

J-115

Facultad de Ingeniería

Diseño Estructural del Monumento al Agua

T E S I S

Que para obtener el título de :
I N G E N I E R O C I V I L
p r e s e n t a :
J O S E P E D R O R A M I R E Z H E R N A N D E Z



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INTRODUCCION.-

Cerca de la Ciudad de México se pretendía construir un edificio de grandes proporciones como parte de un conjunto de edificios similares, denominados monumentales.

El tema que aborda esta tesis es el análisis y diseño de uno de los edificios monumentales que a partir de aquí se le llamará "MONUMENTO AL AGUA".

Se trata de un monumento que tiene como dimensiones de base o planta, 40 m por lado y una altura de 20 m. Por razones arquitectónicas se deberá estructurar de tal manera que no existan columnas intermedias en el área a cubrir.

De datos fidedignos, se ha obtenido una presión admisible en el suelo de 15 ton/m^2 . Teniendo en cuenta las limitaciones arquitectónicas mencionadas anteriormente, se ha encontrado que la solución para que la TECHUMBRE no tenga necesidad de apoyos intermedios, sería el empleo de vigas de concreto preesforzado construídas en diversas etapas.

Se pretende emplear datos y materiales disponibles en la Ciudad de México como los Sistemas Preesforzados de la -

Compañía FREYSSINET con oficinas generales en Nápoles -
36-601 México, D.F.

La constante evolución de la técnica permite proyectar una estructura como la presente.

Es el concreto preesforzado un material que ha provocado muchas incertidumbres, pero que ha alentado esperanzas para la construcción de estructuras más económicas que podrían aplicarse en la construcción de edificios habitacionales, logrando un aspecto arquitectónico más esbelto así como una continuidad mayor entre los elementos estructurales.

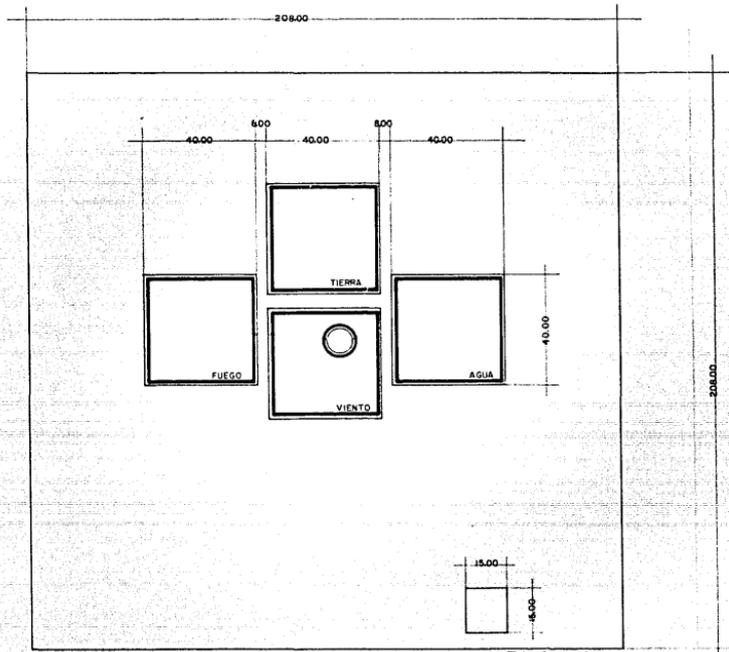
I.- ESTRUCTURACION

A continuación se propone la disposición de la Techumbre, que se proyecta por medio de retículas cuadradas, separadas centro a centro 5.00 m.

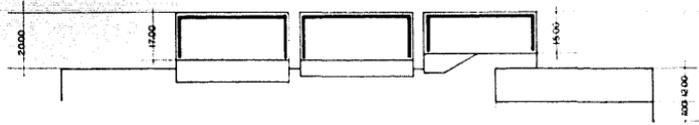
Del análisis de cargas y claros obligados se ha optado por estructurar con viguetas rectangulares de 0.65 m de ancho por 1.65 m de peralte sobre las que se colará la losa, proyectada en concreto reforzado; que hará que finalmente se tenga una retícula de vigas "T" con un ancho de patín efectivo de 3.05 m y 0.15 m de peralte de losa o patín. Se considera que las vigas trabajarán como simplemente apoyadas.

Para recibir y soportar las vigas se emplearán columnas de concreto reforzado de 2.50 x 0.65 m de sección separadas entre si 5.00 m centro a centro y unidas por 2 líneas paralelas de muros de concreto reforzado de 0.20 m de espesor.

Finalmente se proponen para la cimentación, zapatas corridas de concreto reforzado que permitirán aplicar una sobrecarga de 15 Ton/m² máxima.



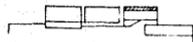
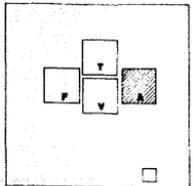
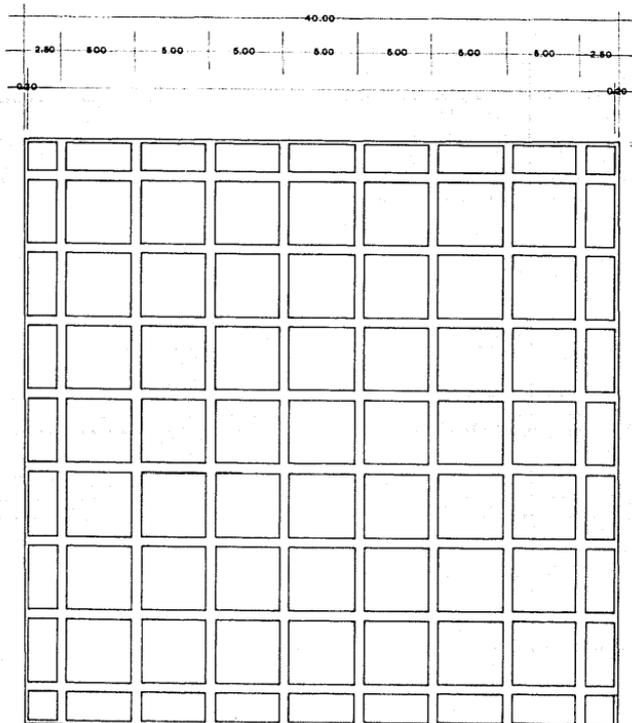
PLANTA



ELEVACION

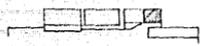
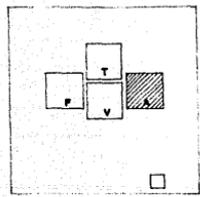
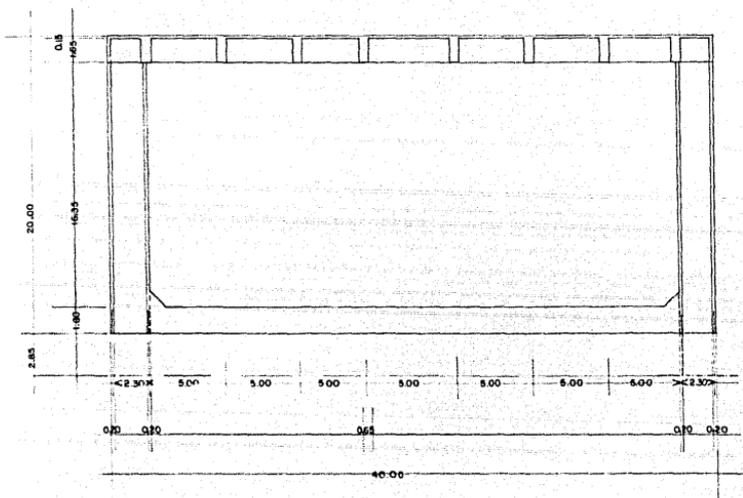
UNAM	FACULTAD DE INGENIERIA	
MONUMENTOS-CONJUNTO PLANTA Y ELEVACION		
TESS PROFESIONAL		
J. Pedro Ramirez M.		
ESCALA 1/500	ACOTACIONES METROS	JULIO 1977

Fig. I



ESTRUCTURACION

UNAM		FACULTAD DE INGENIERIA	
MONUMENTO AL AGUA			
PLANTA TECHUMBRE			
TESIS PROFESIONAL			
J. Peon Ramirez H.			
ESCALA	ACOTACIONES	JULIO	Fig. 1
1:100	METROS	1977	



ESTRUCTURACION

UNAM		FACULTAD DE INGENIERIA	
MONUMENTO AL AGUA			
ELEVACION			
TESIS PROFESIONAL			
J. Fede Ramirez H.			
ESCALA	ACTUAL	MESES	JULIO 1977
1:50	METROS		

Fig. 1

ANALISIS DE CARGAS.

Considerando que la estructura se encuentra muy cerca de la Ciudad de México, se emplearán las cargas especificadas en el reglamento vigente del Departamento del Distrito Federal.

Adicionalmente, y teniendo en cuenta que la estructura se ubicará en la parte sur, cercana a la Cd. de México, zona de influencia volcánica-montañosa altamente fría y sujeta a fenómenos extraordinarios como NEVADAS, se ha prevenido tal contingencia con un valor de carga adicional de 100 Kg/m^2 , especificado en la generalidad de reglamentos de los E.U.A. para zonas con baja intensidad de nevadas.

RESUMEN

a) CARGA VIVA POR AZOTEA (R.D.D.F.)	100 Kg/m^2
b) NIEVE ZONAS DE BAJA INTENSIDAD (E.U.A.).	100 Kg/m^2
c) Relleno Tezontle (15 cm aprox.)	235 Kg/m^2
d) Enladrillado de 3 cm	<u>50 Kg/m^2</u>
CARGA TOTAL ==	W = 485 Kg/m^2

CARGA QUE SOPORTARA CADA NERVADURA

Las secciones propuestas en el capítulo denominado: --- ESTRUCTURACION, se han aproximado después de varios cálculos preliminares.

Ya que las nervaduras, o sección inicial de traves, ---

están estructuradas de tal manera que el área de influencia lateral sea de 5.00 m de ancho, la carga por metro lineal que soporta cada una de ellas será:

$$w = (485 \text{ Kg/m}^2) (5.00 \text{ m}) = 2425 \text{ Kg/m} = 2.425 \text{ Ton/m}$$

II.- ANALISIS Y DISEÑO DE LA TECHUMBRE

DISEÑO PRELIMINAR DE LA SECCION.

Se determinará una sección tentativa de acuerdo a las recomendaciones presentadas en el Capítulo 6 de la Ref. 1

Los valores de los materiales considerados para el diseño de la estructura, son los valores y características de los materiales disponibles, y fácilmente obtensibles en la Cd. de México.

En lo que respecta a los valores del acero de preesfuerzo, se han considerado los valores normales empleados por la CIA. FREYSSINET, S.A., que a continuación se detallan.

$$\begin{aligned} f_B &= \text{Esfuerzo de fluencia en el acero de preesfuerzo} \\ &= 18\,000 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f'_c &= \text{Esfuerzo de compresión en el concreto} \\ &= 350 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

De acuerdo a las recomendaciones de la Cía. arriba mencionada, se proponen los siguientes valores tentati-

VOS:

- f_i = Esfuerzo máximo de preesfuerzo.
 $0.7 f_g = 12\ 600\ \text{Kg/cm}^2$
- f_t = Esfuerzo del acero de preesfuerzo en la transferencia.
 $= 0.95 f_i = 11\ 970\ \text{Kg/cm}^2$
- f_o = Preesfuerzo efectivo ó de diseño, después de la transferencia y pérdidas.
 $= 0.84 f_i = 10\ 585$
- f'_{ci} = Esfuerzo máximo de compresión en el concreto en la transferencia.
 $= 0.8 f'_c = 280\ \text{Kg/cm}^2$

Para el diseño preliminar de la sección se tendrá en cuenta que el ancho de las columnas, de acuerdo a la estructuración propuesta, es de 2.50 m , se concluye que la longitud de flexión es de 35 m , es decir, el claro interior de las trabes entre columnas de soporte.

De acuerdo a la estructuración propuesta, a continuación se estimará el peso propio de la sección (C.M.), para tratar de fijarla en el diseño preliminar.

(Ver Fig. 2)

a).- Peso de la losa.

$$(5.00\ \text{m} \times 0.15\ \text{m}) \quad (2.4\ \text{ton/m}^2) \quad = \quad 1.800\ \text{ton/m}$$

b).- Peso de la nervadura.

$$(0.65\ \text{m} \times 1.65\ \text{m}) \quad (2.4\ \text{ton/m}^2) \quad = \quad 2.574\ \text{ton/m}$$

c).- Peso adicional por las nervaduras transversales:

$$(0.65 \times 1.65) \quad (4.35\ \text{m de largo c/u}) \\ (8\ \text{miembros}) \quad (2.4\ \text{ton/m}^2)/40\ \text{m long.} \quad = \quad \underline{2.239\ \text{ton/m}}$$

$$\text{CARGA POR PESO MUERTO } W_g \quad = \quad 6.613\ \text{ton/m}$$

La carga total a resistir será:

$$W = CM + CV$$

En donde, CM = Carga Muerta, C.V. = carga viva y:

$$W = 6.613 + 2.425 = 9.038 \text{ Ton/m}$$

$$M_t = \frac{w L^2}{8} = \frac{9.038 (35)^2}{8}$$

$$M_t = \underline{1\ 384 \text{ Ton-m.}}$$

A continuación se presentan las fórmulas del diseño preliminar.

(Ref. 1)

FUERZA DE PREESFUERZO.

$$F = T = \frac{M_t}{0.65 h}$$

En donde F = T = fuerza de preesfuerzo (ton.)

M_t = momento flexionante que incluye --
C.V. y C.M., al centro del claro de las vigas. (ton - m)

h = peralte de la sección (m)

Substituyendo valores:

$$F = T = \frac{1384}{0.65 (1.80)} = 1\ 182.9 \text{ Ton}$$

$$F = 1\ 182\ 900 \text{ Kg.}$$

AREA DE ACERO NECESARIA.

$$A_s = \frac{F}{f_i}$$

En donde: A_s = Area de acero de preesfuerzo necesaria.
(cm^2)

Substituye:

$$A_s = \frac{1\ 182\ 900}{12\ 600} = 93.88 \text{ cm}^2$$

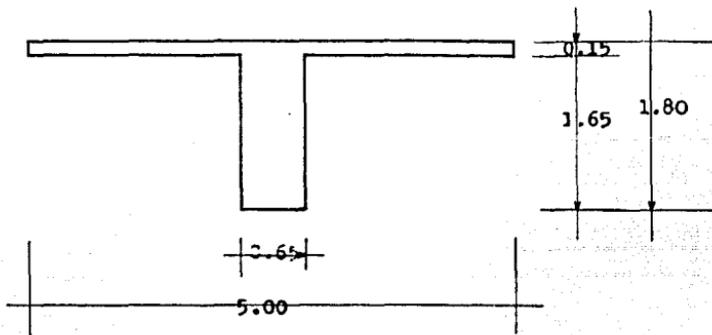


Fig. 2.-Sección tentativa

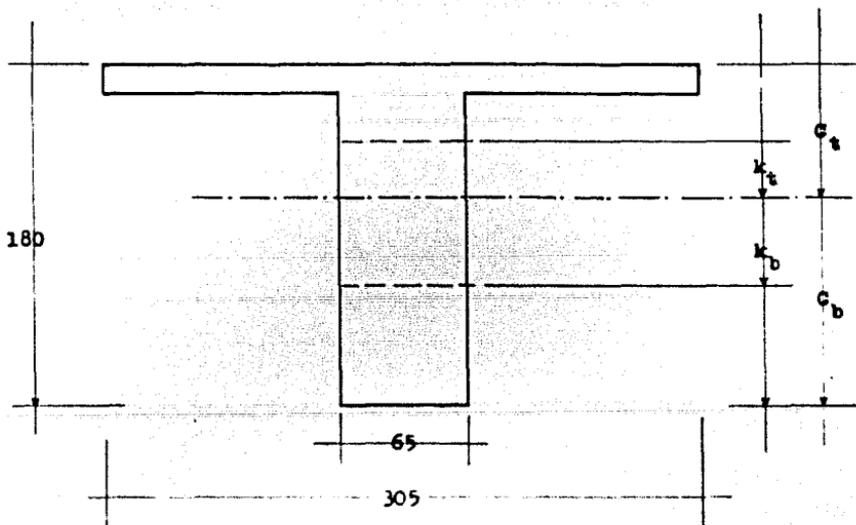


Fig. 3.- Sección Final. Simbología.

Substituyendo valores:

$$b \leq 16 \times 0.15 + 0.65 = \underline{3.05 \text{ m}}$$

$$b \leq \text{dist. C a C} = 5.00 \text{ m}$$

$$b \leq 4 \text{ O/4} = 10.00 \text{ m}$$

Finalmente la sección queda como se muestra en la FIG.3

PROPIEDADES GEOMETRICAS Y MECANICAS DE LA SECCION.

Primeramente se describirá la representación de los elementos geométricos y mecánicos y a continuación se calcularán los valores.

A_n = Area de la nervadura. (cm^2)

A_p = Area del patín (sección de losa). (cm^2)

A_t = Area total de la sección resistente, --
($A_p + A_n$), (cm^2).

C_b = Distancia del centro de gravedad del --
concreto (c.g.c.) a la fibra extrema en
tensión. (cm).

C_t = Distancia del c.g.c. a la fibra extrema
en compresión. (cm).

I = Momento de inercia de la sección respec
to al c.g.c. (cm^4).

K_b = Distancia del c.g.c. al límite inferior de núcleo central; se define como:

$$K_b = r^2 / C_t \quad (\text{cm})$$

K_t = Distancia del c.g.c. a la fibra superior del núcleo central; se define como:

$$K_t = \frac{r^2}{C_b} \quad ; \quad (\text{cm})$$

r^2 = Radio de giro de la sección respecto al c.g.c.; se define como:

$$r^2 = \frac{I}{A_t}$$

VALORES NUMERICOS DE LAS PROPIEDADES DE LA SECCION.

AREAS.-

$$A_p = 305 \times 15 = 4\,575 \text{ cm}^2$$

$$A_n = \frac{65 \times 165}{A_t} = \frac{10\,725}{15\,300} \text{ cm}^2$$

Este valor es similar al necesario en el primer tanteo y - puede, en principio, considerarse adecuada la sección.

