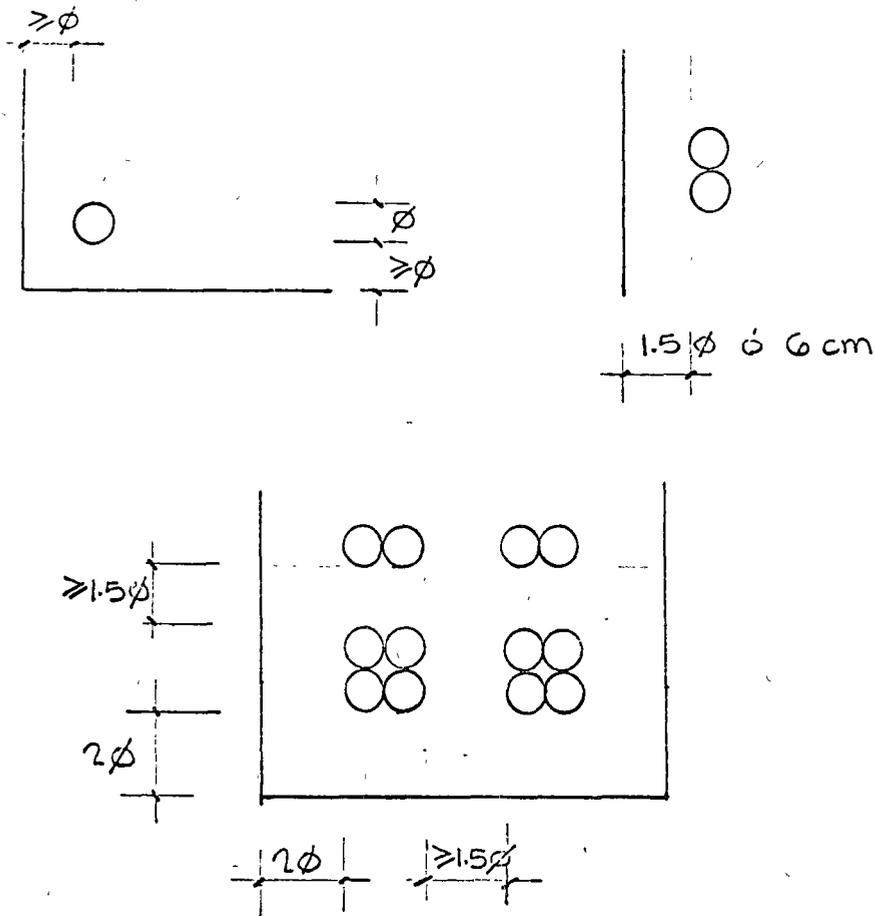


FIG. 9



RECUBRIMIENTO MINIMO DE CABLES



CABLES MAS UTILIZADOS EN PRESFUERZO

TIPO	12 ϕ 5	12 ϕ 7	12 T 1/2"
SECCION	2.35 cm ²	4.62 cm ²	11.3 cm ²
PRECIO/m.l.	1.9 Kg	3.7 Kg	9.1 Kg
FUERZA MAXIMA EN EL ANCLAJE	33 ton	63 ton	165 ton
TENSION INICIAL MAXIMA CORRESPONDIENTE	140 Kg/mm ²	137 Kg/mm ²	146 Kg/mm ²
DIAMETRO DEL DUCTO (APROX)	3 cm	4 cm	6.5 cm





centro de educación continua
facultad de ingeniería, unam



C O N C R E T O P R E S F O R Z A D O

FLEXION EN TRABES CONTINUAS

José Luis Camba

Handwritten text at the top of the page, possibly a title or header, which is mostly illegible due to blurring and low contrast.



4.5 FLEXION EN TRABES CONTINUAS

José Luis Camba

4.5.1.- Trabes postensadas continuas

A) Estados límite de servicio

4.5.1.1. Introducción.-

En la flexión isostática de trabes presforzadas quedó aclarado que debido a la ley acción-reacción, la acción del cable -- sobre el concreto estaba en equilibrio con la reacción que éste opone al cable, es decir que el presfuerzo solamente producía esfuerzos internos y por lo tanto las reacciones de apoyo de la estructura bajo la acción del presfuerzo eran nulas.

Bajo la acción del presfuerzo la trabe se deforma. Si dicha trabe es isostática se deformará libremente pero si se trata de una trabe hiperestática, va a encontrar ciertas restricciones para hacerlo, provocando en los apoyos reacciones debidas al presfuerzo. Dichas reacciones se les llamará hiperestáticas y los momentos debidos a dichas reacciones serán llamados momentos hiperestáticos de presfuerzo.

El efecto producido por las mencionadas reacciones hiperestáticas deberá agregarse a la acción isostática del cable.

El conjunto de reacciones hiperestáticas de presfuerzo forman un sistema de fuerzas nulo.

Para aclarar los conceptos mencionados, la trabe del ejemplo 1, es de sección constante de longitud $\overline{AC}=L$ (ver fig. 1) y se considerará la acción debida solamente al presfuerzo.

Dicho presfuerzo F es horizontal y tiene una excentricidad e_1 constante a todo lo largo de la trabe.

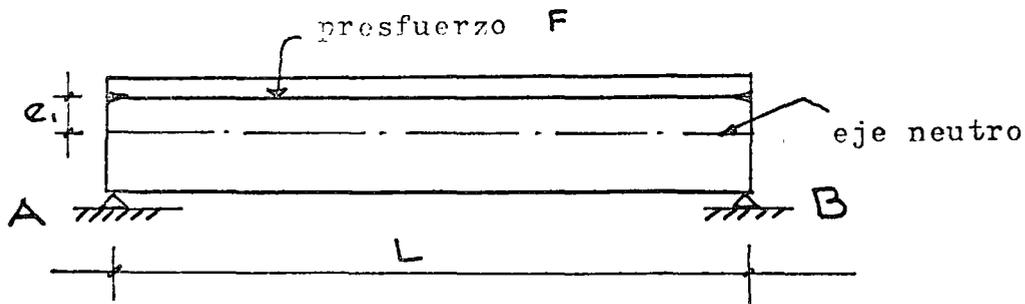
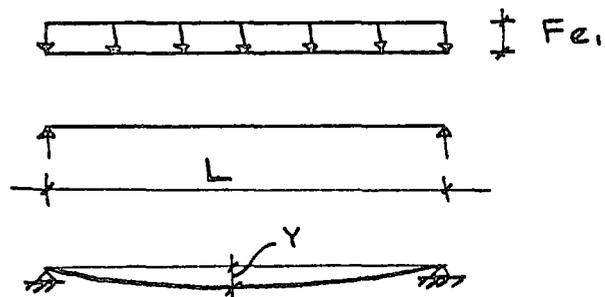
Ejemplo 1.-

Figura 1.

La trabe está libremente apoyada, por lo tanto si calculamos la flecha al centro del claro debida al presfuerzo se tendrá:



usando el método de la viga conjugada.
(fig. 2.)

Figura 2.

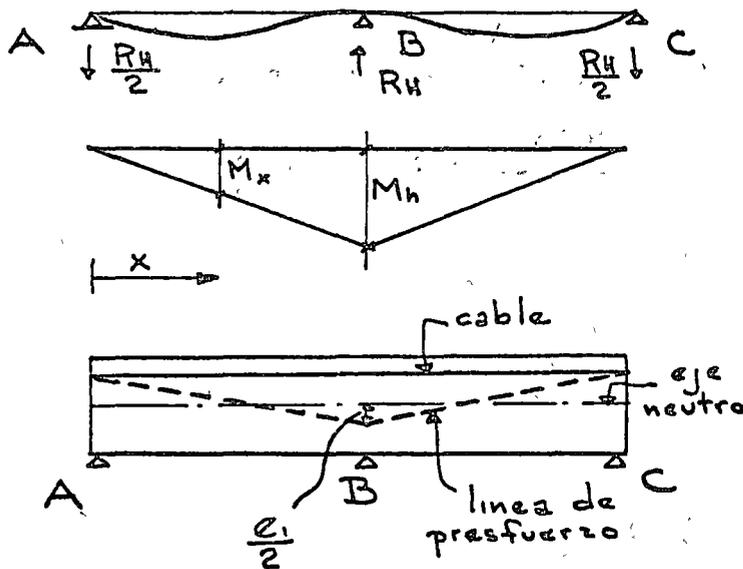
El momento al centro de la viga conjugada será:

$$M = \frac{F e_1 L}{2} \times \frac{L}{2} - \frac{F e_1 L}{2} \times \frac{L}{4} = \frac{F e_1 L^2}{8}$$

por lo tanto, la flecha al centro será:

$$y = \frac{F e_1 L^2}{4 E I}$$

si la trabe de la fig. 1 está apoyada en A, C y en B (fig. 3) la trabe será hiperestática y por lo tanto la flecha en el punto B debe ser nula. Se resolverá mediante el método de las flexibilidades.



Para nulificar la flecha al centro, el apoyo B debe provocar una reacción hiperestática de presfuerzo que anule la flecha anteriormente calculada o sea:

$$\frac{R_{hB} L^3}{48 E I} = \frac{F_{e1} L^2}{8 E I}$$

(El primer miembro representa la flecha al centro del claro, de una carga concentrada en dicho punto y libremente apoyada).

Figura 3.

de donde:

$$R_{hB} = \frac{6 F_{e1}}{L}$$

Por simetría y por suma de fuerzas verticales

$$R_{hA} = R_{hC} = - \frac{3 F_{e1}}{L}$$

Por lo tanto si analizamos una sección cualquiera x , siendo $0 \leq x \leq L/2$ tendremos, además del efecto isotático del cable, las acciones hiperestáticas de:

$$M_{Hx} = - R_{HA} x$$

$$V_{Hx} = - R_{HA}$$

De donde el momento total debido al presfuerzo será:

$$M_x = F \cdot e_1 + M_{Hx} = Fe_1 - \frac{3 Fe_1}{L} x = Fe_1 \left(1 - \frac{3x}{L}\right)$$

la línea de presfuerzo tiene una excentricidad:

$$e_x^* = \frac{M_x}{F} = e_1 \left(1 - \frac{3x}{L}\right)$$

al centro del claro valdrá:

$$e^* = e_1 \left(1 - \frac{3L}{2L}\right) = -\frac{1}{2} e_1$$

resultando e^* una línea quebrada como se indica en la fig. 7, que es la línea de presfuerzo.

Comparando los resultados así obtenidos con los de la trabe isostática se pueden hacer las siguientes conclusiones:

- 1) La línea de presfuerzo e^* no coincide con el cable o alambre equivalente, debido al momento hiperestático de presfuerzo.
- 2) Los esfuerzos provocados por el presfuerzo en el concreto, serán debidos a la excentricidad e^* de la línea de presfuerzo y NO a la excentricidad e_1 del cable, es decir que en una estructura hiperestática, el presfuerzo no pasa donde se coloca el cable (salvo un caso particular que se verá más adelante).

3) En una estructura hiperestática deberá considerarse el conjunto de la misma y no podrá tomarse una sección aislada como se hace en una trabe isostática.

Por todo lo anterior, se podría decir aparentemente que las reacciones hiperestáticas de presfuerzo tienen una intervención desfavorable (por ejemplo en el caso que acabamos de ver, mientras más subamos el cable en el apoyo para comprimir el concreto, más lo pondremos en tensión, ya que bajará aún más la línea de presfuerzo).

Sin embargo, las dificultades que se presentan en las estructuras hiperestáticas presforzadas pueden resolverse tomando en cuenta dichas reacciones hiperestáticas y tratando de obtener de las mismas la mayor ventaja posible.

El caso del ejemplo 1, se utilizó para hacer notar en forma sencilla, la presencia de los momentos hiperestáticos; sin embargo la posición que se escogió para colocar el presfuerzo fue arbitraria y no corresponde a un caso práctico.

Como en el caso de la flexión isostática, se puede considerar el presfuerzo en dos formas: el directo, considerado como un sistema de cargas exterior a la trabe y el interno.

Ambos métodos podrán utilizarse para calcular las reacciones hiperestáticas debidas al presfuerzo. En la fig. 4 se observa una trabe continua con un cable ondulado y la forma como se presentan las solicitaciones debidas al presfuerzo usando el método directo.

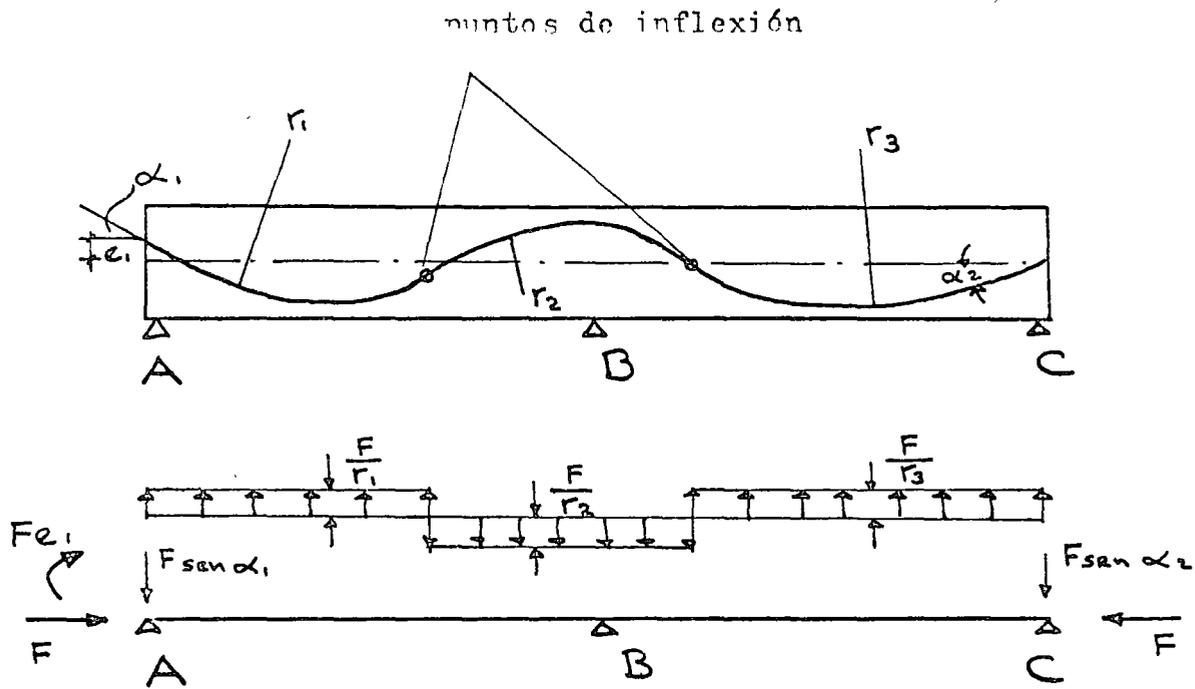


Figura 4.

Las reacciones hiperestáticas debidas al presfuerzo se calcularán por cualquiera de los métodos utilizados para resolver estructuras hiperestáticas (teorema del área momento, deflexión-pendiente, método de Cross, ... etc.).

La trabe del ejemplo 2, describe el cálculo de las reacciones hiperestáticas debidas al presfuerzo, por el método interno.

Se empleará el método del área momento (Fig. 5).

Se supondrá que el trazo del cable es parabólico y que las excentricidades del mismo están de acuerdo a las solicitaciones de cargas (permanentes y variables).

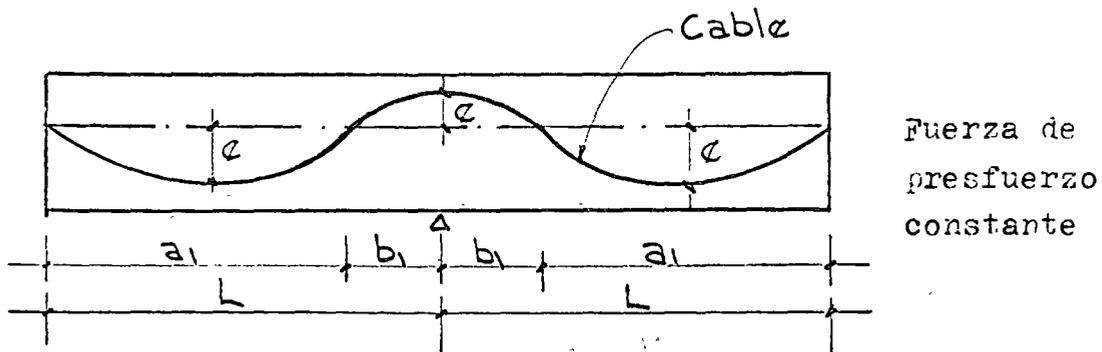
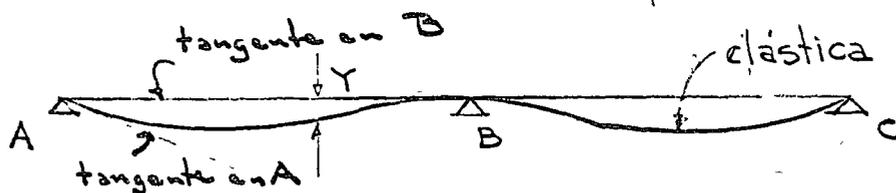
Ejemplo 2.-

Figura 5.

Dada la forma simétrica del trazo del cable se tendrá, por el método del área momento:



$$A = \left(\frac{2}{3} F e_2 b_1 \right) \left(\frac{5}{8} b_1 + a_1 \right) - \left(\frac{2}{3} F e_1 a_1 \right) \frac{a_1}{2} + \frac{M_h L_1}{3} \left(\frac{2}{3} L_1 \right) = 0$$

De la ecuación anterior se obtiene el momento hiperestático de presfuerzo M_h y por lo tanto las reacciones R_h en los apoyos.

Una vez obtenidos los momentos hiperestáticos, el efecto total de los momentos debidos al presfuerzo será la suma algebraica de los isostáticos e hiperestáticos como se ilustra en la fig. 6

Cuando el trazo del cable equivalente difiera notablemente de una parábola, tendrá que fraccionarse el diagrama de momentos y calcular con su área correspondiente, el momento hiperestático de presfuerzo.

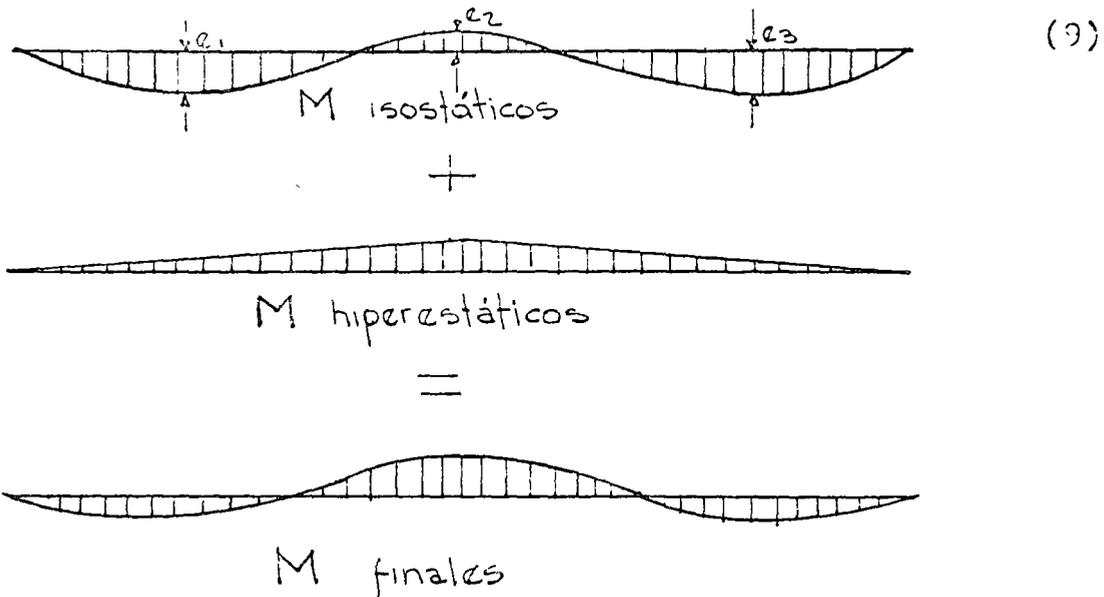


Figura 6.

4.5.1.2 Trazo de cables

De los ejemplos anteriores se puede concluir que el valor de los momentos hiperestáticos de presfuerzo, son debidos al trazo de los cables.

Cuando dicho trazo es de tal forma, que no produce efectos hiperestáticos se le llama trazo concordante, es decir que dicho trazo no provocaría giros extremos en la trabe, si ésta - fuera libremente apoyada. Sin embargo este caso se presenta con muy poca frecuencia debido a que en general las secciones mas solicitadas por momento, el presfuerzo se excentra al máximo, es decir se busca la optimización del uso del presfuerzo y además no necesariamente se traduce el cálculo del cable concordante en una solución mas económica.

El trazo de cables en trabes continuas se hace inicialmente en forma semejante al trazo en trabes isostáticas, posteriormente, con el trazo obtenido, se calculan los momentos hiperestáticos de presfuerzo y con el diagrama de momentos de presfuerzo total, se harán las verificaciones correspondientes en las diferentes etapas de carga.

Cuando el número de cables es grande y la fuerza de presfuerzo variable, se calcularán las zonas límite haciendo intervenir el momento hiperestático de presfuerzo.

Una propiedad importante en el trazo de cables en trabes continuas, es el hecho de que si se cambia la posición del cable equivalente en tal forma que permanezcan fijos los extremos del mismo y las curvaturas, dicho cable queda transformado linealmente y en ambos casos la línea de presfuerzo no sufre alteración y por consiguiente tampoco cambian los esfuerzos en el concreto debidos al presfuerzo.

Esto último se demuestra fácilmente haciendo uso del método directo, ya que la carga uniformemente distribuida F/r es la misma al no variar la curvatura y que la fuerza vertical en los anclajes sí se altera, pero transmite directamente al apoyo (Ver fig. 4).

En la práctica el trazo de cables es con curvaturas graduales y sin cambios bruscos como lo indicaría las zonas límite, que tienen forma semejante al diagrama de momentos, por lo que es necesario proceder como lo muestran las figuras 7a y 7 b,

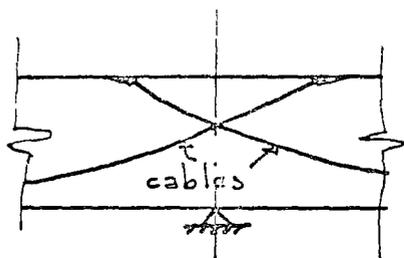


Figura 7 - a.

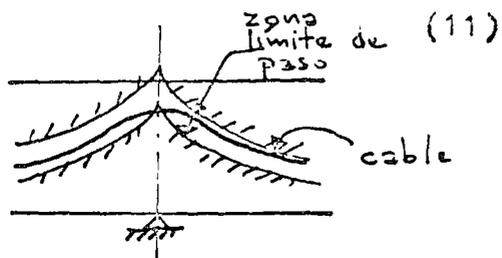


Figura 7 - b.

Figura 7.

Una vez analizados los efectos hiperestáticos debidos al -- presfuerzo en traveses continuos y las características de transformación lineal del cable equivalente, se procederá al cálculo de la fuerza de presfuerzo.

4.5.1.3 Cálculo del presfuerzo.-

Las formas de calcular la fuerza de presfuerzo será semejante a las utilizadas en las de traveses isostáticos pero haciendo intervenir el momento hiperestático de presfuerzo: como éste a su vez depende del trazo del cable, será necesario proceder por tanteos hasta lograr obtener la fuerza de presfuerzo óptima con un poco de experiencia, dos tanteos bastarán para obtener esta última.

De acuerdo con lo dicho anteriormente se pueden resumir las etapas necesarias para el diseño de una trabe continua postensada en la forma siguiente:

- 1) Suposición de la sección transversal.
- 2) Cálculo aproximado de la fuerza de presfuerzo en las secciones críticas de momento apoyos y centros de claros y ver la compatibilidad de esta con las secciones supuestas.
- 3) Trazo de las zonas límites y de la línea de presfuerzo en dichas zonas, cuando el número y variación de cables lo ameriten.
- 4) Correcciones y ajustes.

4.5.2.- Trabes postensadas continuas

B) Estado límite de falla

Las hipótesis de base para el diseño de trabes postensadas continuas por resistencia o estado límite de falla, son las mismas que se indicaron en las notas de trabes isostáticas, las cuales se mencionan a continuación:

- a) Conservación plana de las secciones
- b) Se conoce el diagrama esfuerzo-deformación del concreto
- c) Se conoce el diagrama esfuerzo-deformación del acero
- d) Se desprecia la resistencia del concreto en tensión

La diferencia en la ruptura de una trabe hiperestática y una isostática es que en la primera al alcanzar una sección el momento de ruptura se forma una articulación plástica reduciendo solamente su grado de hiperestaticidad, en cambio en la segunda, se transforma en un mecanismo libremente deformable, hipostática, produciéndose la ruptura.

En la fig. 8 se puede ver una trabe hiperestática, su poniendo su funcionamiento perfectamente elasto-plástico.

Una vez que la carga P sigue aumentando más allá de la zona elástica, la primera articulación se presenta en D , máximo momento, habiendo una readaptación debido al nuevo sistema. Al seguir aumentando la carga P se forma otra articulación plástica en el apoyo B , provocándose así el mecanismo de ruptura.

La hipótesis del funcionamiento elástico no permite darse cuenta del comportamiento de una estructura en la fase de ruptura.

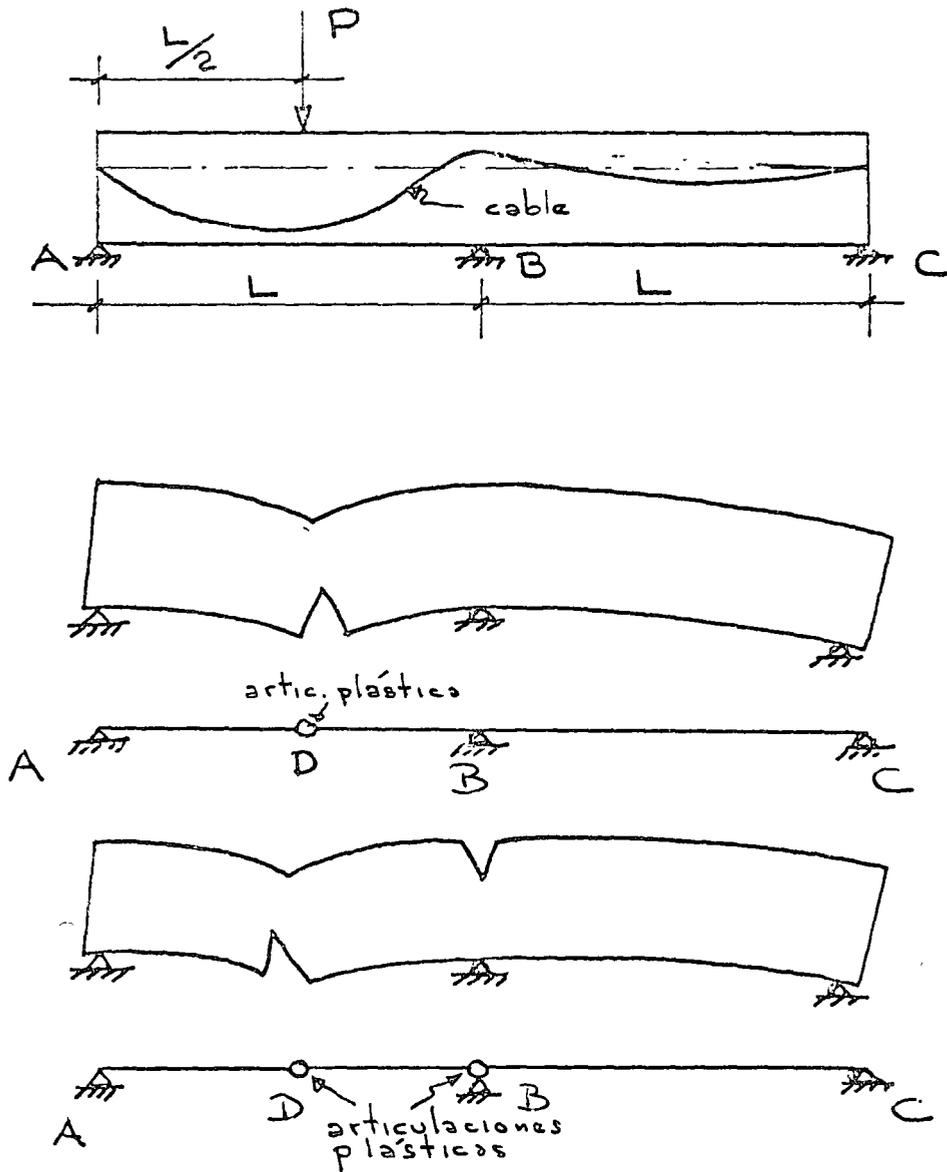


Figura 8.

Sin embargo se conocen en la mayoría de sistemas hiperestáticos simples, el mecanismo de ruptura, al cual puede aplicarse el método estático o de trabazos virtuales.

Dado que las traveses pretensadas continuas tienen permanentemente un sistema de esfuerzos debidos a la acción del pretensado, en el proceso de carga y descarga, habrá esfuerzos residuales si se llegó al límite elástico (Teoría de Kjanjtsin). Si en el caso

de la fig. 8 se varía la carga P hasta formar la articulación plástica en D y después se suprime, repitiendo de nuevo este ciclo de cargas, se provocaría la ruptura de la trabe por fatiga, aunque el valor de $P < P_r$.

El ciclo de carga podría repetirse indefinidamente si no se sobrepasa el rango plástico.

De lo anterior se puede concluir lo siguiente:

- a) En la ruptura, las trabes presforzadas continuas tienen un comportamiento semejante a las de concreto reforzado.
- b) La ruptura no depende de los valores elásticos iniciales de los momentos hiperestáticos de presfuerzo ya que el estado inicial de esfuerzos va a transformarse debido a la adaptación plástica de la estructura, por lo tanto los momentos de resistencia en cada sección de la trabe pueden calcularse con la posición del cable equivalente, sin tomar en cuenta si la posición de éste coincide o no con la línea de presfuerzo.

En el diseño de trabes presforzadas continuas se recomienda hacer una gráfica comparando los momentos flexionantes multiplicados por el factor de carga y así mismo la gráfica de los momentos resistentes para comprobar que no hay problema con la ruptura en las diferentes secciones críticas de la trabe.

Así mismo se subraya la importancia de que todas las secciones sean subreforzadas, tal como se indicó en las notas de trabes isostáticas, para tener una falla dúctil. La Propuesta DDF 75, limita la cantidad de acero de presfuerzo y ordinario, en tal forma que la fuerza $A_s f_s + A_{sp} f_{sp}$, correspondiente al momento resistente de la sección, sea igual o menor de la que correspondería al 75% de la falla balanceada.

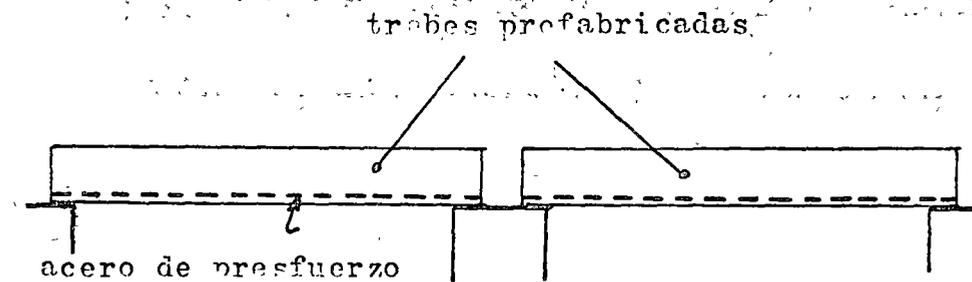


4.5.2.1. Trabes continuas de sección compuesta

Estado límite de falla

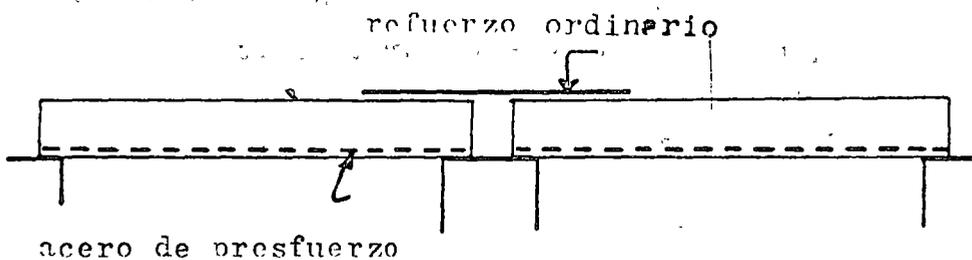
a) Introducción.

El estudio de este tipo de continuidad en trabes, supone un estado inicial de prefabricación de las mismas en el cual trabajan isostáticamente y que en su estado final trabajarán como continuas mediante una losa colada in situ y con refuerzo normal para momento negativo (ver fig. 9).

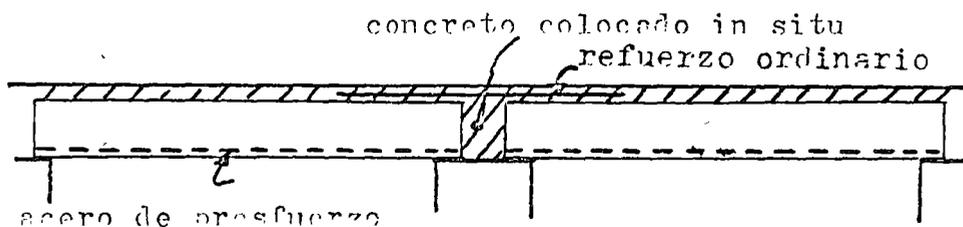


(a)

Fig. 9



(b)



(c)

En el estado inicial de prefabricación las trabes pueden ser pre o postensadas (ver fig.10) siendo más comúnmente el uso de las primeras.

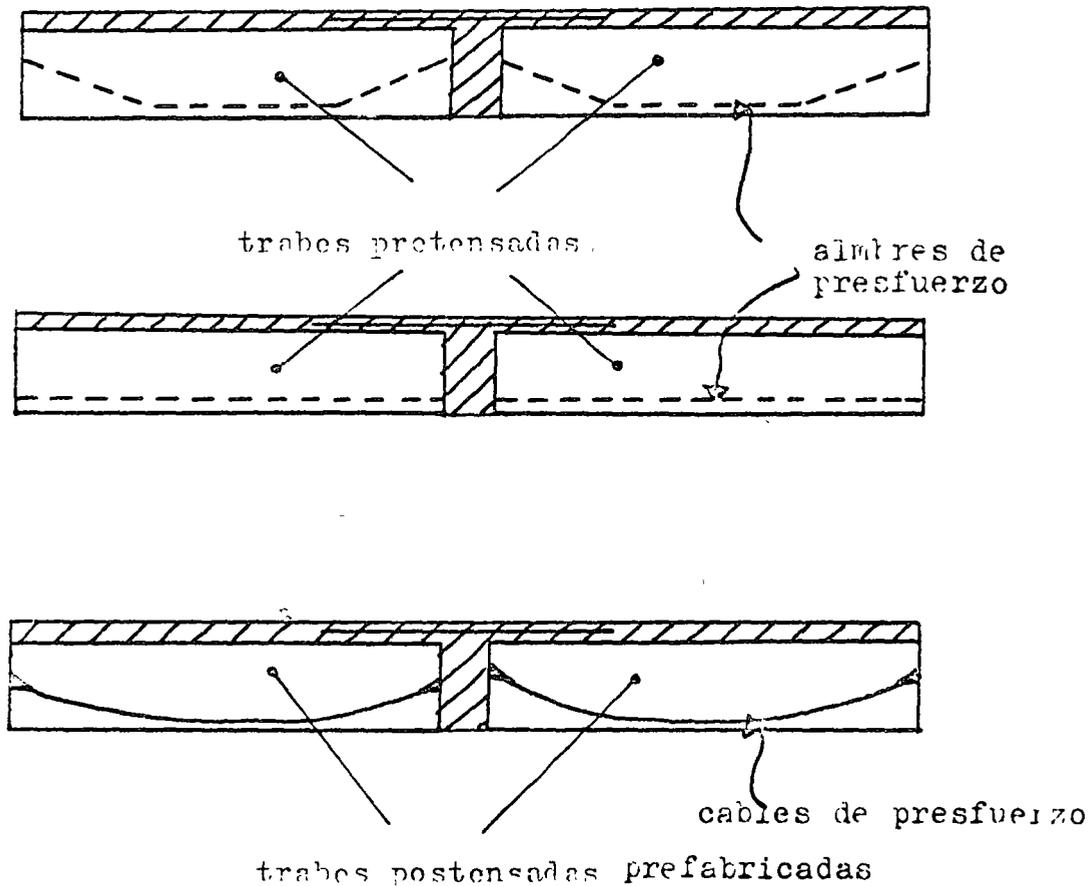


Fig. 10

Este tipo de continuidad a base de refuerzo ordinario se traduce en una economía considerable en las construcciones, comparada con trabes libremente apoyadas y además amplía el campo de la utilización de la prefabricación, al proporcionar a los elementos prefabricados la capacidad para tomar momentos necesi-

vos y efectos de fuerzas horizontales (viento y sismo) al formar marcos rígidos con las columnas.

Cuando la continuidad en trabes prefabricadas se realiza mediante el refuerzo ordinario, las secciones prefabricadas deben ser capaces de resistir su peso propio y la losa que será colada posteriormente in situ; una vez fraguado el concreto de dicha losa, la sección se le llamará compuesta y es ésta última la que va a resistir el resto de la carga permanente y la carga viva total.

De acuerdo con esto último, la economía que se realice será mayor mientras la relación entre carga viva y muerta sea más grande.

En estas notas se despreciarán los momentos positivos en los apoyos debidos al flujo y a la contracción del concreto en las trabes prefabricadas pretensadas cuyo efecto es pequeño y disminuido por los momentos negativos debidos a la contracción entre la losa colada in situ y las trabes prefabricadas. Además se supone que al diseñar la conexión en los apoyos las trabes pretensadas ya efectuaron una parte importante de las deformaciones debidas al flujo y a la contracción del concreto.

Quando la continuidad en traves pretensadas se realiza con acero ordinario y que el presfuerzo no actúa en las zonas extremas de las mismas por no estar ahí adherido, el cálculo de dicho refuerzo se hará en idéntica forma al diseño por resistencia indicado en las notas del estado límite de falla.

Se supondrá un diagrama simplificado de esfuerzo-deformación para el acero grado duro, suponiendo un valor del límite de fluencia del mismo $f_y = 4,000 \text{ kg/cm}^2$ (fig. 11) y que la deformación unitaria en la fluencia tiene un valor de $=0.018$.

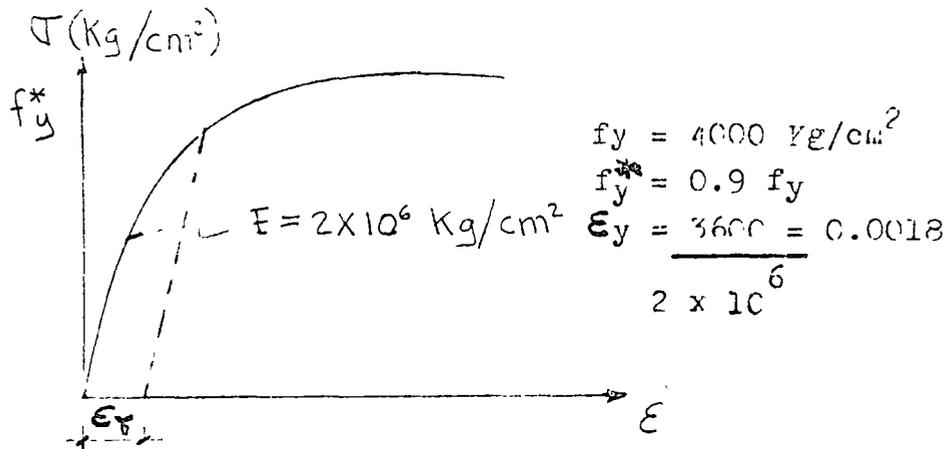


Figura 11

Las etapas de diseño en el estado límite de falla son semejantes a las indicadas en el capítulo del mismo nombre, la diferencia que existe en este caso con el procedimiento citado se debe a la presencia de una compresión ya existente en el concreto debida al pretensado, (fig. 12).

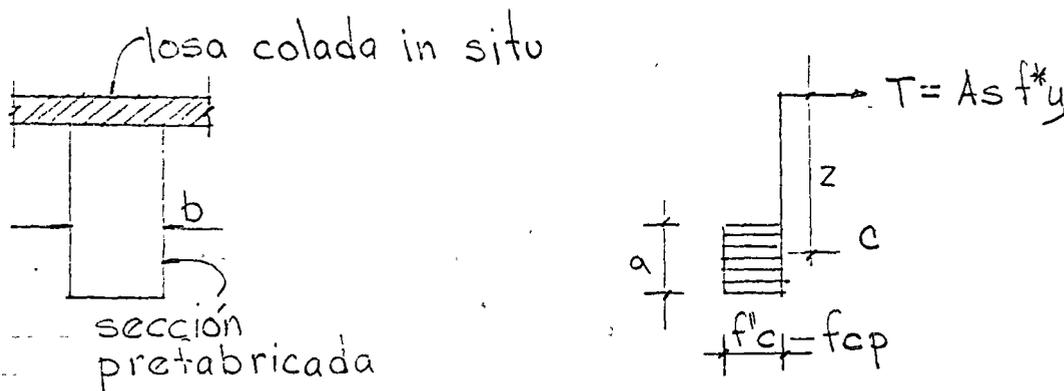


Figura 12

es decir que el bloque de compresión del concreto valdrá:

$$C_u = (f''c - f_{cp}) \times b \times a$$

$$T_u = A_s f_y^*$$

$$M_r = T \times z = C \times z$$

en las expresiones anteriores todos los términos han sido definidos, subrayando solamente que f_{cp} es la compresión en el concreto debida al presfuerzo, que deberá disminuirse del valor de $f''c$.

Como el valor de f_{cp} depende del diagrama de deformaciones en la sección del apoyo y que aún no se conoce, el procedimiento más expedito consiste en suponer un valor de f_{cp} , - cuyo valor inicial para el primer tanteo puede ser 100 kg/cm^2 para traveses pretensados y verificar posteriormente que la suposición fué correcta. Si la diferencia entre el valor supuesto y el encontrado de f_{cp} se considera importante, por ejemplo 10% o más, bastará con tomar un valor intermedio a la diferen-

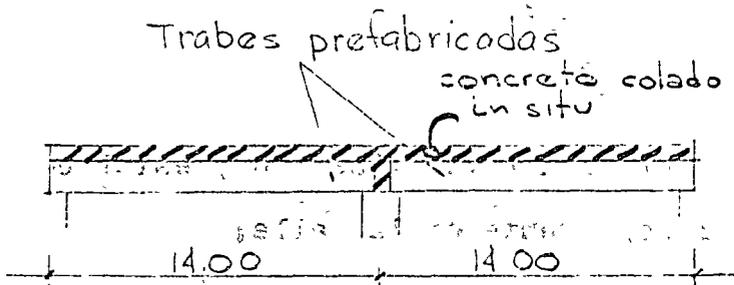
cia y así calcular de nuevo el valor de "a", profundidad del bloque resistente de compresión del concreto y después el momento resistente. Dicho momento resistente deberá ser mayor que el momento último actuante, cuyo valor se calculará con el factor de carga indicados en las notas de estado último de falla y que de acuerdo con la Propuesta DDF 75 es $F_p = 1.4$.

Deberá siempre verificarse que el tipo de falla es dúctil, o sea que la ruptura es producida por la fluencia del acero, secciones sobreforzadas; de no ser así tendrá que modificarse la sección de concreto, o el área de acero, en tal forma que la fuerza de tensión sea el 75% de la tensión balanceada.

Para las secciones en los centros de claros, el momento positivo debido al resto de cargas permanentes y al total de cargas vivas se hará en la forma indicada en el capítulo de secciones compuestas, solo se analizará en este capítulo la sección sujeta a momento negativo.

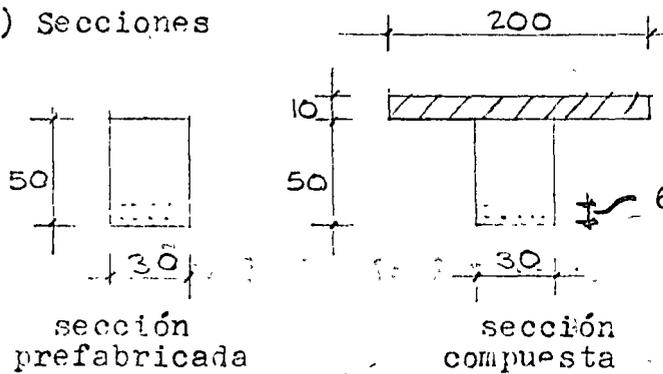
A continuación se presenta un ejemplo de verificación por flexión, del estado límite de falla de una sección compuesta, derivada de la continuidad de dos trabes isostáticas.

Ejemplo 5. Calcular el área de acero para momento negativo y el valor del momento último resistente.



distancia centro a centro de
trabes = 2 m.

C) Secciones



A) Características de los materiales

$$f'c \text{ trabe} = 350 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'c \text{ losa} = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$$

B) Cargas de servicio

$$\text{piso y firme} = 100 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{carga viva} = 200 \text{ Kg/m}^2$$

Se supone que el cálculo del presfuerzo de la trabe isostática bajo las cargas de su peso propio y la losa colada in situ ya está determinado, y que el área necesaria fue de 5.2 cm^2 (10 alambres de $\phi 3/8"$) cuya posición resultante de dicho presfuerzo está localizada a 6 cm de la parte inferior de la trabe.

D) Solución

Cálculo del momento flexionante en el apoyo debido al firme y la carga viva.

$$M_{c.p.} = - \frac{(2.00 \times 0.30) (14)^2}{8} = 14.7 \text{ tm.}$$

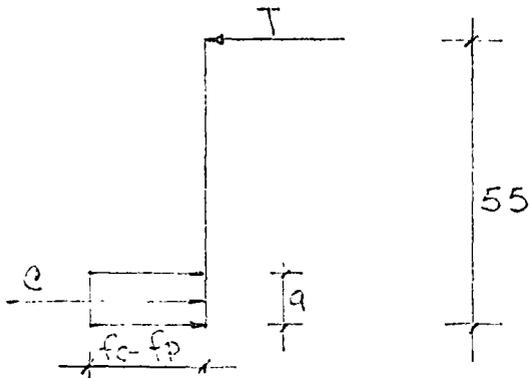
8

las resistencias reducidas serán:

$$f''c = 0.85 \times 0.7 f'c = 208 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 0.9 \times 4000 = 3600 \text{ Kg/cm}^2$$

Suponiendo el área de acero con 4 varillas # 6 y estableciendo el equilibrio del par resistente en la falla:



$$\text{Asa } 4 \times 2.87 = 11.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{As} = 4 \times 2.87 = 11.5 \text{ cm}^2$$

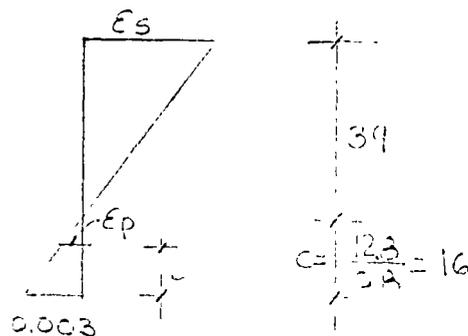
$$T = 11.5 \times 3,600 = 41,400 \text{ Kg.}$$

$$C = (208 - f_{cp}) 30 \times a$$

suponiendo que el presfuerzo en la fibra interior de la sección extrema sea $f_{cp} 100 \text{ Kg/cm}^2$:

$$a = \frac{41,400}{108 \times 30} = 12.7 \text{ cm.}$$

verificando ahora el tipo de falla:



$$\frac{\epsilon_s}{39} = \frac{0.003}{16} ; \epsilon_s = 0.0073 > \epsilon_y$$

por lo tanto el acero fluye y la sección es subreforzada.

El área de la condición balanceada es 24.5 cm^2 , por lo tanto el acero máximo sería 18.3 cm^2 .

Antes de calcular el momento resistente de la sección, es preciso verificar el valor supuesto de f_{cp}

$$\frac{\epsilon_p = 0.003}{10.0 - 16} \rightarrow \epsilon_p = 0.00187$$

por la relación de proporcionalidad $f-\epsilon$ y suponiendo que el acero de presfuerzo al tensarse tuvo una deformación unitaria - - -

$$\epsilon_{st} = 0.0025$$

$$\begin{aligned} f_{sp} &= \epsilon E \\ &= (0.0025 - 0.00187) 2 \times 10^6 \\ &= 6260 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

la fuerza de presfuerzo valdrá:

$$F = 6260 \times 10 \times 0.516 = 32301 \text{ Kg.}$$

la compresión en el concreto será:

$$f_{cp} = \frac{32301}{381} = 85 \text{ Kg/cm}^2 \neq 100 \text{ Kg/cm}^2 \text{ supuestos}$$

como la diferencia es considerable se hará un 2o. tanteo con el f_{cp} promedio, 93 Kg/cm^2 .

$$a = \frac{41400}{115 \times 30} = 12.0 \text{ cm} \quad c = \frac{12.0}{0.80} = 15 \text{ cm}$$

$$\epsilon_s = 0.0087 > \epsilon_y$$

$$\epsilon_p = 0.00180$$

$$f_{sp} = 6400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F = 6400 \times 5.16 = 33,024 \text{ Kg.}$$

$$f_{cp} = \frac{53024}{360} = 147 \text{ kg/cm}^2$$

que fue sensiblemente el valor supuesto.

El momento resistente valdrá:

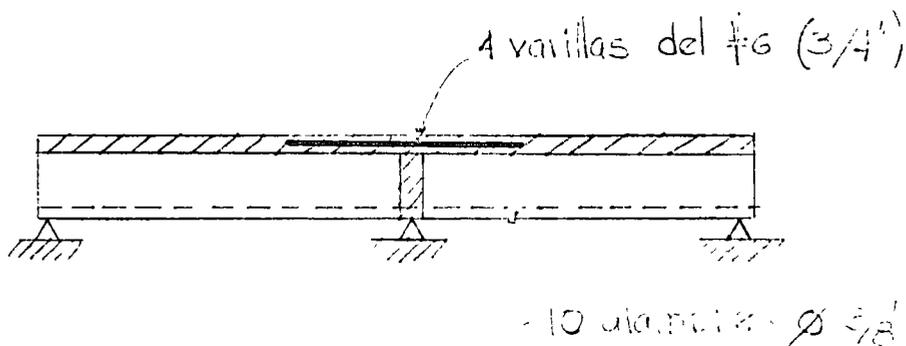
$$M_r = T_u \times z = 41400 \left(55 - \frac{12}{2} \right) = 20.3 \text{ tm.}$$

El momento último actuante será:

$$M_u = 1.4 \times 15.7 = 22.0 \text{ tm.}$$

$$20.3 \approx 22.0 \quad \text{O.K.}$$

NOTAS.- Si el presilverzo no hubiera intervenido por no estar adherido al concreto en la zona de apoyos, el procedimiento hubiera sido mas sencillo al suprimirse el término f_{cp} y por lo tanto la verificación del valor supuesto para éste.



BIBLIOGRAFIA

- 4.5. 1.- J. Fauchart, "Beton Précontraint"
Curso CHLBAP., Paris 1969
- 4.5. 2.- Y. Guyon, "Constructions en béton Précontraint",
Eyrolles, Paris 1969.
- 4.5. 3.- T.V. Lin "Diseño de estructuras de concreto presforza
do" , C.E.C.S.A., México 1969
- 4.5. 4.- J.R. Liby, "Modern Prestressed Concrete" Van Nostrand
Reinhold, Nueva York, 1971.

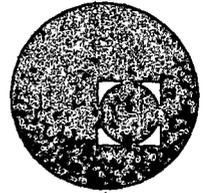


J





centro de educación continua
facultad de ingeniería, unam



DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO PRESFORZADO





INTRODUCCION AL CONCRETO PRESFORZADO

PREAMBULO.

Entre los siglos XII y XV, el profundo sentido del equilibrio de las estructuras y el conocimiento completo de las propiedades de la piedra, permitieron a los constructores elevar las catedrales y las pirámides, obras maestras de la arquitectura de todos los tiempos, cuya altiva osadía continúa desafiando las leyes de gravedad.

A partir del siglo XV, a la piedra —material resistente pero frágil— viene a asociarse progresivamente el hierro dúctil, material capaz de soportar esfuerzos de tensión. El hierro utilizado al principio como cadena indispensable en las paredes elevadas, pasa a emplearse en las traveses-arcos y en los frontones del siglo XVII.

Esta simbiosis costosa y de posibilidades limitadas conoció un desarrollo extraordinario en el siglo XIX, cuando la piedra en estado líquido, envolviendo las armaduras, pudo moldearse, ofreciendo así mayores posibilidades de utilización. El concreto armado nació así seis siglos después de que los constructores hubieron agotado todos los recursos estructurales del más noble de los materiales: la piedra.

A principios de nuestro siglo, el concreto armado había conquistado ya el favor incondicional de los constructores. Sin embargo el crecimiento explosivo de la industria, de las comunicaciones y de los transportes, al exigir más y mayores estructuras y construcciones más rápidas y a menores costos, pusieron en evidencia las limitaciones técnicas y económicas y las carencias de este nuevo material.

De 1920 a 1945, en el seno de una Europa agitada, un descendiente de esos constructores, después de llevar a su auge la técnica del concreto armado construyendo puentes en arco con claros de 96 m. (Villeneuve), de 131 m (Vauvray), de 186 m (Plougastel), (foto 1), medita, estudia, experimenta, inventa y realiza una técnica que va a revolucionar el arte de la construcción. Eugene Freyssinet transforma el concreto en un material homogéneo y elástico con nuevas e inesperadas propiedades y abre así perspectivas cuyas dimensiones son todavía desconocidas. La idea era sencilla para un artesano que sentía la materia con sus dedos y que con sus propias manos sellaba juntas y alisaba revestimientos. La idea era evidente y se llamó presfuerzo de pre (antes) y esfuerzo, o sea, la aplicación previa de un esfuerzo.

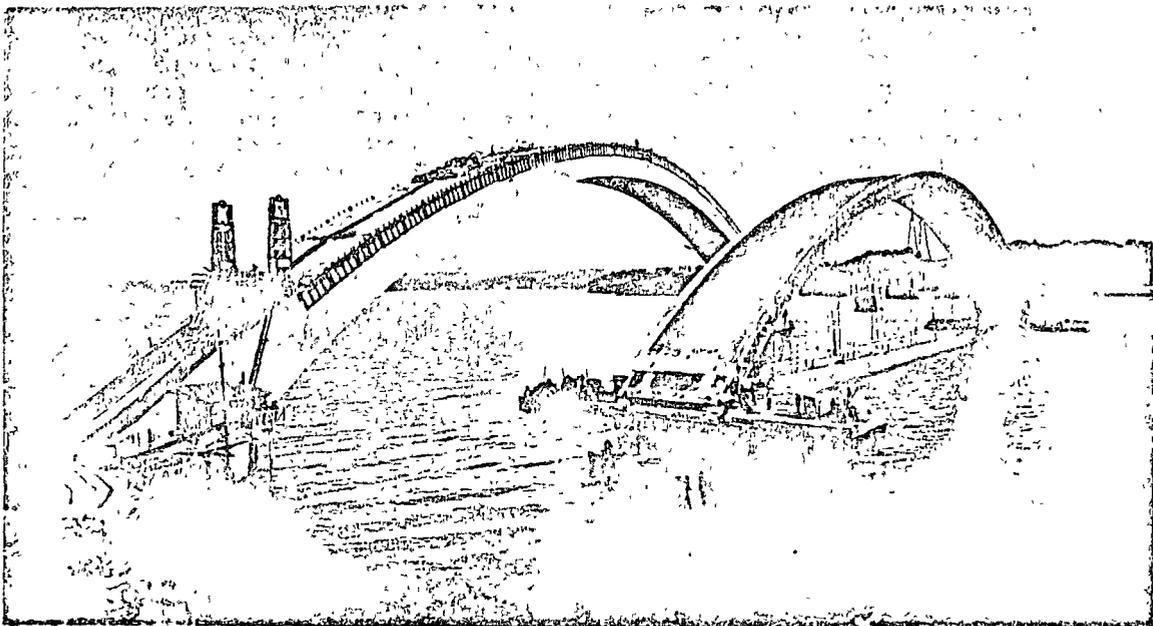


Foto 1 - Puente de Plougastel

¿QUÉ ES EL PRESFUERZO?

Su principio es intuitivo y su origen se pierde en la historia de las técnicas y el artesanado

Cuando los vinicultores fabricaban sus barriles con tablas y las ligaban con aros metálicos previamente calentados (fig. 1), para que al enfriar, esos aros ejercieran sobre el barril un esfuerzo opuesto al empuje del vino, en realidad estaban ya aplicando el presfuerzo.

Cuando los albañiles de algunos países siguiendo una tradición ancestral, transportan los tabiques en la obra, lo hacen de tal modo que aplican con las manos una fuerza de compresión que uniendo los tabiques evita que caigan por gravedad (fig. 2). Esa fuerza aplicada ante la acción del peso es una fuerza de presfuerzo.

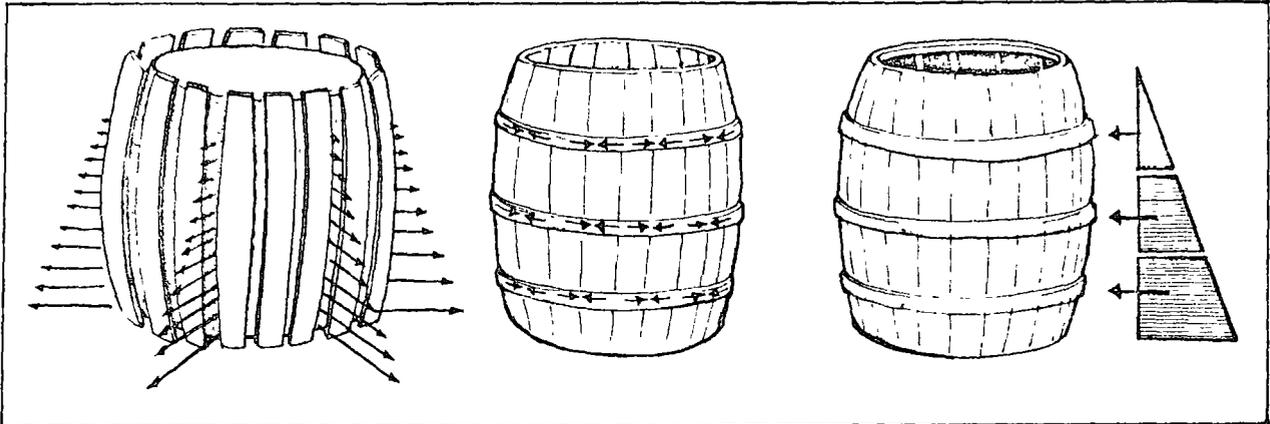


Fig 1

Entre los barriles de los vinicultores de antaño y los cajones presfuerzados de los reactores atómicos que resisten presiones de 30 kg/cm^2 , como el cajón de Wylfa ($25,000 \text{ m}^3$ de concreto, entre los grupos de tabiques y los gigantescos puentes modernos (300 m. de claro), hay apenas la distancia de esa sencilla idea de cambiar la fuerza instintiva por una fuerza calculada, controlable y permanente que puede variar según las necesidades del constructor, de unas pocas toneladas en una vigueta para entrepiso, a varias centenas de millares de toneladas, como en la presa de Beni-Bahdel, ($500,000 \text{ ton}$)

El presfuerzo es una técnica general que se puede aplicar a cualquier material constructivo. acero, madera, cerámica, roca, etc., pero en este folleto nos limitaremos a las aplicaciones del presfuerzo al concreto, ya que esas son las más conocidas y las de más viable aplicación actualmente

En el concreto presfuerzado, la resistencia a todos los esfuerzos producidos por la aplicación de las cargas y sobrecargas se logra con la utilización de un material único: el concreto comprimido previamente y de un modo permanente. El acero que se utiliza en las piezas presfuerzadas no tiene ninguna semejanza con el refuerzo del concreto armado (desde el punto de vista de su trabajo en relación con el concreto), puesto que ese acero es el medio para aplicar una fuerza y podría teóricamente quedar fuera del concreto o substituirse por fuerzas exteriores aplicadas en otra forma.

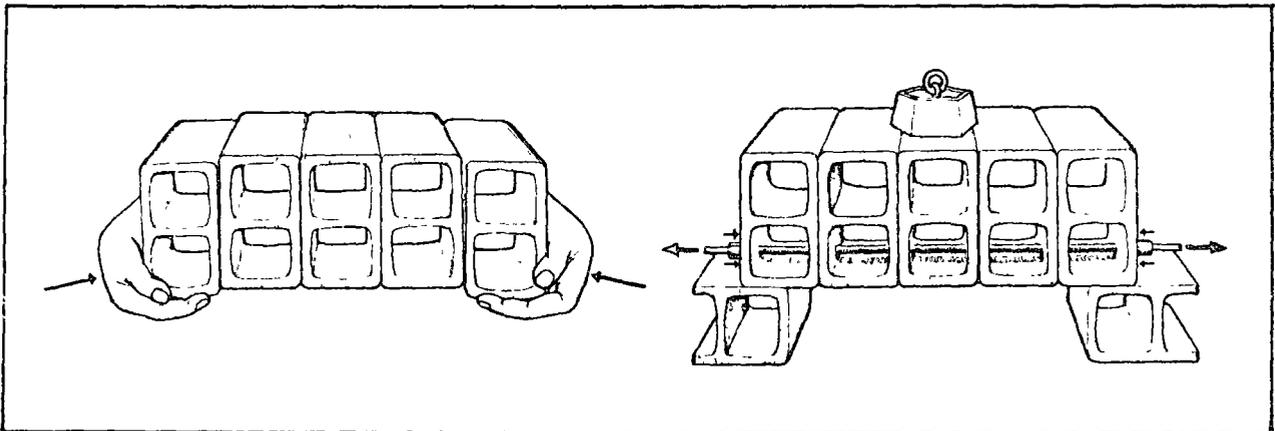


Fig 2

COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO PRESFORZADO

Analicemos para empezar, el comportamiento de una trabe de concreto no armado, sobre dos apoyos, solicitada en su centro por una carga de intensidad creciente (fig. 3).

Bajo el peso propio y la sobrecarga, la parte inferior de la trabe se tensiona y la parte superior se comprime. Como el concreto es un material que resiste mal a la tensión, con un pequeño valor de sobrecarga, la zona central se agrieta y la trabe se rompe rápidamente. En el momento de la ruptura por tensión se había llegado apenas a un treceavo de la resistencia a la compresión en la parte superior de la trabe.

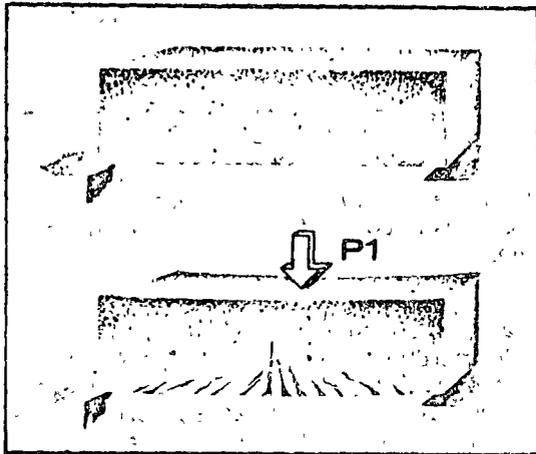


Fig. 3 Trabe de concreto

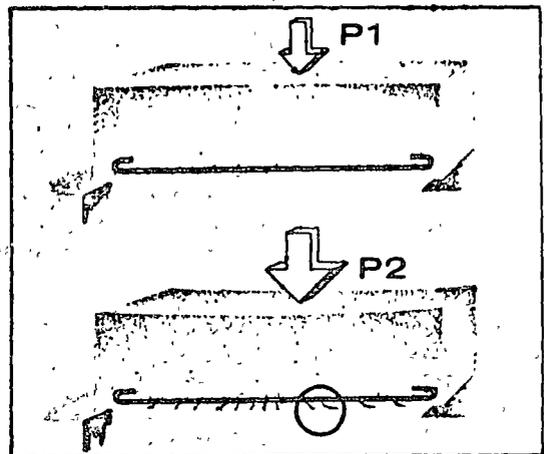


Fig. 4 Trabe de concreto armado

El hecho de que la falta de resistencia a la tensión del concreto sea responsable de la ruptura prematura de la pieza, explica el porqué los ingenieros, hace más de siglo y medio, imaginaron compensar esa falta de resistencia ahogando acero en el concreto para que ese acero tomase el esfuerzo de tensión.

Ahora consideremos la misma trabe pero con barras de acero ahogadas en la parte inferior (fig. 4). Con el aumento de la sobrecarga, el concreto de la zona inferior va de nuevo a llegar al límite de su resistencia a la tensión, pero ahora ese alargamiento y aún el mismo agrietamiento no ponen en peligro la estabilidad de la trabe, ya que las barras absorben dicha tensión.

