

08 T(35)C
MFN: 465

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

Facultad de Ingeniería
Guatemala, Centro América

CUBIERTAS DE EDIFICIOS INDUSTRIALES CON
ELEMENTOS PREFABRICADOS DE CONCRETO

T E S I S

Presentada a la Junta Directiva

de la

Facultad de Ingeniería

de la

Universidad de San Carlos de Guatemala

Por:

FRANCISCO CIRICI ARIMANY

al conferírsele el título de

INGENIERO CIVIL

ooooOoooo

Guatemala, Julio 1967

PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
Biblioteca Central

JUNTA DIRECTIVA
DE LA
FACULTAD DE INGENIERIA
DE LA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

Decano: Ing. Amando Vides Tobar
Vocal 1o.: Ing. Otto E. Becker M.
Vocal 2o.: Ing. Francisco Ubieto B.
Vocal 3o.: Ing. Leonel Pinot L.
Vocal 4o.: Br. Rolando Rouselan
Vocal 5o.: Br. Alfonso Padilla P.
Secretario: Ing. José Massanet P.

TRIBUNAL QUE PRACTICO EL EXAMEN
GENERAL PRIVADO

Decano: Ing. Amando Vides T
Vocal Primero: Ing. Otto E. Becker M.
Examinador: Ing. Roberto de León
Examinador: Ing. Roberto Lou Ma.
Secretario: Ing. José Massanet P.

TESIS DE REFERENCIA

NO

SE PUEDE SACAR DE LA BIBLIOTECA
BIBLIOTECA CENTRAL - USAC.

DEDICO ESTE ACTO:

A MIS PADRES:

Francisco Cirici Babe
Concha Arimany de Cirici

A MI ABUELA:

Concha Babe v. de Cirici

A LA FACULTAD DE INGENIERIA
DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA.

xxxxxOxxxxx

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR:

Cumpliendo con lo establecido por la Ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, tengo el honor de someter a vuestra consideración mi trabajo de tesis intitolado:

CUBIERTAS DE EDIFICIOS INDUSTRIALES
CON ELEMENTOS PREFABRICADOS DE CONCRETO

tema que me fue asignado por la Honorable Junta Directiva de la Facultad de Ingeniería.

CONTENIDO

- I. a) Cubiertas de elementos prefabricados de concreto; descripción y aplicaciones.

b) Objeto del estudio de dichas cubiertas

- II. Análisis y diseño de las placas TT que se usarán como cubiertas entre una y otra viga principal

- III. Análisis y diseño de las vigas principales I con peralte variable.

- IV. Factibilidad económica del proyecto

- V. Comparación económica con otro tipo de cubierta.

- VI. Conclusiones y Recomendaciones.

====X====

CUBIERTAS DE EDIFICIOS INDUSTRIALES

CON ELEMENTOS PREFABRICADOS DE CONCRETO

CAPITULO I

a) CUBIERTAS DE ELEMENTOS PREFABRICADOS DE CONCRETO; DESCRIPCION Y APLICACIONES

Desde la revolución industrial, con el creciente desarrollo de la máquina, la industria en su creciente expansión ha ido necesitando cada vez más edificios que se ajusten a sus necesidades ya sea de producción en serie o grandes salones de maquinaria.

En un principio, por ser el material más común y también el único disponible en grandes cantidades, la madera fue empleada casi exclusivamente para cubrir las grandes luces que la industria empezaba a necesitar.

Con el desarrollo que hubo en la fabricación del hierro y el acero, el tipo de cubierta de estructura metálica se volvió costeable económicamente por lo que durante todo el siglo pasado y aún actualmente, es quizás el tipo de cubierta más difundido.

Entretanto, con el desarrollo que también tuvo el concreto en los primeros años del siglo, se empezaron a introducir las cubiertas de hormigón armado para luces relativamente pequeñas que no llenaban los requerimientos de la industria, por lo que no tuvieron mucho éxito en este campo.

PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
Biblioteca Central

El concreto se consideraba un material demasiado pesado y con muy poca resistencia, pues se hallaba en sus comienzos como material de construcción en gran escala y sus ventajas técnicas aún no eran reconocidas ni se habían desarrollado según lo demuestran los siguientes datos:

Resistencia a la Compresión kg/cm²

Hormigón hecho en:	1 mes	1 año	5 años
1910	134.4	240.8	297.5
1923	210.35	291.55	435.05
1937	360.15	470.05	534.8
1960	>450	525	----

(Tomado de "Nuevas Técnicas en la Construcción" - Editorial Alsina)

(Dato de 1960 del Laboratorio de la Facultad de Ingeniería)

Debido a estos adelantos, en la década de 1930 - los ingenieros de las naciones en que el acero no era un material barato, empezaron a desarrollar nuevas técnicas que permitían la prefabricación de grandes piezas de hormigón, la reducción de las secciones y por lo tanto del peso y la reutilización de las formaletas, con lo cual se consiguió hacer del concreto un material competitivo tanto técnica como económicamente para cubrir grandes luces.

Uno de los precursores en el desarrollo de las nuevas técnicas fue Eugene Freyssinet quien comprimió el concreto para hacerlo resistir esfuerzos posteriores de tensión. A esto en términos corrientes se le llama preesforzado.

En la actualidad, para cualquier sistema de prefabricación en gran escala de piezas de dimensiones considerables, se debe tomar el concreto preesforzado como una nece

sidad ineludible tanto técnica como económicamente. Esto se debe a la facilidad y a la seguridad que caracteriza a las juntas de elementos prefabricados por medio del preesfuerzo. En unas palabras, la asociación íntima del preesfuerzo y de la prefabricación del concreto ha sido el factor determinante del inmenso desarrollo del concreto en esta última mitad del siglo XX.

Como ejemplo de este avance podemos observar la diversidad de sistemas para cubrir grandes luces que se han desarrollado.

Entre ellos tenemos el de viguetas preesforzadas con elementos livianos de relleno entre viga y viga con las cuales se pueden cubrir económicamente luces hasta de 10mts.



Se encuentran también las losas nervuradas, que son armadas en dos direcciones y con las cuales se consiguen luces considerables y con un costo no muy elevado. La desventaja de este sistema es que se hace necesaria la formaleta para sostenerlo antes de la fundición y en naves industriales de altura considerable sería un factor que aumentaría el costo notablemente, además de que su tiempo de ejecución es bastante largo.

Para claros muy grandes tales como hangares, estadios, coliseos, tanques de agua circulares, etc, se han empleado las bóvedas cáscaras de concreto y las cubiertas de cables suspendidos en tensión para solucionar problemas de inge-

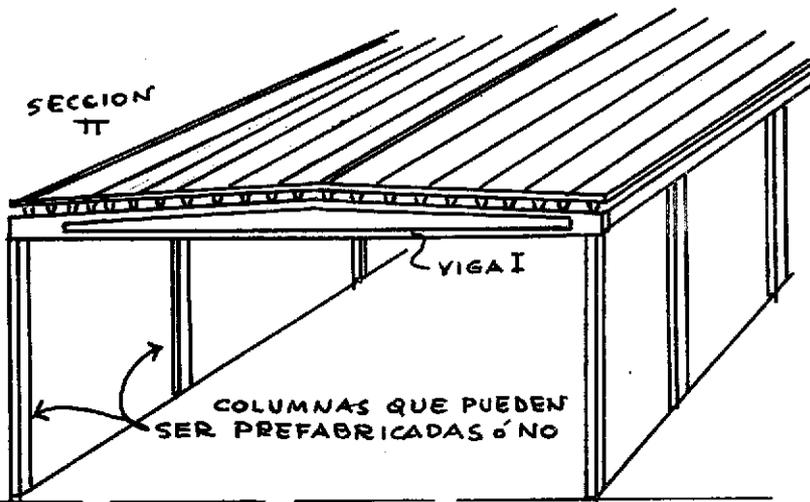
nierfa notables, pero que ya aplicadas a construcciones comunes como son las naves industriales, resultan antieconómicas debido a que ineludiblemente se emplea una formaleta bastante costosa, que los cálculos son largos y requieren estudios especializados y que su tiempo de ejecución es prolongado.

Con respecto a las cubiertas de cables suspendidos tenemos la desventaja de que todo el material es importado y que requiere una supervisión muy cuidadosa en el lugar de ejecución.

Las cubiertas de las que nos ocuparemos son aquellas que están formadas por vigas I de peralte variable para cubrir la luz transversal y sobre las cuales van apoyadas las vigas TT.

Ambas secciones se fabrican con concretos y aceros de altas resistencias.

ILUSTRACION



El uso que pueden tener las cubiertas de concreto prefabricado es general en la industria, limitándose la luz que se puede alcanzar únicamente debido a las facilidades o dificultades de transporte. En Suecia, país en que este tipo de cubierta está altamente desarrollado, se han llegado a hacer vigas de 37.50 metros de longitud y 28 toneladas de peso, transportadas por ferrocarril.

Una de las razones decisivas para el empleo de este sistema de cubierta es la rapidez con que se puede terminar una estructura ya que su montaje se reduce a colocar las piezas en su lugar por medios mecánicos y los ensambles entre una y otra son rápidamente realizables.

**b) OBJETO DEL ESTUDIO DE DICHAS CUBIERTAS
TANTO PARA LA ECONOMIA NACIONAL COMO
PARA LA DEL PROYECTO EN SI; VENTAJAS
PRACTICAS Y ARQUITECTONICAS QUE
SE PUEDEN CONSEGUIR CON LAS MISMAS.**

Los fines que pretendo alcanzar al hacer el presente estudio son varios: en primer lugar, se encuentra el determinar si este tipo de cubierta puede representar para el país un ahorro en divisas con respecto a las construcciones de acero, tomando en cuenta no solo el material sino que también la inversión que se requiere en maquinaria para su fabricación. Es de hacer notar que en las construcciones de acero (estructura y lámina), la totalidad de la materia prima, exceptuando la pintura anticorrosiva, es importada de países fuera del área centroamericana ya que en ésta no hay producción de la misma.

También es punto importante el que la mano de obra nacional empleada en la hechura de una estructura metá-

lica es relativamente poca ya que se limita a la unión de las diferentes piezas.

Por otro lado, al observar las estructuras de concreto nos encontramos que aunque el refuerzo es también de acero, que debemos importar, la cantidad que se usa no llega sino a un pequeño porcentaje del que se emplearía si la estructura fuera metálica. Además, en el concreto todos los materiales empleados son nacionales y necesitan de mano de obra nacional para su fabricación o extracción.

El proceso en sí de la fabricación de las piezas de concreto, como es deseable en la época moderna, debe de mecanizarse al máximo que las posibilidades de inversión lo permitan, pero aún así la mano de obra que se emplee es considerable.

Con respecto a la economía del proyecto en sí, no podemos en este punto llegar a una decisión ya que aún nos falta el estudio completo del sistema con el cual podremos hacer un análisis económico comparativo (Capítulo V). Si podemos anticipar que es probable que su costo sea menor que el de las cubiertas de acero y lámina ya que aunque el volumen de concreto que debemos emplear debido a la relación de resistencia acero/concreto que es aproximadamente igual a 10, es mayor y tenemos también más peso propio, la relación de precio acero/concreto es de aproximadamente 21.

Como se comprende, el costo obtenido influye de manera decisiva en la conveniencia de usar este tipo de estructura ya que generalmente las otras ventajas que se obtengan tales como vista más atractiva, rapidez de

construcción, durabilidad, ausencia de problemas de corrosión, estructura más sólida y resistente a impactos e incendios, aunque no despreciables, no serían decisivas para muchas industrias cuya capacidad económica sólo les permite usar una cubierta del más bajo costo posible. Este punto es muy importante porque al aumentar la producción debido a la demanda, los costos disminuyen en forma apreciable ya que la fábrica que se requeriría no tiene que perder tiempo esperando nuevos pedidos. Esto también se puede evitar en parte, proyectando la planta de manera que pueda tener bastante flexibilidad en sus productos, tanto en tipos de sección como en longitudes, a fin de poder adaptar sus estructuras fácilmente a las necesidades específicas de las diversas industrias.

En cuanto al aspecto arquitectónico, es necesario reconocer que en las estructuras prefabricadas es fácil caer en las soluciones monótonas y grises que recuerdan demasiado la fabricación en serie. En algunos casos se debe esto principalmente a la despreocupación, pero en otros, a un deseo de disimular las características constructivas de la prefabricación, intentando ocultar juntas, el hormigón limpio y otros detalles, como si se tratara de algo antiestético.

Cuando se trata la prefabricación como tal, haciendo resaltar sus peculiaridades se pueden obtener efectos interesantes y variados. Naturalmente, las soluciones más satisfactorias se consiguen cuando se tiene en cuenta la naturaleza de la prefabricación desde la iniciación del proyecto ya que así se obtiene el mejor partido tanto técnico como arquitectónico de este sistema.

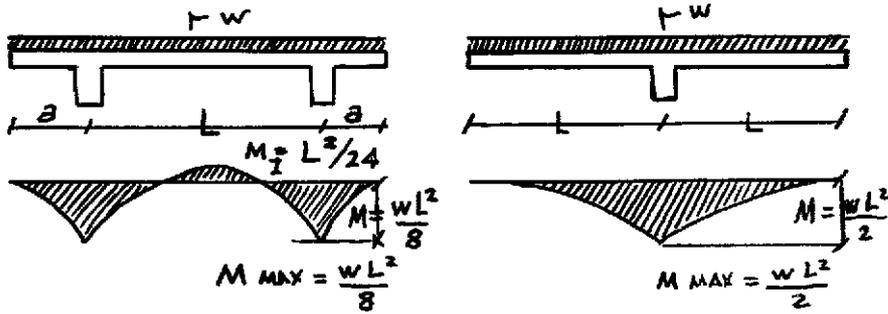
CAPITULO II

ANALISIS Y DISEÑO DE LAS PLACAS TT QUE SE USARAN COMO CUBIERTAS ENTRE UNA Y OTRA VIGA PRINCIPAL.

Se ha escogido esta sección para cubrir la luz entre una y otra viga debido a la gran superficie que abarca cada placa TT además de ser un elemento fácil de fabricar en gran escala con lo que se puede disminuir su costo.

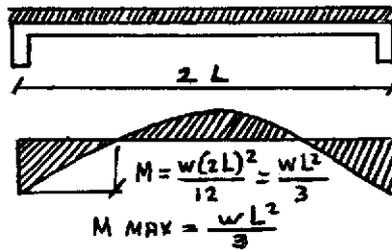
Se desecharon secciones similares tales como la U invertida y la T sencilla porque en la TT los momentos transversales son mucho menores por lo que se puede hacer la placa de cubierta mucho más delgada.

Gráficamente:



$$a = \frac{L}{2}$$

$$\frac{wL^2}{8} < \frac{wL^2}{3} < \frac{wL^2}{2}$$



Además hay la desventaja en la T simple que es muy inestable.

La fabricación la haremos en concreto preesforzado debido a que presenta las siguientes ventajas sobre el concreto reforzado:

- a) Eliminación de fisuras en el concreto por estar sometido a esfuerzos de compresión.
- b) Ahorro de acero debido a la posibilidad de utilizar totalmente la armadura hasta cerca de su límite elástico y como consecuencia menor cantidad de acero.
- c) Posibilidad de grandes luces con peraltes pequeños.
- d) Utilización de la sección total y no solo de la parte en compresión.
- e) Aligeramiento del peso de la construcción.
- f) Aumento de la durabilidad de la construcción y disminución de la posibilidad de oxidación debido a que no hay fisuras.