BRAZOS DEL MOMENTO RESISTENTE INTERNO.-

Tomando momentos estáticos con respecto a la parte superior de la sección.

$$C_t = \frac{4\,575 (7.5) + 10\,725 (15 + 82.5)}{15\,300} = 70.6 \text{ cm}$$

$$C_b = 180 - 70.6 = 109.4 \text{ cm}$$

MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCION.-

$$I = \frac{1}{12} (305) (15)^3 + 4\,575 (63.1)^2 + \frac{(65) (165)^3}{12} + 10\,725 (26.9)^2$$

$$I = \underline{50\,394\,700 \text{ cm}^4}$$

RADIO DE GIRO AL CUADRADO.-

$$r^2 = \frac{I}{A_t} = \frac{50\,394\,700}{15\,300} = \underline{\underline{3\,294\text{ cm}^2}}$$

$$K_b = r^2/C_t = \frac{3\,294}{70.6} = \underline{\underline{46.65\text{ cm}}}$$

$$K_t = r^2/C_b = \frac{3\,294}{109.4} = \underline{\underline{30.1\text{ cm}}}$$

Ya que la sección final no ha sufrido cambios sustanciales de la sección inicial propuesta, se procederá a la revisión de la misma.

Se diseñarán y revisarán las secciones según la teoría elástica.

En principio y para objetos de revisión se considerará que cada vigueta "T" se construirá en una sola pieza y que finalmente se elevará hasta su posición final, lo cual originará una flexión según 40 m de longitud producida por peso propio de la estructura.

DETERMINACION DEL PESO PROPIO DE CADA UNA DE LAS VIGAS DE 40.00 M DE LONGITUD.

De la estimación de peso propio de la estructura en el primer tanteo se tiene:

$$W_G = 6.613 \text{ Ton/m}$$

La flexión inicial se calculará tomando en cuenta los 40.00 m de longitud de la sección y para la etapa en la que ha sido colocada sobre las columnas de soporte, la

longitud de flexión será de 35 m. Por lo tanto:

$$M_G = \frac{6.613 (40)^2}{8} = \underline{\underline{1\ 322.6\ \text{Ton-m}}}$$

y una flexión por todas las cargas de diseño, considerando ahora una longitud de flexión igual a 35 m.

$$M_T = \underline{\underline{1\ 384\ \text{Ton-m}}}$$

OBSERVACIONES AL TANTEO.

De acuerdo a la evaluación de cargas, la estructura tiene una sollicitación importante por peso propio (corresponde a una relación M_G/M_T grande, Ref. 1).

Esta condición aleja la posibilidad de una falla de la sección, durante la transferencia por tensión, lo cual permite localizar el centro de gravedad del acero (c. g. s.) en el centro del claro de las trabes, lo más alejado posible del c. g. c. La limitación que existe, es atender los requerimientos mínimos de recubrimiento en el acero de preesfuerzo y su perfecto acomodo en el centro del claro. Atendiendo lo anterior se supondrá, en principio, que el c.g.s. se encuentra a 12.5 cm de la parte inferior de la sección.

El brazo de palaca interno de la sección, en el centro del claro, para resistir las acciones se define como:

$$a = C_D - R + K_t$$

En donde

- a = brazo de palanca interno de la sección.
 R = distancia al c.g.s. a partir de la fibra inferior de la sección. (Recubrimiento)

substituyendo:

$$a = 109.4 - 12.5 + 30.1$$

$$a = 127 \text{ cm}$$

Se supondrá que la sección admite tensiones, las que se limitarán a los valores propuestos por el R. DDF en vigor. -

El valor de la tensión se obtiene de:

$$f'_{ct} = 1.5 \sqrt{f'_c}$$

En donde:

f'_{ct} = Esfuerzo de tensión máximo admisible en el concreto.

Substituyendo:

$$f'_{ct} = 1.5 \sqrt{350} = 28 \text{ kg/cm}^2$$

Se diseñará la sección para una tensión máxima de - - -

$f'_{ct} = 14 \text{ kg/cm}^2$, que corresponde a la mitad del valor propuesto por el R.D.D.F. y se fija tal precaución debido a que tomando el valor límite se estaría obligando a la sección a resistir esfuerzos, que una vez agrietada, estaría muy lejos de resistir.

R E V I S I O N.

Resistencia de la sección por tensión. Flexión adicional por tensión.

$$M' = \frac{f'_{ct} I}{c_b} = \frac{14(50 \ 394 \ 700)}{109.4} = 6 \ 450 \ 000 \text{ kg-cm}$$

$$M' = 64.5 \text{ ton - m}$$

Descontando de la flexión total el momento a resistir será:

$$M_R = M_T - M' = 1,384 - 64.5$$

$$\underline{\underline{M_R = 1\,319.5 \text{ Ton-m}}}$$

FUERZA DE PREESFUERZO NECESARIA (PREESFUERZO EFECTIVO).

$$F_o = \frac{M_R}{a} = \frac{1\,319.5}{1.27} = \underline{\underline{1\,038.98 \text{ Ton}}}$$

PREESFUERZO INICIAL NECESARIO.-

Aquí se han considerado las pérdidas de preesfuerzo por --
transferencia, por adherencia y flujo plástico del concre--
to. Los valores medios se encuentran entre 18 y 14% del --
preesfuerzo inicial.

Por lo tanto, suponiendo 16% de pérdidas el preesfuerzo ---
inicial será:

$$F_i = \frac{F_o}{0.84} = \frac{1,038.98}{0.84} = \underline{\underline{1\,239 \text{ Ton}}}$$

AREA DE CONCRETO NECESARIA EN LA TRANSFERENCIA.-

Se emplearán las recomendaciones del Cap. 6 de la Ref. 1 :

$$A_c = \frac{F_i}{f_{ci}} \left(1 + \frac{e - \frac{M_g/F_i}{K_t}}{K_t} \right)$$

En donde:

e = Excentricidad del c.g.s.

$$= C_b - R = 109.4 - 12.5 = \underline{\underline{96.9 \text{ cm}}}$$

$$F_{ci} = 0.45 f'_{ci} = 0.45 (0.8) (350)$$

$$= 126 \text{ Kg/ cm}^2$$

Sustituyendo valores:

$$Ac = \frac{1\,237 \times 10^3}{126} \left[1 + \frac{96.9 - (1322.6 \times 10^5) / 1237 \times 10^3}{30.1} \right]$$

$$Ac = 15269 \text{ Cm}^2$$

AREA DE CONCRETO NECESARIA BAJO LA TOTALIDAD DE CARGAS.-

$$Ac = \frac{F_o \cdot h}{f_c C_b - f_{ct} C_t}$$

$$Ac = \frac{180 \times 1\,038\,980}{157 (109.4) - 14 (70.6)} = 11\,553 \text{ Cm}^2$$

La condición más desfavorable sería en la transferencia del preesfuerzo en la que sería necesario un valor de -----
 $Ac = 15269 \text{ cm}^2$, que es similar a $15\,300 \text{ Cm}^2$.

De lo anterior puede concluirse que la sección propuesta es la adecuada.

COMENTARIOS

En principio se deseaba construir la sección de una sola pieza, en el sitio y posteriormente, por medio de gruas, levantarla a su posición final. La altura mínima de elevación, sin considerar la longitud adicional de los elementos necesarios para la elevación de la estructura, es de 20 m y el peso de cada una de ellas, de acuerdo a los datos obtenidos previamente será de:

$$W_{pp} = 6.613 \times 4 = 264.5 \text{ ton.}$$

De información acerca de la capacidad de gruas elevadoras en el D.F., se concluye que no existe grua disponible que pueda elevar más de 70 ton. y del dato anterior, sería necesario -

emplear cuatro gruas de tal capacidad, las cuales presentarían dificultad en las maniobras, aunadas a la gran problemática que resultaría de construir una sección tan desproporcionada, existiendo la posibilidad de accidentes de consideración que pudieran dañar a las estructuras o a terceros.

Como resultado de lo anterior se presenta el proyecto para construir la techumbre en tres etapas, a saber:

1a. ETAPA.- Se construirán en el piso una serie de vigas (nervaduras) rectangulares de 40 m de longitud y 0.65 x 1.65 m de sección, con la cantidad de preesfuerzo necesaria para soportar su peso propio y el de las vigas transversales. En adelante estas vigas de apoyo se denominarán vigas principales y a las perpendiculares se les denominarán transversales.

2a. ETAPA.- Una vez elevadas las vigas principales a su posición final, se cuelan las nervaduras transversales y se postensan hasta proporcionarles el preesfuerzo total de diseño; hecho lo anterior, también se postensarán las vigas principales. La cimbra y formas para construir las vigas transversales se apoyarán directamente en las vigas principales.

3a. ETAPA.- Finalmente se colarán las cubiertas o losas

de la techumbre, apoyando para tal efecto toda la cimbra y formas necesarias, en las retículas formadas por las nervaduras transversales y principales.

En ésta etapa se ha considerado que las losas o cubiertas se diseñarán y construirán de concreto reforzado.

CONSIDERACIONES PARA EL ANALISIS Y DISEÑO DE LAS SECCIONES EN LAS DISTINTAS ETAPAS.

1a. ETAPA Y 2a. ETAPA

Se analizarán y construirán nervaduras de 1.65m de peralte por 0.65 m de ancho como estructuras principales; su peso estimado es de:

$$W_1 = 1.0725 \times 2.4 = 2.574 \text{ Ton/m}$$

Una vez elevadas a su posición final se apoyará la cimbra en éstas para construir las nervaduras transversales, las cuales actuarán con su peso propio, el peso adicional del contenido de agua del concreto y el peso de la cimbra.

CARGA TRANSFORMADA POR EFECTO DE LAS VIGAS TRANSVERSALES.

- a) Peso de las nervaduras transversales
 $(0.65 \times 1.65 \times 4.35 \times 2.4 \times 8)/40 \dots\dots\dots 2.239 \text{ ton/m}$
- b) Peso adicional por contenido de agua-
 suponiendo una relación de agua cemento de 0.6 y dado que para elaborar un m^3 de concreto se emplean 390 kg de cemento, la cantidad de agua por m^3 de mezcla será:

$$Ag/c = 0.6 = \frac{Aq}{390} \text{ y } Ag = 0.6 (390),$$

$$Ag = 234 \text{ Kg/m}^3 \text{ y la sobrecarga-}$$

por peso del agua en el concreto colado en el sitio será de $(0.65 \times 1.65) (0.234) \dots 0.252 \text{ ton/m}$

- c) Peso de la cimbra. - Se considera igual -- al 15% del peso propio de las nervaduras secundarias
- | |
|--------------------------------|
| 0.336 ton/m |
| $W_{G1} = 2.827 \text{ ton/m}$ |

Agrupando cargas en la 1a. y 2a. etapas, se tendrá:

1a. Etapa. - Carga inicial por peso propio $W_G = 2.574$

2a. Etapa. - Carga total por sobre carga - (peso de nervaduras transversales) $W_{T1} = 5.4 \text{ ton/m}$

En la primera etapa la longitud de flexión será de 40 m y en las etapas subsecuentes, cuando las nervaduras principales se encuentren en su posición final, la longitud de pandeo será de 35 m.

En lo que sigue, M_{G1} será la flexión por peso propio de la estructura y M_{T1} será la totalidad de cargas de diseño en la 1a. y 2a. etapa de las nervaduras principales:

Substituyendo valores:

$$M_{G1} = \frac{2.574 (40)^2}{8} = 515 \text{ ton-m}$$

$$M_{T1} = \frac{5.4 (35)^2}{8} = 826.9 \text{ Ton-m}$$

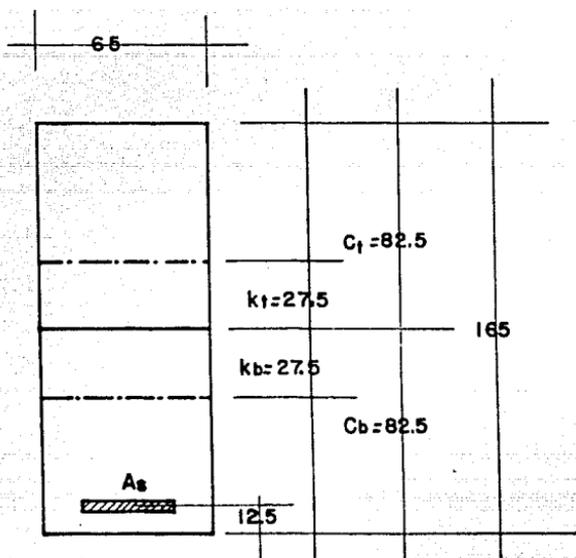


Fig. 4.- Sección de la primera etapa.

ANÁLISIS DE LAS PROPIEDADES DE LAS NERVADURAS

$$A_c = 65 \times 165 = 10\,725 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{65 (165)^3}{12} = 24\,332\,000 \text{ cm}^4$$

$$r^2 = \frac{I}{A} = 2\,268.75$$

$$K_b = K_t = \frac{r^2}{c_b} = 27.5 \text{ cm.}$$

Como la posición de cgs esta obligada por el diseño preliminar y final:

excentricidad.-

$$e_1 = (C_b - R) = 82.5 - 12.5 = 70 \text{ cm}$$

brazo de palanca interno

$$a_1 = e_1 - K_t = 70.0 + 27.5 = 97.5 \text{ cm}$$

El brazo de palanca se produce de esta magnitud debido a que se esta obligando la posición de la fuerza de compresión en el límite superior del nucleo central.

Resistencia a la tensión de la sección.-

$$f_{ct} = 14 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_1' = \frac{f_{ct} I}{C_b} = \frac{14 (24\,332\,000)}{82.5} = 41.3 \text{ T-m}$$

Momento a resistir

$$MR_1 = M_{T1} - M_1'$$

$$MR_1 = 826.9 - 41.3 = 785.6$$

Fuerza de preesfuerzo necesaria

$$F_{o1} = \frac{MR_1}{a} = \frac{785.6 \times 10^5}{97.5} = 805.8 \text{ Ton}$$

Fuerza de preesfuerzo inicial.- Considerando 16% en pérdida de preesfuerzo.

$$F_{i1} = \frac{F_{o1}}{0.84} = 959 \text{ ton}$$

Si el área de acero requerida de preesfuerzo es de

$$A_s = \frac{F_{o1}}{f_o} = \frac{805.8 \times 10^3}{10\,773} = 74.8 \text{ cm}^2$$

Se proponen torones 12 Ø 1/2", especificaciones

Froyssinet, S.A., en que el área de acero de cada uno de los torones es de: $A_s = 11.2 \text{ cm}^2$ por lo que el número de torones para la primera etapa será de:

$$N^\circ = \frac{74.8}{11.2} = 6.68 \text{ pzas.}$$

y se deberán preesforzar 7 torones 12 Ø 1/2" en donde

$$\begin{aligned} F_t &= 7 (11.2) (11970) = 938.4 \text{ ton} \\ F_o &= 7 (11.2) (10585) = 829.9 \text{ ton} \end{aligned}$$

En la transferencia de la 1ª. etapa:

$$f = - \frac{(938.4) (10^3)}{10\ 725} \pm \frac{(938.4) (10^3) (70)}{24\ 332\ 000} \begin{matrix} \uparrow 82.5 \\ \downarrow 82.5 \end{matrix} \mp \frac{(515) (10^5)}{24\ 332\ 000} \begin{matrix} \uparrow 82.5 \\ \downarrow 82.5 \end{matrix}$$

$$f = - 87.5 \pm 222.7 \mp 174.6, \text{ y: } \begin{cases} f_t = - 39.4 \text{ kg/cm}^2 \\ f_b = -135.6 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

Bajo la totalidad de cargas en la 1ª. etapa.

$$f = - \frac{(829.9) (10^3)}{10\ 725} \pm \frac{(829.9) (10^3) (70)}{24\ 332\ 000} \begin{matrix} \uparrow 82.5 \\ \downarrow 82.5 \end{matrix} \mp \frac{(826.9) (10^5)}{24\ 332\ 000} \begin{matrix} \uparrow 82.5 \\ \downarrow 82.5 \end{matrix}$$

$$f = - 77.34 \pm 197 \mp 280.4, \text{ y: } \begin{cases} f_t = - 160.74 \text{ Kg/cm}^2 \\ f_b = + 6.06 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

Los esfuerzos en la transferencia son adecuados, ya que el esfuerzo de compresión se aplica cuando la sección ha obtenido el 80% de su resistencia, con la cual se permite el 60% :

$$f_c = 0.8 (350) \cdot 0.6 = 168 \text{ Kg/cm}^2$$

Bajo la carga total de la etapa, es decir cuando se han colocado todas las secciones transversales el concreto habrá -

alcanzado su resistencia final que corresponde a, 0.45 (350) = 157.5 Kg/cm², y los esfuerzos son ligeramente mayores de los permitidos; pero se consideran adecuados debido a que se diseña de acuerdo a la teoría elástica además de la posible aligeración de cargas por cimbra de vigas transversales que se quiten antes de tener coladas -- las 8 secciones totales.

Después de esta etapa, en la que los esfuerzos están dentro de lo permisible; debido a que los esfuerzos en compresión están en el límite, que puede ser muy relativo ya que posiblemente algunas secciones transversales no tengan cimbra, se procede a la revisión y diseño de la segunda y última etapa constructiva.

La fuerza de preesfuerzo efectiva para la totalidad de -- cargas dará la cantidad total de acero de preesfuerzo a emplear.

$$A_s = \frac{F_o}{f_o} = \frac{1038\ 980}{10\ 545} = 98.5\ \text{cm}^2$$

Empleando nuevamente las especificaciones FREYSSINET, se requieren 9 cables Multitorones 12 Ø 1/2" con área de acero cada uno de 11.2 cm² con lo cual

$$A_s = 100.8\ \text{cm}^2$$

Esfuerzos en la transferencia en la última etapa de preesfuerzo.

$$F_t = 11\ 970 (100.8) = 1\ 206\ 500\ \text{Kg.}$$

Sustituyendo

$$f = \frac{F_t}{A_c} \pm \frac{F_t e_{Cb, T}}{I_c} \mp \frac{M_G Cb, t}{I_c}$$

$$f = - \frac{1\,206\,500}{15\,300} \pm \frac{1\,206\,500 (96.4)}{50\,394\,700} \begin{matrix} \uparrow 70.6 \\ \downarrow 109.4 \end{matrix} \mp \frac{132\,260\,000}{50\,394\,700} \begin{matrix} \uparrow 70.6 \\ \downarrow 109.4 \end{matrix}$$

$$f = -78.86 + 162.9 - 185.3 \quad f_t = -101.26 \text{ Kg/cm}^2$$

$$-252.5 + 287.1, \quad Y \quad f_b = -44.26 \text{ Kg/cm}^2$$

Los esfuerzos resultantes en la transferencia están dentro de lo permisible y ambos en compresión.