Suponiendo que la sobrecarga que actúa sobre la trabe de concreto supere a la de diseño, las grietas se abren todavía más y la trabe adquiere una flecha visible. Esas grietas y esa flecha no desaparecerán ni con la supresión completa de la sobrecarga, por todo lo antedicho el concreto armado no es un material elástico.

Para garantizar la duración de la trabe habrá que limitar el agrietamiento, o sea, el alargamiento del refuerzo, la única forma sería limitando el esfuerzo de tensión en el acero.

La utilización de aceros y concretos de alta resistencia no aportan ninguna ventaja al concreto armado, ya que la resistencia del concreto a la compresión no rige en la mayor parte de los casos.

Ante la imposibilidad de utilizar dentro de límites económicos, los materiales actualmente a disposición del constructor, el concreto armado está destinado a quedar como un material de segunda categoría, cuando la evolución de los procedimientos y las condiciones del mercado de la construcción faciliten su suplantación definitiva por nuevas técnicas.

Consideremos ahora una trabe de concreto sin ningún armado y apliquemos dos fuerzas exteriores idénticas y constantes como se indica en la figura 5. Esas fuerzas comprimen la parte inferior y tensionan la parte superior de la trabe. Es posible siempre escoger la intensidad de las fuerzas y su posición, para que la tensión arriba y la compresión abajo queden entre límites admisibles, sobre todo teniendo en cuenta que al aplicar las fuerzas, el peso propio empieza a actuar.

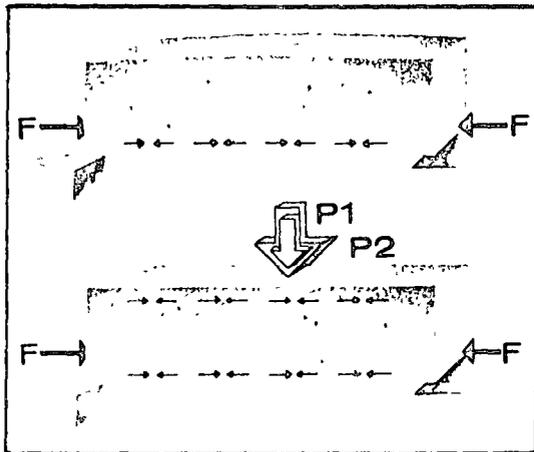


Fig 5 Fuerzas exteriores actuando sobre la trabe de concreto

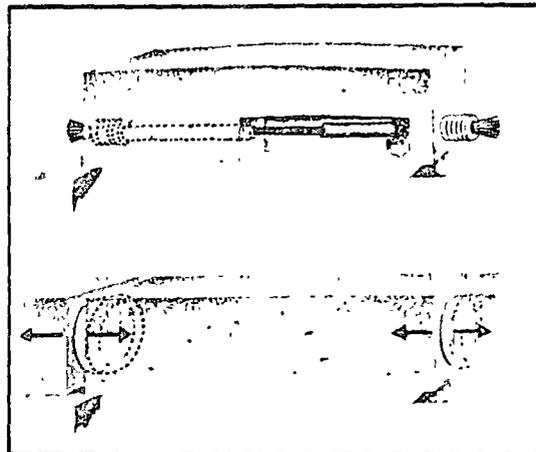


Fig 6 Aplicación practica de las fuerzas exteriores

La sobrecarga creciente crearía compresiones arriba y tensiones abajo, que combinadas con los esfuerzos existentes darán compresiones arriba y abajo en los casos corrientes, evitándose de este modo tensiones en el concreto, que desde luego no se agrieta.

Gracias a las dos fuerzas exteriores el concreto resiste ahora solo, sin ningún refuerzo, a la sobrecarga. Las fuerzas exteriores, o sea el presfuerzo, transformaron el concreto no armado en un resistente material homogéneo. Si la sobrecarga aumentara excepcionalmente, el concreto se agrietaría, pero al bajar la intensidad de la sobrecarga a su valor normal, las grietas se cerrarían de nuevo y la trabe tomaría exactamente el estado anterior bajo la acción de las dos fuerzas exteriores. Por lo tanto el concreto presforzado es un material elástico.

Las fuerzas exteriores consideradas anteriormente pueden lograrse de diversas formas: con aros precalentados, con muchas manos de albañiles, con gatos hidráulicos, (fig. 6), pero la solución práctica e industrial es la utilización de tendones especiales para presfuerzo, (alambres y barras tensados con gatos hidráulicos o con gatos planos Freyssinet).

La aplicación de las fuerzas de presfuerzo se hace siempre después del colado del concreto, pero los tendones pueden ser tensados antes del colado, técnica de la PRETENSION; o después del colado, técnica de la POSTENSION.

A continuación analizaremos esas dos técnicas.

PRETENSION

La pretensión se hace hoy en día casi exclusivamente en fábrica y según un procedimiento que no tiene nada que envidiar a los métodos de fabricación de otras industrias, sea bajo el punto de vista de mecanización, de productividad, de control de calidad o de capacidad.

Por primera vez en la historia de la construcción, con la pretensión, el arte de construir atraviesa las puertas de las fábricas y se adapta a sus reglas para poder responder a un mercado en constante expansión.

La pretensión se realiza en plantas generalmente cubiertas, sobre mesas de tendado que tienen 100 o más metros de longitud y que están provistas en cada extremo de muertos de anclaje que sirven para anclar los tendones (alambres o torones). Las fases sucesivas de las operaciones son las siguientes (fig. 7).

1.— Colocación, anclado y tensado de los tendones de presfuerzo entre los muertos.

2.— Colocación del refuerzo y fijación de los moldes a cada lado de los tendones.

3.— Colado continuo de las piezas de una misma mesa.

4.— Curado (generalmente con vapor).

5.— Destensión y corte de los tendones.

Al momento de la destensión se transfieren las fuerzas totales de los muertos a cada una de las piezas coladas. La adherencia de los tendones al concreto ya resistente asegura que la fuerza actúe a todo lo largo de la pieza que queda así presforzada.

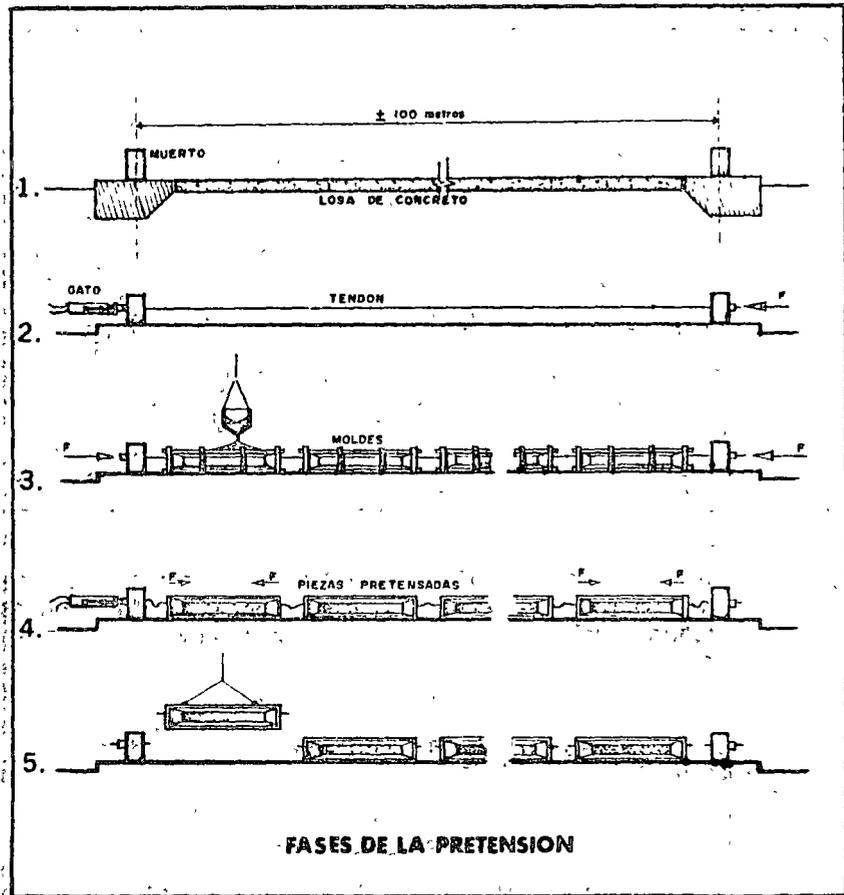


Fig. 7

Las ventajas evidentes de esta técnica son esencialmente de orden económico (fabricación a gran escala) y de calidad, por permitir el control de la mano de obra, de los materiales y de las operaciones, características de las plantas con un ciclo de producción perfectamente definido e independiente de las condiciones atmosféricas.

El volumen de producción del concreto pretensado en el mundo representa más de la mitad del concreto presforzado, sin embargo su campo de aplicación es relativamente limitado. La pretensión se aplica a elementos unidireccionales tales como vigas, viguetas, losas aligeradas o nervadas, tuberías, postes, pilotes, columnas, durmientes, canales para irrigación, etc. (fig. 8).

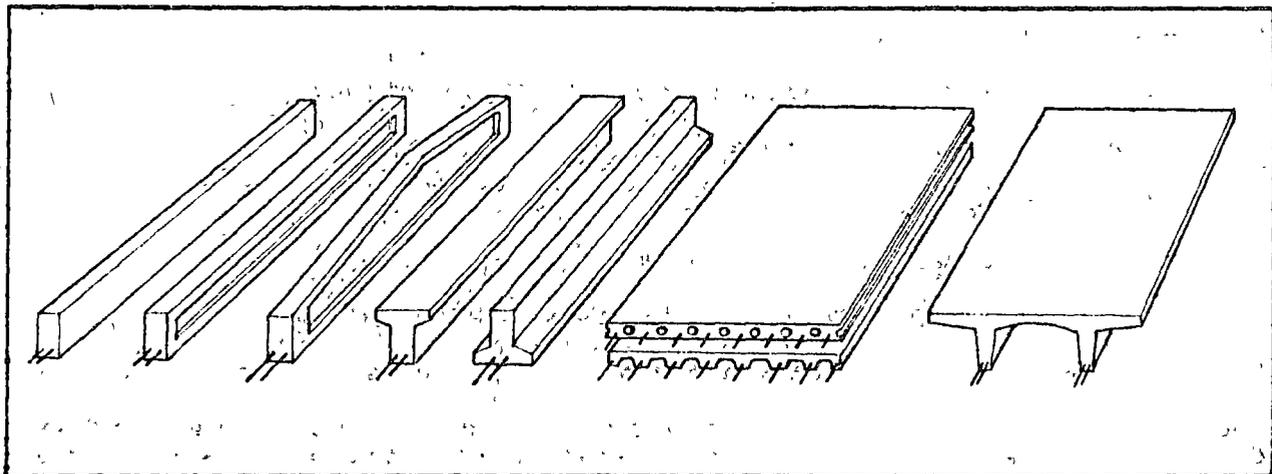


Fig 8 Elementos Pretensados

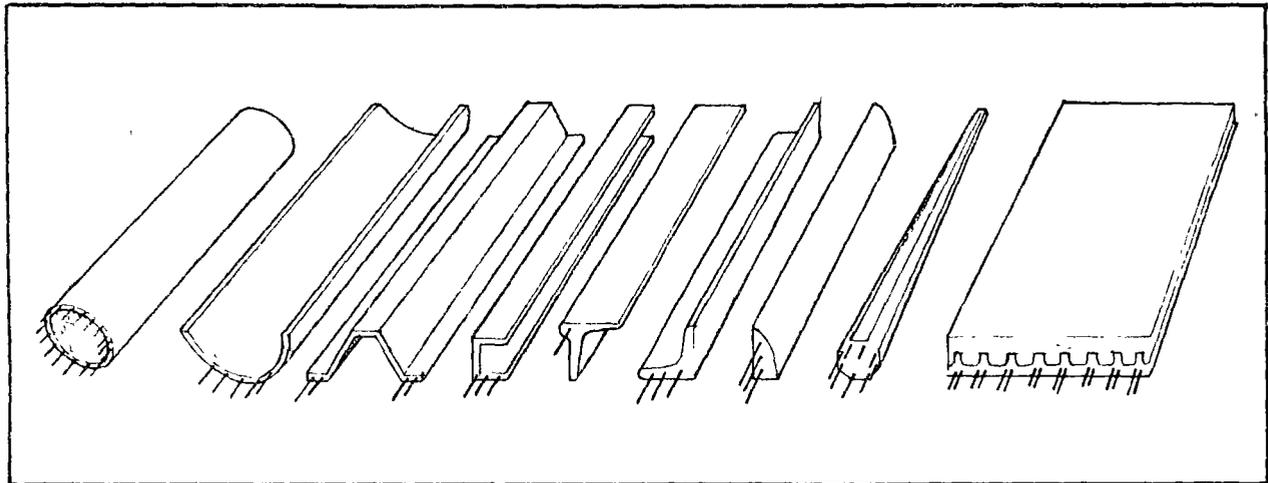


Fig 8 Elementos Pretensados

Los tendones de presfuerzo en estos elementos son rectos o casi rectos y tienen fuerzas unitarias no superiores a 12 T. Las dimensiones y los pesos de las piezas pretensadas deberán estar dentro de la capacidad de los equipos para el montaje y el transporte en cuyo costo pueden tener un influjo apreciable.

Ningún otro procedimiento de construcción tuvo utilidades más variadas que la postensión la cual, aun fuera de su campo de aplicación específico, compite cada vez con más éxito con la construcción metálica y el concreto armado.

Esta técnica se utiliza para ligar y presforzar dovelas, elementos de estructuras o estructuras completas.

Los tendones utilizados en la postensión varían del hilo de ϕ 5 mm (fuerza útil de 2T) a los cables compuestos de 70 torones de 0.6" (fuerza útil de 1000 T), pasando por todas las combinaciones posibles de fuerzas. Sus longitudes pueden variar del metro y medio (estribos postensados de puente), a los 200 metros o más (tuberías continuas o pistas de aviación). Sus trayectorias pueden tomar todas las formas imaginables para aplicar en cada punto el presfuerzo más indicado por el análisis estructural: unidireccionales (cables rectos de pilotes); bidireccionales (cables helicoidales de los cajones de reactores atómicos).

Generalmente las fases de ejecución en postensión son las siguientes:

- 1.— Colocación de la cimbra.
- 2.— Colocación del refuerzo complementario y de los cables de presfuerzo.
- 3.— Fijación de los anclajes a las cimbras.
- 4.— Colado y curado del concreto.
- 5.— Tensado de los cables con gatos especiales.
- 6.— Inyección de mortero en los ductos y sellado de los anclajes

Sin embargo según las características de la obra, la secuencia de la ejecución puede variar y el tensado aplicarse en fases. la primera lo más rápidamente posible para evitar las fisuras por retracción la segunda generalmente para retirar la obra falsa o mover la pieza, la tercera después de la carga muerta adicional. También se pueden colocar únicamente los ductos en las cimbras antes del colado e insertar los cables posteriormente.

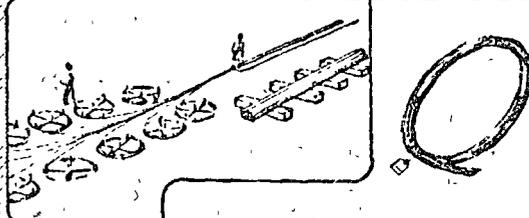
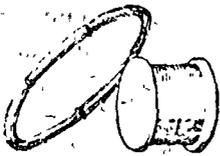
Al contrario de la pretensión, la postensión se adapta fácilmente a los requisitos de cada caso.

SECUENCIA DE LA POSTENSION

materiales
equipos

operaciones, mano de obra

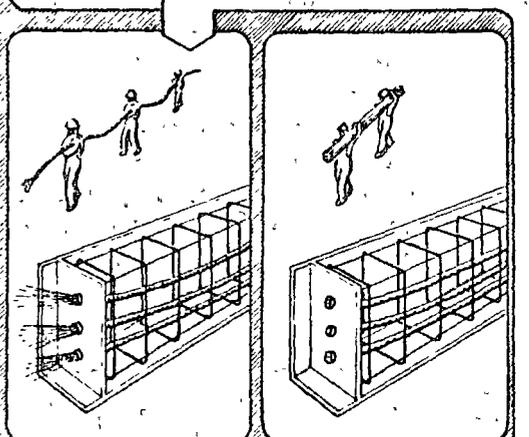
ACERO



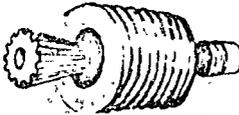
ENCOFRADOS

REFUERZO

HELIDUCTO

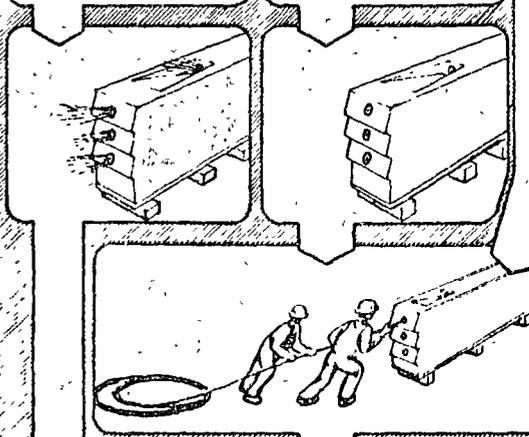


ANCLAJE



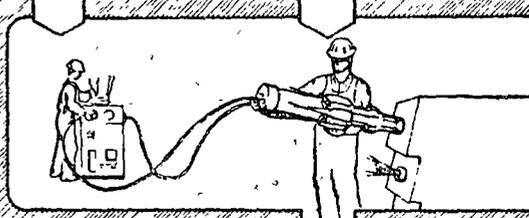
MACHO MEMBRA MANGUITO

CONCRETO



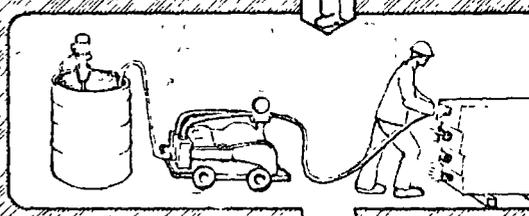
EQUIPO DE
TENSADO

- GATOS
- BOMBAS HIDRAULICAS
- MANGUERAS
- ACCESORIOS



EQUIPO DE
INYECCION

- BOMBA DE INYECCION
- TAMBORES
- MEZCLADORAS
- MANGUERAS



MORTERO
CORTE
SELLADO



El alambre para presfuerzo se suministra en rollos de 150 kg y 1.80 m de diámetro, y el torón en carretes de 130 kg y 1 20 m de diámetro. La formación del cable se hace en la obra o en planta, desenrollando simultáneamente un grupo de carretes.

Después de medido, se corta y se almacena el cable con su número de referencia.

Los encofrados y el refuerzo adicional son en general similares a los utilizados en las obras de concreto armado

En la primera alternativa se coloca el cable con su Heliducto en las cimbras o se amarra el Heliducto al refuerzo y se ensarta el cable antes del colado

En la segunda se fija el Heliducto, sin el cable, al refuerzo y se ensarta el cable después del colado. Los anclajes se fijan rigidamente a las cimbras o se colocan antes del tensado, según el diseño

Los concretos utilizados tienen resistencias $f'c$ 250 kg/cm².

El vaciado se realiza de forma tradicional, cuidándose el vibrado del concreto.

El ensartado de los cables se realiza:

1. Manualmente para cables cortos (20 metros).
2. Jalando el cable con un hilo piloto y un malacate para cables largos.

Los datos de diseño que se requieren para el tensado son:

Presiones manométricas.

Alargamientos al tensar.

Extremos tensados

Orden y fases de tensado

Consumos de cemento por metro lineal de cable:

12 Ø 5 mm	0.60 kg
12 Ø 7 mm	1.00 kg
12 Ø 1/2"	2.20 kg

Composición del mortero. 50 kg cemento + 20 l agua + 1 kg plastificante

El corte se hace después del fraguado del mortero de inyección y antes del sellado del anclaje.

VENTAJAS DEL PRESFUERZO

1.— POSIBILIDAD DE PREFABRICAR.

Cualquier estructura se puede segmentar en dovelas cuya fabricación repetitiva es más industrial, más sencilla y de calidad superior.

Los cables de presfuerzo insertados después del ensamble de las dovelas permiten establecer el monolitismo del conjunto.

2.— CLAROS O ESPACIOS MAYORES.

En edificios, los claros de 12 a 18 metros están ya al alcance de los constructores.

En silos y tanques el presfuerzo permite incrementar al doble la capacidad sin aumento de costos unitarios.

En puentes se pueden librar claros hasta de 200 metros.

En general el presfuerzo permite incrementar la dimensión y capacidad de las estructuras.

3.— REDUCCION DE PERALTES.

Para un mismo claro el concreto presforzado acepta una reducción a la mitad del peralte del elemento estructural. Para un peralte fijo, tolera frecuentemente doblar el claro.

En edificios elevados esta característica se convierte en un ahorro de varios metros de fachadas, instalaciones, etc.

4.— REDUCCION DE PESO.

Es sensible la reducción de peso, en comparación con el concreto armado. Esta ventaja es decisiva en estructuras sobre terrenos de mala calidad; en muelles transportados por flotación, en cubiertas, cascarones, etc.

5.— MAYOR SEGURIDAD A LA RUPTURA.

Una mayor seguridad a la ruptura es importante en puentes y obras de almacenamiento, ya que generalmente, aún antes de que se produzca la primera grieta, es necesario producir la descompresión del concreto y agotar toda su resistencia a la tensión, lo anterior se consigue con el presfuerzo.

6.— CONSTRUCCION MAS SENCILLA

Una vez realizado el presfuerzo, las estructuras prefabricadas tienen un comportamiento idéntico al de las coladas en sitio; sin embargo, la construcción de una obra prefabricada es incomparablemente más fácil que la de concreto armado colado en sitio.

7.— ESTRUCTURA SIN JUNTAS.

En pistas, tuberías, edificios de gran longitud, puentes, etc., la realización de elementos continuos, monolíticos, de más de 300 metros es hoy día posible gracias a la utilización del postensado.

8. RESISTENCIA A LA CORROSION.

El presfuerzo asegura una resistencia incomparablemente más eficaz a los agentes atmosféricos, ya que conserva al concreto sin agrietamiento y algunas veces con compresiones residuales.

9. RESISTENCIA AL FUEGO.

La resistencia al fuego del concreto presforzado es al menos idéntica a la del concreto armado e incomparablemente superior a la de las estructuras metálicas.

10. RESISTENCIA A LAS FUERZAS DINAMICAS.

El concreto presforzado regresa a su estado inicial al retirarse las cargas. Por esta razón, es perfectamente indicado en estructuras que deben soportar vibraciones, como los puentes, cimentaciones de máquinas, durmientes, torres, etc.

11. HERMETICIDAD A LOS LIQUIDOS.

Por su homogeneidad y condición de no agrietamiento, ofrece ventajas respecto a otros materiales, en la construcción de silos, tanques, tuberías, albercas, cajones para reactores atómicos, etc

12.- MANTENIMIENTO NULO.

Las estructuras de concreto presforzado tienen muy escaso mantenimiento por la calidad de materiales que se emplean, la precisión de su dimensionamiento y su homogeneidad

13.-- AUTO-PRUEBA DE MATERIALES

Al aplicar el presfuerzo se prueba en la misma operación la calidad del cable y la del concreto. Si estos materiales no cumplen las especificaciones, la falla se produce en el momento y jamás posteriormente, ya que al presforzar se tienen las condiciones críticas.

14. AUTORREPARACION DE LA ESTRUCTURA.

Si una estructura presforzada quedase excepcionalmente bajo cargas superiores a las del diseño se agrietaría, pero al reducirse las cargas se cerrarían las grietas.

15. GANANCIA INDIRECTA.

Los ahorros indirectos que se obtienen en cimentaciones, volúmenes de terracerías, impermeabilizaciones, juntas de dilatación, fachadas, instalaciones, etc., son importantes debido a la introducción del presfuerzo.

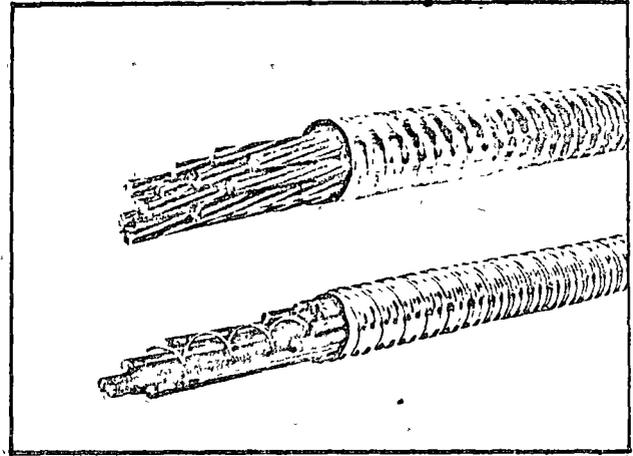
MATERIALES

CABLES

El cable FREYSSINET está constituido por un haz de alambres o torones de acero de elevado límite elástico. Según el esfuerzo requerido se utilizan alambres o torones de diferentes diámetros.

Los cables van alojados en conductos de fleje de acero que los aíslan del concreto o bien se enfilan después del colado en conductos reservados en el concreto.

Los cables descritos están generalmente compuestos de doce elementos. Cuando el esfuerzo requerido es menor, se utilizan corrientemente elementos aislados (alambres o torones) o bien grupos limitados a 2 o 3 alambres o torones.



DENOMINACIONES.

Las unidades FREYSSINET se designan por el número de elementos, la letra \emptyset para los alambres, T para los torones y el diámetro del acero en mm.

Ejem.: 12 \emptyset 7 designa un cable de 12 alambres de 7 mm.

Excepcionalmente el diámetro de los torones 12.7 se da en medida inglesa (cable 12 T 1/2" para evitar confusiones con el cable 12 \emptyset 7).

FUERZAS

Las fuerzas de las unidades FREYSSINET varían de 10 T en el caso de los monotorones hasta 1000 toneladas en los cables formados por decenas de torones. La fabricación industrial de anclajes cables y equipos, así como la necesidad de normalizar las operaciones de tensado y su control nos han conducido a limitar el número de unidades que son universalmente conocidas y utilizadas. Las más comunes son las siguientes:

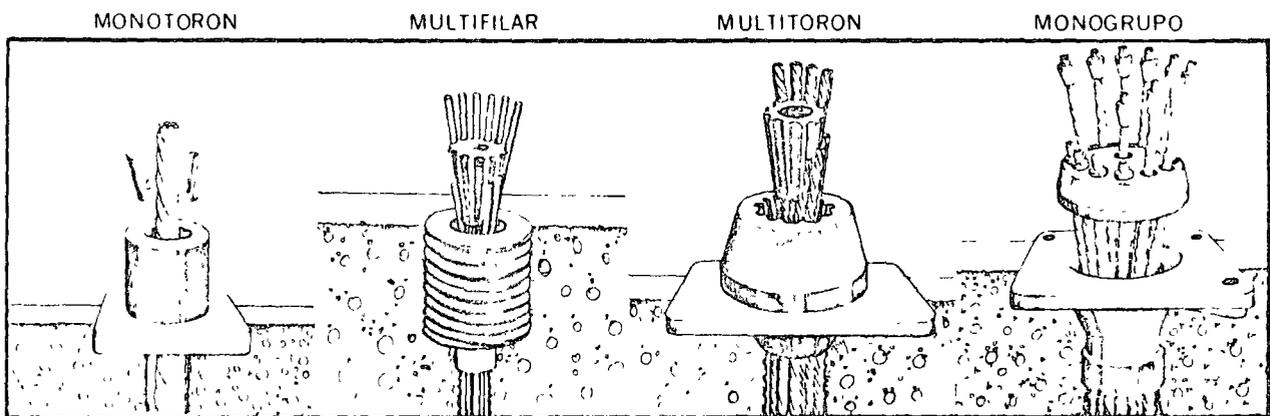
A C E R O	ESQUEMA	Composición	Sección	Peso	Fuerza Rotura	Esfuerzo Rotura	Heliducto
			mm ²	kg/ml	T	kg/mm ²	Ø mm
MONOTORONES		1 \emptyset 3/4"	51.6	0.408	9.5	185	—
		1 \emptyset 1/2"	92.9	0.735	16.7	180	—
MULTIFILARES		12 \emptyset 5mm	235	1.9	37.0	160	30
		12 \emptyset 7mm	462	3.7	69.0	150	39
		12 \emptyset 8mm	603	4.8	90.0	150	45
MULTITORONES		12 \emptyset 1/2"	1120	9.2	200.0	180	60
		12 \emptyset 0.6"	1670	13.5	300.0	180	75
MONOGRUPO		15-19 \emptyset 0.6"	2635	20.9	431.0	170	105
		13-19 \emptyset 0.6Δ"	3097	24.3	550.0	180	105
		19 \emptyset 0.7"	4000	31.4	700.0	175	105

Dependiendo de la importancia de la obra, del espacio disponible y del plazo de ejecución de la obra, se adopta una de las tres soluciones siguientes.

- a) Fabricación a mano a un lado de la cimbra.
- b) Instalación mecánica, próxima a la obra, con 12 devanadoras y un cabrestante.
- c) Producción en fábrica con máquinas y entrega a pie de obra por camiones.

ANCLAJES

El extraordinario desarrollo de los procedimientos Freyssinet en el mundo se explica, en parte, por la sencillez de sus anclajes. No se requiere ninguna preparación, corte a medida o injerto. Los anclajes quedan siempre fijos al concreto y es el cable el que se estira a través de los conos. Esta característica general simplifica de forma notable las operaciones en obra.



Anclajes para Postensado

Los anclajes Freyssinet están compuestos de dos elementos:

- 1) Un cuerpo de bloqueo cónico llamado "cono Macho" que lleva en su superficie estrias para el alojamiento de los alambres o torones y un orificio central que permite inyectar mortero en el interior del ducto después del tensado del cable
 - 2) Un cuerpo llamado cono hembra que presenta una cavidad central de forma cónica.
-) Eventualmente una placa de repartición de los aceros

Los conos hembras para cables 12 ϕ 5 o 12 ϕ 7, de forma exterior cilíndrica son de concreto fuertemente zunchado. Su cavidad central, cónica, va revestida de un arrollamiento de alambre de acero duro con espiras yuxtapuestas sobre el cual actúan los hilos del cable. Generalmente se les utiliza con un cono macho de hormigón desnudo o revestido de carborundum.

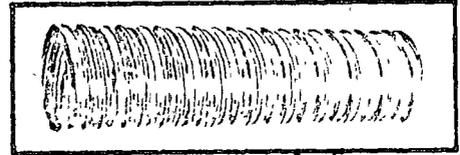
Los conos macho y hembra para torones (12 T 1/2") son siempre de acero.

CONDUCTOS

heliducto

El HELIDUCTO es un conducto de fleje laminado, engargolado que garantiza el aislamiento de los cables, del concreto. El suministro se hace en tramos de 6 m y el empalme entre trozos se obtiene con manguitos roscados; la impermeabilidad de la unión se complementa con un arrollamiento de cinta adhesiva.

Los HELIDUCTOS se suministran en las siguientes medidas de diámetro interior:



Diámetros	30	33	36	39	42	45	48	51	54	57	60	63	66	69	72
Peso/ML	0.30	0.35	0.39	0.42	0.46	0.49	0.52	0.55	0.59	0.62	0.65	0.68	0.72	0.75	0.78

Sus principales características son:

- Impermeabilidad al mortero.
- Resistencia al aplastamiento y a la vibración.
- Rigidez necesaria para no flechar entre los estribos.
- Flexibilidad suficiente para curvarse, según los radios del proyecto.
- Fricción baja: Alambres f-0.23 b-13/1000 rad/m
- Torones: f-0.20 b-9/1000 rad/m.
- Adherencia elevada al concreto por su troquelado profundo.

COLOCACION.

Los heliductos se colocan, a veces, vacíos en la cimbra y se fijan a los estribos y los cables se enfilan posteriormente, después del colado y endurecimiento del concreto. Este es el caso, por ejemplo, de los puentes construidos en voladizo o de algunos elementos de construcción prefabricados y unidos por presfuerzo.

En estos casos, con el fin de evitar la ovalización del heliducto, se le da rigidez introduciendo un tubo de plástico (poliducto) de diámetro ligeramente inferior que se quita después del colado.

PROCEDIMIENTOS

TENSADO

En general se procede al tensado de los cables, cuando el concreto alcanza 80% de f'c. La operación se realiza con equipos especiales adaptados a cada familia de cables.

Un juego de equipos de tensado está constituido por:

Un gato hidráulico de tensado de triple acción: tensado, bloqueo del cono macho y liberación del cable.

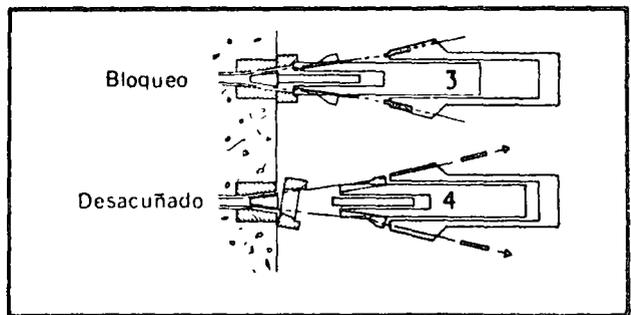
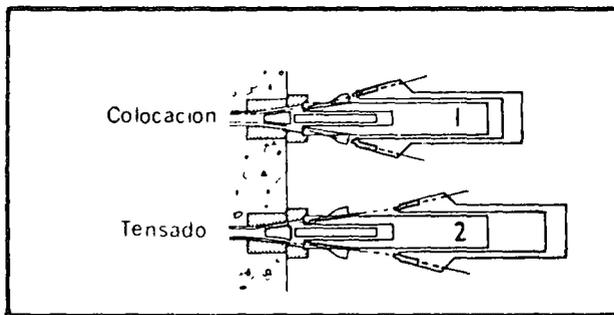
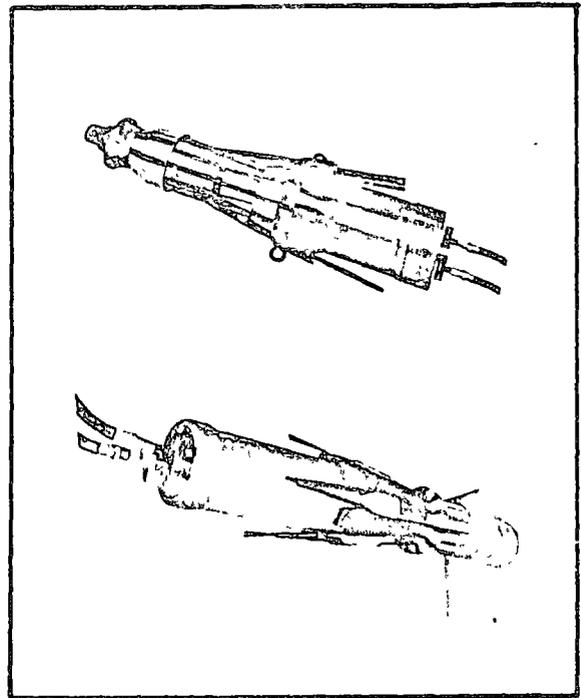
Una bomba de tensado (manual o eléctrica) capaz de desarrollar presiones de 350 a 650 kg/cm² con mangueras y conexiones.

GATOS

Para cada unidad de presfuerzo existe un gato apropiado para su tensado. Los gatos poseen un circuito de tensión y un circuito de bloqueo.

En los gatos 12 ϕ 5 y 12 ϕ 7 la fijación de los alambres se hace por medio de cuñas. Estos gatos poseen un sistema de desacuñado automático. En los otros gatos, la fijación de los alambres se hace por medio de mordazas.

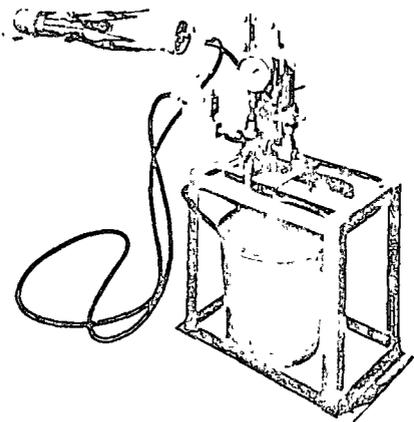
Cuando el gato de tensión se vacía y cesa su efecto, la tensión del cable arrastra al cono macho a su alojamiento y el anclaje queda realizado gracias a la conicidad de las piezas de contacto.



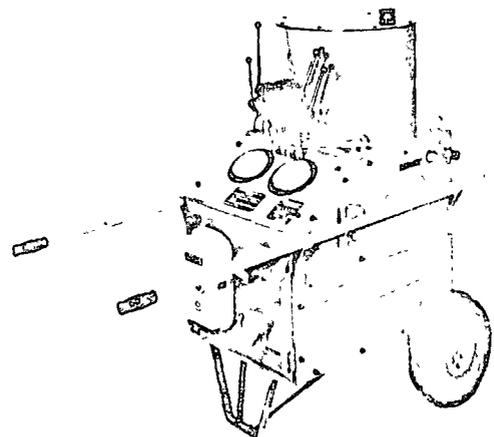
BOMBAS

La elección del tipo de bomba depende esencialmente de la importancia de la obra, de la frecuencia de las operaciones de presfuerzo y de la posibilidad de disponer de corriente eléctrica trifásica.

Es regla habitual recurrir a las bombas eléctricas cuando el número de tensados supera a 10 por día.



Bomba Manual Tipo P1

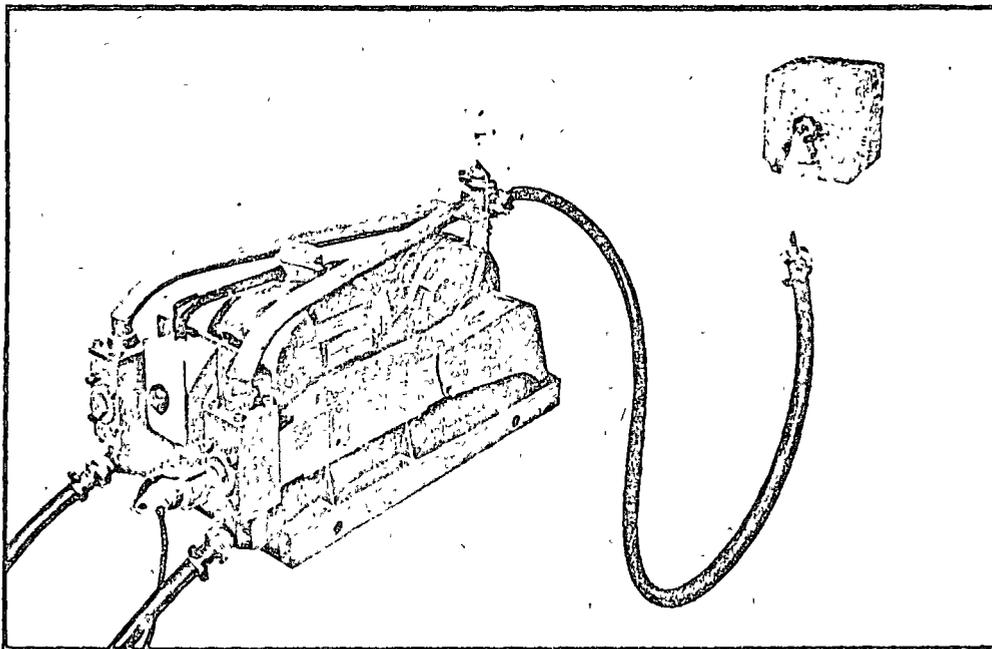


Bomba Electrica Tipo P5

INYECCION

La inyección de mortero a presión se realiza para proteger el acero de presfuerzo contra la corrosión y también para establecer la adherencia entre el cable y el concreto, a fin de mejorar la resistencia a la rotura de la estructura.

La inyección se hace con bombas especiales manuales o eléctricas, que aseguran la operación de forma continua y bajo presiones que varían de 4 a 8 kg/cm².



Bomba de inyección.

SERVICIOS COMERCIALES

FREYSSINET, S. A., ofrece a sus clientes, con el respaldo de la primera y más vasta organización de especialistas del mundo, un sistema completo de servicios que cubren las necesidades del constructor y están adaptados a su experiencia propia.

- A.— Diseños de estructuras, instalaciones, equipos.
- B.— Venta de anclajes, heliducto, renta del equipo con su operador.
- C.— Servicio completo de presfuerzo. Material, mano de obra y equipos.
- D.— Renta de equipos y carros para la construcción de puentes.
- E.— Organización, control y supervisión de obras de presfuerzo.
- F.— Servicio de técnicas complementarias al presfuerzo.
- G.— Venta de equipos y materiales para plantas de presfuerzo.
- H.— Planeación y estudio de instalaciones de Prefabricación.

"El espíritu del presfuerzo es voluntad de progreso en el conocimiento y utilización de las propiedades de los materiales de construcción, de elevación del nivel de precisión y escrupulo científicos en el estudio y ejecución; un más alto grado de probidad técnica; un ennoblecimiento del arte de construir.

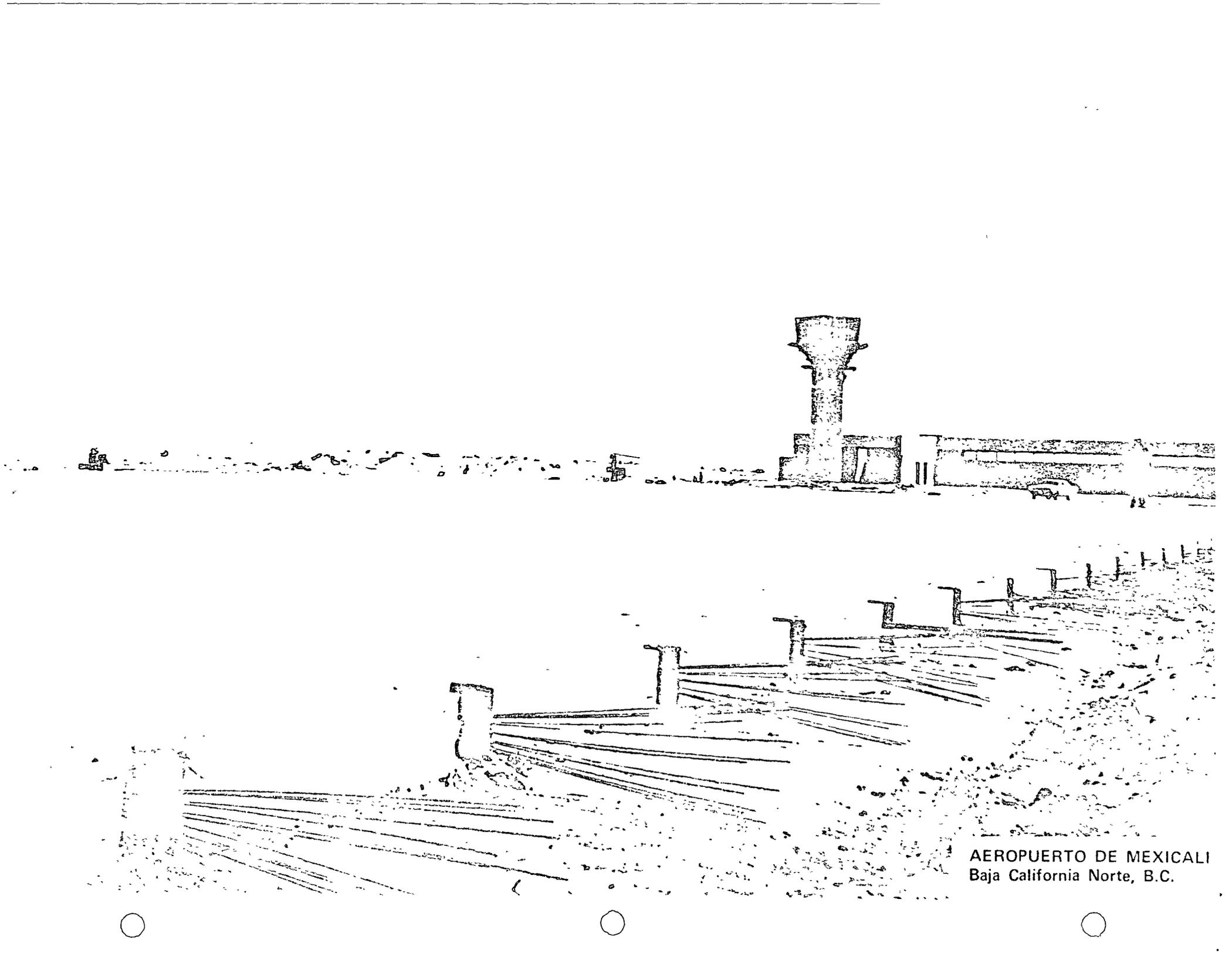
Cuando un constructor apasionado por su arte se ha elevado a este nivel, cuando ha estudiado y perfeccionado completamente una construcción en el espíritu del presfuerzo antes que lo permitan las técnicas actuales, no puede regresar a sus hábitos anteriores sin tener el sentimiento de una mengua.

Es tan grande el poder del espíritu sobre la materia, que este cambio de punto de vista basta para hacer posible lo que antes era considerado imposible."

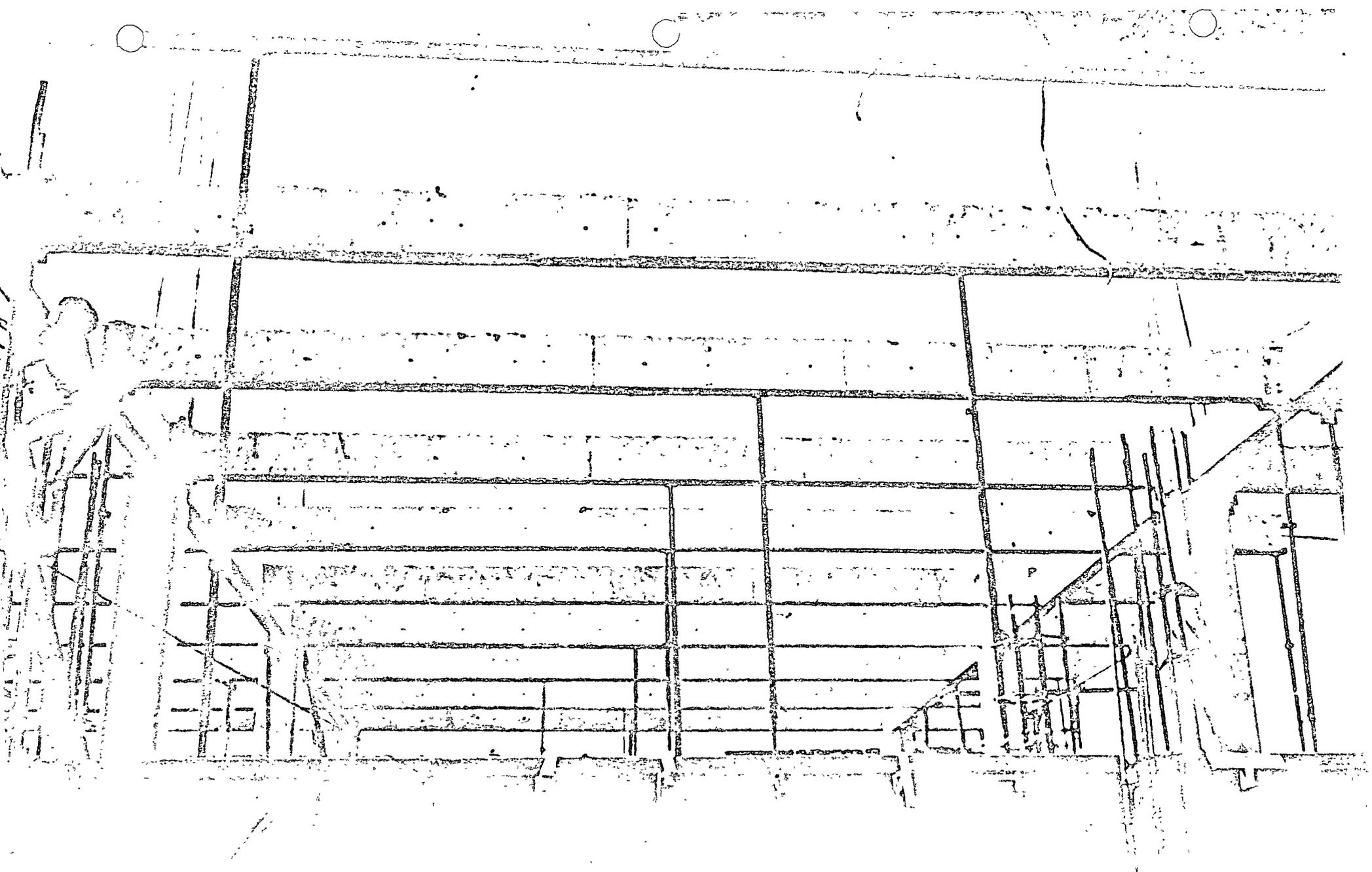
EUGENIO FREYSSINET



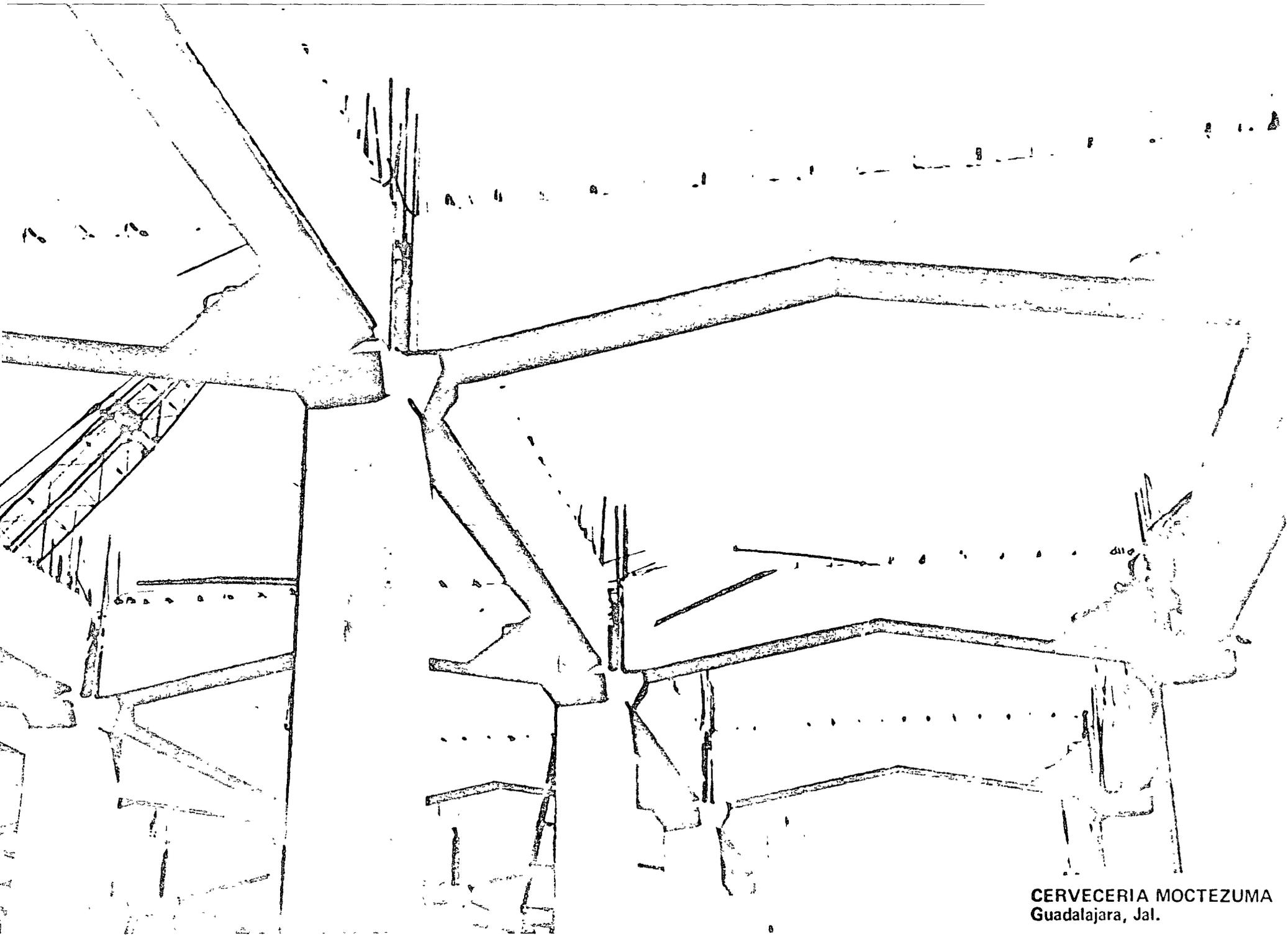
VIADUCTO BOSQUES DE REFORMA
Propietario: BOSQUES DE LAS LOMAS.
Directores de obra: ESINPLASA
Construcción: doble voladizo de concreto presforzado
Claros: 45-80-45 m -Altura máxima del suelo: 40 m
Anchura: Dos cajones de 14 m cada uno
Avance de colados: 4 x 3.15 m por semana
Pilas, realizadas con cimbras deslizantes
Diseño procedimiento y construcción FREYSSINET, S A



AEROPUERTO DE MEXICALI
Baja California Norte, B.C.

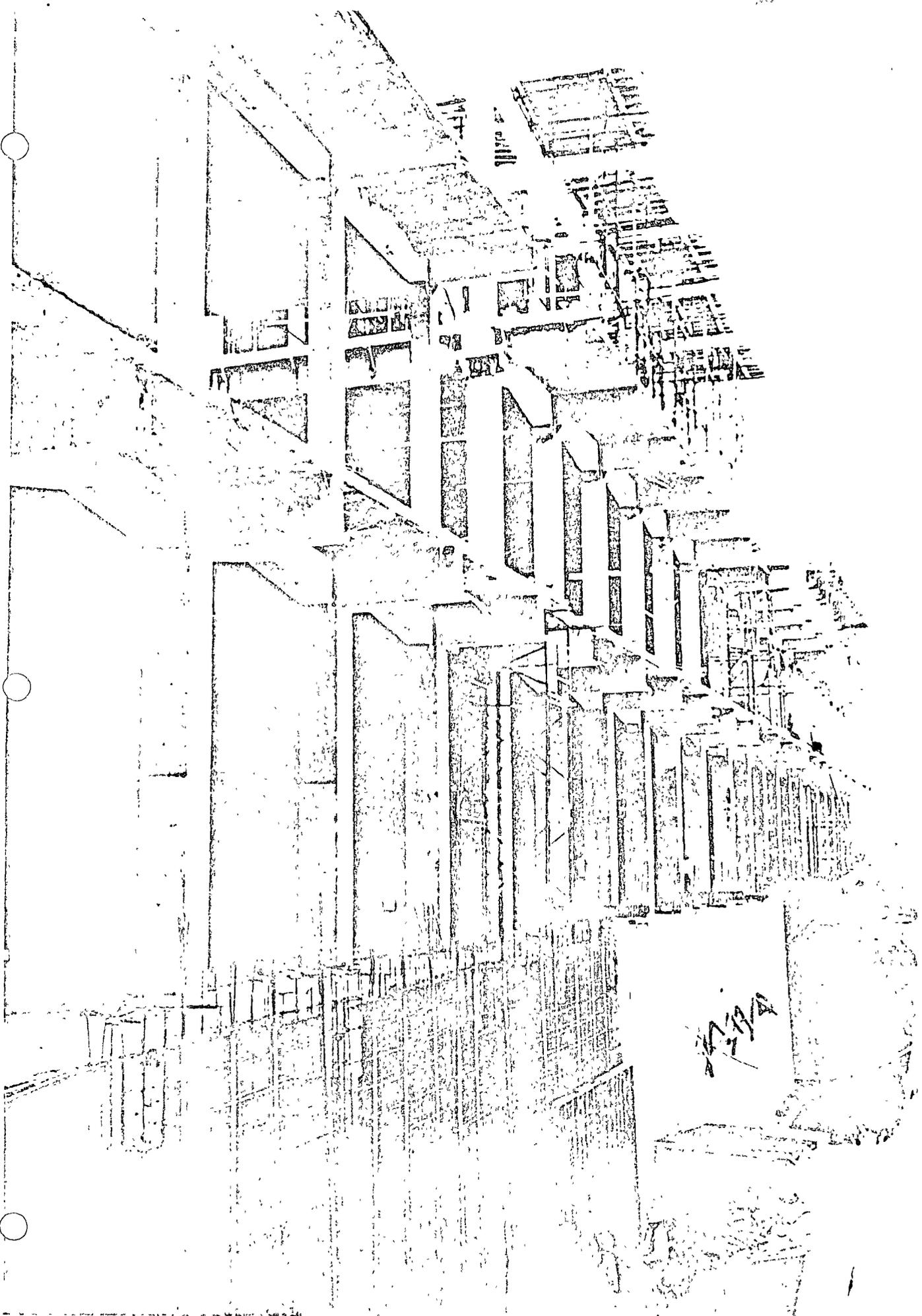


EDIFICIO ARCOS DE BELEM
México, D. F.

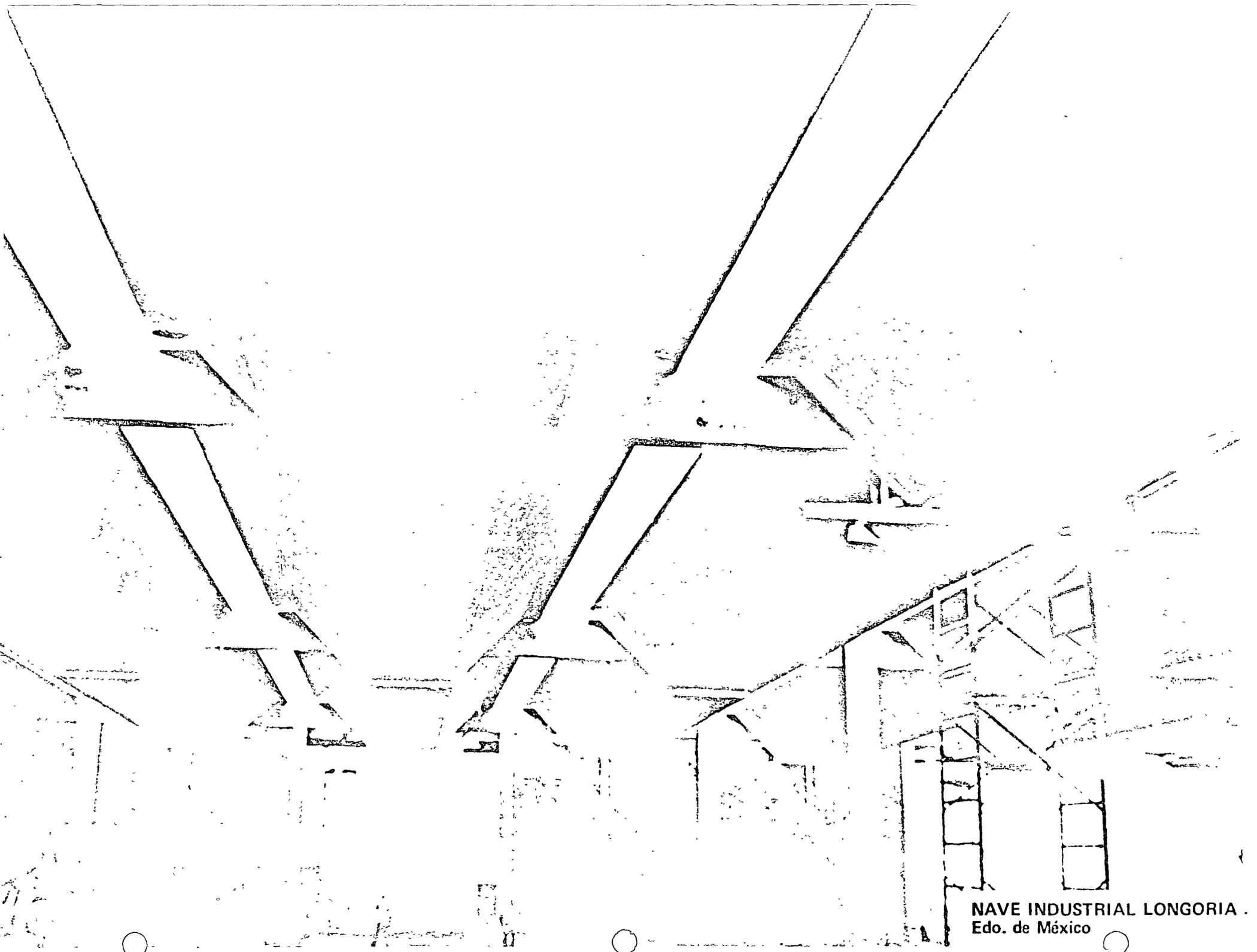


CERVECERIA MOCTEZUMA
Guadalajara, Jal.

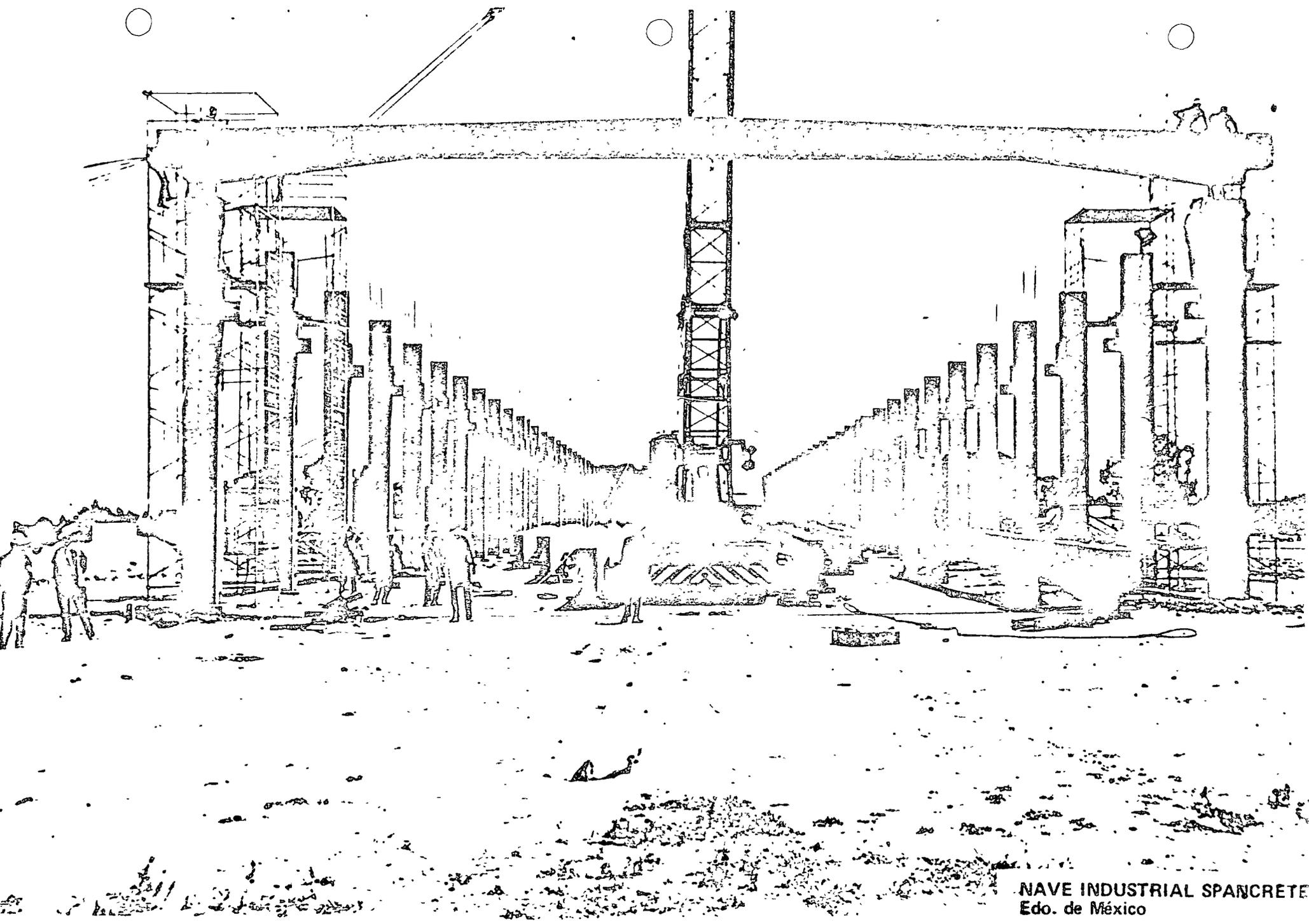




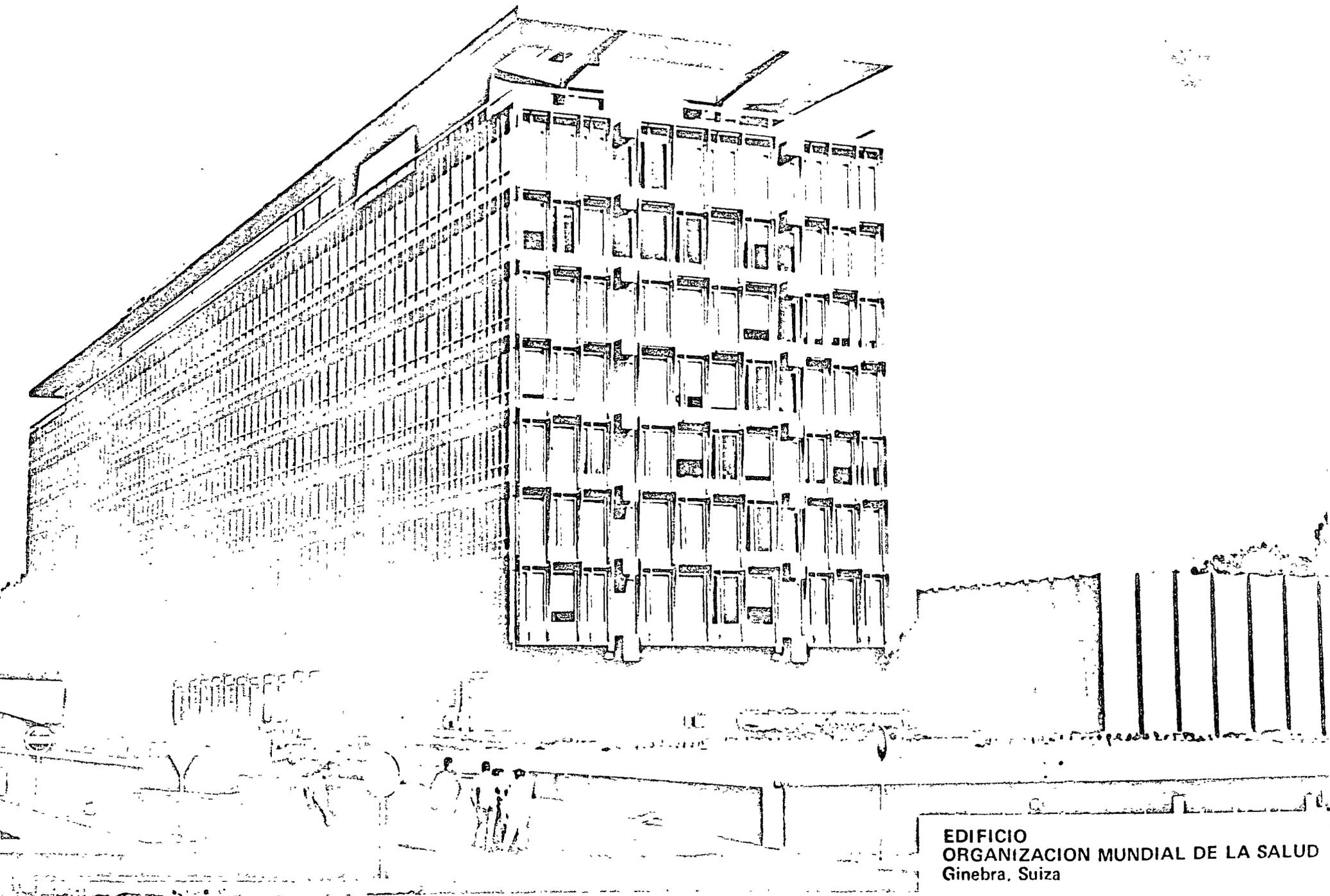
CERVECERIA MOCTEZUMA
Guadalajara, Jal.