Las placas TT pueden fabricarse en luces que alcancen 20 m. con cargas de 400 kg. por metro cuadrado, como lo hacen actualmente varias compañías europeas, pero estas piezas no nos interesan ya que sería mucha la carga recibida por la viga soportante y también que tendríamos muchas piezas difíciles de transportar por su peso y tamaño. Es por esto que nos hemos impuesto como longitud límite las placas de 6 m. y de más o menos

una tonelada de peso. Este es el largo de los camiones comunes por lo que el transporte se facilitaría y el montaje se puede hacer con grúas pequeñas.

También existe la posibilidad de fabricarlas en longitudes menores y usarlas como unidades sueltas, es decir, para colocarlas directamente sobre vigas o muros de carga y cubrir rápida y económicamente espacios de diversa índole tales como apartamentos, oficinas, viviendas, etc.

DISEÑO DE LAS PLACAS TT

El diseño se hará bajo las siguientes condiciones:

- 1o.) Especificaciones de acuerdo con las "Recomendaciones Tentativas para Concreto Pretensado" del Comité Conjunto de la ACI - ASCE que de aquí en adelante se llamará simplemente ACI - ASCE en las referencias.
- 2o.) El acero en tensión será de alta resistencia y en línea recta con un límite elástico de 20,000 kg/cm².

Características de algunos aceros producidos - por la industria siderúrgica italiana:

Diámetro	Resistencia a fs	Límite de Elasticidad Convencional
.3cm	20000 - 21000 kg/cm ²	19000 kg/cm ²
.4cm	19000 - 19500 kg/cm ²	18000 kg/cm ²

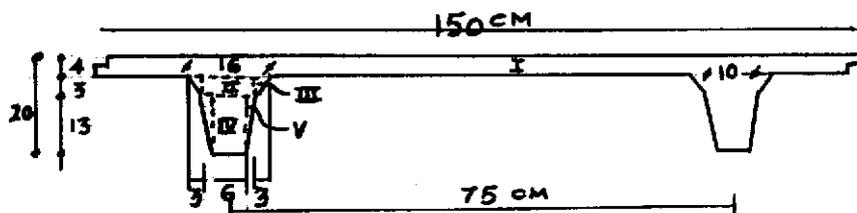
Diámetro	Resistencia f_s	Límite de Elasticidad Convencional
.5cm	17000 - 18000 kg/cm ²	16000 kg/cm ²
.7cm	14000 - 15000 kg/cm ²	13000 kg/cm ²

Fuente: Concreto Armado Pretensado- Carlo Cestelli - Guidi.

La industria francesa emplea aceros de $f_s = 14000 - 15000 \text{ kg/cm}^2$. En los Estados Unidos los aceros empleados tienen un $f_s = 18000 \text{ kg/cm}^2$ (250000 lbs / ") que será el empleado para el diseño.

- 3o.) Concreto con un peso de 2400 kg/m^3 , un $f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ y un $f_{ci} = 280 \text{ kg/cm}^2$.
- 4o.) Peso de impermeabilizante = 50 kg/m^2
- 5o.) De carga viva supondremos 100 kg/m^2 . (Se usará esta sobrecarga como si fuera una terraza sin acceso ya que es un techo casi plano y de superficie de concreto.
- 6o.) El módulo de elasticidad del concreto $E_c = 300000 \text{ kg/cm}^2$.

Con los anteriores datos procederemos al diseño de la siguiente sección la cual se eligió después de varias pruebas:



NOTACION EMPLEADA

$F=$	Fuerza efectiva de pretensado después de todas las pérdidas.
$F_i=$	Fuerza inicial de pretensado
$f_c=$	Esfuerzo de ruptura del concreto
$f_{ct}=$	Esfuerzo de trabajo del concreto
$f_{ci}=$	Esfuerzo al límite elástico
$f_s=$	Esfuerzo de ruptura del acero
$f_{su}=$	Esfuerzo de trabajo del acero
$f_{su}=$	Esfuerzo permisible del acero a carga última.
$E=$	Módulo de elasticidad
Subíndice c = Concreto	

Subíndice s = Acero

Subíndice b = parte inferior de la viga

Subíndice t = parte superior de la viga

Subíndice F = fuerza final de tensado

Subíndice F_i = fuerza inicial de tensado

M = Momento

M_u = Momento a carga última

V_u = Corte a carga última

V_c = Corte que resiste el concreto

A_v = Area de acero para resistir corte

A_s = Area de Acero

s = Espaciamiento de estribos

CALCULO DE LA SECCION

Tomando momentos con respecto a la línea inferior A-A (Figura página 13) tenemos:

Sección	Area cm ²	Y cm	AY cm ³	AY ² cm ⁴	$I_o = \frac{bh^3}{12}$
I	600	18	10800	195000	800
II	60	14.5	870	12600	45
III	18	15	270	4050	9
IV	156	6.5	1015	6600	2400
V	52	8.7	454	3950	533
	<u>886</u>		<u>13409</u>	<u>222200</u>	<u>3787</u>
				3787	
				<u>225987</u>	

Peso por metro lineal = $886 \text{ cm}^2 \times 100 \text{ cm} \times .0024 \text{ kg/cm}^3 = 214 \text{ kg/m}$. que resulta ya con el mortero de las uniones, etc y para efectos del cálculo una carga de 150 kg/m^2 .

$$y_b = 13409 \div 886 = 15.1 \text{ cm}$$

$$y_t = 20 - 15.1 = 4.9 \text{ cm}$$

$$I = 225987 - 886 (15.1)^2 (= 21987 \text{ cm}^4)$$

$$Z_b = I/y_b = 21987 \div 15.1 = 1455 \text{ cm}^3$$

$$Z_t = I/y_t = 21987 \div 4.9 = 4475 \text{ cm}^3$$

Al hacer el diseño trataremos de usar la menor cantidad de acero posible. Los cables se tensarán en línea recta por lo que los esfuerzos estarán limitados por el que se produzca en los extremos donde no hay contraesfuerzos debidos al peso propio.

Los esfuerzos máximos permisibles serán: (Sección 207.3) de la ACI - ASCE

En Compresión $0.45 \times 350 = 158 \text{ kg/cm}^2$ (bajo esfuerzo final)

$$0.60 \times 280 = 168 \text{ kg/cm}^2 \text{ (bajo esfuerzo inicial)}$$

En Tensión $0.04 \times 350 = 14 \text{ kg/cm}^2$ (bajo esfuerzo final)

$$1.6\sqrt{280} = 26.4 \text{ kg/cm}^2 \text{ (esfuerzo inicial con refuerzo para resistir tensión)}$$

Empleando cables de .4 cm tenemos:

$$f_s' = 18000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 0.6 \times 18000 = 10800 \text{ kg/cm}^2$$

As de cada cable = .126 cm² o sea que necesitamos una tensión de .126 cm² x 10800 kg/cm² = 1360 kg para obtener el esfuerzo máximo permisible. Debemos tener en cuenta una pérdida de esfuerzo de 2450 kg/cm² causadas por el acortamiento elástico, contracción del concreto, fricción, deslizamiento, etc.. Por lo que el esfuerzo final obtenido es de 8350 kg/cm².

El valor de la pérdida de esfuerzo está basada en las experiencias de varios autores (Referencias Nos. 5,9, 14a, bibliográficas).

Cálculo de los esfuerzos inducidos en la pieza:

Peso propio:

$$M_m = \text{Momento debido a la carga muerta} = \frac{w l^2}{8} = \frac{2.14 \times 6^2}{8} = 960 \text{ kgm.}$$

$$f_m^t = \frac{M_m}{Z_t} = \frac{96000}{4475} = + 21.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_m^b = \frac{M_m}{Z_b} = \frac{96000}{1455} = -66.0 \text{ kg/cm}^2$$

Cargas aplicadas:

$$\text{Impermeabilizante} = 50 \text{ kg/m}^2 = 75 \text{ kg/m}$$

$$M_i = w l^2 / 8 = 75 \times 36 / 8 = 337 \text{ kg.}$$

$$f_i^t = M_i/Z_t = 33700/4475 = +7.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i^b = M_i/Z_b = 33700/1455 = 23.2 \text{ kg/cm}^2$$

Carga viva: $100 \text{ kg/m}^2 = 150 \text{ kg/m}$ lineal

$$M_v = \frac{150 \times 36}{8} = 675 \text{ kgm} = 67500 \text{ kgcm}$$

$$f_v^t = 67500/4475 = +15.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v^b = 67500/1455 = -46.4 \text{ kg/cm}^2$$

Los momentos anteriores están localizados al centro de la luz.

Magnitud y Localización de la Fuerza de Preesfuerzo

Este cálculo se hace basado en las condiciones finales, es decir cuando se han efectuado todas las pérdidas.

Aplicando la ecuación básica para el diseño en concreto presforzado:

$$f_F^b = \frac{F}{A_c} + \frac{F_e}{Z_b} = -f_m^b - f_i^b - f_v^b$$

$$\frac{F}{886} + \frac{F_e}{1455} = +66.0 + 23.2 + 46.4 = 135.6 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots(1)$$

Así vemos que el esfuerzo que debe crear el presfuerzo en el concreto debe ser de + 135.6 kg/cm².

En el centro de la pieza debido a la carga muerta tendremos el siguiente esfuerzo: 135.6 - 66.0 = 69.6 kg/cm².

Los esfuerzos en la parte superior serán al tensar:

$$f_F^t = \frac{F}{A_c} + \frac{F_e}{Z_t} = -f_m^t$$

$$\frac{F}{886} - \frac{F_e}{4475} = -21.4 \dots\dots\dots (2)$$

Multiplicando (2) por $Z_t/Z_b = 4475/1455 = 3.06$ tenemos:

$$\frac{3.06F}{886} - \frac{F_e}{1455} = -65.7 \dots\dots\dots (3)$$

$$\begin{array}{r} \frac{F}{886} + \frac{F_e}{1455} = +135.6 + \dots\dots\dots (1) \\ \hline \frac{4.06}{886} F = +699 \therefore F = 15200 \text{ kg.} \end{array}$$

Sustituyendo F en (1)

$$\frac{15200}{886} + \frac{15200}{1455} = +135.6$$

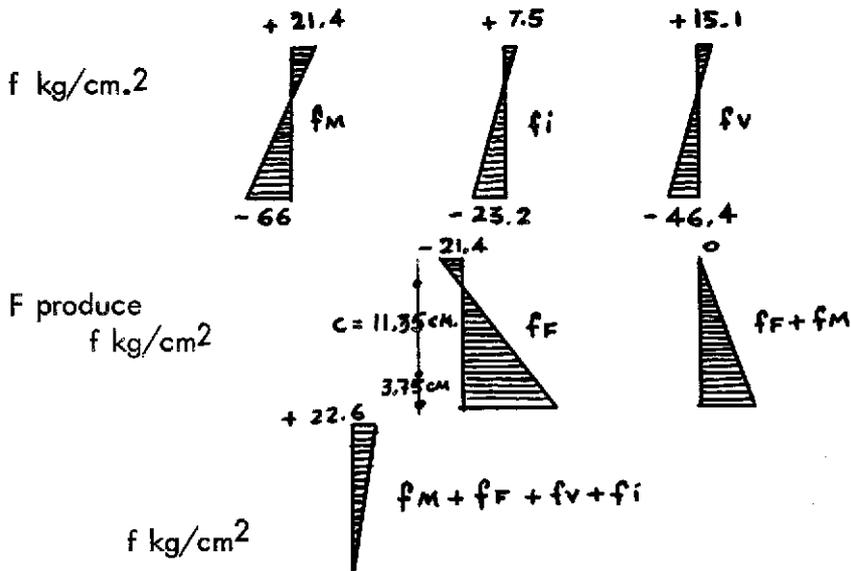
$$\begin{array}{l} 17.21 + 10.45e = 135.6 \\ e = \frac{118.39}{10.49} = 11.35 \text{ cm.} \end{array}$$

Quedando el eje neutro del concreto y el centro de gravedad de los tensores como se indica en la figura:



Esta excentricidad da suficiente espacio para colocar los tensores.

Resumen Gráfico de los Esfuerzos



Estos esfuerzos están dentro de los límites permisibles.

Necesitamos una F final de 15200 kg y el acero nos permite 8,350 kg por centímetro cuadrado por lo que tendremos un área de 1.82 cm^2 repartidos en 14.4 tensores con lo que aproximando y para que sea simétrico lo dejaremos en 14, quedando 7 en cada nervio de la TT.

$$F = 14 \times 0.128 \times 8350 = 15000 \text{ kg.}$$

Ya una vez diseñada la pieza longitudinalmente, debemos comprobar:

- a) Si el esfuerzo resistido por el concreto al momento de pretensar es permisible (al haber F_1)
- b) Chequear los puntos críticos y determinar el recorrido que los cables tendrán en la pieza y a que rectos pueden crear esfuerzos muy fuertes en los extremos tanto de tensión como de compresión. Estudiar también la conveniencia de poner tensores arriba del eje neutro para disminuir los esfuerzos en los extremos. Casos a considerar:
 - 1º) $F +$ carga total de diseño
 - 2º) $F_1 +$ carga muerta
- c) Chequear esfuerzo último y porcentaje del acero presforzado.
- d) Acero para resistir el corte
- e) Refuerzo transversal sin tensor

f) Cálculo de la flecha

a) Se ha establecido que $f_{ei} = 280 \text{ kg/cm}^2$ y por lo tanto, los esfuerzos permisibles serán:

$$\text{En compresión: } 0.60 f_{ei} = 168 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{En compresión al reforzar: } 1.6\sqrt{f_{ei}} = 26.8 \text{ cm}^2$$

La tensión inicial fue de 10800 kg/cm^2 con una pérdida de 2450 kg/cm^2 quedándonos la tensión final a 8350 kg/cm^2 de donde:

$$F_I = 10800 \text{ kg/cm}^2$$

$$F = 8350 \text{ kg/cm}^2 \quad F_I = F \frac{10800}{8350} = 1.3 F.$$

por lo tanto:

$$F_I = 1.3 \times 15000 = 19500 \text{ kg.}$$

obteniendo los esfuerzos debidos a F_I

$$f_{F_I}^t = \frac{F_I}{A_c} - \frac{F_I C}{Z_t} = \frac{19500}{886} - \frac{19500 \times 11.35}{4475} = +22.0 -$$

$$49.5 = -27.5 \text{ kg/cm}^2$$

que es igual a $-21.4 \times 1.3 = -27.5 \text{ kg/cm}^2$.

$$f_{F_I}^b = 1.3 \times f_F^b = 1.3 \times 135.6 = 176 \text{ kg/cm}^2$$

Como nunca consideramos únicamente la fuerza de tensado, sumamos los esfuerzos producidos por F_1 y por C.M. quedándonos los siguientes valores:

$$f_{F_1}^t + f_M^t = -27.8 + 21.4 = -6.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{F_1}^b + f_M^b = +176 - 66 = +110 \text{ kg/cm}^2$$

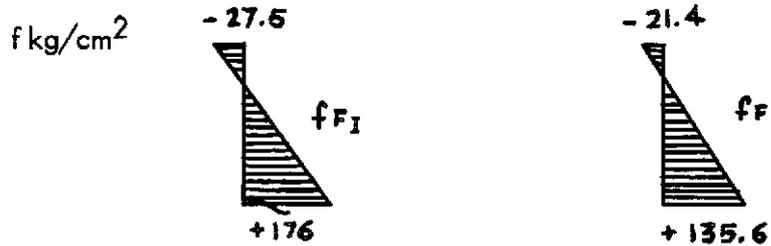
y sumando todas las cargas aplicadas:

$$f_{F_1}^t + f_M^t + f_i^t - f_v^t = 27.8 + 21.4 + 7.5 + 15.1 = +16.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{F_1}^b + f_M^b + f_i^b + f_v^b = +176 - 66.0 - 23.2 - 46.4 = +40.4 \text{ kg/cm}^2$$

Como se observa, todos los valores están dentro de los límites permisibles.

b) Chequeo de los puntos críticos y determinación del recorrido de los tensores. Esto es necesario pues se observa que al tensar y no existir los contraesfuerzos creados por la carga muerta en la línea central, los esfuerzos de tensión y compresión creados por F_1 sobrepasan los límites permisibles. Este sería el caso en que con F_1 y F tenemos:



y los esfuerzos permisibles son:

Para esfuerzo inicial = -26.4 kg/cm^2 y $+ 168 \text{ kg/cm}^2$

Para esfuerzo final = $- 14 \text{ kg/cm}^2$ y $+ 158 \text{ kg/cm}^2$

Este inconveniente de mayores esfuerzos en los extremos que los permisibles, se puede solucionar en dos formas: levantando los tensores en los extremos o colocando tensores arriba del eje neutro.