Revisión de la sección bajo la totalidad de cargas.-

Fuerza y esfuerzos efectivos.

$$F_o = 100.8 (10545) = 1\,063 \text{ Kg}$$

Y

$$f = - \frac{F_o}{A} \pm \frac{F_o e_{Cb, t}}{I_c} \mp \frac{M_m Cb, t}{I_c}$$

Sustituyendo:

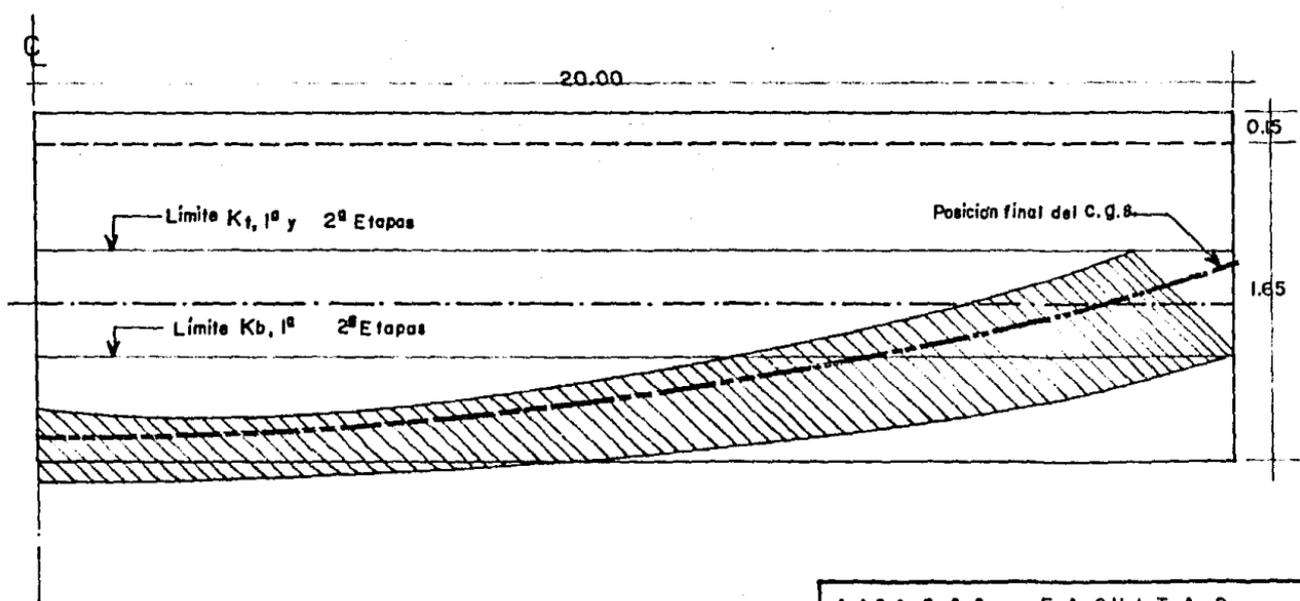
$$f = - \frac{1\,063\,000}{15\,300} \pm \frac{1\,063\,000 (96.4)}{50\,394\,700} \begin{matrix} \uparrow 70.6 \\ \downarrow 109.4 \end{matrix} \mp \frac{138\,400\,000}{50\,394\,700} \begin{matrix} \uparrow 70.6 \\ \downarrow 109.6 \end{matrix}$$

$$f = -69.47 + 143.6 - 193.9 \quad f_t = -119.8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$-222.5 + 300.4, \quad f_b = 8.43 \text{ Kg/cm}^2$$

Esta revisión comprueba que la sección es adecuada y que - resultaría conveniente construirla en dos etapas.

A continuación se procede a determinar la posición del centro de gravedad del acero, en el centro del claro y en los extremos de cada una de las vigas.



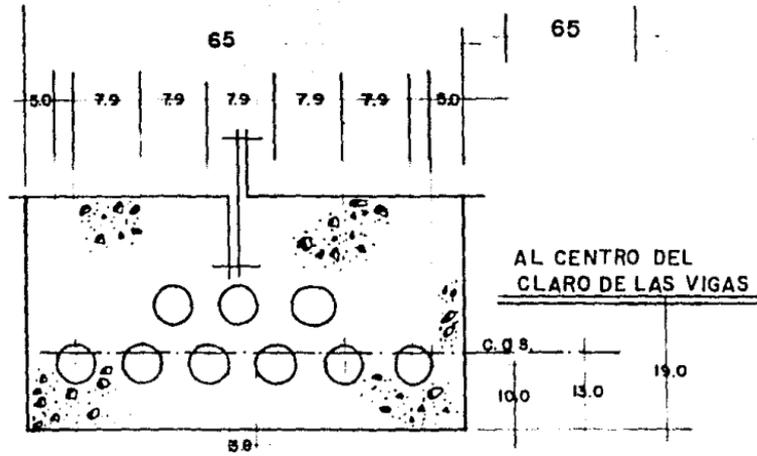
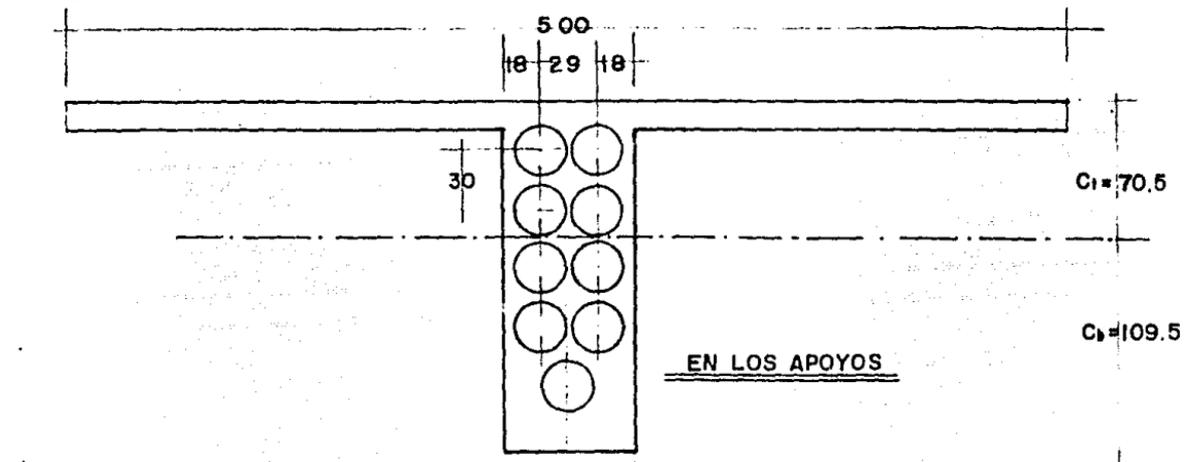
UNAM FACULTAD DE INGENIERIA

MONUMENTO AL AGUA
ZONAS LIMITES DEL c. g. s.

TESIS PROFESIONAL

J. Pedro Ramirez H

ESCALA Vert. 1:25 Hor. 1:83.3	Anotaciones. METROS	JULIO 1977	Fig. 5
-------------------------------------	------------------------	---------------	--------



UNAM		FACULTAD DE INGENIERIA	
		MONUMENTO AL AGUA	
DISPOSICIÓN DE ACERO DE PREESFUERZO			
TESIS PROFESIONAL			
J. Pedro Ramirez H.			
ESCALA SIN	ACOTACIONES CM	JULIO 1977	Fig.6

Las distancias y requerimientos son datos técnicos proporcionados por la repetida compañía FREYSSINET, S.A. de la ficha técnica 12 T 1/2 "

De acuerdo a las recomendaciones descritas se proponen como valores fijos: La repartición del acero de preesfuerzo en los extremos y en el centro de las viguetas; como se muestra en las figuras 5 y 6.

Para la perfecta delineación de c.g.s. (centro de gravedad del acero de preesfuerzo) se localizarán y delimitarán las líneas entre las que debe colocarse el acero para que no se produzcan tensiones en el concreto en ninguna de las etapas de carga.

Se determinarán dos zonas límites para alojar el c.g.s., - debido a que las vigas se preesforzarán en dos etapas.

Para la 1ª. etapa, la zona límite se definirá con dos ordenadas a partir de la parte superior de la sección.

Las ordenadas mínimas se denominarán u y las ordenadas máximas se denominarán v .

El preesfuerzo máximo en la 1ª. etapa es de 959 ton. y el preesfuerzo efectivo es de 805.8 ton. los valores de las ordenadas se definen de acuerdo a las siguientes ecuaciones.

$$u = (C_t - k_t) + M_t/F = 0.55 + \frac{(W_t L) X/2 - W_t X^2/2}{959}$$

$$U = (Ct-kt) + \frac{Mt}{F} = 0.405 + \frac{(9.038 \times 35)X/2 - 9.038X^2/2}{1\ 206.5}$$

$$U = 0.405 + (1.31) 10^{-1} X - (3.75) 10^{-3} X^2$$

y

$$V = (ct+kb) + \frac{M_G}{F_0} = 1.1725 + \frac{(4.813 \times 35) X/2 - 4.813 X^2/2}{1\ 063}$$

$$V = 1.1725 + 0.079 X - (2.26) 10^{-3} X^2$$

La determinación teórica del c.g.s. será tomando en cuenta los puntos en el centro del claro y en el extremo de apoyo; la ordenada máxima de la parábola que representa el c.g.s. será de, $180 - (78.94 + 13) = 88.06$ cm

De lo anterior, y proponiendo un sistema de ejes ortogonales con origen en alguno de los extremos y haciendo coincidir el eje de las abscisas con el c.g.s. en el centro del claro de las vigas, se podrá determinar - - -

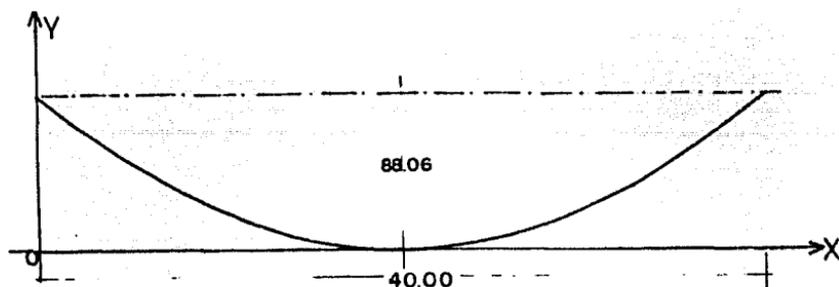


Fig. 7- Condiciones frontera para determinar la ecuación que describe al C. G. S.

la ecuación de una familia de curvas parabólicas similares a la que describe el c.g.s.:

$$Y = a X^2 + b X + c \quad \dots (1)$$

Las condiciones frontera serán:

$$\text{Cuando } X = 0 ; Y = 88.06 \quad \dots (2)$$

$$\text{Cuando } X = 2000 ; Y = 0 \quad \dots (3)$$

$$\text{Cuando } X = 4000 ; Y = 88.06 \quad \dots (4)$$

Substituyendo valores en (1).

$$\text{Si } X = 0 ; 88.06 = a (0)^2 + b (0) + c \quad \therefore b = 88.06$$

$$\text{Si } X = 2000 ; 0 = (2000)^2 a + 2000b + 88.06 \quad \dots (5)$$

$$\text{Si } X = 4000 ; 88.06 = (4000)^2 a + 4000b + 88.06 \quad \dots (6)$$

Resolviendo (5) y (6), la ecuación quedará finalmente:

$$Y = 2.2015 \times 10^{-5} X^2 - 0.08806X + 88.06$$

en donde X - Y están en cm.

La curva se ha dibujado en la Fig. 5

REVISIÓN POR ESFUERZO CORTANTE.

En la revisión por esfuerzo cortante se utilizarán las recomendaciones propuestas por el reglamento del A. C. I. - 1973. (Ref. 4)

Se ha considerado que el valor crítico se encuentra a una distancia a de la cara externa del apoyo.

La fuerza cortante actuando en la sección a una distancia a de la cara externa del apoyo será:

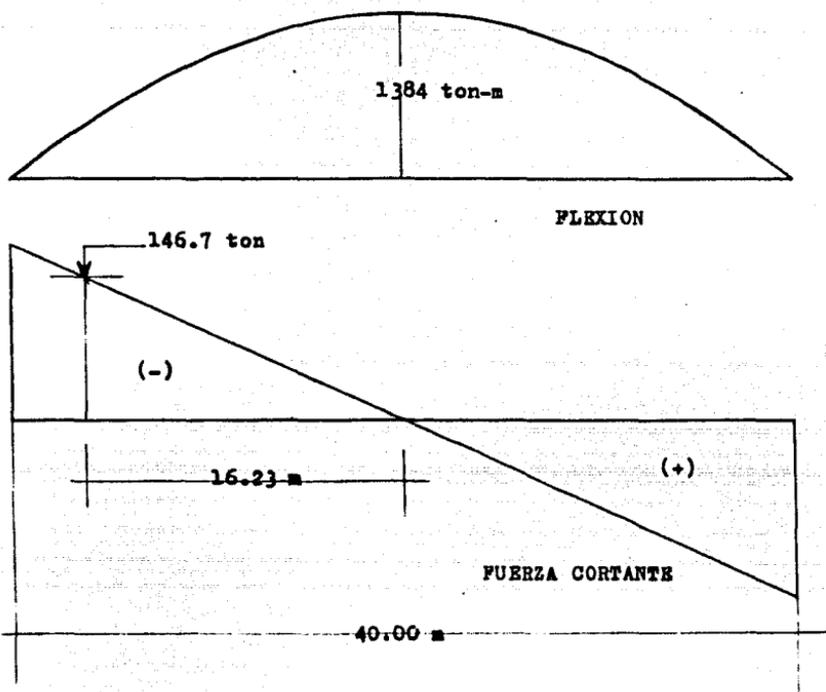


Fig. 6.- DIAGRAMAS DE ELEMENTOS MECANICOS DE LA SECCION DE DISEÑO.

$$\frac{180.76}{20} = \frac{X}{17.5 - 1.27}$$

y, $V = 146.7$ ton

Aplicando el factor de carga propuesto por el R.D.D.F.

$$V_u = 1.4(146.7) = 205 \text{ ton}$$

así mismo, de $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$

$$f''_c = (0.85)^2 f'_c = 253 \text{ kg/cm}^2$$

El diseño por fuerza cortante se realizará considerando - dos posibles fallas: Falla por agrietamiento del alma - o nervadura y otra producida por la combinación de momen- to-esfuerzo cortante.

La tensión admisible en el concreto por acción de la fuerza cortante se define como:

$$S_t = 1.06 \sqrt{f'_c} = 1.06 \sqrt{350} = 19.83 \text{ kg/cm}^2$$

Revisión y diseño por agrietamiento del alma.-

Cálculo del esfuerzo de compresión producido por el - preesfuerzo.

$$f_c = \frac{F_0}{A} = \frac{1\ 063\ 000}{15\ 300} = 69.47 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo correspondiente a $S_t = 19.83 \text{ kg/cm}^2$, y, $f_c = 69.47$, será:

$$19.83 = \sqrt{v^2 + (f_c/2)^2} - f_c/2$$

por lo que:

$$v = \sqrt{\left(19.83 + \frac{69.47}{2}\right)^2 - (69.47/2)^2}$$

$$v = 42.08 \text{ kg/cm}^2$$

Con el valor anterior se determinará la fuerza cortante - que soportará la sección sin refuerzo por fuerza cortan-

te.

$$V = \frac{v_c I_b}{Q}$$

en donde:

V = Fuerza cortante que resiste la sección sin refuerzo - por fuerza cortante.

$Q_{1,2}$ = Momentos estáticos de la sección con respecto al C.G.C.

$$Q_1 = 15(305)(70.6 - 7.5) = 288\,682.5 \text{ cm}^3$$

$$Q_2 = (70.6 - 15)(65)(70.6 - 15)/2 = \frac{100\,469.2}{Q} \text{ cm}^3$$

$$V = \frac{42.43(50\,394\,700)\,65}{389\,151.7} = 357\,151 \text{ kg}$$

Fuerza cortante producida por la componente vertical de los tendones de preesfuerzo.-

$$\text{Fuerza de preesfuerzo} = 1\,085.9 \text{ ton}$$

La contribución del preesfuerzo a resistir fuerza cortante en la sección crítica se determina con la proyección vertical de la fuerza de preesfuerzo. Para obtener la proyección vertical de la fuerza de preesfuerzo, es necesario conocer el ángulo que forma el C.G.S., con respecto a la horizontal.

De la ecuación que define el C.G.S., y para obtener el valor de la tangente, será necesario derivarla y sustituir valores de punto.

$$Y = (2.2015) 10^{-5} X^2 - 0.08806 X + 88.06$$

por lo que:

$$Y' = 4.4030 \times 10^{-5} X - 0.08806$$

Sustituyendo, cuando $X = 250 + 127 = 377$ cm

$$Y' = 4.4030 \times 10^{-5}(377) - 0.08806 = -0.07146$$

Llamando θ al ángulo de inclinación

$$\theta = \text{ang tan } -0.07146 = -4.09^\circ$$

y la proyección vertical de la fuerza de preesfuerzo se
rá:

$$V_f = 1\ 805.9 \text{ Sen } -4.09^\circ = 77.45 \text{ ton}$$

La fuerza total que puede soportar la sección cuando se
inicia el agrietamiento en el alma.

$$V_c = V + V_f$$

$$V_c = 357\ 151 + 77\ 450 = 434\ 601 \text{ kg}$$

CALCULO DE LA FUERZA CORTANTE PARA EL ESFUERZO DEL PATIN
EN LA TENSIÓN DE LA FIBRA EXTREMA. COMBINACIÓN FUERZA -
CORTANTE Y MOMENTO FLEXIONANTE.

Aquel esfuerzo cortante permisible se define como:

$$v_c = 2.65 \sqrt{f'_c}$$

$$v_c = 2.65 \sqrt{350} = 49.6 \text{ kg/cm}^2$$

Posición del c.g.s., en la sección crítica a partir de
la fibra inferior. Cuando $X = 377$ cm,

$$Y = 2.2015 \times 10^{-5}(377)^2 - 0.08806(377) + 88.06$$

$$Y = 58.0 \text{ cm}$$

El momento flexionante que produce el agrietamiento del
patin en esa sección.

$$M_{fc} = P e + \frac{\left(f_c + 2.65 \sqrt{f'_c}\right) I}{C_t}$$

En que M_{fc} = Momento de agrietamiento en el patin.

$P =$ Preesfuerzo en la sección.

$e =$ Excentricidad del c. g. s., en la sección crítica
 $= C_b - R = 109.4 - 58 = 51.4$

$f_c =$ Esfuerzo de compresión en la sección producida por el preesfuerzo.