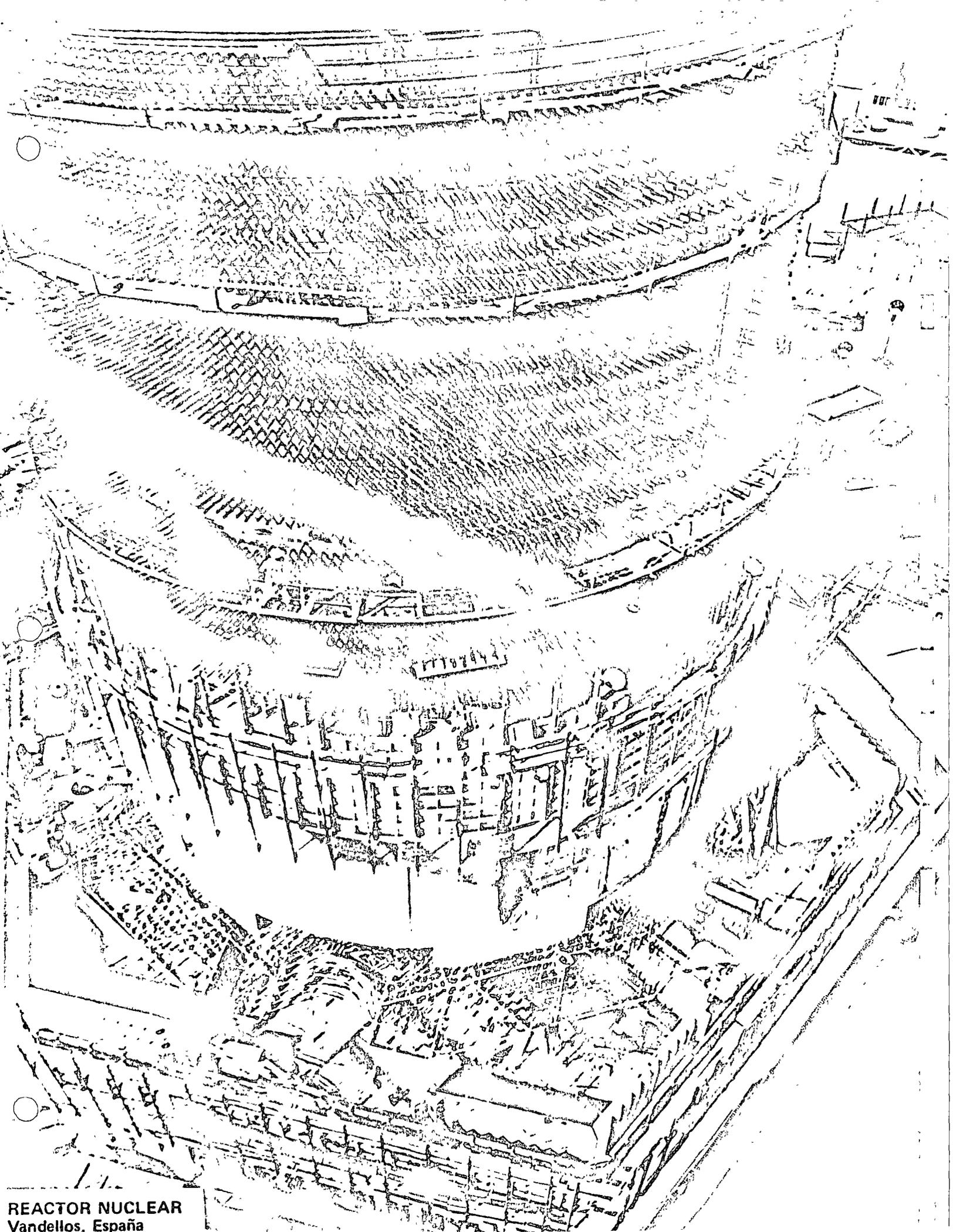
NAVE INDUSTRIAL LONGORIA .
Edo. de México



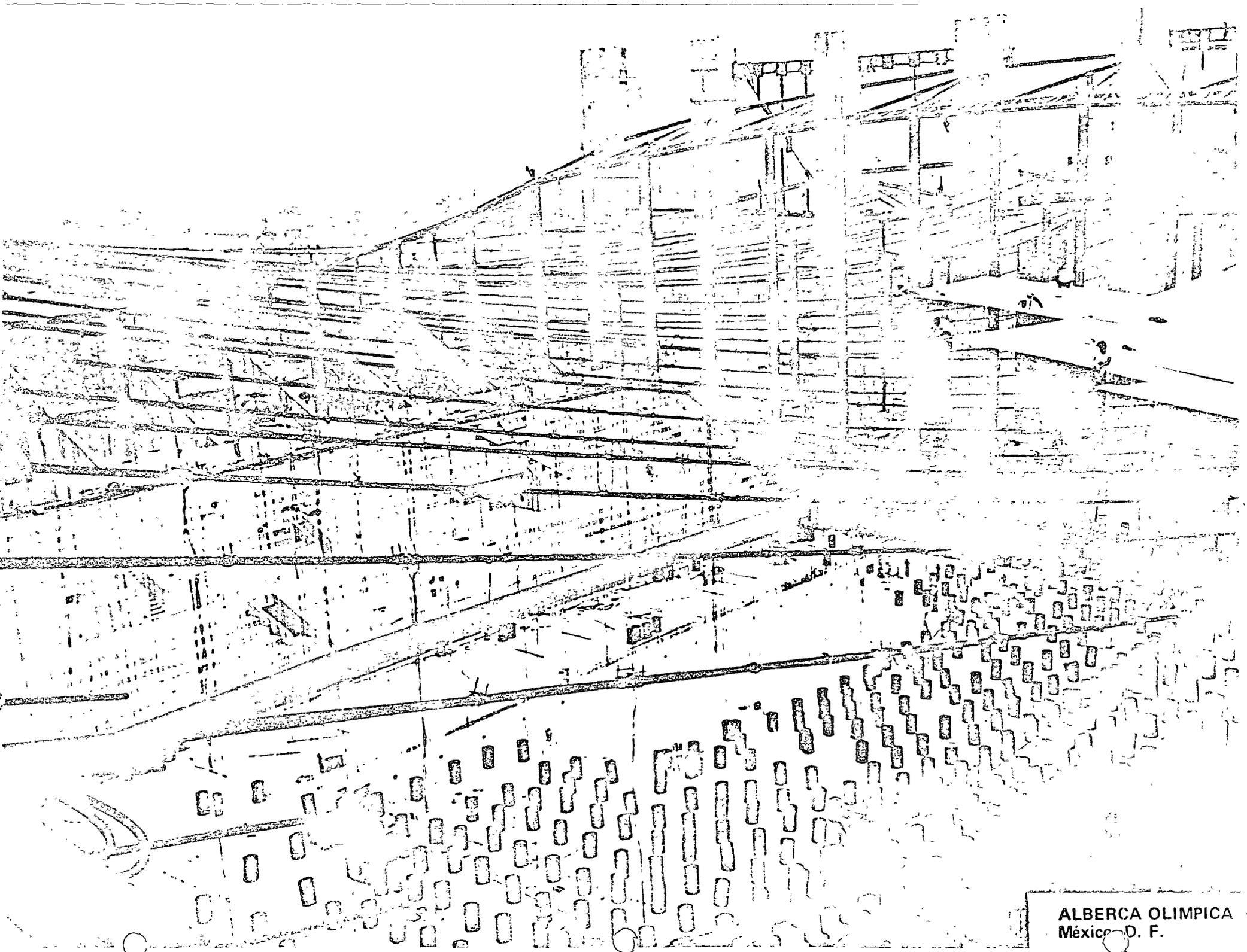
NAVE INDUSTRIAL SPANCRETE
Edo. de México



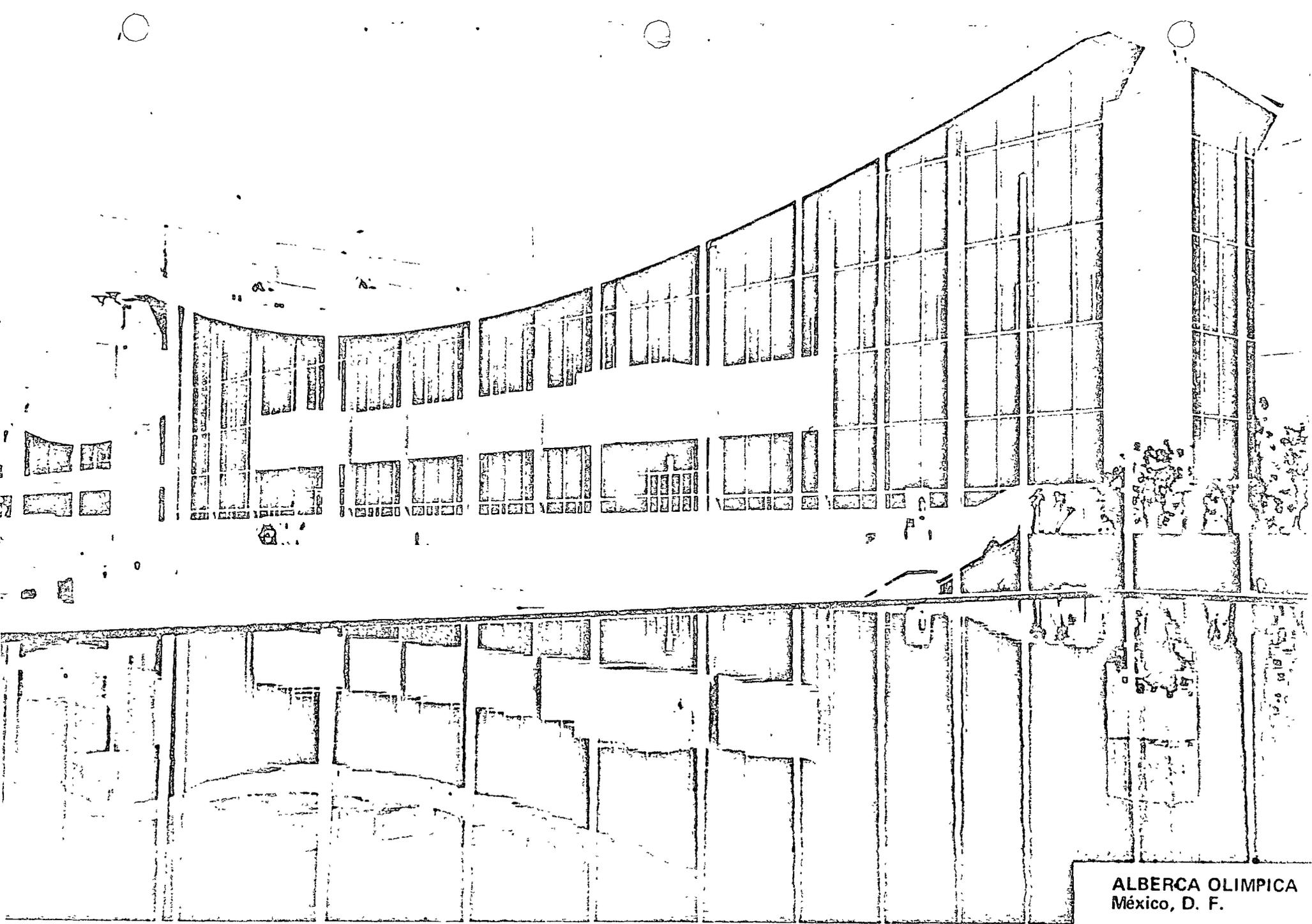
EDIFICIO
ORGANIZACION MUNDIAL DE LA SALUD
Ginebra, Suiza



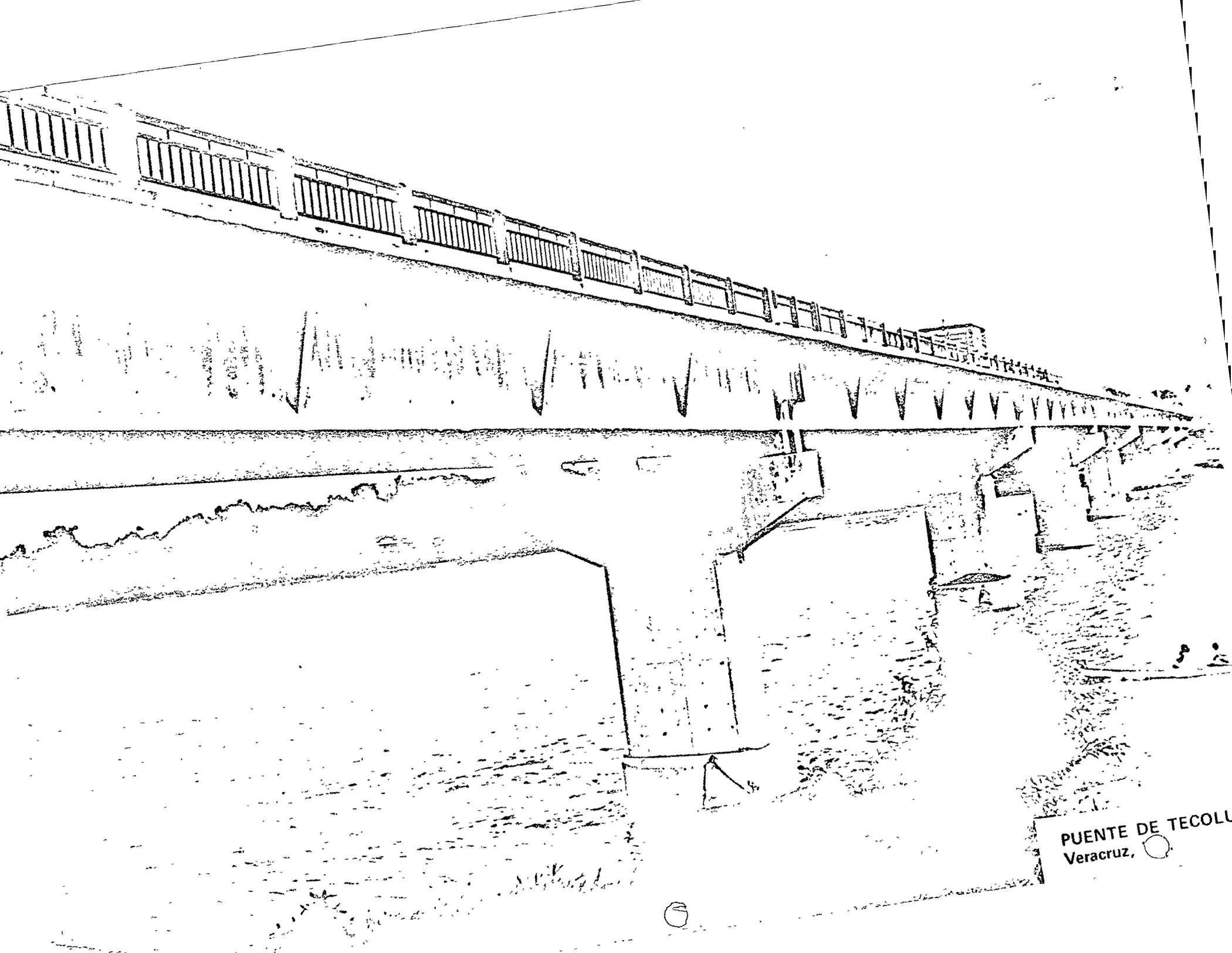
REACTOR NUCLEAR
Vandellos, España



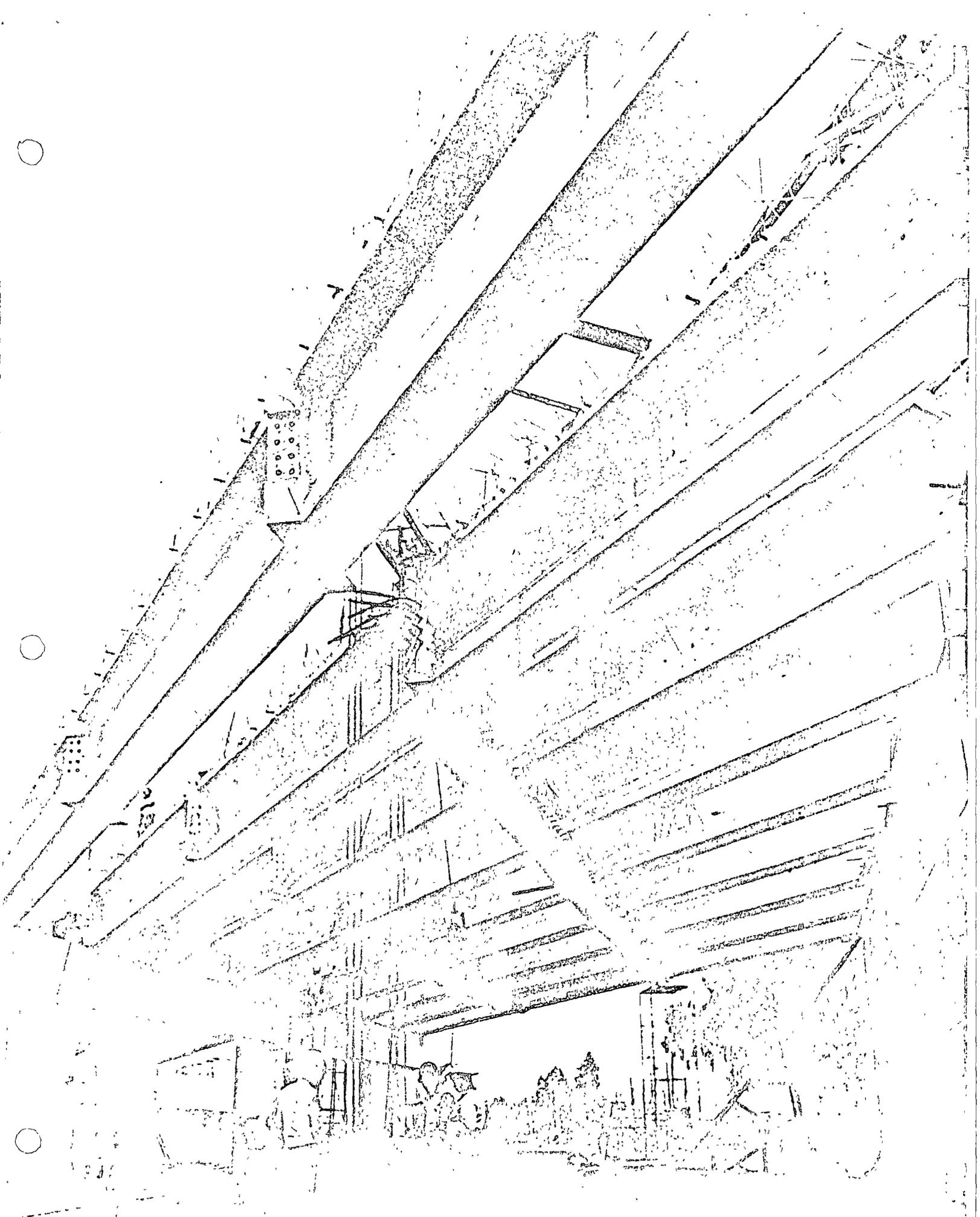
ALBERCA OLIMPICA
México D. F.



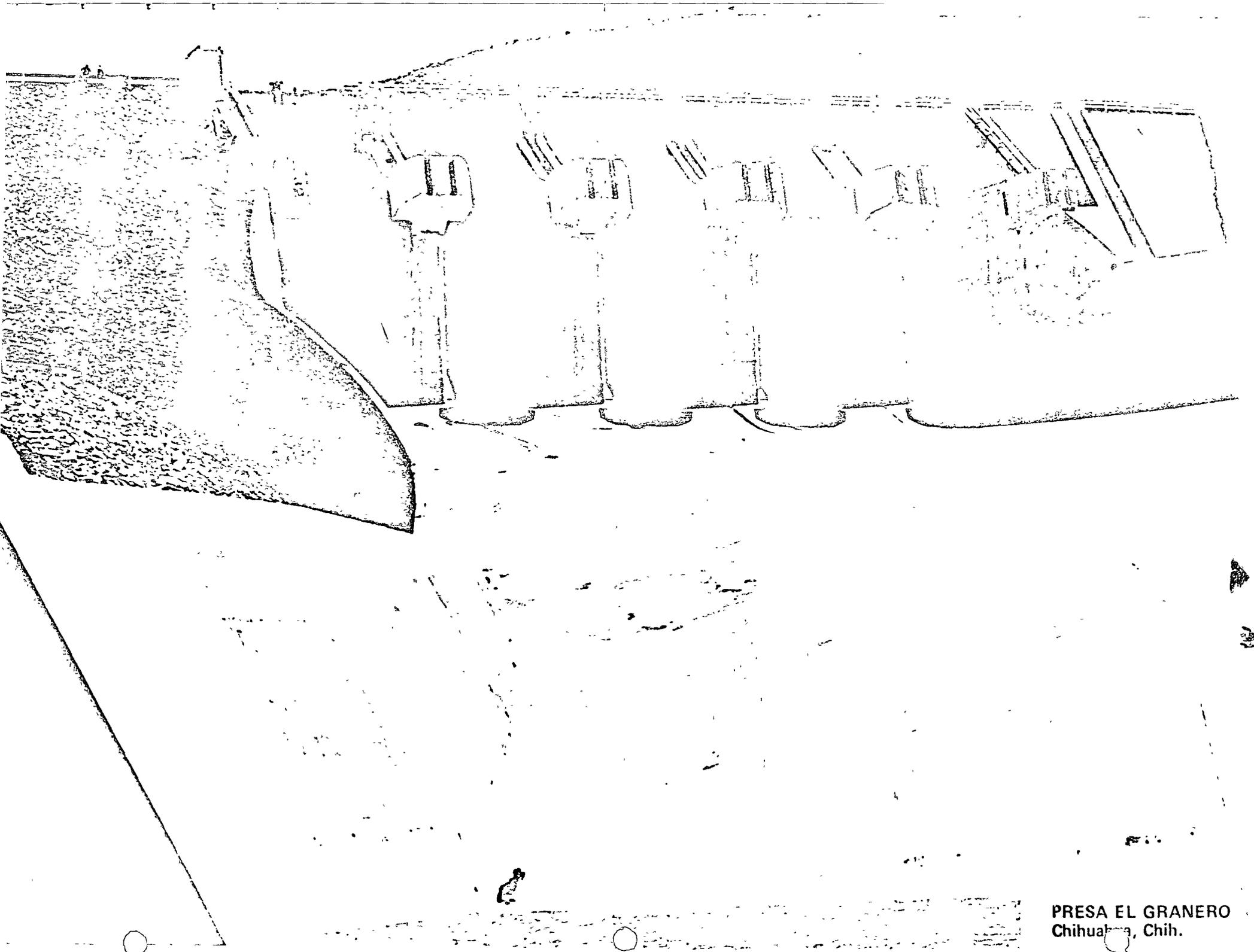
ALBERCA OLIMPICA
México, D. F.



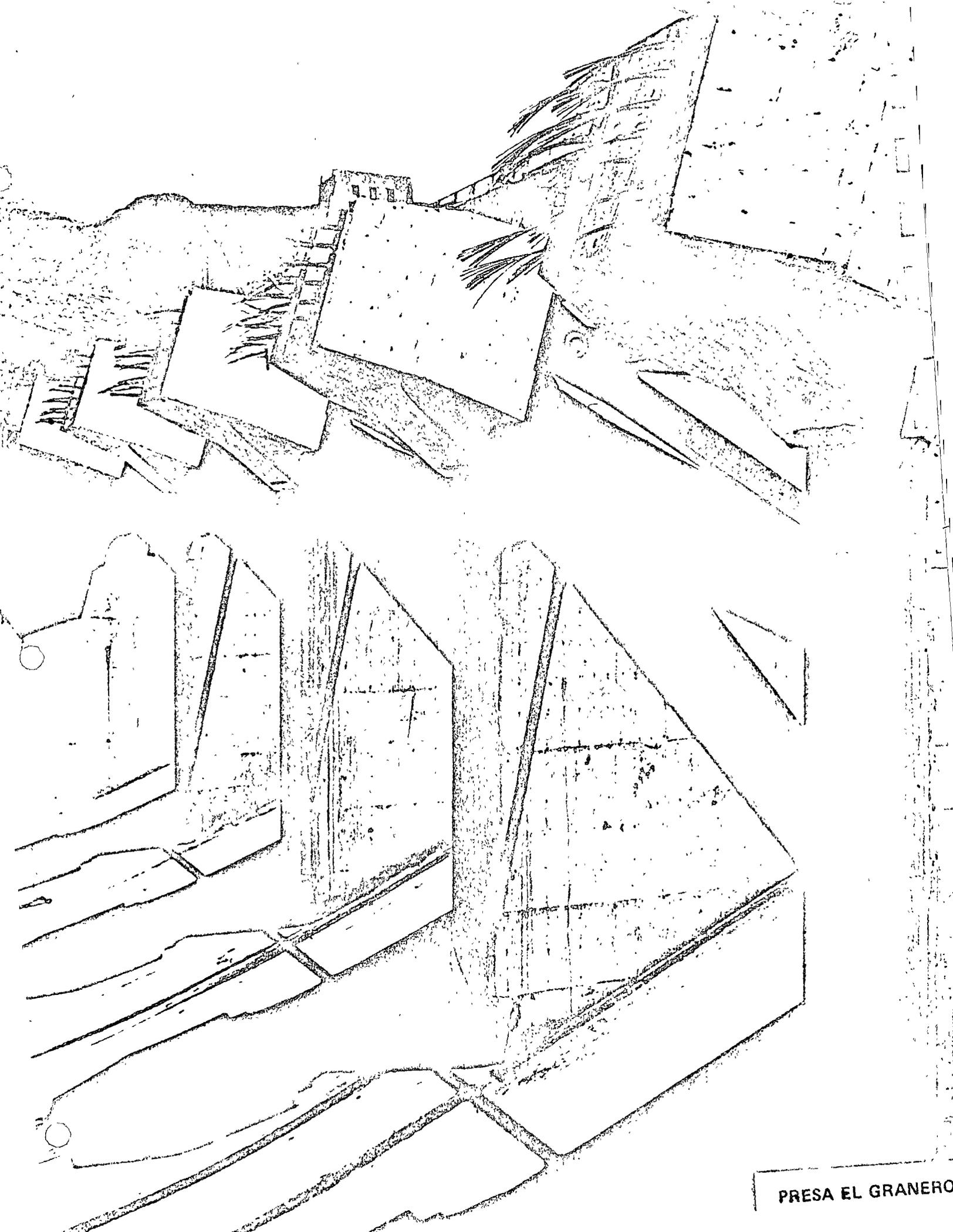
PUENTE DE TECOLU
Veracruz, 



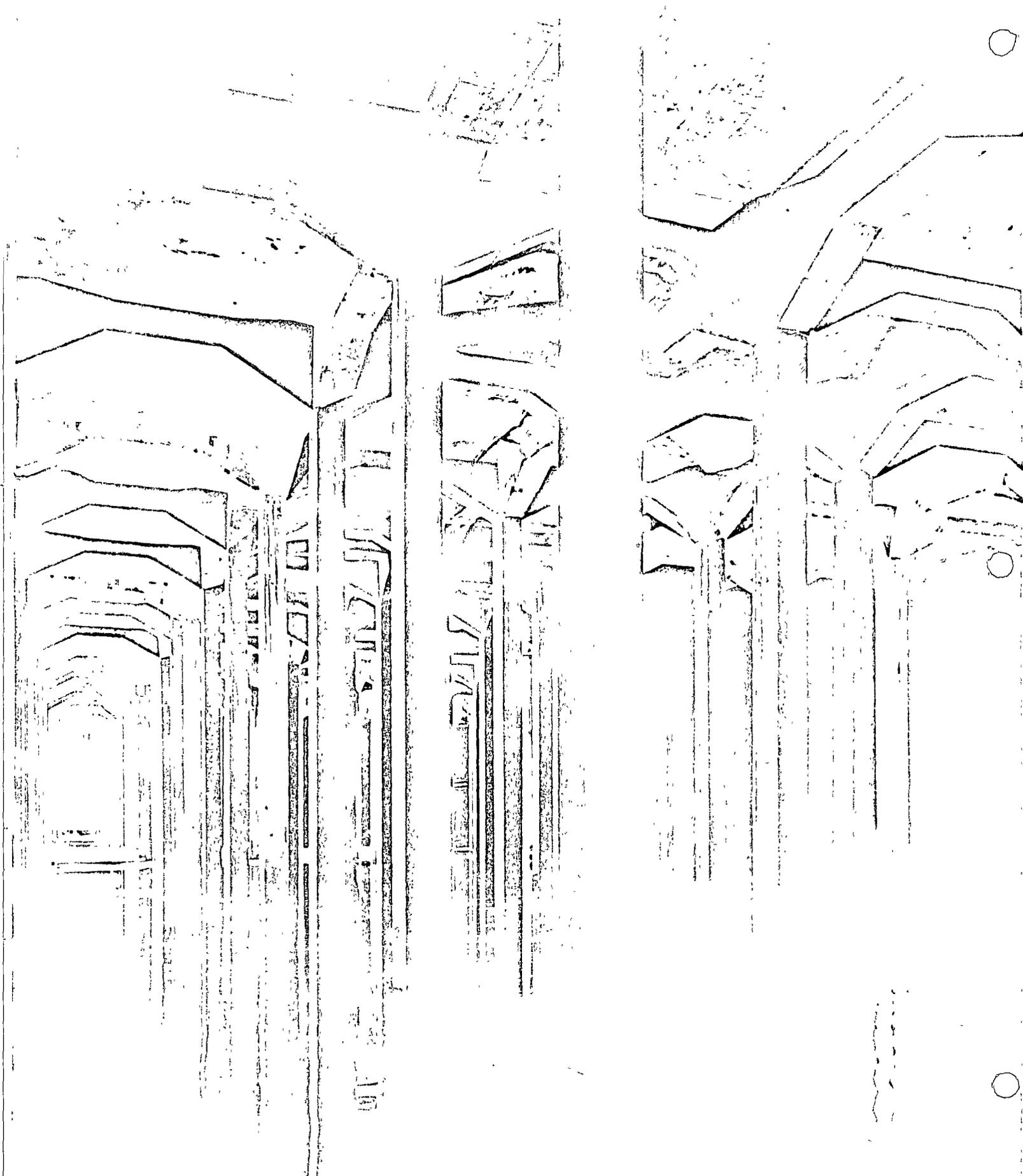
PUENTE DE XOCHIMILCO
México, D. F.



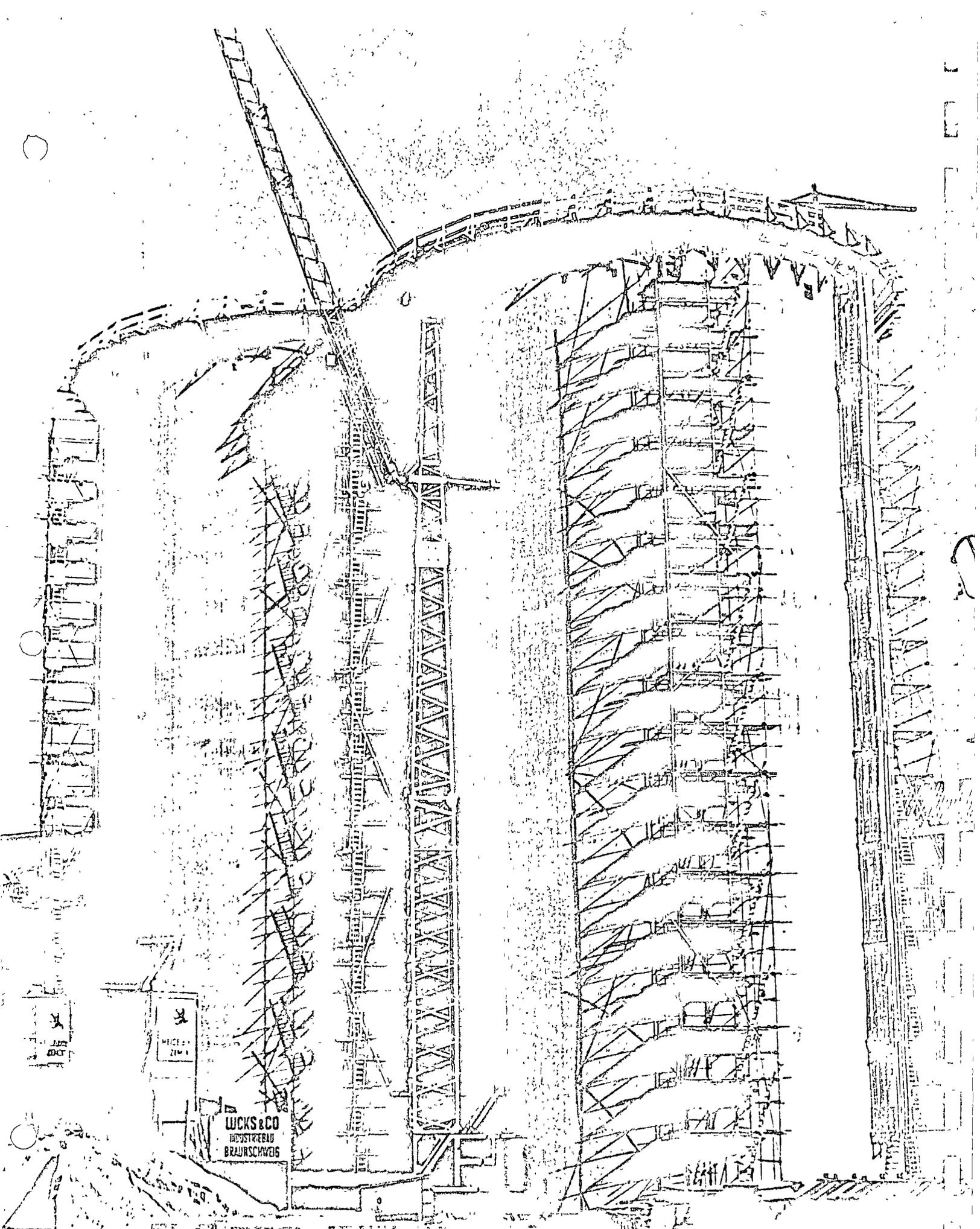
PRESA EL GRANERO
Chihuahua, Chih.



PRESA EL GRANERO

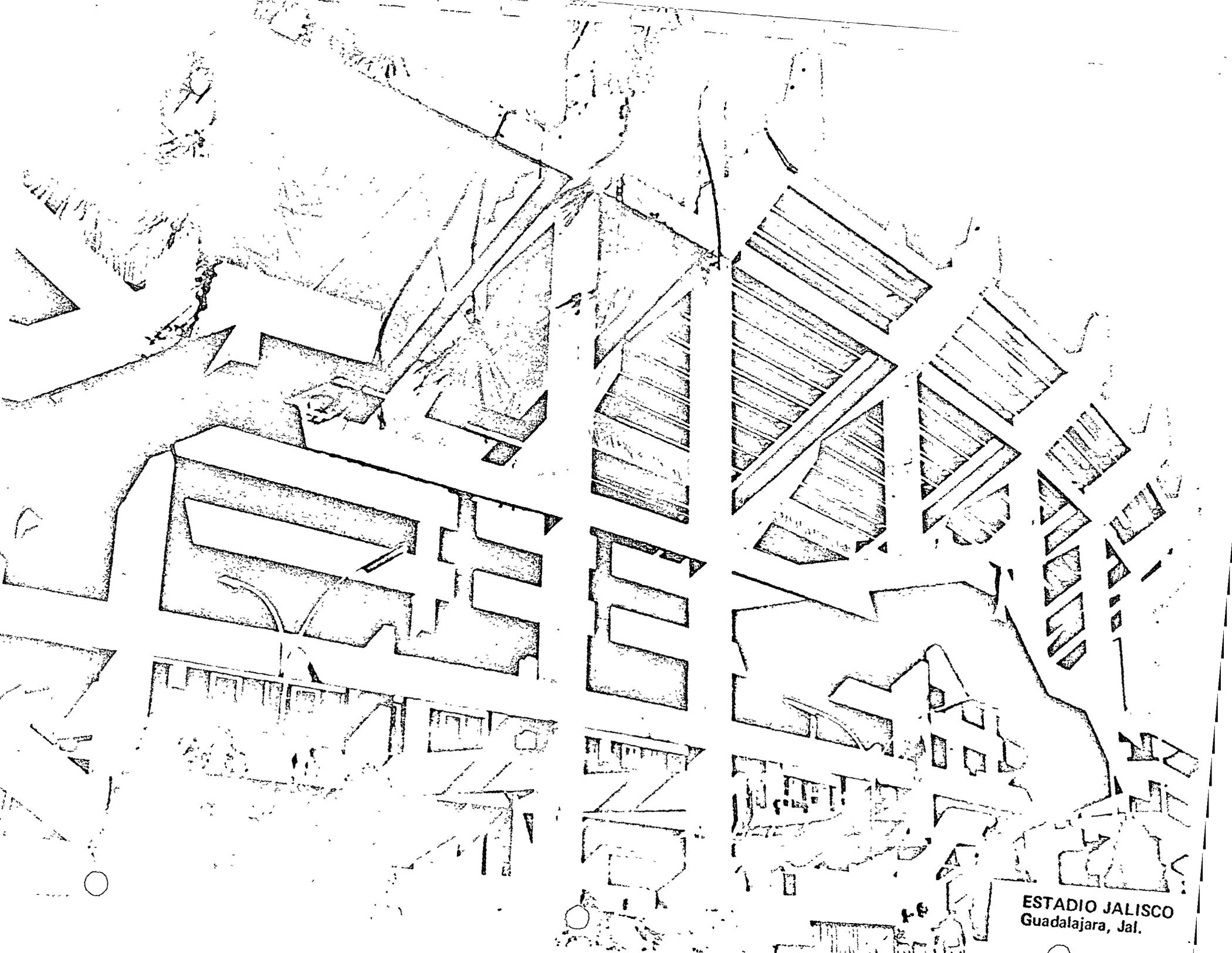


DEPOSITO DE AGUA
Francis

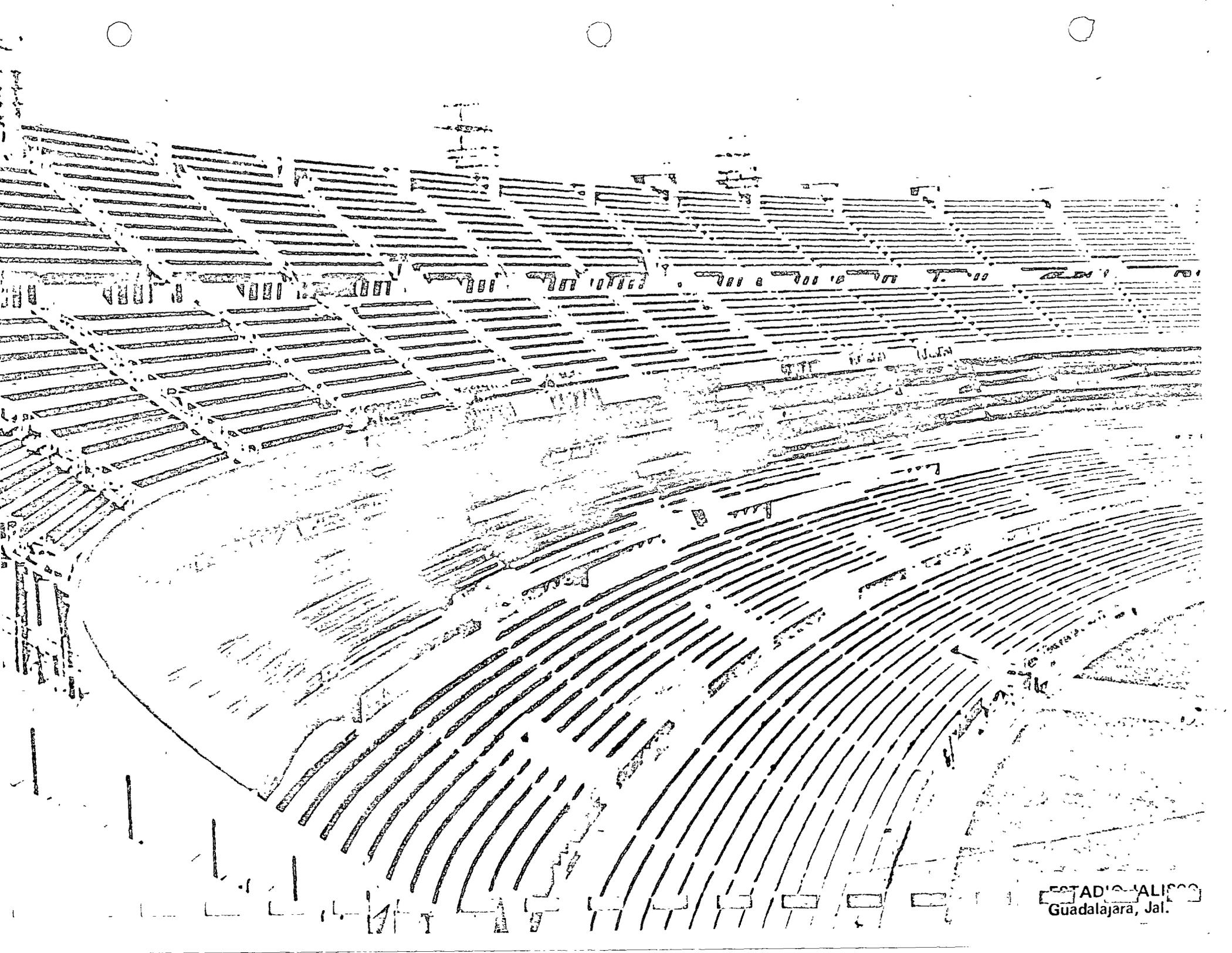


LUCKS & CO
INDUSTRIEBAU
BRAUNSCHWEIG

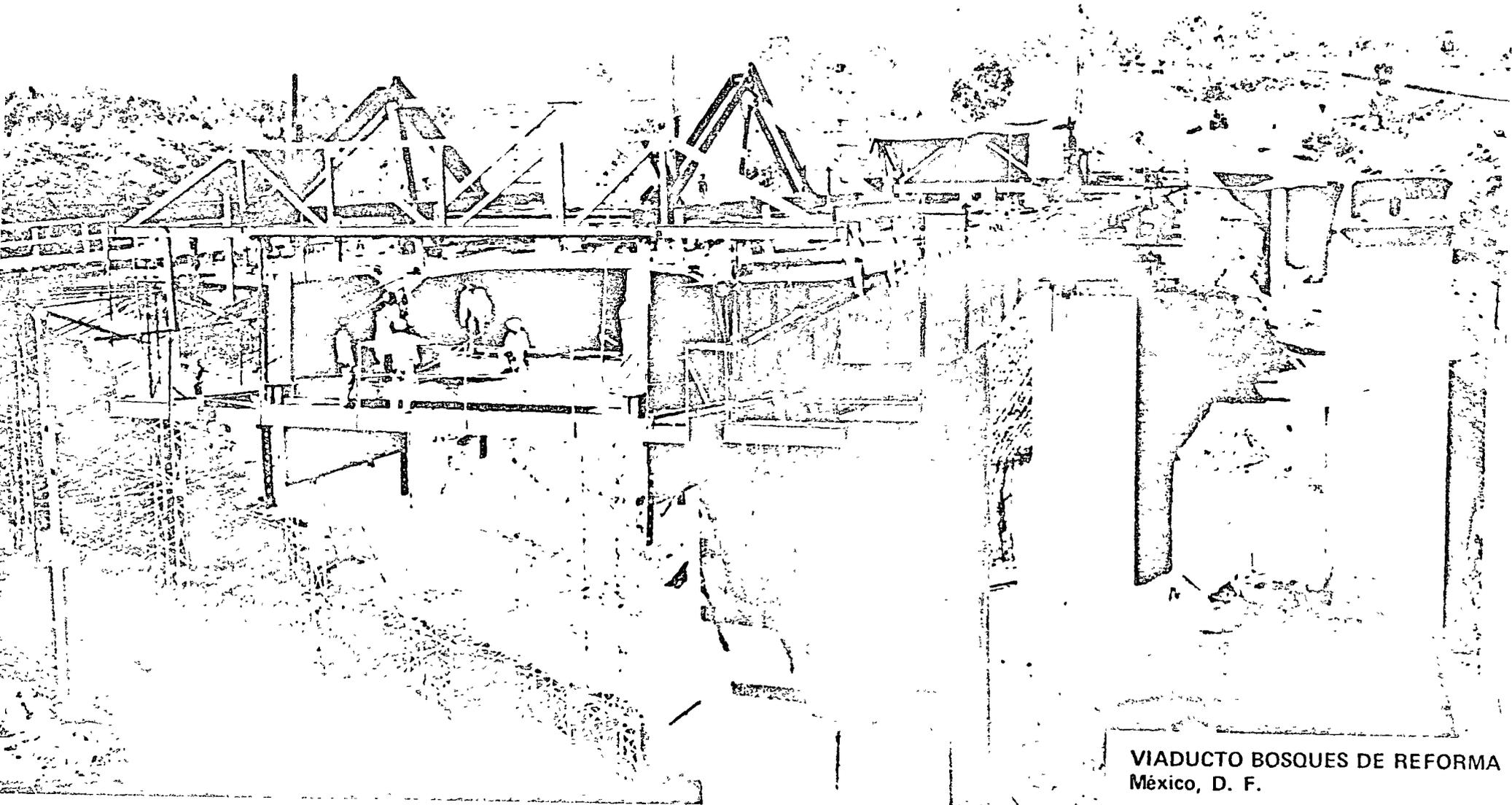
SILOS PARA AZUCAR



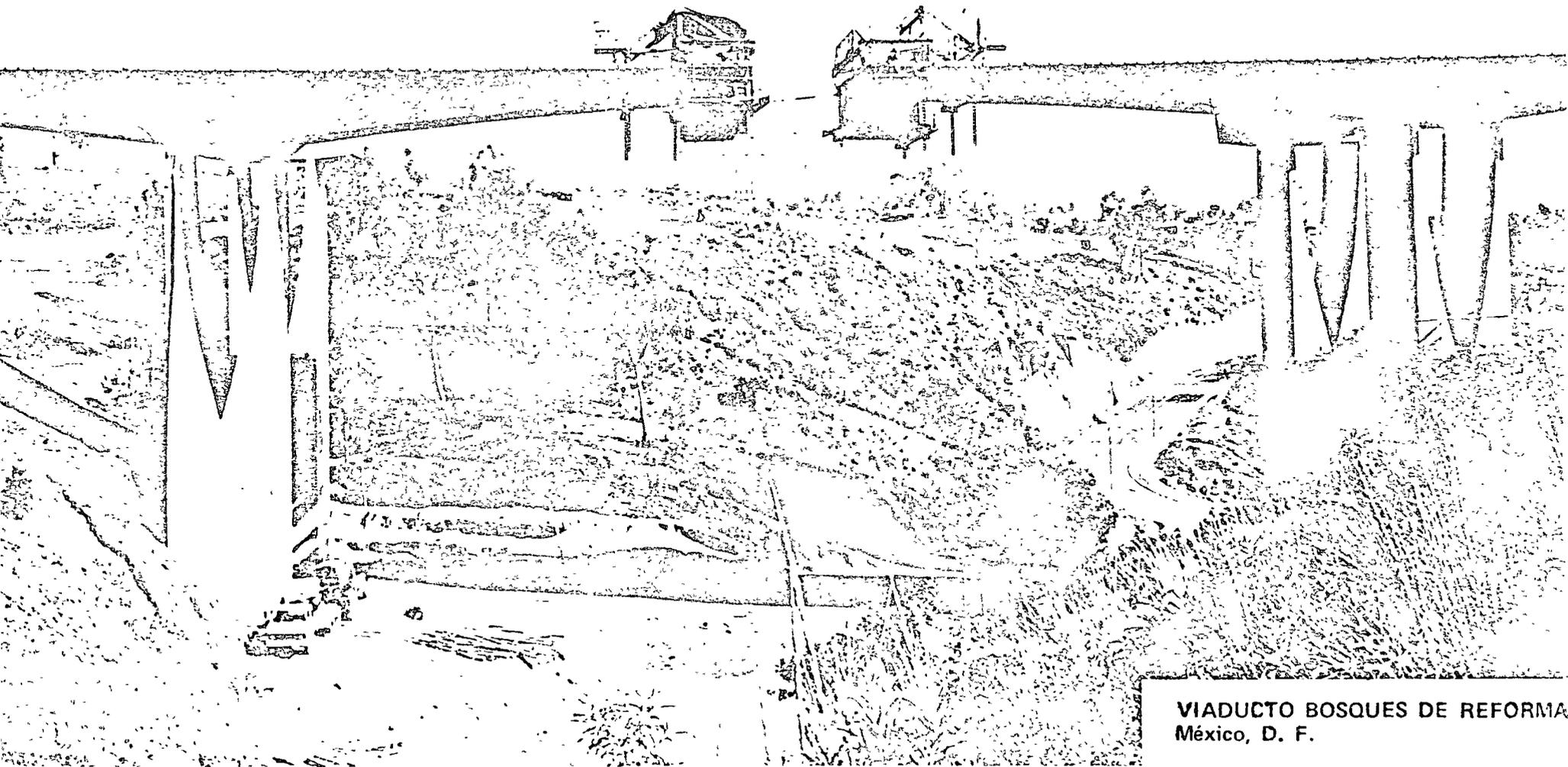
ESTADIO JALISCO
Guadalajara, Jal.



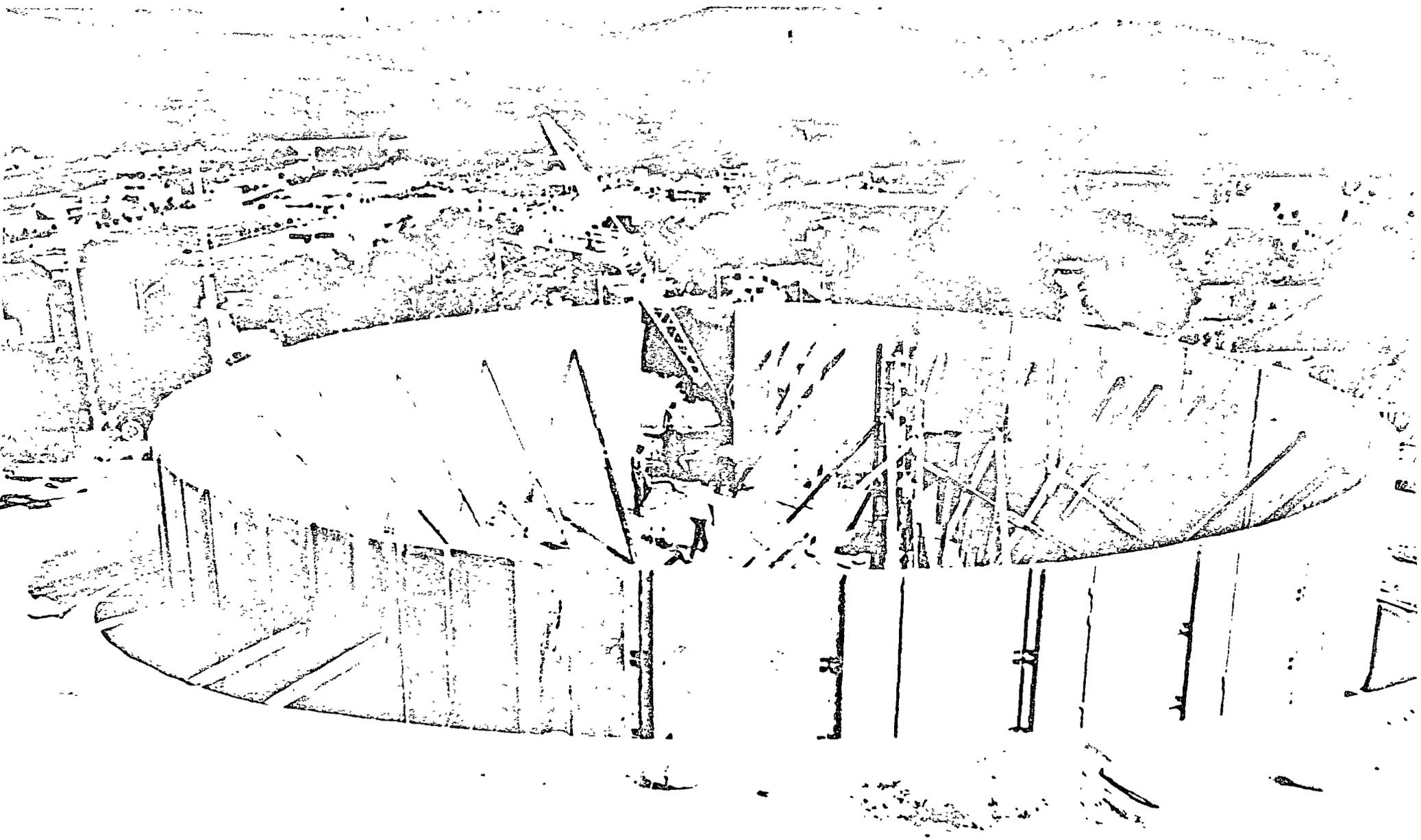
ESTADIO JALISCO
Guadalajara, Jal.



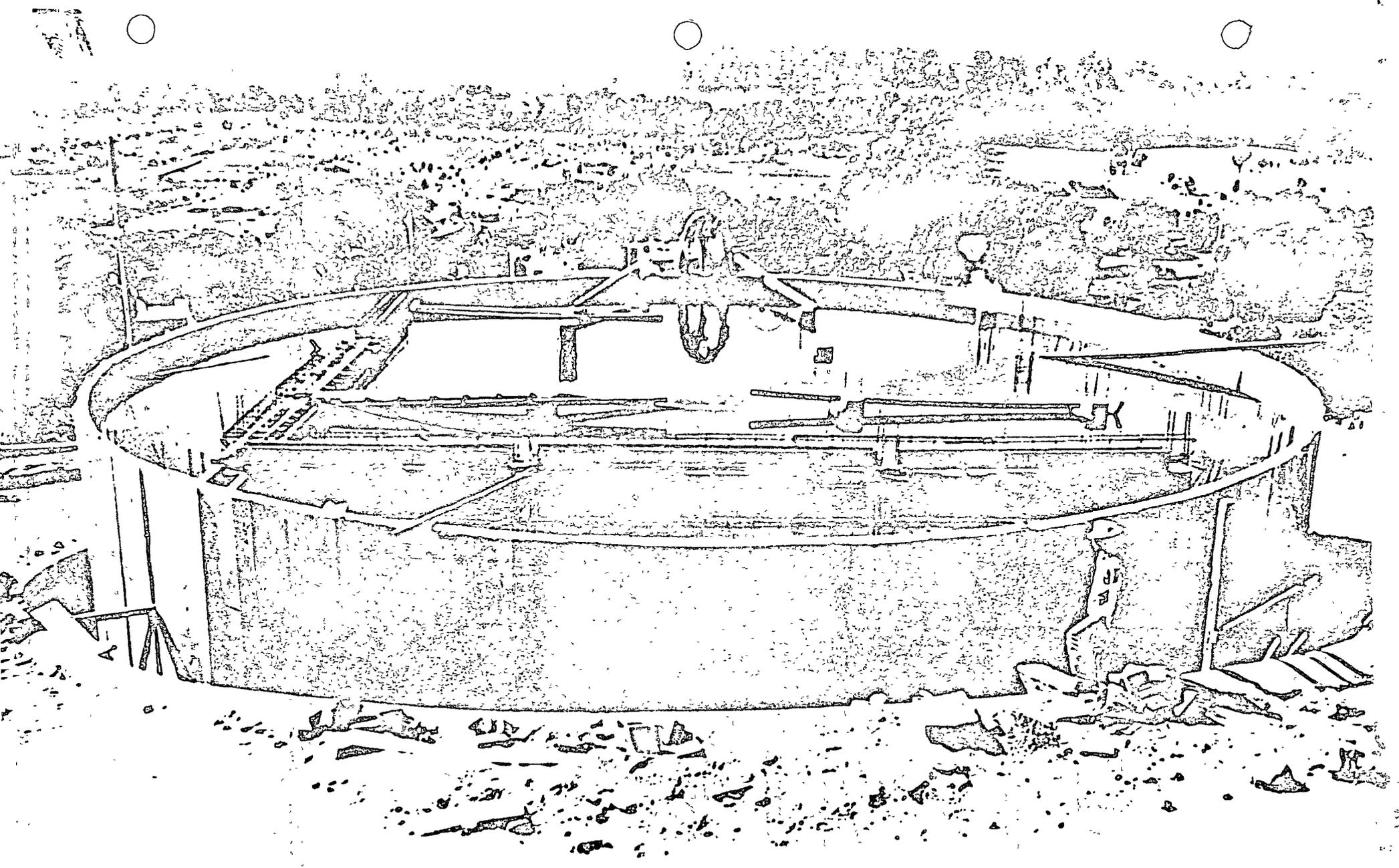
VIADUCTO BOSQUES DE REFORMA
México, D. F.



VIADUCTO BOSQUES DE REFORMA
México, D. F.



TANQUE ARBOLEDAS
Edo. de México



TANQUE ARBOLEDAS
Edo. de México

GUIA

DE LOS PROCEDIMIENTOS

Freyssinet

HORMIGON PRETENSADO

FICHAS TECNICAS PARA CABLES :

12 ϕ 5

12 ϕ 7

12 T $\frac{1}{2}$ "

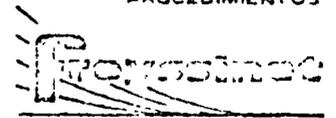
FREYSSINET, S. A.

NAPLES 36-601 TELS. 5-33-56-28 5-14-00-14 MEXICO 6, D.F.

FREYSSINET, S. A.

Napoles 36-601 México 6, D. F.
Tels. 5-33-56-28 5-14-00-14

PROCEDIMIENTOS



de Hormigón Pretensado

CABLE 12 Ø 5

El cable está compuesto por 12 alambres lisos de 5 mm de diámetro. Se utiliza siempre con resorte central, salvo cuando el cable es corto o se enfila después de hormigonada la pieza.

AREA DE LA SECCION: 235 mm²

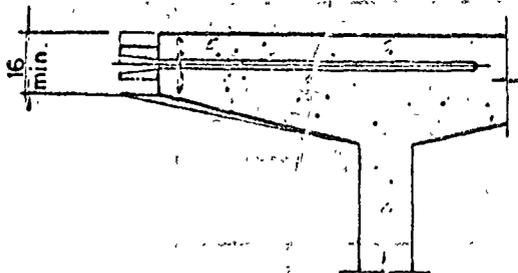
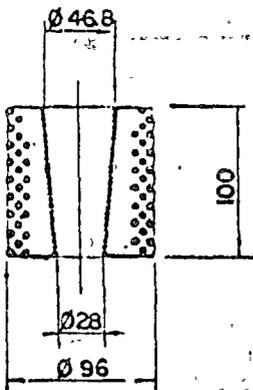
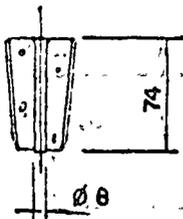
PESO POR M. I. (sin vaina ni resorte): 1,9 Kg.

VAINA.—Diámetro interior mínimo: 27 mm

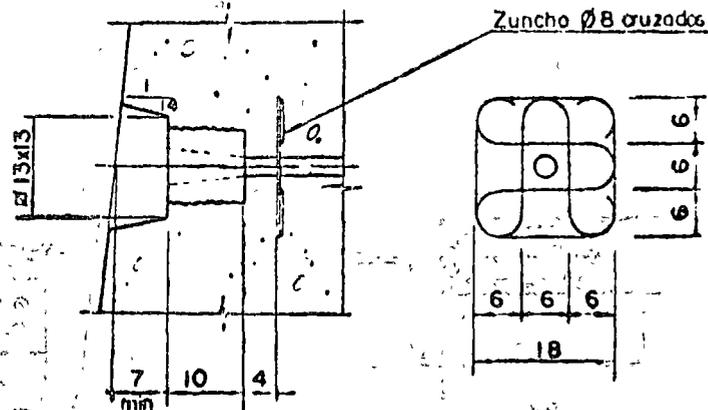
Diámetro interior cuando se enfila el cable después de hormigonada la pieza: 30 mm

CONO 12 Ø 5

PESO: 2,5 KG.

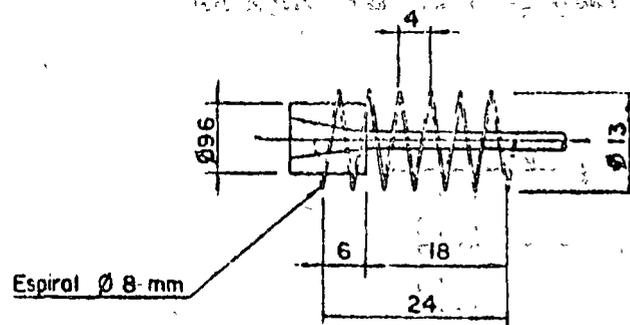


SOLUCION - A



CAJETIN PARA SELLADO

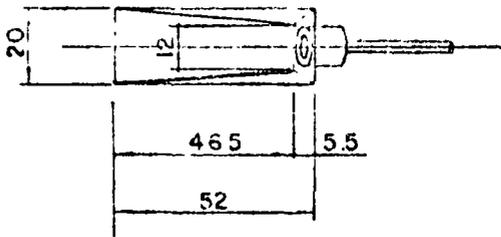
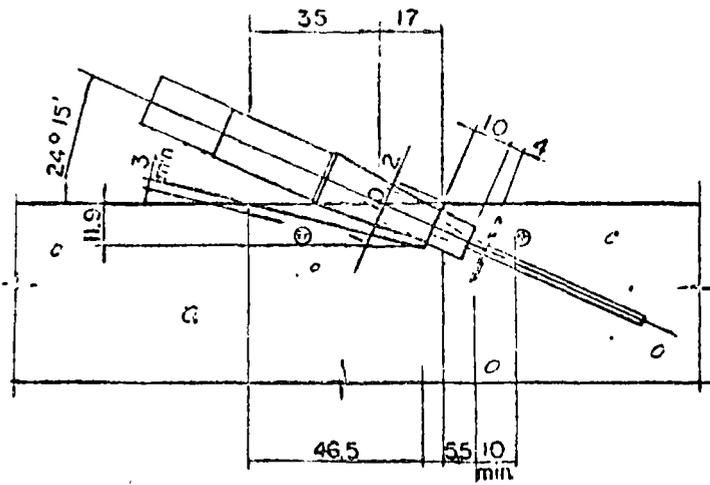
SOLUCION - B



ZUNCHOS EN ANCLAJES

Si se agrupan varios anclajes se colocará el zuncho continuo equivalente.