Este segundo método aunque implica mayor gasto de acero nos facilita la labor de fabricación ya que nos permite tener los tensores siempre rectos y nos elimina la armadura superior en el sentido longitudinal.

Aplicando la fórmula:

$$f_{F_I}^b = \frac{F}{Ac} + \frac{F_I e}{Z_b} = - (f_{F_I}^b - f^b \text{ permisible})$$

$$f_{F_I}^b = 176 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\text{perm}}^b = 168 \text{ kg/cm}^2$$

e = 2.5 cm.

$$\frac{F_1}{886} - \frac{F_1 \cdot 2.5}{1455} = -8$$

$$1.65 F_1 - 2.5 F_1 = 11600$$

$$F_1 = 13650 \text{ kg.}$$

$$f_{F_1}^t = \frac{F_1}{Ac} - \frac{F_1 e}{Zt} = \frac{13650}{886} + \frac{13650 \times 2.50}{4475}$$

$$= 15.4 \text{ kg/cm}^2 + 7.62 = 23.02 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto los esfuerzos finales quedarían:

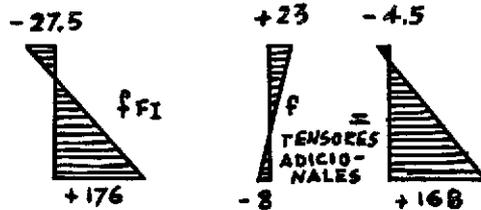
$$(F_1 = 13650 \text{ kg} / 10800 \text{ kg/cm}^2 = 1.25 \text{ cm}^2 \text{ y } F = \frac{13650}{1.3} =$$

$$10500 \text{ kg.}$$

1.25/0.125cm²/tensor = 10 tensores que nos proporcionan 13650 kgs. de tensión.

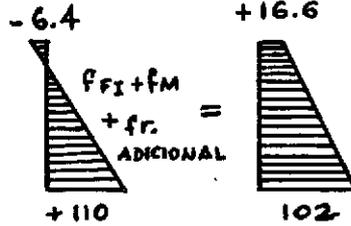
Con $F_1 =$

f_{F_1} en los extremos:
f kg/cm²



-25-

f_{FI} en la línea central:
(del chequeo a)
 $f \text{ kg/cm}^2$

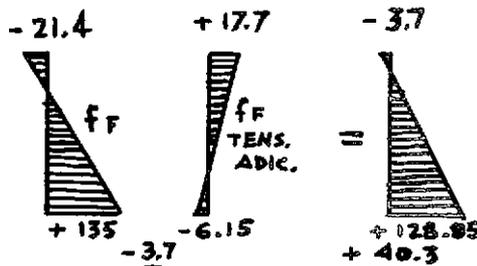


Tenemos que $F = \frac{F_1}{1.3} \cdot f_F^t = \frac{23.0}{1.3} = 17.7 \text{ kg/cm}^2$

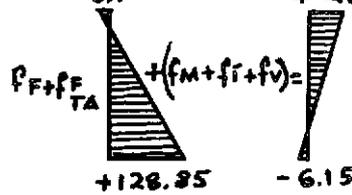
$$f_F^b = \frac{-8}{1.3} = -6.15 \text{ kg/cm}^2$$

Con F:

f_F en los extremos:



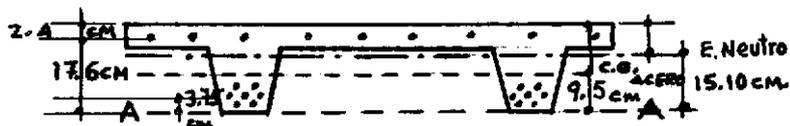
f_F en la línea central:
 $f \text{ kg/cm}^2$



c) Esfuerzo último y Porcentaje de acero pretensado

De la sección 209.2.1 (b) de la ACI - ASCE tenemos la fórmula:

Distancia al extremo superior en compresión: $\frac{1.4 p d f_{su}}{f'_c}$



Centro de gravedad del acero: Tomando momentos respecto a la línea A-A.

$$\begin{array}{r} 14 \times 3.75 = 52.20 \\ 10 \times 17.6 = 176.00 \\ \hline 228.20 \end{array}$$

$$228.20/24 = 9.5 \text{ cm. } \therefore d = 10.5 \text{ cm.}$$

$$A_s = 24 \times 0.126 = 3.04 \text{ cm}^2$$

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{3.04}{150 \times 10.5} = 0.00192$$

$$f'_c = 18000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{su} = f'_c \left(1 - 0.5 \frac{p f'_c}{f'_c} \right) = 18000 \left(1 - 0.5 \frac{0.00192 \times 18000}{350} \right)$$

$$f_{su} = 18000 (1 - 0.0495) = 17100 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

Aplicándolo a la fórmula:

$$\frac{1.4 \times 0.00192 \times 17100 \times 10.5}{350} = 1.37 \text{ cm (menos que el espesor de 4 cms. que tenemos)}$$

Aplicamos la fórmula (Sección 209.2.1) de la ACI - ASCE

$$M_u = A_s f_{su} d \left(1 - k_2 \frac{p f_{su}}{f_c} \right) = \frac{A_s f_{su} d}{k_1 k_3}$$

($K_2/k_1 k_3 = 0.6$ como k_2 y $k_1 k_3$ son relaciones entre distancias y esfuerzos no variarán para el sistema métrico).

$$M_u \text{ max.} = 3.04 \times 17100 \times 10.5 \left(1 - \frac{0.6 \times 0.00192 \times 17100}{350} \right)$$

$$M_u \text{ max.} = 547000 (1 - 0.056) = 518000 \text{ kg cm.}$$

Este es el momento máximo admisible. Ahora bien, el máximo que tendremos aplicando los factores de carga debidos es: 1.2 C.M. + 2.4 C.V.

$$\text{Carga Total} = 1.2 (214 + 75) + 2.4 \times 150 = 348 + 360 = 708 \text{ kg/m}$$

$$\text{Momento Total: } w_f l^2 = \frac{708 \times 36}{8} = 3180 \text{ kgm} = 31800 \text{ kg cm.}$$

el cual es menor que M_u máximo, permisible.

Chequeando el porcentaje de acero de acuerdo con la sección 209.2.3 de la ACI - ASCE:

$$\frac{\rho}{f_c} = \frac{0.00192 \times 17100}{350} = .0940$$

que es menor de 0.30, límite para estar sobrerreforzado.

d) Refuerzo para resistir el corte:

(Sección 210) ACI - ASCE.

Considerando el corte a una distancia t del apoyo, que se considera el punto crítico: (Ver página 16)

$$\text{Corte Carga Muerta: } 2.80 \text{ m} \times 289 \text{ kg/m lineal} \\ = 810 \text{ kg.}$$

$$\text{Corte Carga Viva: } 2.80 \text{ m} \times 150 \text{ kg/m lineal} \\ = 420 \text{ kg.}$$

Aplicando el factor de carga última = 1.8 (C.M. + C.V.)

$$V_u = 1.8 \times (810 + 420) = 2220 \text{ kg.}$$

Como los tensores están en línea recta no soportan ningún corte.

El refuerzo lo calculamos usando la fórmula:

$$A_v = \frac{1/2 (V_u - V_c) s}{f_y j d}$$

En la sección 210.2.4 de la ACI - ASCE vemos que el máximo espaciamiento de estribos es $3/4$ de la altura . . .
 $s = .75 \times 20 \text{ cm} = 15 \text{ cm}.$

Usaremos acero común de f_y ; 2312 kg/cm^2

$$V_c = 0.06 (f_c) b' j d$$

$$j = 1 - 0.6 p \frac{(f_s u)}{f_c} = 0.93$$

$$\therefore V_c = 0.06 \times 26.68 \times 0.93 \times 10.5 \times 350 = 5460 \text{ kg}$$

Como $V_c \geq V_u$ nos indica que el concreto soporta más corte del que existe, por lo que usaremos el mínimo refuerzo requerido:

(Sección 210.2.3 de la ACI - ASCE)

($b \approx$ ancho a la altura del eje neutro)

$$A_v = 0.0025 b' s = 0.0025 \times 26.68 \times 15 = 1.00 \text{ cm}^2$$

cada 15 cms.

Como se tienen en cada pieza TT dos nervios, tendremos en cada uno un refuerzo igual a 0.5 cm^2 que equivale a una varilla de 8mm. ($5/16^{\text{a}}$) cada 12 cms. Este refuerzo se pondrá a todo lo largo de la pieza.

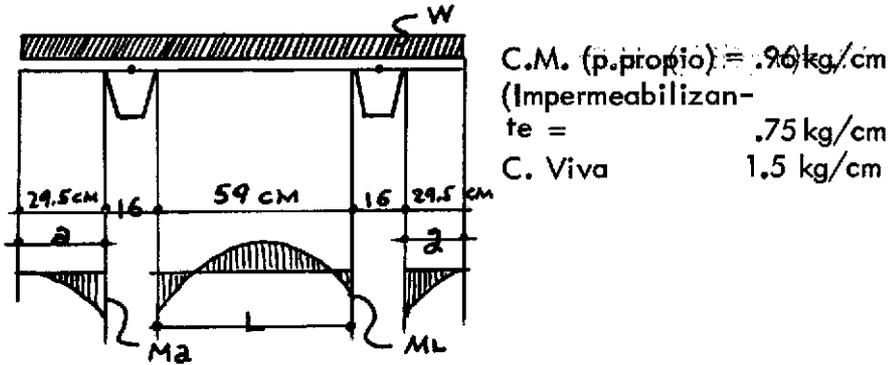
e) Refuerzo transversal sin tensar

Para el cálculo de los momentos transversales se considerará la placa ya colocada en su lugar definitivo debiéndose tener cuidado durante su transporte de no colocar peso en los extremos de las alas.

PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
Biblioteca Central

Se supondrá la carga como uniformemente distribuida.

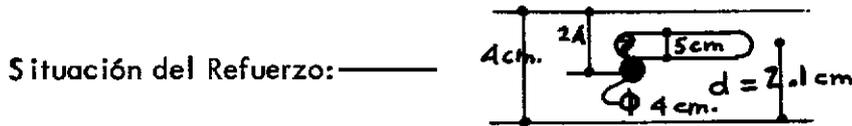
En una faja de 1 m., $w = .75 \text{ kg/cm} + .96 \text{ kg/cm} + 1.5 \text{ kg/cm} = 3.21 \text{ kg/cm}$.



$$M_a (-) = \frac{w a^2}{2} = \frac{3.21 \times 29.5^2}{2} = 1390 \text{ kg/cm}$$

$$M_1 (-) = \frac{w l^2}{10} = \frac{3.21 \times 59^2}{10} = 1120 \text{ kgcm. (Aproximado)}$$

$M \text{ max.} = -1390 \text{ kgcm}$. Multiplicándolo por el factor 1.5 para carga última tenemos $M_u = 1.5 \times 1390 = 2090 \text{ kgcm}$.



Según el código de la ACI 318-63 sección 1601

$$M_u = \phi (bd^2 f_c q (1 - 0.59 q) = 0.85 \times 100 \times 6.25 \\ \times 350 \times 0.18 (1 - .106) = 3000 \text{ kgcm.}$$

O sea que el concreto resiste además con un

$$F.S. = \frac{3000}{2090} = 1.44$$

Para $f_y = 2312 \text{ kg/cm}^2$ tenemos que:

$$M_u = \phi (A_s f_y (d - a)) \quad \text{Despejando } A_s \text{ nos queda:}$$

$$\frac{2090}{0.85 \times 2312 (2.1 - 0.078 A_s)} = \frac{A_s \times 2312 (2.1 - 0.078 A_s)}{2}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - A_s f_y)} = \frac{2090}{0.85 \times 2312 (2.1 - 0.078 A_s)}$$

$$A_s (1950 (2.1 - 0.078 A_s) = 2090$$

$$A_s (-4100 + 152 A_s) = -2090$$

$$A_s^2 - 27 A_s + 13.7 = 0$$

Resolviendo:

$$A_s = 0.50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

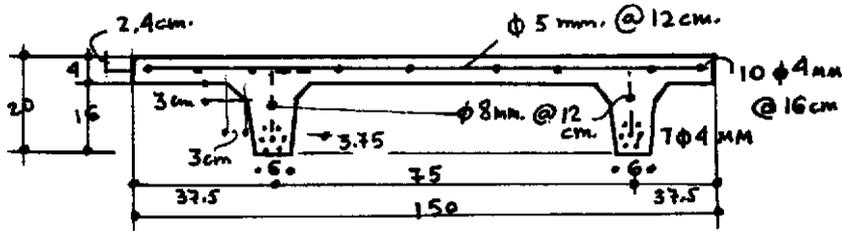
$$A_s \phi .5 \text{ cm} = 0.96 \text{ cm}^2.$$

No. de $A_s/\text{m} = .50/.196 = 2.55 \therefore$ 1 varilla de 5mm. (3/16")
cada 40 cms.

Sin embargo esta separación sería excesiva por lo que en base a experiencias se ha puesto un refuerzo que reduzca las vibraciones y que su costo no sea elevado: coloca remos una varilla de 5mm (3/16") cada 12 cms, (8.5 varillas

por metro) colocadas sobre los tensores.

Quedará la sección final así:



Escala 1/10

Cada tensor inferior tiene una FI = 1390 kg y una F = 1070 kg. y los tensores de la parte superior una FI = 1365 kg. y una F = 1050 kg.

f) Cálculo de la flecha.