$f_c^* =$ Resistencia del concreto $= 0.85 f_c'$

$C_t =$ Distancia de c.g.-c, a la fibra extrema del patin.

$$M_{fc} = 1\ 063\ 000(51,4) + \frac{(69.47 + 2.65 \sqrt{350}) 50\ 394\ 700}{70,6}$$

$$M_{fc} = 139\ 614\ 000\ \text{kg-cm} = 1\ 396.14\ \text{ton - m}$$

Que equivale a una fuerza uniformemente repartida a todo lo largo de la viga.

$$w = \frac{8 M}{L^2} = \frac{8(1\ 396.14)}{(35)^2} = 9.12\ \text{ton/m}$$

Que producirá una fuerza cortante en la sección crítica

de:

$$V_c = \frac{w L}{2} - w h = w (L/2 - h)$$

$$V_c = 9.12(17.5 - 1.27) = 148\ \text{ton}$$

Comparando ambas resistencias se observa que la sección tiene una capacidad menor al agrietamiento del patin, provocado por la combinación de esfuerzos flexionantes y cortantes y será esta condición la que rija el diseño.

El refuerzo del alma se diseñará para resistir el exceso de fuerza cortante a la ruptura sobre la fuerza cortante de agrietamiento en el patin.

$$V_s = V_u - V_c = 205 - 148 = 57\ \text{ton}$$

A continuación se procede a diseñar el refuerzo de la sección con estribos de $5/8" \varnothing$ en dos ramas, en que -

$$a_s = 1.99 \text{ cm}^2 \quad \vee \quad f_y = 4\,000 \text{ kg/cm}^2.$$

Empleando la fórmula del Reglamento de la C.F.E.

$$A_v f_v^* d/s = V_u$$

De esta fórmula y según recomendaciones del A.C.I., - puede emplearse como valor máximo de peralte $d = 0.8 h$, por lo tanto:

$$(2 \times 1.99) (0.8 \times 4\,000) (0.8 \times 180)/s = 57\,000$$

$$s = 32 \text{ cm}$$

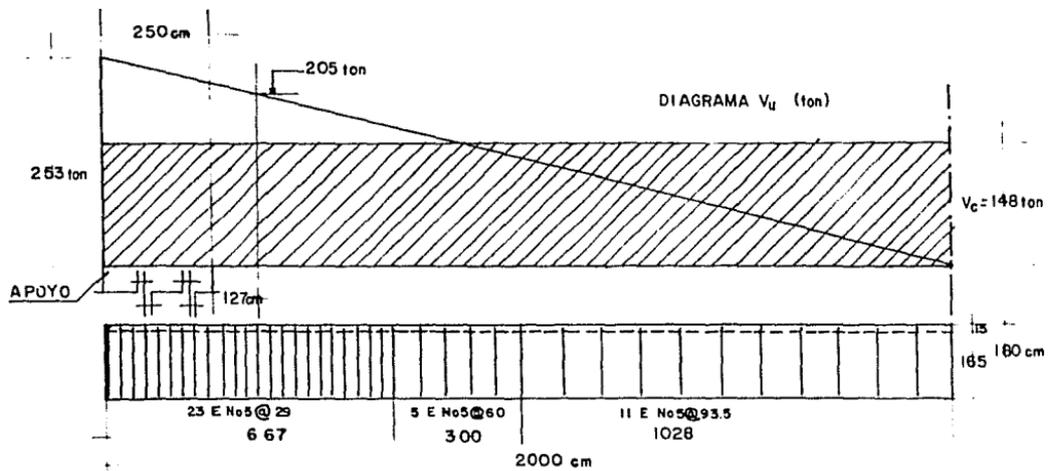
Por lo que se propone usar estribos de $5/8" \varnothing$, con separación máxima de 30 cm, centro a centro, colocando el primero a una distancia de 15 cm a partir del paño interior del apoyo o columna. (S/2)

Siguiendo un procedimiento similar se calcularon las separaciones subsiguientes de los estribos, hasta un valor máximo de $3/4 a = 0.75 (127) = 95 \text{ cm}$, (Fig. 9) que es el valor máximo de separación permisible en elementos preesforzados sujetos a flexión.

DISEÑO DE LA LOSA QUE CONSTITUIRÁ EL PATÍN DE LAS RETÍCULAS.

En este capítulo se procede al dimensionamiento de la cubierta de la techumbre.

Considerando que el apoyo principal, es una retícula de -



UNAM		FACULTAD DE INGENIERIA	
MONUMENTO AL AGUA			
REFUERZO TRANSVERSAL			
TESIS PROFESIONAL			
J. Pedro Ramirez H.			
ESCALA:	ACOTACIONES	JULIO	Fig. 9
1:100	VARIAS	1977	

nervaduras rectangulares, separadas entre si 5.00 m centro a centro, se opta por diseñar losas de concreto reforzado con un peralte adecuado que impida posibles problemas provocados por deflexión o agrietamiento.

Como caso muy especial y para tratar de dar continuidad a los elementos de la techumbre, se diseña para un concreto de $f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2$.

El problema que surgiría entre la unión de las nervaduras y la losa de concreto, se ha resuelto proporcionando los estribos de tal manera que sobresalgan 0.10 m de las nervaduras para que sirvan como elementos resistentes a los esfuerzos cortantes o razantes.

El diseño se realizará empleando los coeficientes del Reglamento del Departamento del Distrito Federal.

No se diseñará como losa preesforzada, debido a que los esfuerzos de compresión que pudieran ser necesarios para equilibrar la losa pueden provocar un estado que sobrepase el límite de esfuerzo en toda la sección com -- puesta, haciendola inadecuada.

Se opta por esta opción teniendo en cuenta que los claros libres a soportar son relativamente cortos. (4.35 m libres, 5.00 m centro a centro). De acuerdo a las recomendaciones mencionadas, para que no exista necesidad

de revisión, ni problemas por deflexión, se deben considerar los siguientes valores mínimos. Para losas que no soportan muros divisorios, ni están ligadas a ellos; en techos para extremos continuos:

$$h \text{ min} = \frac{L}{36} = \frac{500}{36} = 13.9 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$$

El resultado anterior confirma que el peralte de losa escogido es adecuado.

ANÁLISIS Y DISEÑO

Estimación de cargas.-

Carga uniformemente repartida viva y muerta adicional,-

(sin considerar peso propio) 485 Kg/m²

Peso propio $0.15 \times 2400 = 360 \text{ Kg/m}^2$

Carga total 845 Kg/m²

Multiplicada por el factor de carga del R.D.D.F. (1966)

$$W_u = 845 (1.4) = 1183 \text{ Kg/m}^2$$

Análisis de los elementos mecánicos en la losa.

Empleando los coeficientes del R.D.D.F. cuando la relación claro corto a claro largo es igual a uno.

Se analizará un tablero interior con todos los bordes continuos debido a que los de escuina y de borde tienen la mitad del claro de los interiores.

Los valores que se obtengan en este caso se extenderán-

para toda la cubierta.

Los valores que se consideran corresponden al caso I en que la losa se cuela monolíticamente con sus apoyos.

$$M_{ui} = C_i W_u a_1^2$$

$$W_u a_1^2 = 1.183 (4.35)^2 = 22.385$$

TABLERO	MOMENTO	CLARO	C _i	M _{ui} (ton-m)	$Q = \frac{M_{ui}}{b d^2 f_c}$	q (tablas)	$\rho = \frac{f_c}{q f_y}$	A (cm ² /m)	S No 3
INTERIOR TODOS LOS BORDES CONTINUOS	NEGATIVO	a ₁	0.0288	0.645	0.0187	0.0185	0.0020	2.40	25
	BORDES INT.	a ₂	0.0288	0.645	0.0187	0.0185	0.0020	2.40	25
	POSITIVO	a ₁	0.0126	0.282	0.0082	0.0082	0.0020	2.40	25
		a ₂	0.0126	0.282	0.0082	0.0082	0.0020	2.40	25

$$M_{ui} = 22.385 C_i \text{ (ton-m)}$$

suponiendo 3 cm de recubrimiento: $d = h - 3 = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$

$$\underline{d = 12 \text{ cm}}$$

Determinación del refuerzo.-

De acuerdo a las limitaciones en el porcentaje de acero.

$$p_{\text{min.}} = 0.002$$

La separación máxima entre varillas, de acuerdo a las recomendaciones del R.D.D.F. es de tres veces h ; por lo que:

$$S_{\text{Máx}} = 3 (15) = 45 \text{ cm}$$

$$Q = \frac{M_{ui}}{b d^2 f_c} = \frac{M_{ui}}{100(144)(240)} = \frac{M_{ui}}{3.456 \times 10^5}$$

en donde

M ui en Kg - cm

As = bd p

Las características del concreto son las siguientes:

$f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2$; $f''c = 240 \text{ Kg/cm}^2$ y C.V. = 0.10

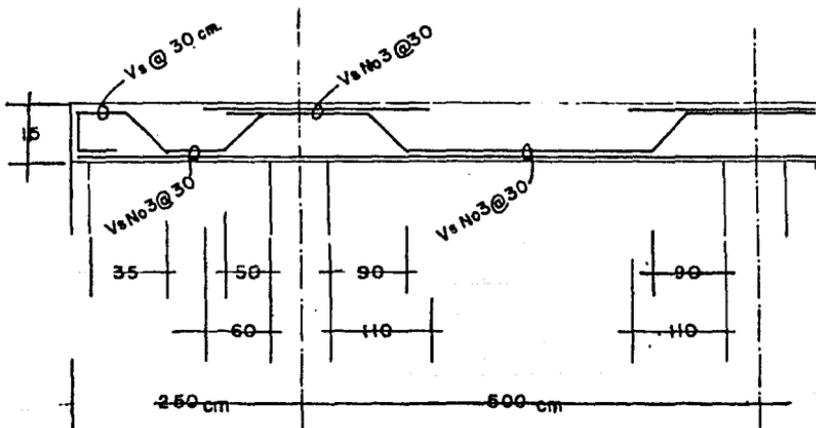


Fig.10.- ARMADO TIPO DE LA TECHUMBRE.

Se supone que por facilidad en el manejo del acero de refuerzo, se utilizarán varillas de $3/8"$ ϕ , con

$f_y = 4\,000 \text{ kg/cm}^2$, en que:

$$s = \frac{100 \eta_s}{\lambda_s} = \frac{100 (0.71)}{2.4} = 29.58 \text{ cm}$$

ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS LATERALES.-

EFECTO SÍSMICO.

De acuerdo a la estructuración presentada en el capítulo correspondiente, se realizará el análisis de la estructura por efectos sísmicos. Se han hecho las siguientes consideraciones.

La resistencia del suelo es de 15 ton/m^2 , con lo cual se implica un suelo poco compresible. El análisis se apegará al R.D.D.F., vigente. Se consideran marcos individuales como los que muestra la Fig. 11.

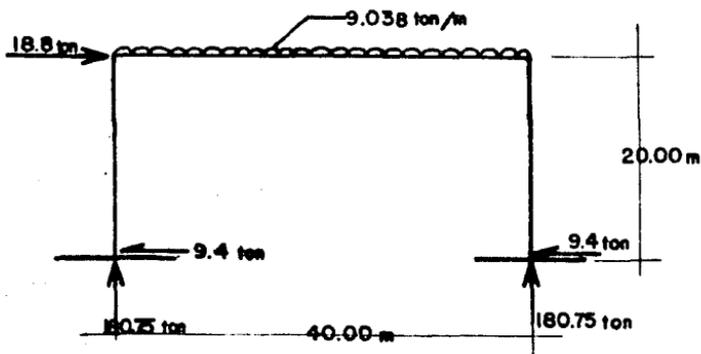


Fig. 11

Se trata de una estructura del grupo A, tipo 1. En zonas de baja compresibilidad, el coeficiente sísmico vale,

$$C = 0.04$$

Pero por tratarse de una estructura gubernamental, el coeficiente se deberá multiplicar por 1.3, por lo que:

$$C = 0.04(1.3) = 0.052$$

La fuerza horizontal que producirá el sismo será:

$$P = W C = 361.5(0.052) = 18.8 \text{ ton}$$

La Fig. 12. muestra las distintas combinaciones de carga que se producen por considerar todos los efectos actuantes. Inicialmente se han propuesto las dimensiones mínimas de los muros y columnas que soportarán la techumbre. Se ha realizado el análisis de las secciones propuestas por efectos de esbeltez, considerando una serie de celdas compuestas por dos muros paralelos de 20 cm de ancho, unidos y rigidizados por columnas de 2.50 x 0.65 m de sección separadas centro a centro, 5.00 m (2.50 es una medida obligada por requerimientos arquitectónicos - y 0.65 m por requerimientos estructurales).

El resultado de este análisis sitúa a los muros y columnas en el límite de la consideración como columnas cortas, que no requieren de revisión por efecto de esbeltez. De acuerdo al análisis de las propiedades mecánicas de la estructura propuesta, se obtuvo como radio de giro mínimo, $r_{\min} = 50.38$ cm. Con este valor puede revisarse y con

firmar la ausencia de influencia del efecto de esbeltez. Teniendo en cuenta las recomendaciones del Manual de Diseño de Obras Civiles de la C. F. E., se presentan las siguientes consideraciones:

- a) Se supone que este tipo de columnas cae dentro del rango del segundo caso, con lo cual $h^* = H$. (Tabla C.5.2)
- b) En la Tabla C.5.3., empleando la relación h^*/r , en donde:

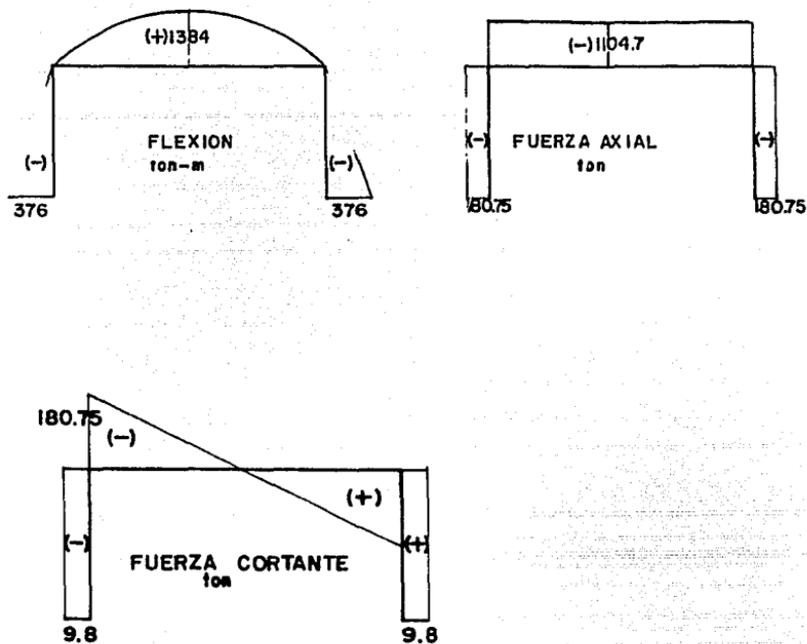


Fig.12.- DIAGRAMAS DE ELEMENTOS MECANICOS.
Combinación C.M. + C.V. + C. SISMICA.

h' = Altura máxima por efecto de restricción.

r = Radio de giro mínimo de la sección.

$$\frac{h'}{r} = \frac{2\,000}{50.38} = 39.7 < 50.00$$

Con lo cual se concluye que esta estructuración no es inestable bajo efectos de esbeltez. De acuerdo a la consideración de que las vigas de la techumbre están libremente apoyadas, la carga de reacción en las columnas es de 180.75 ton, más peso propio; carga que se supone concentrada en el c. g. c., de las columnas.

La excentricidad accidental, según el M.D.O.C., C.F.E., de acuerdo con:

$$R.5.2.1.; \quad e_1 = 2 \text{ cm}$$

$$R.5.2.2.; \quad e_2 = \frac{T}{12}$$

en donde:

$$T = 250 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{250}{12} = 20.84 \text{ cm}$$

$$e_T = e_1 + e_2 = 22.84 \text{ cm}$$

Peso propio de las columnas.

$$W = 0.65(2.50)(2.4) = 3.9 \text{ ton/m}$$

$$P_p = \text{Peso Total} = W(20) = 78 \text{ ton}$$

La carga total en la base de las columnas será:

$$P = 180.75 + 78 = 258.75 \text{ ton}$$

$$P_u = 258.75(1.4) = 362.25 \text{ ton}$$

$$M_u = P_u e_T = 362.25(0.2284) = 82.7 \text{ ton-m}$$

Empleando los diagramas de interacción para columnas, pro

puestos por el Manual de la C. F. E., con los siguientes valores para el diseño de los muros y columnas.

$$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2 \quad f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_v = 0.10 \quad f_y^* = 3200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''_c = 138 \text{ kg/cm}^2$$

Empleando,

$$\text{rec} = 10 \text{ cm (recubrimiento)}$$

$$d = 2.50 - 0.10 = 2.40 \text{ (peralte efectivo)}$$

$$d/t = \frac{240}{250} = 0.96 \approx 0.95$$

$$e/t = \frac{22.84}{250} = 0.091$$

$$K = \frac{P_u}{b t f''_c} = \frac{362.25 \times 10^3}{65(250) 138} = 0.162$$

$$R = \frac{M_u}{b t^2 f''_c} = \frac{82.7 \times 10^5}{65(250)^2 (138)} = 0.0148$$

de la Ad. 22f₁:

$$q = 0.05$$

$$p = \frac{f''_c}{f_y} q = 0.0022 < 0.008 \text{ (mínimo permisible)}$$

y de la Ad. 15 f,

$$P_b = 0.0432; 0.5P_b = 0.0216; 0.75P_b = 0.0324$$

Los valores mínimos de refuerzo en columnas son:

$$0.008 \leq p \leq 0.08$$

suponiendo, $p = 0.01$:

$$q = 0.01 \frac{3 \cdot 200}{138} = 0.232$$

resultando,

$$K = 1.03 \quad \text{y}, \quad R = 0.75$$

por lo que,

$$P_u = 1.03(65)(250)(138) = 2 \ 310 \text{ ton}$$

$$M_u = 0.75(65)(250)^2 (138) = 4 \ 204.6 \text{ ton-m}$$

Dividiendo los valores de P_u y M_u de la sección resultante con el porcentaje de acero propuesto, entre el factor de carga (1.4), se concluye que el efecto sísmico está salvado diseñando las columnas para $p = 0.01$

$$A_s = 0.01(65)(250) = 162.5 \text{ cm}^2$$

Por las dimensiones de la columna, se consideran 3 capas de acero paralelas a la dimensión t .