EMPLEO DEL CONO EN SECCIONES DE POCO ESPESOR
De puntos cuando el cono está rimbado en el hormigón.



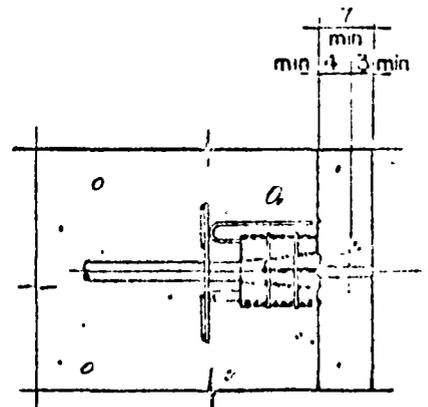
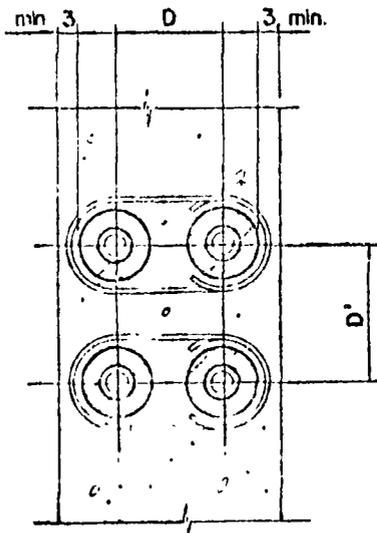
CAJETIN PARA CABLES INCLINADOS
Con ángulo de 24° 15' (que no es obligatorio)

CABLES CURVOS

Radio mínimo 4 m.

INYECCION. Cantidades por m. l. de cable

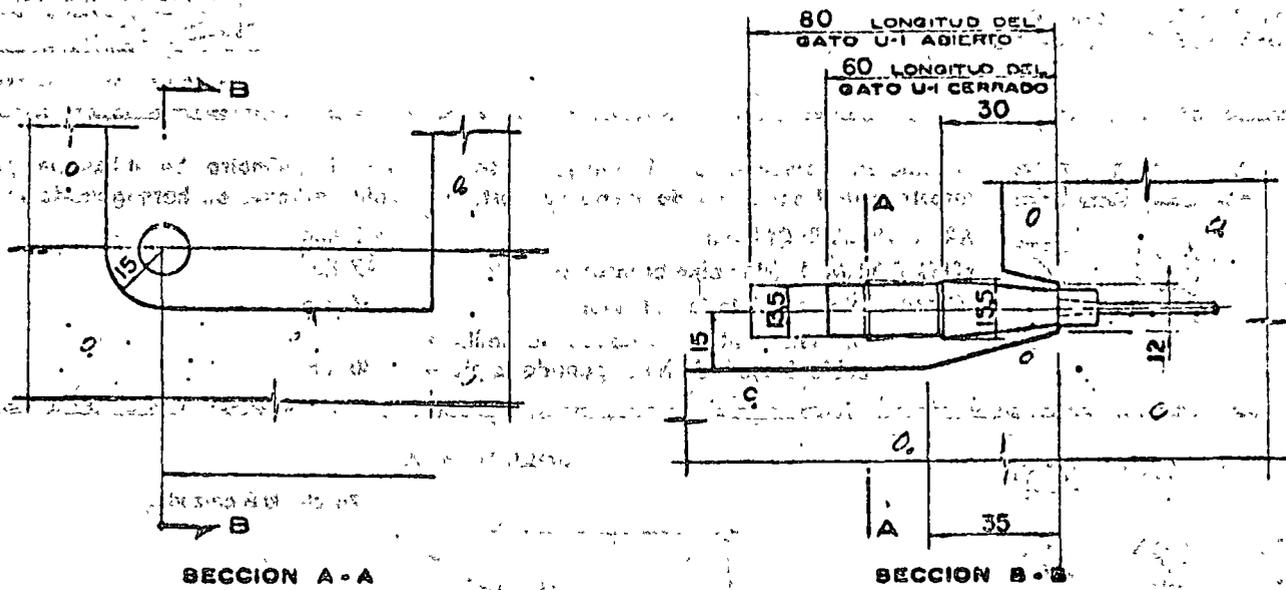
Ø VAINA (INTERIOR)	V. TEORICO DE MORTERO	PERCENTUAL CEMENTO
mm	l/ml	kg
28	0,35	0,60
31	0,50	0,75



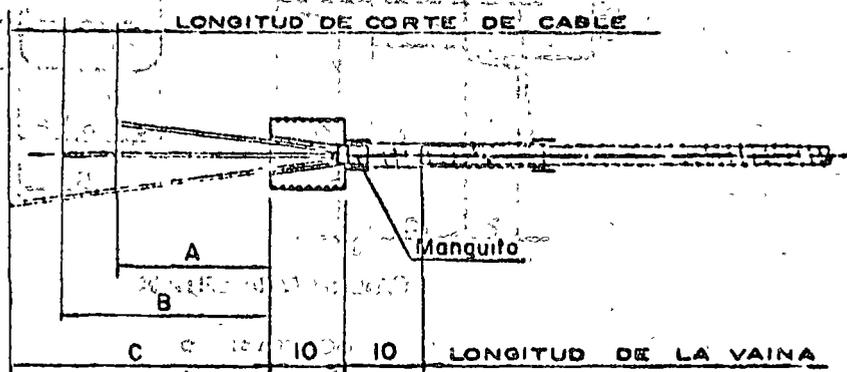
DISTANCIAS ENTRE EJES DE CONOS
RECUBRIMIENTOS. Dimensiones mínimas.

Normal $D - D' = 12$ cm.

Para conos exteriores $D = 14$ cm. — $D' = 18$ cm.

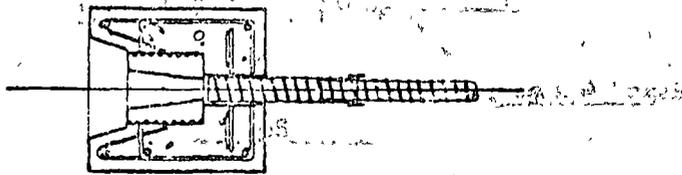


ESPACIO MINIMO PARA APLICACION DE GATO



ACUERDO DE VAINA Y CONO LONGITUDES DE CORTE DE CABLE Y VAINA

INCREMENTO DE LONGITUD DE CABLE:	DE LONGITUD PARA ANCLAJE:	
A	Auto Anclado	20 cm
B	Normal	50 cm
C	Saliendo en intrados	80 cm



ACUERDO DE VAINA CON CABEZA PREFABRICADA.

GATO

U-1

ALIMENTADO CON AGUA O ACEITE

Carrera útil: 200 mm
 Paso: 40 kg
 Sección de tensión: 78,2 cm²
 Presión máx. en gato: 440 bars

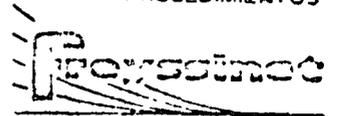
Los cables 12 Ø 5 se pueden igualmente tensor con gatos U-3 ó U-5 provistos de las piezas de acoplamiento convenientes.

FICHA TECNICA

FREYSSINET, S. A.

Napoles 36-601 Mexico 6, D. F.
Tels. 5-33-56-28 5-14-00-14

PROCEDIMIENTOS



de Hormigón Pretensado

CABLE

12 Ø 7

El cable está compuesto por 12 alambres lisos de 7 mm de diámetro. Se utiliza siempre con resorte central, salvo cuando el cable es corto o se enfile después de hormigonada la pieza.

AREA DE LA SECCION: 462 mm²

PESO POR M. l. (sin vaina ni resorte) 37 Kg.

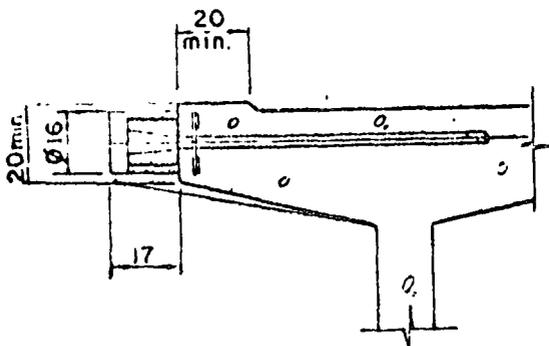
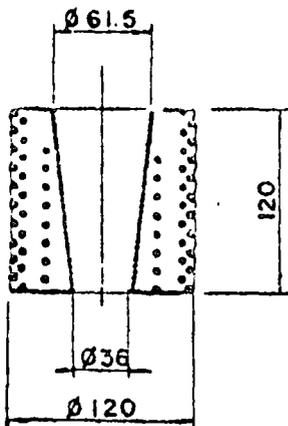
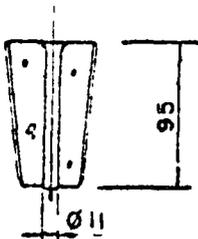
VAINA.—Diámetro interior mínimo: 37 mm

Diámetro interior cuando se enfile el cable después de hormigonada la pieza: 40 mm

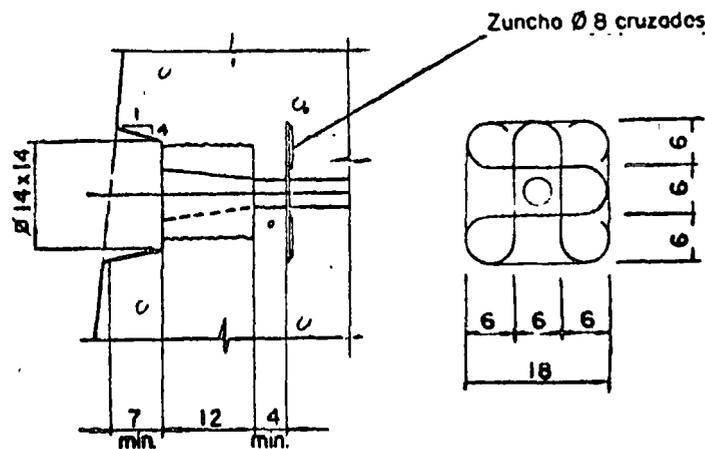
CONO

12 Ø 7

PESO: 4,6 KG.

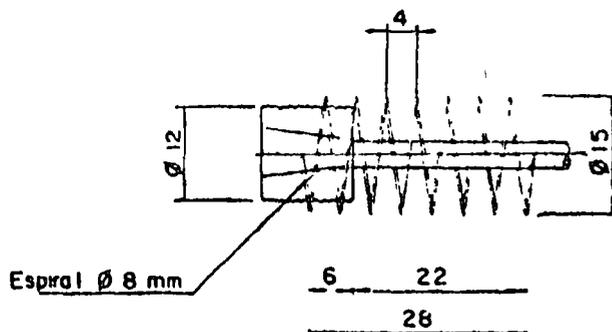


SOLUCION - A



CAJETIN PARA SELLADO

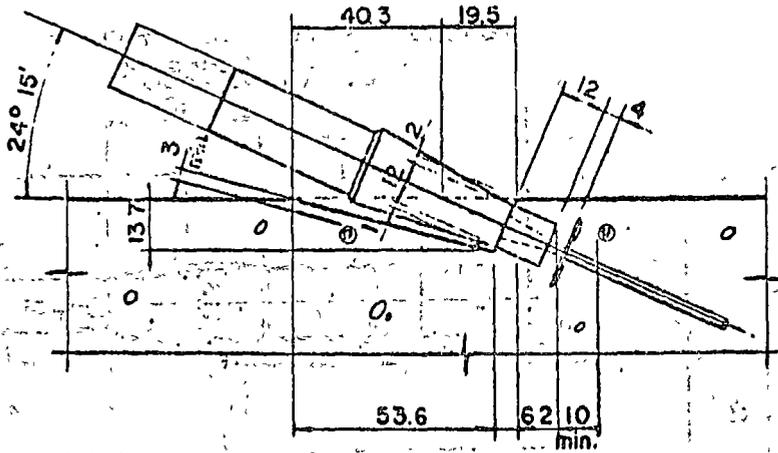
SOLUCION - B



ZUNCHOS EN ANCLAJES

Si se agrupan varios anclajes se colocará el zuncho continuo equivalente.

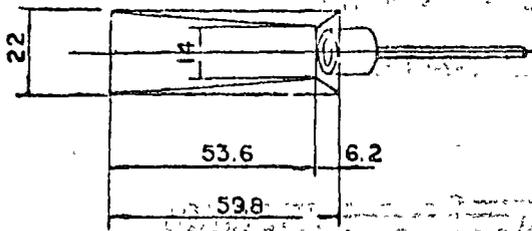
EMPLEO DEL CONO EN SECCIONES DE POCO ESPESOR.
De puntos cuando el cono está embebido en el hormigón.



CABLES CURVOS

Radio mínimo 5 m.

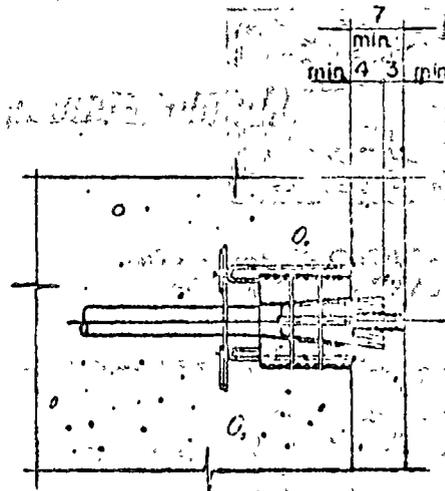
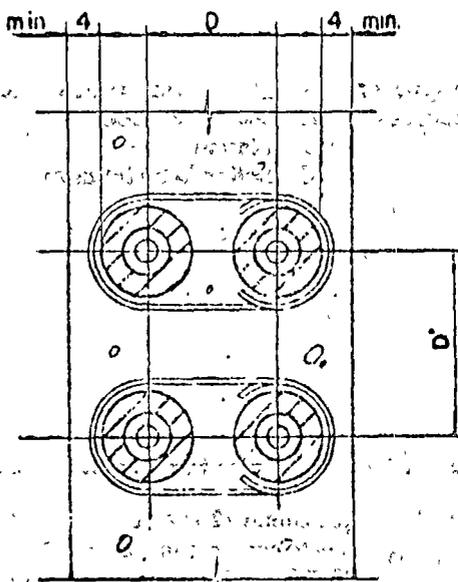
INYECCION. Cantidades por m. l. de cable



Ø VAINA (INTERIOR)	V. TEÓRICO DE MORTERO	PESO DE CEMENTO
mm	l/ml	kg
37	0,60	0,90
40	0,80	1,20

CAJETIN PARA CABLES INCLINADOS

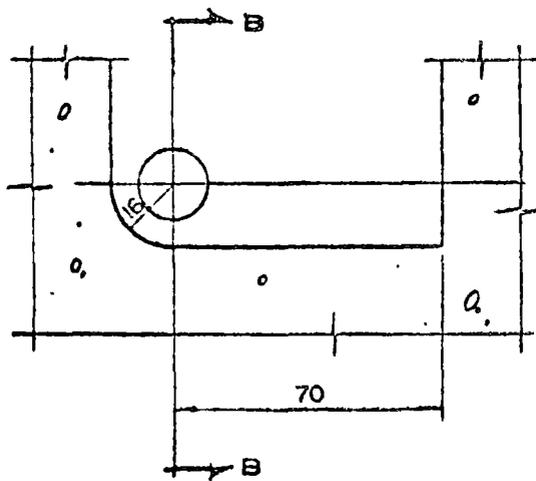
Con ángulo de 24° 15' (que no es obligatorio)



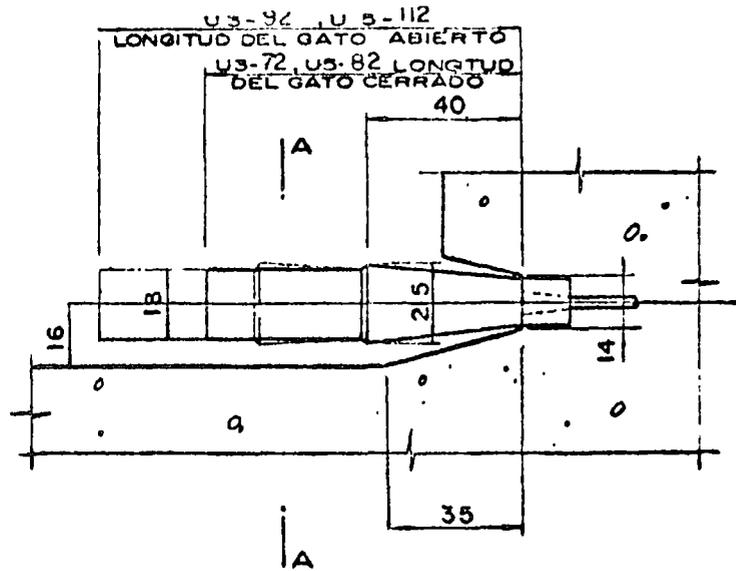
DISTANCIAS ENTRE EJES DE CONOS
RECUBRIMIENTOS. Dimensiones mínimas.

Normal $D - D' = 14 \text{ cm}$

Para conos exteriores $D = 17 \text{ cm} \cdot D' = 24 \text{ cm}$

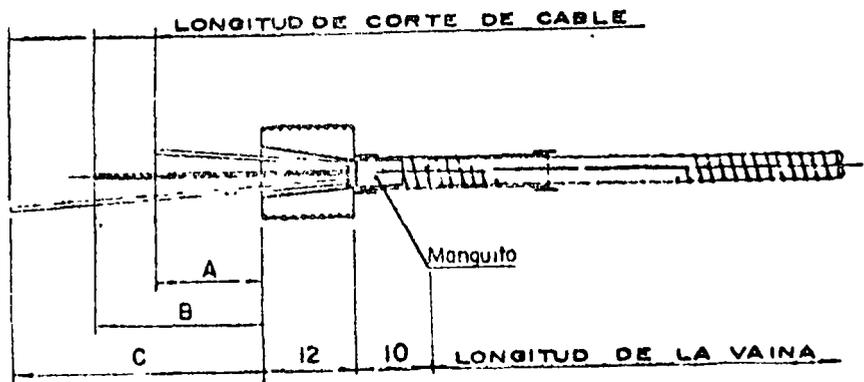


SECCION A - A



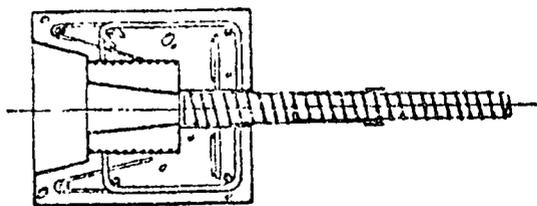
SECCION B - B

ESPACIO MINIMO PARA APLICACION DE GATO



ACUERDO DE VAINA Y CONO
LONGITUDES DE CORTE DE CABLE Y VAINA

INCREMENTO DE LONGITUD PARA ANCLAJE DE CABLE:		
A	Auto-Anclado	20 cm
B	Normal	60 cm
C	Saliendo en intrados	80 cm



ACUERDO DE VAINA CON CABEZA PREFABRICADA.

GATOS
U-3 U-5

ALIMENTADO CON
AGUA O ACEITE

	U-3	U-5
Carrera útil:	200 mm	300 mm
Peso:	70 kg	80 kg
Sección de tensión:	157,8 cm ²	157,8 cm ²
Presión máx. en gato:	490 bars	490 bars

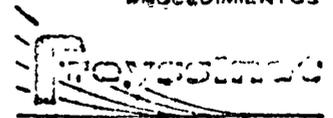
Los cables 12 Ø 7 pueden igualmente tensor con gatos 5 7 de 12 Ø 8 provistos de las piezas de acoplamiento convenientes.
Para los espacios mínimos de aplicación ver ficha 12 Ø 6.

FICHA TECNICA
12 Ø 6 2

FREYSSINET, S. A.

Napoles 36-601 Mexico 6, D. F.
Tels. 5-33-56-28 5-14-00-14

PROCEDIMIENTOS



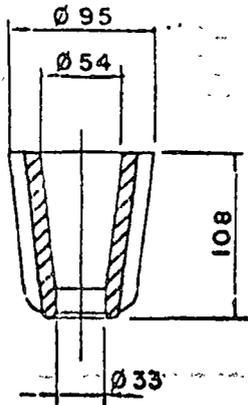
de Hormigón Pretensado

**CABLE
12 T 1/2"**

El cable está compuesto de 12 troncos de 1/2 pulgada (12,7 mm) de diámetro, compuesto cada uno de 6 alambres U 41 y alambre U 4,25 mm.

AREA DE LA SECCION:	1120 mm ²
PESO POR M. I. (sin vaina):	9,2 kg
VAINA.—Diámetro interior mínimo normal:	58 mm
Diámetro interior cuando se enfile el cable después de hormigonada la pieza:	64 mm

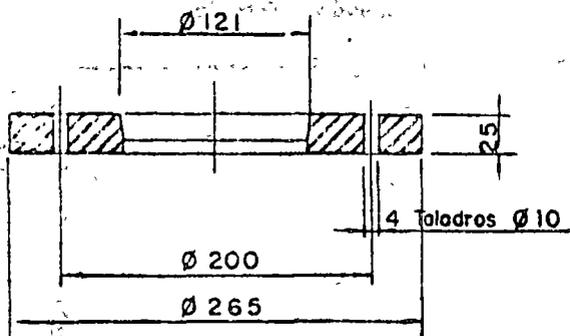
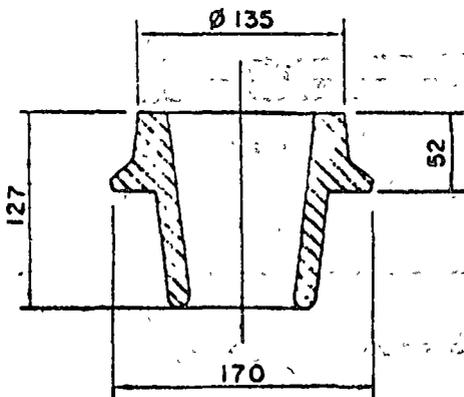
DIMENSIONES DEL CONO



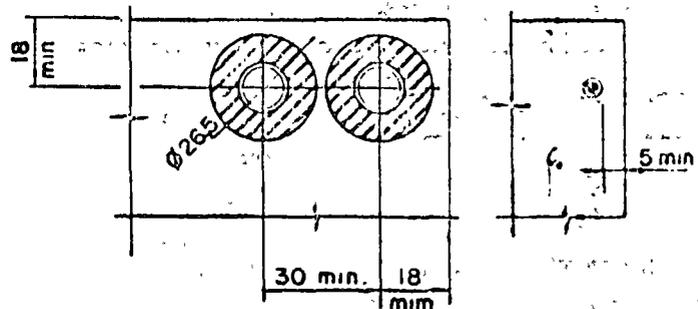
**CONO
12 T 1/2"**

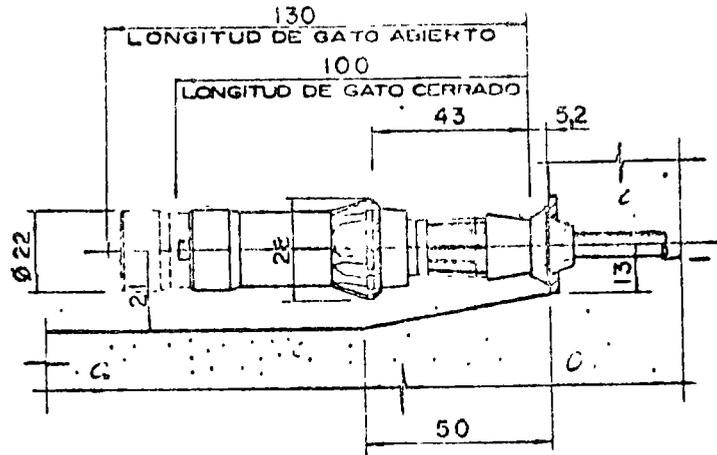
PESO DEL CONO (macho y hembra):	9,5 kg
PESO DE LA PLACA DE APOYO:	8,5 kg

Este tipo de cono 12 T 1/2" es exterior al hormigón, la placa de apoyo está preferentemente incorporada al hormigón.

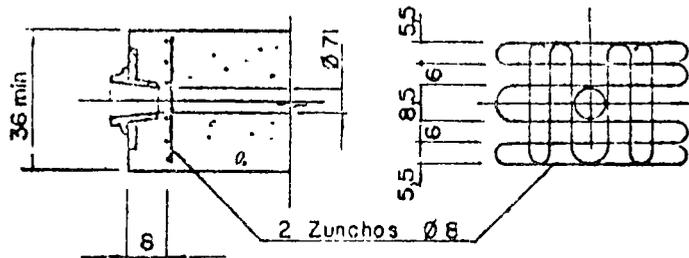


DISTANCIA ENTRE EJES Y RECUBRIMIENTOS
Dimensiones mínimas

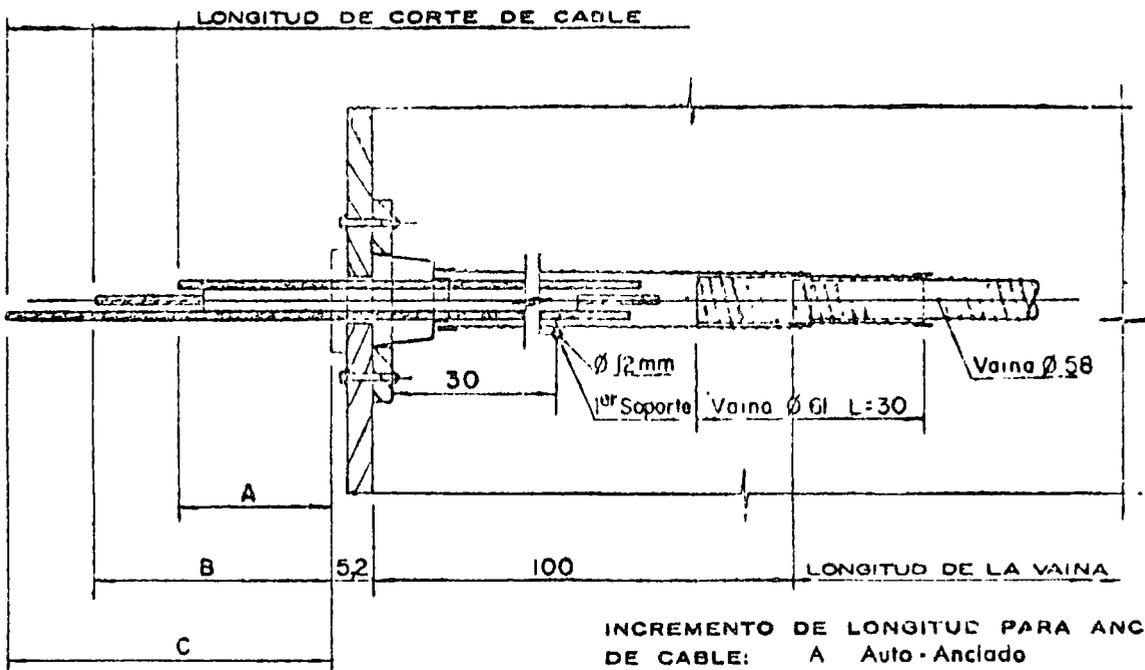




ESPACIO MINIMO PARA APLICACION DE GATO



EMPLEO DEL CONO EN SECCION MINIMA



ACUERDO DE VAINA Y CONO
LONGITUDES DE CORTE DE CABLE Y VAINA

INCREMENTO DE LONGITUD PARA ANCLAJE DE CABLE:		
A	Auto-Anclado	20 cm
B	Normal	65 cm
C	Saliendo de intrados	85 cm

GATO
S-G

ALIMENTADO CON
ACEITE EXCLUSIVAMENTE

Carrera útil: 300 mm
Peso: 188 kg
Sección de tensión: 300 mm²
Presión máx. en gato: 600 bars

FICHA TECNICA
11/11

ING. JOSE MA. RIOBOO MARTIN

4.5 OPTIMIZACION DE SECCIONES

INTRODUCCION:

En este capítulo se repasarán los criterios existentes para comparar entre sí las distintas secciones a base de elementos de concreto presforzado. Se enfocará el problema desde varios aspectos como son los criterios de diseño estructural (elástico y plástico) y consideraciones de fabricación y maniobras.

TEMA I.- ASPECTOS ESTRUCTURALES

1.1 CRITERIO ELASTICO

Desde el punto de vista elástico se ha definido la eficiencia de una sección por la siguiente expresión:

$$\eta = \frac{\rho^2}{y_i y_s}$$

donde:

ρ = Radio de giro de la sección

y_i, y_s = Distancia de las fibras inferiores y superiores respectivamente al centro de gravedad de la sección.

De acuerdo con la expresión anterior la eficiencia de una sección será un valor que varía entre:

$$0 < \eta < 1$$

La eficiencia (0) es el caso teórico en que toda el área de la sección se encuentra alojada en el centro de gravedad de la misma,

el otro caso extremo la unidad es también el caso hipotético al considerar que las áreas de las secciones se encuentran alojadas íntegramente en las fibras inferiores y superiores respectivamente, por lo anterior las secciones más frecuentes tienen -- las siguientes eficiencias.

Sección circular	0.25
Sección rectangular	0.33
Sección Ts	$0.4 \leq \eta \leq 0.55$
Sección Is	$0.45 \leq \eta \leq 0.65$

Se hace notar que el concepto de eficiencia es sólo un criterio elástico y nos da una idea de optimización de áreas de concreto y capacidad elástica de secciones. Por otra parte la disposición anterior no toma en cuenta la eficiencia en acero de presfuerzo, si se considera una distribución de esfuerzos tal como se muestra en la figura (1), nos conduce a la expresión:

$$P_o/A = \left[0.6 f'_{ci} + \sqrt{f'_{ci}} \right] Y_s/h - \sqrt{f'_{ci}}$$

donde:

P_o = Presfuerzo inicial

A = Area de la sección

f'_{ci} = Capacidad del concreto a la transferencia;

h = Peralte total de la sección

La figura (2) muestra que a medida que el eje neutro se acerca a la fibra superior el presfuerzo disminuye manteniendo los mismos esfuerzos en la fibra inferior y superior, lo anterior com --

prueba que las vigas de sección T requieren menor cantidad de acero de presfuerzo que las vigas de sección I o rectangulares, así mismo las trabes de sección T invertidas conducen a cantidades de acero de presfuerzo superiores.

Por lo anterior se puede afirmar que elásticamente los elementos de concreto presforzado de sección T arrojan menor cantidad de -- acero de presfuerzo y por otra parte debido a que no tienen patín inferior de concreto resultan secciones con menor cantidad de --- acero y concreto pero con menor capacidad que las secciones I.

1.2 CRITERIO PLASTICO

Los requisitos a la ruptura de una sección de concreto presforzado son análogos a los de concreto reforzado, esto es el momento - último resistente formado por la capacidad última a tensión del - presfuerzo y la resistencia del bloque de esfuerzos a compresión - así mismo el tipo de falla debe ser dúctil y para ello deberán -- mantenerse los siguientes requisitos:

- a).- El mayor porcentaje de acero de presfuerzo colocado lo más - próximo a la fibra inferior.
- b).- El bloque de esfuerzos en compresión (la resultante de es -- fuerzos en compresión) lo más cercano posible a la fibra su perior.

En función de los requisitos elásticos el centro de gravedad del - acero de presfuerzo deberá estar ligeramente abajo del límite in - ferior del núcleo central, las secciones más propicias a cumplir-

con los requisitos anteriores a la ruptura son las secciones Ts posteriormente la sección I y por último la sección más desfavorable es la sección T invertida.

De la figura 3 se demuestra que las secciones Ts no requieren acero de presfuerzo en la fibra superior debido a que el módulo de sección con respecto a dicha fibra es lo suficientemente grande, lo que conduce a esfuerzos de tensión bajos y por lo tanto se puede concentrar todo el acero de presfuerzo lo más próximo a la fibra inferior en cambio la sección I se requiere la colocación de un pequeño porcentaje de acero de presfuerzo en el alma con objeto de lograr el presfuerzo requerido, la sección rectangular requiere de poco porcentaje de acero de presfuerzo alojado en la fibra superior con la consiguiente merma en la capacidad de bloque de esfuerzo a compresión, finalmente la sección T invertida requiere mucho mayor porcentaje de acero de presfuerzo colocado en la fibra superior y debido a la poca área de concreto con que se cuenta en dicha zona es muy frecuente que proporcione fallas frágiles. La ductilidad es el requisito más importante en elementos de concreto presforzado en la misma figura se muestra cualitativamente los factores de ductilidad de las distintas secciones.

1.3 INVERSION DE MOMENTO

Es frecuente que las vigas de concreto presforzado se requieran para formar marco que resistan las fuerzas sísmicas de las estructuras y para ello es necesario que las secciones sean capaces de absorber inversiones de momentos por lo anterior la sección T es inapropiada ya que tiene poca capacidad para tomar es

fuerzas de compresión en la zona inferior y solo las secciones simétricas especialmente la sección I son las más eficientes para tomar momentos positivos y negativos simultáneamente.

1.4 INTERVENCIÓN SIGNIFICATIVA DE OTROS ELEMENTOS MECANICOS:

Cuando el elemento debe resistir fuerzas cortantes importantes se deberá tender a ensanchar las almas de las trabes y en caso extremo utilizar secciones rectangulares.

Si la torsión es significativa las secciones más eficientes son las de tipo cajón y con menor grado de capacidad las del tipo canal, en este caso las secciones Is y Ts son las menos recomendables.

2 ASPECTOS CONSTRUCTIVOS

La eficiencia de una sección debe estar en relación al costo de fabricación, de transporte y montaje. A continuación se mencionan algunos aspectos que deberán tomarse en cuenta en la elección de la sección de un elemento de concreto presforzado.

2.1 FACILIDAD DE MOLDEO Y DESMOLDEO:

Algunas secciones rectangulares y las secciones Ts son elementos que no requieren del moldeo y desmoldeo, generalmente se fabrican en moldes fijos en donde se evita el tener que mover los moldes cuando el elemento se libera del molde.

2.2 FACILIDAD DE MANEJO:

La geometría de los elementos debe ser tal que brinde total estabilidad para facilitar el transporte y montaje, evitar secciones que presenten pandeos laterales o inestabilidad debido al poco

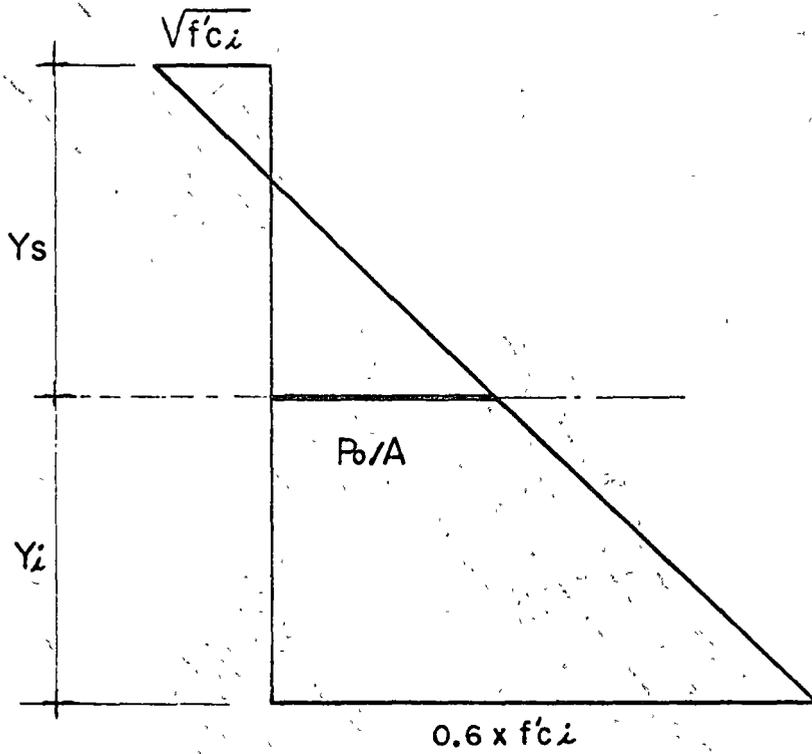
apoyo que tengan como elemento aislado.

2.3 FACILIDAD PARA LA FORMACION DE SECCIONES COMPUESTAS

Los elementos con escaso patín superior no son convenientes para la formación de secciones compuestas, obliga a colocar una gran cantidad de conectores para garantizar la sección compuesta en cambio con el empleo de secciones como las del tipo T se producen esfuerzos bajos en la unión entre los concretos y frecuentemente sólo se requiere mantener la superficie de contacto rugosa.

2.4 PESO Y NUMERO DE ELEMENTOS POR MONTAR

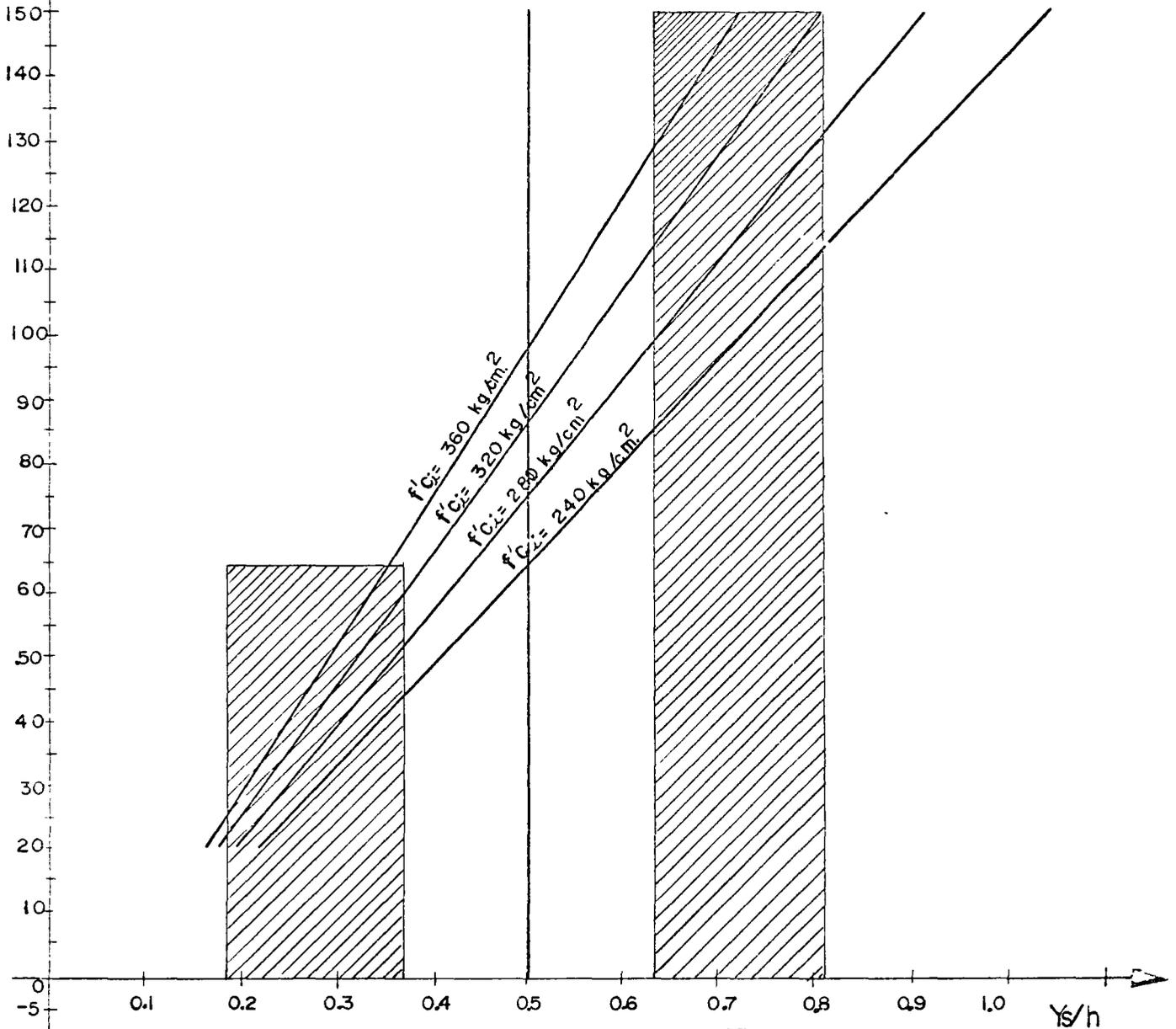
Este factor estará en función del equipo con que se cuente y la facilidad de montar en obra. Los elementos robustos y que logren cubrir superficies importantes los costos de montaje suelen ser bajos si existe en obra acceso de equipo pesado, en cambio los elementos ligeros aunque el tiempo de erección es mayor y los costos de mano de obra mayores se tiene menor costo en la rentabilidad de equipo.



$$P_b/A = \left[0.6 f'c_i + \sqrt{f'c_i} \right] \frac{Y_s}{h} - \sqrt{f'c_i}$$

(figura—1)

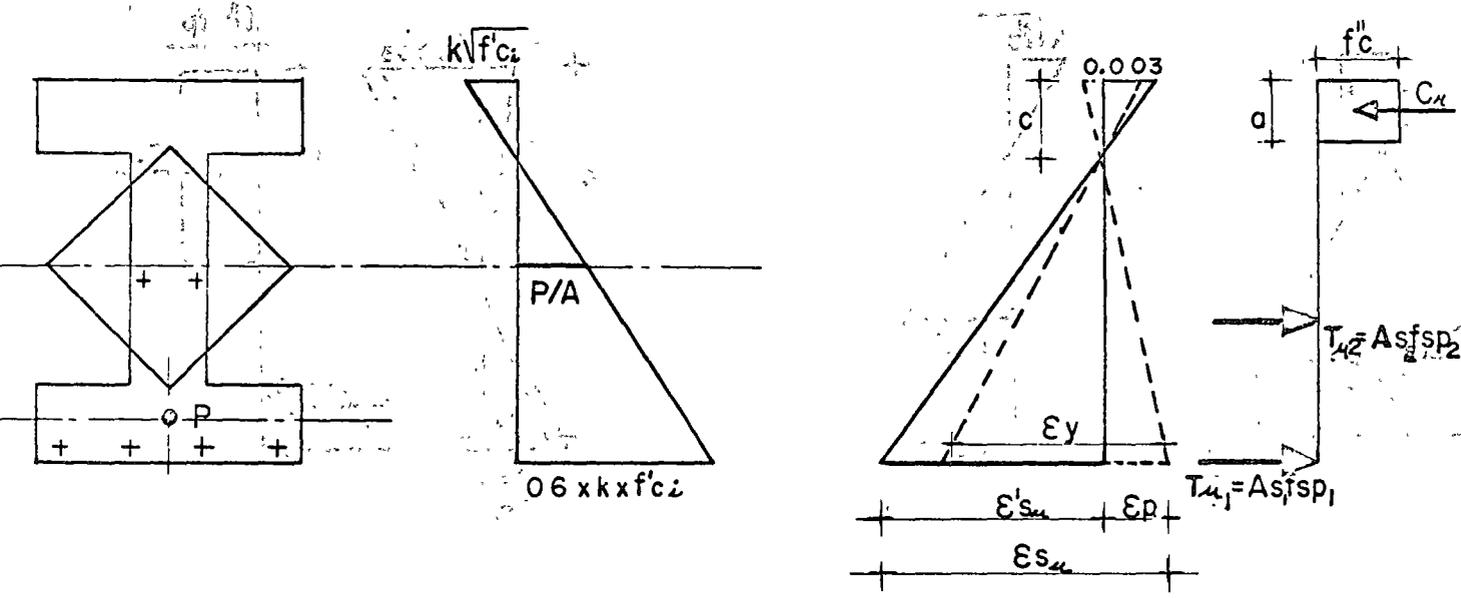
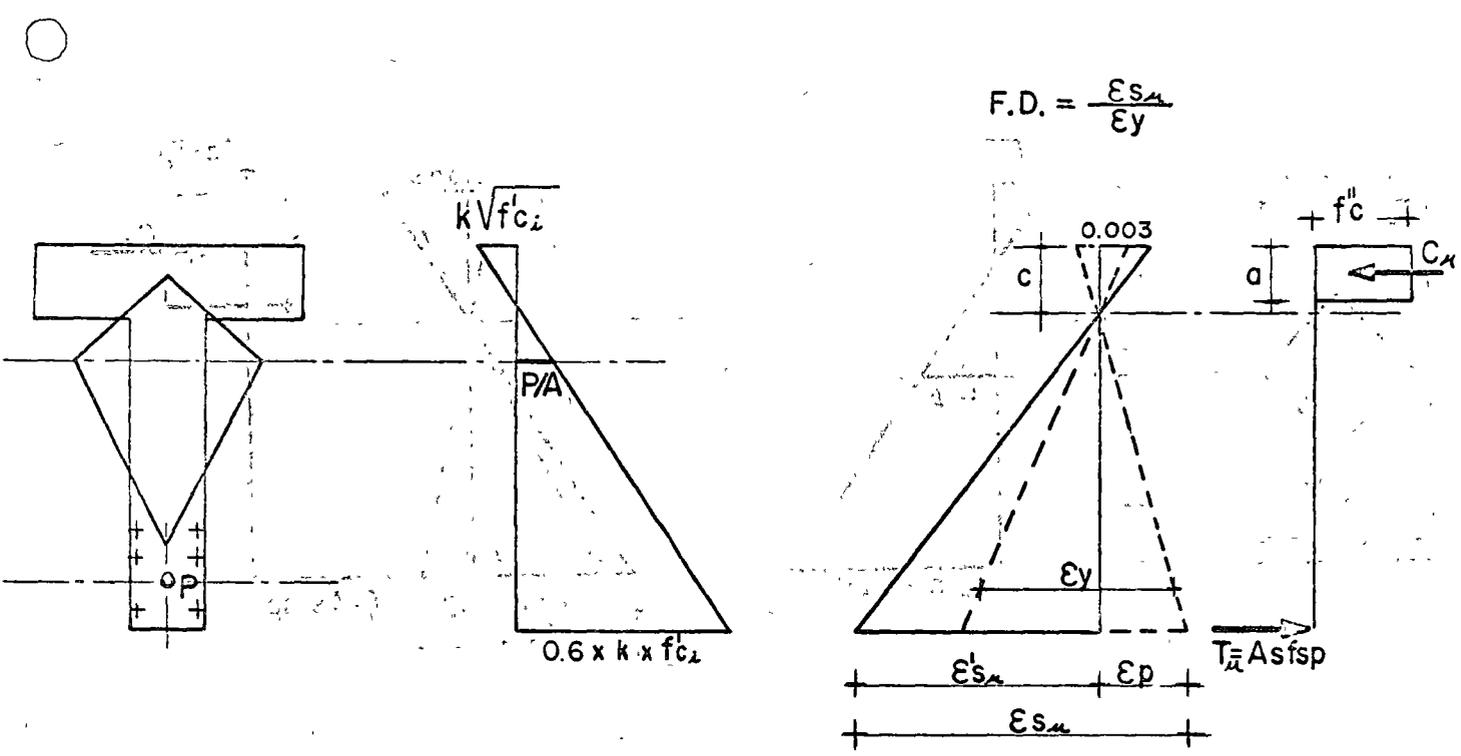
R/A



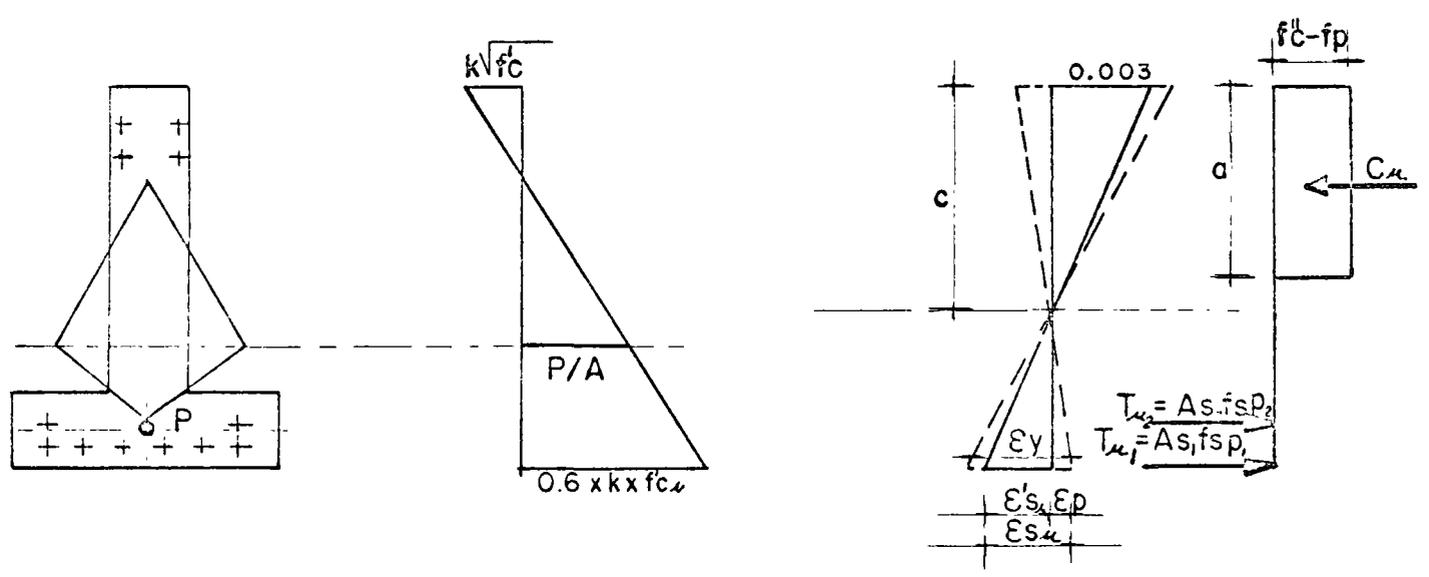
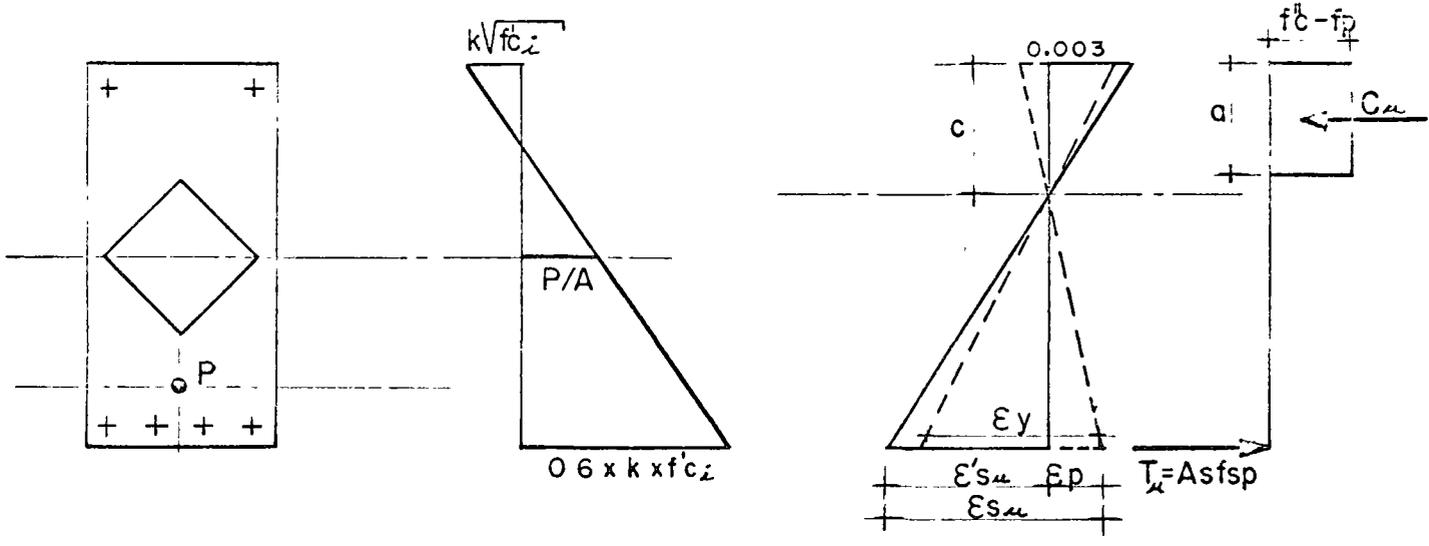
-5
-10
-15
-20
-25
-30



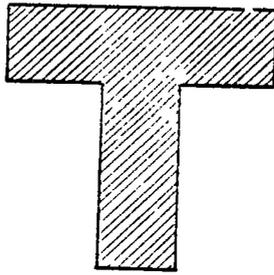
(figura-2)



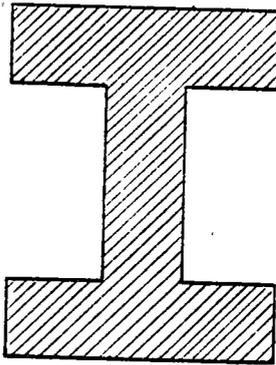
(figura-3)



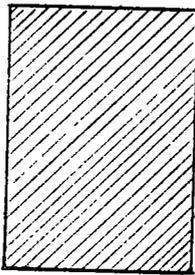
(figura-4)



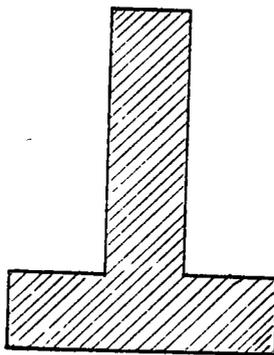
$$4 \leq \frac{\epsilon_{s_A}}{\epsilon_y} \leq 9$$



$$2.5 \leq \frac{\epsilon_{s_A}}{\epsilon_y} \leq 7$$



$$0.8 \leq \frac{\epsilon_{s_A}}{\epsilon_y} \leq 2.0$$



$$0.4 \leq \frac{\epsilon_{s_A}}{\epsilon_y} \leq 1.2$$

(figura - 5)



DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO PREFORZADO (DEL 30 DE SEPTIEMBRE AL 12 DE NOVIEMBRE DE 1975)

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
1. ING. ROBERTO ALMEYDA CASTRO Cerro del Mercado 204 Fracc. Los Pirules Tlalnepantla, México	PETROLEOS MEXICANOS Av. Marina Nacional No. 329 México, D. F. Tel: 5-31-63-21
2. ING. SALVADOR R. BANDRICH MARTIN Talara No. 47 Col. Tepeyac Insurgentes México 14, D. F. Tel: 5-77-42-82	
3. ING. EFREN L. CABALLERO MONTOYA Culiacán 91-3 Col. Condesa México 11, D. F. Tel: 5-84-80-08	ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES, S. A. Minería No. 145 Col. Escandón México 18, D. F. Tel: 5-16-04-60
4. ING. BALTAZAR CAMPOS DE LA F. Juan Sarabia 225 Col. Nueva Sta. María México 16, D. F. Tel: 5-56-66-91	SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS Xola y Av. Universidad Col. Narvarte México 12, D. F. Tel: 5-38-28-37
5. ING. JOSE P. CAMPOS DE LA F. Cuautla No. 157-1 Col. Condesa México 11, D. F. Tel: 5-53-82-92	SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS Xola y Av. Universidad Col. Narvarte México 12, D. F. Tel: 5-38-28-37
6. ING. JESUS CAMPOS DE LA GARZA Puebla No. 115-203 Col. Roma México 7, D. F.	FREYSSINET, S. A. Nápoles No. 36-2o. Piso Col. Juárez México, D. F. Tel: 5-33-55-00
7. ING. FILIBERTO CAMPOS NUÑEZ México, D. F.	SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS México, D. F.

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO PRESFORZADO (DEL 30 DE SEPTIEMBRE AL 12 DE NOVIEMBRE DE 1975)

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
8. ING. MAURICIO CASAS SAAVEDRA Habana 295 Col. Tepeyac Insurgentes México 14, D. F. Tel: 5-77-70-44	GUANOS Y FERTILIZANTES DE MEXICO, S.A. Av. Morena 804-8o. Piso Col. Narvarte México 12, D. F. Tel: 5-36-90-20 Ext.155
9. ING. ALBERTO FREGOSO VAZQUEZ Medellín 240 Col. Roma México 7, D. F. Tel: 5-64-38-58	SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS Xola y Av. Universidad Col. Narvarte México 12, D. F. Tel: 5-30-17-85
10. ING. FRANCISCO GALLEGOS GARCIA Jesús del Monte No. 78 Delegación de Cuajimalpa. México, D. F. Tel: 91-581-208-96	SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS Xola y Av. Universidad Col. Narvarte México 13, D. F. Tel: 5-19-27-70
11. SR. RAUL GARCIA VARGAS Quebrada 216-7 Col. Narvarte México 12, D. F.	SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS Miguel Laurent 840-1er. Piso Col. del Valle México 12, D. F. Tel: 5-59-20-48
12. ING. FRANCISCO A. GONZALEZ M. Calle 615 No. 150 Unidad Aragón México 14, D. F.	SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS Xola y Av. Universidad Col. Narvarte México 12, D. F. Tel: 5-59-20-48
13. ING. ALFONSO GUYOT AYALA Alvaro Obregón No. 24-2 Col. Roma México 7, D. F. Tel: 5-64-63-75	INGENIERIA DE SISTEMAS DE TRANSPORTE METROPOLITANO, S. A. Col. Escandón México 18, D. F. Tel: 5-16-04-60 Ext.280
14. ING. GUILLERMO GUZMAN PEREZ Tuxpango No. 47 Col. Industrial México 14, D. F. Tel: 5-17-62-68	FREYSSINET, S. A. Nápoles 36-201 Col. Juárez México 6, D. F. Tel: 5-33-55-00

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO PRESFORZADO (DEL 30 DE SEPTIEMBRE AL 12 DE NOVIEMBRE DE 1975.)

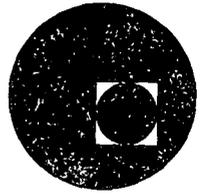
<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
15. ARQ. DANIEL G. LOPEZ PEREZ Nogal No. 182 Col. Sta. Ma. La Ribera México 4, D. F. Tel: 5-47-32-46	
16. ING. SALVADOR MEDINA RIVERO Av. Revolución No. 314-403-B Col. Tacubaya México 18, D. F.	CENTRO DE EDUCACION CONTINUA Tacuba No. 5 México 1, D. F. Tel: 5-21-73-35
17. SR. JULIO MONTIEL RAMIREZ Av. Víctor Hugo 196 Col. Portales México 13, D. F. Tel: 5-39-41-91	
18. ING. JOSE A. NAVA RODRIGUEZ Calle 647 No. 181 San Juan de Aragón México 14, D. F.	SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS Xola y Av. Universidad Col. Narvarte México 12, D. F. Tel: 5-30-17-85
19. ING. JOSE LUIS OCHOA VIZUET Ixtapantongo No. 43 Col. Electra, Edo. de México Tel: 3-97-79-95	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Ródano No. 14-56. Piso Col. Cuauhtémoc México 5, D. F. Tel: 5-53-71-33 Ext. 2052
20. ING. RAUL OJESTO MARTINEZ GARCIA Pablo Ucello No. 73 Ciudad de los Deportes México 19, D. F. Tel: 5-63-49-13	INGENIERIA DE SISTEMAS DE TRANSPORTE METROPOLITANO, S. A. Minería No. 145 Col. Escandón México 18, D. F. Tel: 5-16-04-60 Ext. 280
21. ING. CARLOS J. OROZCO Y O. Aleliés No. 20 Jardines de la Florida Edo. de México Tel: 5-62-60-55	SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS Sierra Gorda No. 23 Tecamachalco México 21, D. F. Tel: 5-20-87-28

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE
CONCRETO PRESFORZADO (DEL 30 DE SEPTIEMBRE AL 12 DE NOVIEM -
BRE DE 1975)

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
22. ING. SERGIO PALAFOX México, D. F.	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Ródano No. 14 México, D. F.
23. ING. EDUARDO PONCE OTERO Av. Tenango No. 12 Vergen de Coyoacán México 22, D. F. Tel: 5-44-22-93	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Ródano No. 14 México 5, D. F. Tel: 5-53-66-51
24. ING. FERNANDO A. RIVERA GALVAN Prolongación Héroes No. 122 San Simón Tolnahuac México 3, D. F. Tel: 5-83-38-62	ANALISIS Y PROCESOS DE SISTEMAS, S.A. José T. Cuellar No. 5 Col. Obrera México 8, D. F. Tel: 5-88-62-46
25. ARQ. FERNANDO RODRIGUEZ P. Callejón de la Barca 86 Col. Polanco México 5, D. F. Tel: 5-45-80-44	PE-CIR CONSTRUCCIONES Rincón del Bosque 24-5 Col. Polanco México 5, D. F. Tel: 5-45-48-48
26. ING. OMAR RUIZ CRAVIOTO Cerrada de Popotla 24-2 Col. Popotla México 17, D. F. Tel: 3-99-21-44	SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS Paseo de la Reforma No. 136-12o'Piso México, D. F. Tel: 5-35-31-73



centro de educación continua
facultad de ingeniería, unam



CONCRETO PRESFORZADO

COMPORTAMIENTO DE TRABES PRESFORZADAS
BAJO CORTANTE

ING. CONSTANCIO RODRIGUEZ C.



Winnipeg, Manitoba
Municipal Council



1911

6

1911

1911

6

1911

Diseño por flexión y cortante de un larguero
pretensado con tendones rectos

Se desea cubrir una bodega cuya planta tiene 7×35 m. Se tienen muros perimetrales de mampostería.

Se empleará como cubierta losa extruida pretensada de 10 cm de perfil (4") con un peso por metro cuadrado de 167 kg/m^2 .

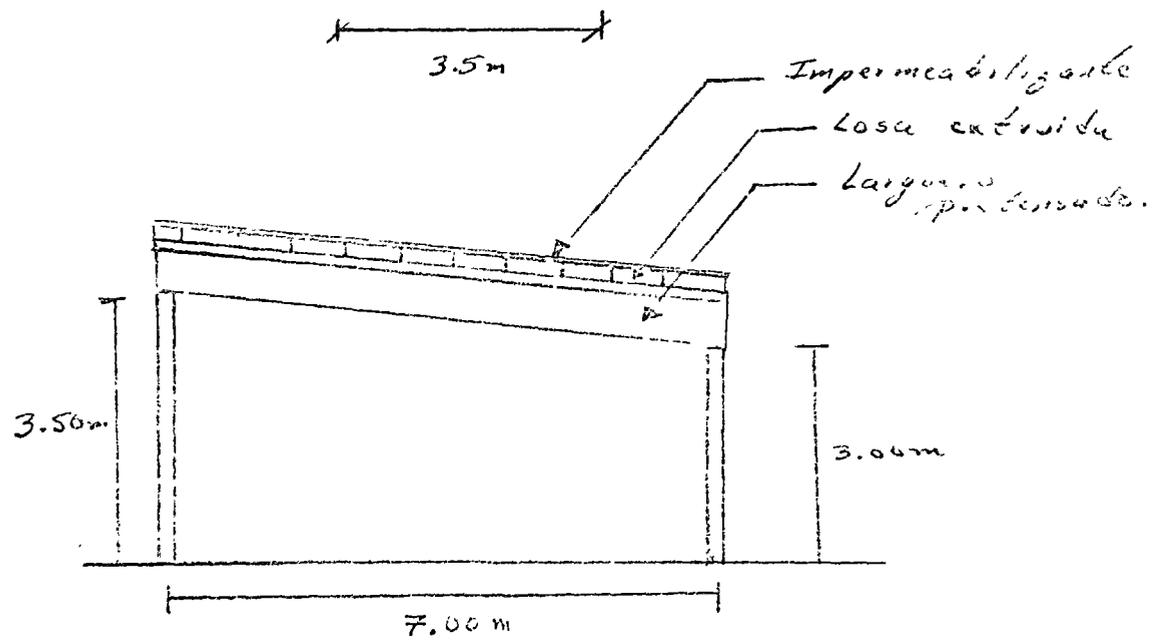
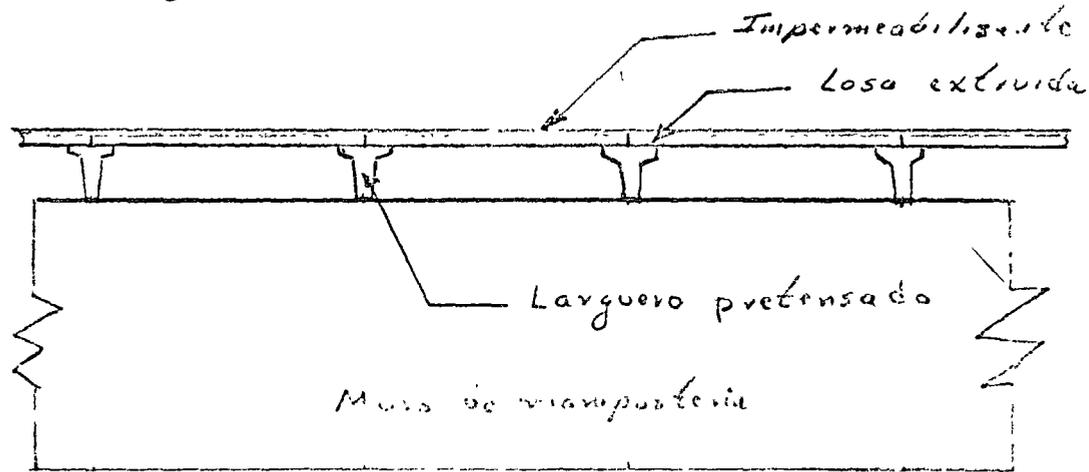
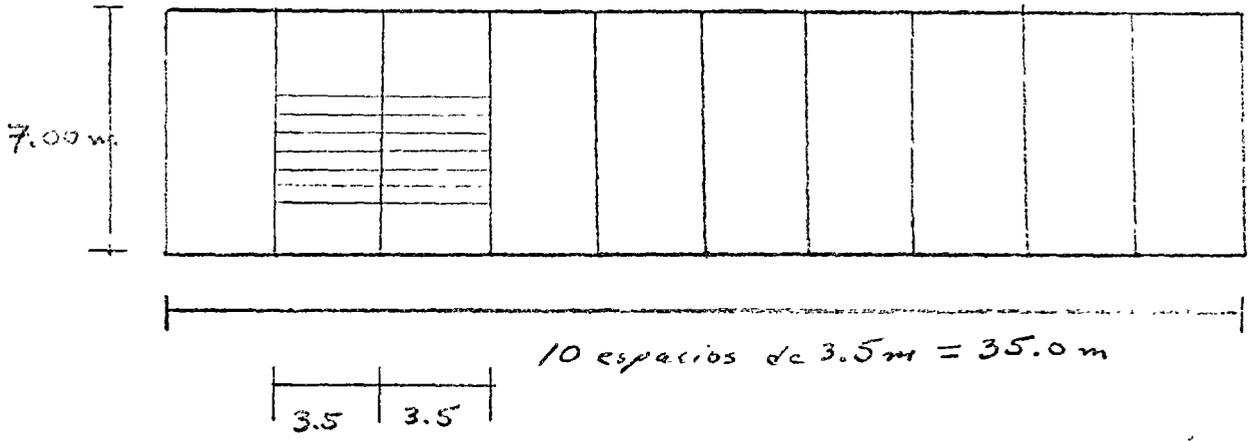
La cubierta tiene una inclinación de un 5%

Se deberán emplear las Especificaciones del Reglamento de Construcciones del Departamento del Distrito Federal 1975.