Las deflexiones en las piezas hechas de concreto pretensado tienen dos sentidos:

1. La pieza tiende a arquearse hacia arriba cuando se sueltan los cables tensores y solo está el peso propio aplicado.
2. Al aplicar las cargas a la pieza, ésta sufre una deflexión hacia abajo.

Los resultados de estos cálculos tienen la exactitud con que se puede determinar el módulo de elasticidad del concreto, como nosotros hemos supuesto un $E_e = 300000$ kg/cm² sin tener pruebas de laboratorio, estos resultados deben de tomarse con cierta amplitud.

1) La deflexión debida al peso propio la calculamos con la fórmula:

$$\Delta_m = \frac{5w l^4}{384 E I} = \frac{5 \times 2.14 \times 600^4}{384 \times 300000 \times 21987} = -0.55 \text{ cm.}$$

La deflexión debida a la fuerza de presfuerzos será producida por F_I

$$F_I \text{ inferior} = 19500 \text{ kg} \quad e = 11.35 \text{ cm.}$$

$$F_I \text{ superior} = 13650 \text{ kg} \quad e = 2.5 \text{ cm.}$$

Las fuerzas F_I crean momentos en toda la longitud del miembro.

$$+M_{F_I} \text{ inferior} = 19500 \times 11.35 = 222000$$

$$-M_{F_I} \text{ superior} = 13650 \times 2.5 = \frac{34100}{187900 \text{ kgcm.}}$$

$$\frac{\Delta_{F_I}}{F_I} = \frac{M l^2}{8 E I}$$

$$F_1 = \frac{187900 \times 600^2}{8 \times 300000 \times 21987} = + 1.29 \text{ cm.}$$

∴ la flecha que tendremos al erigir la estructura será:

$$+ 1.29 - 0.55 = + 0.74 \text{ cm.}$$

La deflexión debida al impermeabilizante será:

$$\Delta i = \frac{5 w l^4}{384 E I} = - .19 \text{ cm} = -0.2 \text{ cm.}$$

La carga viva por ser eventual no se toma en cuenta para el cálculo de la flecha, por lo que queda una flecha por lo que queda una flecha final al estar montada la placa de: $+ 0.74 - 0.2 = + 0.54 \text{ cm.}$

Con el transcurso del tiempo la flecha se incrementa hasta en 150 por ciento con lo que tenemos una deflexión final de:

$$\begin{aligned} \Delta_{\text{final}} &= + 0.54 + 150 \% (0.54) = 0.54 + 0.81 \\ &= + 1.35 \text{ cm.} \end{aligned}$$

Según el código de la ACI el límite de deflexión - máximo permisible es: $L/360 = 600/360 = 1.67 \text{ cm.}$, por lo cual la pieza tiene una flecha dentro de los límites permisibles.

Revestimiento por Incendio

El acero de presfuerzo empleado normalmente es trabajado en frío y por consiguiente es más sensible a las al

tas temperaturas que el acero ordinario de refuerzo. Además, los elementos presforzados son más esbeltos que los miembros reforzados por lo que su capacidad térmica es menor.

Sin embargo, los ensayos realizados en varios países han demostrado que los elementos presforzados tienen una considerable resistencia al fuego, dependiendo ésta del tamaño y forma de la sección, recubrimiento, tipo del concreto, corte, y condiciones de apoyo.

Una ventaja de este tipo de construcción es que después de un incendio se pueden cambiar por otros nuevos los marcos estructurales dañados.

La ACI - ASCE nos proporciona una tabla de los mínimos recubrimientos permisibles para resistir incendios de determinada duración soportando carga para la cual fueron diseñados.

Duración:	1 hora	2 horas	3 horas	4 horas
Mínimo recubrimiento de concreto	3.8 cm	6.3 cm.	7.5 cm.	10 cm.

Sin embargo, la misma junta nos advierte que los datos disponibles no son suficientes para factores como la forma de la sección transversal y el tipo y arreglo del acero de tensado. Estos recubrimientos especificados se consideran conservadores.

Según la tabla anterior, los revestimientos que tene

mos en la placa TT no son suficientes para una hora de incendio, sin embargo, esta situación no es tan grave debido a que la carga viva para la cual se diseñó, sería inexistente al provocarse un incendio por lo que las piezas podrían llegar a soportar quizás hasta una hora de incendio.

Empalmes con las Vigas Principales

Se seguirán las reglas del Prestressed Concrete Institute expresadas en el manual "Detalles de Conexiones para Edificios de Concreto de Elementos Preforzados Precastados".

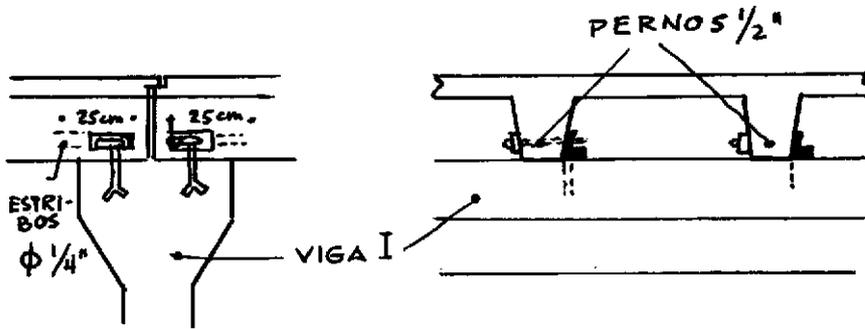
Usaremos la conexión bajo clasificación de BG-2 que se efectúa con abrazaderas en ángulo fijadas con pernos, para claros simplemente apoyados.

Este sistema se usa cuando la viga no tiene el ancho suficiente para permitir un agujero para una barra de anclaje.

Se pueden permitir deslizamientos ranurando los angulares horizontalmente.

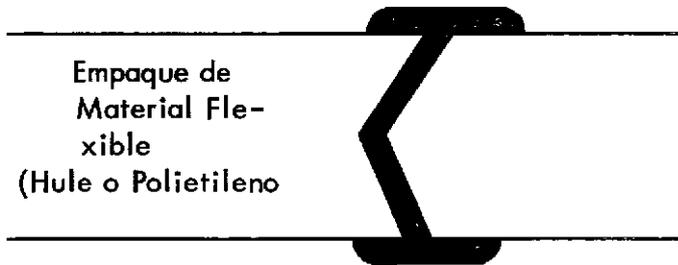
Si existen fuerzas longitudinales, los pernos deberán anclarse en el concreto empleando estribos a su alrededor.

Ilustración:



Impermeabilización

El principal problema lo presentan las juntas entre una y otra TT. Para ello podemos suponer una pestaña en cada pieza que sea macho y hembra con la pieza contigua.



Sobre la superficie de las placas aplicaremos una superficie asfáltica la cual tiene varios años de estarse usando en nuestro medio. (Para mayor información léase el Capítulo IV).

CAPITULO III

ANALISIS DE LAS VIGAS PRINCIPALES Y CON PERALTE VARIABLE

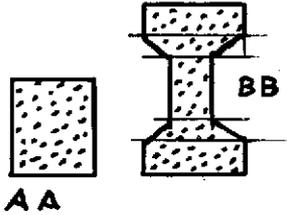
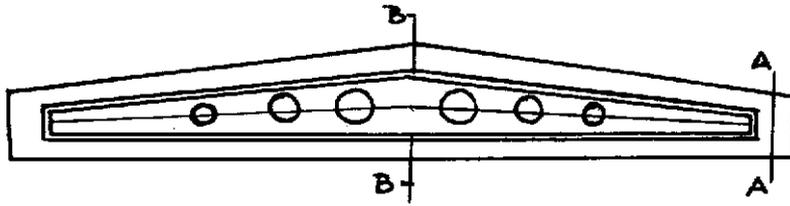
Hemos escogido la sección I de peralte variable debido a que la concentración mayor de esfuerzos es en los extremos superior e inferior haciendo allí necesarias áreas de concreto mayores. El alma resiste el corte; cerca de los apoyos la viga se vuelve de sección llena debido al aumento del mismo.

El peralte variable tiene una doble finalidad:

- 1o.) Siendo mayor el momento flexionante en el centro de la viga ya que esta es simplemente apoyada, el tener mayor peralte nos permite una disminución en la sección de acero empleada y un mayor aprovechamiento de éste en los extremos donde el momento disminuye.
- 2o.) Nos da la facilidad de una pendiente para la evacuación del agua de lluvia.

De la misma forma que en las secciones TT usaremos concreto presforzado debido a que obtenemos secciones más livianas y sin agrietaduras, cosa muy importante en piezas de longitud considerable.

La viga propuesta es la siguiente:



Agujeros que pueden emplearse para disminuir el peso.

La luz que se puede alcanzar con este tipo de viga tiene un máximo de 30 a 34 mts. con cargas útiles muy pequeñas y pesos propios que fluctúan entre 14 y 18 toneladas por viga. Debido al elevado peso propio, se dificultaría para estas luces en Guatemala el transporte de piezas tan largas, ya que ni nuestras carreteras ni las calles de las poblaciones son del ancho que requeriría un transporte de esta naturaleza.

En vista de esto, nos hemos limitado a una longitud de 20 mts. la cual creemos que también presentaría problemas de transporte pero que se podrían solucionar. Además, ya que son pocas piezas para cada nave industrial, el transporte no sería demasiado problema. El transporte de las secciones TT no presentaría problema con las dimensiones y peso propuestas (Ver Capítulo II).

Otro motivo para haber escogido esta longitud límite es que el peso de las vigas será de 7.8 toneladas, peso que ya es posible maniobrar con una motogrúa. (Las motogrúas corrientes tienen como límite 12 tons. de capacidad).

En el presente estudio, haremos los cálculos para una viga de la longitud máxima que creemos sea viable fabricar y erigir en Guatemala.

Las razones que nos inducen a esto son varias:

- 1o.) En la prefabricación se obtienen costos mínimos de montaje cuando las piezas son del mayor tamaño y peso que los equipos pueden maniobrar.
- 2o.) Cualquier problema que se presente, ya sea estructural, de transporte o de montaje, será mayor en una nave de 20 mts. de luz que en una de menor tamaño por lo que al resolverlo se resolverán con mucho los problemas de luces más pequeñas.
- 3o.) El que la erección de piezas lo más grande posible resulte más económico, se ve contrarrestado por la menor cantidad de material que hay que emplear en vigas de menor tamaño no solo por ser más pequeñas en su longitud sino que sus secciones transversales disminuyen notablemente.

Las razones expuestas nos llevan a la conclusión de

que los costos por unidad de área de una nave de 20 mts. de luz serán similares a los de una más pequeña.

DISEÑO DE LAS VIGAS I

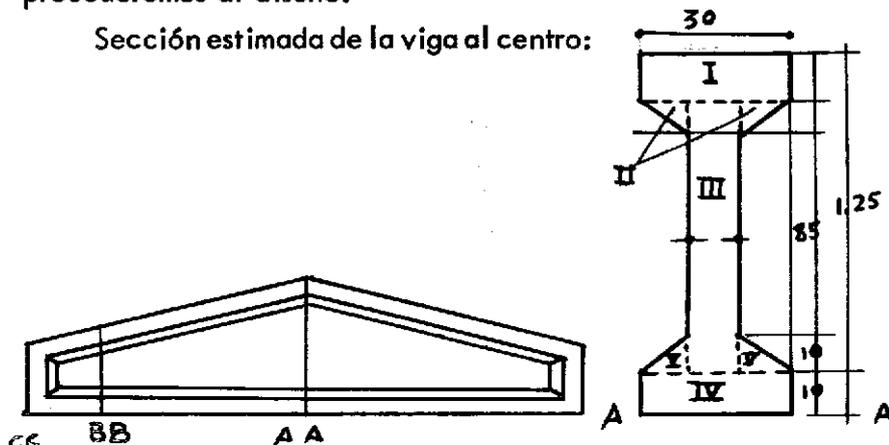
El diseño lo haremos bajo las mismas normas y especificaciones empleadas en las secciones TT (Ver página 11, Capítulo II) con lo que tendremos las siguientes cargas:

Impermeabilizante	50 kg/m ²
Peso viga TT	150 kg/m ²
Carga viva	100 kg/m ²
Total cargas	300 kg/m²

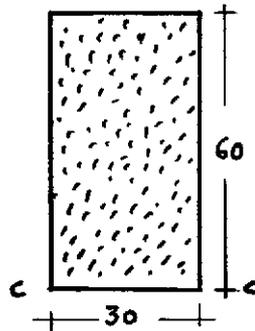
La luz máxima entre vigas que usaremos será de 6 mts. por lo que la sobrecarga en la viga = 6 mts x 300 kg/m = 1800 kg/m.

Teniendo ya las cargas y los esfuerzos permisibles procederemos al diseño.

Sección estimada de la viga al centro:



Sección estimada de la viga en los extremos:
 (Con una pendiente del 6.5% desde el centro
 de la viga tenemos):



CALCULO DE LA SECCION EN LOS PUNTOS CRITICOS

Tomando momentos respecto a la línea AA, $X = 10,00$ mts. (serán las propiedades de la viga al centro de la luz).