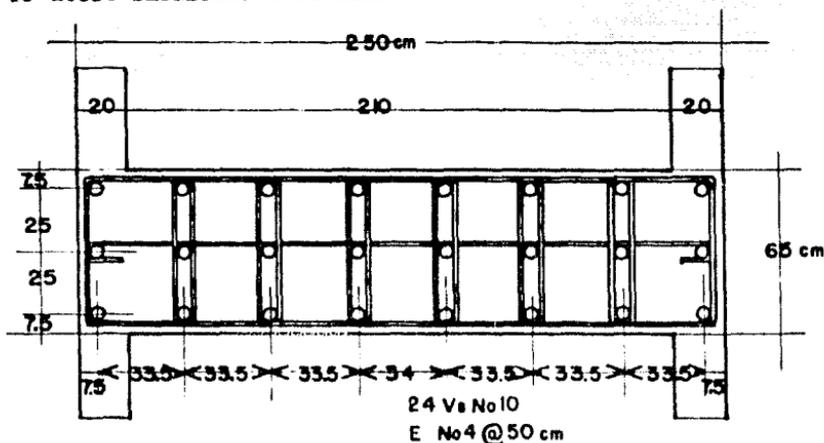


Fig. 13.- Disposición del refuerzo en las columnas.

La separación entre varillas debe ser menor de 35 cm, con lo cual se requiere:

$$N = \frac{230}{35} \doteq 7 \text{ espacios/capa} = 8 \text{ Vs.}$$

Ocho varillas por capa, por 3 capas, totalizan 24 piezas para toda la columna. El área de cada una de ellas será:

$$a_s = \frac{A_s}{N} = \frac{162.5}{24} = 6.77 \text{ cm}^2$$

Se usarán varillas # 10, en que $a_s = 7.91 \text{ cm}^2$

$$A_s = 7.91(24) = 189.8 \text{ cm}^2$$

Checando el porcentaje mínimo.

$$p = \frac{A_s}{A_c} = \frac{189.8}{65 \times 250} = 0.0117$$

Se usarán 24 Vs # 10 en cada columna, dispuestas en 3 capas y teniendo como recubrimiento mínimo 10 cm.

Calculo del Refuerzo Transversal.-

En virtud de que por recomendación el área transversal de refuerzo debe ser cuando menos el 10% del área que restringe y como $A_s = 7.91 \text{ cm}^2$; $A_v = 0.79 \text{ cm}^2$, por lo que se colocarán varillas del # 4 separadas al menor de los siguientes valores.

$$16 \text{ } \phi \text{ longitudinal} = 16 \times 3.175 = 50.8 \text{ cm}$$

$$48 \text{ } \phi \text{ transversal} = 48 \times 1.27 = 60.96$$

$$\text{La menor dimensión de la columna} \dots \dots \dots = 65.00$$

Con lo cual se usarán estribos del # 4, separados a cada

50 cm, centro a centro.

DISEÑO DE LOS MUROS DE SOPORTE.

Para el diseño de los muros, se estimará la carga que soportan, suponiendo que debido a que éstos serán monolíticos - con las columnas, sufrirán la misma deformación y consecuentemente soportarán una carga proporcional a su área.

Si consideramos que la fuerza de reacción de las traves, - concentrada en las columnas, se reparte de acuerdo a una - ley que obedece a la distribución a 45° , la totalidad de cargas se debe repartir entre los cuatro muros perimetrales dobles.

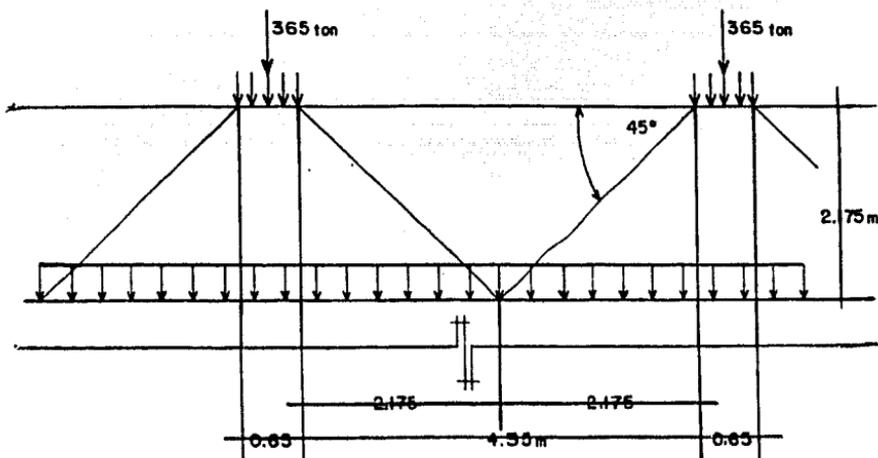


Fig. 14 Distribución de la carga de las traves de azotea.

La carga última de diseño, teniendo en cuenta cargas muertas y vivas. (Par. 7)

$$W_T = 9.038 \pm 9.04 \text{ ton/m/5 m}$$

$$P_T = 9.04 \times 8 \times 40 = 2892.8 \text{ ton}$$

Área expuesta para soportar la carga.-

Área de columnas y muros.

$$\begin{aligned} \text{a) } 8 \text{ col. } \times 4 \text{ lados } \times 2.50 \times 0.65 & . . . = 52.00 \text{ m}^2 \\ \text{b) } 14 \text{ secciones de muro de } 4.35 \text{ m de} \\ & \text{largo } \times 0.20 \text{ de ancho } \times 4 \text{ lados} & . = 48.72 \\ \text{c) } 2 \text{ secciones de muro de } 2.30 \text{ m c/u} \\ & \times 0.20 \text{ m } \times 4 \text{ lados} & = 3.68 \\ \hline & & 104.40 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Carga uniforme por área:

$$w_T = \frac{2892.8}{104.4} = 27.7 \text{ ton/m}^2$$

Esta carga estará uniformemente repartida a partir de 2.175 m abajo del nivel de apoyo entre columnas y trabes. La carga uniformemente repartida que soportarán los muros será:

$$w_m = 27.7 \times 0.20 = 5.54 \text{ ton/m}$$

Los muros se diseñarán para soportar una carga uniformemente repartida que a continuación se evalúa.

$$P_m = 4.35 w_m = 4.35(5.54)$$

$$P_m = 24.1 \text{ ton}$$

$$P_{mu} = 24.1 \times 1.4 = 33.74 \text{ ton}$$

Peso de los muros en la base.

$$P_{pp} = 0.20 \times 4.35 \times 20 \times 2.4 = 41.76 \text{ ton}$$

$$P_{ppu} = 41.76 \times 1.4 = 58.46 \text{ ton}$$

por lo tanto:

$$P_u = P_{mu} + P_{ppu} = 92.2 \text{ ton}$$

Suponiendo como recubrimiento del refuerzo transversal 2.5 cm y empleando Ve # 3, la distancia a la que se encontrará

el centro del refuerzo longitudinal será:

$$\text{rec} = 2.5 + 1.0 + 0.5 = 4 \text{ cm}$$

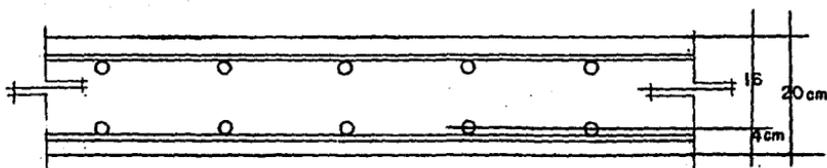


Fig. 15 Peralte efectivo de los muros perimetrales.

Empleando las graficas de la Ad. 22e₄ del M.D.O.C. de la C.F.E.

$$\frac{d}{t} = \frac{16}{20} = 0.8$$

$$e = 2 \text{ cm} + \frac{t}{12} = 2.0 + \frac{20}{12} = 3.67 \text{ cm}$$

$$K = \frac{P_u}{b t f'_c} = \frac{92.2 \times 10^3}{435(20)(138)} = 0.077$$

$$R = \frac{M_u}{b t^2 f'_c} = \frac{92.2 \times 10^3 \times 3.67}{435(20)^2 138} = 0.014$$

$$q = 0.07, \quad \gamma,$$

$$p = \frac{q f'_c}{f'_y} = \frac{0.07(138)}{3200} = 0.003$$

Como $p = 0.003 > p_{\min} = 0.0025$, se usará el valor calculado,

con lo cual:

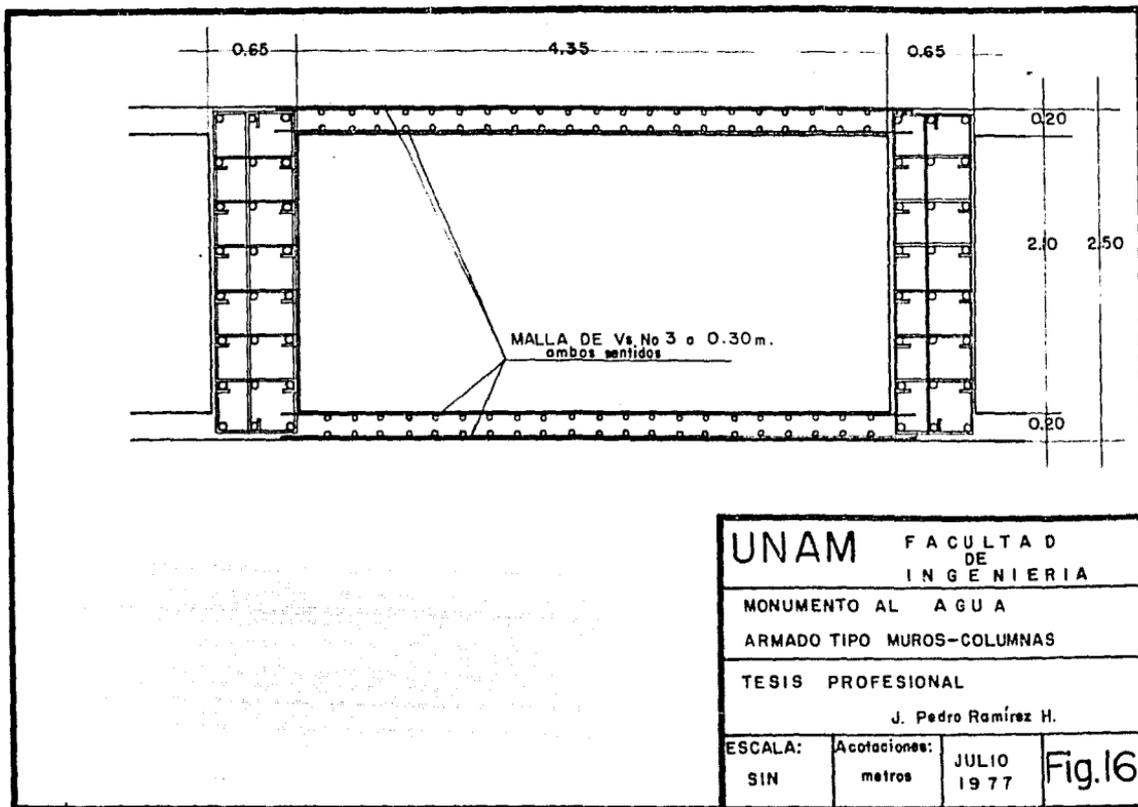
$$A_s = 0.003 \times 16 \times 435 = 20.88 \text{ cm}^2/\text{sección}$$

$$N = \frac{20.88}{0.71} \doteq 30 \text{ pzas}$$

Por lo que se usarán 15 Vs # 3 en cada lado, formado 16 espacios uniformes, centro a centro, de:

$$S = \frac{435}{16} = 27.18 \text{ cm}$$

Esta separación de varillas se modifica por facilidades constructivas, como se muestra en la Fig. 16



IV. CIMENTACIÓN.

Para el diseño de la cimentación se considera una sección típica que alojará una columna al centro y una parte proporcional de muros de carga. La carga que transmite la sección es:

a) Carga por techumbre	180.75 ton
b) Peso de columna	78.00
c) Peso de muros (4.35 x .40 x x 20 x 2.4)	83.52
SUMA DE CARGAS A SOPORTAR:	<u>342.27 ton</u>

Carga adicional por peso de
cimentación, suponiéndola
igual al 15% de lo que soporta: 51.34 ton

CARGA TOTAL = $W_T =$ 393.61 ton

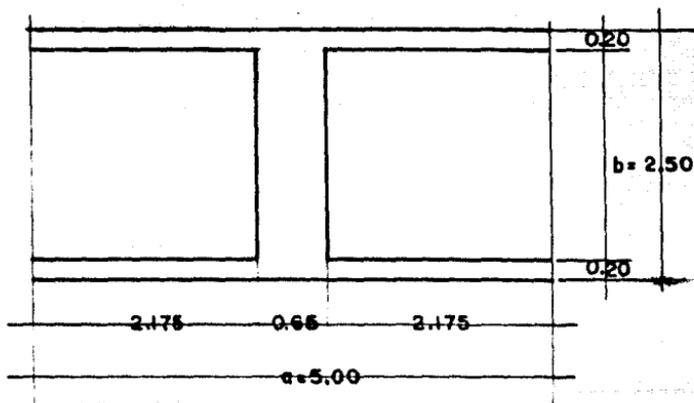


Fig. 17.- Sección típica para el diseño de la cimentación

En virtud de que de datos fidedignos se obtuvo una presión admisible en el suelo de $Q = 15 \text{ ton/m}^2$, a continuación se determinará el área de contacto necesaria para transmitir al suelo una carga no mayor de la que se especifica como permisible.

Una de las dimensiones de la zapata será los 5.00 m de influencia entre columnas y la otra se determinará según la ecuación:

$$Q = \frac{\text{Carga Admisible}}{\text{Área de Contacto}} = \frac{P}{a \cdot b}$$

Substituyendo:

$$b = \frac{P}{5 \cdot Q} = \frac{393.61}{5(15)} = 5.25 \text{ m} ; \text{ Usar } 5.30 \text{ m.}$$

Concluyendo, se empleará una zapata de concreto reforzado, -corrida en todo el perímetro de la estructura, de 5.30 m de ancho. La presión de contacto será, por lo tanto:

$$Q = \frac{393.61}{26.5} = 14.85 \text{ ton/m}^2 < 15 \text{ ton/m}^2$$

Diseño de la Zapata.-

$$P_u = \text{Carga Última} = 342.27 \times 1.4 = 479.2 \text{ ton}$$

Área de concreto que transmite esta carga (se toman 5.00 m centrales).

$$\text{a) Sección de muros } (4.35 \times 0.2 \times 2) \dots 1.740 \text{ m}^2$$

$$\text{b) Sección de columna } (2.50 \times 0.65) \dots 1.625$$

$$\text{ÁREA TOTAL} = A_T = \frac{3.365 \text{ m}^2}{}$$

$$\text{Carga uniforme de transmisión} = W = \frac{479.2}{3.365}$$

$$W = 142.4 \text{ ton/m}^2$$

Sección de Muros.-

La carga se repartirá según se muestra en la Fig. 18.

$$w = 142.4(0.2) = 28.48 \text{ ton/m}$$

Carga uniforme de contacto por los dos muros.

$$q_s = \frac{2(28.48)}{5.30} = 10.75 \text{ ton/m}$$

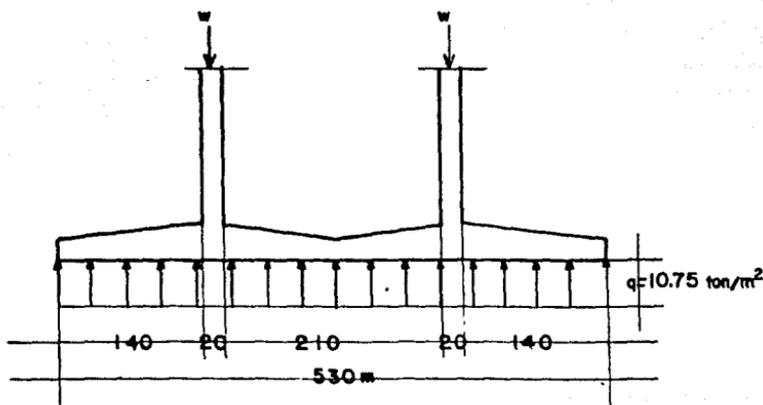


Fig. 18 Forma en que se transmite la carga al suelo, en una sección intermedia de muros.

Se diseñará por flexión tomando la sección exterior de 1.40 m de ancho.

$$M_u = \frac{w L^2}{2} = \frac{10.75(1.4)^2}{2} = 10.535 \text{ ton-m}$$

Los materiales a emplear serán los mismos que se propusieron para las columnas y muros.

$$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2 \quad f_y = 4\,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_v = 0.10 \quad f'_y = 3\,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''_c = 138 \text{ kg/cm}^2$$

Porcentaje de acero mínimo.

$$p_{\min} = \frac{14}{f_y} = 0.0035$$

$$q = 0.0035 \frac{f_c^*}{f_c} = 0.08116$$

De, $M_u = f_c'' b d^2 q(1 - 0.5q)$:

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{f_c'' b q(1 - 0.5q)}}$$

$$d = \sqrt{\frac{10.535 \times 10^5}{138(100)0.08116(1 - 0.5 \times 0.08116)}}$$

$$d = 31.3 \text{ cm}$$

Revisión por esfuerzo cortante.-

La sección crítica se encuentra a una distancia d del paño de los muros. Refiriéndose a la sección exterior:

$$V_u = q(1 - d) = 10.75(1.40 - 0.31) = 11.72 \text{ ton}$$

$$v = \frac{V_u}{A} = (11.72 \times 10^3)/(100 \times 31) = 3.78 \text{ kg/cm}^2$$

Comparando con los esfuerzos permisibles en el concreto:

$$v_c = \sqrt{f_c^*} = \sqrt{153} = 12.37 \text{ kg/cm}^2$$

Se concluye que no existe problema por esfuerzos cortantes.

$$A_s = 0.0035(100)(31) = 10.85 \text{ cm}^2$$

Se usarán varillas del # 6, con $a_s = 2.87 \text{ cm}^2$, cuya separación será según:

$$s = 100(2.87)/10.85 = 26 \text{ cm}$$

Sección de columnas.-

Se analizarán las secciones de columna como si no tuvieran la influencia de los muros, es decir, como si se tratara de columnas aisladas.

$$P = \frac{P_T}{A_T} A_{col} = \frac{393.61}{3.365} (1.625) = 190 \text{ ton}$$

Para calcular el área de influencia se conservará el ancho de 5.30 m y se calculará la dimensión perpendicular como si gue:

$$b' = \frac{P}{b Q} = \frac{190}{5.30(15)} = 2.40 \text{ m}$$

En la Figura 19 se muestra el área de influencia de la carga por columna.