El peso del impermeabilizante es de 15 kg/m^2 .

La altura mínima de la cubierta es de 3.00 mts.

Planta de localización de largueros



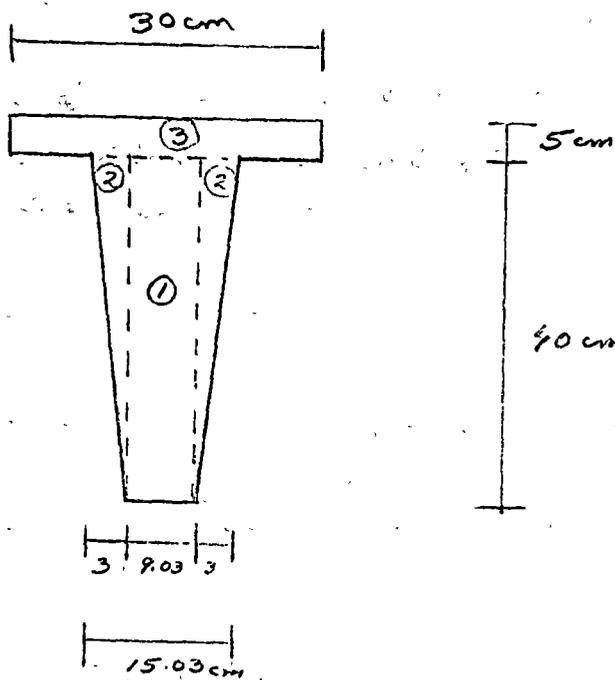
Larguero pretensado-

Datos.-

Concreto.- $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$

Acero de Pretensado $\text{taman } \phi 3/8 \text{ } f_{st} = 18,000 \text{ kg/cm}^2$

Acero de Refuerzo $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$



Elemento	Area	\bar{y}	$A\bar{y}$	d	d^2	Ad^2	\bar{I}
①	361.20	20.6	7,224	6.60	43.50	15,700	48,200
②	120.00	26.6	3,200	0.00	0.00	0	10,650
③	150.00	42.5	6,375	15.90	253.00	37,950	313
Σ	631.20		16,799			53,650	59,163

$$y_i = \frac{16,799}{631.20} = 26.60 \text{ cm}$$

$$A = 631.20 \text{ cm}^2$$

$$y_s = 45.00 - 26.60 = 18.40 \text{ cm}$$

$$I_x = 112,813 \text{ cm}^4$$

Esfuerzos permisibles.-

Concreto $f'_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$

A.- Esfuerzos inmediatamente despues de la transferencia y antes que ocurran las perdidas por contra-ccion y flujo plástico.

f'_{ci} - Resistencia nominal del concreto a compresion cuando ocurre la transferencia en el concreto presforzado

$$f'_{ci} = 0.80 f'_c$$

$$f'_{ci} = 0.80 \times 350 = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

Compresion . - $0.60 f'_{ci}$
 $0.60 \times 280 = 168 \text{ Kg/cm}^2$

Tension $\frac{\sqrt{f'_{ci}}}{\sqrt{280}} = 16.73 \text{ Kg/cm}^2$

B.- Esfuerzos bajo cargas muertas y vivas de servicio

Compresion $0.45 f'_c$
 $0.45 \times 350 = 157.50 \text{ Kg/cm}^2$

Tension $2\sqrt{f'_c}$
 $2\sqrt{350} = 37.72 \text{ Kg/cm}^2$

Acero de Presfuerzo.

Torón $\phi 3/8"$ $f_{sr} = 18,000 \text{ kg/cm}^2$

Area = 0.516 cm^2 $R = 9,300 \text{ kg}$.

- Debido a la fuerza aplicada por el gato.

$0.80 f_{sr}$

$0.80 \times 18,000 = 14,400 \text{ kg/cm}^2$

$P = 7,430 \text{ kg}$

- Inmediatamente después de la transferencia

$0.70 f_{sr}$

$0.70 \times 18,000 = 12,600 \text{ kg/cm}^2$

$P_2 = 6500 \text{ kg}$.

Presfuerzo Efectivo

Este reglamento indica que la suma de pérdidas de presfuerzo es el 20% del presfuerzo inicial. (Elementos Prestresados)

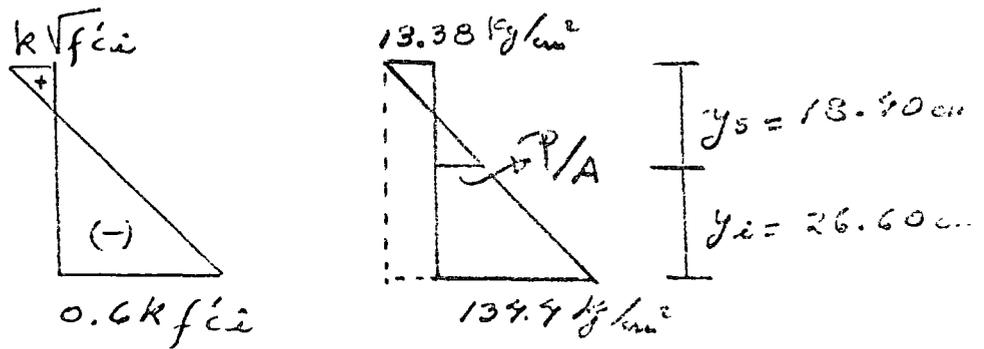
Esfuerzo efectivo

$0.80 \times 12,600 = 10,080 \text{ kg/cm}^2$

$P_{\text{efectivo}} = 5200 \text{ kg}$

Relación del presfuerzo efectivo respecto al presfuerzo inicial
 $R = 0.8$

Diagrama de presfuerzo



$$k\sqrt{f'ci} = 0.8 \times \sqrt{280} = 13.38 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.6 k\sqrt{f'ci} = 0.6 \times 0.8 \times 280 = 137.7 \text{ kg/cm}^2$$

Determinación de la fuerza de presfuerzo

$$\frac{13.38 + 137.7}{45} = \frac{P/A + 13.38}{18.40}$$

$$\frac{P}{A} = \frac{18.40}{45} \times 147.78 - 13.38 = 60.72 - 13.38$$

$$\frac{P}{A} = 47.04 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = 47.04 \times A = 47.04 \times 631.2 =$$

$$P = 29,691.6 \text{ kg}$$

$$N^{\circ} \text{ de varones} = \frac{P}{\text{Reflexión/varon}} = \frac{29,691.6}{5200} \doteq 6 \text{ var.}$$

Excentricidad teórica

$$f_{\text{presfuerza}} = \frac{P}{A} + \frac{P \cdot e}{I} y_i$$

$$e = \frac{I}{P y_i} \left(f_{\text{presf}} - \frac{P}{A} \right)$$

$$e = \frac{112,813}{31,200 \times 26.60} \left(139.7 - \frac{31,200}{631.2} \right)$$

$$P = 6 \times 5200 = 31,200$$

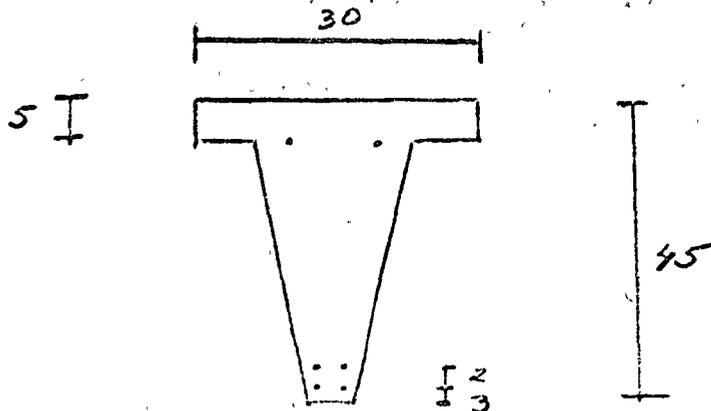
$$e = 0.136 (139.7 - 49.7)$$

$$e = 0.136 \times 85 = 11.56$$

$$e = 11.56 \text{ cm}$$

$$e' = y_i - e = 26.60 - 11.56 = 15.04 \text{ cm}$$

Distribución de coronas.



$$e' = \frac{2 \times 3 + 2 \times 5 + 2 \times 70}{6} = \frac{6 + 10 + 140}{6} = \frac{156}{6} = 26$$

$$e = y_i - e = 26.6 - 16.0 = 10.6 \text{ cm}$$

Presfuerzo real:

$$f_i = \frac{P}{A} + \frac{P e}{I} y_i$$

$$f_s = \frac{P}{A} - \frac{P e}{I} y_s$$

$$f_i = \frac{31,200}{631.2} + \frac{31,200 \times 10.6}{112,813} \times 26.6$$

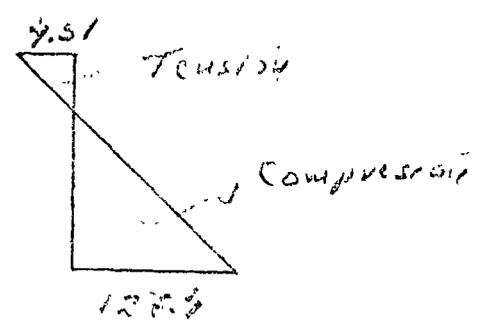
$$f_i = 49.43 + 77.98 = 127.41 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = \frac{31,200}{631.2} - \frac{31,200 \times 10.6}{112,813} \times 18.40$$

$$f_s = 49.43 - 53.94 = -4.51 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = 127.41 \text{ kg/cm}^2 < 134.4 \text{ kg/cm}^2 \text{ O.K.}$$

$$f_s = 4.51 \text{ kg/cm}^2 < 13.38 \text{ kg/cm}^2 \text{ O.K.}$$



FlexiónA. Revisión por esfuerzos permisibles.

Análisis de cargas.-

$$w_{cu} = 30 \text{ kg/m}^2 \quad \text{De acuerdo con el Reglamento del D.D.F. 1975}$$

$$w_i = 15 \text{ kg/m}^2$$

$$w_c = 167 \text{ kg/m}^2 \quad \text{Los extremos}$$

$$w_{sc} = 212 \text{ kg/m}^2 \times 3.5 = 742 \text{ kg/m}$$

$$w_{pp} = 0.0631 \times 2400 = 151.4 \text{ kg/m}^2$$

Por ser una viga simplemente apoyada

$$M = \frac{w \cdot l^2}{8}$$

$$M_{pp} = \frac{151.4 \times 7^2}{8} = 927.3 \text{ kg m}$$

$$M_{sc} = \frac{742 \times 7^2}{8} = 4544.75 \text{ kg m}$$

Esfuerzo en el Centro del Claro

Peso Propio.

$$f_i = \frac{M_{pp}}{I} \gamma = \frac{927.3 \times 100}{112,813} \times 26.00 = 21.86$$

$$f_i = 21.86 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = \frac{M_p}{I} y_s = \frac{927.3 \times 100}{112,813} \times 18.40 = 15.12$$

$$f_s = 15.12 \text{ kg/cm}^2$$

Sobre carga -

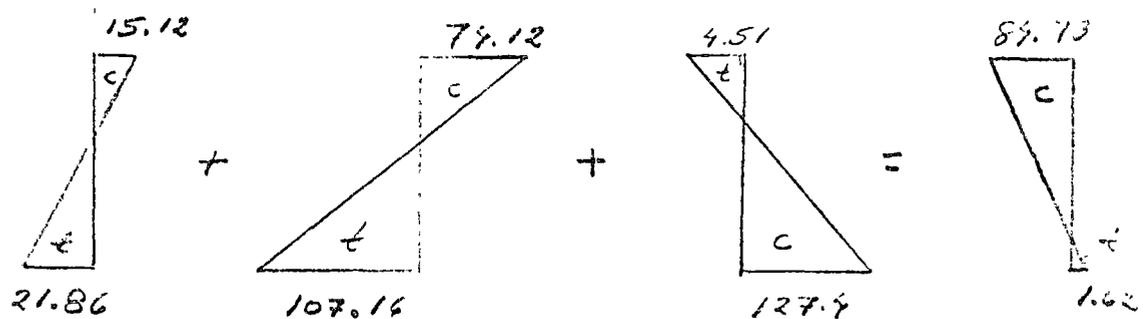
$$f_i = \frac{M_{sc}}{I} y_i = \frac{4544.75 \times 100}{112,813} \times 26.60 = 107.16$$

$$f_i = 107.16 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = \frac{M_{sc}}{I} y_s = \frac{4544.75 \times 100}{112,813} \times 18.40 = 74.12$$

$$f_s = 74.12 \text{ kg/cm}^2$$

Sobreposición de esfuerzos.



$$f_i = 1.62 \text{ kg/cm}^2 \text{ (tension)} \ll 37098 \text{ kg/cm}^2 \text{ O.K.}$$

$$f_s = 89.73 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Compression)} \ll 157.50 \text{ kg/cm}^2 \text{ O.K.}$$

Esfuerzos en los apoyos, antes de las pérdidas del presfuerzo.

$$P_i = 6 \times 6500 = 39,000 \text{ kg}$$

$$e = 10.6 \text{ cm}$$

$$f_i = \frac{P_o}{A} + \frac{P_o \cdot e \cdot y_i}{I}$$

$$f_i = \frac{39,000}{631.2} + \frac{39,000 \times 10.6}{112,813} \times 26.6$$

$$f_i = 61.79 + 97.97 = 159.26$$

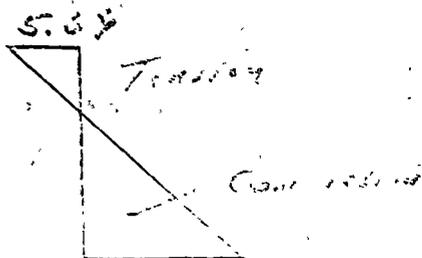
$$f_s = \frac{P_o}{A} - \frac{P_o \cdot e \cdot y_s}{I}$$

$$f_s = \frac{39,000}{631.2} - \frac{39,000 \times 10.6}{112,813} \times 18.90$$

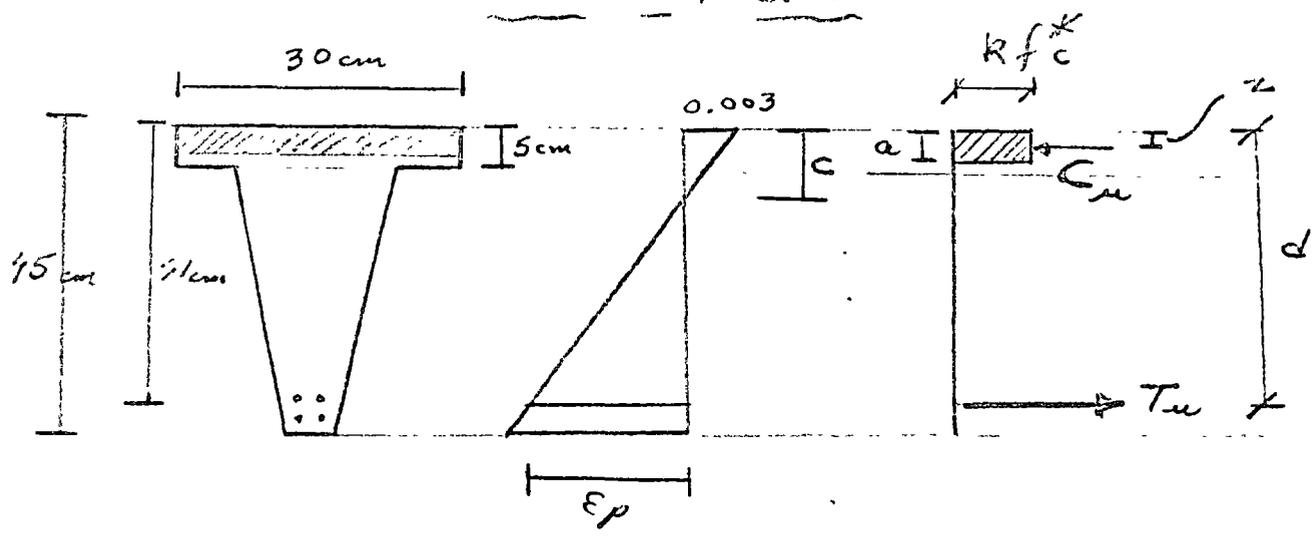
$$f_s = 61.79 - 67.43 = -5.64$$

$$f_i = 159.26 \text{ kg/cm}^2 < 168.0 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{O.K.}$$

$$f_s = 5.64 \text{ kg/cm}^2 < 16.73 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{O.K.}$$



Revisión de la Resistencia en el
Centro del Claro



$$T_u = A_s f_{su} = 4 \times 9300 = 37,200 \text{ kg}$$

Del Reglamento del Departamento del Distrito Federal 1975

- $a = 0.80 c$
- $f_c^* = 0.7 f_c$ Para diseño
- $f_c^* = 0.7 \times 350 = 245 \text{ kg/cm}^2$
- $R = 0.85$ Si $f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$

$$R = \left(1.05 - \frac{f_c^*}{1250} \right)$$

$\therefore R = 0.85$ En este caso

$$C_{cu} = 4 \times 6 \times 0.85 f_c^*$$

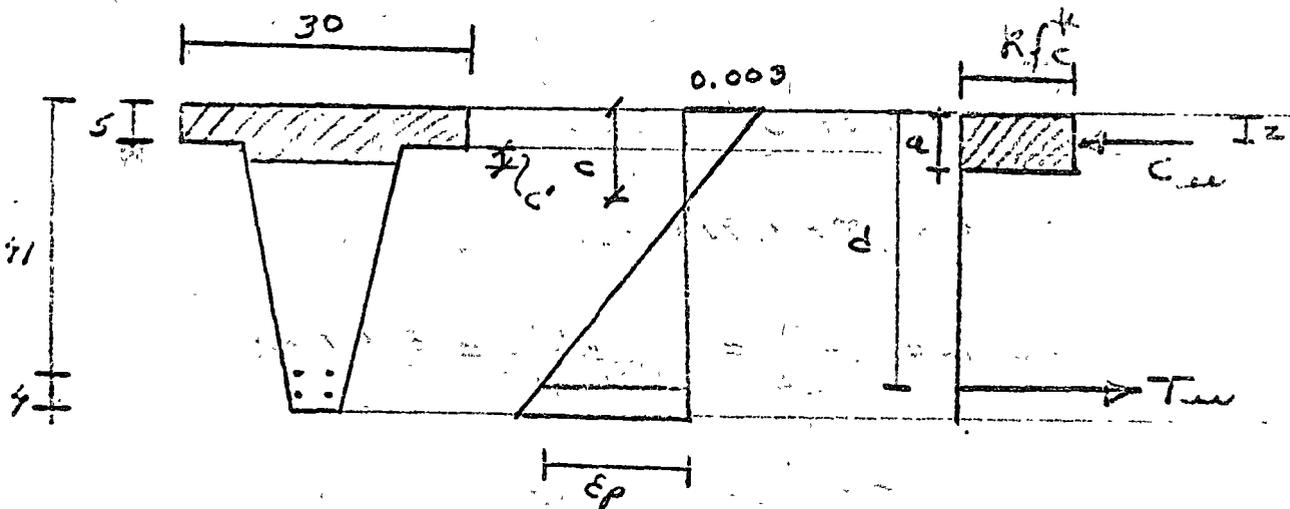
Como $T_u = C_{cu}$

$$ab \times 0.85 f_c^* = T_{uu}$$

$$a = \frac{T_{uu}}{0.85 f_c^* \times b} = \frac{37,200}{0.85 \times 245 \times 30}$$

$$a = 5.95 \text{ cm}$$

Luego $a > 5 \text{ cm}$



$$A \times 0.85 f_c^* = T_{uu}$$

$$A = \frac{T_{uu}}{0.85 f_c^*} = \frac{37,200}{0.85 \times 245} = 178.63 \text{ cm}^2$$

$$A = A_{\text{patin}} + A_{\text{mervadura}}$$

$$A_{\text{patin}} = 150$$

$$A_{\text{mervadura}} = A - A_{\text{patin}} = 178.63 - 150.00 = 28.63 \text{ cm}^2$$

Sin gran error se puede considerar que el ancho en la zona hachurada de la mervadura que el ancho b vale 15 cm.

$$c' = \frac{28.63}{15} = 1.91 \text{ cm}$$

Centroide la zona hachurada total

$$z = \frac{(30 \times 5) \times 2.5 + (15.0 \times 1.91) \times (5 + \frac{1.91}{2})}{30 \times 5 + 15 \times 1.91}$$

$$z = \frac{150 \times 2.5 + 28.63 \times 5.955}{150 + 28.63}$$

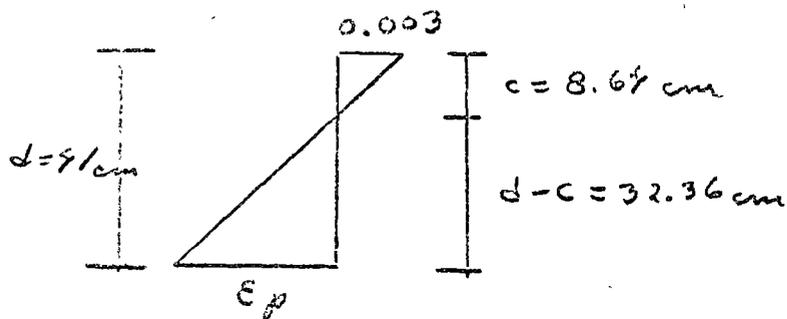
$$z = \frac{375 + 170.39}{178.63} = \frac{545.49}{178.63} = 3.05 \text{ cm}$$

$$z = 3.05 \text{ cm}$$

$$a = 5 + 1.91 = 6.91$$

$$c = \frac{a}{0.80} = \frac{6.91}{0.80} = 8.64 \text{ cm}$$

$$d - c = 41.0 - 8.64 = 32.36 \text{ cm}$$



Por triángulos semejantes

$$\frac{\epsilon_p}{32.36} = \frac{0.003}{8.64}$$

$$\epsilon_p = \frac{32.36}{8.64} \times 0.003 = 0.0112$$

Deformación unitaria inicial del acero

$$f = E \epsilon$$

$$\epsilon = \frac{f_s}{E} = \frac{10,080}{2,000,000} = 0.00504$$

$$\epsilon_t = \epsilon_p + \epsilon_{sm} = 0.0113 + 0.00504$$

$$\epsilon_t = 0.01624$$

La deformación unitaria correspondiente al límite convencional de fluencia según las gráficas esfuero-deformación del acero $\phi 3/8$ es $\epsilon = 0.011$

De acuerdo con las especificaciones la falla balanceada se presenta cuando el acero tiene una deformación unitaria 0.011; luego el 75% de la falla balanceada será $\epsilon = \frac{0.011}{0.75} = 0.01467 < 0.01624$ O.K.

Conclusión - Al presentarse la Resistencia a flexión en este larguero pretensado el acero de presfuerzo fluye y se tiene una sección sobreforzada.

- El factor de carga señalado en el Reglamento de Construcción del Departamento del Distrito Federal 1975 para acciones permanentes y variables $F_c = 1.4$ por ser cubierta.

- El factor de reducción de resistencia para flexión $F_R = 0.9$ según este nuevo Reglamento.

Momento actuante último

$$M_{u_a} = F_c \times M_t$$

$$M_t = M_{pp} + M_{sc}$$

$$M_t = 927.3 + 4544.75 = 5472.05 \text{ Kg m}$$

$$M_{u_a} = 1.4 \times 5472.05 = 7660.87$$

$$\therefore M_{u_a} = 7660.87 \text{ Kg m}$$

Momento resistente

$$M_{u_r} = F_R T_u (\alpha - z)$$

$$M_{u_r} = 0.9 \times 37,200 (71 - 3.05)$$

$$M_{u_r} = 0.9 \times 37,200 \times 37.95$$

$$M_{u_r} = 1240,566 \text{ Kg cm} = 12,405.66 \text{ Kg m}$$

$$M_{u_r} = 12,405.66 \text{ Kg m} > 77 M_{u_a} = 7660.87$$

Fuerza Cortante

Fuerza cortante actuante en el apoyo

Peso Propio

$$V_{pp} = \frac{w \cdot l}{2} = \frac{151.9 \times 7}{2} = 529.9$$

$$V_{pp} = 529.9 \text{ kg}$$

Sobrecarga

$$V_{sc} = \frac{w_{sc} \cdot l}{2} = \frac{742 \times 7}{2} = 2597$$

$$V_{sc} = 2597 \text{ kg}$$

$$V_t = V_{pp} + V_{sc} = 529.9 + 2597 = 3126.9$$

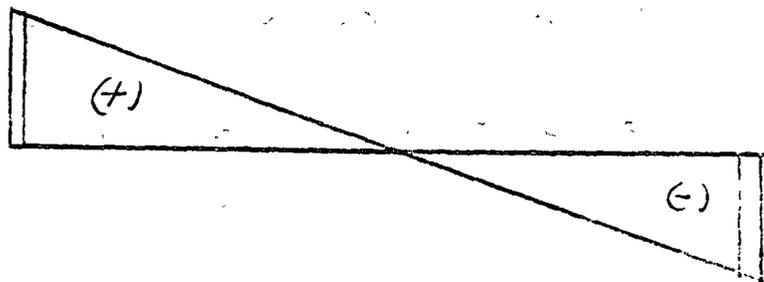
Fuerza Cortante Última

$$V_{ua} = F_c \times V_t$$

$$V_{ua} = 1.4 \times 3126.9 = 4377.7$$

$$V_{ua} = 4377.7 \text{ kg}$$

$$V_{ua} = 4377.7 \text{ kg}$$



$$4377.7 \text{ kg}$$

En esta viga la fuerza de presfuerzo proporcional al 100% de la Resistencia del concreto.

El cortante que proporciona el concreto esta definido en vigas de sección rectangular presforzadas según el Reglamento del Departamento del Distrito Federal 1975 por la siguiente ecuación.

$$V_{CR} = F_R b d \left(0.15 \sqrt{f_c^*} + 50 \frac{V d l}{M} \right)$$

En vigas de sección "T" esta ecuación se modifica de la siguiente manera

$$V_{CR} = F_R (b d + l^2) \left[0.15 \sqrt{f_c^*} + 50 \frac{V d l}{M} \right]$$

Este reglamento establece el factor de reducción de capacidad al cortante $F_R = 0.80$

Las ecuaciones anteriores son válidas si se cumplen las 2 siguientes condiciones:

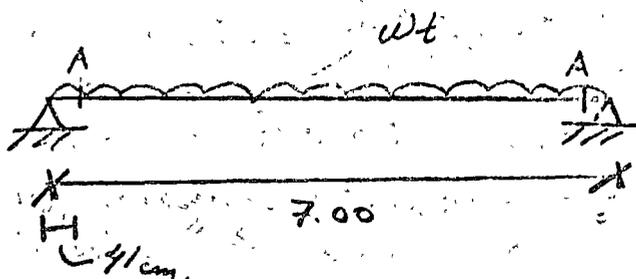
a). - $h \leq 1.00 \text{mts}$

En este caso $h = 75 \text{cm}$ O.K.

b). - $\frac{h}{d} \leq 6$

En este caso $\frac{h}{d} = \frac{75}{9.72} = 7.72 < 6$ O.K.

Sección crítica a un parámetro del arriojo



Sección A

Momento Flexionante.

$$M_A = wt \times \frac{l}{2} \times x = \frac{wt x^2}{2} \quad x = 0.41 \text{ m}$$

$$wt = w_{pp} + w_{sc} = 151.4 + 742 = 893.4$$

$$M_A = 893.4 \times \frac{7}{2} \times 0.41 = 893.4 \times \frac{0.91}{2}$$

$$M_A = 1282.03 - 75.09 = 1206.94 \text{ Kg m}$$

Fuerza Cortante.

$$V_A = wt \frac{l}{2} - wt x$$

$$V_A = 893.4 \times \frac{7}{2} - 893.4 \times 0.41$$

$$V_A = 3126.9 - 366.3 = 2760.6 \text{ Kg}$$

(35)

Obtención de los términos de la ecuación de constante.

$$b' = \frac{15.03 + 9.03}{2} \doteq 12 \text{ cm} \quad (\text{promedio}).$$

$d_t = 41 \text{ cm}$. (distancia de la fibra exterior de compresión al centroide de los tendones de presfuerzo, inferiores).

$t = 5 \text{ cm}$ (Espesor del patin).

$$f_c^* = 245 \text{ kg/cm}^2$$

$$V = 3126.9$$

$$M = 0$$

Aplicación de la ecuación

$$V_{CR} = 0.8 (12 \times 41 + 5^2) \left[0.15 \sqrt{245} + \frac{50 \times 3126.9 \times 41}{1206.97} \right]$$

$$V_{CR} = 0.8 (492 + 25) [2.35 + 4688.9]$$

$$V_{CR} = 0.8 \times 517 \times 4691.25 = 1,940,301. \text{ kg}$$

Constante mínima

$$V_{CR} = 0.5 F_R (b'd + b^2) \sqrt{f_c}$$

$$V_{CR} = 0.5 \times 0.8 (12 \times 41 + 5^2) \sqrt{245}$$

$$V_{CR} = 0.5 \times 0.8 \times 517 \times \sqrt{245} = 3236.9 \text{ kg.}$$

$$V_{CR} = 3236.9 \text{ kg.}$$

Cortante máximo.

$$V_{CR} = 1.3FR (b'd + l^2) \sqrt{f_c}$$

$$V_{CR} = 1.3 \times 0.3 (12 \times 3145^2) \sqrt{245}$$

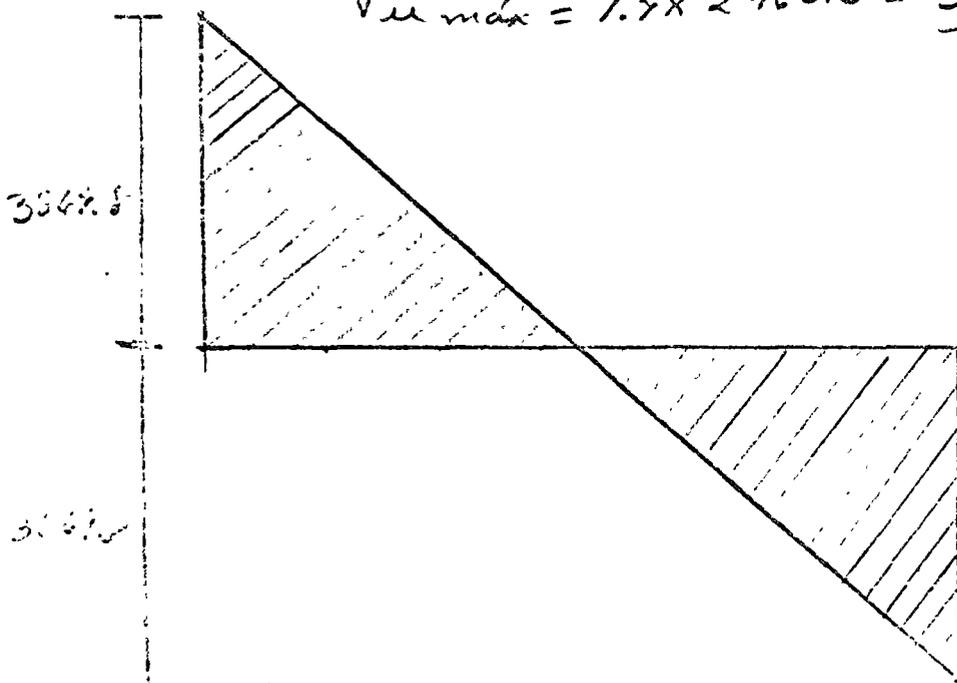
$$V_{CR} = 1.3 \times 0.8 \times 517 \times \sqrt{245} = 8416$$

$$V_{CR} = 8416 \text{ kg.}$$

Se toma el cortante máximo

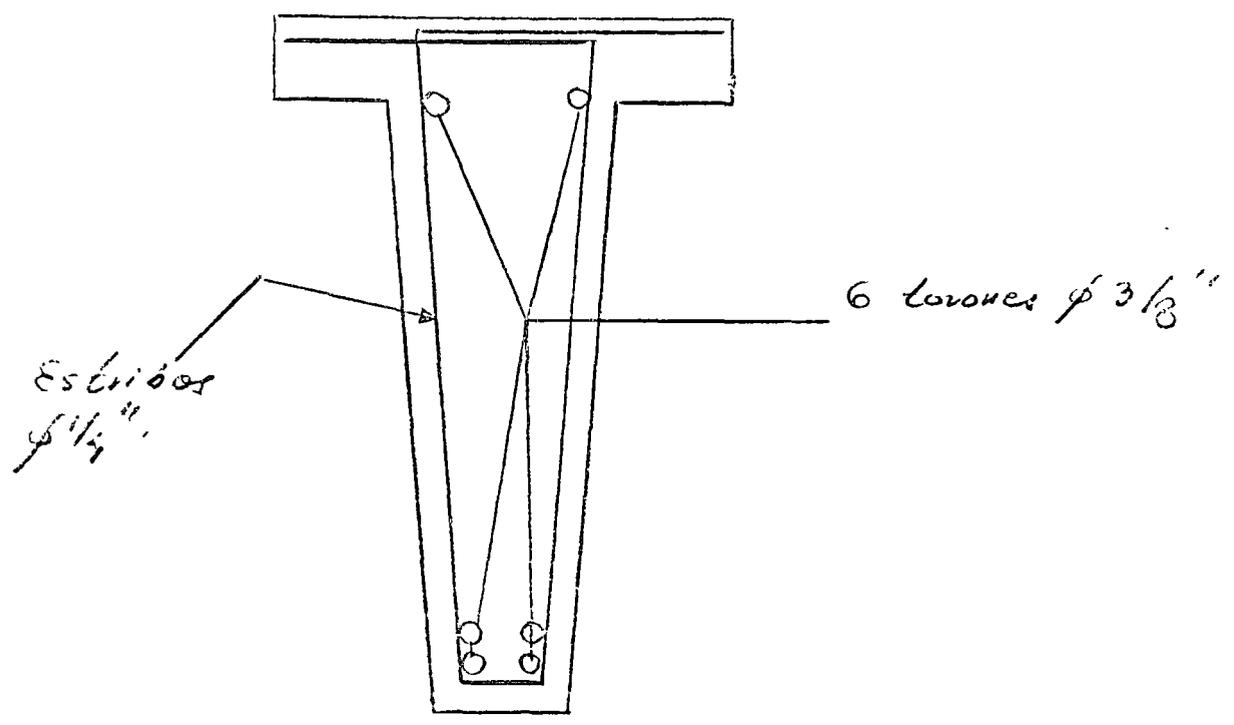
$$V_{CR} = \underline{8416} \text{ kg. (Para cualquier sección)}$$

$$V_{u \text{ máx}} = 1.4 \times 2760.6 = \underline{3864.8} \text{ kg}$$



Se colocaron únicamente estribos en
esta sección

El refuerzo transversal (por especificación) consistirá en estribos $\phi 1/4''$ (2 ramas) como se muestra en el croquis.



$$f_y^* = 2530 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Alambre } \phi 1/4'')$$

La separación de los estribos se determina con las siguientes ecuaciones.

$$S = \frac{F_R A_w f_y^* d}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F_R A_w f_y^*}{3.56'}$$

$$A_w = 2 \times 0.32 = 0.64 \text{ cm}^2 \text{ (Por ser 2 ramas de } \phi 1/4'')$$

$$f_y^* = 0.9 f_y = 0.9 \times 2530 = 2277 \text{ kg/cm}^2$$

En este caso particular, se colocaron estribos por especificación.

$$s \leq \frac{FR A_v f_y^*}{3.5 b}$$

$$s_{\max} = \frac{0.8 \times 0.64 \times 2277}{3.5 \times 12} = 27.7$$

$$s_{\max} = 27.7 \text{ cm.} \quad - \textcircled{1}$$

- Revisión de

$$2V_{CR} \leq V_u < 4V_{CR}$$

$$V_u = 3864.8 \text{ kg}$$

$$V_c = 8416.0 \text{ kg}$$

$$V_u < V_c$$

- Revisión de

$$s \leq 0.75h$$

$$s \leq 0.75 \times 45 = 33.75 \text{ cm} \quad - \textcircled{2}$$

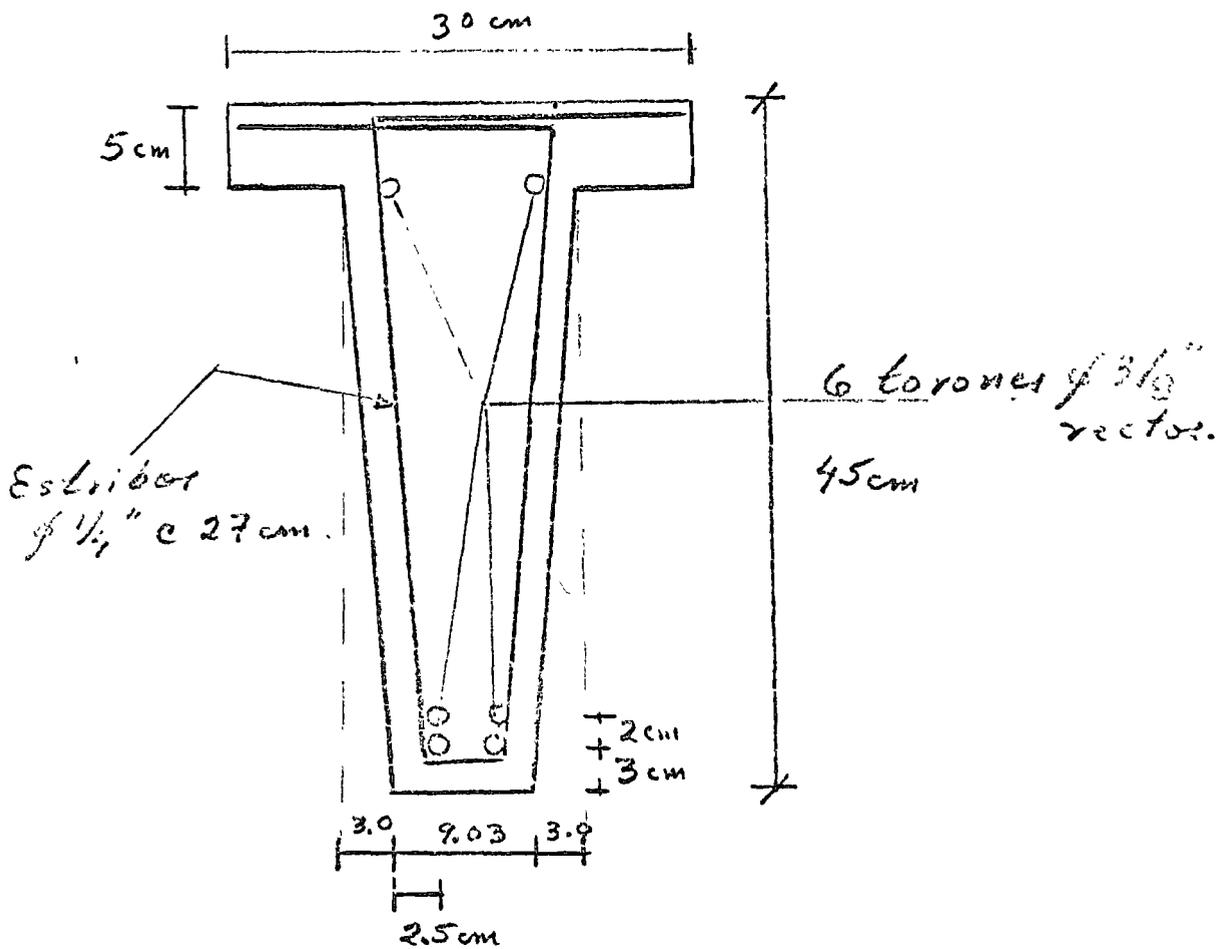
Se toma el menor de $\textcircled{1}$ y $\textcircled{2}$

$\therefore \phi \frac{1}{4}'' @ 27 \text{ cm} \text{ (2 ramas)}$

Resumen.-

Los largueros pretensados deberán tener las siguientes características.

1.- Sección y Armado.-



2.- Materiales

a).- Concreto $f_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$

b).- Acero de Prestresado $f_{pu} = 18,000 \text{ Kg/cm}^2$

c).- Acero de Refuerzo transversal $f_y = 2,050 \text{ Kg/cm}^2$

CENTRO DE EDUCACION CONTINUA

FACULTAD DE INGENIERIA

U N A M

CURSO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO PRESFORZADO

"FUERZA CORTANTE"

ING. CONSTANCIO RODRIGUEZ CABELLO.

5.- FUERZA CORTANTE

Constancio Rodríguez Cabello

5.1.- Comportamiento de trabes presforzadas sujetas a cortante.

5.1.1 INTRODUCCION

Las estructuras al estar sometidas al efecto de agentes externos (acciones permanentes, acciones eventuales, acciones accidentales), presentan diferentes -- respuestas (deformaciones, agrietamiento, vibraciones, etc.).

Al diseñar una estructura, es de fundamental importancia, conocer su comportamiento tanto en condiciones de servicio, como bajo la acción de las cargas -- accidentales que son factibles de presentarse durante su vida útil. El comportamiento de un elemento estructural, depende tanto de las acciones externas, como de sus características geométricas, de las restricciones definidas por sus apoyos y del material del -- que esté constituido.

Para determinar el comportamiento de una estructura, se recurre al empleo de métodos de análisis elástico que permite obtener los elementos mecánicos o acciones interiores que se presentan en cada uno de los -- elementos que integran la estructura. Conocidos los

elementos mecánicos, es factible determinar teóricamente mediante el empleo de hipótesis simplificadoras el comportamiento de cada uno de los elementos estructurales.

Existen procedimientos que a partir de modelos físicos ensayados en laboratorio, permiten conocer la respuesta de las estructuras, sin necesidad de conocer los elementos mecánicos, sin embargo estos métodos son muy costosos y de difícil realización, siendo por ello que usualmente se recurre a procedimientos analíticos.

Al conocer el comportamiento de un elemento estructural sometido al efecto de una acción interna, se determina la resistencia del mismo a esa acción, entendiéndose por resistencia del elemento estructural, a la máxima intensidad de la acción interna a la que puede estar sometido.

La primera condición que debe satisfacer un diseño, es que la estructura resultante sea lo suficientemente resistente, luego es necesario conocer de cada elemento estructural su resistencia a los diferentes elementos mecánicos.

Las acciones interiores o elementos mecánicos que se presentan o pueden presentarse en un elemento estructural, son el momento flexionante, la fuerza cortante, la fuerza normal y el momento torsionante.

Sería deseable contar con un procedimiento para dimensionar estructuras de concreto, que nos permitiera determinar la resistencia de cada uno de sus componentes, sujetos éstos a cualquier combinación de fuerza normal, fuerza cortante, momento flexionante y momento torsionante. Sin embargo el avance actual de nuestros conocimientos y el equipo con el que usualmente se dispone en los despachos de cálculo, no permiten resolver el problema planteado en su forma general y es por ello que se recurre a emplear métodos simplificados que consideran únicamente combinaciones parciales de ciertas acciones internas.

Así, anteriormente se estudió el comportamiento y se obtuvo la resistencia de elementos presforzados sujetos a la combinación del presfuerzo y del momento flexionante, haciendo caso omiso de la fuerza cortante y el momento torsionante.

Ahora procederemos a estudiar los efectos de la fuerza cortante sobre elementos de concreto presforzado sometidos simultáneamente a la acción del momento flexionante y del presfuerzo, sin considerar el efecto de la torsión.

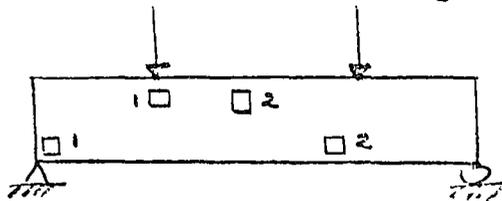
5.1.2.- Estados límite de servicio.

Si analizamos el comportamiento de una trabe de concreto presforzado sometida a la acción de cargas de baja intensidad que le producen momento flexionante y fuerza cortante, antes de la aparición de las grietas de flexión, el comportamiento del concreto presforzado se asemeja al de un material homogéneo y elástico. En este rango es factible determinar los esfuerzos a los que se encuentran sometidas todas las partículas que integran la pieza mediante las fórmulas convencionales.

El esfuerzo normal en la dirección del eje longitudinal de la viga f_x se obtiene mediante la fórmula de la escuadría.

$$f_x = \frac{P}{A} \pm \frac{P_e}{I} y \pm \frac{M_o}{I} y$$

En regiones cercanas a los apoyos y a las cargas con centradas, se presentan además de esfuerzos normales al eje longitudinal de la viga f_y .



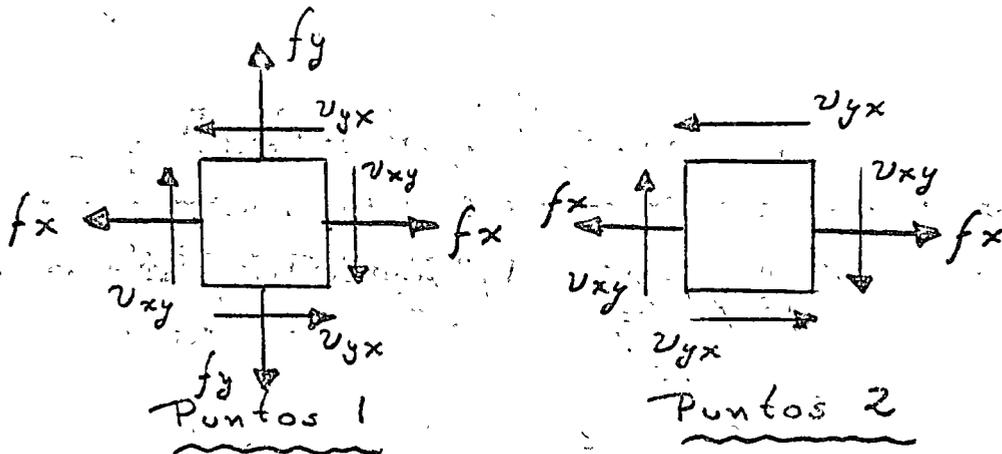
Existen además esfuerzos cortantes en cada uno de -- los planos que definen a la partícula τ_{xy} y τ_{yx} -- normales entre si. Estos esfuerzos se pueden evaluar con la ecuación:

$$\tau_{xy} = \tau_{yx} = \frac{VQ}{Ib} \quad \text{--- 2}$$

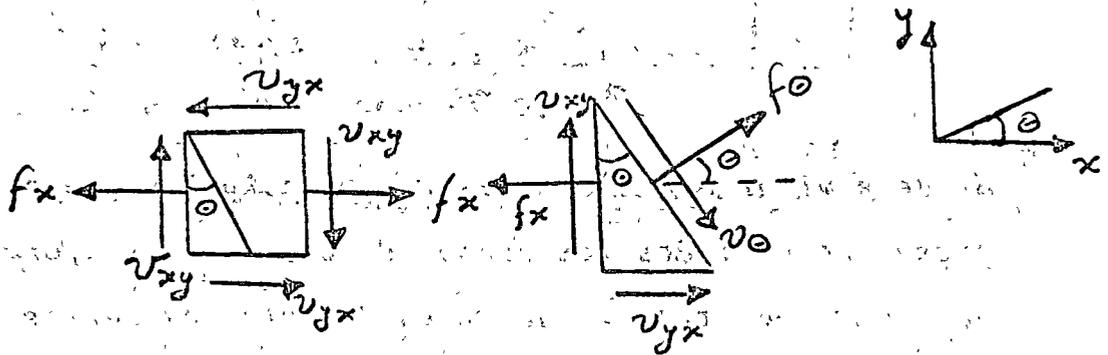
En el caso particular de vigas de sección rectangu-- lar:

$$\tau_{xy} = \tau_{yx} = \frac{3}{2} \frac{V}{A} \quad \text{--- 3}$$

Se ha establecido que el estado de esfuerzos en un -- punto cualquiera queda definido por los esfuerzos -- normales y tangenciales según dos planos cualquiera perpendiculares entre si.



En un punto cualquiera de una viga, puede establecerse un número infinito de planos normales entre sí -- que están definidos por sus respectivos esfuerzos -- normales y cortantes y por el ángulo que forman con el eje longitudinal de la viga.



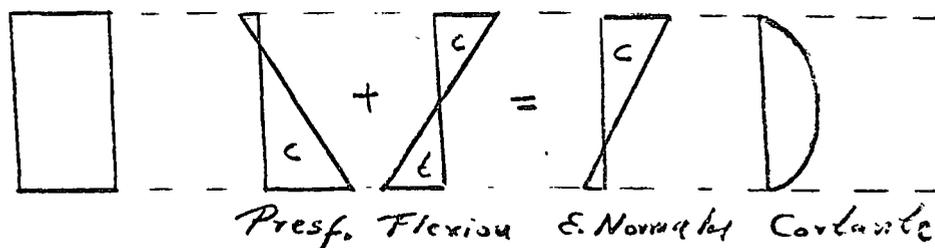
Por cada partícula de la viga, existe un par de planos, en los que el esfuerzo cortante es nulo y en el que se presenten el esfuerzo normal máximo y mínimo, -- estos planos se denominan "Planos Principales" y los esfuerzos se llaman "Esfuerzos Principales" y se obtienen con las siguientes ecuaciones:

$$\tan 2\theta = \frac{2v_{xy}}{f_x} \quad \text{--- 4}$$

$$f_1 = \frac{f_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{f_x}{2}\right)^2 + (v_{xy})^2} \quad \text{--- 5}$$

$$f_2 = \frac{f_x}{2} - \sqrt{\left(\frac{f_x}{2}\right)^2 + (v_{xy})^2} \quad \text{--- 6}$$

En la figura siguiente se muestra la distribución de esfuerzos normales y cortantes de una viga simplemente apoyada, sujeta a carga uniformemente distribuida.



Si determináramos los esfuerzos principales que se presentan en todos los puntos de una viga presforzada, podríamos trozar las redes de estos esfuerzos -- principales obteniéndose las trayectorias de los esfuerzos de tensión y las de los esfuerzos de compresión.



--- Trayectorias de esfuerzos de tensión
 ——— Trayectorias de esfuerzos de compresión

El concreto es un material que tiene resistencia considerable a los esfuerzos de compresión y cortante directo y muy baja capacidad a la tensión; es por ello que los elementos de concreto tienden a fallar según superficies perpendiculares a las direcciones de las tensiones principales.

Esto hace necesario el proporcionar refuerzo de acero para soportar aquellas tensiones que exceden el valor de la resistencia o tensión del concreto.

En el estudio de los elementos presforzados sujetos a momento flexionante, se definió el armado longitudinal que se localiza en la zona inferior de la viga y que resiste los esfuerzos de tensión en las regiones centrales del elemento.

En este caso se observa que debido al efecto de la fuerza cortante se presentan esfuerzos principales de tensión, inclinados con respecto al eje longitudinal de la viga. Estos esfuerzos son los que pueden originar la falla del elemento a una carga inferior a la que se produciría la falla de flexión del miembro.

Desde el punto de vista del comportamiento de una viga de concreto reforzado o presforzado es inconveniente que se presente la resistencia de un elemento debido a una falla por tensión diagonal antes de que el acero longitudinal fluya, pues las fallas de tensión diagonal se presentan súbitamente, es decir, no es de tipo frágil, a diferencia del caso en que fluye el acero longitudinal presentandose una deformación mayor y por ello el elemento presenta una falla de tipo dúctil.

Es por ello que conviene estudiar este tipo de falla y evitar que se presente antes de la falla por flexión del elemento para lo cual se requiere colocar acero transversal en forma de estribos que contribuya en combinación con la capacidad del concreto a resistir la fuerza cortante actuante.

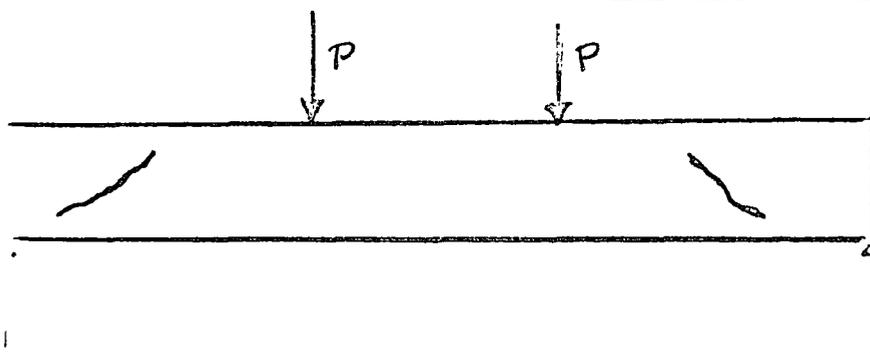
En los primeros reglamentos de diseño de elemento de concreto presforzado, se revisaba que los esfuerzos principales de tensión diagonal fueran inferiores a los especificados en ellos.

5.2.- Estados límite de falla.

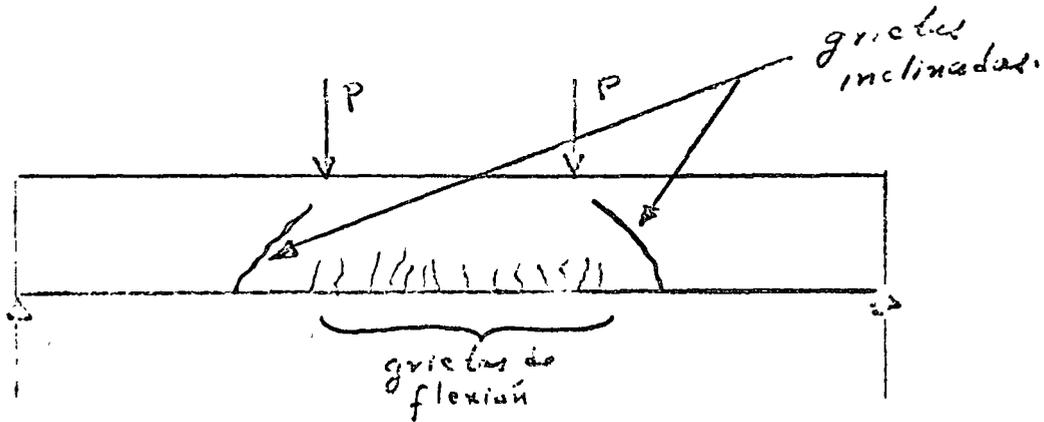
Al estudiar una viga presforzada, se observa que a bajos niveles de carga y antes de que aparezcan las primeras grietas de tensión debidas a la flexión, el comportamiento del elemento es esencialmente elástico, sin embargo si se incrementa la magnitud de las cargas, la fuerza cortante puede originar esfuerzos principales que exceden la resistencia a tensión del concreto produciéndose grietas inclinadas a la mitad del peralte o en las fibras inferiores del elemento. Estas grietas pueden aparecer en puntos en donde no existan grietas a flexión o pueden presentarse como una prolongación de ellas cambiando gradualmente de inclinación.

Conviene señalar que en elementos presforzados, el agrietamiento por tensión diagonal se presenta bajo cargas de mayor intensidad que en el caso de piezas de concreto reforzado, esto se debe a los esfuerzos de compresión que produce el presfuerzo en el concreto.

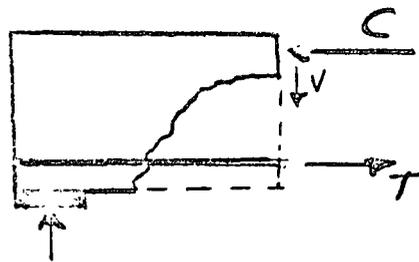
A partir del momento en que se producen las grietas inclinadas, el comportamiento del elemento difiere del correspondiente a un miembro que falle por flexión. La grieta inclinada puede aparecer súbitamente sin señal previa y extenderse hacia arriba y hacia abajo hasta causar el colapso del elemento, este tipo de falla se denomina falla de tensión diagonal.



Puede suceder que el agrietamiento inclinado se desarrolle gradualmente y que el colapso de la pieza se produzca finalmente por el aplastamiento de la zona de compresión en las fibras superiores del elemento, al reducirse considerablemente la zona disponible para soportar los esfuerzos de compresión producidos por la flexión. A este tipo de falla se le denomina de compresión por cortante y en este caso el elemento puede soportar cargas de mayor intensidad que las anteriores.



Antes de que aparezca la grieta inclinada, el comportamiento del elemento es prácticamente lineal, pudiéndose considerar que el esfuerzo de tensión en el acero es proporcional al momento flexionante. Desarrollada la grieta inclinada, el comportamiento del elemento en la zona agrietada se asemeja a un arco rebajado como se muestra en la siguiente figura.



La presencia de la grieta inclinada reduce la zona de compresión, produce un incremento del esfuerzo de tensión en el acero longitudinal y reduce el área disponible para tomar la fuerza cortante (anteriormente se contaba con todo el peralte de la viga) y en esta situación, únicamente se tiene la zona de compresión del concreto.

Si al desarrollarse la grieta inclinada, la zona de compresión reducida es capaz de resistir la compresión resultante y el acero longitudinal puede tomar el incremento súbito de tensión, entonces la grieta inclinada se estabiliza y el elemento puede soportar cargas superiores trabajando como un arco. Si la zona de compresión es incapaz de resistir la fuerza de compresión, entonces se produce una falla por aplastamiento del concreto en la parte superior de la grieta inclinada.

El comportamiento de los elementos presforzados es muy complejo, pues la distribución de esfuerzos cambia apreciablemente cuando se exceden las tensiones que pueden soportar el concreto y aparecen grietas. No es factible predecir con exactitud la posición en que se forman las grietas, ya que existen variaciones locales en la resistencia del concreto por no ser un material homogéneo. Además la presencia de grietas no permite idealizar de manera sencilla el funcionamiento de una viga presforzada. Si a lo anterior añadimos que el concreto no es un material elástico en el que se modifica la distribución de los esfuerzos al modificarse la intensidad de las cargas.

Por lo anterior, los métodos para dimensionar elementos de concreto presforzado sujetos a fuerza cortante, están fundamentados en conocimientos experimentales de su comportamiento mediante ensayos de laboratorio que se han orientado a determinar la capacidad del concreto para tomar esfuerzos cortantes y a la contribución del refuerzo transversal en la resistencia a fuerza cortante del elemento.

En los Estados Unidos la investigación se ha basado en la consideración de que el concreto es capaz de tomar una cierta cantidad de esfuerzo cortante y que el excedente debe ser soportado por el refuerzo transversal.

A continuación se comentan brevemente los diferentes reglamentos, señalando las principales ecuaciones especificadas en relación al diseño por fuerza cortante de vigas de concreto presforzado.

A.- Bureau of Public Roads.

El primer criterio para el diseño de elementos -

de concreto presforzado en los Estados Unidos, fué -
publicado por el "Bureau of Public Roads" en 1954 --
con el nombre de "Criteria for Prestressed Concrete
Bridges" que señalaba que los elementos de concreto
presforzado deberían diseñarse bajo condiciones de -
servicio, suponiendo que el concreto es capaz de so-
portar un esfuerzo de tensión principal no mayor de
0.03 f'c y bajo cargas últimas de 0.08 f'c. En el ca-
so de que el esfuerzo actuante sea mayor que cualquie-
ra de estos dos valores se deberá emplear acero de -
esfuerzo transversal (estribos).

La ecuación para determinar el esfuerzo principal de
tensión se obtenía con la ecuación:

$$f_t = \sqrt{(v)^2 + \frac{f_c^2}{4}} - \frac{f_c}{2} \quad \text{--- 7}$$

L.- Recomendaciones tentativas del Comité Unido ACI
ASCE-323.

Posteriormente, el Comité Unido del ACI-ASCE-323
publicó las "Recomendaciones tentativas para concre-
to presforzado" (Tentative Recommendations for -----

Prestressed Concrete) en las que se indicaba que la fuerza cortante última que el concreto podía tomar, estaba dada por la ecuación:

$$V_c = 0.06 f'_c b' j d \quad \text{--- 8}$$

Siempre y cuando

$$0.06 f'_c \leq 180 \text{ psi} \quad \text{--- 9}$$

El excedente de fuerza cortante se debería tomar con estribos de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$A_v = \frac{(V_u - V_c) S}{2 f_y j d} \quad \text{--- 10}$$

A_v - Área de acero transversal (estribos).

S - Separación de estribos.

V_u - Fuerza cortante última actuante.

V_c - Fuerza cortante tomada por el concreto.

f_y - Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo transversal.

$j d$ - El brazo de palanca de la sección.

b' - Ancho del elemento o del alma del elemento.

El 2 se tomaba como un factor de reducción del área de acero de refuerzo transversal, requerido por estar presforzada la sección, este factor se debería reducir si la contribución del presfuerzo era limitada.

C.- Reglamento del "American Concrete Institute ACI-318-63.

Estas especificaciones limitaron el diseño de elementos presforzados al empleo de criterio de diseño último o de resistencia y establecieron la capacidad del concreto a fuerza cortante de acuerdo con los dos tipos de fallas posibles; falla de agrietamiento por tensión diagonal y falla de compresión por cortante. A continuación se explican y definen las ecuaciones correspondientes.

Agrietamiento por tensión diagonal.- Este agrietamiento ocurre cuando el esfuerzo principal máximo de tensión diagonal es igual a la resistencia a tensión del concreto y ocurre en regiones en que se presenta cortante alto y momento flexionante pequeño, como es cerca de los apoyos en vigas simplemente apoyadas y cerca de los puntos de inflexión en vigas continuas.

Para determinar los esfuerzos principales se empleó la teoría elástica clásica, como a continuación se indica:

$$f_t = -\frac{f_{pc}}{2} + \sqrt{(v_{cw})^2 + \left(\frac{f_{pc}}{2}\right)^2} \quad \text{--- 11}$$

f_t - Resistencia a tensión del concreto.

f_{pc} - Esfuerzo de compresión debido al presfuerzo.

v_{cw} - Esfuerzo cortante en un miembro no agrietado

por flexión en el instante que ocurre el ---

agrietamiento inclinado en el alma de la viga.

f_{pc} - Se considera negativo por ser esfuerzo de compresión.

Cambiando el orden de la ecuación 11, se tiene:

$$\left[f_t + \frac{f_{pc}}{2} \right]^2 = v_{cw}^2 + \left[\frac{f_{pc}}{2} \right]^2 \quad \text{--- 12}$$

y despejando

$$v_{cw} = \sqrt{f_t^2 + \frac{f_{pc}}{f_t}}$$

Ahora bien, de ensayos de laboratorio la resistencia a tensión nominal de concreto.