Sección	Area cm ²	y cm.	Ay cm ³	Ay ² cm ⁴	I _o cm ⁴
I	450	117.5	53000	6230000	8400
II	52.5	108.3	5700	619000	73
III	900	60	54000	3240000	750000
IV	300	5	1500	7500	2500
V	105	13.3	1400	18600	583
	<u>1807.5</u>		<u>115600</u>	<u>10115100</u>	<u>761556</u>
				761556 ⁺	
				<u>10876656</u>	

$$y^b = 115,600 \div 1807.5 = 64 \text{ cm.}$$

$$y^t = 125 - 64 = 61 \text{ cm.}$$

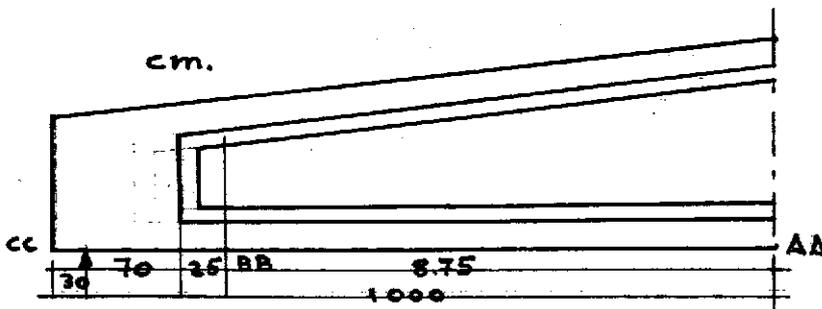
$$I = 10876656 - 1807.5 (64^2)$$

$$I = 3466656 \text{ cm}^4$$

$$Z_b = I/y_b = 3466656 \div 64 = 54300 \text{ cm}^3$$

$$Z_t = I/y_t = 3466656 \div 61 = 56900 \text{ cm}^3$$

Peso por cm lineal en $X = 10.00 \text{ m} = 1807.5 \text{ cm}^3$
 $\times 0.0024 \text{ kg/cm}^3 = 4.34 \text{ kg/cm.}$



Tomando momentos respecto a BB

$X = 1.25 \text{ mts.}$

Sección	Area cm ²	y cm	Ay cm ³	Ay ² cm ⁴	I cm ⁴
I	450	61.5	27600	1700000	8400
II	52	51.3	2660	137500	73
III	430	31.5	13550	426000	59500
IV	300	5	1500	7500	2500
V	105	13.3	1400	18600	583
	<u>1337</u> cm ²		<u>46710</u>	<u>2289600</u>	<u>71056</u>
				71056	
				<u>2360656</u>	

$$y_b = 46710 \div 1337 = 35 \text{ cm}$$

$$y_t = 68 - 35 = 33 \text{ cm.}$$

$$I = 2360656 - 1337 \times (35^2) =$$

$$I = 2360656 - 1639000 = 721,656 \text{ cm}^3$$

$$Z_b = I/y_b = 721656 \div 35 = 20600 \text{ cm}^3$$

$$Z_t = I/y_t = 721656 \div 33 = 21900 \text{ cm}^3$$

Peso por cm. lineal en X = 1.25 mts. = $1337 \text{ cm}^2 \times 0.0024 \text{ kg/cm}^3 = 3.21 \text{ kg/cm.}$

CALCULO DE LAS PROPIEDADES DE LA SECCION EN LOS APOYOS

Sección	Area cm ²	y cm	I cm ⁴
I	1800	30	540000

$$y_t = y_b = 30 \text{ cm}$$

$$Z_b = Z_t = I/Y = 540000/30 = 18000 \text{ cm}^3$$

Peso por cm lineal = $1800 \text{ cm}^2 \times .0024 \text{ kg/cm}^3 = 4.32 \text{ kg/cm.}$

Los esfuerzos máximos permisibles serán:

(sección 207.3): ACI - ASCE
(Ver págs 11 y 15 Capítulo II)

Cálculo de los esfuerzos en la pieza debido a:

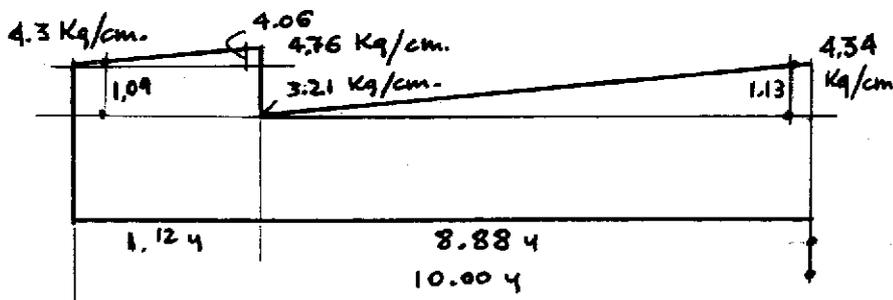
Peso propio

M_{pp} = momento debido a peso propio

f_{pp}^t = esfuerzo en la parte superior debido a peso propio

f_{pp}^b = esfuerzo en la parte inferior debido a peso propio

El peso propio tendrá el siguiente diagrama:



Supondremos los momentos desde el extremo de la viga. (Figura anterior).

$$R_1 = 3.21 \times 1000 + \frac{(1.09 + 1.55) \times 112}{2} + 888 \times \frac{1.13}{2}$$

$$R_1 = 3210 + 148 + 502 = 3860 \text{ kg.}$$

o sea que el peso total de la viga es 7720 kg.

$$X = 0; \underline{M_{pp}} = 0$$

$$X = 1.25; M_{pp} = 3860 \times 125 - \frac{4.3 \times 125^2}{2} - \frac{.46 \times 112}{2} \times \frac{112}{3}$$

$$X = 1.25; M_{pp} = 484,000 - 33600 - 960 = 449400 \text{ kg/cm} = 450,000 \text{ kgcm}$$

$$X = 10.00; M_{pp} = 3860 \times 1000 - \frac{3.21 \times 1000^2}{2} - \frac{1.13 \times 888^2}{2 \times 3} - 112 \times \frac{.46}{2} (888 + \frac{112}{3}) - (1.09 \times 112) (888 + 0.56)$$

$$X = 10.00; M_{pp} = 386000 - (1605000 + 149200 + 115800) = 3860000 - (1893900) = 1966100 \text{ kgcm.}$$

$$X = 10.00; M_{pp} = 1966100 \text{ kgcm} \quad 1970000 \text{ kgcm.}$$

	M_{pp} kgcm.	$f_{pp}^b = M/Z_b$ kg/cm ²	$f_{pp}^t = M/Z_t$ kg/cm ²
X = 1.25 m.	450,000	- 21.8	+ 20.6
X = 10.00 m.	1,970,000	- 36.3	+ 34.8

Esfuerzos por Carga Muerta

(Ver página 42 en el presente capítulo)

Se tiene una carga muerta de 200 kg/m². Entre vigas hay una separación de 6 mts. por lo que la carga muerta = 6 x 200 = 1200 kg/m.

Esta carga incluye en peso propio de la placa TT,

tornillos, mortero para uniones y el impermeabilizante.

$$R_1 = 1200 \text{ kg/m} \times 10.00 \text{ mts} = 12000 \text{ kg.}$$

$$X = 10.00 \text{ m}; M_m = \frac{W l^2}{8} = \frac{1200 \times 20^2}{8} = 60,000 \text{ kgm} = 6,000,000 \text{ kgcm.}$$

$$X = 1.25 \text{ m}; M_m = 12000 \times 1.25 - \frac{1200 \times 1.25^2}{2} = 15000 - 940$$

$$M_m = 14060 \text{ kgm} = 1,406,000 \text{ kgcm.}$$

	M_m kg/cm	$f_m^b = M/Z_b$ kg/cm ²	$f_m^t = M/Z_t$ kg/cm ²
X = 1.25	1,406,000	- 68	+ 64.5
X = 10.00	6,000,000	- 110	+ 105.5

Esfuerzos debidos a la Carga Viva

Se consideró 100 kg/m² (terrazza sin acceso). En forma similar a la anterior, se obtiene:

	M_m kg/cm	f_m^b kg/cm ²	f_m^t kg/cm ²
X = 1.25 m	703,000	-34	+ 32.2
X = 10.00 m	3,000,000	-55	+ 52.7

Magnitud y Localización de la Fuerza de Presforzado

Este cálculo se hace basándose en las condiciones finales, esto es, cuando se han efectuado todas las pérdidas: Según la ecuación básica del presforzado (Ver pág. 17. Capítulo II)

$$f_F^b = \frac{F}{A_c} + \frac{F e}{Z_b} = -f_{pp}^b - f_m^b - f_v^b$$

Haciendo el cálculo al centro de la viga donde hay mayores esfuerzos tenemos:

$$\frac{F}{1807} + \frac{F e}{54300} = -(-36.33 - 110 - 55) = +201.3 \text{ kg/cm}^2$$

Observamos que el esfuerzo que deben crear los cables de tensado en la línea central es de +201.3 kg/cm² en la parte inferior de la viga.

Al centro de la pieza el esfuerzo será, (debido al esfuerzo creado por los cables pretensados y el peso propio):

$$+201.3 - 36.3 = +165.0 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos en la parte superior al tensar:

$$f_F^t = \frac{F}{A_c} - \frac{F e}{Z_t} = -f_{pp}^t$$

$$\frac{F}{1807} - \frac{F e}{56900} = -34.8 \dots\dots\dots (2)$$

Multiplicando ecuación (2) por $\frac{Z_t}{Z_b} = (56900/54300 = 1.04)$ te

tenemos:

$$\frac{1.04 F}{1807} - \frac{F e}{54300} = -35.6 \dots\dots\dots(3)$$

$$\frac{F}{1807} + \frac{F e}{54300} = 201.3 \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{2.04 F}{1807} = 165.7$$

$$F = \frac{1807 \times 165.7}{2.04} = 146000 \text{ kg.}$$

sustituyendo F en (1)

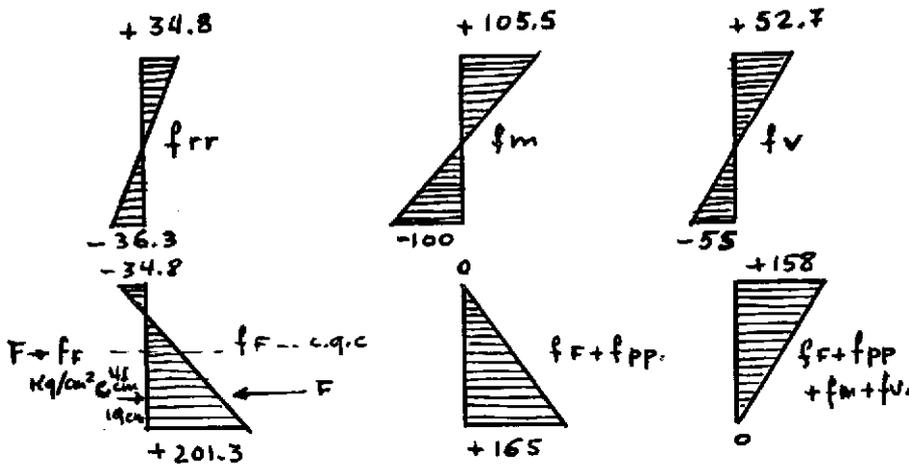
$$\frac{146000}{1807} + \frac{146000 e}{54300} = 201.3$$

$$80.8 + 2.68 e = 201.3$$

$$e = \frac{120.5}{2.68} = 45 \text{ cm.}$$

Esta excentricidad es permisible ya que tenemos $y_b = 64 \text{ cm.}$

Diagrama de Esfuerzos en la Línea Central



Estos esfuerzos están dentro de los límites permisibles ya que $+f_c \text{ perm} = +168 \text{ kg/cm}^2 > +165 \text{ kg/cm}^2$ bajo condición inicial y $+f_c \text{ perm.} = +158 \text{ kg/cm}^2 + 158.2 \text{ kg/cm}^2 \approx$ bajo condición final.

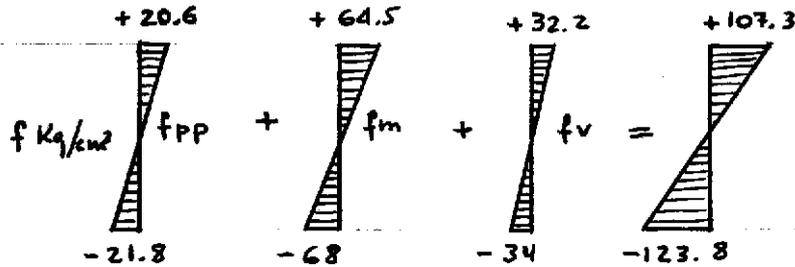
De los cálculos obtuvimos una $F \text{ final} = 146000 \text{ kg}$ y como el acero nos permite 8350 kg/cm^2 necesitamos : $146000 / 8350 = 17.5 \text{ cm}^2$.

Para que el número de tensores no sea demasiado, los usaremos de 1 cm . de diámetro o sea que cada uno tendrá un $A_s = 0.785 \text{ cm}^2$ por lo que necesitaremos un número de tensores igual a: $17.5 / 0.785 = 22.3$ 22 tensores.

y un esfuerzo de 8450 kg/cm^2 (1.2 % excedido de lo permisible).

Debemos de chequear la F de pretensado a 1.25 mts. de los apoyos.

Tenemos una F en toda la viga de 146000 kg por lo que variaremos la excentricidad. Los esfuerzos producidos por el peso propio y las cargas son: (Ver págs. 47 y 48)



Necesitamos una excentricidad que nos permita reducir el esfuerzo de tensión en la parte inferior y volverlo de compresión y que no produzca en la parte superior una compresión mayor de 158 kg/cm² (0.45 f_c del concreto).

Después de repetidos ensayos se escogió una excentricidad hacia la parte inferior, de 11 cms.

Aplicando la ecuación:

$$f^b = \frac{F}{A_c} + \frac{F e}{Z_b} = \frac{146000}{1337} + \frac{146000 \times 11}{20600}$$
$$= 109.5 + 73 = 182.5 \text{ kg/cm}^2$$

Este esfuerzo no es permisible, pero el peso propio produce un contraesfuerzo de -21.8 por lo que tenemos un

$$f_F^b + f_{pp}^b = 160.7 \text{ kg/cm}^2$$

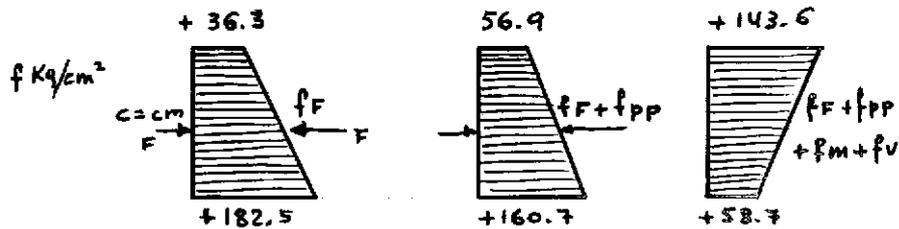
Los esfuerzos en la parte superior son:

$$f_F^t = \frac{F}{A_c} - \frac{F e}{Z_t} = \frac{146000}{1337} - \frac{14600 \times 11}{21900}$$

$$= +109.5 - 73.2 = +36.3$$

$$f_F^t + (f_{pp}^t + f_m^t + f_v^t) = +36.3 + 107.3 = 143.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_F^b + (f_{pp}^b + f_m^b + f_v^b) = +182.5 - (123.8) = +58.7$$



o sea que en las dos condiciones críticas tenemos esfuerzos permisibles.

Con lo anterior debemos de hacer las siguientes comprobaciones:

- Si el momento resistido por el concreto al pretensar es permisible.

b) Comprobación de esfuerzos en los puntos críticos y en los extremos. Determinar el recorrido de los cables a todo lo largo de la viga. Con las siguientes condiciones de carga:

1o.) F + carga total de diseño

2o.) F_1 + peso propio

c) Chequear el esfuerzo último y porcentaje del acero pretensado.

d) Acero para resistir corte.

e) Cálculo de la flecha

a) La tensión inicial fue de 10800 kg/cm^2 con una pérdida de 2450 kg/cm^2 .

$$\left. \begin{array}{l} F_1 = 10800 \text{ kg/cm}^2 \\ F = 10800 - 2450 = 8350 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \therefore F_1 = \frac{10800}{8350} F = 1.3 F.$$
$$F_1 = 1.3 \times 146000 = 190000 \text{ kg.}$$

$$\text{como } \frac{F_1}{F} = 1.3$$

$$f_{F_1} = 1.3 f_F$$

$X = 10.00 \text{ mts.}$

$$f_{F_1}^b = +261.6 \text{ kg/cm}^2 \quad f_{F_1}^t = -45 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{pp}^b = \frac{-36.3 \text{ kg/cm}^2}{+225.3} \quad f_{pp}^t = \frac{+34.8 \text{ kg/cm}^2}{-10.2}$$

$X = 1.25 \text{ mts.}$

$$f_{F_1}^b = +236 + 236 \text{ kg/cm}^2 \quad f_{F_1}^t = +47 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{pp}^b = \frac{-21.8}{+214.2 \text{ kg/cm}^2} + \quad f_{pp}^t = \frac{+20.6}{+67.6 \text{ kg/cm}^2} +$$

El esfuerzo de 214.2 kg/cm^2 obtenido al aplicar la F_1 es mayor que lo permitido por las especificaciones; ($0.6 \times f_c = 168 \text{ kg/cm}^2$), considerando la viga sin el molde. Sin embargo, como esta clase de viga se debe de hacer en moldes metálicos individuales se hace necesario acelerar el proceso de fraguado. Para conseguirlo se instala tubería alrededor del molde por la que circula vapor. Esto haría - que cuando se desmoldara, al menos la mayor parte de las pérdidas ya se hubieran efectuado, por lo que los esfuerzos se deberían únicamente a F y de esta manera estarían dentro de los límites permisibles.