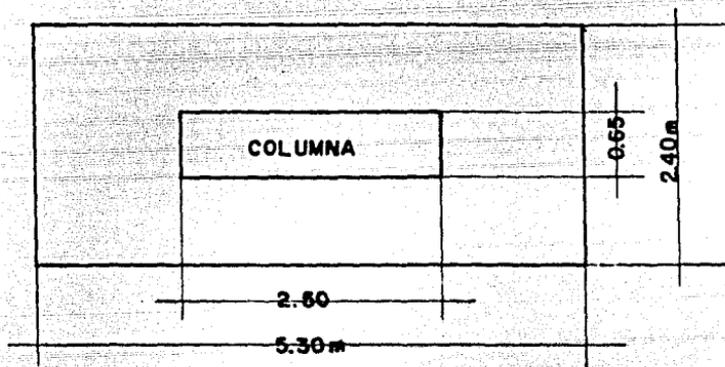


Fig. 19 Influencia de carga por columna

Presión de contacto por columna.

$$q = \frac{W_u A_c}{A_z} = \frac{142.4(1.625)}{5.30(2.40)} = 18.2 \text{ ton/m}^2$$

En la ecuación anterior:

A_c = Área de columna

A_z = Área de Zapata

La presión de contacto de diseño se contabilizará, sumando la presión por muros más la presión por columnas y sacando un promedio.

$$q = \frac{q_{\text{muro}} + q_{\text{columna}}}{2} = \frac{10.75 + 18.20}{2}$$

$$q = 14.5 \text{ ton/m}^2$$

Diseño por flexión.-

Se tomarán los mismos valores que se emplearán para el diseño de las seccion de muros.

$$M_u = \frac{W L^2}{2} = \frac{14.5(1.4)^2}{2} = 14.21 \text{ ton-m}$$

$$d = \sqrt{\frac{14.21 \times 10^5}{138(100)0.08116(1 - 0.5 \times 0.08116)}}$$

$$d = 36 \text{ cm}$$

$$A_s = 36 \times 100 \times 0.0035 = 12.6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para varillas del # 6:

$$S = \frac{100(2.87)}{12.6} = 22 \text{ cm ;}$$

Se usarán varillas del # 6 separadas centro a centro, 20 cm

C O N C L U S I O N E S .

En virtud de que los valores de peralte estan muy cercanos uno del otro y para protección contra posibles errores por variación en las dimensiones de la zapata durante la etapa constructiva, se optará por que la zapata a contruir sea -

la que resultó del análisis de las secciones de columna, en las que se involucra la combinación de cargas totales, para lo cual se sacó el promedio.

El detallado de la disposición del acero de refuerzo se muestra en la figura 20 que a continuación se presenta.

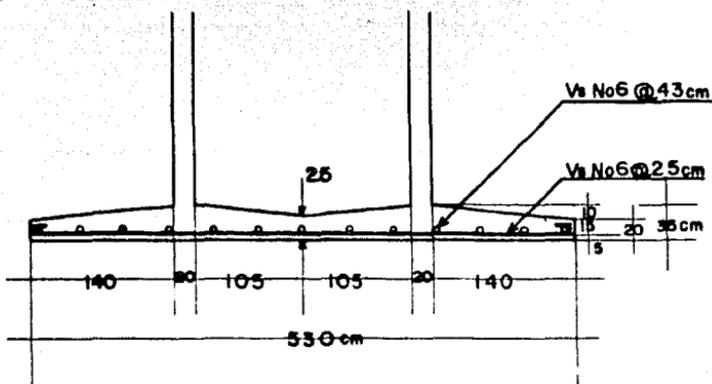


Fig. 20 Armado de zapata

V. PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS.

Este tema trata de la explicación y aclaración del diseño, plasmado en la forma constructiva. SE PRETENDE INTEGRAR una serie de estructuras reales que tengan las características y propiedades que se considerarán en el diseño.

Definitivamente, es esta una de las etapas más críticas de todo lo que se ha planeado en forma teórica, y representa la culminación, en un elemento tangible, que cumpla con las propiedades consideradas.

Es el concreto presforzado una técnica que permite la realización de ciertos ideales que en principio se consideraban muy remotos por la forma en que se acostumbraba calcular el concreto reforzado.

Uno de los problemas principales a los que se enfrentaba el concreto reforzado es su elevado peso propio y los inmediatos agrietamientos causados por la poca resistencia a la tensión del material. Además se tenía poca experiencia respecto al comportamiento del concreto durante su vida de servicio

La demostración de tales carencias lo constituye la falla del primer diseño estructural bajo el principio del sistema presforzado que realizó el Ing. HENRY JACKSON de SAN FRANCISCO, CALIFORNIA (E.U.A.) que en 1890 contruyó unos dinteles en los que las barras de refuerzo fueron presforzadas y a los pocos años fallaron. La explicación de tal falla fue el completo desconocimiento del comportamiento plástico del concreto y el acero durante un periodo grande bajo cargas sostenidas.

Se deriva inmediatamente la necesidad de materiales de alta calidad que deberán ser proporcionados y probados para tener la certeza de que la estructura que se construirá llenará satisfactoriamente las propiedades deseadas.

Es de vital importancia dar la misma atención al acero como al concreto. Desgraciadamente se ha escrito mucho acerca de la forma de transportar, almacenar, colocar y ahogar acero y muy poca a la realización de mezclas de concreto que reúnan las características y calidad esperada.

Es responsabilidad del fabricante proporcionar aceros de la más alta calidad. Pero también es responsabilidad del constructor contribuir al respecto, protegiéndolo durante las operaciones de construcción, de manera que cuando se instale esté casi en las mismas condiciones que cuando fue suministrado por el fabricante. La misma calidad especificada se deberá lograr en las formas de anclaje y operaciones de esforzado.

La responsabilidad del constructor es la de proporcionar concretos de alta calidad. Este es uno de los más críticos y sensitivos aspectos del concreto preesforzado. Él puede controlar la cantidad de agua y agregados, y puede opinar con autoridad respecto a las mezclas. Controlar el almacenamiento, mezclado, transportación, colocación, consolidación y curado. Controla los moldes (cimbra), y la precisión con que los tendones y barras de refuerzo son colocados.

Finalmente, en los trabajos de preesfuerzo, él controla la colocación y mantenimiento de la posición durante el colocado de los ductos, anclajes, la lechada y otra protección contra la corrosión.

Con los miembros prefabricados, él controla el manejo, transportación, erección o instalación y anclado.

Debido a que el objeto de este trabajo está encaminado principalmente a la técnica del preesforzado en una de sus fases que es el postensado, se detallarán brevemente algunas de las

recomendaciones aconsejables para la obtención de una estructura de alta calidad. Desde luego, en virtud de que el concreto preesforzado emplea primariamente, concreto y acero, todo lo que se diga acerca de él puede y (debe) hacerse extensivo al concreto reforzado.

1. CONCRETO.

El concreto es un material heterogeneo compuesto de agregados ahogados en una matriz. Comunmente, los agregados son arenas y gravas naturales o rocas trituradas; y la matriz es cemento portland hidratado.

Los materiales acostumbrados normalmente consisten de agregados gruesos (Roca triturada o grava), arenas silíceas, cemento portland, agua y aditivos. Esto produce concreto con peso de 2240 Kg/ m³ a 2560 Kg/ m³ y cuando se han seleccionado - lubricación, mezclado, colocación y curado adecuado, son capaces de alcanzar resistencia de 570 Kg/ cm² a los 28 días.

El concreto para preesfuerzo está comunmente entre el rango de 250 Kg/ cm² a 500 Kg/ cm². Tales concretos pueden ser producidos con razonable economía en gran parte del mundo.

2.- AGREGADOS.

Para la obtención de concretos de alta resistencia adecuados a esta técnica, se debe restringir el tamaño máximo de los agregados que no deberá sobrepasar de 3/4".

Las gravas no deberán contener residuos de arcilla que produzcan cambio volumetricos excesivos; tales como contracción y flujo plástico.

Para el uso en ambiente de agua salada, los agregados deben ser sanos y no ser objeto de ataques por sulfatos. No deberán ser reactivos a los álcalis en el cemento. Los agregados silíceos estan más sujetos a la reacción alcalina que los calizos.

Los agregados finos deberán estar en el rango vasto, debido a que con los factores empleados en los sistemas preesforzados (ricos en cemento), una perfecta graduación no es necesaria y en ocasiones puede no ser indispensable. La nivelación de huecos, propiamente aplicada, puede a menudo reducir la contracción y mejorar la resistencia y el módulo de elasticidad. Los agregados deberán ser limpios. Cualquier cantidad de arcilla puede hacer que las mezclas secas para concreto preesforzado, se tornen pegajosas y dificulten el colocado; a menudo producen un asentamiento rápido. Las arcillas remoldeadas reducen la resistencia y aumenta la contracción.

El fango puede ser removido por relavado de los agregados, con resultados benéficos. Los agregados no deberán contener sal. Cualquier porcentaje de sal por pequeña que sea, reduce los valores inhibidores de la corrosión del cemento y puede producir la corrosión electroquímica. Ésta es particularmente peligrosa en el curado por vapor.

Para zonas de temperaturas extremosas, es conveniente que los agregados estén a una temperatura adecuada. Es a menudo efectivo y económico enfriarlos en climas calidos y calentarlos en climas frios. Se aconseja para estas operaciones los chubascos de agua que pueden prevenir además la existencia de basura.

3. CEMENTO.

La gran mayoría de las estructuras de concreto preesforzado se construyen con cemento Tipo I, II ó III, o cualquier modificación de éstos. La selección del tipo de cemento se basa en el alcance de resistencias altas a edades tempranas; contracción mínima, durabilidad y economía. Es de evitarse el cemento que produzca asentamientos rápidos a la mezcla.

El tipo I es el adecuado para la mayoría de los trabajos de edificación; pero el Tipo II es preferido para zonas costeras

y ambientes marinos. El Tipo II da una mejor durabilidad al concreto, aunado al mejoramiento de las propiedades inhibidoras de la corrosión del acero.

El Tipo III se utiliza poco debido a que tiende al asentamiento rápido y tiene contracciones excesivas bajo el curado por vapor. El cemento Tipo V (Resistente a los sulfatos) no es muy solicitado para la mayoría de los trabajos de preesfuerzo como los Tipo I y II. El Tipo V es bajo en C3A, que da al concreto gran durabilidad contra agua de mar y contra ataques por sulfatos; pero, desafortunadamente reduce la protección del acero contra la corrosión.

4. AGUA

Aunque, recientemente, los requerimientos estándares para el agua de mezclado, especifican que deberá ser potable, para los trabajos de preesfuerzo, deberá ser más definitivamente restringida en contenidos salinos, cieno, y contenidos orgánicos. Las limitaciones se sugieren a continuación:

- a) Ninguna impureza que pueda causar un cambio en el tiempo de fraguado mayor de 25%, ni que reduzca su resistencia, a los 28 días de edad, comparada con el agua destilada.
- b) Menos de 650 partes por millón de iones de cloruro (Algunas autoridades permiten más de 1000 ppm)
- c) Menos de 3000 partes por millón de iones de sulfato (Algunas autoridades limitan esto a 1000 ppm)
- d) El agua deberá estar libre de aceite.

El agua deberá proporcionarse en forma de hielo cuando se desee bajar la temperatura de la mezcla en zona cálida, o en forma de vapor para elevarla en zonas frías.

5. ADITIVOS

Los aditivos son muy útiles en el concreto preesforzado, per

mitiendo relaciones menores de agua-cemento mientras mantienen la trabajabilidad. Ciertos aditivos también reducen la contracción. Algunos son retardadores a temperaturas normales y aceleran la resistencia en el curado al vapor.

Muchos aditivos usados en las prácticas convencionales de concreto, contienen cloruro de calcio. Estos deberán ser absolutamente prohibidos para trabajos de concreto preesforzado, porque hay evidencias sustanciales de que pueden causar corrosión. Particularmente cuando se emplea el curado a vapor. Aunque se haga el curado normal con agua, el cloruro de calcio baja las potencias inhibidoras del cemento y puede causar corrosión.

La inclusión de aire en las mezclas es benéfica en el mejoramiento de las resistencias a las heladas. La inclusión de aire reduce ligeramente la resistencia de las mezclas ricas, como las usadas en concreto preesforzado. Por lo tanto los aditivos de inclusión de aire deberán usarse cuidadosamente.

6. ALMACENAJE DE CEMENTO Y AGREGADOS.

Para obtener las características y calidad necesarias en los materiales, se requiere de una supervisión cuidadosa al obtener los suministros. Una vez en la obra, es responsabilidad del constructor mantenerlos en las mismas condiciones en que fueron surtidos.

Mucha contaminación y deterioro de la calidad de los agregados se debe a un almacenaje impropio; por ejemplo, cuando se almacenan en el piso o losas a nivel, están expuestos a suciedad, hielo y partículas pequeñas. Se recomienda almacenarlos en recipientes.

El cemento deberá ser almacenado y usado de tal manera que no tenga demasiada edad. Obviamente, deberá estar protegido contra cualquier posible contaminación y atmósferas húmedas

o tropicales. A este respecto puede ser necesaria una atmósfera deshumidificada en el local de almacenaje si el cemento se contiene en sacos.

7. MEZCLADO Y COLOCACIÓN.

Para el mezclado se deberán seguir las recomendaciones propuestas en el reporte ACI 614. Para obtener concretos de alta calidad, la hidratación se deberá realizar en proporción por peso y siguiendo métodos automáticos, siendo eliminados los manuales.

El mezclado se deberá realizar con mezcladores de turbina que permiten evitar el asentamiento de las mezclas. Los mezcladores de turbina horizontal son definitivamente preferibles para obtener alta calidad en las mezclas. Un adecuado tiempo de mezclado proporciona uniformidad, resistencia e impermeabilidad en el concreto.

Las hojas mezcladoras no deberán rotar muy rápido.

Se recomienda realizar la transportación por medio de camiones mezcladores, con el agua proporcionada poco antes de la descarga. Las mezclas pueden ser transportadas secas y mezclarse en el sitio de colocación. Es esencial tomar precauciones para prevenir la segregación y asentamiento prematuro durante el transporte. Es conveniente una relación baja de agua-cemento y un aditivo retardador. La vibración durante el transporte es considerablemente útil para prevenir la segregación y el asentamiento prematuro.

El colado debe realizarse con extremado cuidado, debido a que se trabaja generalmente con mezclas secas que requieren de un intenso vibrado que asegura el llenado de todo los huecos, especialmente en las áreas congestionadas de refuerzo. La vibración interna es el método más efectivo para la gran mayoría

de los trabajos de concreto preesforzado y sirve para asegurar la compactación de la mezcla al-rededor de los tendones, acero ahogado y anclajes. La frecuencia de los vibradores deberá ser de, al-rededor de 9000 rpm.

La vibración externa puede ser usada en forma muy efectiva en miembros delgados colocados en fuertes moldes de acero. La vibración externa se debe alternar con la interna para que no se anulen, y darán como resultados superficies excelentes.

8. CURADO.

Inmediatamente después del colado, una superficie fresca de concreto, expuesta al calor del sol o a corrientes de aire seco, puede perder agua, lo que originará que se asiente y contraiga. Lo anterior puede prevenirse por cualquiera de los siguientes pasos:

- a) Nieblas de agua; especialmente para superficies planas.
- b) Recubriéndolo con una lona húmeda o de polietileno. Se prefiere el polietileno que provoca un curado por vapor.
- c) Curado con vapor a baja presión.

El curado del concreto deberá proporcionar la suficiente humedad que permita la completación de las reacciones químicas que producirán un concreto fuerte y durable.

9.- CURADO A VAPOR.

El curado a vapor a la presión atmosférica es ampliamente aplicado en las plantas manufactureras de concreto preesforzado preaculado. Puede decirse que propiamente aplicado, el curado por vapor proporciona concretos de muy alta calidad, siendo de gran facilidad su práctica en las plantas. Proporcionado con los cuidados adecuados el producto resultante está siempre, sustancialmente arriba en resistencia que los curados con agua o por lienzos húmedos.

El curado por vapor es una de las más importantes técnicas que han hecho posible obtener una producción económica de elementos de concreto, permitiendo un reuso diario de los moldes, así como ciclos cortos entre la producción y la erección. un ciclo óptimo generalmente aceptado es:

- a) Un período de retraso de tres a cuatro horas, hasta que el concreto ha tenido su asentamiento inicial. Se le deberá proteger del secado excesivo durante este período.
- b) Un período de calentamiento, con elevación de temperatura de 22° a 33° por hora, hasta una temperatura máxima de 63° a 70° C.
- c) Un período de vapor de 6 horas a 70° C.
- d) Un período de enfriamiento (con la lona de vapor aún cubriendo el concreto).
- e) Un período de exposición (se remueve la lona del vapor del elemento de concreto que ahora se expone al ambiente atmosférico). Este es uno de los períodos más críticos de bido a que pueden producirse agrietamientos por la contracción combinada por temperatura y brisas secas. Además, debido a lo elevado de la temperatura del elemento, la humededad contenida en él puede evaporarse; se recomienda humedecerlo, por lo menos, durante las primeras horas que son las más críticas.

TENDONES DE PRESFUERZO.

El medio más común para inducir un esfuerzo de compresión en concreto es alargando un tendón y anclándolo en el propio concreto. Este tendón puede ser localizado dentro de la sección transversal del concreto, ya sea directamente ahogado, o en un ducto. Alternativamente puede ser colocado en forma externa a la sección transversal del concreto y localizarse inmediatamente en forma advacente.

Los tendones deberán tener alta resistencia a la tensión y poseer habilidad para sostener un alto estado de esfuerzos indefinidamente, con pequeñas pérdidas debido a relajación, corrosión o fatiga. Aceros estirados en frío, aceros de a leación habilitados en barras o alambres, tienen esos atributos y son el material más común para tendones.

Sin embargo, existen otros materiales tales como filamentos de boro y no metales, tales como la fibra de vidrio, que han tenido mejores propiedades resistentes. Su uso práctico depende de aspectos técnicos, tales como estabilidad química y aspectos económicos de costo de materiales e instalación.

Los alambres de acero estirado en frío, se producen en diámetros mayores de 0.275 pulgadas (7 mm). Tienen una resistencia promedio de 17 000 a 21 000 Kg/cm² con un módulo de elasticidad de 2.0 a 2.1 millones de Kg/cm².

Torciendo varios alambres en un cordel, un tendón de sustancial capacidad puede ser producido con excelentes propiedades de adherencia. Los cables de siete alambres son ampliamente usados en pretensados y en mejor magnitud en postensados.

Cables de tres alambres se usan en algunos trabajos de esforzado como losas de pisos.

a) Relajación de Esfuerzos. Los cables de aceros tensados padecen pérdidas de esfuerzos por flujo plástico. Para tendones de uso común, las pérdidas por relajación de esfuerzos es de 10 a 13% en promedio.