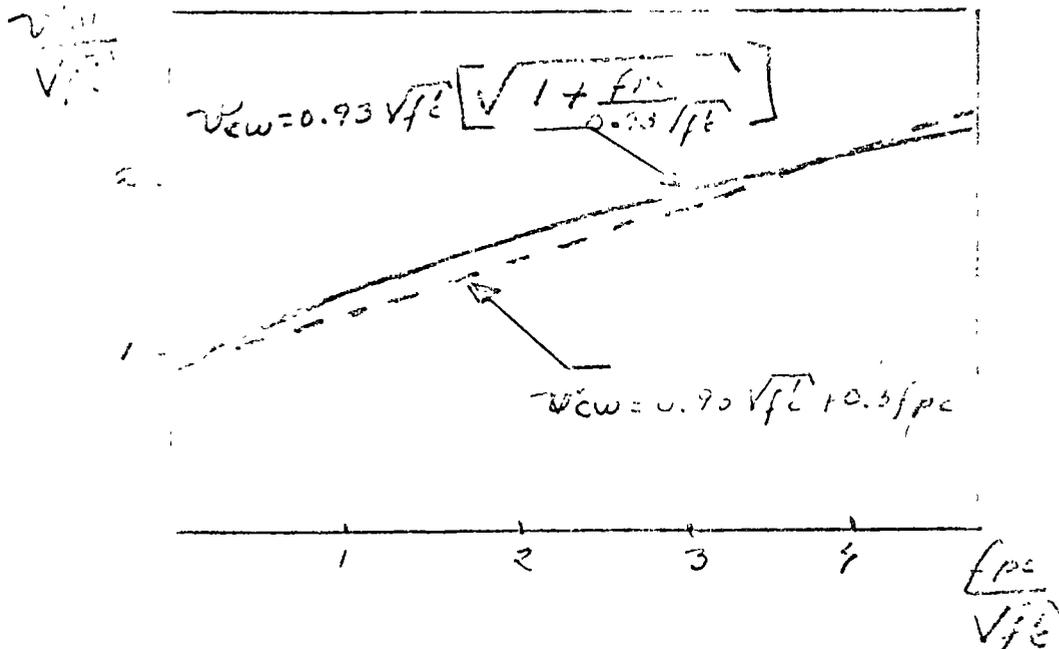
$$f_t = 0.93 \sqrt{f'_c} \quad (14)$$

Luego:

$$v_{cw} = 0.93 \sqrt{f'_c} \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0.93 \sqrt{f'_c}}} \quad (15)$$

Si observamos la figura siguiente se puede observar que las curvas definidas por las ecuaciones 15 y 16 son muy semejantes, luego se puede tomar esta última sin error considerable.

$$v_{cw} = 0.93 \sqrt{f'_c} + 0.3 f_{pc} \quad (16)$$



Por otra parte, el esfuerzo cortante nominal v_{cw} , es igual a la fuerza cortante debida a las cargas V_{cw} menos la componente de la fuerza de presfuerzo V_p dividida entre $b'd$.

$$v_{cw} = \frac{V_{cw} - V_p}{b'd} \quad \text{--- 17}$$

Substituyendo v_{cw} en ϕ :

$$\frac{V_{cw} - V_p}{b'd} = 0.93 \sqrt{f'_c} + 0.3 f_{pc} \quad \text{--- 18}$$

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

En que d es igual al 80% del peralte total de la viga ó el que se toma en la ecuación 26, el que sea mayor.

Esto es válido dado que la sección no se ha agrietado y por consiguiente el área del alma disponible para calcular el esfuerzo cortante nominal es una función directa de la localización del centroide del acero de presfuerzo.

121

agrietamiento de compresión por cortante. - Estas ---
grietas aparecen en regiones donde la flexión y el
cortante son moderados y actúan simultáneamente, co-
mo es el caso de regiones cercanas a los apoyos de -
vigas continuas o entre el apoyo y la línea central
de vigas simplemente apoyadas sujetas a carga unifor-
memente distribuida.

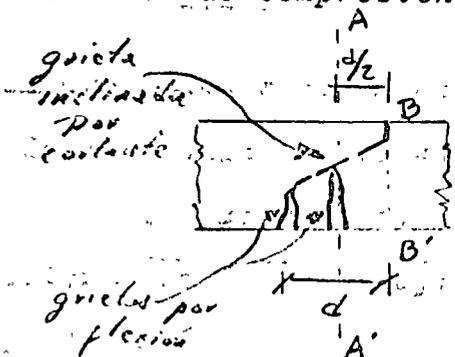
Aparecen originalmente como grietas verticales de --
flexión en la fibra a tensión más extrema, al aumen-
tar la carga, progresan hacia arriba y se inclinan -
diagonalmente hasta, y algunas veces a través de la
zona de compresión.

En los experimentos realizados, se observó que para
reducir la capacidad de una viga, las grietas de ---
tensión diagonal deberían tener una proyección sobre
el eje longitudinal de la viga igual al peralte de -
la misma. (d)

Si consideramos una sección transversal BB' una grieta
por flexión a una distancia d (en la dirección --
que decrece el momento) puede conducir a un agrieta-
miento diagonal que podría ser crítico para la sec-
ción BB' al reducir la zona de compresión.

Los esfuerzos principales de tensión a lo largo de la grieta de tensión diagonal incipiente se incrementan al presentarse el agrietamiento por flexión en la zona limitada por la sección BB' y por la sección localizada a una distancia d del plano BB'. El esfuerzo principal de tensión en la grieta diagonal se presenta cerca del centroide de la sección de la viga.

La presencia de una grieta de flexión en la sección AA' situada a d/2 de BB' indica la inminencia de un agrietamiento de compresión por cortante.



Si analizamos las secciones AA' y BB' se tiene que el cambio de momento de una sección a otra, es igual al área del diagrama de fuerza cortante entre las 2 secciones; o sea:

$$M - M_{CK} = \frac{V + V_{CR}}{2} \times \frac{d}{2} \quad \text{--- 20}$$

En que:

M - Momento flexionante en la sección BB' .

V - Fuerza cortante en la sección BB' .

M_{CR} - Momento flexionante en la sección AA' al agrietarse.

V_{CR} - Fuerza cortante en la sección AA' al agrietarse.

Ahora bien, en vigas presforzadas la diferencia de V y V_{CR} en la distancia $d/2$ es pequeña.

Por tanto:

$$M - M_{CR} = V \frac{d}{2} \quad \text{--- 21}$$

o . i ó n :

$$\frac{M}{V} - \frac{M_{CR}}{V} = \frac{d}{2} \quad \text{--- 22}$$

$$\therefore V = \frac{M_{CR}}{\frac{M}{V} - \frac{d}{2}} \quad \text{--- 23}$$

###

Pero el momento flexionante debido a las cargas aplicadas cuando ocurre el agrietamiento por flexión es igual a:

$$M_{CR} = \frac{I}{y} (1.60 \sqrt{f_c} + f_{pe} - f_c) \quad \text{--- 27}$$

$1.60 \sqrt{f_c}$ - Módulo de rotura del concreto.

f_{pe} - Esfuerzo de compresión en el concreto de la fibra inferior debido al presfuerzo.

f_c - Esfuerzo de compresión en la fibra inferior debido a la carga muerta.

Ahora bien, en la ecuación 23, el primer término es el cortante debido a las cargas aplicadas cuando ocurre el agrietamiento por flexión.

$$V_{CR} = \frac{M_{CR}}{l} + V_D \quad \text{--- 28}$$

V_D - Es la fuerza cortante debido a carga muerta.

Se considera la fuerza cortante V_D debido a carga muerta por separado debido a que las cargas muertas

están por lo general uniformemente distribuidas, ---
 mientras que las cargas vivas pueden tener cualquier
 distribución y a que la carga muerta en secciones --
 compuestas, se considera actuando en la sección pres
forzada únicamente mientras que la carga viva se con
sidera actuando en la sección compuesta.

La experiencia realizada, mostró que la fuerza cor--
 tante V_{ci} que produce el agrietamiento de compre-
 sión por cortante, es igual a la suma del cortante -
 correspondiente a la formación de la grieta por fle-
 xión a una distancia $d/2$ de la sección considerada -
 más un cortante que parece ser función de las dimen-
 siones de la sección transversal y de la resistencia
 del concreto que se considera de $0.16 b'd \sqrt{f'_c}$ ---

Por lo tanto; el cortante total en el instante de --
 formarse la grieta diagonal se obtiene de la siguien-
 te ecuación:

$$V_{ci} = 0.16 b'd \sqrt{f'_c} + \frac{M_{CR}}{\frac{M}{V} - \frac{d}{2}} + Vd$$

En que:

$$V_{ci} \geq 0.25 b'd \sqrt{f'_c}$$

En este código se estableció además, que cuando el cortante total V_u actuante en una viga presforzada sea mayor que este cortante V_c multiplicado por su correspondiente factor de reducción de capacidad ϕ se deberá proporcionar acero de refuerzo transversal en forma de estribos perpendiculares al eje de la viga que sea capaz de resistir la diferencia entre estos dos valores (este cortante que toma el refuerzo transversal se denomina V').

$$V_u = \phi (V_c + V') \quad \text{---} \quad 27$$

El área de acero de refuerzo transversal se determinará de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$A_v = \frac{(V_u - \phi V_c)}{f_y s} \quad \text{---} \quad 30$$

A_v - Área de refuerzo en el alma colocado perpendicularmente al eje del miembro.

f_y - Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo transversal.

s - Espaciamiento longitudinal del acero en el alma.

El acero de refuerzo transversal nunca deberá ser menor que:

$$A_v = \frac{A_s}{80} \times \frac{f'_s}{f_y} \times \frac{s}{d} \sqrt{\frac{d}{b'}} \quad - 31$$

A_s - Area de acero de presfuerzo.

f'_s - Resistencia máxima del acero de presfuerzo.

D.- Reglamento del "American Concrete Institute ACI-318-71.

El "American Concrete Institute" en 1971, publicó sus nuevas especificaciones denominadas ACI-318-71 las que, en general presentan cambios muy pequeños -- respecto a las del ACI-318-63. La ecuación correspondiente a la fuerza cortante V_{cw} se convierte en esfuerzo cortante v_{cw} .

$$v_{cw} = 0.9 \sqrt{f'_c} + 0.3 f_{pc} + \frac{V_p}{b'd} \quad \rightarrow 32$$

La ecuación referente a la fuerza V_{ci} se convierte en esfuerzo cortante v_{ci} .

$$v_{ci} = 0.16 \sqrt{f'_c} + \frac{V_d + \left(\frac{V_e M_{CR}}{M_{max}} \right)}{b'd} \quad \rightarrow 33$$

Pero:

$$v_{ci} \geq 0.75 \sqrt{f'_c} \quad - 34$$

V_c - Fuerza cortante en la sección que se presenta simultáneamente con $M_{máx}$

$M_{máx}$ - Momento flexionante máximo debido a las cargas de diseño aplicadas externamente.

La ecuación que establece el momento de agrietamiento se convierte en:

$$M_{CR} = \frac{I}{y_t} (1.6 \sqrt{f'_c} + f_{pc} - f_t) \quad - 35$$

y_t - Distancia del eje centroidal de la sección total despreciando el refuerzo a la fibra extrema de tensión.

I - Momento de inercia de la sección que resiste las cargas de diseño aplicadas externamente.

Sin embargo este reglamento permite calcular el esfuerzo cortante nominal que resiste el concreto V_c en vigas presforzadas que tengan una fuerza efectiva de presfuerzo por lo menos igual al 40% de la resistencia a la tensión del acero de refuerzo por flexión,

de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$v_c = 0.16 \sqrt{f'_c} + 50 \frac{V_{u \cdot d}}{M_u} \quad \text{--- 36}$$

V_u - Fuerza cortante total última de diseño aplicada en la sección.

M_u - Momento último debido a las cargas de diseño aplicadas en la sección.

Pero:

$$0.5 \sqrt{f'_c} \leq v_c \leq 1.3 \sqrt{f'_c} \quad \text{--- 37}$$

A menos que para un análisis más detallado se apliquen las ecuaciones 31 y 32 correspondientes a v_{ci} y v_{cw} respectivamente.

En esta ecuación:

$$\frac{V_{u \cdot d}}{M_u} \leq 1.0 \quad \text{--- 38}$$

d - Es la distancia de la fibra más alejada en compresión al centroide de los cables de presfuerzo.

Además se establece que el esfuerzo cortante total - de diseño v_u está dado por:

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b' d} \quad \text{--- 39}$$

El área de acero requerido por cortante no será menor que:

$$A_v = \frac{(v_u - v_c) b' s}{f_y} \quad \text{--- 40}$$

Estableciendo también que:

$$A_v \geq \frac{A_{ps}}{90} \times \frac{f_{pu}}{f_y} \times \frac{s}{d} \sqrt{\frac{d}{b'}} \quad \text{--- 41}$$

Siempre y cuando el presfuerzo efectivo resulta al - menos igual al 40% de la fuerza resistente total a - tensión.

f_{pu} - Resistencia última del acero de presfuerzo.

A_{ps} - Área del acero de presfuerzo en la zona de - tensión.

f_y - Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo - transversal.

La separación máxima de los estribos, no deberá ser mayor de 0.75 h (en que h es el peralte total de la viga) ó 60 cm.

$$\text{si } (v_u - v_c) > \sqrt{f'_c} \quad - 42$$

El espaciado indicado en el párrafo anterior se reduce a la mitad.

$$(v_u - v_c) \text{ siempre debera ser menor que } 2.1 \sqrt{f'_c} \quad - 43$$

E.- Reglamento del Departamento del Distrito Federal 1975.

Este reglamento está también basado en las investigaciones llevadas a cabo por el Comité Unido del - ACI-ASCE.

Si el presfuerzo efectivo es igual o mayor que el -- 40% de la resistencia a tensión de todo el refuerzo de tensión (presforzado y sin presfuerzo).

$$V_{CR} = F_R \cdot b \cdot d \left(0.15 \sqrt{f'_c} + 50 \frac{V \cdot d}{M} \right)$$

- 47

V_{CR} - Fuerza cortante de diseño que toma el concreto.

F_R - Factor de reducción de la resistencia.

b - Ancho de sección rectangular.

f_c^* - Resistencia reducida del concreto a compresión.

V - Fuerza cortante que actúa en la sección considerada.

M - Momento flexionante que actúa en la sección considerada.

d_t - Distancia de la fibra extrema en compresión, al centroide de los tendones del presfuerzo.

Este reglamento especifica que para diseño se puede tomar:

$$f_c^* = 0.7 f_c' \quad \rightarrow 45$$

Los límites de V_{CR} son:

$$0.5 F_R b d \sqrt{f_c'} = V_{CR} = 1.3 F_R b d \sqrt{f_c'} \quad \rightarrow 46$$

Para el caso de cortante; el factor de reducción

$$F_R = 0.80 \quad \rightarrow 47$$

En el caso de vigas T, I y L se substituye b por b'

que es el ancho del alma y el producto $b'd$ se le ---
agregará t^2 en vigas T e I y $\frac{t^2}{2}$ en vigas L en que t
es el espesor del patín.

En el caso de que el presfuerzo efectivo sea menor --
que el 40% de la resistencia de tensión de todo el -
refuerzo, se emplearán las ecuaciones para elementos
de concreto reforzado.

El valor de V_{CR} es válido para vigas en que el peral
te total h sea igual o menor que 1.00 m y cuando la
relación h/b no exceda de 6, si no se cumple lo ante
rior, se deberá reducir el valor de V_{CR} en un 20%, -
en vigas T, I o L, b' se usará en lugar de b en la -
relación h/b .

Cuando V_u (cortante total último actuante en la sec--
ción) sea mayor de V_{CR} se requiere refuerzo por ten-
sión diagonal que estará formado por estribos perpen-
diculares al eje de la pieza, con esfuerzo nominal de
fluencia no mayor de $4,200 \text{ Kg/cm}^2$ o por malla de alam-
bre soldada, cuyos alambres de mayor diámetro queden
normales al eje de la pieza, empalmados según las es-
pecificaciones correspondientes.

El espaciamiento S de los estribos se determina de acuerdo con la ecuación:

$$S = \frac{F_R A_v f_y^* d}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F_R A_v f_y^*}{3.56} \quad \text{--- 48}$$

A_v - Area transversal del refuerzo por tensión diagonal (estribos) espaciados una distancia S .

f_y^* - Esfuerzo reducido de fluencia del acero de refuerzo transversal.

Se puede considerar para diseño que:

$$f_y^* = 0.9 f_y \quad \text{--- 49}$$

Si:

$$V_{CR} \leq V_u \leq 2V_{CR} \quad \text{--- 50}$$

El espaciamiento no deberá ser mayor de $0.75 h$, siendo h el peralte total de la viga.

Si: $2V_{CR} < V_u < 4V_{CR}$ --- 51

El espaciamiento no deberá ser mayor que el dado por la siguiente ecuación:

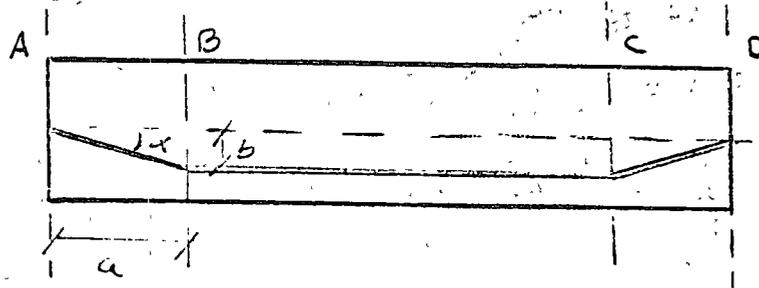
$$S \leq 0.75h \left(1.5 - 0.25 \frac{V_u}{V_{CR}} \right) \quad \text{--- 52}$$

V_u siempre deberá ser menor que $4V_{CR}$.

5.1.4.- Reducción de la fuerza cortante debido a la desviación de los tendones de presfuerzo.

En el caso de vigas en que los tendones de presfuerzo son desviados en sus extremos, es factible reducir la fuerza cortante actuante debido a la compensación que produce la componente vertical del presfuerzo.

En el caso de vigas de concreto presforzado con tendones de trayectorias rectas como el caso de la figura mostrada a continuación.



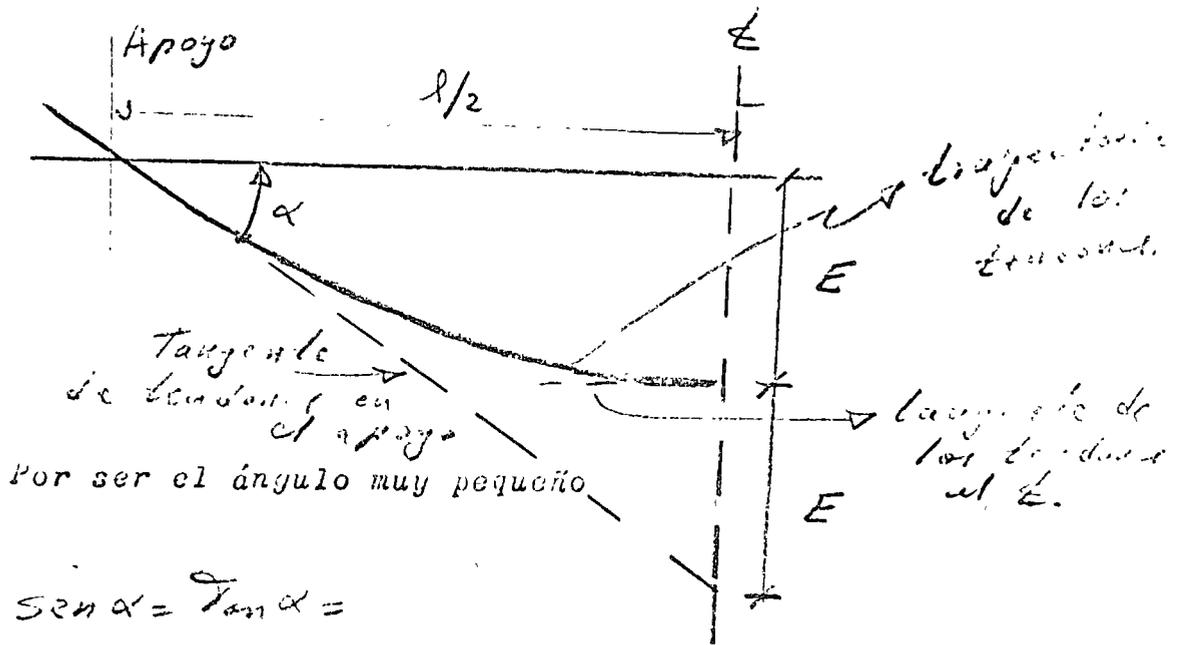
En las secciones localizadas entre A y B, C y D, se presentan tendones inclinados de presfuerzo y existe la componente vertical del presfuerzo que se puede obtener de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$\text{Componente vertical del presfuerzo} = P \text{ sen } \alpha$$

$$= P \times \frac{b}{\sqrt{a^2 + b^2}} \quad \dots 5.1$$

En el caso de vigas de concreto presforzado mediante tendones con curvatura parabólica se puede obtener - la componente vertical del presfuerzo de la siguiente manera (siempre y cuando la resultante del presfuerzo no presente excentricidad en el extremo de la viga).

Componente vertical del presfuerzo = $P \cdot \text{sen } \alpha$



De acuerdo con la propiedad de la parábola

$$\text{sen } \alpha = \text{Tan } \alpha = \frac{2E}{l/2} = \frac{4E}{l} \quad - 57$$

E - Excentricidad de los tendones de presfuerzo -
al centro del claro.

l - Claro de la viga.

La componente vertical del presfuerzo en este caso,
se puede obtener de la siguiente manera:

$$P \sin \alpha(x) = P \sin \alpha \times \frac{(l/2 - x)}{l/2} \quad - 55$$

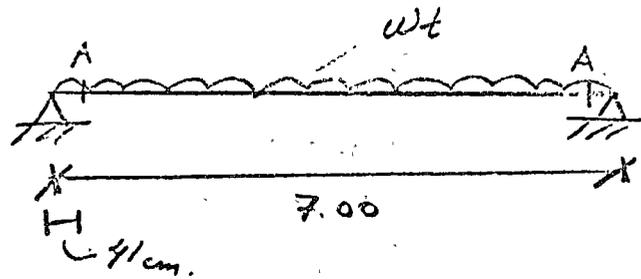
x - Distancia de la sección considerada al extre-
mo de la viga.

$$P \sin \alpha(x) = P \times \frac{4E}{l} \left(\frac{l/2 - x}{l/2} \right) \quad - 56$$

Para el caso en que las trayectorias de los tendones
no sean parabólicas y presenten otro tipo de curva -
más complicada, es factible sin gran error emplear -
las ecuaciones anteriores.



Sección crítica a un parámetro del apoyo



Sección A

Momento Flexionante.

$$M_A = w_t x \frac{l}{2} - \frac{w_t x^2}{2} \quad x = 0.91 \text{ m}$$

$$w_t = w_{yp} + w_{sc} = 151.7 + 742 = 893.7$$

$$M_A = 893.7 \times \frac{7}{2} \times 0.91 - \frac{893.7 \times 0.91^2}{2}$$

$$M_A = 1282.03 - 75.09 = 1206.94 \text{ Kg m}$$

Fuerza Cortante

$$V_A = w_t \frac{l}{2} - w_t x$$

$$V_A = 893.7 \times \frac{7}{2} - 893.7 \times 0.91$$

$$V_A = 3126.9 - 366.3 = 2760.6 \text{ Kg}$$

Obtención de los términos de la ecuación de cortante.

$$b' = \frac{15.03 + 9.03}{2} = 12 \text{ cm (promedio)}$$

$d = 41 \text{ cm}$ [distancia de la fibra extrema de compresión al centroide de los tendones de presfuerza (impugnada)]

$$t = 5 \text{ cm}$$

$$f'_c = 295 \text{ kg/cm}^2$$

$$V = 2760.4 \text{ kg}$$

$$M = 1206.94 \text{ kgm}$$

Aplicando la ecuación.-

$$V_{CR} = 0.8 (12 \times 41 + 5^2) \left[0.15 \sqrt{295} + 50 \times \frac{2760.4 \times 41}{12 \times 295 \times 1000} \right]$$

$$V_{CR} = 0.8 (497 + 25) [2.35 + 96.81]$$

$$V_{CR} = 0.8 \times 517 \times 99.16 = 20,365.6 \text{ kg}$$

Cortante mínimo

$$V_{CR} = 0.5 F_R (b'd + t^2) \sqrt{f'_c}$$

$$V_{CR} = 0.5 \times 0.8 (12 \times 41 + 5^2) \sqrt{295}$$

CENTRO DE EDUCACION CONTINUA

FACULTAD DE INGENIERIA

U N A M

CURSO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO PREFORZADO

"FUERZA CORTANTE EN VIGAS DE
SECCION COMPUESTA"

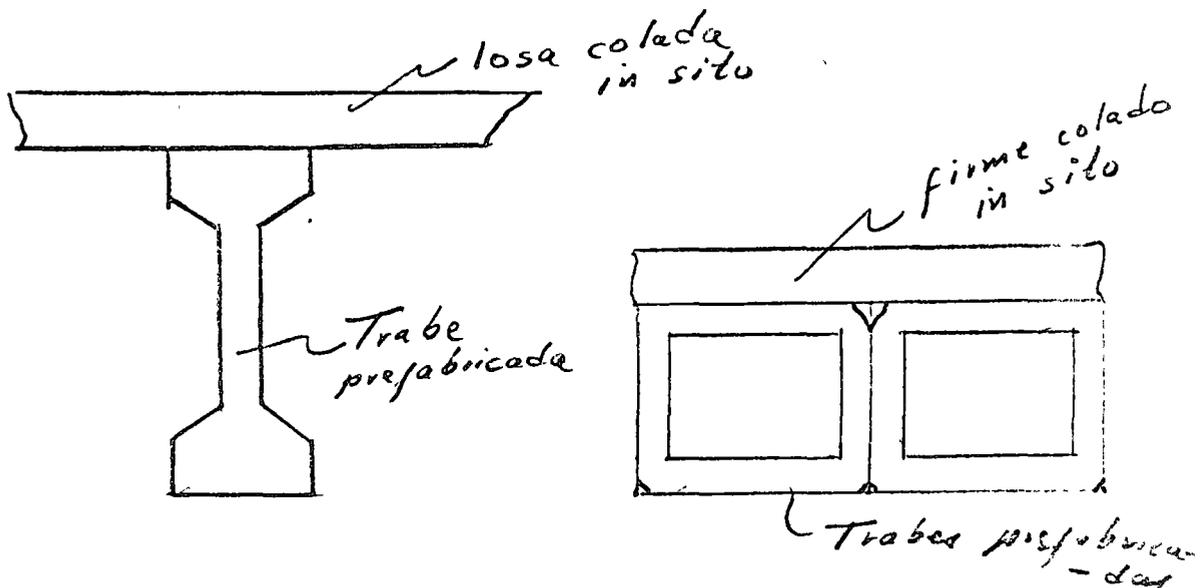
"ESFUERZOS EN ZONAS DE
ANCLAJE DE PREFUERZO"

ING. CONSTANCIO RODRIGUEZ CABELLO.

FUERZA CORTANTE EN VIGAS PRESFORZADAS

DE SECCION COMPUESTA.

Una viga de sección compuesta es un elemento estructural formado por dos o más materiales de características diferentes. Existen diversos tipos de secciones compuestas; sin embargo el caso que nos interesa en este curso, es el de traveses de concreto presforzado, prefabricadas, que trabajan en sección compuesta con una losa o firme estructural colado en el lugar.



Originalmente la trabe presforzada es prefabricada en una planta, transportada y colocada en el sitio definitivo, posteriormente se cuela sobre ella el firme o losa estructural, estos últimos al fraguar y adquirir la resistencia adecuada forman en conjunto con la trabe prefabricada la viga de sección compuesta.

La práctica usual, es que el concreto empleado en la trabe prefabricada y presforzada sea de mayor resistencia (en nuestro país se emplean concretos de $f^{\circ}c = 350$ a 400 Kg/cm^2) que el de la losa o firme colado in situ ($f^{\circ}c = 200 \text{ Kg/cm}^2$); ésto obedece a dos razones, la primera es que para presforzar un elemento se requiere de concreto de mayor capacidad, reduciendo con ello las pérdidas; y la segunda es que en el caso de plantas de prefabricación, éstas cuentan con equipo tanto técnico como mecánico para obtener un mayor control de calidad requerido al producir concretos de alta resistencia. Por otra parte, en la obra es común que no se cuente con estas técnicas refinadas, y lo más definitivo, no es necesario tener en la losa o firme estructural concretos de alta resistencia por ser en estos casos antieconómicos.

Con anterioridad, en la parte correspondiente a flexión, se estudió el diseño y revisión de vigas de sección compuesta. Ahora nos dedicaremos al estudio de su comportamiento bajo la acción de la fuerza cortante.

Una viga compuesta, para poder desarrollar su capacidad total, tanto a flexión como a cortante, una vez

que el concreto de la losa ha fraguado, se requiere que no exista desplazamiento relativo en la superficie de contacto; entre la losa colada in situ y la trabe prefabricada; es decir, debe existir transferencia de la fuerza cortante horizontal o fuerza rasante entre las fibras superiores de la trabe y las inferiores de la losa. Para poder resistir el esfuerzo cortante actuante y evitar el desplazamiento relativo entre los dos elementos componentes de la viga, se necesita que existan conectores de cortante.

La transferencia de cortante entre la losa y la trabe bajo la acción de las cargas de servicio no presenta gran problema, dado que por lo general existe la suficiente adherencia para asegurar el comportamiento de la viga trabajando como sección compuesta. Sin embargo, para desarrollar la resistencia a flexión se requiere de proveer los medios que nos aseguren su trabajo en conjunto, empleando para ello conectores de cortante.

La investigación experimental muestra que los conectores de cortante pueden ser de diferentes tipos. Se pueden emplear llaves de cortante (shear keys) en las fibras superiores de la trabe y a lo largo de toda su longitud.

tud, o bien, se pueden colocar conectores de acero de refuerzo (ties) anclados convenientemente en las trabes presforzadas y con la suficiente longitud para desarrollar el anclaje en la losa.

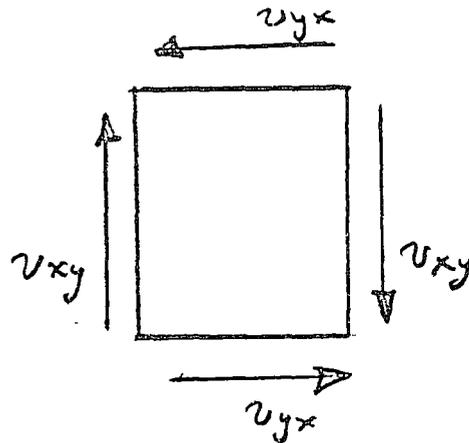
Las llaves de cortante tienen por objeto evitar el deslizamiento horizontal entre la trabe y la losa, mientras que los conectores de acero de refuerzo tratan de evitar la separación en el sentido normal a su superficie de contacto.

Los ensayos realizados indican que no es necesario dejar llaves de cortante en la parte superior de las trabes, si se deja una superficie rugosa en la cara de contacto de ésta con la losa o firme estructural.

También en la mayoría de los casos, se emplean los estribos (refuerzo transversal) de la trabe como conectores para resistir fuerzas rasantes, aumentando su longitud de manera que lleguen a la losa y se doblen en ella con la longitud necesaria para desarrollar su anclaje por adherencia.

Conviene recordar que en cualquier partícula de -

una viga, existen esfuerzos cortantes en dos planos normales, (v_{xy}) esfuerzo cortante vertical y (v_{yx}) esfuerzo cortante horizontal.



Anteriormente estudiamos los efectos de estos esfuerzos cortantes en conjunto con los esfuerzos normales producidos por la flexión, presentándose esfuerzos de tensión diagonal que son resistidos por el concreto y/o por los estribos. Ahora bien, en el caso de secciones compuestas, conviene revisar el plano de contacto entre las dos partes que integran la sección compuesta, por ser éste un plano con características especiales, en el que es factible se presenten desplazamientos verticales u horizontales entre la trabe y la losa.

Conviene señalar que los reglamentos empleados en nuestro país, indican que para determinar tanto la capaci

dad del concreto y evitar que se presenten fallas de tensión diagonal y compresión por cortante como para determinar el acero de refuerzo transversal; establecen los mismos criterios especificados en secciones simples, considerando a la sección compuesta como un elemento monolítico en el que el peralte y el momento de inercia son los correspondientes a la sección compuesta.

Para revisar la capacidad de transmitir la fuerza rasante de la trabe a la losa o firme estructural, los reglamentos han definido algunas especificaciones:

A.- Reglamento del "American Concrete Institute" ACI-318-63.

Este reglamento especifica que el esfuerzo cortante horizontal, actuante a lo largo de la superficie de contacto, se obtiene de la siguiente ecuación:

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

v_h - Esfuerzo cortante horizontal a lo largo de la superficie de contacto.

V - Fuerza cortante total.

Q - Momento estático del área transformada, arriba de la superficie de contacto, respecto al eje neutro de la sección compuesta.

I - Momento de inercia de la sección transformada --
compuesta despreciando el área de concreto en --
tensión.

b' - Ancho del área de contacto entre concreto precolado y colado en el lugar.

El cortante horizontal se transfiere a lo largo de la superficie de contacto ya sea por adherencia (v_a) o por conectores (v').

$$v_h = v_a + v'$$

La capacidad de adherencia en la superficie de contacto está definida por las siguientes especificaciones:

- a) Cuando no se proporcionen anclajes mínimos y la superficie de contacto esté rugosa y limpia. $v_a = 3 \text{ kg/cm}^2$
- b) Cuando se sigan los requisitos mínimos de amarre de acero (a continuación se señalan) y la superficie de contacto es lisa (alisada, aplanada o colada contra una cimbra). $v_a = 3 \text{ kg/cm}^2$
- c) Cuando se sigan los requisitos mínimos de amarre de acero (a continuación se indican) y la superfi-

cie de contacto esté rugosa y limpia. $v_a = 11 \text{ Kg/cm}^2$

Estos valores indicados en a), b) y c), si se multiplican por el factor de carga 1.9 pueden ser considerados para diseño por resistencia.

d) Cuando se usen anillos verticales adicionales, el esfuerzo de adherencia permisible sobre una superficie rugosa podía ser aumentada a razón de 5 Kg/cm^2 por cada área de acero adicional al 1% del área de contacto.

También indica que cuando se emplean conectores verticales, el espaciamiento de ellos no excederá de 4 veces el espesor de la losa, ni 60 cm, el área mínima de amarres la señala igual al 0.15% del área de contacto.

B.- Reglamento del "American Concrete Institute" ACI-318-71.

Este reglamento establece que solo se puede suponer una transmisión total de las fuerzas cortantes horizontales cuando se satisfacen las siguientes condiciones:

- a) Las superficies de contacto están limpias y se han dejado intencionalmente rugosas.
- b) Se han proporcionado el mínimo de anillos (estribos).
- c) El alma de los miembros se ha diseñado para resistir el cortante vertical total.
- d) Todos los estribos se han anclado completamente -- dentro de todas las intersecciones de las componentes.

Si no se cumple lo anterior se debe investigar el cortante horizontal de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$V_{dh} = \frac{V_{ve}}{\phi b_v d}$$

V_{dh} - Esfuerzo cortante horizontal de diseño en cualquier sección transversal.

V_{ve} - Fuerza cortante total de diseño aplicada en la sección.

ϕ - Factor de reducción de capacidad.

b_v - Ancho de la sección transversal que se investiga para cortante horizontal.

d_c = Distancia de la fibra más alejada en compresión al centroide del refuerzo en tensión (de toda la sección compuesta).

Alternativamente puede calcularse la fuerza real de compresión o tensión en cualquier segmento y tomarse precauciones para transmitir esa fuerza como un cortante horizontal al elemento de apoyo.

La fuerza cortante de diseño se puede transmitir a las superficies de contacto usando los esfuerzos cortantes horizontales permisibles (V_h) establecidos a continuación:

a) Cuando no se coloquen anillos, pero las superficies de contacto estén limpias y se han dejado intencionalmente rugosas.

$$V_h = 5.5 \text{ kg/cm}^2$$

b) Cuando se ha colocado el mínimo de anillos requeridos (especificado posteriormente) y las superficies de contacto están limpias pero no están rugosas.

$$V_h = 5.5 \text{ kg/cm}^2$$

c) Cuando se ha colocado el mínimo de anillos (especificado a continuación) y las superficies de contac

to están limpias y se han dejado intencionalmente rugosas.

$$V_h = 24.5 \frac{kg}{cm^2}$$

- d) Cuando V_h exceda de 24.5 Kg/cm^2 el diseño por -- cortante horizontal debe realizarse por cortante -- por fricción.

La teoría de cortante por fricción supone que ocurre una grieta a lo largo de la trayectoria de cortante y el desplazamiento relativo se considera resistido por la fricción que se mantiene por el refuerzo. El re--- fuerzo debe ser perpendicular a la grieta potencial.

Se debe cumplir que:

$$V_u \leq 0.2 f_c'$$

$$V_u \leq 55 \text{ kg/cm}^2$$

V_u - Esfuerzo cortante. (actuante)

El área requerida se deberá calcular con la siguiente ecuación:

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi f_y \mu}$$

- f_y - Esfuerzo de fluencia del acero menor o igual -
que $4,200 \text{ Kg/cm}^2$.
- A_{vf} - Area del refuerzo de cortante por fricción.
- V_u - Fuerza cortante total de diseño aplicada en la
sección.
- ϕ - Factor de reducción de capacidad.
- μ - Coeficiente de fricción = 1.0 en el caso de --
concreto colado en contacto con concreto endu-
recido.

Establece también que la tensión directa a través de
la grieta potencial debe ser resistida con acero adi-
cional.

El refuerzo de cortante por fricción se debe distri-
buir a través de la grieta supuesta.

Las superficies de contacto deben ser rugosas con una
amplitud total de aproximadamente 6 mm.

ANILLOS HORIZONTALES POR CORTANTE.

Los estribos o varillas verticales para transmitir el
cortante horizontal deberían tener una área de acuer-
do con:

$$A_v \geq \frac{3.5 b' s}{f_y}$$

$$A_v \geq \frac{A_{ps}}{80} \times \frac{f_{pu}}{f_y} \times \frac{s}{d} \sqrt{\frac{d}{b'}}$$

Estos armados mínimos fueron revisados anteriormente.

El espaciamiento de los estribos no debe exceder de:

$s \leq 4$ veces la dimensión menor del elemento soportado.

$s \leq 60$ cm.

Los anillos para resistir cortante horizontal pueden consistir en varillas verticales, estribos de ramas múltiples o ramas verticales, de malla soldada; todos ellos convenientemente anclados.

C.- Reglamento de Construcción del Departamento del Distrito Federal 1975.

I.- Este reglamento indica que el esfuerzo cortante horizontal V_h en la superficie de contacto entre los elementos que forman la viga compuesta puede calcularse con la expresión:

$$V_h = \frac{V_u}{F_R b_w d}$$

- V_u - Fuerza cortante de diseño.
- V_h - Esfuerzo cortante horizontal.
- F_R - Factor de reducción de resistencia.
- b_v - Ancho del área de contacto.
- d - Peralte efectivo de la sección compuesta.

II.- Debe asegurarse que se transmitan los esfuerzos cortantes entre las superficies de contacto de los -- elementos componentes actuantes.

III.- Para transmitir en la superficie de contacto -- los esfuerzos cortantes de diseño, se admitirán los -- siguientes valores:

- a) En elementos donde, por no formar parte de un piso que transmita fuerzas en su plano bajo la acción -- de cargas accidentales, no se usen anclajes metáli -- cos y la superficie de contacto esté rugosa y lim -- pia. - - - - - 3 Kg/cm²

(Se admitirá que una superficie esté rugosa, si -- tiene rugosidad del orden de 5 mm o mayores).

b) Donde se cumplan los requisitos mínimos para los -
conectores que se indican en el inciso IV y la su-
perficie de contacto esté limpia pero no rugosa.

6 Kg/cm²

c) Donde se cumplan los requisitos mínimos para los -
conectores del inciso IV y la superficie de contac-
to esté limpia y rugosa. - - - - - 25 Kg/cm²

d) Cuando el esfuerzo cortante de diseño exceda de --
25 Kg/cm² el diseño por cortante horizontal se ha-
rá de acuerdo con los criterios de cortante por --
fricción.

Resistencia a fuerza cortante por fricción.

Estas disposiciones se aplican donde rige el cortante
directo. Si se necesita refuerzo, éste deberá ser per-
pendicular al plano crítico por cortante directo. Di-
cho refuerzo debe estar bien distribuido en la sec---
ción definida por el plano crítico y debe estar ancla-
do a ambos lados de modo que pueda alcanzar su esfuer-
zo de fluencia en el plano mencionado.

La resistencia a fuerza cortante, V_R , se tomará como el menor de los valores calculados con las expresiones siguientes:

$$V_R \leq \begin{cases} F_R \mu (A_{vf} f_y^* + N_u) \\ F_R [1.9A + 0.8 (A_{vf} f_y^* + N_u)] \\ 0.3 F_R f_c^* A \end{cases}$$

V_R - Resistencia a fuerza cortante.

A_{vf} - Área del refuerzo por cortante por fricción.

A - Área de la sección definida por el plano crítico.

N_u - Fuerza de diseño de compresión normal al plano crítico.

μ - Coeficiente de fricción igual a 1.0 para este caso.

Este valor de μ se aplica si el concreto endurecido contra el que se coloca concreto fresco tiene rugosidades del orden de 5 mm o mayores, y si el acero está limpio y sin pintura.

En las expresiones anteriores, f_y^* no se supondrá mayor de 4,200 Kg/cm².

Cuando haya tensiones normales al plano crítico, sea por tensión directa o por flexión en A_{uf} no se incluirá el área de acero necesaria por estos conceptos.

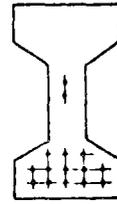
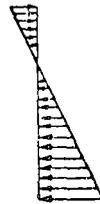
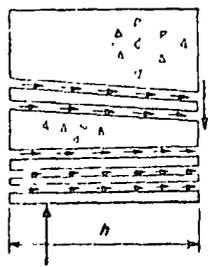
IV.- Para que sean válidos los esfuerzos prescritos - en b y c del número III, deben usarse conectores formados por barras o estribos normales al plano de contacto. El área mínima de este refuerzo será $\frac{3}{15}^*$ veces el área de contacto. Su espaciamento no excederá de 6 veces el espesor del elemento colado en el lugar ($6t$) ni de 60 cm. Además los conectores deben anclarse en ambos componentes del elemento compuesto - de modo que en el plano de contacto puedan desarrollar no menos del 80% de su esfuerzo de fluencia.

V.- El refuerzo por tensión diagonal de una viga compuesta se dimensionará como si se tratara de una viga monolítica de la misma forma.

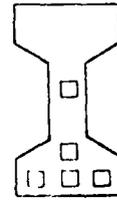
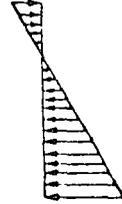
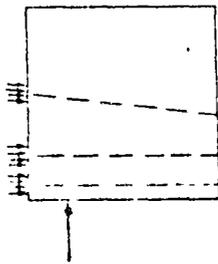
ESFUERZOS EN ZONAS DE ANCLAJE DE PRESFUERZO.

En las zonas de anclaje de los tendones de presfuerzo, se presentan esfuerzos de considerable magnitud que pueden llegar a ocasionar fallas del elemento presforzado al no tomarse las precauciones adecuadas. La falla se manifiesta por la formación de grietas longitudinales en los extremos de las vigas presforzadas. Es factible de evitar esta falla, si se determinan con más o menos precisión los esfuerzos actuantes debidos al anclaje del presfuerzo y se coloca el acero transversal requerido por estos esfuerzos.

Sin embargo, el determinar la magnitud de los esfuerzos es un problema de no fácil solución; además se ha observado que las características que se presentan en los elementos pretensados son diferentes a las que se presentan en los elementos postensados. A continuación se muestran los diagramas de cuerpo libre de los extremos de vigas pretensadas y postensadas:



(a) Prestensioned beams



(b) Prestressed beams

Fig. 5-6 An analogy for σ

En las figuras anteriores, se pueden observar (tanto en piezas pretensadas como postensadas) las fuerzas actuantes en el concreto en las zonas extremas de las vigas debidas a la transferencia del presfuerzo y a las reacciones verticales. También existirán en estas secciones aunque no se muestra en las figuras anteriores, esfuerzos cortantes y esfuerzos normales debidos a la flexión. Sin embargo la fuerza de mayor magnitud y más críticas en esta zona de la viga es la de transferencia del presfuerzo, la cual es varias veces mayor en magnitud que la reacción vertical.

El problema pues consiste en determinar primeramente los esfuerzos creados en las zonas de anclaje por las fuerzas mostradas en las figuras anteriores. Dado que hay una concentración de fuerzas de gran magnitud en los extremos de las vigas presforzadas, se desarrollan esfuerzos notables en el concreto.

Esta concentración de esfuerzos, que se desarrolla en los extremos de las vigas presforzadas, se considera actuante en una longitud igual a un peralte de la sección, más allá de esta sección el presfuerzo se ha transmitido

y los efectos de concentración de esfuerzos son despreciables. A esta región de las vigas limitadas por los extremos y un peralte de las mismas se les denomina zonas de transferencia.

Los esfuerzos en las zonas de transferencia de las vigas varían apreciablemente en cuanto a valor y naturaleza a lo largo del claro, peralte y ancho de la viga. Existe una gran variedad de soluciones empíricas y prácticas para la determinación de estos esfuerzos basados todos -- ellos en hipótesis simplificadoras.

Entre las diferentes soluciones que podemos utilizar para la determinación de los esfuerzos en los extremos de las vigas, la solución bidimensional basada en la teoría de la elasticidad, da resultados aceptables. En esta teoría la influencia de las reacciones verticales se desprecia y se considera que la fuerza de presfuerzo se distribuye como una carga lineal en lo ancho de la viga. A continuación se muestra en la figura siguiente la sección idealizada de acuerdo con esta teoría:

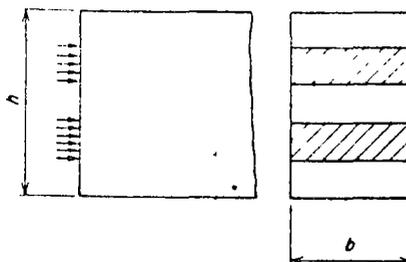


Fig. 5-7 Idealization of the anchorage zone for two-dimensional analysis.

Los resultados de esta investigación, nos muestra - que las fuerzas del presfuerzo mostradas en la figura anterior, producen esfuerzos de tensión en varios puntos de la zona de transferencia. La figura siguiente muestra una idealización típica del extremo de la viga sujetas a dos concentraciones simétricas de carga. Los esfuerzos de tensión aparecen en las dos siguientes regiones:

166

PRESTRESSED CONCRETE

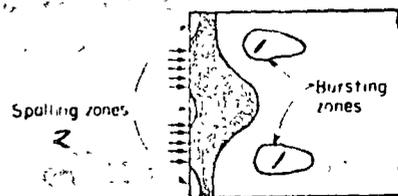


Fig. 5-8 Tensile stresses at the spalling and bursting zones.

1.- Inmediatamente después del punto de aplicación de las fuerzas del presfuerzo y dentro de la zona de transferencia, existen las zonas denominadas por el No. 1, según se muestra en la figura anterior. Los esfuerzos que aquí se presentan, se denominan esfuerzos de explosión -- (bursting stresses). La posición exacta de esta zona depende en el caso de vigas postensadas del área relativa de las placas de anclaje del presfuerzo (postensado).

2.- En extremo de la sección de la viga entre las -
placas de anclaje del presfuerzo y cercano a las fibras -
superiores e inferiores de la viga, se presenta otra zona
de esfuerzos de tensión, señaladas en la figura con el No.
2 (spalling stresses).

Las zonas sombreadas representan las regiones en --
que se presentan esfuerzos de compresión.

La distribución de esfuerzos mostrada en la figura
anterior ha sido verificada mediante estudios de fotoelas-
ticidad en vigas presforzadas.

Los ingenieros Magñel y Guyón desarrollaron métodos
aproximados para determinar esfuerzos en las zonas de ---
transferencia. El Sr. Magñel consideraba que en las zonas
de anclaje de una viga, la distribución de esfuerzos te--
nía la forma de una curva de tercer grado. Por otra parte,
el Sr. Guyón introdujo la teoría simplificatoria bidimen-
sional.

Los resultados obtenidos de las experiencias mostra
ron que los métodos anteriores únicamente son correctos -
bajo ciertas condiciones de carga. Se observó que para es-
fuerzos de tensión pequeños inferiores a los que se present

ta al agrietarse el concreto, los métodos mencionados dan resultados correctos. Sin embargo, dado que el concreto no puede tomar esfuerzos de tensión considerables, al presentarse cierto nivel de cargas se producen grietas horizontales y en esta situación los métodos de análisis dan resultados incorrectos.

El objeto de determinar los esfuerzos que se presentan en los extremos de las vigas presforzadas, es el de desarrollar un método que determine la cantidad del refuerzo vertical que deba ser colocado en los extremos de esta viga. Dado que los esfuerzos de tensión producidos por el anclaje del presfuerzo, son de considerable magnitud y que el concreto se agrieta a niveles bajos, el objeto del refuerzo vertical es únicamente el de impedir que el agrietamiento horizontal aumente y se propague a lo largo de la viga, ya que se ha comprobado de que el refuerzo solamente trabaja una vez que se ha presentado el agrietamiento horizontal.

Los experimentos realizados en vigas de sección "I" muestran la naturaleza no lineal de los esfuerzos en los

blocks extremos de estas vigas y la formación de grietas longitudinales. Estos experimentos también han mostrado - que realmente no existe para este efecto ninguna ventaja notable en las secciones rectangulares en comparación con las secciones "I".

DETERMINACION DEL REFUERZO TRANSVERSAL.

A continuación se presenta un método práctico desarrollado por Narbey Khachaturian y German Gurfinkel para determinar con cierta aproximación el refuerzo requerido en los blocks extremos de las vigas presforzadas.

En el extremo de viga mostrado en la figura siguiente la sección A-A se localiza a una distancia B del extremo de la viga. Considerando que en esta sección AA no existe influencia de las fuerzas concentradas debidas al anclaje del presfuerzo. Si despreciamos la reacción vertical y consideramos que la fuerza de presfuerzo está actuando a una distancia g de las fibras interiores de la viga, cualquier sección longitudinal localizada en la zona de transferencia a una distancia y de la fibra inferior está sujeta a un momento flexionante, el cual puede ser determinado a partir de las fuerzas que actúan en los extremos del block.

El momento flexionante puede ser determinado en --- cualquier sección longitudinal de acuerdo con las ecuaciones siguientes:

- 1.- Si $y \leq g$. En la figura B se muestra el diagrama de cuerpo libre de la sección longitudinal. El momento flexionante en esta sección se obtiene con la siguiente ecuación:

$$M = \left[2 \left(\frac{y}{h} \right)^3 - \left(3 + \frac{h}{2e} \right) \left(\frac{y}{h} \right)^2 \right] Pe$$

Si consideramos la convención de signos adoptada para momento flexionante positivo en el sentido de giro de las manecillas de un reloj, la ecuación anterior se puede describir de la siguiente manera:

$$\frac{M}{Pe} = \left(\frac{y}{h} \right)^2 \left[2 \frac{y}{h} - \left(3 + \frac{h}{2e} \right) \right]$$

- 2.- Si $y > g$. En la figura C se muestra el diagrama de cuerpo libre de la sección longitudinal, en ese caso el momento flexionante en forma adimensional se expresa con la ecuación siguiente:

$$\frac{M}{Pe} = 2 \left(\frac{y}{h} \right)^3 - \left(3 + \frac{h}{2e} \right) \left(\frac{y}{h} \right)^2 + \frac{h}{e} \frac{y}{h} + \left(1 - \frac{h}{2e} \right)$$

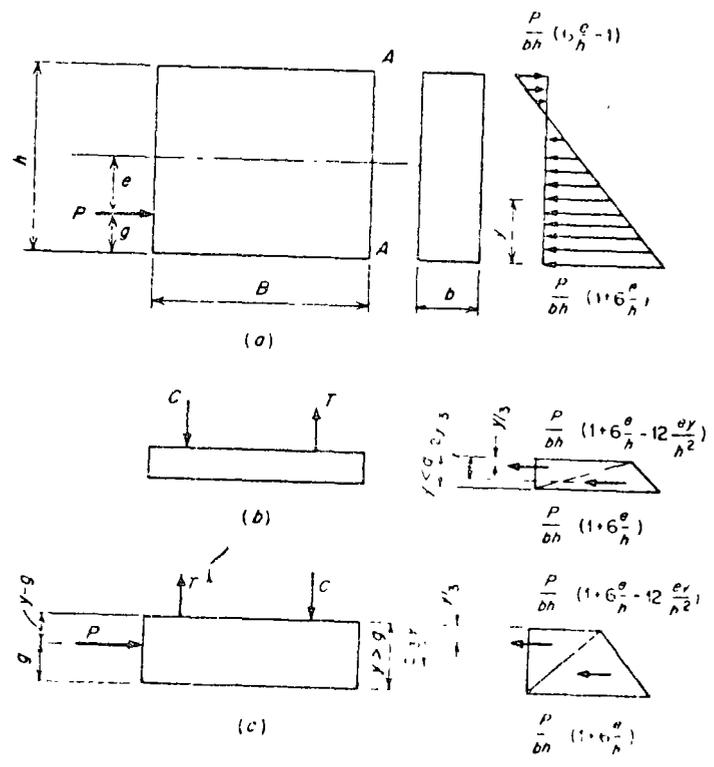


Fig. 5-9 Moment at a longitudinal section:

En el caso general de vigas postensadas con tendones de presfuerzo a diferentes niveles, se requiere dibujar el diagrama de cuerpo libre para obtener las ecuaciones necesarias para determinar la variación del momento respecto al peralte.

Con el objeto de simplificar la obtención de los momentos en las secciones longitudinales, los autores establecieron la siguiente gráfica que nos permite establecer la relación M/Pe a partir de las relaciones y/h y e/h . En esta gráfica como se puede observar se obtienen momentos positivos y negativos.

168

PRESTRESSED CONCRETE

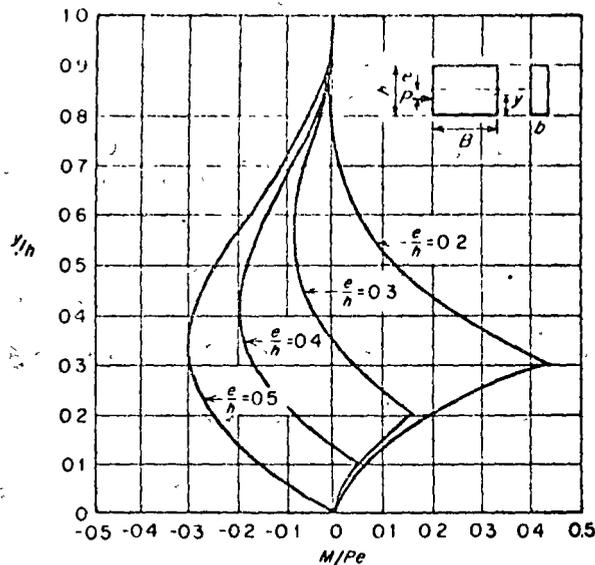


Fig. 5-10 Bending moment in longitudinal sections.

Las ecuaciones de momentos antes indicadas dan los momentos en las secciones longitudinales, pero no permiten obtener la forma exacta de distribución de esfuerzos en esas secciones. Sin embargo, las fuerzas totales de tensión y compresión producidas por esos momentos pueden ser determinadas con ellas si se supone el brazo del par interno. De esta manera se pueden determinar los estribos requeridos para tomar la fuerza total de tensión.

Los esfuerzos permitidos en los estribos deben ser limitados para controlar la abertura de las grietas longitudinales.

A continuación se presenta un método simplificado para determinar el esfuerzo transversal en la zona de transferencia.

Este método establece las siguientes condiciones:

- 1.- El refuerzo transversal debe estar formado por estribos cerrados localizados a una distancia $h/2$ del extremo de la viga capaces de soportar la fuerza T dada por la siguiente expresión:

$$F_T = \frac{M_m}{V_1 - z}$$

F_T - Fuerza total de tensión.

M_m - Momento máximo longitudinal.

Z - Distancia entre el extremo de la viga y el centroide de los estribos (los cuales deberán estar localizados entre el extremo de la viga y una sección a $h/2$ del mismo).

h - Peralte total de la viga.

2.- El esfuerzo permisible en los estribos no debe exceder el dado por la siguiente ecuación:

$$f_s \leq 1.67 \left(\frac{E_s \sqrt{f'_c} \omega}{A_s} \right)^{1/2}$$

f_s - Esfuerzo permitido en estribos.

ω - Ancho de la grieta.

A_s - Area de estribos.

f'_c - Resistencia del concreto a la compresión a los 28 días.

E_s - Módulo de elasticidad del acero.

A cero

$$A_s = \frac{F_T}{f_s}$$

B I B L I O G R A F I A .

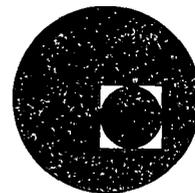
- 1.- ASPECTOS FUNDAMENTALES DEL CONCRETO REFORZADO.
Oscar M. Cuevas - Francisco Robles F.V.
Juan Casillas G. de L. - Roger Diaz de Cossio.
Editorial Limusa.- 1974.
- 2.- APUNTES DE MECANICA DE MATERIALES.
(Cuaderno 1)
F. Robles, O.M. González Cuevas, J.L. Trigos S.
Facultad de Ingeniería.- 1973
- 3.- APUNTES DE MECANICA DE MATERIALES.
(Cuaderno 2)
F. Robles y O.M. González Cuevas.
Facultad de Ingeniería.- 1974.
- 4.- ALAMBRE Y CABLE PARA CONCRETO PREFORZADO.
Cables Mexicanos, S.A.
- 5.- BUILDING CODE REQUIREMENTS WITH DISING APLICATIONS.
Notes on ACI-318-71
Portland Cement Association, P.C.A.
- 6.- COMENTARIOS AL REGLAMENTO DE LAS CONSTRUCCIONES
DE CONCRETO REFORZADO (ACI-318-63).
Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C.
- 7.- CONCRETO PREFORZADO.
Ing. José Ma. Riobóo.
Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C.
Asociación Mexicana de Caminos, A.C.
1971-1972.
- 8.- CRITERIOS DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO.
Horacio Ramírez De Alba.
Víctor M. Pavón.
Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C.
1975.

- 9.- *DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO PRELSTFORZADO.*
T.Y. Lin.
Compañía Editorial Continental, S.A.
- 10.- *MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES.*
Comisión Federal de Electricidad.
México, 1970.
- 11.- *MODERN PRESTRESSED CONCRETE.*
James R. Libby.
Van Nostrand Reinhold Company.
- 12.- *NORMAS PARA DISEÑO ESTRUCTURAL.*
Cap. 10 Normas para diseño y construcción de
estructuras de concreto.
Instituto de Ingeniería.
24 de julio de 1975.
- 13.- *NORMAS PARA DISEÑO ESTRUCTURAL.*
Cap. 2 Conceptos fundamentales.
Cap. 3 Criterios de diseño.
Cap. 4 Acciones de diseño.
Instituto de Ingeniería.
11 de agosto de 1975.
- 14.- *PRESTRESSED CONCRETE.*
Harbey Khachaturian/German Gurfinkel.
McGraw-Hill Civil Engineering Series.
- 15.- *REGLAMENTO DE LAS CONSTRUCCIONES DE CONCRETO
REFORZADO (ACI-318-63)*
Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C.
- 16.- *REGLAMENTO DE LAS CONSTRUCCIONES DE CONCRETO
REFORZADO (ACI-318-71) Y COMENTARIO.*
Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, AC.

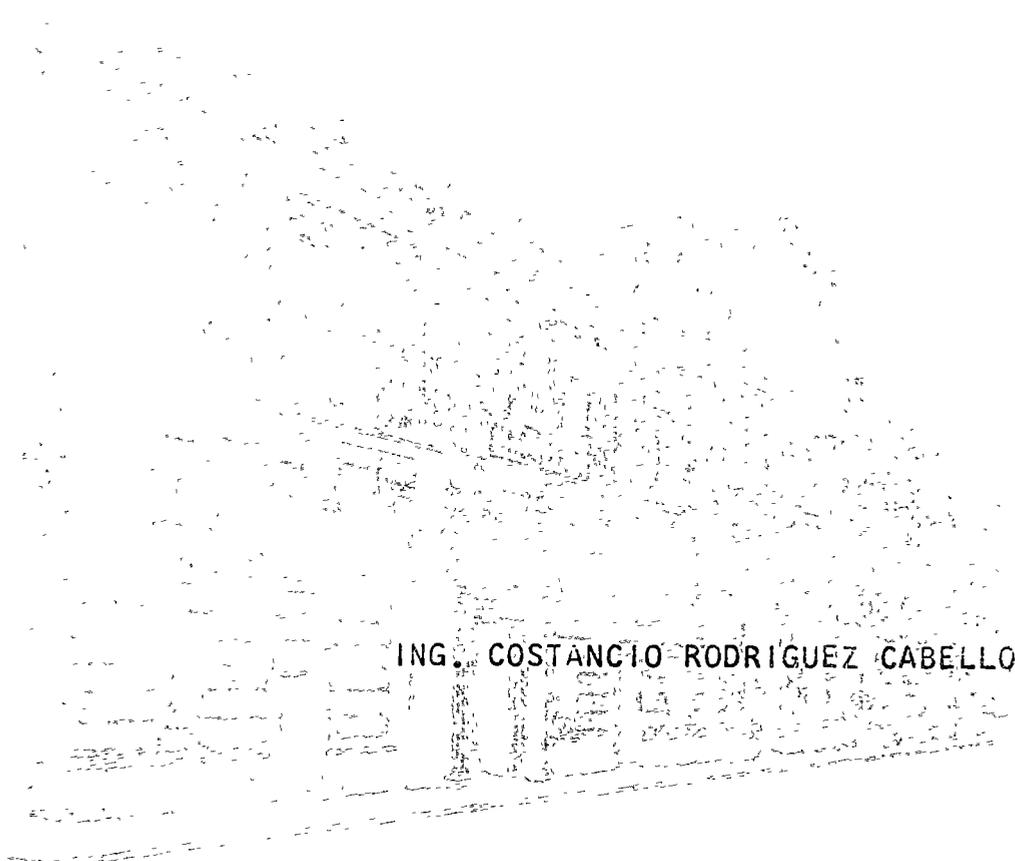




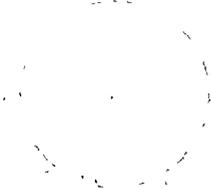
centro de educación continua
facultad de ingeniería, unam



DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO PRESFORZADO.



ING. COSTANCIO RODRIGUEZ CABELLO.



Centre for Education and Training
Department of Education



... ..

... ..

Problemas-

Determinar el armado transversal (estribos) de la viga de sección compuesta que se indica a continuación.