El endurecimiento del concreto por medio de vapor que produzca una temperatura ambiente de 80°C dentro del molde se logra en un período de tiempo de 24 a 36 horas, permitiéndonos reutilizar el molde nuevamente cada dos días.

b) Chequeo de los esfuerzos producidos en los extremos. Re corrido de los cables. Condiciones de carga.

1o.) $F +$ carga total

2o.) $F_1 +$ peso propio

La comprobación de puntos críticos ya se hizo al hacer el diseño con las dos condiciones de carga indicadas, quedándonos únicamente por comprobar los extremos.

1o.) $F = 146000$ kg. Las cargas aplicadas no se toman en cuenta en los extremos de una viga simplemente apoyada.

Colocando los tensores con una excentricidad de 1 cm. hacia abajo tendremos:

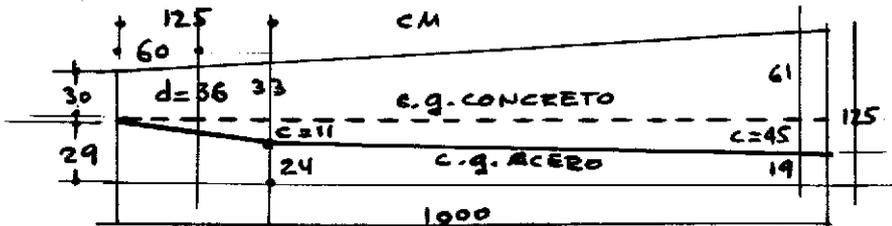
$$f_F^b = \frac{F}{A_c} + \frac{F e}{Z_b} = \frac{146000}{1800} + \frac{146000 \times 1}{18000} = 81.5 + 8.15$$

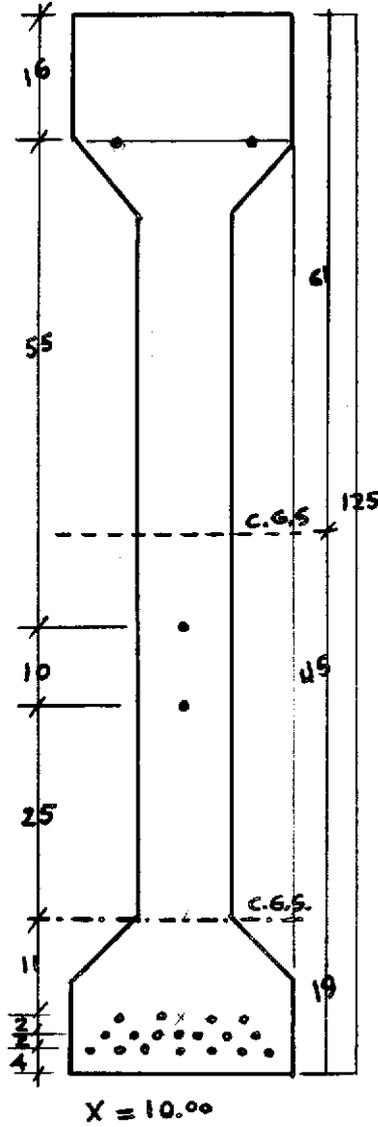
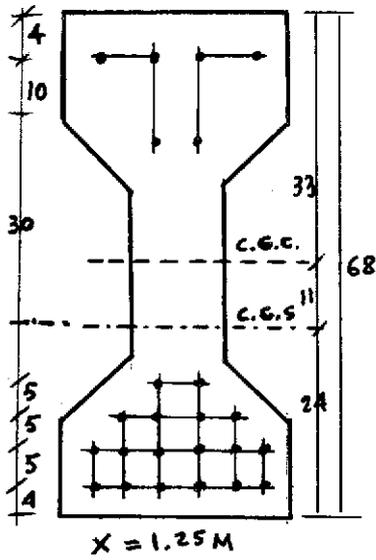
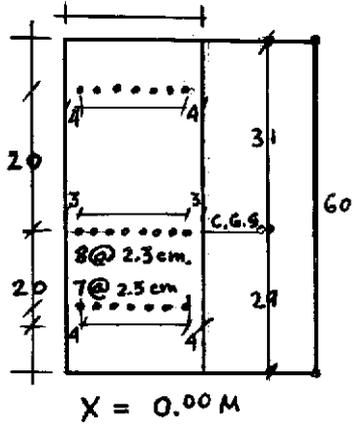
$$\left. \begin{aligned} f_F^b &= +89.65 \text{ kg/cm}^2 \\ f_F^b &= +81.50 - 8.15 = +73.35 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \right\} \text{ambos son permisibles.}$$

2o.) $F_1 = 190000$ kg = $1.3 F$ ∴

$$\left. \begin{aligned} f_{F_1}^b &= +112 \text{ kg/cm}^2 \\ f_{F_1}^b &= +95.1 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \right\} \text{que también son permisibles.}$$

De lo anterior deducimos que el recorrido que los cables tendrán, será:





NOTA: TODAS LAS MEDIDAS EN CM
LOS CABLES DE 1 CM DIAMETRO

c) Esfuerzo último y porcentaje de acero pretensado. En la sección 209.2.1 (b) ACI - ASCE obtenemos la fórmula:

$$\frac{1.4 p x d \times f_{su}}{f_c} = \text{distancia al extremo superior en compresión.}$$

El centro de gravedad del acero está:

	Dist. al centroide (cm)	d (cm)
X = 0.00 m	1	31 cm
X = 1.25 m	11	43 cm
X = 10.00 m	45	106 cm

$$A_s = 22 \times \frac{\pi}{4} \times 1^2 = 17.25 \text{ cm}^2$$

$$P(X = 1.25) = \frac{A_s}{bd} = \frac{17.25}{30 \times 43} = 0.0134$$

$$P(X = 10.00) = \frac{A_s}{bd} = \frac{17.25}{30 \times 106} = 0.00542$$

$$f_s = 18000 \text{ kg/cm} \quad f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{su} = f_s \left(1 - 0.5 \frac{p f_s}{f_c} \right) = 18000 \left(1 - 0.5 \times \frac{0.0134 \times 18000}{350} \right)$$

$$f_{su} X = 1.25 = 18000 (1 - 0.345) = 11800 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{su} X = 10.00 \quad = 18000 (1 - 0.14) = 15500 \text{ kg/cm}^2$$

Aplicándolo en la fórmula:

$$X = 1.25 \frac{1.4 \times 0.0134 \times 43 \times 11800}{350} = 27.1 \text{ cm} < 43 \text{ cm.}$$

$$X = 10.00 \frac{1.4 \times 0.00542 \times 106 \times 15500}{350} = 35.6 \text{ cm} < 106 \text{ cm.}$$

Ambos valores dan distancias a la parte superior - inferiores a las que tenemos y por lo tanto la situación es aceptable.

Aplicando la fórmula (sec. 209.2.1) de la ACI - ASCE para obtener el momento último permisible:

$$M_u \text{ max} = A_s f_{su} d \left(1 - \frac{k_2}{k_1 k_3} \times \rho \frac{f_{su}}{f_c} \right)$$

$k_2/k_1 k_3 = 0.6$ (relación entre distancias y esfuerzos)

$$\begin{aligned} M_u \text{ max} \\ (X = 1.25) &= 17.25 \times 11800 \times 43 \left(1 - 0.60 \times \frac{0.0134 \times 11800}{350} \right) \end{aligned}$$

$$= 8800000 (1 - 0.271) = 6400000 \text{ kgcm.}$$

$$\begin{aligned} M_u \text{ max} \\ (X = 10.00) &= 17.25 \times 15500 \times 106 \left(1 - \frac{0.6 \times 0.00542 \times 15500}{350} \right) \\ &= 28400000 (1 - 0.144) = 24200000 \text{ kgcm.} \end{aligned}$$

Los anteriores son los momentos máximos admisibles. El máximo que tendremos aplicando los factores de carga será:

$$1.2 \text{ C.M.} + 2.4 \text{ C.V.}$$

Tomando un peso propio promedio de 420 kgm a lo largo de la viga (Ver página 45, Capítulo III), considerando esto como suficientemente aproximado para el caso; tomando en cuenta que la carga muerta efectivamente es uniformemente distribuido y es mayor que el peso propio en relación 3 a 1.

$$\text{C.M.} = 1.2 (420 + 1200) = 1845 \text{ kg/m}$$

$$\text{C.V.} = 2.4 (600) = \frac{1440}{3385 \text{ kg/m}}$$

$$X = 10.00 M_T = \frac{W l^2}{8} = \frac{3385 \times 20^2}{8} = 169500 = 16950000 \text{ kgcm.}$$

$$X = 1.25 M_T = \frac{w l x}{2} - \frac{W x^2}{2} = \frac{3385 \times 20}{2} \times 1.25 - \frac{3385 \times 1.56}{2}$$

$$= 42300 - 2645 = 39655$$

$$X = 1.25 M_T = 3965500 \text{ kgcm}$$

Ambos valores son menores que los que la viga puede resistir.

Chequeando el porcentaje del acero de acuerdo con la sección (209.2.3) de la ACI - ASCE donde el momento es máximo:

$$\% = \frac{\rho f'_s u}{f_c} = \frac{0.00542 \times 15500}{350} = 0.24$$

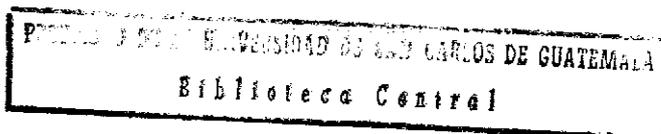
Que es un valor menor de 0.30, límite para estar sobre reforzado.

d) Acero para resistir el corte.

Sección 210 de la ACI - ASCE. El corte lo consideraremos a una distancia t del apoyo que es el punto crítico.

$$\text{Corte pp + C. Muerta} = (10.00 - 0.60 \text{ m}) \times (420 + 1200 \text{ kg/m}) = 15200 \text{ kg}$$

$$\text{Carga Viva} = 9.40 \text{ m} \times 600 \text{ kg/m} = 5640 \text{ kg.}$$
$$\underline{\hspace{10em}} \\ 20840 \text{ kg.}$$



Aplicando el factor 1.8 (C.M. +C.V.) para obtener V_u

$$V_u(0.60) = 1.8 (20840) = 37500 \text{ kg.}$$

y tenemos que V_u a $X = 1.25$ m.

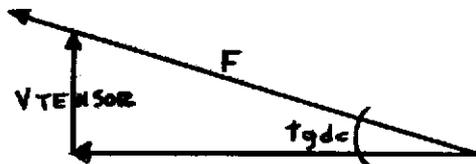
$$V = 20840 - (1.25 - 0.60) \times 220$$

$$V = 19450 \text{ kg.}$$

$$V_u(1.25) = 1.8 (19450) = 35100 \text{ kg.}$$

Los tensores por tener cierto ángulo resisten una parte del corte.

Esquemáticamente :



La inclinación de los tensores nos da su tangente.

$$t_g = (29 - 24)/125 = 5/125 = 0.04$$

$F = 146000 \text{ kg}$ ∴ el corte soportado por los tensores = $146000 \times 0.04 = 5820 \text{ kg}$.

Quedando el corte efectivo:

$$V_u(0.60) = 37500 - 5820 = 31680 \text{ kg.}$$

$$V_u(1.25) = 35100 - 5820 = 29280 \text{ kg.}$$

El esfuerzo se calcula con la fórmula:

$$A_v = \frac{1/2 (V_u - V_c) S}{f_y J d}$$

s máximo según sección 210.2.4 de la ACI - ASCE 3/4 de la altura.

3/4 x 63 = 47 cm. Usando los estribos a 30 cm:

Acero común con un $f_s = 2312 \text{ kg/cm}^2$

$V_c = 0.06 (f_s) b \times j \times d$ (d cambia debido a la inclinación)

$$j = 1 - 0.6 \rho \frac{f_{su}}{f_s} = 1 - 0.6 \left(\frac{.0134 \times 11800}{2312} \right) = 1 - 0.27 = 0.73$$

$$V_c 0.60 = 0.06 \times 350 \times 30 \times 0.73 \times 36 = 16600 \text{ kg.}$$

$$V_c 1.25 = 0.06 \times 350 \times 9 \times 0.73 \times 44 = 6100 \text{ kg.}$$

Haciendo el cálculo en ambos puntos para encontrar el punto crítico

$$A_v 0.60 = \frac{1/2 (31680 - 16600) 30}{2312 \times 0.73 \times 36} = \frac{227000}{61000} = 3.72 \text{ cm}^2$$

$$A_v 1.25 = \frac{1/2 (29280 - 6100) 30}{2312 \times 0.73 \times 44} = \frac{349000}{74100} = 4.7 \text{ cm}^2$$

El refuerzo que se necesita a $1/4$ de L será mucho menor por lo que merece calcularlo:

$$V_{u\ 5.00} = 1.8 \times 11100 = 20000 \text{ kg.}$$

Los tensores soportarán:

$$t = (24 - 19) / 875 = 0.0057 \text{ } \therefore \text{ por lo que soportan un corte } = \frac{g}{F} \times t_g = 146000 \times 0.0057 = 830 \text{ kg.}$$

$$J \text{ aumenta a } 0.79 \quad d = 92.5 - 22.5 = 70 \text{ cm.}$$

Por lo que

$$V_{c\ 5.00} = 0.06 \times 350 \times 9 \times 0.79 \times 70 = 10500 \text{ kg.}$$

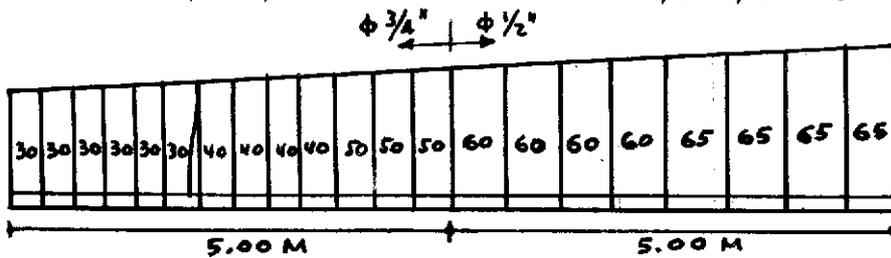
$$A_v = \frac{1/2 (20000 - 830 - 10500) 60}{2312 \times 0.79 \times 70} = \frac{259000}{128000} = 2.02 \text{ cm}^2$$

Quedando el refuerzo por corte así:

$$A_v = 4.7 \text{ cm}^2 = 2 \text{ } \emptyset \text{ } D = 1.74 \text{ cm.} \quad A_v = 2.02 \text{ cm}^2 = 2 \text{ } \emptyset \text{ } D = 1.13 \text{ cm.}$$

1 estribo $3/4''$ c/30 cm.