Sobreesforzando los tendones (a 75 u 80% de la resistencia última) durante las operaciones de esforzados y sosteniendo los durante uno o dos minutos a temperaturas normales (20^o C) puede inducirse un proceso similar a la liberación de esfuerzos.

b) Ductilidad. Es un requerimiento esencial para los tendones, de manera que prevenga las fallas frágiles durante la

instalación durante el servicio. La ductilidad se mide por medio de pruebas de doblado o pruebas de elongación.

Es esencial proteger los tendones de la corrosión que pueda afectar la ductilidad o reducir su sección transversal y entonces reducir la resistencia de preesfuerzo y la resistencia última. La corrosión puede reducir también la resistencia a la fatiga.

La cristalización de hidrógeno es extremadamente seria, pero raramente se presenta. Los esfuerzos por corrosión, asimismo, raramente ocurren. La corrosión atmosférica antes de la instalación es muy común pero raramente es seria. La corrosión salina y sus relacionados tipos de corrosión electroquímica (cloruro, etc.), son a menudo de seria importancia y están primeramente relacionados con la protección de concreto sobre el tendón.

Se deberá colocar en servicio un tendón, y mantenerlo en las mismas condiciones en que se obtuvo del fabricante. Este proceso se extiende desde el transporte, almacenaje en la obra, manejo, instalación, esforzado y colado o lechadado. A continuación se enumeran algunas prácticas que pueden ayudar a reducir la corrosión.

TRANSPORTE.- Los tendones deberán ser envueltos con papel a prueba de agua, con cristales interiores inhibidores de vaporación. No deberán envolverse muy fuertemente; la envoltura en radios pequeños produce microgrietas en la superficie del acero, conduciendolo a esfuerzos de corrosión.

ALMACENAJE.- El almacenaje deberá realizarse, preferentemente en sitios de temperatura controlada que mantenga una humedad relativa de menos de 20%. Se deberá evitar el almacenaje en

sitios que puedan contaminar el producto con lodo. No se deberán tener almacenes abiertos cerca de refinerías; especialmente de aquellas que queman aceite o carbón, los que producen peligrosas emisiones de sulfidos.

MANEJO.- No se les deberá arrastrar, ni mantener doblados.

INSTALACIÓN.- En el pretensado, los tendones no deberán estar expuesto más de 24 horas a la atmósfera normal. En la vecindad con refinerías u otras plantas que emitan cantidades menores de gases sulfídicos, un tendón en una condición de esfuerzos deberá estar expuesto el menor tiempo posible. Cuando el esforzado no sea posible dentro de las primeras 48 horas, los tendones deberán estar profundamente protegidos, sellando los extremos de los ductos con un material plástico. Donde sea necesario un estado de esfuerzos, es mejor esforzar algunos tendones a su esfuerzo de diseño y llenar los ductos de lechada, liberando los restantes de esfuerzos o manteniéndolos en una condición de esfuerzos bajos. Finalmente estos últimos deberán ser protegidos como se anota arriba.

Colado de los Tendones Pretensados.- Se deberá seleccionar una mezcla plástica, rica en cemento, baja en relación agua-cemento y consolidar profundamente por vibración. Esto evitará la corrosión electrolítica que requiere de un gradiente de oxígeno, muchas veces producido por huecos a través del tendón, y su proceso se realiza más rápidamente en concretos permeables.

Adherencia y Fatiga.- Se ha comprobado que debido a que los tendones preesforzados sufren solo pequeños cambios de esfuerzos, en promedio si la carga viva de trabajo varía de cero a un máximo, la fatiga en general no es problema. Sin embargo,

se produce una pequeña reducción en la adherencia entre los tendones y el concreto debido a la carga cíclica, lo que puede incrementar la longitud de transferencia.

La adherencia y en consecuencia, la longitud de transferencia representan un mecanismo complejo que involucrará la contracción del concreto estrangulando el tendón, debido al efecto de Poisson, al entrelazado mecánico de las deformaciones o al entrelazado de los alambres que lo forman, y debido a la adherencia, es un efecto aún no comprendido, pero altamente dependiente de la variación de la superficie. Una superficie altamente pulida dará una adherencia reducida. Y cualquier residuo de aceite dejado en los tendones reducirá la adherencia. Los tendones usados normalmente tienen una superficie que es satisfactoria pero que deberá ser asegurada por el proveedor. Usándolos, los problemas críticos se presentan en miembros cortos o volados cortos.

Un ligero recubrimiento de óxido puede proporcionar una significativa adherencia; pero, normalmente no es recomendable estimularlo. El intento expreso de obtener una condición de oxidación, puede producirla en forma no uniforme conduciendo a un estado peligroso de picaduras por corrosión en algunas zonas. La adherencia tiende a disminuir con el tiempo y con las cargas cíclicas.

La disminución de la adherencia (aumenta la longitud de transferencia) puede realmente ser beneficiosa para vigas, pilas, etc., debido a que se reducen los esfuerzos de tensión en las zonas de los extremos. Algunos medios intencionales para obtener reducción en la adherencia son los siguientes.

- a) Envolviendo el tendón en una vaina plástica.
- b) Recubriéndolo con cera, o una material bituminoso y finalmente envolviéndolo en papel.

c) Engrasándolo.

A MUY BAJAS TEMPERATURAS. Los aceros de preesfuerzo más comúnmente usados son los estirados en frío, que poseen propiedades completamente adecuadas. Su resistencia y módulo de elasticidad se incrementan, su ductibilidad se disminuye.

A TEMPERATURAS ELEVADAS. El promedio de relajación de esfuerzos se incrementa sustancialmente. La ductibilidad se incrementa. Arriba de las temperaturas críticas de 400° a 500° C, se presenta una sustancial pérdida de esfuerzos.

ANCLAJES.

Los anclajes son mecanismos caprichosamente usados para transmitir la fuerza del tendón a la estructura del concreto. Se incluyen medios de amordazamiento que aseguren al tendón y - la placa de apoyo y cono reforzado, o por otros medios por los que el concreto reacciona contra la fuerza del tendón.

Los anclajes pueden engrapar al tendón por medio de cuñas mecánicas. Estas pueden tener dentaciones que se incrustan en el tendón, o tener rugosidades que pueden proporcionar la necesaria sujeción por medio de fricción. También puede combinarse el acuañamiento de herrajes dentados con zinc serrado o morteros de cemento, que sujetarán al tendón en una combinación de fricción y adherencia.

Otro grupo de anclajes se apoyan directamente sobre las placas por medio de extremos maquinados. Extremos en cabeza de botón que pueden ser formados en frío en los extremos de los alambres.

Debido a las tremendas fuerzas que se involucran, deberá cuidarse que los anclajes funcionen propia y seguramente. Cualquier falla puede producir serios y fatales accidentes. Por eso solo se deberá usar sistemas de anclajes probados y bien desarrollados, que al ser colocados se verifique que se siguen cuidadosamente las recomendaciones del fabricante. Sólo se deberán emplear los anclajes aprobados por el ingeniero responsable; muy serios deslizamientos ocurren cuando se efectúan cambios menores en las especificaciones, composición del metal o en las tolerancias.

Después de la instalación, los anclajes deberán ser protegidos adecuadamente de la corrosión y fuego, de acuerdo con las recomendaciones del diseñador.

Es importante que los anclajes estén alineados axialmente con los tendones. Muchos sistemas de anclajes están equipados con silletas especiales y tornillos para complementarlos.

En algunos sistemas, los tendones pueden también ser anclados por medio de gazas atadas al acero o concreto, o simplemente ahogandolos en concreto a través de una sustancial longitud. Estos anclajes son conocidos como de extremos muertos y con ellos el giro de pandeo deberá ser perfectamente especificado en la longitud de adherencia para prevenir fallas o rupturas durante el tensado.

Después de tensado el tendón, deberán colocar los anclajes en su posición final; lo que ocasiona giros o ajustes de los tendones con una pequeña pérdida en la cantidad de preesfuerzo. Normalmente este fenómeno es de poca importancia y solo es significativo en miembros muy cortos como los usados en conexiones.

PROTECCIÓN A LOS ANCLAJES. Antes del lechadeo, los tendones

esforzados anclados, están bajo una gran concentración de esfuerzos lo que los hacen vulnerables de fallas accidentales. Para prevenir tales contingencias, se deberán observar los siguientes pasos:

- a) Usar anclajes de sistemas seleccionados, y siguiendo fielmente las especificaciones del fabricante.
- b) Almacenarlos y mantenerlos limpios y secos.
- c) Asegurarse del perfecto alineamiento axial
- d) Mantener en sitio seguro a los operarios durante el tensado. Cuidando a los tendones de exposición a calores excesivos y arqueo eléctricos.
- e) Désele especial cuidado a la protección de los anclajes ya colocados.

ACEROS DE REFUERZO.

Se incluye aquí todo tipo de acero que no esté esforzado; ya sea en forma de tendón, barra de acero medio o barra de acero de aleación. En general los miembros de concreto preesforzado sólo pueden comportarse como se planeó si el acero de refuerzo se detalla y coloca en la forma en que se diseñó. Un refuerzo adecuado puede servir para confinar al miembro y en efecto forzarlo a que se comporte como se planeó en el diseño.

Con estas prácticas se protegerá al miembro contra esfuerzos secundarios como esfuerzos cortantes.

DUCTOS.

Ductos, son los tubos a través de los que pasan los tendones postensados. Pueden ser huecos formados o tubos de cualquier material. Por razones de economía, practicabilidad y compatibilidad electroquímica, la mayoría de los ductos son de acero pulido.

Dentro de los diversos tipos, se pueden enumerar los siguientes:

DUCTOS FLEXIBLES DE METALES.

Facilmente embarcables en rollos y que tienen por particularidad, producir uniones impermeables. Sin embargo tienen como gran desventaja su flexibilidad, que les provoca grandes oscilaciones al instalar. Otra de sus grandes desventajas es su poca resistencia a los ataques por oxidación.

DUCTOS RIGIDOS DE METAL.

Estos ductos requieren de pocos apoyos y tienen juntas selladas y bajos coeficientes de fricción. Tiene por inconveniente su alto precio y su dificultad al manejo y embarque debido a su mayor peso.

Para proteger los ductos de metal se ha empleado el recubrimiento por galvanizado; deberán tomarse precauciones por la posible liberación de hidrógeno que se produce del concreto con el zinc.

DUCTOS DE PLÁSTICO.

Estos ductos se han usado ocasionalmente y normalmente se dejan inertes en el concreto. Tienen buena rigidez, son facilmente empalmables en el campo. Son excelentes para tendones rectos o con poca curvatura. Cuando la curvatura es pronunciada, el tendón puede estrangular las paredes del ducto y los factores de fricción pueden ser excesivos. Los coeficientes de adherencia, plástico-concreto y lechada-ducto, son muy bajos.

El empleo de estos ductos obliga a cerciorarse de la confiabilidad de los anclajes que se emplean con ésta combinación. A pesar de ser los ductos plasticos menos resistentes a la acción del fuego, se ha comprobado que ahogados en concreto

no reduce la resistencia del miembro al fuego.

POSTENSADO.

La técnica del postensado puede emplearse para precolados o construcciones realizadas en el sitio. Se introducen los ten dones en los ductos del concreto endurecido y curado. Antes de insertar los tendones, se deberá verificar que el dúcto esté libre de bloqueos, normalmente se prueban con agua y aire a presión hasta verificar tal contingencia. Finalmente se introducen los tendones, se estiran y se anclan contra el concreto.

Cuando el miembro que se construye lleva más de un tendón, se deberá seguir una secuencia que balancee los esfuerzos, para evitar posibles agrietamientos debido a las secciones excentricas que normalmente se emplean y a la distribución compensada de los tendones.

Una vez esforzado, un tendón deberá protegerse de posibles o xidaciones y no transcurrir un período mayor de 48 horas en tre el pedido de esforzado y el lechadeado. Es de vital importancia cuidar el correcto alineamiento de los anclajes y los tendones.

Una forma de verificar la fricción del tendón es esforzandolo por un extremo y después en el otro. La fricción excesiva puede minimizarse moviendo el tendón al principio de las operaciones de estirado; un pequeño estiramiento y después regresandolo. Se recomienda esforzar por ambos extremos cuando los elementos sean mayores de 25 m de longitud o cuando se involucren tendones con perfil curvo.

En el esforzado, las elongaciones teóricas y las reales deberán ser chequeadas con las lecturas de los gatos de estiramiento, calculando las pérdidas por fricción resultantes. Cualquier variación mayor del 5% de la calculada, deberá verifi-

carse y corregirse.

En el anclado de los tendones puede haber un reacondo de ellos. En los tendones largos éste problema puede no ser de importancia, pero si para tendones cortos. En el caso de que estas pérdidas fueran importantes, podría realizarse un reesforzado y acomodar laminillas compensadoras en los anclajes. Puede emplearse el esforzado por etapas para mantener el nivel de esfuerzos del miembro dentro de los permisibles durante la etapa de erección y terminación de la superestructura. Bajo este proceso, algunos tendones se esfuerzan para la etapa de erección y los demás se esfuerzan para recibir la cubierta del claro que se pretende salvar. Desde luego, los tendones que se esfuerzan primero deberán estar separados de los que se esfuerzan al final, para evitar posibles daños por fricción y se les pueda proteger separadamente de la oxidación. En algunos casos los tendones pueden esforzarse parcialmente y posteriormente esforzarse hasta la magnitud de diseño. En tales casos los anclajes deberán estar preparados para facilitar las maniobras de esforzados parcial sin dañar al tendón.

Cuando varios ductos tienen separación muy pequeña entre ellos, y el radio de curvatura es pequeño, pueden ocurrir altos esfuerzos de tensión durante el esforzado. Por lo que se recomienda una separación mínima entre ductos de 2", esforzando y lechadeando al ducto más bajo primero. Los ductos pueden asegurarse en su lugar por medio de acero sin preesforzar, que puede ayudar a que la posición de éstos este muy cerca de la de diseño.

ERECCIÓN Y ERECCIÓN DE ELEMENTOS PREESFORZADOS.

Este tipo de maniobras requiere de un cuidado especial, de tal manera que las unidades sean tomadas y manejadas sin -

producirles agrietamientos. El pandeo de las secciones deberá prevenirse por medio de tirantes o soportes; siendo recomendable cualquier tipo de tirantes o soportes adecuados o cualquier tipo de estructura o soporte adicional que ayude a tales fines.

Los puntos de mayor delicadeza son los de sujeción y toma, para evitar concentración de esfuerzos. Deberán, por lo tanto diseñarse con especial cuidado y detallarse especialmente para su correcta interpretación. Normalmente se emplea acero medio para la habilitación de los puntos de toma.

Las maniobras de toma y manejo deberán tratarse como cargas dinámicas y las gázas deberán ser capaces de desarrollar una capacidad de carga con un factor de seguridad de 6. Su capacidad última deberá ser $3(DL + I)$ en donde $I=100\% DL$ ($DL=$ carga muerta)

Los ángulos que hace la línea con las gázas de toma deberán ser considerados para prevenir posibles fallas. Cualquier ángulo de elevación provocará una carga adicional por compresión en el miembro.

Las oscilaciones, es decir, el desvío oblicuo de las gázas de toma puede causar trituramiento local del concreto.

Los materiales empleados para diseñar las gázas de toma, deberá ser de acero A-36. No se recomienda materiales de alta resistencia, debido a que producen fallas frágiles. Las barras o placas deformadas tienen el peligro de los esfuerzos residuales.

La transportación de elementos precolados puede realizarse por todo tipo de vehiculos, pero para tamaños moderados es más recomendable el camión.

También durante el transporte, las secciones están sujetas a diversos tipos de esfuerzos como su peso propio, carga diná-

mica e inestabilidad lateral. Es aconsejable apoyar las secciones en los mismos puntos en los que se apoyarán finalmente. Cuando no es posible ésto, se puede adicionar refuerzo de acero medio o tirantes falsos que ayuden a eliminar los esfuerzos adicionales.

La inestabilidad lateral puede evitarse transportando dos vigas juntas.

Los esfuerzos dinámicos que se consideran como incremento de esfuerzos, pueden resultar peligrosos en miembros largos y esbeltos si estan apoyados en sus puntos de reacción y se producen brinco del vehiculo.

MÉTODOS Y TÉCNICAS DE ERECCIÓN.

Las técnicas y métodos de erección a emplear se deberán determinar por las dimensiones del claro, altura de erección, y tipo de estructura; localización y topografía del lugar; peso, tamaño y configuración del elemento precolado; el método de junteo a emplear y los equipos de erección disponibles.

El logro de la erección exitosa de un miembro largo y pesado, depende de la habilidad y cuidado del ingeniero constructor, a través de cuidadoso cálculo de maniobras, soportes temporales y condicionales de esfuerzos que son requeridos durante el estado de erección.

Se deberán considerar las fuerzas externas al elemento durante la erección, como viento, sismo, etc. La erección deberá ser suspendida durante condiciones desfavorables e inseguras. Los métodos y secuencias de erección puede variar ampliamente con el tipo de edificación a eregir. En algunas edificaciones pueden eregirse los elementos por medio de grúas y éstos pueden estabilizarse entre sí; algunos otros son más difíciles y requieren de remanejo y no son estables hasta que una serie de elementos son eregidos y unidos conjuntamente.

Para todas las estructuras deberá prepararse un diagrama de erección, mostrando la localización de la grúa, radio y peso de cada toma y puntos de descarga: Aún en las edificaciones más simples tales diagramas pueden minimizar los movimientos de grúa y evitar sobreextensiones de los brazos.

Cuando la descarga de elementos se realiza por medio de camiones, el radio de giro de éstos deberá ser marcado con tolerancias para regresar, etc.

En tales diagramas se deberán considerar los efectos tridimensionales que aseguren que el brazo móvil de la grúa no encontrará obstrucciones. Se obtienen los mejores beneficios cuando se dibujan secciones en el plano vertical para cada ángulo y posición crítica.

Después de la erección, cada elemento deberá ser estable contra viento, impactos accidentales de elementos subsecuentes en erección y de otras operaciones de construcción. El grado de seguridad deberá ser cuidadosamente establecido con vista a las consecuencias en la estructura total, a las personas a la que se les dirige y a la probabilidad de ocurrencia. Se deberán considerar las fuerzas máximas de viento producidas por la estación en que se trabaja. Las fuerzas sísmicas se consideran solo si el tiempo de condición de falta de soporte se prolonga indefinidamente o cuando los resultados pueden ser catastróficos.

Los impactos accidentales por erecciones subsecuente son difíciles de apreciar así como la fuerza que producen. De la misma manera se encuentran las operaciones subsecuentes; es decir, elevación de acero estructural o colados adicionales, pueden producir fuerzas laterales de impacto.