Datos:-

- Viga pretensada rectangular de 20 cm de ancho y 50 cm de peralte total.

$$f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

- Losa colada in situ de 8 cm de espesor

$$f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

- Claro de la trabe = 12.20 mts

- Estribos ϕ 1/4" (2 ramas)

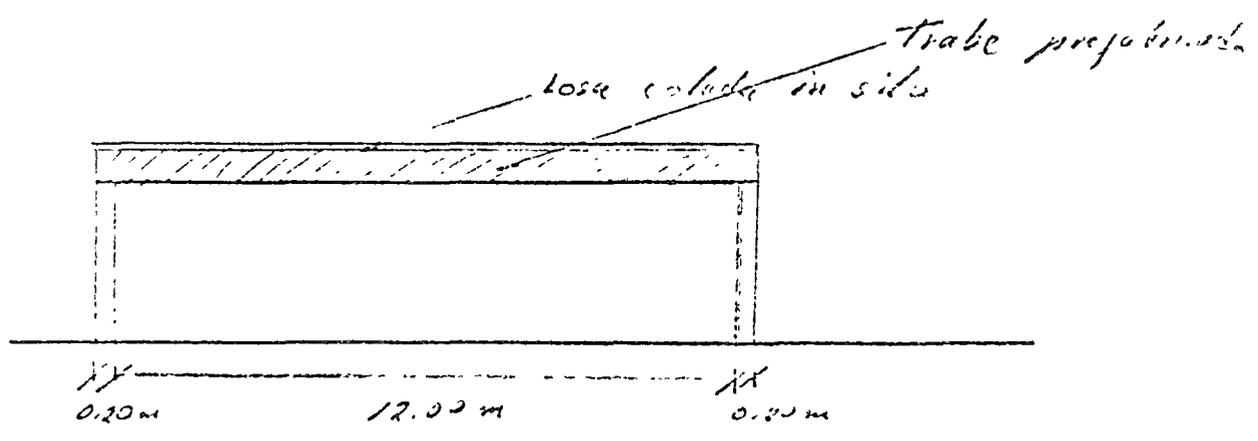
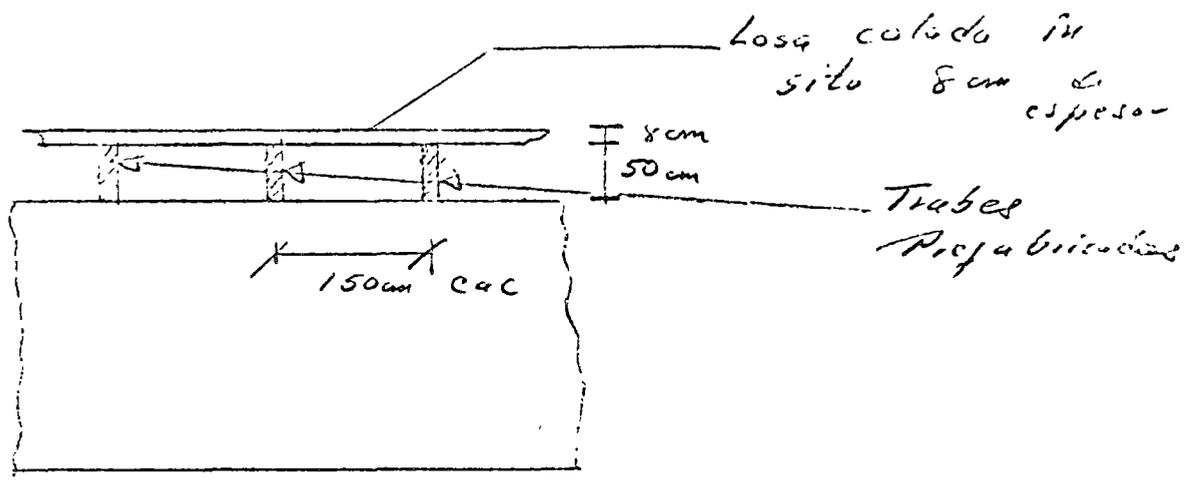
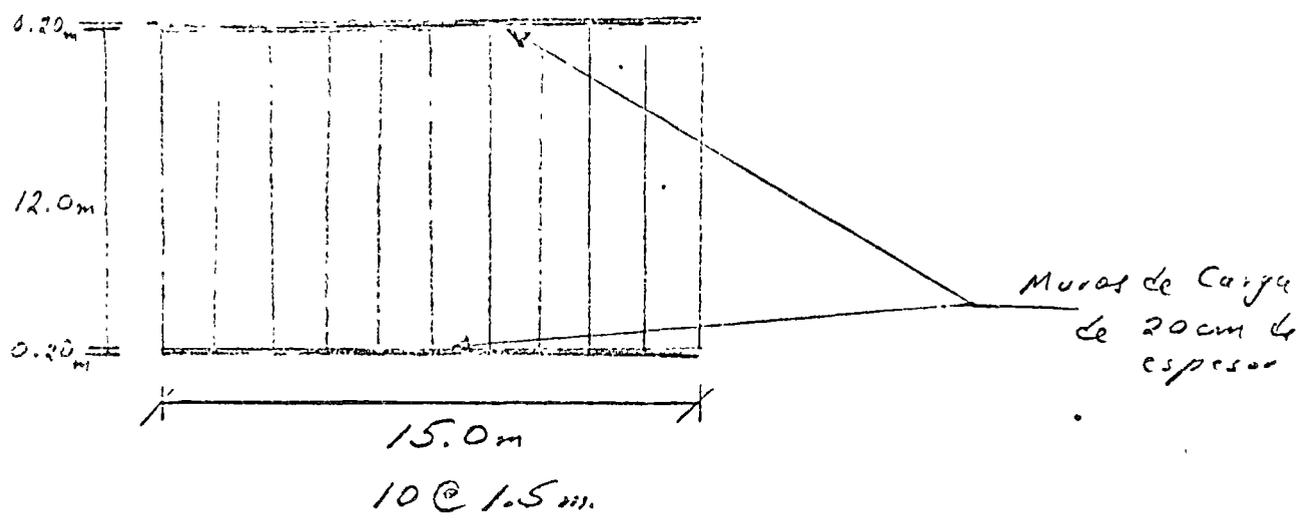
$$f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

- Carga muerta = 150 kg/cm²

- Carga viva = 300 kg/cm² (solo en el centro)

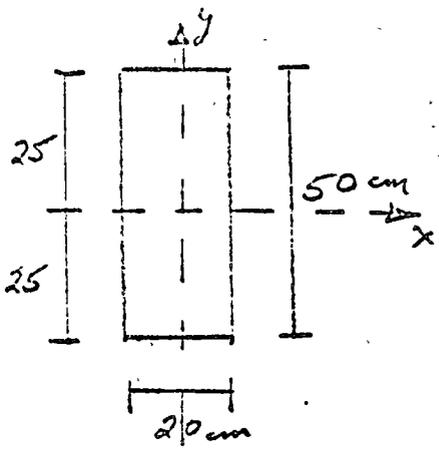
- Separación de trabes = 150 cm

Planta de localización de las trabes



$Clavo = 12.00 + 0.20 = 12.20m.$

A - Sección Simple.



$$Area = 20 \times 50 = 1000 \text{ cm}^2$$

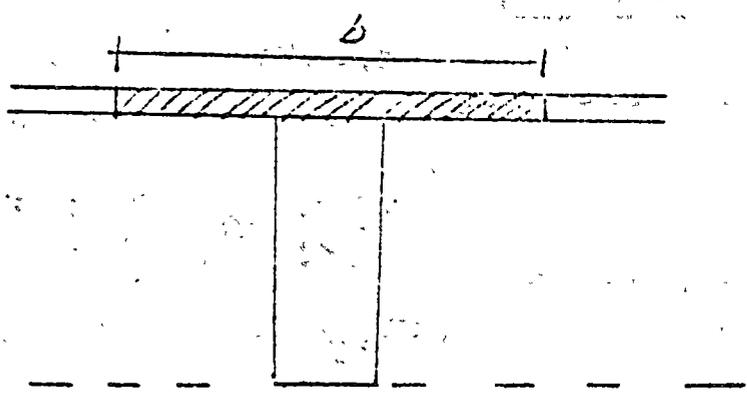
$$y_i = 25 \text{ cm}$$

$$y_s = 25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{12} \times 20 \times 50^3 = 208,333 \text{ cm}^4$$

$$W_{pp} = 0.1000 \times 2400 = 240 \text{ kg/m}^3$$

B. Sección Compuesta



$$b = 2 \left(\frac{1}{8} \times 1200 - \frac{b'}{2} \right) + b'$$

$$= 2 \left(\frac{1200}{8} - \frac{20}{2} \right) + 20 = 2 \times 142.5 + 20 = 285 + 20 = \underline{305 \text{ cm}}$$

$$b = 2 \left(\frac{600 - 20}{2} \right) + 20 = \underline{150 \text{ cm}}$$

$$b = 2(36) + 20 = 2 \times 67 + 20 = 125 + 20 = \underline{145 \text{ cm}}$$

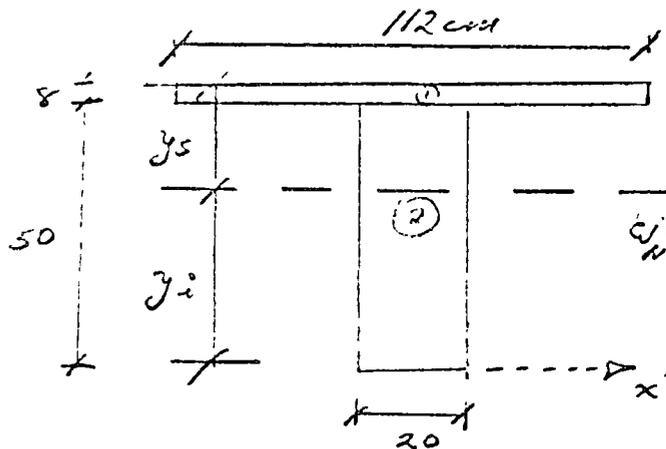
Transformación de la lava a concreto
de $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$

$$m = \frac{E_s}{E_c} = \frac{10,000 \sqrt{350}}{10,000 \sqrt{200}} = \sqrt{\frac{350}{200}}$$

$$m = \sqrt{1.75} = 1.32$$

$$b_{350} = \frac{b(200)}{m} = \frac{148}{1.32} = 112 \text{ cm}$$

Sección Compuesta Transformada



$$A_1 = 112 \times 8 = 896 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 50 \times 20 = 1000 \text{ cm}^2$$

$$I_1 = \frac{1}{12} \times 112 \times 8^3 = 4778 \frac{\text{cm}^4}{12}$$

$$I_2 = \frac{1}{12} \times 20 \times 50^3 = 208,333 \frac{\text{cm}^4}{12}$$

$$y_i = \frac{896 \times 54 + 1000 \times 25}{896 + 1000} = \frac{48384 + 25000}{1896} = \frac{73384}{1896}$$

$$y_i = 38.7 \text{ cm} \quad y_s = 58 - 38.7 = 19.3 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} I_{EN} &= 4778 + 208,333 + 896 \times 15.3^2 + 1000 \times 13.7^2 \\ &= 213,111 + 201,777.6 + 187,640 \end{aligned}$$

$$I_{EN} = 610,545.6 \text{ cm}^4$$

Nota. - Para abreviar tiempo se supone que que la viga tiene capacidad para resistir el momento flexionante actuante, y que el acero de refuerzo fluye.

A. Revisión por Tensión Diagonal

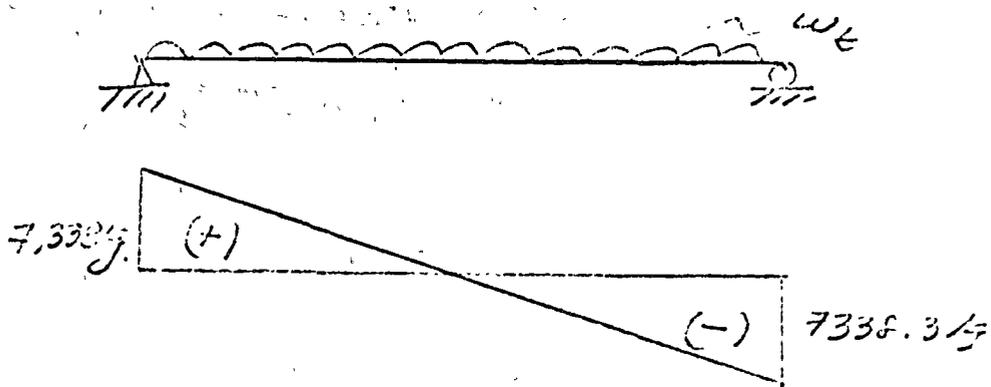
Análisis de Cargas

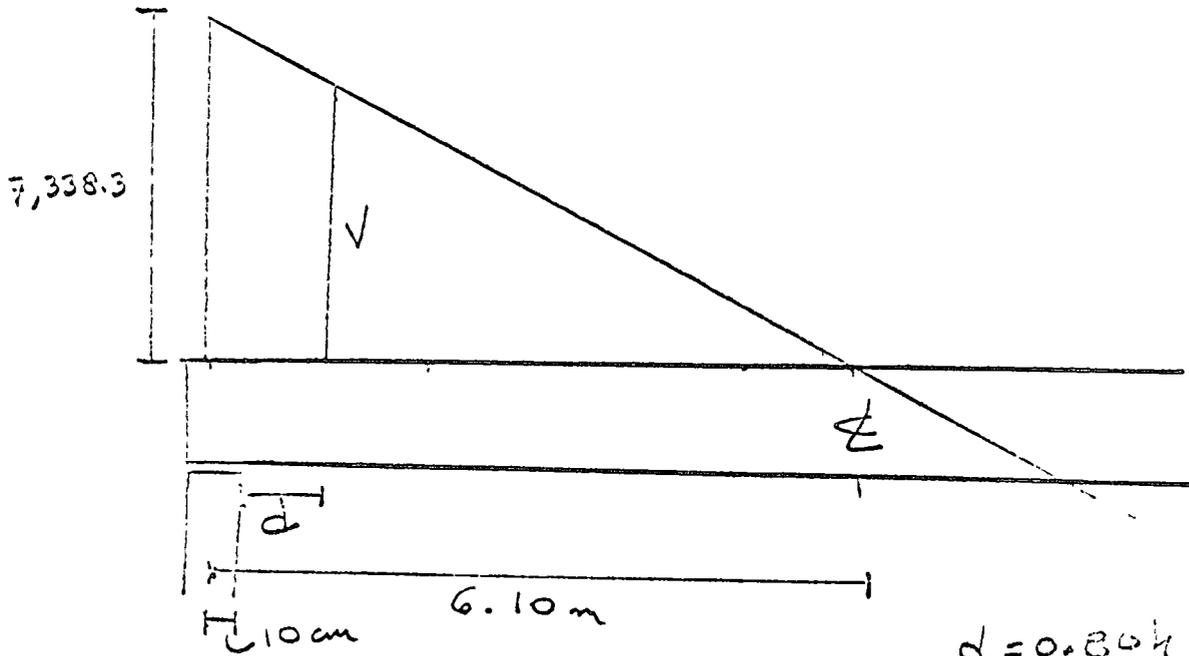
	<u>Total</u>	<u>Sección Compuesta</u>
- Peso propia Labe	270 kg/m	-
- Losa colada in situ 0.08 x 150 x 2400	258 kg/m	-
- Carga muerta 150 x 1.5	225 kg/m	225
- Carga viva 300 x 1.5	450 kg/m	450

$W_t = 1203 \text{ kg/m} = 675$

Cortante en el Apoyo

$V = \frac{wL}{2} = \frac{1203}{2} \times 12.20 = 7338.3 \text{ kg}$





$$d + 10 = 56.4 + 10 = 66.4$$

$$d = 0.804$$

$$d = 0.80 \times 58$$

$$d = 46.4$$

$$\frac{V}{6.10 - 0.564} = \frac{7,338.3}{6.10}$$

$$V_{\text{sección crítica}} = \frac{5.54}{6.10} \times 7,338.3 = 6,667.6 \text{ kg}$$

Fuerza Cortante Última en Sección crítica

Por ser escuela Factor de Carga = 1.5

$$\therefore V_u = 1.5 \times 6,667.6 = 9,996.9$$

$$\therefore V_u = \underline{9,996.9 \text{ kg}}$$

Fuerza Constante que rompe el Concreto

Revisión de sección

$$1^a \quad h = 58 \text{ cm} < 100 \text{ cm} \quad \text{O.K.}$$

$$2^a \quad \frac{h}{b} = \frac{58}{20} = 29 < 6 \quad \text{O.K.}$$

VCR = 100% del valor de la fórmula

$$VCR = FR (b'd + t^2) \left[0.15 \sqrt{f_c^*} + 50 \frac{V d_t}{M} \right]$$

- Cálculo de d_t

Nota: Dado que no tenemos la colocación de las tendones de prefuerzo suponemos

$$d_t = 0.80 h$$

$$d_t = 0.80 \times 58 = 46.4 \text{ cm}$$

- Cálculo de f_c^*

$$f_c^* = 0.7 f_c = 0.70 \times 350$$

$$f_c^* = 245 \text{ kg/cm}^2$$

- Cálculo de M (Sección Crítica)

$$M_{sc} = \frac{w_l x}{2} - \frac{w x^2}{2}$$

$$x = 0.56 \text{ m.}$$

$$w_l = 1203 \text{ kg/m}$$

$$M_{sc} = 7338.3 \times 0.56 - 1203 \times \frac{0.56^2}{2}$$

$$M_{sc} = 4109.4 - 188.6$$

$$- M_{sc} = 3920.8 \text{ kg m}$$

$$- V_{sc} = 6,664.6 \text{ kg}$$

= Factor de reducción de Capacidad

Para constante $F_R = 0.80$

Aplicación de la Ecuación

$$V_{CR} = F_R (b'd + t^2) \left[0.15 \sqrt{f_c'} + 50 \frac{V d}{M} \right]$$

$$V_{CR} = 0.80 (20 \times 46.4 + 8^2) \left[0.15 \sqrt{295} + \right.$$

$$\left. + 50 \times \frac{6664.6}{3920.8 \times 100} \right]$$

$$V_{CR} = 0.80 (992) \left[2.35 + 39.93 \right]$$

$$= 0.80 \times 992 \times 41.78$$

$$V_{CR} = \underline{33,156.22 \text{ kg}}$$

$$\begin{aligned}
 V_{CR_{\min}} &= 0.5 F_R (b'd + l_r) \sqrt{f'_c} \\
 &= 0.5 \times 0.80 (20 \times 46.4 + 8^2) \sqrt{295} \\
 &= 0.5 \times 0.80 \times 992 \times \sqrt{295} =
 \end{aligned}$$

$$V_{CR_{\min}} = 6210.9 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
 V_{CR_{\max}} &= 1.3 F_R (b'd + l_r) \sqrt{f'_c} \\
 &= 1.3 \times 0.8 \times 992 \times \sqrt{295}
 \end{aligned}$$

$$V_{CR_{\max}} = 16,148.3 \text{ kg}$$

$$\therefore V_{CR} = 16,148.3 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Sección crítica} = V_u &= 9,996.9 \text{ kg} \\
 V_{CR} &= 16,148.3 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$V_u \leq V_{CR}$$

\therefore Estribos por Especificación

$$S = \frac{F_R A_w f_y d}{V_u - V_{CR}} \quad \text{no rige}$$

$$S \leq \frac{F_R A_w f_y}{3.56}$$

Sean estribos $\phi 1/4''$ 2 ramas

$$A_v = 2 \times 0.32 = 0.64 \text{ cm}^2$$

$$f_y^* = 0.9 f_y = 0.9 \times 2530 \\ = 2277 \text{ kg/cm}^2$$

$$s \leq \frac{0.8 \times 0.64 \times 2277}{3.5 \times 20} = 16.6 \text{ cm}$$

\therefore Estribos por especificación
en toda su longitud

$\phi 1/4''$ (2 ramas) @ 16 cm.

B. - Revisión de Fuerza Cortante horizontal

En el plano de unión de la
viga pretensada y la losa
colada in situ.

$$V_u = \frac{675}{12.3} \times 9,996.9 = 5609.23 \text{ kg}$$

$$V_h = \frac{V_u}{F_R \text{ bud}}$$

$$V_h = \frac{5609.23}{0.80 \times 20 \times 46.4} =$$

$$V_h = \frac{5609.23}{742.4} = 7.56 \text{ kg/cm}^2$$

Es lógico que la trabe prefabricada se deje rugosa en su superficie superior para que tenga mayor adherencia con el concreto de la losa, y esté limpia.

(rugosidad de más de 5mm).

$$V_c = 25 \text{ kg/cm}^2 > V_h = 17.56 \text{ kg/cm}^2$$

∴ Se requieren solo conectores por especificación.

Área mínima de conectores por metro lineal.

$$A_{min} = \frac{3}{f_y} \times 100 \times 20$$
$$= \frac{3}{2277} \times 2000 = 2.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sean conectores $\phi 1/4"$ (2 ramas)

$$A_s = 2 \times 0.32 = 0.64 \text{ cm}^2$$

$$S_{ep} = \frac{0.64}{2.63} \times 100 = 24.3 \text{ cm}$$

∴ $\phi 1/4"$ (2 ramas) @ 24.3 cm

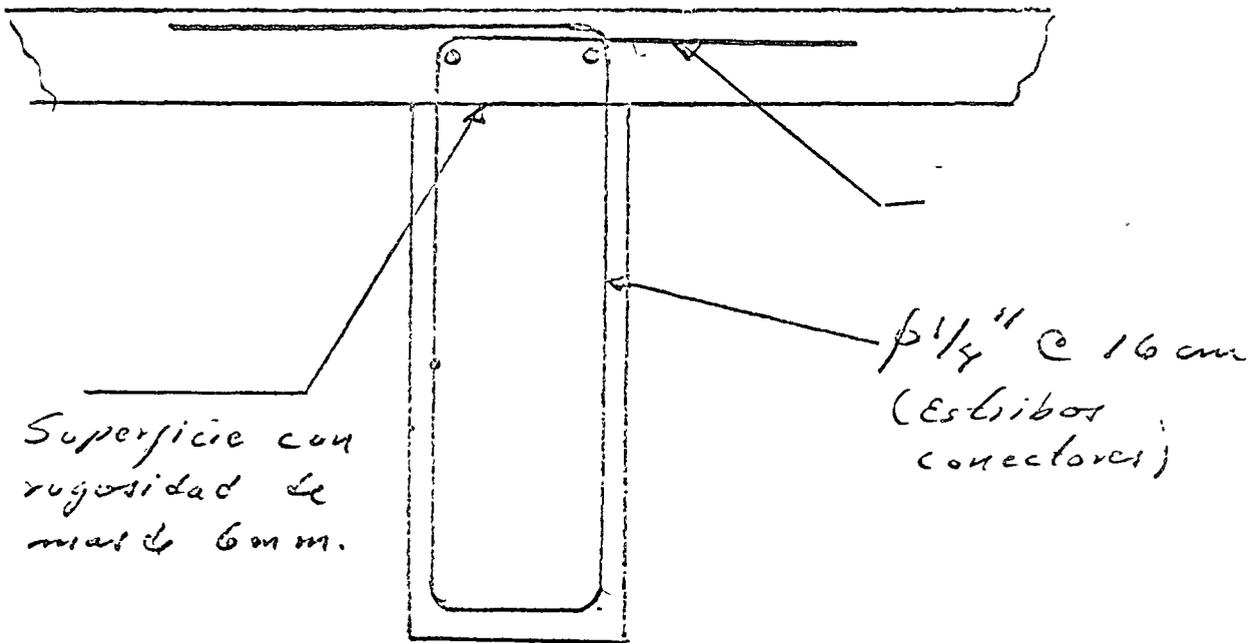
Separación máxima.

$$S_{\max} = 6l = 6 \times 8 = 48 \text{ cm. } \rightarrow 29.3 \text{ m}$$

$$S_{\max} = 60 \text{ cm. } \rightarrow 29.3 \text{ m}$$

Nota.- Es práctica común prolongar los estribos de tensión diagonal a la losa y anclarlos en ella para que sirvan de conectores

∅ $\frac{1}{4}$ " (2 ramas) @ 16cm.



Anclaje de estribos

Alternativa

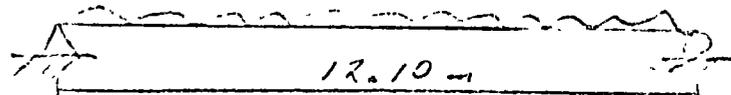
Con el objeto de mostrar el procedimiento que señala el Reglamento del D.M.E. 1975 cuando se tiene 247 kg/cm^2 , es decir cuando se cumple la teoría de constantes de fricción, vamos a suponer la siguiente condición de cargas.

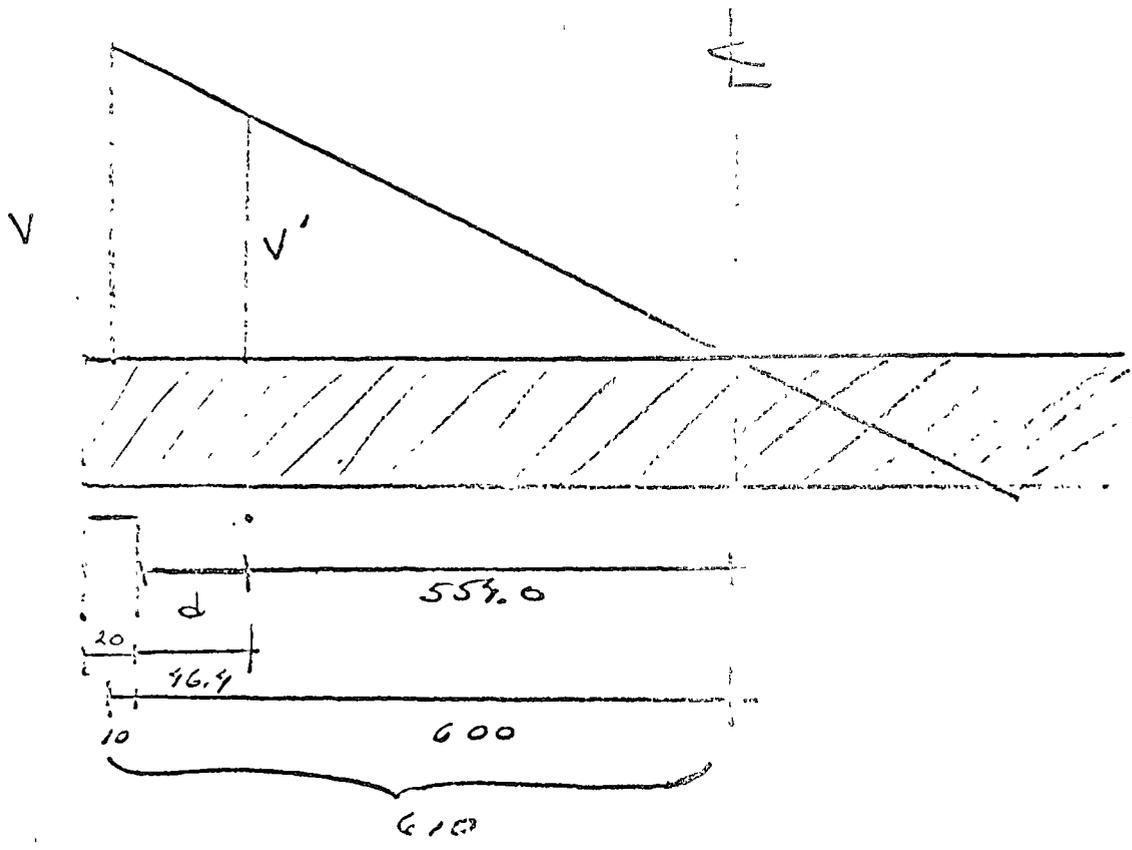
W-11/1m

	Sección Simple	Sección Compuesta	Total
1.- Peso propio trabe -	240	-	240
2.- Losa colada in situ	288	-	288
3.- Carga muerta	-	225	225
4.- Carga viva	-	2255	2255
<hr/>			
	528	2480	3008

Nota - La sección simple no se considera apuntalada antes de 2255 kN/m su capacidad la no

Constante





V' - Constante en section entiere.

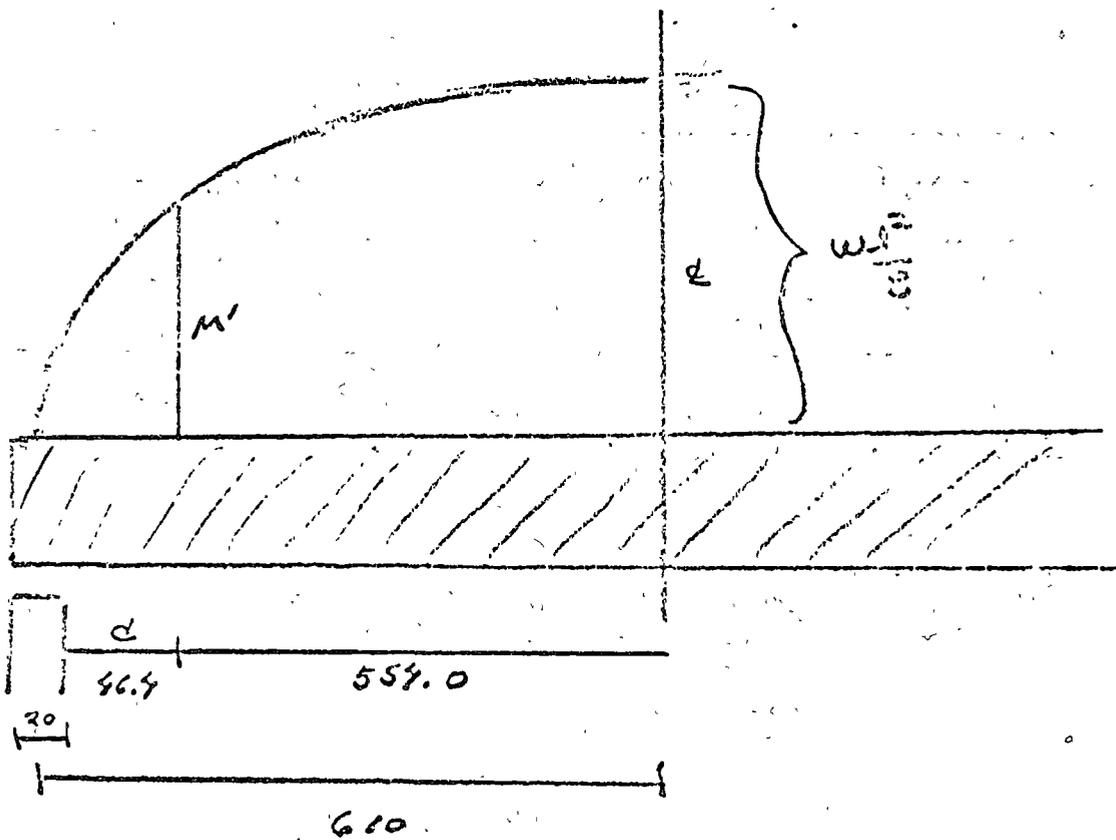
Sea $d = 0.90h = 0.90 \times 50 = 46.7$
 $d + 10 = 46.7 + 10 = 56.7$

$$\frac{V}{610} = \frac{V'}{554} \quad V' = \frac{554}{610} \times V = 0.908V$$

$$V = \omega \cdot \frac{l}{2} = \omega \times 6.10$$

$$V' = 0.908 \times 6.10 \times \omega$$

$$V' = \underline{\underline{5.538\omega}}$$



$$M = \frac{w \cdot l}{2} x - \frac{w x^2}{2}$$

$$M' = w \times 6.10 \times 0.569 - w \times \frac{0.569^2}{2}$$

$$= 3.47w - 0.157w = 3.28w$$

$$\underline{M' = 3.28w}$$

Factor de carga = 1.5 Por ser aulas de escuela

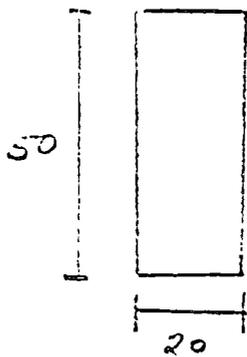
$$\therefore V'_u = 1.5V' = 1.5 \times 5.5388w = 8.3082w$$

$$\underline{V'_u = 8.3082w}$$

	ω	V'	V_u^2	M
Sección Simple	528	2927.5	4386.7	1731.8
Sección Compuesta	2480	13,736.2	20,607.3	8137.4
Total	3008	16,663.7	24,994.1	9869.2

A.- Requisito por Tensión

A-1.- Sección simple.



$b = 20$

$h = 50$

$d = 0.80 \times 50 = 40$

$0.15 \sqrt{f_c'} = 0.15 \sqrt{295} = 2.35$

$V_{CR} = FR d' d \left[0.15 \sqrt{f_c'} + 50 \frac{V_u'}{M} \right]$

$V_{CR} = 0.8 \times 20 \times 40 \left[2.35 + 50 \times \frac{2927.5}{1731.8} \times \frac{40}{100} \right]$

$V_{CR} = 640 [2.35 + 33.77] = 640 \times 36.12 = 23,119$

$V_{CR} = 23,119 \text{ kg}$

Coeficiente mínimo (concreto):

$$\begin{aligned} V_{CR \text{ mín}} &= 0.5 F_R b' d \sqrt{f_c'} \\ &= 0.5 \times 0.8 \times 70 \times 50 \sqrt{255} \\ V_{CR \text{ mín}} &= 5008.8 \text{ kg} \end{aligned}$$

Coeficiente máximo (concreto):

$$\begin{aligned} V_{CR \text{ máx}} &= 1.3 F_R b' d \sqrt{f_c'} \\ &= 1.3 \times 0.8 \times 70 \times 50 \sqrt{255} \\ V_{CR \text{ máx}} &= 13,022.9 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$V_u = 4386.7 < 13,022.9 \text{ kg}$$

Estribos por especificación

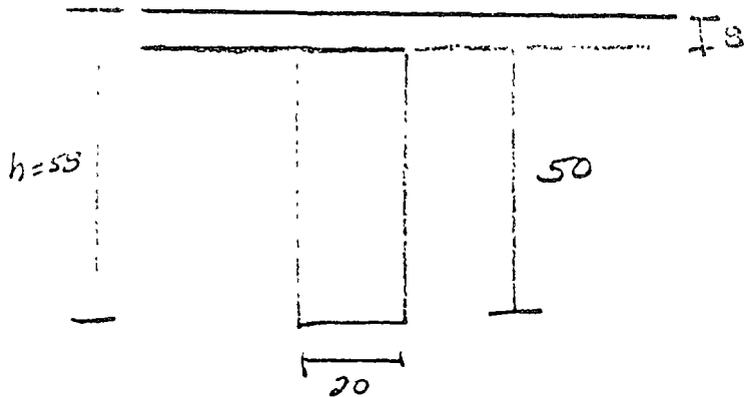
$$s \leq \frac{F_R A_v / y'}{3.56} = \frac{0.8 \times 0.69 \times 2277}{3.5 \times 70} = 16.6 \text{ cm}$$

$\phi 1/4 @ 15 \text{ cm}$ (2 ramas)



$\phi 1/4 @ 15 \text{ cm}$

A-2 Sección Compuesta



$$h = 58 \text{ cm}$$

$$d = 0.8 \times 58 = 46.4 \text{ cm}$$

$$V_{CR} = F_A (b'd + L^2) \left[0.15 \sqrt{f_c'} + 50 \frac{V_d + t}{M} \right]$$

$$V_{CR} = 0.8 (20 \times 46.4 + 8^2) \left[2.35 + 50 \times \frac{16,660.7}{9,866.2} \times \frac{46.4}{100} \right]$$

$$= 0.8 \times 992 [2.35 + 39.10] = 0.8 \times 992 \times 41.45$$

$$\underline{V_{CR} = 32,958.2 \text{ kg}}$$

$$V_{CR \text{ min}} = 0.5 F_A (b'd + L^2) \sqrt{f_c'}$$

$$= 0.5 \times 0.8 (20 \times 46.4 + 8^2) \sqrt{275}$$

$$\underline{V_{CR \text{ min}} = 6210.9 \text{ kg}}$$

$$V_{CR \text{ max}} = 1.3 F_A (b'd + L^2) \sqrt{f_c'}$$

$$= 1.3 \times 0.8 (20 \times 46.4 + 8^2) \sqrt{275}$$

$$\underline{V_{CR \text{ max}} = 16,198.3 \text{ kg}}$$

$$\therefore V_c = \underline{16,198.3 \text{ kg}}$$

$$V_u = 24,991.11 \text{ kg} > V_c = 16,143.3 \text{ kg}$$

$$2V_c = 2 \times 16,143.3 = 32,286.6 \text{ kg}$$

Eslibor

Seam ϕ 3/8" (2 ramas)

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

$$a_s = 2 \times 0.71 = 1.42$$

$$f_y^* = 0.9 f_y = 0.9 \times 4200 = 3780 \text{ kg}$$

$$S = \frac{F_u A_u f_y^* d}{V_u - V_c} = \frac{0.8 \times 1.42 \times 3780 \times 20.4}{24,991.1 - 16,143.3}$$

$$S = \frac{199,245.3}{8,847.8} = 22.5 \text{ cm}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{F_u A_u f_y^*}{3.5 b} = \frac{0.80 \times 1.42 \times 3780}{3.5 \times 20}$$

$$S_{\text{max}} = 61.34 \text{ cm}$$

Pero $V_u < 2V_c$

$$S_{\text{max}} = 0.75 h = 0.75 \times 58 = 43.5 \text{ cm}$$

$$\therefore \phi \text{ 3/8" } \leq 22 \text{ cm}$$

B.- Revisión por contacto horizontal

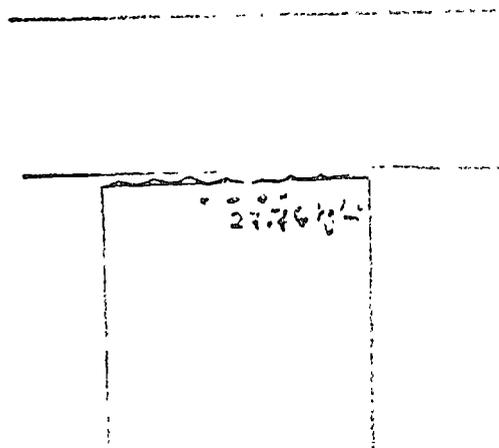
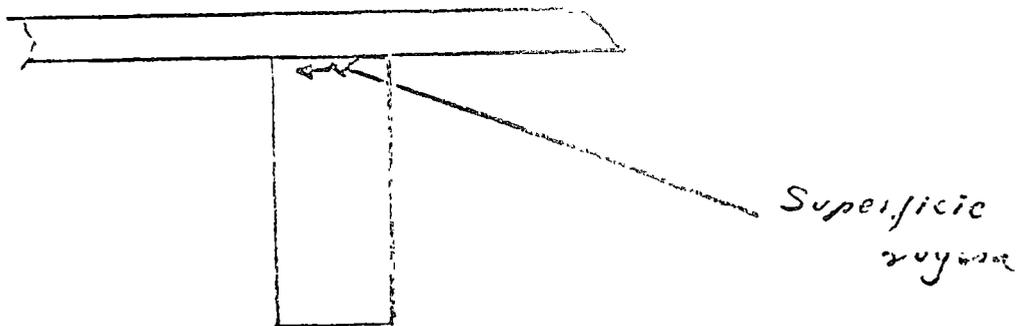
$$V_u = 20,609.3 \text{ kg.}$$

$$b_v = 20 \text{ cm.}$$

$$v_h = \frac{V_u}{F_R b_v d} = \frac{20,609.3}{0.8 \times 20 \times 96.4} = 27.76 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_h = 27.76 > 25 \text{ kg/cm}^2$$

Se considera que la superficie superior de la viga debe estar rugosa (5mm) y limpia



Debido que $V_h > 25 \frac{kg}{cm^2}$ se debe revisar el Cortante horizontal de acuerdo con el Criterio de Cortante por Fricción.

$$V_R \leq \begin{cases} FR \mu (A_{uf} f_y^* + N_u) & \text{--- (1)} \\ FR [14A + 0.8 (A_{uf} f_y^* + N_u)] & \text{--- (2)} \\ 0.3 FR f_c^* A & \text{--- (3)} \end{cases}$$

Nota.- En las ecuaciones anteriores se desprecia el efecto de N_u .

Se despeja A_{uf} de la Ec. (1)

$$A_{uf} = \frac{V_u (\text{Total})}{FR \mu f_y^*}$$

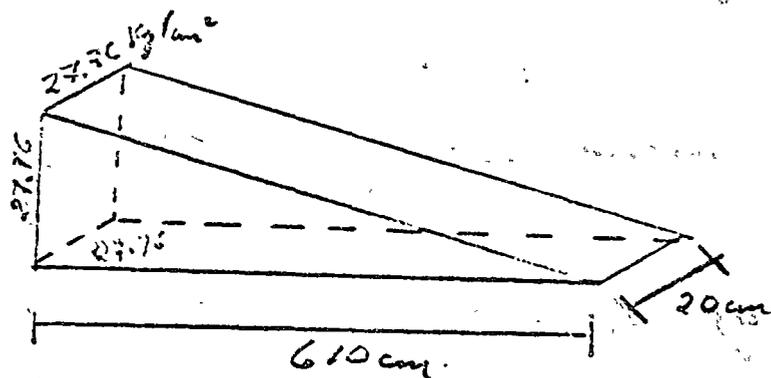
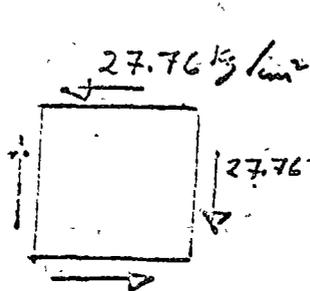


Diagrama de espesores resacas:

$$V_u (\text{Total}) = 0.3 \times \frac{1}{2} \times 27.76 \times 610 \times 20 = 135,768.8 \frac{kg}{cm^2}$$

$$A_{uf} = \frac{V_{u \text{ total}}}{FRU \cdot f} = \frac{135,963.8}{0.80 \times 1.0 \times 3780}$$

$$A_{uf} = 44.80 \text{ m}^2$$

Si son conectores $\phi 2\frac{1}{2}$ " 2 ramific.

$$No \text{ conectores} = \frac{44.80}{1.42} = 31.5 = 32$$

Se divide la unidad del clavo en 3 partes.

$$\frac{32}{6} = 5.3$$

$$\begin{aligned} \text{Terminos extremos} &= 3 \times 5.3 = 15.9 \\ &= 16 \text{ conectores} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Terminos medios} &= 2 \times 5.3 = 10.6 \\ &= 11 \text{ conectores} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Terminos centrales} &= 1 \times 5.3 = 5.3 \\ &= 5 \text{ conectores} \end{aligned}$$

$$\text{Long de cada tercio} = \frac{6.19}{3} = 2.03 \text{ m}$$

$$\text{Separación terminos extremos} = \frac{203}{16} = 12.7 \text{ cm}$$

$$\text{Separación terminos medios} = \frac{203}{11} = 18.5 \text{ cm}$$

$$\text{Separación terminos centrales} = \frac{203}{5} = 40.6 \text{ cm}$$

(2)

Revisión de la capacidad de la viga
a cortante horizontal

Sea $A_{of} = 32 \times 1.42 = 45.44 \text{ cm}^2$

$$A = 610 \times 20 = 12,200 \text{ cm}^2$$

$$f_c^* = 0.7 f_c = 0.7 \times 350 = 245 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_R \leq \begin{cases} F_R \mu (A_{of} f_y^* + N_{\mu}) & \text{--- (1)} \\ F_R [1.4A + 0.8 (A_{of} f_y^* + N_{\mu})] & \text{--- (2)} \\ 0.3 F_R f_c^* A & \text{--- (3)} \end{cases}$$

$$F_R \mu (A_{of} f_y^*) = 0.8 \times 1.0 (45.44 \times 3780) \\ = \underline{137,410.6 \text{ kg}}$$

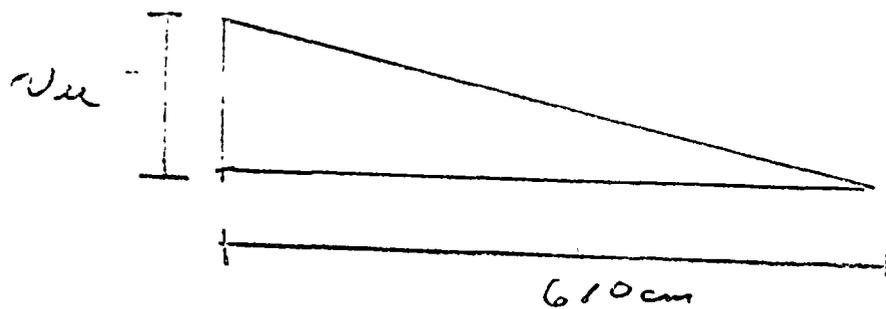
$$F_R [1.4A + 0.8 A_{of} f_y^*] = 0.8 [1.4 \times 12,200 + 0.8 \times 45.44 \\ \times 3780] \\ = 0.8 [170,800 + 137,410.6] \\ = 0.8 \times 308,210.6 \\ = \underline{246,568.46 \text{ kg}}$$

$$0.3 F_R f_c^* A = 0.3 \times 0.3 \times 245 \times 12,200 \\ = \underline{717,330 \text{ kg}}$$

(27)

$$\therefore V_R = 137,410.6 \text{ Kg. (resistente)}$$

Cálculo de V_u (total).



$$V_{u \text{ total}} = 0.8 \times \frac{1}{2} \times 27.76 \times 610 \times 20$$

$$V_{u \text{ total}} = 135,463.8 \text{ Kg Actuante.}$$

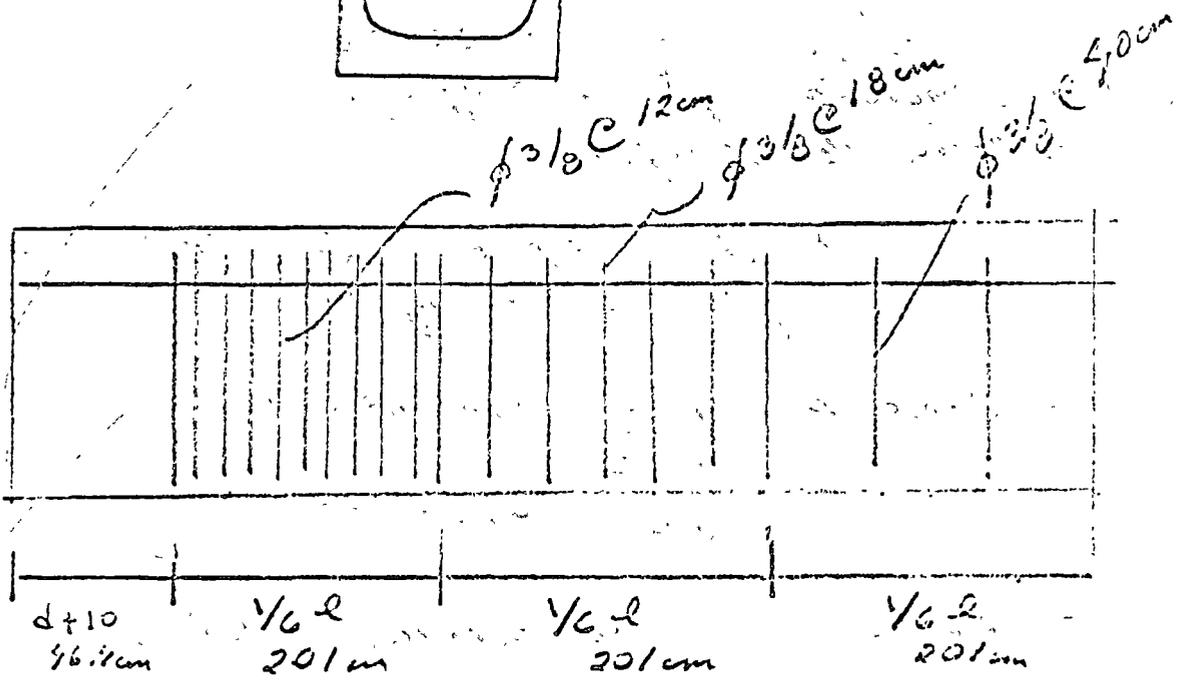
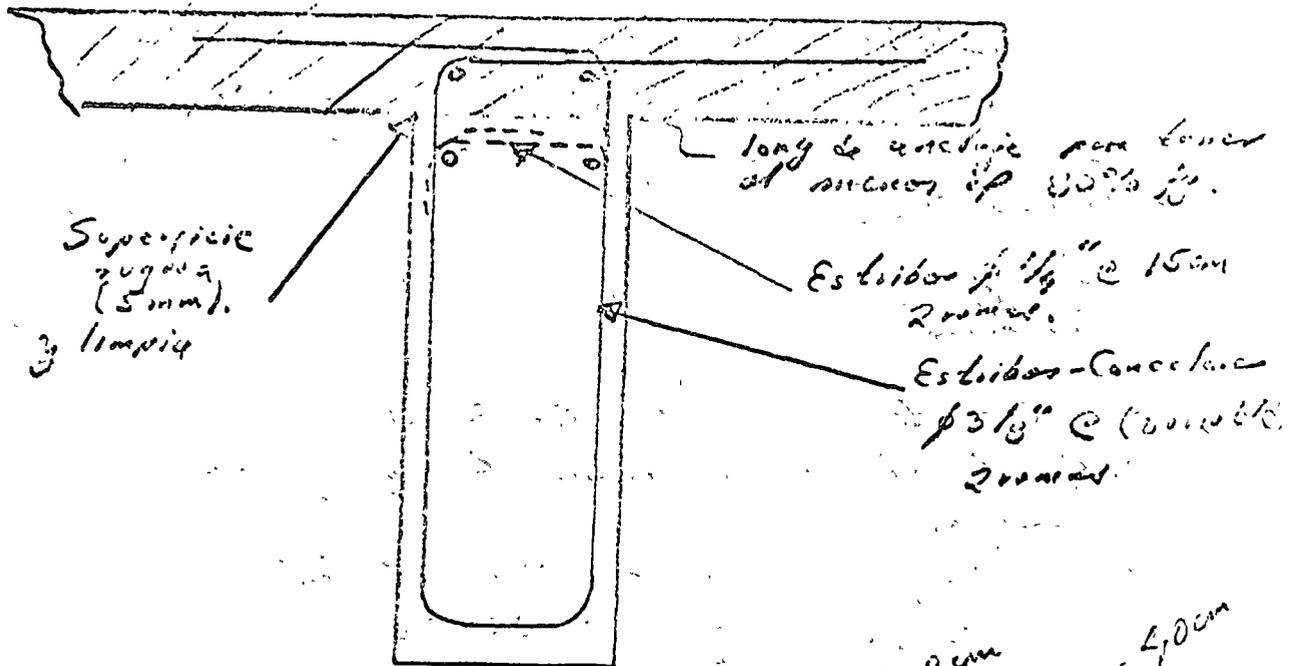
$$\therefore V_{u \text{ total actuante}} < V_R \quad \underline{O.K.}$$

Estribos por torsión longitudinal

$\phi 3/8$ " 2 ramas @ 22 cm

$$f_y = 5200 \text{ Kg/cm}^2$$

Conclusión



Estribos
de acuerdo
con
anchura
de
prespejo.
zona de transición

Problema.-

Determinar el refuerzo transversal requerido en la zona de transferencia de la viga postensada mostrada a continuación.

Datos.-

- Claro de cálculo - 25.00 mts.
- Condición - libremente apoyada.
- Cargas.-

Carga muerta - 200 kg/m²

Carga viva - 800 kg/m²

- Concreto $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$

- Acero de pretensado

6 Cables 12 ϕ 7mm (Tipo Freyssinet)

$f = 17,000 \text{ kg/cm}^2$

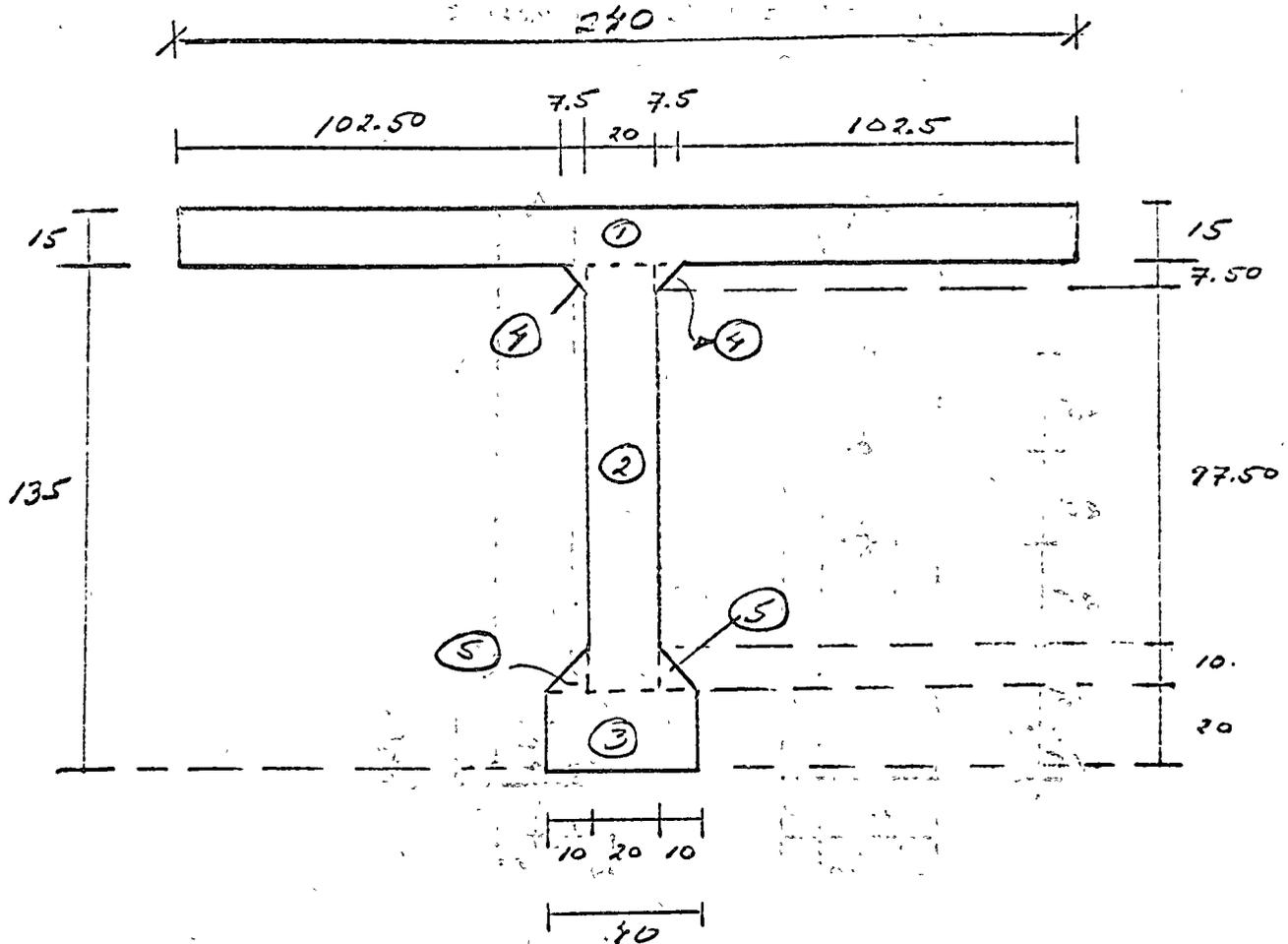
- Acero de refuerzo transversal.

$\phi 3/8"$

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

- Ancho máximo de grietas 0.01 cm

Sección de Trabe postensada.



Propiedades Geométricas.

Elemento	Area	y	Ay	\bar{y}	\bar{y}^2	$A\bar{y}^2$	I
1	3600	142.50	513,000	38.30	1468	5,290,000	67,500
2	2670	77.50	160,500	26.70	713	1,975,000	2,280,000
3	800	10.00	8,000	97.20	8580	7,100,000	26,400
4	56	132.50	7,420	28.30	800	49,800	175
5	100	2330	2,330	80.90	6540	654,000	555
Σ	6626		691,250			14,563,800	2,374,430

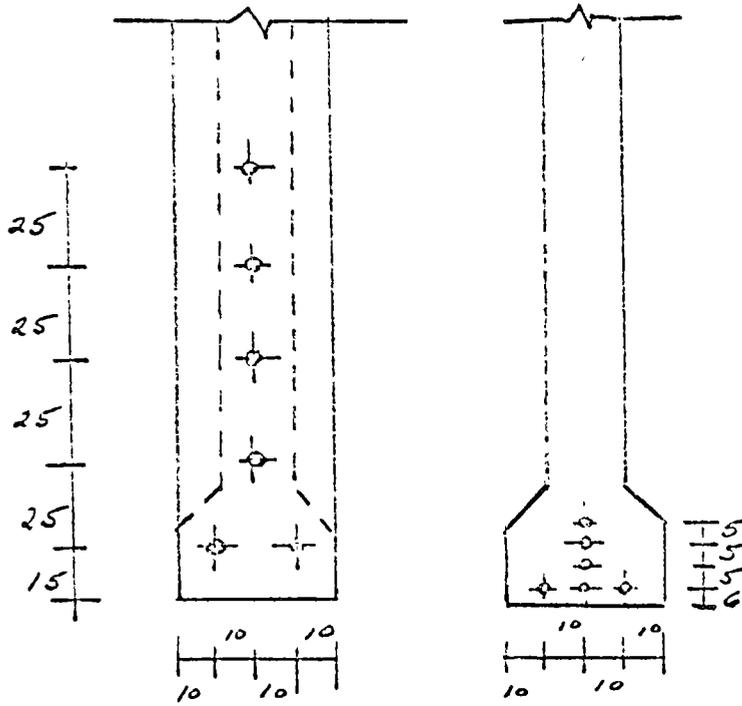
$$\bar{y}_x = \frac{691,250}{6626} = 104.20 \text{ cm} \quad I_x = 16,940,000 \text{ cm}^4$$

$$\bar{y}_s = 150.00 - 104.20 = 45.80 \text{ cm} \quad S_x = 162,500 \text{ cm}^3$$

$$A = 6626 \text{ cm}^2$$

$$S_s = 379,000 \text{ cm}^3$$

Acero de Presfuerzo



Apoyo

Centro del Claro

- Centroide del Presfuerzo en el Apoyo

$$e' = \frac{2 \times 15 + 1 \times 40 + 1 \times 60 + 1 \times 90 + 1 \times 105}{6} = 56.70 \text{ cm}$$

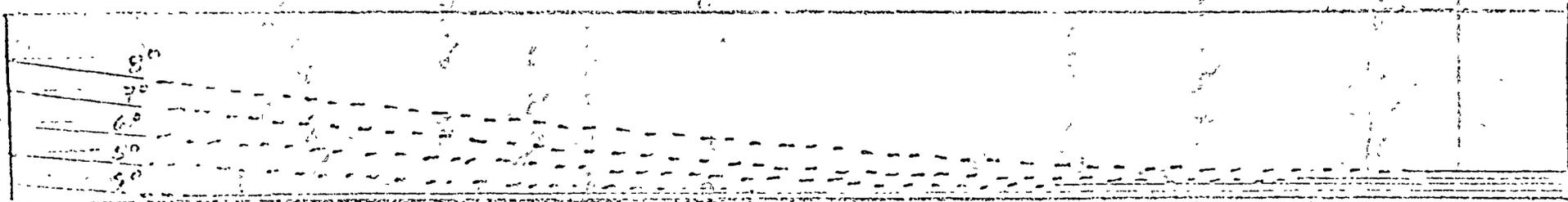
$$e = 104.2 - 56.7 = 47.5 \text{ cm.}$$

- Centroide del Presfuerzo en el Centro del Claro

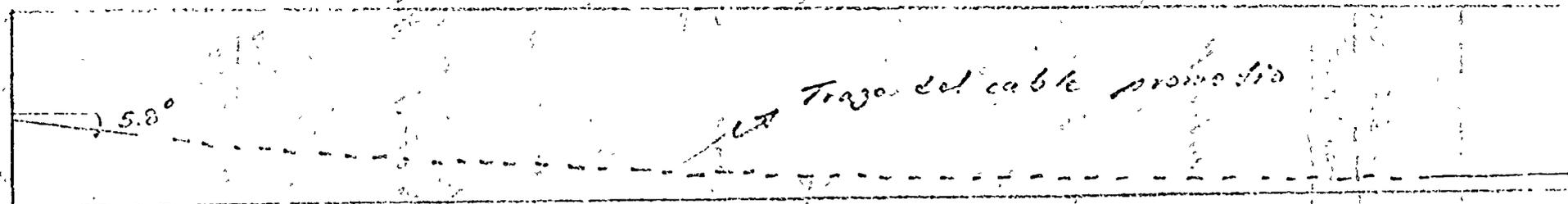
$$e' = \frac{3 \times 6 + 1 \times 11 + 1 \times 16 + 1 \times 21}{6} = 11 \text{ cm}$$

$$e = 104.2 - 11.0 = 93.2 \text{ cm}$$

Cables de Postensado



150 450 250 175 100 125



Trazo del cable promedio

(60)

Determinación de los momentos actuantes
en las secciones horizontales

- Tensión inicial en cada fibra $12 \phi 7 \text{ mm}$.
 $T_i = 48,500 \text{ kg}$.

$$P = 6 T_i = 6 \times 48,500 = 291,000 \text{ kg}$$

- Excentricidad de las fibras superiores

$$e = 47.5 \text{ cm}$$

- Peralte $h = 150 \text{ cm}$

Relación $\frac{e}{h} = \frac{47.5}{150} = 0.317 \approx 0.32$

- Se establecen secciones horizontales cada 15 cm , a partir de las fibras inferiores.

- Para cada sección horizontal, se determina su relación y/h

- De la gráfica de Khachatourian, y a partir de y/h y de $\frac{e}{h}$ se determina el valor $\overline{m_{pe}}$

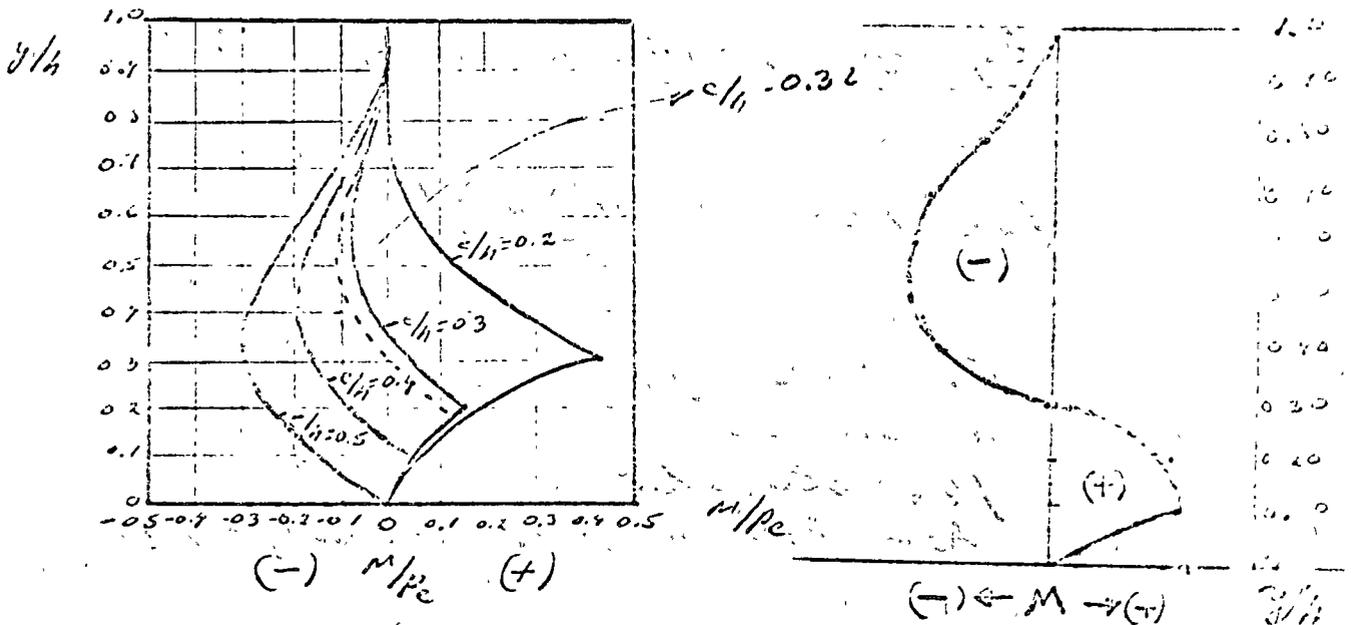
- Dado que se conoce $\overline{m_{pe}}$, se obtiene el valor de \underline{M} ($\text{kg} \cdot \text{cm}$).

- Se define el máximo valor de \underline{M}

$\epsilon/h = 0.32$

$P_c = 271,000 \times 47.5 = 12,827,500 \text{ kg}$

y	y/h	M/Pc	M (kg·cm)
15	0.10	+0.11	+1,520,475
30	0.20	+0.10	+1,382,250
45	0.30	0.00	-
60	0.40	-0.07	-967,575
75	0.50	-0.11	-1,520,475
90	0.60	-0.10	-1,382,250
105	0.70	-0.08	-1,105,800
120	0.80	-0.07	-967,575
135	0.90	-0.01	-138,225
150	1.00	0.00	-



Del diagrama de momentos resultante
 se observa que el momento máximo
 es aproximadamente igual a 1,600,000
 5 sea 16,000,000 tanto positivo
 negativo

Fuerza total de tensión

$$F_T = \frac{\pm M_{max}}{h - z}$$

$$M_{max} = \pm 16 \text{ Dm}^2 \text{ ms}$$

$$h = 1.50 \text{ m}$$

$$z = 25 \text{ cm}$$

$$F_T = \frac{16.0}{1.50 - 0.25} = \frac{16}{1.25} = 12.8 \text{ Dm}$$

Esfuerzo permisible en los cables.

$$f_s = 1.67 \left(\frac{E_s \sqrt{f_c} w}{A_s} \right)^{1/2}$$

$$E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$w = 0.01 \text{ cm}$$

$$f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = \text{Esteros } \frac{1}{2}'' \text{ (2 cables)} = 1.27$$

$$f_s = 1.67 \left(\frac{2 \times 10^6 \sqrt{350} \times 0.01}{1.27} \right)^{1/2}$$

$$f_s = 1.67 (542.78) = 906.4$$

$$f_s = 906.4 \text{ kg/cm}^2$$

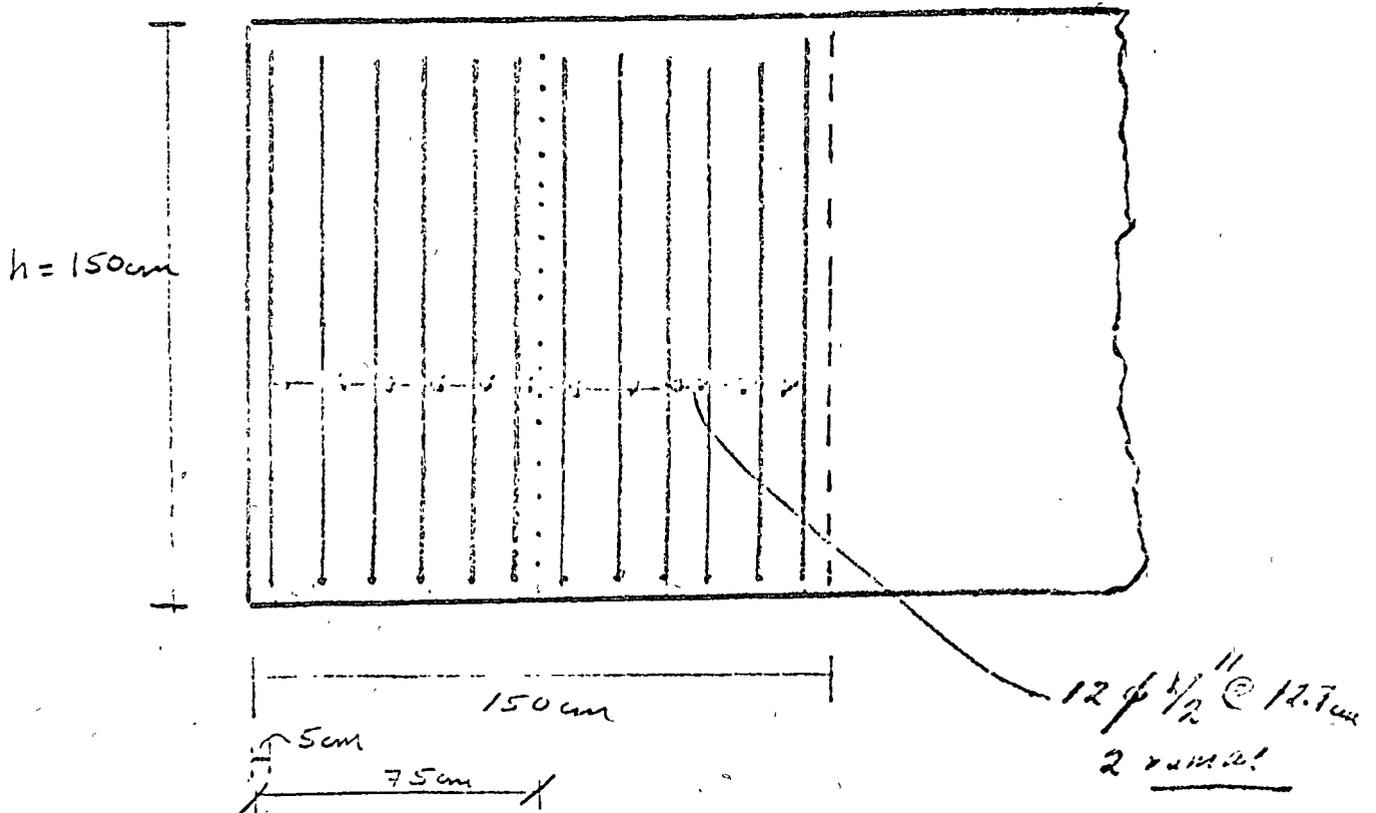
Area de Acero necesario

$$A_s = \frac{F_T}{f_s} = \frac{12,800}{906.4} = 14.12 \text{ cm}^2$$

$$\phi \frac{1}{2} - 2 \text{ ramas} \quad a_s = 1.27 \times 2 = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$n^{\circ} varillas = \frac{14.12}{2.54} = 5.6 \approx \underline{\underline{6 \text{ estribos}}}$$

Distribución de Estribos



Se deben colocar 12 estribos, 6 a cada lado de $\phi \frac{1}{2}$ (75cm) para se denegar momento positivo y negativo horizontal de 16.0 centim.