1 estribo $1/2''$ c/60 cm.



e) Cálculo de la flecha o deflexión

El cálculo de la flecha en esta viga tiene dos dificultades a:

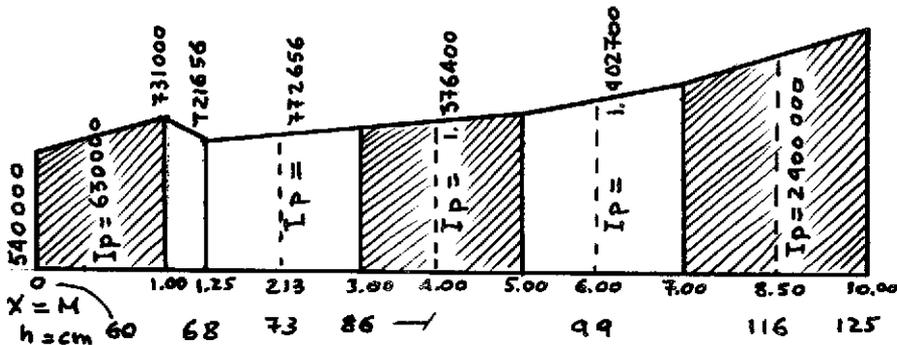
- a) El módulo de elasticidad no se puede determinar con exactitud si no es con pruebas de laboratorio en las mismas condiciones, y
- b) El momento de inercia de la viga es variable.

Consideraremos un valor para el módulo de elasticidad que sea un promedio de las diferentes pruebas de laboratorio:

$$E = 300000 \text{ kg/cm}^2.$$

Las deflexiones de la viga las calcularemos por el método de Área - Momento para lo cual necesitamos tener los diagramas de momento y los valores del momento de inercia de la viga en diferentes puntos.

Dividiendo la viga en segmentos tendremos los siguientes valores para el momento de inercia:



Haremos la simplificación de tomar el valor promedio de I en todo el tramo como constante a lo largo del mismo.

Deflexión debida a F_1 :

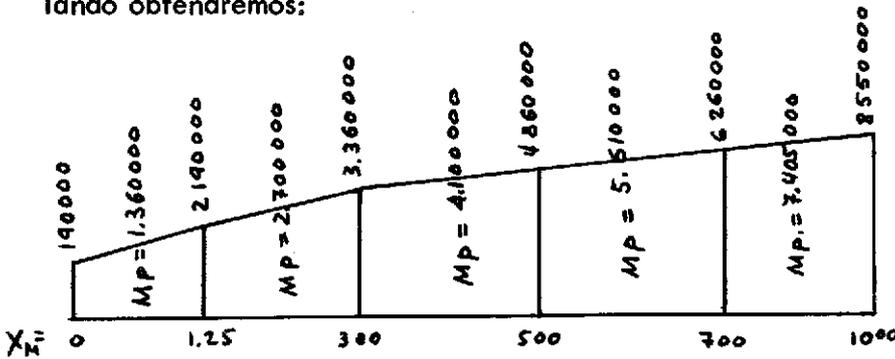
$F_1 = 190000$ kg. crea un Momento (M_e) en la viga igual a:

$$F_1 \times e = X = 0.00 \quad M_e = 190000 \times 1 = 190000 \text{ kgcm.}$$

$$X = 1.25 \quad M_e = 190000 \times 11 = 2190000 \text{ kgcm.}$$

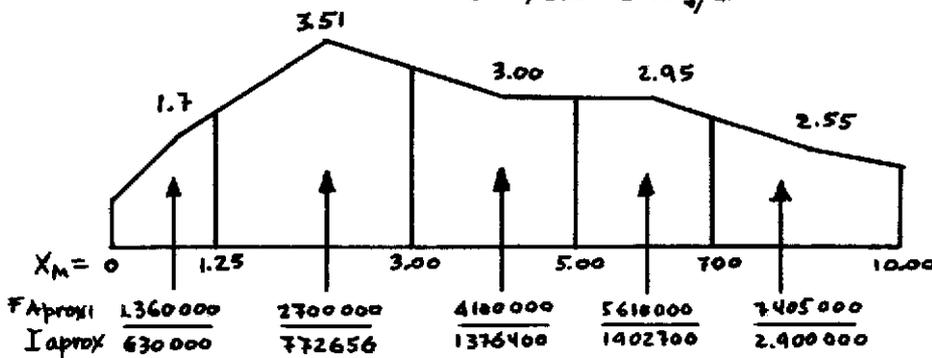
$$X = 10.00 \quad M_e = 190000 \times 45 = 8550000 \text{ kgcm.}$$

Haciendo un diagrama de momento e interpolando obtendremos:



y dividiendo por I obrendremos el diagrama M/I :

$$\text{Kg cm/cm}^4 = \text{Kg/cm}^3$$



Calculando la deflexión al centro debida a $F_1 = y$ tenemos = $\frac{E \times y \times F_1}{I}$ Módulo de Elasticidad

$$E \times y (F_1) = 1.7 \times 125 \times 75 + 3.5 \times 175 \times 213 + 3 \times 200 \times 400 + 2.95 \times 200 \times 600 + 2.55 \times 300 \times 850$$

$$E \times y F_1 = 1383450$$

$$y F_1 = \frac{1383450}{300000} = + 4.62 \text{ cm}$$

Esta deflexión es hacia arriba en el centro de la luz.

Deflexión Debida al peso propio y a carga muerta

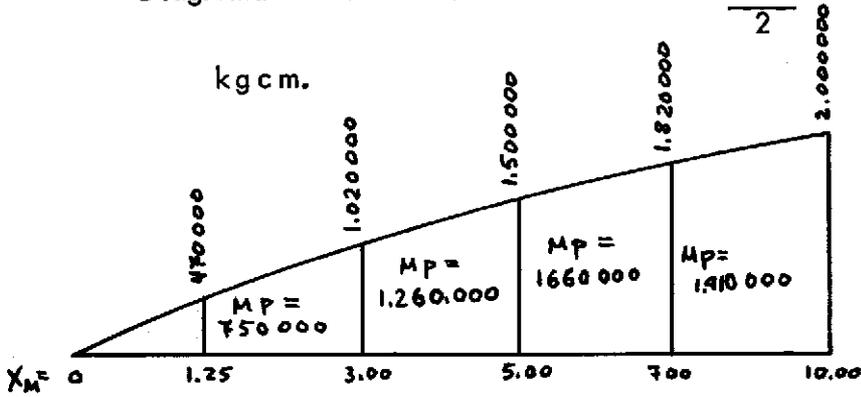
La carga viva no se toma en cuenta en azoteas sin acceso ya que es eventual y no produce deflexión per-

manente.

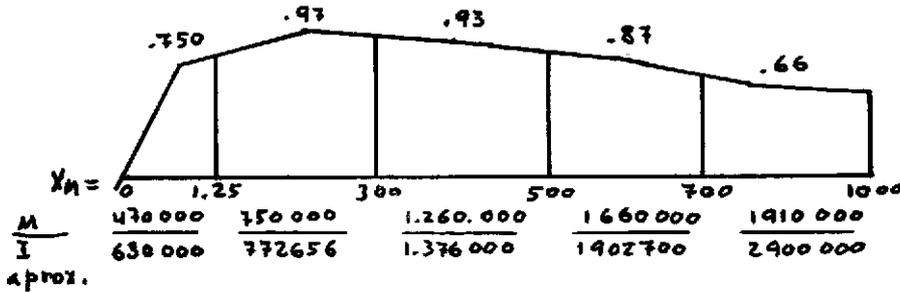
Considerando a la viga con un peso propio uniforme de 400 kg/m (este valor es mayor que el peso real de la viga, pero éste se concentra más al centro por lo que los momentos producidos son similares)

Diagrama de momentos:

$$M = Rx - \frac{wx^2}{2}$$



siendo el diagrama de M/I :
kg/cm³



Deflexión al centro = y_{pp}

$$E y_{pp} = \frac{0.75 \times 125 \times 83.3 + 0.97 \times 175 \times 213 + 0.93 \times 200 \times 400}{2}$$

$$+ 0.87 \times 200 \times 600 + 0.66 \times 300 \times 850$$

$$E y_{pp} = 388700$$

$$y_{pp} = \frac{388700}{300000} = -1.29 \text{ cm}$$

Como la C.M. es 3 veces el peso propio tenemos que:

$$y_{C.M.} = 3 \times (-1.29) = -3.87 \text{ cm.}$$

Resumiendo obtenemos que:

$$\text{Flecha al erigir la estructura} = y_{F_1} + y_{pp} = 4.62 - 1.29 = +3.33 \text{ cm.}$$

$$\begin{aligned} \text{deflexión al finalizar la estructura} &= y_{F_1} + y_{pp} + C.M. = \\ &+ 3.33 - 3.87 = -0.55 \text{ cm.} \end{aligned}$$

Con el transcurso del tiempo la deflexión se incrementa en un 15% quedando:

$$-0.55 + 150\% (-0.55) = -0.55 - 0.83 = -1.38 \text{ cm.}$$

Esta deflexión está dentro de los límites más estrictos que permiten una deflexión máxima de $L/360 = \frac{2000}{360} = 5.56$

cm. que tampoco se sobrepasa durante la construcción.

Revestimiento por Incendio

De acuerdo con la tabla de la página 35 se diseñó la viga sin colocar acero de tensado a menos de 4 cm. de la superficie en la parte inferior de la viga ya que será la parte más expuesta a la acción de un incendio.

Empalmes con las Columnas de Apoyo

El Instituto del Concreto pretensado ha normado las conexiones entre los elementos prefabricados y los ha expresado en un manual: "Detalles de conexiones para edificios de concreto de elementos presforzados precolados".

La superficie mínima de apoyo será:

$$\text{Peso total} = 3860 + 1800 \times 10 = 21860 \text{ kg.}$$

$$\text{Area} = \frac{21860}{158} = 138 \text{ cm}^2$$

Como tenemos un ancho de 30 cm. se necesita una longitud mínima de apoyo de 7 cm. Sin embargo, consideraremos una longitud mínima de 15 cm. Esta clase de viga generalmente no tiene problema para el ensamble con las columnas ya que debido a que son de cubierta superior siempre se puede aprovechar el area del tope de la columna en su totalidad o por lo menos de la mitad si hay una estructura contigua.

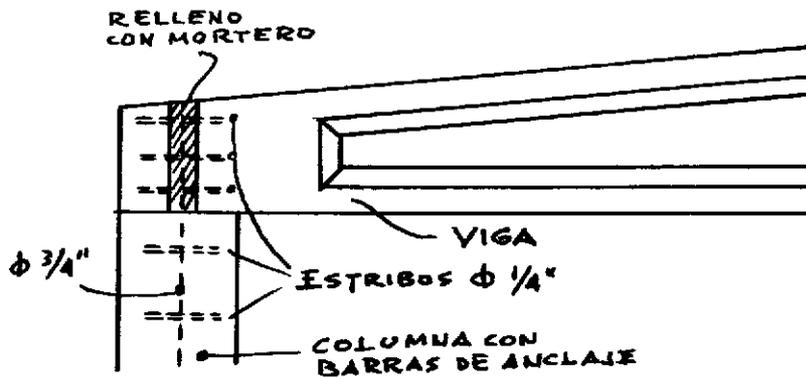
Después de una revisión de las distintas juntas, adoptaremos la clasificada como BC - 7 (del manual antes mencionado) que es una conexión con barras de anclaje, para claros simplemente apoyados.

Se le tiene como uno de los tipos de conexión - más simple y barato.

Si se desea tener la posibilidad de permitir pequeños movimientos, debidos a cambios de temperatura, vibraciones o deflexiones, la parte inferior del agujero para la barra de anclaje debe rellenarse con mastique

Se deben colocar estribos horizontales alrededor de los agujeros de las barras de anclaje para resistir tensiones axiales debidas a cambios de temperatura y a acortamientos por flujo plástico.

El agujero debe ser de un diámetro lo suficientemente grande para permitir tolerancia en la colocación de la viga.



Con ésto damos por concluído el análisis y di
seño de las vigas I de peralte variable.

CAPITULO IV

FACTIBILIDAD ECONOMICA DEL PROYECTO

Por factibilidad económica del proyecto consideramos el costo de la estructura ya instalada por unidad de área para determinar el consumo o la aceptabilidad que puede tener dicho costo. Como suposición lógica, mientras mayor sea la producción, el costo por unidad disminuirá ya que los costos indirectos no varían considerablemente.

Se harán los cálculos basándonos en una planta con una producción de 500 a 600 m² semanales para tener un total de 25000 m² al año; lo cual si es lógico pensar que se consumirá en un mercado como Guatemala donde hay escases de locales para industrias, bodegas, garages, mercados, cines populares, gimnasios, iglesias y otros edificios en los cuales se pueda emplear una estructura como la que estamos tratando.

El costo de la estructura lo subdividiremos en los renglones siguientes:

- 1o.)
 - a) Material empleado
 - b) Mano de obra para su ejecución.
 - c) Gastos de administración, depreciación de instalaciones y costo de almacenamiento.

c) cenamiento de existencias.

2o.) Instalación o Construcción

d) Transporte

e) Mano de obra y equipo para instalación.

f) Impermeabilización.

g) Supervisión de la Construcción.

FABRICACION

Se hará primero el cálculo del costo de fabricación de las piezas más sencillas (Placas TT).

Placas TT

El número de placas TT que se necesitarán semanalmente para llenar el mínimo que nos hemos impuesto será:

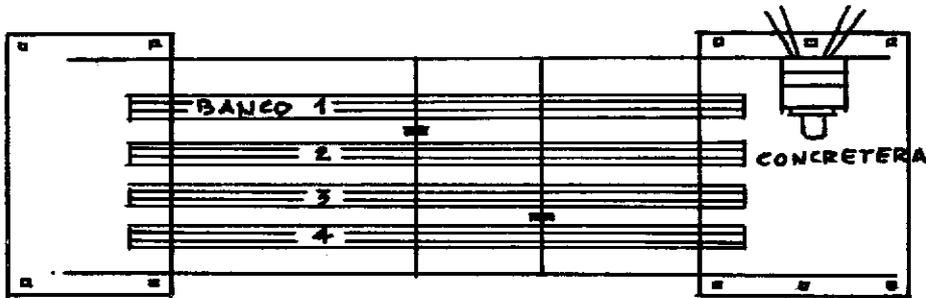
$$\pm 600 \text{ m}^2 \div 9 \text{ mt}^2 / \text{placa} = 67 \text{ placas.}$$

Este número de placas es posible fabricarlo con cuatro bancos de tensado de 100 m de longitud cada uno ya que los cables tensados permanecen rectos y por lo tanto el molde puede ser continuo para después solo cortar el acero (100 m es una longitud apropiada para estos bancos).