MÉTODOS ESPECIALES DE ERECCIÓN.

Deslizamiento y Rodado.- La instalación de grandes estructu-

ras en áreas urbanas concurridas, presenta serias restricciones de acceso a los miembros interiores. Una forma de vencer este problema es erigiendo los miembros en un extremo de la estructura, y después rondandolos o deslizandolos lateralmente a su posición final. Se aconseja tomar precauciones para:

- 1.- Prevenir volteos.
- 2.- Asegurarse de que ambos extremos se deslicen juntos, bajo un completo control.
- 3.- Prevenir movimientos longitudinales que puedan soltar los extremos de sus soportes.

Estas condiciones pueden normalmente ser encaradas proporcionando una armazón de acero estructural a cada extremo en los que las vigas o elementos descansarán. Esta armazón correrá por una corredera que pueda ser una canal de acero atornillada a los casquetes de la viga, de manera que la sostenga en posición. El movimiento es normalmente llevado a cabo por medio de montacargas neumáticas o hidráulicos.

La fijación de la armazón en su posición final es por medio de tornillos.

Torres-grúa.- Las torres-grúa son muy versátiles para la erección de edificaciones altas. Por su limitada capacidad al alcance extremo, las unidades precoladas deberán colocarse muy cerca del centro de la torre de donde serán elevadas y balanceadas hasta su posición final.

Grúas de erección de acero.- Este tipo de grúas son frecuentemente utilizadas, especialmente cuando las unidades precoladas se apoyan o se combinan con una estructura de acero estructural. Debido a que las tolerancias en el acero estructural son a menudo mucho mayores que las tolerancias de concreto precolado y debido a que el concreto tiene una mayor rigidez, deberán tomarse precauciones para acomodar las variaciones dimensionales.

CONEXIONES DE MIEMBROS DE CONCRETO PREESFORZADO PARA EDIFICIOS.

Cuando los elementos de concreto preesforzado son integrados a una estructura, las conexiones y juntas deberán ser diseñadas y ejecutadas de manera que se obtenga un trabajo con la continuidad deseada durante la vida útil de la estructura, de acuerdo como fue propuesto en el diseño.

Si la conexión es una junta de expansión, la libertad de movimiento deberá ser asegurada y protegida de las condiciones ambientales exteriores, la historia de la carga y los efectos de la edad.

En la estructura prefabricada especialmente, los efectos por variación entre la fabricación y erección, los asentamientos diferenciales en la cimentación, variaciones térmicas, etc., se concentran en las juntas.

El preesfuerzo amplifica éste problema, debido al flujo plástico del concreto y a las secciones usadas generalmente esbeltas, que permiten grandes rotaciones.

Dentro de las conexiones no puede seguirse un patron rígido, debido a la gran cantidad de combinaciones y detalles.

A pesar de todo se deben seguir ciertos principios simples de tal manera que las conexiones sean capaces de:

- 1.- Transmitir apoyo, fuerza cortante, momento, tensión axial y compresión axial, como se requieren en el diseño.
- 2.- Absorber y acomodar cambios volumétricos debidos a flujo plástico, contracción y temperatura, sin exceder los esfuerzos permisibles y las deformaciones permisibles en el miembro, sus soportes y sus propias conexiones de ensamble.

- 3.- Distribuir todas las combinaciones de carga de diseño incluyendo la carga viva, viento y sismo dentro de los esfuerzos y deformaciones permisibles en el miembro, sus soportes y conexiones de ensamble.
- 4.- Aceptar sobre-cargas hasta la resistencia última dentro del rango dúctil de tal manera que no ocurra falla en las conexiones o juntas antes que la falla primaria del miembro.
- 5.- Efectuar sus funciones de conexión como fueron diseñadas: como de expansión, continuidad, articulación, etc.
- 6.- Tener la protección adecuada contra corrosión y la acción del fuego.
- 7.- Asegurar una adecuada unión sin importár las desviaciones máximas acumulativas en las tolerancias de fabricación y erección.
- 8.- Asegurar la completa impermeabilidad de la junta durante la máxima carga por viento y en la condición más desfavorable de cambio volumétrico.
- 9.- Proporcionar medios mecánicos que prevengan la caída de un miembro de su asiento, cuando el diseño límite es excedido, como en los temblores.
- 10.- Ser de fácil practicabilidad y unión económica a los miembros.

El diseño y detallado de las juntas y conexiones es responsabilidad del ingeniero de diseño.

Corresponde al ingeniero constructor examinar cuidadosamente las juntas y conexiones, y llamar la atención del ingeniero diseñador en los problemas y faltas que descubriera en los detalles diseñados.

Dentro de los materiales para conexiones usados, se encuentran

placas, ángulos y barras de acero de distintos grados y resistencias; tendones preesforzados (alambres, tendones y especialmente barras); mezclas epoxicas (y otros compuestos orgánicos similares); lechadas de cemento, concreto y neopreno. Ocasionalmente algunos otros materiales como acero inoxidable, placas de bronce y teflón. La distribución de esfuerzos dentro de los detalles de conexión es normalmente muy compleja y requiere de un cuidadoso análisis dentro del criterio empleado en el miembro.

Los errores más frecuentes se presentan en los empotramientos o sujeciones de la conexión con el concreto. La conexión es una zona de alto cortante y de esfuerzos de tensión debido al preesfuerzo. Las excentricidades menores y las pérdidas de alineamiento pueden producir concentración de esfuerzos. Bajo cargas dinámicas o de impacto puede fallar la adherencia. Finalmente se presenta el problema de ser ésta una área congestionada, normalmente, que dificulta la colocación y consolidación del concreto.

Muchas de estas dificultades pueden ser vencidas incrementando el espesor de las juntas y el uso liberal de conectores sujetandolos al refuerzo (estribos espirales).

En el mismo miembro, el cortante y la tensión diagonal están en su máxima magnitud en los extremos adyacentes de las juntas o conexiones. Se requiere de una disposición adecuada de estribos para unir bien al concreto.

Las conexiones con soldadura pueden causar descantillamiento del concreto debido al calor liberado, lo que puede ser minimizado procediendo con soldaduras intermitentes, seleccionando cuidadosamente los electrodos y proporcionando una adecuada longitud de conexión, que se extienda en el interior del miembro y ahogandola en concreto.

Una gran cantidad de esquemas de conexión exitosamente usados estan dentro de las siguientes categorias:

- 1.- Placas y ángulos de acero soldados a las barras de refuerzo o los anclajes.
- 2.- Pernos pasadores en el concreto o a través de placas chomadas. Pueden usarse dobles tuercas para facilitar el ajuste.
- 3.- Clavijas introducidas en sus agujeros correspondientes en el miembro afín y aseguradas con una mezcla de poca contracción o epoxy.
- 4.- Conexiones en receptáculo de empalme, unidas entre si con su respectivo receptáculo y junteadas con lechadas de cemento o concreto.
- 5.- Juntas de concreto coladas en el lugar en las que se enrollan las barras del miembro: también pueden soldarse.
- 6.- Barras postensadas u otros tendones.
- 7.- Soportes maquinados de acero.
- 8.- Juntas encoladas con epoxy.

El uso de neopreno se recomienda cuando es muy importante el movimiento y la rotación. Algunos detalles excelentes de conexión se realizan con neopreno o espuma de hule, insertados dentro del miembro de concreto para liberarlo de sobre esfuerzos concentrados y permitir un grado de restricción a la traslación y la rotación.

El asentamiento de los soportes del miembro precolado deberá ser adecuado, de tal manera que asegure un apoyo completo sin excesivas concentraciones de esfuerzos en las puntas. Los extremos deberán preferiblemente ser achañados para evitar descantillamientos.

CONCLUSIONES Y COMENTARIOS.

Como conclusiones y comentarios al tema METODOS CONSTRUCTIVOS, a continuación se anotarán algunas recomendaciones y formas constructivas personales que se presentarán en forma secuencial de los pasos que se realizarían para la elaboración de este proyecto denominado MONUMENTO AL AGUA.

Limpieza del terreno.-

Inicialmente y como es normal, se procederá a limpiar el terreno de vegetación y de la capa de tierra que la sustenta.

Nivelación y trazo.-

Esta etapa es, desde luego, el inicio propiamente dicho de la construcción de la estructura tomando en consideración - que ya se debe contar con los planos detallados. Su realización se seguirán en la forma acostumbrada normal en estos casos.

Excavación.-

Esta etapa se planeará con la herramienta aconsejable para excavar en terreno firme, que presenta un cierto grado de dificultad dada su resistencia.

Cimentación.-

La cimentación se realizará siguiendo las recomendaciones - que se anotaron para las prácticas constructivas para el concreto reforzado o preesforzado. Se anexan los croquis finales del detallado del refuerzo, así como la calidad de los materiales a emplear.

Construcción de Muros y Columnas.-

La construcción de muros y columnas se realizará en dos formas.

Se construirán dos lados paralelos de muros de 40.00 m de longitud por 20.00 m de altura en forma total y continua.

Los muros paralelos, perpendiculares a los que se construirán en una sola etapa, serán los que cuya construcción se realice en dos partes.

Con vistas a la erección de las trabes preesforzadas, en la primera etapa de construcción, se aconseja construir en forma alternada una sección de muros paralelos unidos en los extremos por sus respectivas columnas, dejando libre el espacio que sigue, de tal manera que se tendrá un espacio de 5.65 m de largo cubierto y otro de 4.35 m descubierto. En el espacio descubierto puede habilitarse la cimbra y poder colocar las trabes principales. La segunda etapa de la construcción de muros será el llenado total de los huecos, una vez que se haya completado la elevación de las trabes principales.

Construcción de las Trabes Principales.-

La construcción de las trabes principales se realizará colocando los moldes en los espacios previstos en la construcción de muros, para que una vez que los elementos tengan la resistencia deseada, se postensen, se lechadeen y finalmente sean elevadas a su posición final.

Se aconseja dejar los huecos recomendados, para tener las trabes principales lo mas cerca posible de su posición final con lo que se reducirán considerablemente los movimientos de las gruas de erección, que unicamente deberán elevar los elementos y depositarlos después de un pequeño giro.

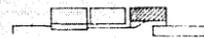
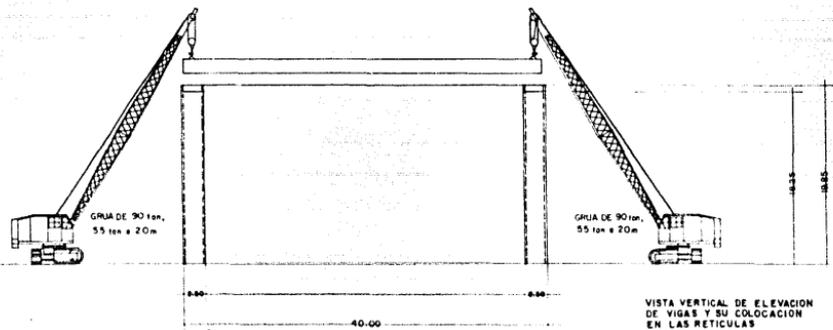
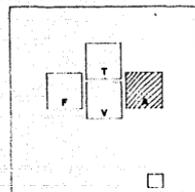
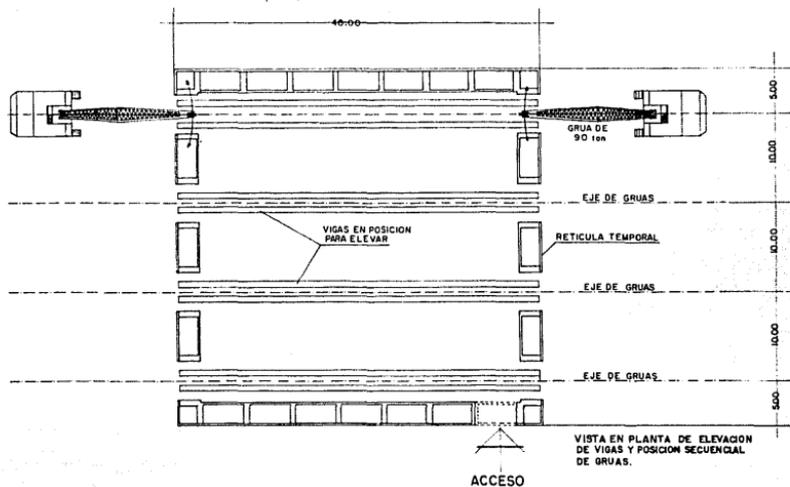
Para la elevación de las trabes se utilizará un par de gruas de 90 toneladas de capacidad nominal, que a una altura de 20.00 m, tienen una capacidad de elevación de 54 toneladas cada una. La carga que se podrá elevar con ambas gruas será de 108 toneladas. El peso de cada una de las trabes principales es de: $(0.65 \times 1.65) 40 \times 2.4 = 102.96$ Ton; con los que se considerarán adecuadas estas gruas para la elevación de ta-

les elementos.

Una vez elevada las trabes principales se iniciará el tendido de los moldes longitudinales para colocar una a una las trabes transversales, las que serán postensadas una vez que hayan alcanzado la resistencia mínima para el preesfuerzo - postensado. Las trabes transversales se postensarán en una sola etapa hasta alcanzar el preesfuerzo de diseño.

Completando el postensado de todas las trabes transversales, se retensarán las trabes principales hasta el preesfuerzo - de diseño.

Se terminará la construcción de la super-estructura con el colado de la cubierta, que será una losa de concreto reforzado de 15 cm de peralte. En todos los trabajos posteriores a la elevación de las trabes principales, la cimbra y moldes necesarios se apoyarán directamente en estas trabes -- principales.



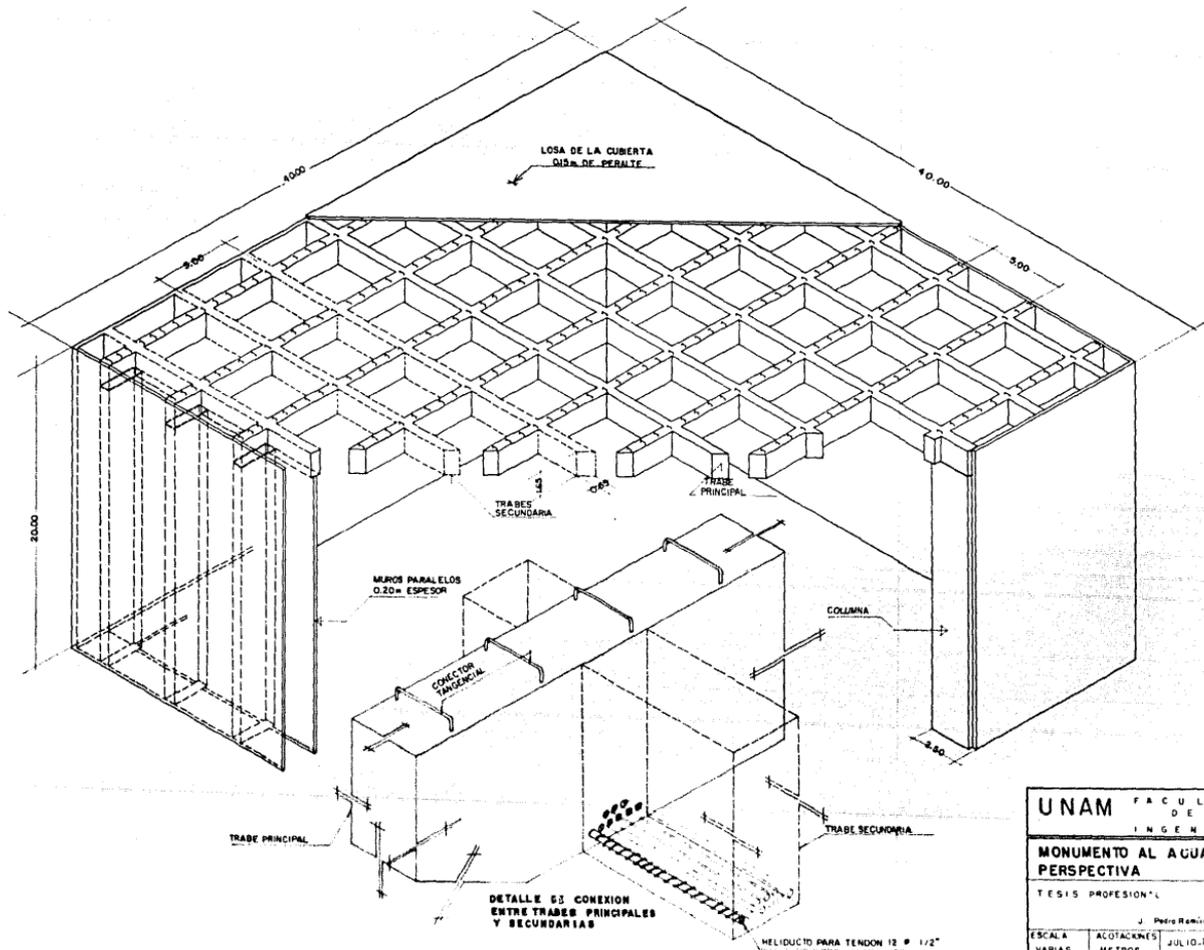
UNAM FACULTAD DE INGENIERIA
 MONUMENTO AL AGUA
 MONTAJE

TESIS PROFESIONAL

J. Pedro Ramirez H.

ESCALA ACOTACIONES JULIO 1977
 1:250 METROS

Fig 21



UNAM FACULTAD DE INGENIERIA

MONUMENTO AL AGUA PERSPECTIVA

TESIS PROFESIONAL

J. Pedro Ramirez H.

ESCALA VARIAS	ACOTACIONES METROS	JULIO.77	Fig.22
---------------	--------------------	----------	--------

B I B L I O G R A F I A .

1. DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO PREESFORZADO.
T. V. Lin. Cía. Editorial Continental, S. A.
2. Reglamento de las Construcciones. Departamento
del Distrito Federal. México - 1966.
3. Manual de diseño de Obras Civiles . Comisión
Federal de Electricidad. México - 1966.
4. Reglamento de las Construcciones de Concreto
Reforzado. American Concrete Institute. ACI 318-71.
5. CONSTRUCTION OF PRESTRESSED CONCRETE STRUCTURES.
Ben C. Gerwick, Jr. Wiley-Interscience.
Wiley & Sons, Inc.
6. DISEÑO DE CONEXIONES DE ELEMENTOS PREFABRICADOS
DE CONCRETO. Instituto Mexicano del Cemento y
del Concreto, A. C.
7. CONSTRUCCIONES PREFABRICADAS DE HORMIGÓN ARMADO.
Laszlo Kokk. Ediciones Urno.
8. Folleto Ilustrado de Datos Técnicos. Freyssinet, S.A.
Nápoles 36-601. México 6, D.F.