CONEXIONES EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO PREFABRICADAS

Se incluye: consideraciones generales, croquis de conexiones típicas, un ejemplo (ver ref. 1), bibliografía y una copia de la parte relativa al tema del código inglés.

Consideraciones generales (de las refs. 1 y 2)

Como introducción al problema de las conexiones cabe mencionar las ventajas y desventajas que presenta la prefabricación con respecto al método en el lugar:

Ventajas: - Rapidez de ejecución de la obra

- Limpieza en la obra
- Ahorro en obra falsa
- Buenos acabados aparentes
- Usos ventajosos de los moldes
- Mejor control de calidad
- En ocasiones, posibilidad de desmontar la estructura

Desventajas:

- Necesidad de equipo especial
- Escasez de rigidez en algunas estructuras
- Dificultad en el diseño y construcción de conexiones
- Requerimiento de supervisión más estricta
- Necesidad de proyectar y programar con detalle
- Pérdidas por roturas de elementos durante maniobras

El aspecto de las conexiones es pues uno de los problemas que más cuidado e importancia requieren en la prefabricación si se desea que ésta compita exitosamente con los procedimientos tradicionales.

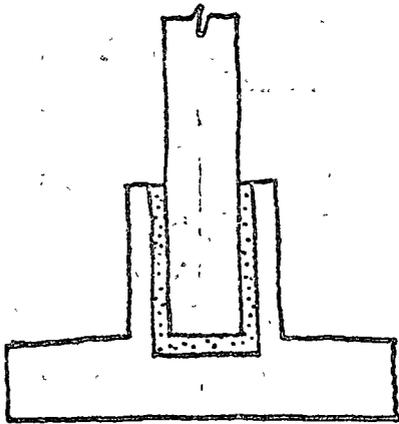
Las conexiones se pueden clasificar en articuladas y continuas. En zonas de cierta sismicidad se usan las articuladas sólo en estructuras de un nivel, o en estructuras más altas cuando las fuerzas laterales se toman con muros o marcos contraventeados; si en el segundo caso no es posible contar los muros o marcos contraventeados surge la necesidad de usar conexiones continuas.

Los requisitos que, en general, deben cumplir las conexiones son:

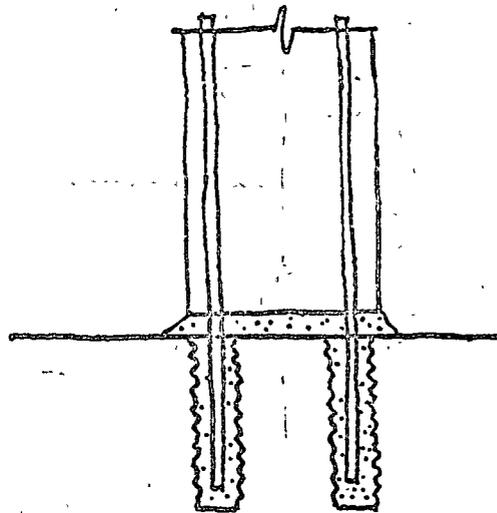
- Seguridad
- Ductilidad
- Rigidez y monolitismo (conexiones continuas)
- Estabilidad durante el montaje
- Resistencia al intemperismo y fuego
- Precisión geométrica
- Economía { sencillez
estandarización
- Apariencia

Las conexiones deben diseñarse y construirse de modo que el grado de restricción que suministran esté de acuerdo con lo supuesto en el análisis de la estructura. Se acostumbra diseñar las conexiones usando un factor de seguridad adicional al del resto de la estructura (del orden de 1.3) para cada fuerza o momento internos que debe transmitir. Al detallar las conexiones deben preverse las tolerancias y holguras necesarias para la manufactura y el montaje.

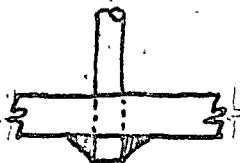
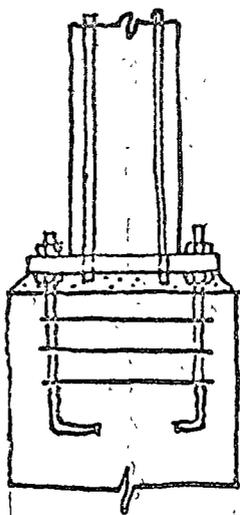
Cabe recordar que las estructuras prefabricadas y sus conexiones se diseñan, en general, con base en los mismos principios usados en estructuras coladas en el lugar, teniendo en cuenta, además, las condiciones de carga que se presentan desde la fabricación inicial de los elementos hasta la terminación de la estructura. También debe tenerse presente que en estructuras prefabricadas es más frecuente que sean críticos los efectos de cambios volumétricos debidos a la contracción, flujo plástico y variaciones térmicas; así como las fallas donde predomina el esfuerzo cortante sobre la tensión diagonal.



(1)

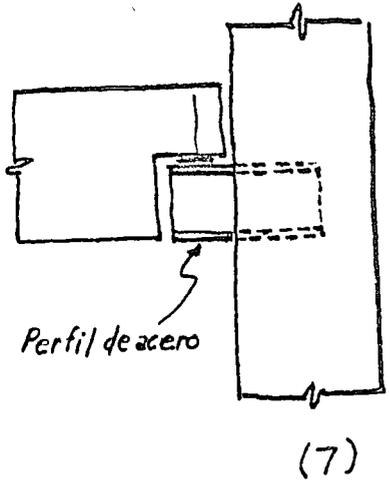
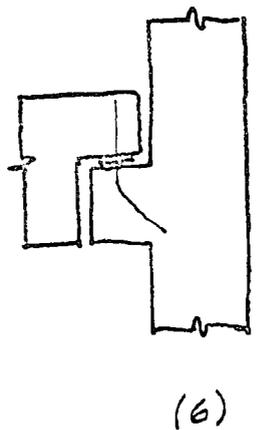
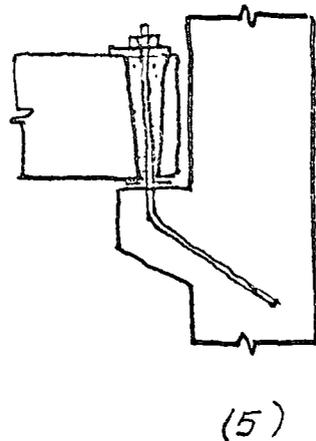
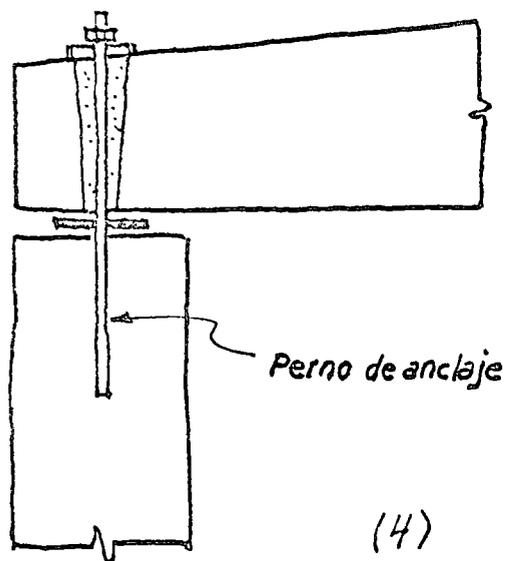


(2)

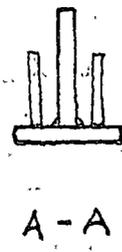
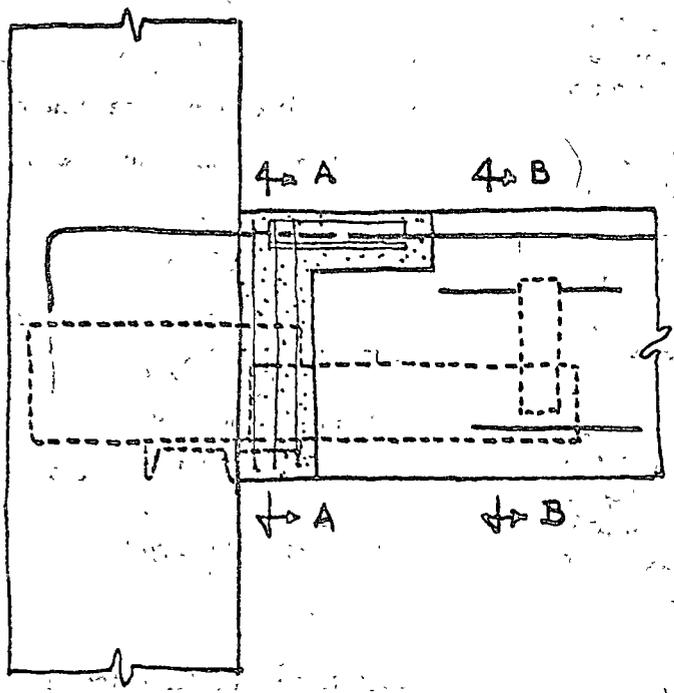
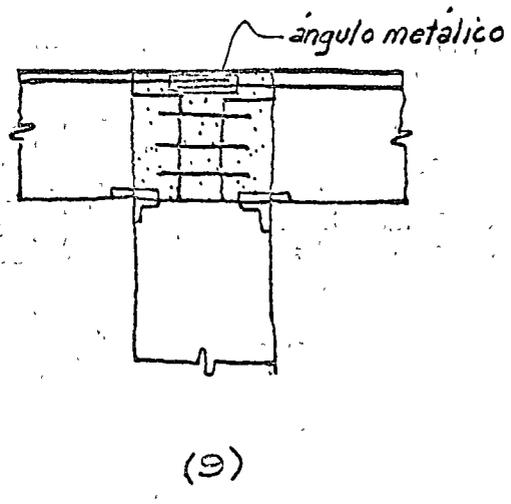
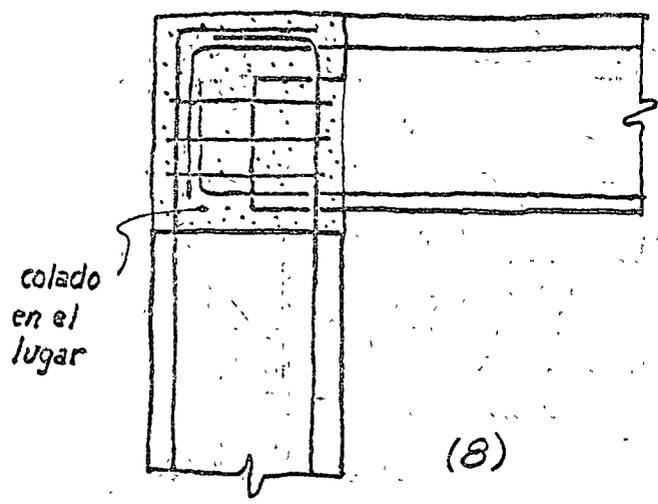


(3)

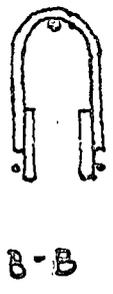
CONEXIONES TÍPICAS COLUMNA - CIMENTACION



CONEXIONES ARTICULADAS TÍPICAS VIGA-COLUMNA
(Ref. 1)

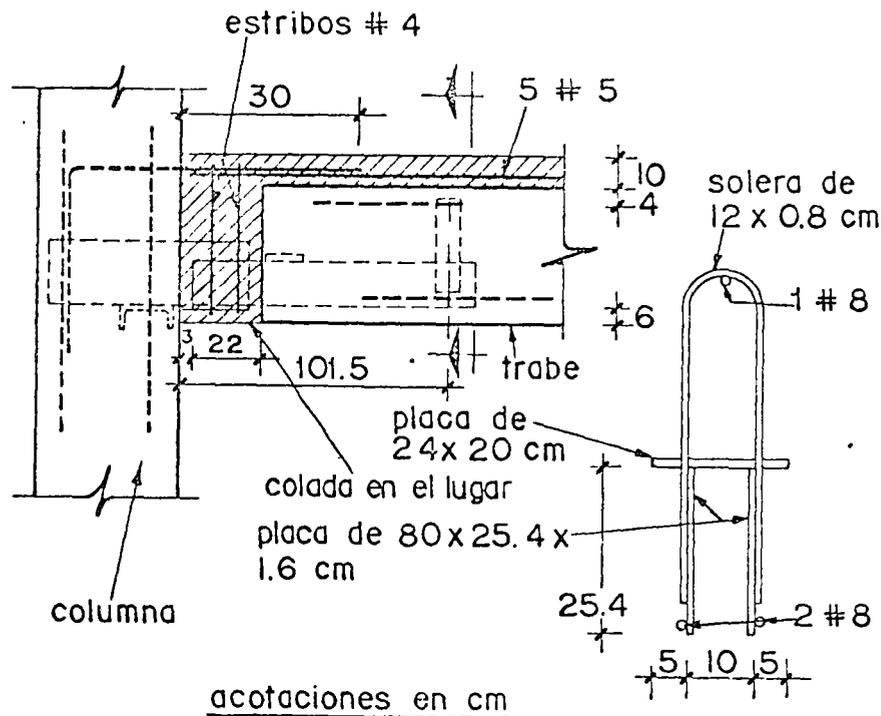


placas de acero



CONEXIONES CONTINUAS TÍPICAS VIGA-COLUMNA
(Ref. 1)

Fig. 33. Detalle de una conexión tipo CI2.



4.2 Ejemplo de diseño de una conexión tipo CI2 (de la Ref. 1)

Cuando se diseñan elásticamente elementos metálicos, los reglamentos recomiendan que se considere la interacción de momento flexionante y fuerza cortante, si los esfuerzos cortantes en la sección revisada exceden de 600 kg/cm^2 , aproximadamente; para diseño plástico no existe una recomendación análoga a ésta, y algunos autores¹⁴ sólo recomiendan que este valor no sea alto; sin embargo, cuando en una sección sólo existe fuerza cortante, el esfuerzo cortante permisible plástico es $0.55 f_c$.

En este ejemplo, la conexión se diseñará plásticamente, y como alguno de los elementos metálicos que se diseñarán está sujeto a esfuerzos de flexión y cortante simultáneamente en una sección, se fijará un valor para el esfuerzo cortante permisible de $0.6 (0.55 f_c)$, por el problema antes expuesto.

4.2.1 Datos de cálculo:

Diseño: plástico

$$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2 \text{ (en todos los elementos)}$$

$$f_y = 4\,000 \text{ kg/cm}^2 \text{ (acero de refuerzo)}$$

$$F_u = 2\,530 \text{ kg/cm}^2 \text{ (acero estructural A-36)}$$

Soldadura: E-70

$$\text{Cortante: } V = 20 \text{ ton (en el apoyo)}$$

$$\text{Momento: } M = 6 \text{ ton-m (en el apoyo)}$$

Trabe de $30 \times 60 \text{ cm}$

Columna de $30 \times 60 \text{ cm}$

Firme estructural de 10 cm.

4.2.2 Factor de carga

$$FC = 3$$

4.2.3 Diseño de las placas I

Estarán separadas 10 cm centro a centro y se fijarán para un primer tanteo de $5/8''$ de espesor y $10''$ de peralte, el acero es A-36 y soldadura E-70.

a) Cortante:

$$f_v = \frac{V_u}{bh}$$

$$V_u = 3 \times 20 \times \frac{1}{2} = 30 \text{ ton}$$

$$f_r = 30\,000 / 1.56 \times 25.4 = 755 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_r = 0.6 \times 0.55 \times 2\,530 = 840 \text{ kg/cm}^2$$

b) Flexión:

$$\text{Brazo de palanca} =$$

$$= 25/2 + 2 \text{ cm} = 14.5 \text{ cm}$$

$$M_u = 30\,000 \times 14.5 = 435\,000 \text{ kg-cm}$$

$$f_b = M_u / Z;$$

$$Z = \frac{bh^2}{4} = 252 \text{ cm}^3$$

$$f_b = 435\,000 / 252 = 1\,725 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = 0.9 \times f_r = 2\,275 \text{ kg/cm}^2. \quad \text{MB}$$

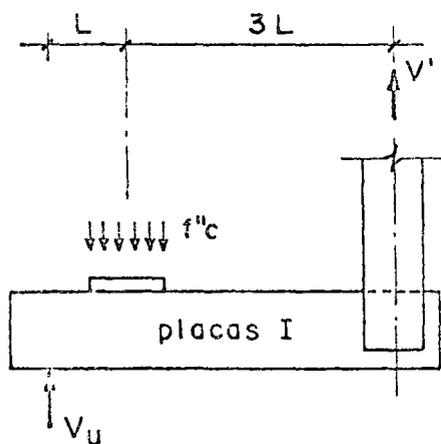


Fig. 32. Diagrama de cuerpo libre para las placas.

4.2.3 Diseño de la placa II

Si se observa el diagrama de cuerpo libre de las placas I, Fig. 32, se puede concluir que es posible hacer una analogía con una sección de una columna, en donde la zona en compresión es resistida por la placa II y los esfuerzos de tensión se toman con la solera; la fuerza V_u está aplicada con una cierta excentricidad fuera de la sección hipotética de la columna; entonces con la placa II y la solera se puede crear un par resistente al momento debido a V_u con respecto al centro de gravedad de la sección hipotética, y la resultante de las fuerzas que actúan en la placa II y la solera serán los elementos que equilibren esta carga. Para diseño, es conveniente que la fuerza en la solera sea aproximadamente un tercio

de la carga total aplicada, con lo que se tiene:

$$V_u = 60 \text{ ton}$$

$$V'_u = 20 \text{ ton}$$

$$f''_{c,ab} = 80 \text{ ton}$$

en donde: f''_c es el esfuerzo a compresión del concreto en diseño plástico, a y b son el ancho y longitud de la placa II, respectivamente. Con esta última expresión se pueden calcular las dimensiones de la placa II. Por otra parte, el ancho está limitado a las dimensiones de la trabe, que por lo general es 10 cm menor que el ancho de la trabe. Por lo tanto:

$$a = 20 \text{ cm}$$

$$b = 80\,000 / a f''_c = 24 \text{ cm.}$$

Entonces, la distancia del centro de esta placa al centro de la solera debe ser tres veces la distancia del centro de la placa II al punto de aplicación de la fuerza de diseño, que es 24.5 cm; por lo tanto, $3L = 73.5$ centímetros.

Para el cálculo del espesor de la placa II, se considerará que ésta trabaja como una losa con doble voladizo, con apoyos a 5 cm de los extremos.

a) Revisión por cortante:

$$V_u = 162 \times 5 = 835 \text{ kg}$$

$$k = 835 / 1 \times 840 = 1 \text{ cm.}$$

b) Revisión por flexión:

$$M_u = 167 \times 25/2 = 2\,090 \text{ kg-cm}$$

$$Z = 2\,090 / 2\,275 = 0.91 \text{ cm}^3$$

$$h = 4 \times 0.91 / 1 = 1.88.$$

Rige este valor y, por lo tanto, la placa será de $12 \text{ cm} \times 20 \text{ cm} \times 3/4''$.

4.2.4 Diseño de la solera

Esta debe tener tales dimensiones que sea capaz de resistir 20 toneladas a tensión y que no se presente la falla por aplastamiento plástico en el concreto. Para esto, se supondrá que el aplastamiento es resistido por la proyección horizontal de la cur-

vatura de la solera, esta proyección es de 10 cm; entonces se tiene que el ancho debe ser:

$$\text{Ancho} = 20\,000/10 \times 162 = 12 \text{ cm}$$

Por tensión se tiene:

$$\begin{aligned} \text{Espesor} &= 10\,000/6 \times 2\,275 = \\ &= 0.73 \text{ cm} = 5/16'' \end{aligned}$$

4.2.5 Las varillas soldadas a la solera y placa II, por recomendaciones⁷ de algunos autores, deben ser capaces de resistir $0.5 V_u$; por lo tanto:

$$A_s f_y = 0.5 V_u$$

$$A_s = 9.4 \text{ cm}^2$$

Se usarán 2 varillas del No. 8.

Longitud de anclaje:

$$u = 6 \sqrt{f_c^*} / \phi = 32.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$L_a = 3\,200 \times 2.54/4 \times 32.7 = 62 \text{ cm.}$$

4.2.6 Soldaduras

a) Soldadura entre placas I y II.—Para las condiciones de trabajo no es necesario que estas placas estén soldadas, siendo sólo necesario que estén fijas en el momento de colocación del accesorio; por lo tanto, la soldadura se proporcionará por especificación, la cual debe ser de 63 mm a todo lo largo.

b) Soldadura entre placas I y solera.—En una rama de la solera se puede contar con una longitud total de soldadura de 45 cm, o bien, un tamaño mínimo de 8 mm; entonces se tiene que la longitud de la soldadura es:

$$l = 10\,000/5 \times 120 = 16.6 \text{ cm}$$

se sueldan 7 cm de cada lado.

4.2.7 Diseño de la conexión por momento

$$M_u = 3 \times 6 = 18 \text{ ton-m}$$

$$d = 63 \text{ cm}$$

$$b = 28 \text{ cm.}$$

Usando las gráficas de dimensionamiento de elementos de concreto reforzado del Instituto de Ingeniería:¹⁰

$$M_u/bd^2 f_c = 0.1$$

$$q = 0.108$$

$$A_s = q(f_c/f_y)bd = 9.65 \text{ cm}^2$$

2 varillas ϕ 1" son suficientes.

2.4.8 Revisión de adherencia y anclaje:

$$u_n = 4.5 \sqrt{f_c^*} / \phi = 26.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$U_n = V_u / \Sigma o_j d = 67.5 \text{ kg/cm}^2$$

que es menor el esfuerzo permisible que el actuante; por tanto, se deben cambiar los diámetros de estas varillas. Sean éstas 5 varillas del No. 5.

$$u_n = 43 \text{ kg/cm}^2$$

$$U_n = 43 \text{ kg/cm}^2.$$

Longitud de anclaje:

$$L_a = 3\,200 \times 1.59/4 \times 43 = 30 \text{ cm.}$$

Los accesorios de la columna se diseñan análogamente.

La conexión queda, finalmente, como se muestra en la Fig. 33.

Referencias y bibliografía

- 1 - Moreno D. F., Riobóo M. J. Ma. "Conexiones entre elementos horizontales y verticales en estructuras prefabricadas de concreto". Revista IMCYC Vol. 8, N° 48, enero-febr 1971
- 2 - Proyecto de reformas al Reglamento de las Construcciones para el Distrito Federal. D. D. F.
- 3 - British Standards Institution, "The Structural Use of Concrete" CP 110 : 1972. 2 Park Street, London W1A 2BS
- 4 - Prestressed Concrete Institute, "PCI Manual on Design of Connections for Precast Prestressed Concrete", Chicago Illinois 1973.
- 5 - Robles F. F. "Prefabricación de Estructuras de Concreto" Instituto Mexicano del Cemento y el Concreto, A. C. 1964.
- 6 - Selivanov - Drabkin, "Estructuras Prefabricadas", Editora Inter Ciencia, Montevideo, Uruguay
- 7 - American Concrete Institute, ACI Standard 318-71, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete", Detroit, Michigan.

4.9.6 Links in prestressed concrete beams. The amount and disposition of links in rectangular beams and in the webs of flanged beams will normally be governed by considerations of shear (see 4.3.5).

Links to resist the bursting tensile forces in the end zones of post-tensioned members should be provided in accordance with 4.8.5.1.

Links should be provided in the transmission length of pre-tensioned members in accordance with the requirements of 4.3.5 and using the information given in 4.8.4.

4.9.7 Shock loading. When a prestressed concrete beam may be required to resist shock loading, it should be reinforced with closed links and longitudinal reinforcement preferably of mild steel. Other methods of design and detailing may be used, provided it can be shown that the beam can develop the required ductility.

5. Design and detailing: precast, composite and plain concrete construction

5.1 General

5.1.1 Scope of Section 5. This Section is concerned with the additional considerations which arise in design and detailing when precast members or precast components including large panels are incorporated into a structure or when a structure in its entirety is of precast concrete construction. It also covers the use of plain concrete for walls.

5.1.2 Limit state design

5.1.2.1 Basis of design. The limit state philosophy set out in Section 2 applies equally to precast and in situ construction and therefore, in general, the recommended methods of design and detailing for reinforced concrete given in Section 3 and those for prestressed concrete given in Section 4 apply also to precast and composite construction. Clauses in Section 3 and 4 which do not apply are either specifically worded for in situ construction or are modified by this section. Recommendations for the design and detailing of plain concrete walls are given in 5.5.

5.1.2.2 Handling stresses. Precast units should be designed to resist without permanent damage all stresses induced by handling, storage, transport and erection (see also 4.3.1.2 and 6.11.8). When necessary the positions of lifting and supporting points should be specified. Consultation at the design stage with those responsible for handling is an advantage. The design should take account of the effect of snatch lifting and placing on to supports.

5.1.2.3 Connections and joints. The design of connections is of fundamental importance in precast construction and must be carefully considered.

Joints to allow for movements due to shrinkage, thermal effects and possible differential settlement of foundations are of as great importance in precast as in situ construction. The number and spacing of such joints (see Appendix B) should be determined at an early stage in the design.

5.1.2.4 Stability. The recommendations regarding stability given in 3.1.2.2 apply also to precast, composite and plain concrete construction.

The tie forces referred to in 3.1.2.2 should normally be provided by reinforcement or prestressing tendons embedded in precast or in situ structural elements.

Ties should generally be joined by one of the methods described in 5.3.2, 5.3.3 or 5.3.4 except that simple lapped joints should only be used when their adequacy has been proved by relevant tests.

Ties connecting precast panels should be so arranged as to minimize out of balance effects.

Ties should only be located in the joints between precast panels if those joints are of sufficient size and detail to transmit the forces from the reinforcement into the precast units and to develop the required strength at any lapped joints.

Column and wall ties should not, for their anchorage at either end, rely solely on the bond of a straight bar. Bars should be bent or hooked so as to provide the required anchorage in bearing on sound concrete unless welded or mechanically anchored to the main reinforcement in a precast member.

For a normal building which is five or more storeys in height where the vertical tying together does not comply with (3) of 3.1.2.2 or where in a building supported by plain concrete walls the area of the effective vertical ties from foundation to roof level is less than 0.2 % of the cross-sectional area of the walls or where all the precast floor and roof units are not effectively anchored in the direction of their span either to each other over a support or directly to their supports in such a manner as to be capable of resisting a horizontal tensile force of F_t kN per metre width:

(1) the structure should be so designed that, at each storey in turn, any single vertical loadbearing element (other than one complying with (2)) can become incapable of carrying its load, without causing collapse of the structure or any significant portion of the structure. In designing the structure for this condition, account may be taken of any building components which are otherwise non-loadbearing. When reliance is placed on catenary action, allowance should be made for the horizontal reactions necessary for equilibrium.

In the case of a wall, the length considered to be a single loadbearing element should be taken as the length between adjacent lateral supports or between a lateral support and a free edge. For the purposes of this definition of wall length only, a lateral support may be considered to occur at

- a. a stiffened section of the wall (not exceeding 1 m in length) capable of resisting a horizontal force of $1.5F_t$ kN per metre height of wall, or
- b. a substantial partition at right angles to the wall, provided that it is tied to the wall with a tie force equal to $0.5F_t$ kN per metre height of wall (a substantial partition may be taken as one having an average weight of not less than 150 kg/m²).

except that

(2) any vertical loadbearing element, which cannot be allowed to become ineffective, may be designed, together with its connections, to withstand a load of 34 kN/m² applied to it from any direction. Any horizontal member, or part of a horizontal member, which provides lateral support vital to the stability of that vertical loadbearing element must be designed, together with its connections, to withstand a load of 34 kN/m² applied to it from any direction. Any member or lateral support so designed must also be capable of supporting the reaction from any attached building components also subject to a loading of 34 kN/m² or such reaction as might reasonably be transmitted having regard to the strength of the attached component and the strength of its connection.

To accord with 2.3.3.1 and 2.3.3.2, when a structure is designed in accordance with (1) or a vertical loadbearing element is designed in accordance with (2) the partial safety factor for loads (γ_f) should be taken as 1.05 and the partial safety factor for strength (γ_m) should be taken as 1.3 for concrete and 1.0 for steel.

5.2 Precast concrete construction

5.2.1 Framed structures and continuous beams. When the continuity of reinforcement or tendons through the connections and/or the interaction between members is such that the structure will behave as a frame, or as a continuous beam, the analysis, redistribution of moments and the design and detailing of individual members may all be in accordance with Section 3 or Section 4 as appropriate.

5.2.2 Slabs. Slabs consisting of wide precast units or of a series of narrow precast units with effective jointing between them capable of shear transfer may be designed in accordance with 3.4 or 3.7.2 to 3.7.5 or 4.4 as appropriate.

When assessing the effect of concentrated loads (including partitions in the direction of span), the width of slab assumed to contribute to the support of the load should not exceed the width of the loaded area together with the width of three precast units and joints when there is no topping or the width of four precast units and joints where the topping is at least 30 mm thick, unless test results substantiate the use of a wider area. In no case should the width be taken as extending more than $0.25l$ on either side of the loaded area where l is the span.

5.2.3 Other precast members. All other precast concrete members including large panels should be designed and detailed in accordance with the appropriate recommendations of Section 3, Section 4 or 5.5 and should incorporate provision for the appropriate connections as recommended in 5.3.

Precast components intended for use in composite construction (see 5.4) should be designed as such but also checked or designed for the conditions arising during handling, transporting and erecting.

In floor or roof construction of hollow blocks supported by precast concrete ribs, particular attention should be given to the bearing of the blocks on the ribs when no topping is provided.

5.2.4 Bearings for precast members

5.2.4.1 Concrete corbels. A corbel is a short cantilever beam in which the principal load is applied such that the distance a , between the line of action of the load and the face of the supporting member is less than

$0.6d$ and the depth at the outer edge of the bearing is not less than one half of the depth at the face of the supporting member.

The depth at the face of the supporting member should be determined from shear conditions in accordance with 3.3.6.2 but using the modified definition of a_v given above.

The main tension reinforcement in a corbel should be designed and the strength of the corbel checked, on the assumption that it behaves as a simple strut and tie system. The reinforcement so obtained should be not less than 0.4% of the section at the face of the supporting member and should be adequately anchored. At the front face of the corbel, the reinforcement should be anchored either by welding to a transverse bar of equal strength or by bending back the bars to form a loop; in the latter case, the bearing area of the load should not project beyond the straight portion of the bars forming the main tension reinforcement.

When the corbel is designed to resist a stated horizontal force, additional reinforcement should be provided to transmit this force in its entirety; the reinforcement should be welded to the bearing plate and should be adequately anchored within the supporting member.

Shear reinforcement should be provided in the form of horizontal links distributed in the upper two-thirds of the effective depth of the corbel at the column face; this reinforcement should not be less than one-half of the area of the main tension reinforcement and should be adequately anchored.

5.2.4.2 Continuous concrete nibs. Where a continuous nib provides a bearing as on a boot lintel, the nib should be designed in accordance with 3.3.6.2 or 5.2.5.4 with the following provisions and definitions:

- (1) the horizontal links required by 5.2.5.4 need not be provided;
- (2) the effective depth d of the nib should be taken as the distance between the reinforcement in the top and bottom of the nib;
- (3) the distance a_v should be taken as the distance from the centroid of the load on the nib to the nearest vertical leg of the links in the main beam plus 50 mm (see Fig. 13).

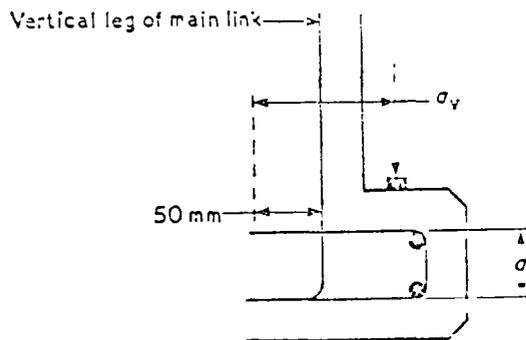


Fig. 13. Distance a_v

(4) links capable of transmitting the load on the nib to the compression zone of the main beam should be provided in the main beam in addition to those required for shear.

(5) the reinforcement of the nib may be anchored by being bent in the form of a loop, provided that the bend does not begin before the edge of bearing of the load.

5.2.4.3 Width of bearings for precast units. The width of bearing of precast units should be sufficient to ensure proper anchorage of tension reinforcement (see 3.11.7.1). Wherever possible, precast units should have a bearing of at least 100 mm on masonry or brickwork supports and of at least 75 mm on steel or concrete. This bearing may be reduced at the discretion of the engineer, taking into account relevant factors, such as tolerances, loading, span, height of support and the provision of continuity reinforcement. Nevertheless, when reduced bearings are used, precautions should be taken to ensure that collapse of the unit cannot occur due to accidental displacement during erection.

5.2.4.4 Bearing stresses. The contact surfaces should not contain excessive irregularities and when adequate intermediate padding is not provided, the compressive stress in the contact area should not normally exceed $0.4f_{cu}$ under the ultimate loads. When the members are made of concretes of different strengths, the lower concrete strength is applicable. Higher bearing stresses may be used where suitable measures are taken to prevent splitting or spalling of the concrete at the interface, such as the provision of well-defined bearing

areas and additional binding reinforcement in the ends of the members. Stresses in excess of $0.8f_{cu}$, due to ultimate loads, should only be used where justified by tests carried out in accordance with 2.4.6.

Direct bearing connections should not be used for column/column or wall/wall connections either with or without flexible padding.

5.2.4.5 Bearings subject to horizontal forces or rotations. The presence of horizontal forces at a bearing can reduce the load-carrying capacity of the supporting member considerably by causing premature splitting or shearing. These forces may be due to creep, shrinkage and temperature effects or result from misalignment, lack of plumb or other causes. When they are likely to be significant, these forces should be allowed for in designing and detailing the connection by providing either

- (1) sliding bearings or
- (2) suitable lateral reinforcement in the top of the supporting member and
- (3) continuity reinforcement to tie together the ends of the supported members.

Where, owing to large spans or other reasons, large rotations are likely to occur at the end supports of flexural members, suitable bearings capable of accommodating these rotations should be used.

5.2.5 Joints between precast members

5.2.5.1 General. The critical sections of members close to joints should be designed to resist the worst combinations of shear, axial force and bending caused by the ultimate vertical and horizontal forces. When the design of the precast members is based on the assumption that the joint between them is not capable of transmitting moment, the design of the joint should either ensure that this is so (see 5.2.4.5) or suitable precautions should be taken to ensure that if any cracking develops it will not be unsightly and will not excessively reduce the member's resistance to shear or axial force.

Where a space is left between two or more precast units, which is to be filled later with in situ concrete or mortar, the space should be large enough for the filling material to be placed easily and compacted sufficiently to completely fill the gap, without abnormally high standards of workmanship or supervision. The assembly instructions should contain definite information as to the stage during construction when the gap should be filled.

The majority of joints will incorporate a structural connection (see 5.3) and consideration to this aspect should be given in the design of the joint.

5.2.5.2 Joints transmitting mainly compression. This type of joint is most commonly used for horizontal joints between loadbearing walls or columns. The joint should be designed to resist all the forces and moments implicit in the assumptions made in analysing the structure as a whole and in designing the individual members to be joined. In the absence of more accurate information derived from a comprehensive programme of suitable tests, the area of concrete to be considered in calculating the strength of the joint in a wall may be either

- (1) the area of the in situ concrete ignoring the area of any intruding floor or beam units or
- (2) 75 % of the area of contact between wall and joint, whichever is the greater.

This area should not be taken as greater than 90 % of the wall area. Only those parts of the floor or beam units which are solid over the bearing should be considered and the units should be properly bedded on concrete or mortar of adequate quality.

Particular attention should be paid to detailing the joint and joint reinforcement to prevent premature splitting or spalling of the concrete in the ends of the precast members.

Where a wall or a column is subjected to lateral loads, the horizontal joints should be designed for shear in accordance with 5.5.6.

5.2.5.3 Joints in slabs transmitting shear. A joint may be assumed to transmit a shear force between panels, such as arises when a wall acts as a wind bracing wall or a floor acts as a wind girder, providing one of the following requirements is satisfied.

- (1) Floor units transmitting shear in a horizontal plane should be restrained to prevent their moving apart horizontally, and the joints between them should be formed by grouting with a suitable concrete or mortar mix. No reinforcement need be provided in or across the joint, and the sides of the unit forming the joint may have the normal finish, Type A or Type B described in 6.10.6, when the calculated shear stress in the joint under ultimate loads does not exceed 0.23 N/mm^2 .

(2) No reinforcement need be provided in joints that are under compression in all design conditions when the sides or ends of the panels or units forming the joints have a Type 1 finish as described in 5.4.3.4, and when the shear stress due to ultimate loads does not exceed 0.45 N/mm^2 .

(3) The shear stress due to ultimate loads, calculated on the minimum root area of a castellated joint, is less than 1.3 N/mm^2 . Separation of the units normal to the joint should be prevented by either steel ties across the ends of the joint or by a compressive force normal to the joint under all loading conditions. A taper is usually provided to the projecting keys of a castellated joint to ease the removal of formwork; to limit movements in the joint, this taper should not be excessive.

(4) Reinforcement is provided to resist the entire shear force due to ultimate loads V which does not exceed

$$0.6F_b \tan \alpha_f$$

where F_b is $0.87f_y A_s$ or the anchorage value of the reinforcement whichever is the lesser,

α_f is the angle of internal friction. $\tan \alpha_f$ can vary between 0.7 and 1.7 and is best determined by tests; however, for concrete to concrete connections, the following values may be assumed:

0.7 for smooth interface as in untreated concrete construction,

1.4 for roughened or castellated joint as defined in (2) or (3) above, without continuous in situ strips across the ends of the joint,

1.7 for roughened or castellated joint as defined in (2) or (3) above, with continuous in situ strips across the ends of the joint.

(5) It can be demonstrated that resistance to sliding of the joint is provided by other means; this would normally involve testing in accordance with 2.4.6.

5.2.5.4 Halving joint. For the type of joint shown in Fig. 14, the maximum vertical ultimate load, F_v , should not exceed $4v_c b d_o$ where b is the breadth of the beam and v_c is the shear stress given by Table 45 for the full beam section. When determining the value of F_v , consideration should be given to the method of erection and the forces involved.

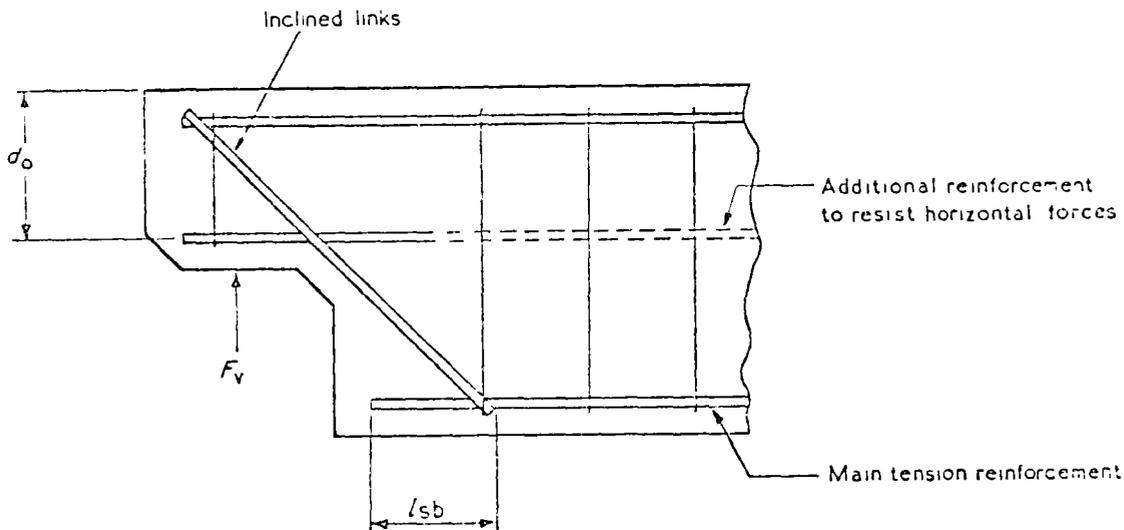


Fig. 14. Halving joint

The joint should be reinforced by inclined links so that the vertical component of force in the link is equal to F_v , i.e.

$$F_v = A_{sv} (0.87f_{yv}) \cos 45^\circ \text{ for links at } 45^\circ,$$

where A_{sv} is the cross-sectional area of the inclined links,

f_{yv} is the characteristic strength of the inclined links.

The links must intersect the line of action of F_v .

In the compression face of the beam the links should be anchored in accordance with 3.11.6.4. In the

CP 110 : Part 1 : 1972

tension face of the beam, the horizontal component, F_h , which for 45° links is equal to F_v , should be transferred to the main reinforcement. If the main reinforcement is continued straight on without hooks or bends the links may be considered anchored if

$$\frac{F_h}{2 \sum u_s l_{sb}} < \text{the anchorage bond stress given in Table 22}$$

where $\sum u_s$ is the perimeter of the main reinforcement,
 l_{sb} is the length of the straight reinforcement beyond the intersection with the link.

If the main reinforcement is hooked or bent vertically, the inclined links should be anchored by bending them parallel to the main reinforcement; in this case, or if inclined links are replaced by bent-up bars, the bearing stress inside the bends should not exceed the value given in 3.11.6.8.

If there is a possibility of a horizontal load being applied to the joint, horizontal links should be provided to carry the load (as shown in Fig. 14); such links should also be provided if there is a possibility of the inclined links being displaced so that they do not intersect the line of action of F_v .

The joint may alternatively be reinforced with vertical links, designed in accordance with 3.3.6, provided the links are adequately anchored.

5.2.5.5 Side joint. When a secondary member is supported within the span of a primary beam, attention should be paid, in designing the connection between them, to the conditions during construction as well as those due to the design ultimate loads. The possibility of torsion should be considered (see 3.3.7). When the joint is formed with the secondary beam penetrating into a pocket formed in the side of the primary beam, the reduced section of the latter should be used in design for conditions before the grout in the pocket has reached its characteristic strength, unless the main beam is propped during construction.

The recommendations of 5.2.4.1 or 5.2.4.2 apply where the joint is formed outside the limits of the normal cross-section of the main beam.

5.3 Structural connections between units

5.3.1 General

5.3.1.1 Structural requirements of connections. When designing and detailing the connections across joints between precast members, the overall stability of the building, including its stability during construction or after accidental local damage, should be considered. The recommendations of 5.1.2.4 should be taken into account and in addition the severe forces and stresses which may be applied to units during the various stages of handling and construction should be considered. In general, all members should be adequately tied together immediately they are placed into their final positions.

5.3.1.2 Design method. Connections should, wherever possible, be designed in accordance with the generally accepted methods applicable to reinforced concrete (see Section 3), prestressed concrete (see Section 4) or structural steel. Where, by the nature of the construction or material used, such methods are not applicable, then the efficiency of the connection should be proven by appropriate tests in accordance with 2.4.6.

5.3.1.3 Considerations affecting design details. In addition to ultimate strength requirements and to the recommendations of 5.1.2.4 regarding minimum tying together of the structure the following should be considered:

Protection. Connections should be designed to maintain the standard of protection against weather, fire and corrosion required for the remainder of the structure.

Appearance. Where connections are to be exposed, they should be so designed that the quality of appearance required for the remainder of the structure or building can be readily achieved. This may often be better done by emphasizing rather than by attempting to conceal the connections.

Manufacture, assembly and erection. Methods of manufacture and erection should be considered during design, and the following points should be given particular attention.

- (1) Where projecting bars or sections are required, they should be kept to a minimum and made as simple as possible. The lengths of such projections should not be more than necessary for security.
- (2) Fragile fins and nibs should be avoided.
- (3) Fixing devices should be located in concrete sections of adequate strength.

- (4) The practicability of both casting and assembly should be considered.
- (5) Most connections require the introduction of suitable jointing material. Sufficient space should be allowed in the design for such material to ensure that the proper filling of the joint is practicable.
- (6) It may be desirable that levelling devices such as nuts, wedges etc., having no loadbearing function in the completed structure, should be slackened, released or removed as necessary. Where this is necessary the details should be such that inspection, to ensure that this has been done, can be carried out without undue difficulty.

5.3.1.4 Instructions to site. The strength and stiffness of any connection can be significantly affected by workmanship on site. The diversity of joint types and their critical part in the strength and stability of the structure place a particular responsibility on the designer to make clear to those responsible for manufacture and erection those details which are essential to the correct operation of the joint.

The following points should be considered and specific instructions passed to the site where necessary:

- (1) sequence of forming the joint,
- (2) critical dimensions allowing for tolerances, e.g. minimum permissible bearing,
- (3) critical details, e.g. accurate location required for a particular reinforcing bar,
- (4) method of correcting possible lack of fit in the joint,
- (5) details of temporary propping and time when it may be removed (see 6.11.S.3),
- (6) description of general stability of the structure with details of any necessary temporary bracing,
- (7) how far the uncompleted structure may proceed above the completed and matured section,
- (8) full details of special materials should be given,
- (9) weld sizes to be fully specified. Where weld symbols as laid down in BS 499, are used, it should be ascertained that these are understood on site.

5.3.2 Continuity of reinforcement

5.3.2.1 General requirements. Where continuity of reinforcement is required through the connection, the jointing method used should be such that the assumptions made in analysing the structure and critical sections are realized. The following methods may be used to achieve continuity of reinforcement:

- lapping of bars,
- sleeving,
- threading of bars,
- welding,
- any other method proven by tests in accordance with 2.4.6.

5.3.2.2 Lapping of bars. Where straight bars passing through the joint are lapped, the recommendation of 3.11.6.5 apply. When reinforcement is grouted into a pocket or recess, an adequate shear key should be provided on the inside of the pocket.

Where continuity over a support is achieved by having dowel bars passing through overlapping loops of reinforcement, which project from each supported member, the bearing stresses inside the loops should be in accordance with 3.11.6.3.

5.3.2.3 Sleeving. Two principal types of sleeve jointing may be used, provided that the strength and deformation characteristics have been determined by tests in accordance with 2.4.6. The two types are

- (1) grout or resin filled sleeves capable of transmitting both tensile and compressive forces,
- (2) sleeves which mechanically align the square-sawn ends of two bars to allow the transmission of compressive forces only.

The detailed design of the sleeve and the method of manufacture and assembly should be such as to ensure that the ends of the two bars can be accurately aligned into the sleeve. The concrete cover provided for the sleeve should be not less than that specified for normal reinforcement.

5.3.2.4 Threading. The following methods may be used for joining threaded bars.

(1) The threaded ends of bars may be joined by a coupler having left and right hand threads. This type of threaded connection requires a high degree of accuracy in manufacture in view of the difficulty of ensuring alignment.

(2) One set of bars may be welded to a steel plate which is drilled to receive the threaded ends of the second set of bars; the second set of bars are fixed to the plate by means of nuts.

(3) Threaded anchors may be cast into a precast unit to receive the threaded ends of reinforcement.

Where there is a risk of the threaded connection working loose, e.g. during vibration of in situ concrete, a locking device should be used.

The threading of reinforcement should be restricted to plain round mild steel bars. Where there is difficulty in producing a clean thread at the end of a bar, steel normally specified for black bolts (see Clause 2 of BS 916), having a characteristic strength of 430 N/mm^2 , should be used.

The structural design of special threaded connections should be based on tests in accordance with 2.4.6; where tests have shown the strength of the threaded connection to be at least as strong as the parent bar, the strength of the joint may be based on 80 % of the specified characteristic strength of the joined bars in tension and on 100 % for bars in compression, divided in each case by the appropriate γ_m factor.

5.3.2.5 Welding of bars. The design of welded connections may be in accordance with 3.11.6.6 provided the welding is carried out as recommended in 7.6.

5.3.3 Connections using structural steel inserts. Such joints generally consist of a steel plate or rolled steel section projecting from the face of a column to support the end of a beam. The reinforcement in the ends of the supported member should be designed in accordance with Section 3.

The steel sections and any bolted or welded connections should be designed in accordance with BS 449. Bearing stresses up to $0.8f_{cu}$ may be used, unless higher values can be justified as the result of tests.

Except where the design ensures that the reaction does not act at the end of the steel section, the design of the supported member should be based on a span equal to its overall length including any projecting steel sections and for the design of the supporting member and its projecting steel section, it should be assumed that the reaction is applied at the end of the projecting steel section.

Consideration should also be given in the design to the possibility of vertical splitting under the steel section due to shrinkage effects and localized bearing stresses, e.g. under a narrow steel plate.

5.3.4 Other types of connection. Any other type of connection which can be shown to be capable of carrying the ultimate loads acting on it may be used. Amongst those suitable for resisting shear and flexure are those made by prestressing across the joint.

Resin adhesives may be used to form joints subjected to compression but not to resist tension or shear. They should only be used where they are adequately protected against the effects of fire.

5.4 Composite concrete construction

5.4.1 General. The recommendations of 5.4 apply to flexural members consisting of precast concrete units acting in conjunction with added concrete where provision has been made for the transfer of horizontal shear at the contact surface. The precast units may be either of reinforced or prestressed concrete.

In general, the analysis and design of composite concrete structures and members should be in accordance with Section 3 or Section 4, modified where appropriate by 5.4.2 and 5.4.3. Particular attention should be given in the design of both the component parts and the composite section to the effect, on stresses and deflections, of the method of construction and whether or not props are used. The relative stiffnesses of members should be based on the concrete, gross or transformed section properties as described in 2.4.3.1; if the concrete in the two components of a composite member differ by more than one grade, allowance for this should be made in assessing stiffness.

Differential shrinkage of the added concrete and precast concrete members may require consideration in analysing composite members for the serviceability limit states (see 5.4.3.5); it need not be considered for the ultimate limit state.

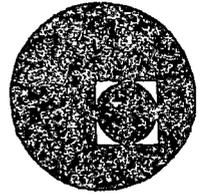
When precast prestressed units, having pre-tensioned tendons, are designed as continuous members and continuity is obtained with reinforced concrete cast in situ over the supports the compressive stresses due to prestress in the ends of the units may be ignored over the transmission length for the tendons in assessing the strength of sections.

5.4.2 Shear. The analysis of composite sections resisting vertical shear due to ultimate loads should be carried out in accordance with 3.3.6 for reinforced concrete and with 4.3.5 for prestressed concrete. However, when in situ concrete is placed between precast prestressed units and the composite concrete section is used in design, the principal tensile stress should not exceed $0.24\sqrt{f_{cu}}$ anywhere in the prestressed units; this stress should be calculated by making due allowance for the construction sequence and by taking only 0.8 of the compressive stress due to prestress at the section considered.





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CONCRETO PREFORZADO

ING. JOSE LUIS CAMBA CASTAÑEDA.

PALACIO DE MINERIA
Tacuba 5, primer piso. México 1, D F.
TELEFONOS: 513-27-95
512-31-23 521-73-35



EJEMPLO INTEGRADO
DE DISEÑO USANDO LA
PROPUESTA D.D.F. 75

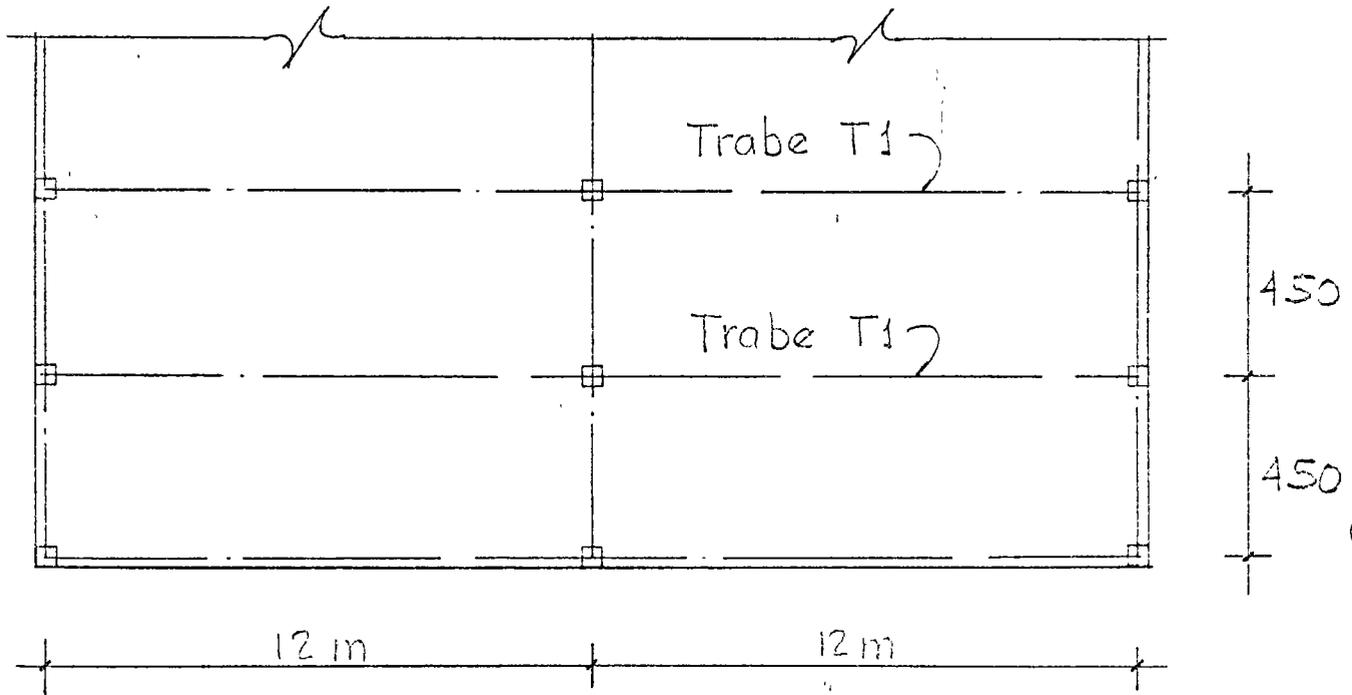
TRABE CONTINUA POSTENSADA

Características de los materiales

Concreto $f'_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$

Acero de prestuerzo $f_{sp} = 16,000 \text{ Kg/cm}^2$

Acero de refuerzo $f_y = 4,000 \text{ Kg/cm}^2$



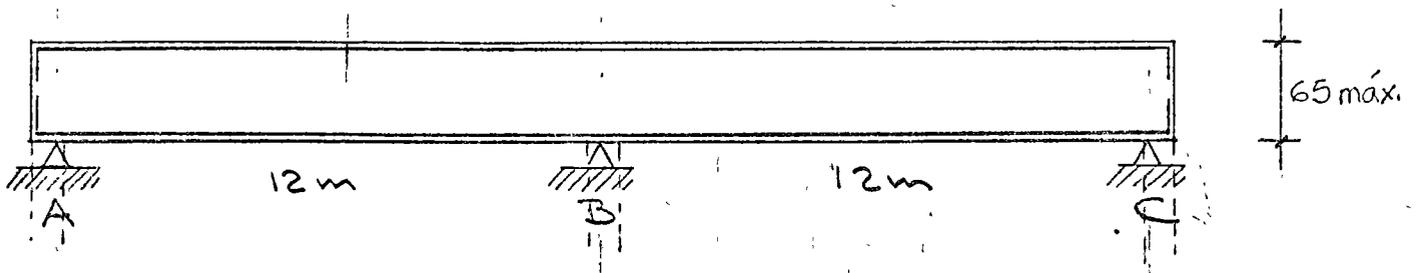
PLANTA

Losa de concreto de 12 cm de espesor

Piso 100 Kg/m^2

C. viva 250 Kg/m^2

NOTA - Considerar despreciable la inercia de las columnas comparadas con la de la trabe.



En la trabe T1, cuyo peralte máximo debe ser de 65 cm, se pide:

- 1) Determinar el pretuerzo continuo a base de cables $12\phi 7$, admitiendo tensiones máximas de $2\sqrt{f'c}$ en el concreto.
- 2) Verificar el estado límite de falla por flexión en el apoyo central B y en los centros de claros.
- 3) Verificar el estado límite de servicio por flexión en los puntos mencionados, tomando en cuenta el valor del momento hiperestático de pretuerzo.
- 4) Calcular las pérdidas de pretuerzo.
- 5) Calcular la flecha al centro del claro.
- 6) Diseñarla por cortante.

EJEMPLO INTEGRADO

DE DISEÑO USANDO LA

PROPUESTA D. D. F. 75

TRABE PRETENSADA

NOV. 75

CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

Concreto $f'_c = 900 \text{ Kg/cm}^2$

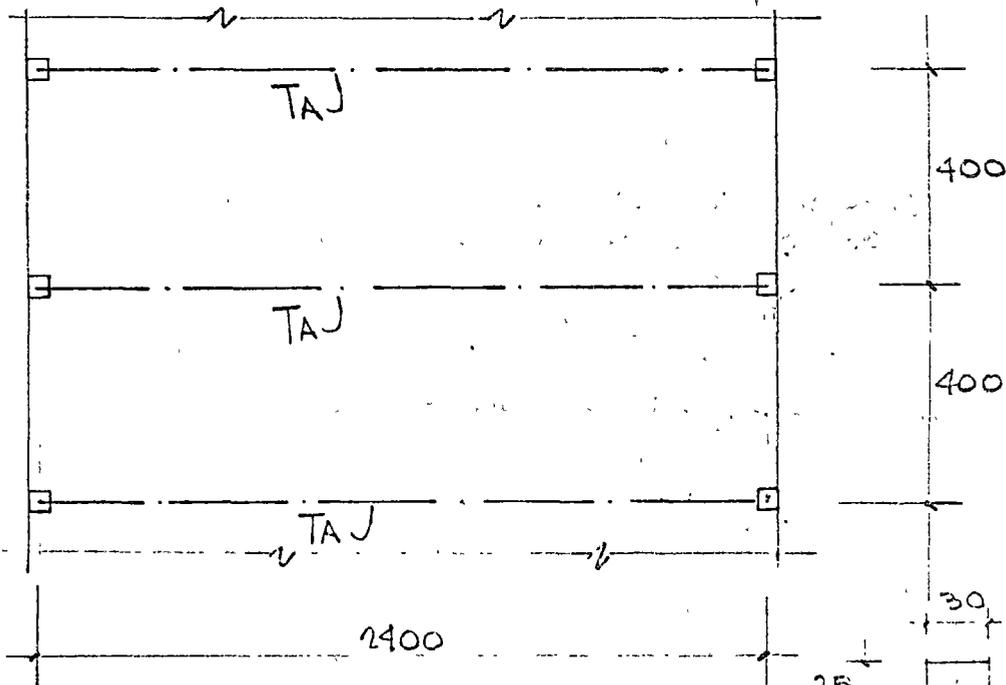
Acero de pretuerzo $f_{sp} = 18000 \text{ Kg/cm}^2$

Acero de refuerzo $f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$

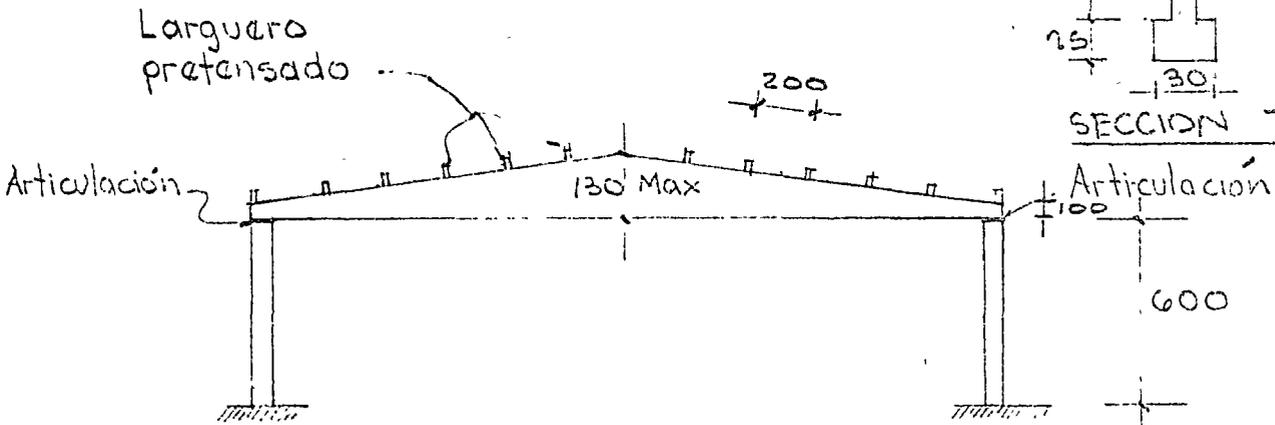
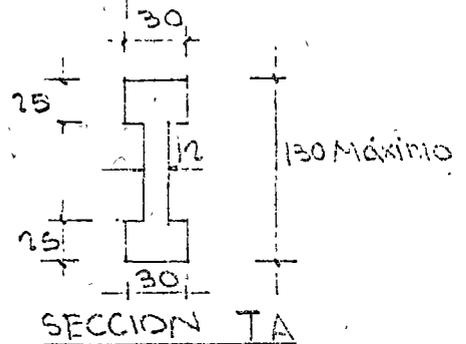
Losa de concreto celular de 7.5 cm de espesor (P.vol. 700 Kg/m^3)

Enladrillado e impermeabilizante 50 Kg/m^2

Carga viva 100 Kg/m^2



PLANTA



ELEVACION

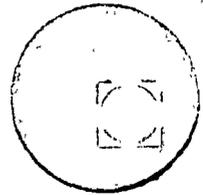
A) CALCULAR EL LARGUERO PRETENSADO

B) EN LA TRABA TA SE PIDE:

- 1) Determinar el pretensado a base de torones de $\phi 1/2''$, admitiendo tensión máxima de $2\sqrt{f'_c}$ en el concreto. ($A_s = 0.93 \text{ cm}^2$)
- 2) Verificar el estado límite de falla por flexión a $L/3$ y $L/4$
- 3) Verificar el estado límite de servicio por flexión a $L/3$ y $L/4$.
- 4) Calcular la pérdida de pretensado.
- 5) Calcular la flecha al centro del claro.
- 6) Diseñarla por cortante.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



DIRECTORIO DE PROFESORES DEL CURSO DISEÑO DE ESTRUCTURAS
DE CONCRETO PREFORZADO

ING. JOSE LUIS CAMBA
PROFESOR DE LA FACULTAD DE INGENIERIA
CIUDAD UNIVERSITARIA

DR. ROBERTO MELI PIRALLA
PROFESOR E INVESTIGADOR
INSTITUTO DE INGENIERIA

ING. JOSE MARIA RIÓBCO MARTIN
JEFE DE LA SECCION DE ESTRUCTURAS
DE LA FACULTAD DE INGENIERIA.
ASESOR TECNICO DE LA DIRECCION DEL INFONAVIT
ASESOR DE TICONSA

ING. CONSTANCIO RODRIGUEZ CABELLO
COORDINADOR TECNICO DEL DEPTO. DE
INGENIERIA CIVIL, TOPOGRAFICA Y
GEODESICA
U. N. A. M.

ING. FRANCISCO ROBLES FERNANDEZ
JEFE DEL DEPTO. DE MATERIALES
UNIVERSIDAD AUTONOMA METROPOLITANA

ING. SANTIAGO LOERA PIZARRO
PROFESOR E INVESTIGADOR DE LA
FACULTAD DE INGENIERIA
CIUDAD UNIVERSITARIA