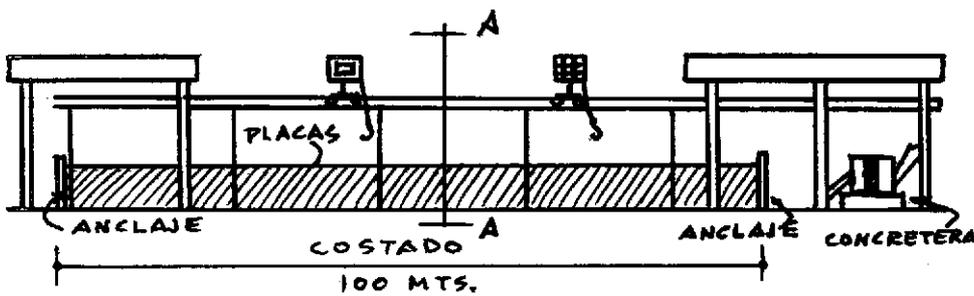
100 mts/6m/placa = 16 placas en cada operación de tensado..

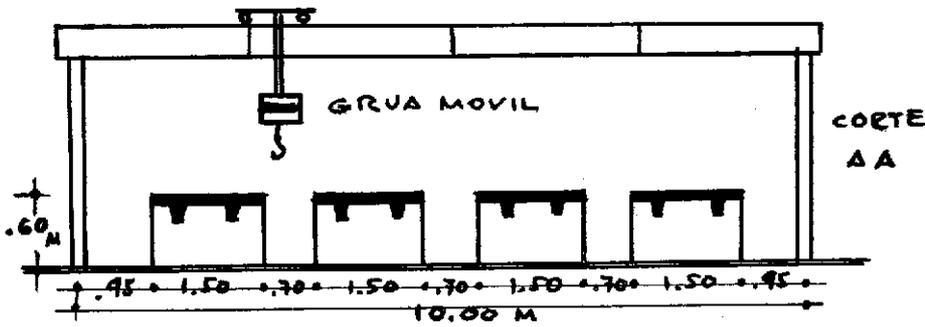
Usando los bancos una vez por semana tenemos 16 x 4, bancos = 64 placas semanales.

$$64 \times 9 = 576 \text{ m}^2 \approx 600 \text{ m}^2 \text{ buscados}$$



Planta de
Fabricación





Costo Material de Placas TT

Concreto (de $420 \text{ kg/m}^3 = 1 : 1.5 : 3$) ; 0)

1 m ³ : 10 sacos a	Q1.35	13.50
7 m ³ piedra a	Q4.00/m ³	2.80
.35 m ³ arena a	Q2.50/m ³	0.88
		17.18
Agua + desperdicio		1.50

Acelerante para rápido desmolde
a los 6 días 0.25

Volumen placas TT: $0.0886 \times 6.00 = 0.53 \text{ m}^3$ 18.93 Q/m³
1900 Q/m³

0.53 m³ de concreto por placa a 19.00/m³
Q10.00

Acero Tensado

$3.04 \text{ cm}^2 \times 600 \text{ cm de long} = 1900 \text{ cm}^3$ que con un peso es

específico 84 gm/cm^3 equivalen a 16 kg a
Q0.33 kg. Q 5.28

Malla superior transversal

1.50 mts x 50 = 75 m de 3/16" Q0.033/m 2.50

Alambre Amarre

3 libras a Q0.11 la libra 0.33

Q 18.11

Mano de cObra

2 obreros en la mezcladora a
Q.1.50 día Q 3.00

6 obreros para instalar el molde, desmoldar,
estribaje y ayudar al colocado con vibrado
res a Q.1.50/día 9.00

1 encargado de tensar y su ayudante 3.50

1 Supervisor 3.00

18.50

+ prestaciones laborales 9.25

Costo planilla diaria Q 27.75

$64 \div 6 \text{ días hábiles} = 10.6 \text{ piezas TT por día de traba}$
 $\text{jo } \therefore \text{ c/pieza: } 27.75/10.6 = 2.60 \text{ Q/pieza TT.}$

∴ El costo total será:

Material	18.08
Mano de obra	2.60
Mover con grúa y almac. aproximado	1.50
	<hr/>
	22.18

Desgaste de mol des e instalación para su fabrica - ción e intereses por almacena - miento 20%	<hr/>
	4.42

26,66 Q cada pieza TT

Vigas I

Se fabricarán en instalaciones contiguas a los bancos de tensado para utilizar la misma concretera y supervisor.

Cada viga cubre su longitud por el largo de las placas TT = $20.00 \times 6.00 = 120 \text{ m}^2$

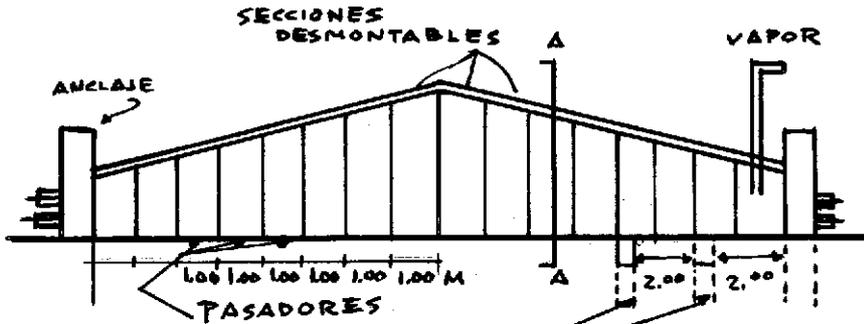
Para una producción de 576 m^2 semanales de área cubierta necesitaremos:

$$576/120 = 4.8 \quad 5 \text{ vigas/semanas}$$

Como algunas podrán ser de menor longitud se puede considerar que no faltarán piezas TT.

Para producir vigas I se usan moldes individuales a los que se les añaden secciones para tener la longitud de seada.

Figura

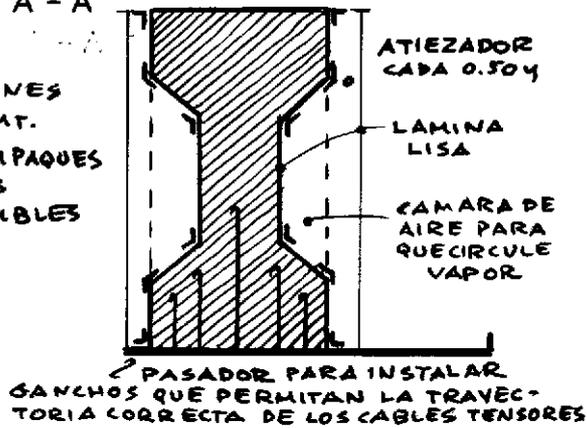


Agujeros para colocar en ellos vigas que soportan a los gatos para tensar.

Al quitar una sección de cada lado nos quedará un molde de 18 mts. y al quitar 2 de cada lado de 16 mts. etc.

Sección A - A

SECCIONES DE 1 MT. CON EMPAQUES EN LOS ENSAMBLÉS



El ajuste entre secciones debe ser muy exacto para impedir fugas del vapor que circula en la cámara de aire.

Con los moldes se podrán producir las cinco vigas semanalmente usándolos alternadamente dos y tres veces a la semana.

COSTO

Materiales

Concreto 20 Q/m³

(según cálculo anterior)

$$\frac{7720 \text{ kg}}{2400 \text{ kg/m}^2} \approx 3.50 \text{ m}^3 \text{ a } 20.00 \quad 20.00$$

Acero

$$17.34 \text{ cm}^2 \times 2000 = 34600 \text{ cm}^2 = 295 \text{ kg} \\ \text{a } .33 \text{ Q/kg.} \quad 97.50$$

Acero de Corte

Ø 3/4" 2 x 12 (de 1.70 mts c/u) 41 m

Ø 1/2" 2 x 8 (de 2.30 mts c/u) 37 m.

$$41 \text{ mts} - \text{Ø } 3/4" \text{ a } 0.40\text{Q/m} \quad 16.35$$

$$37 \text{ mts} - \text{Ø } 1/2" \text{ a } 0.21\text{Q/m} \quad 7.65$$

10 # alambre de amarre a 11.00 Q/qq 192.60

Mano de Obra: Cálculo de la planilla por día

2 operarios para armar el molde 2.00 2.00 4.00
(cuando no arman o limpian pueden hacer estribos)

2 operarios para hacer armadura 2.00 4.00

4 ayudantes para tareas en general a 1.50
(ayudar al colado y llevar material etc.) 6.00

1 encargado de tensar (al mismo que en en las piezas TT) 1.00

1 supervisor (al mismo que en las TT) 1.00

16.00

50% prestaciones 8.00

Planilla Diaria Q 24.00

Piezas por día: 5/6 días hábiles = 0.84

∴ costo mano de obra: $24/0.84 = 28.50Q$ que aumentaremos a 30.00 Q.

∴ costo de fabricación.

materiales 192.60

mano de obra 30.00

Mover vigas al
almacén 10.00

232.60

Desgaste moldes e instalaciones

para fabricar 20 %	<u>46.40</u>
	279.00 Q/o.u.

Como es fácil comprender, estos costos son aproximación en el renglón de mano de obra y el de desgaste de moldes y costo de instalaciones pues dependen mucho de la supervisión que se tenga sobre los obreros, de la eficiencia de éstos, de cómo se instale la fábrica y del mantenimiento que se tenga.

Ya teniendo los costos directos de fabricación añadiremos los costos indirectos:

Costo Fabricación	Pieza TT	26.60Q
	Viga I	279.00Q

GASTOS GENERALES:

Consideraremos un 10% del valor de producción dependiendo también de la eficiencia de la administración el que éste porcentaje aumente o disminuya. Tomamos en cuenta solo un 10 por ciento porque una fábrica de este tipo no debe de tener mucho personal administrativo debido a que son pocos renglones tanto de materiales como de cálculos y el despacho de pedidos de material fabricado es limitado a las construcciones en ejecución.

Imprevistos

No es de esperar que en la fabricación de productos en serie haya situaciones que retrasen la fabrica-

ción. La única posibilidad es la rotura o daño que sufran algunas piezas por lo que consideraremos que el 3% de la producción habrá que deshecharlo debido a esto.

Utilidad:

Un 15% de utilidad sobre el valor del material fabricado es suficiente para la inversión que se hace y los riesgos que se corren.

Haciendo un resumen:

	Placas TT	Vigas I
Costo Producción	26.60	279.12
10% G.G.	<u>2.66 +</u>	<u>27.91 ++</u>
	29.26	307.03
3% imprevistos	<u>.87 +</u>	<u>9.21 +</u>
	30.13	316.24
15% utilidad	<u>4.51 +</u>	<u>47.43 +</u>
	34.64	363.67
	a 9 mts ² /pieza Q.3.85/m ²	120 m ² pieza Q3.03/m ²

Una vez que tenemos los costos del material pues to en fábrica calcularemos el costo del transporte, instala ción y construcción.

Lo primero a considerar es:

Transporte: El costo de este renglón es difícil determinarlo con exactitud por varios factores:

- 1o.) Se trata de piezas grandes y difíciles de movilizar.
- 2o.) El lugar a donde se trasladará es incierto ya que puede ser en la capital o en un departamento lejano. Para tener una referencia consideraremos un radio de 50 km.
- 3o.) La rapidez con que se descarga depende de las facilidades con que se cuente en el lugar de la obra. Grúas para colocarlo inmediatamente en su sitio definitivo o puentes móviles portables para depositar el material en el suelo.

El peso de las Placas TT es: 214 kg/m lineal:
1284 kg/placa.

El peso de las Vigas I: 7720 kg.

Transporte Placas TT

Estas piezas son fáciles de movilizar y ya que su longitud es la de las carrocerías de los camiones corrientes y se pueden mover varias en cada viaje.

Consideraremos un precio de 0.30 Q los 100 kg (en un radio de 50 km) ya que el camión va totalmente cargado; 5 piezas equivalen a 6 toneladas que es la capacidad común de los camiones con una carrocería de 6 mts.

$$0.30 \times \frac{1280}{100} = 3.84 \approx 4.00 \text{ Q/pieza}$$

Como gastos de cargar y des-
cargar 1.00 Q/pieza

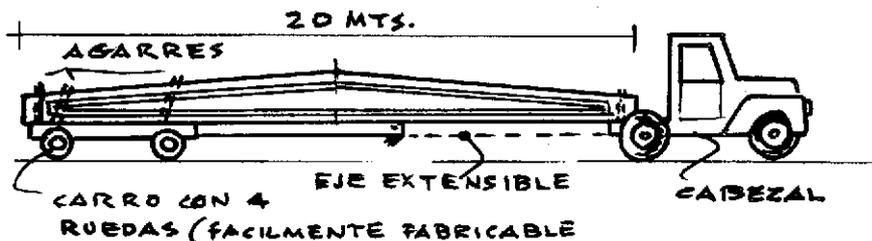
Total transporte de cada
placa TT 5.00 Q/pieza

Transporte Vigas I

Su transporte se puede efectuar en dos métodos:

- 1o.) Cabezal de camión con trailer de aproxima-
damente 18 mts. y
- 2o.) Un cabezal con plataforma de carga y un ca-
rro de 4 ruedas independiente unido única-
mente por un eje extensible en el cual van
los cables de frenos y de luces.

Una representación esquemática de este sistema
será:



En este tipo de transporte la viga va asentada de la mejor manera porque va apoyada únicamente en los extremos y ella sirve como eje rígido.

Cuando fuera sin carga, el eje extensible se reduce al mínimo de su longitud por lo que no ofrece problema su acarreo.

La única prevención que habría que hacer es que hay localizaciones a las cuales no podría o por lo menos se dificultaría la llegada de un transporte de esta longitud.

Hechas las anteriores consideraciones y en base al peso total de la viga, consideraremos el transporte al precio de 0.40Q/100 kg. debido a que quizás requiere operaciones más difíciles que las placas TT.

$$0.40 \times \frac{7720}{100} = 30.88 \approx 31.00 \text{ Q/viga} \times 2 \text{ vigas}$$

en cada viaje: Q62.00 por flete

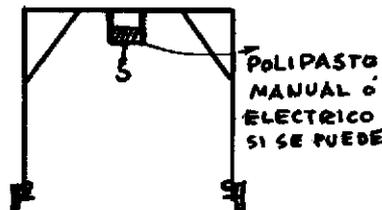
(2 vigas = 15400 kg. que es factible en un trailer de 10 ruedas).

Hay que añadir las operaciones de carga y descarga 9.00=

40.00Q Total Transporte.

(Las operaciones de carga se hacen con una grúa móvil instalada en la fábrica y las descargas con puentes móviles).

Se emplearían 2,4 ó 6 según el peso de la pieza.



Instalación:

Una vez puesto el material en la obra nos queda ya como operación principal.

e) La Instalación de las Vigas I y Placas TT

Para esta fase tenemos que considerar que ya que se han hecho las columnas o muros de cargas sobre los que se colocarán las vigas y que el piso de la nave ya está fundido para que pueda movilizarse una grúa o por lo menos bien replanado.

El montaje de estas vigas se puede hacer con una grúa de capacidad de 10 toneladas cuyo alquiler es de aproximadamente 12.00Q/hora.

Los datos que podemos suponer serán hipotéticos pero parece factible que en buenas condiciones una hora será suficiente para colocar cada viga y que perderemos - 1/2 hora en empezar de nuevo la operación, por lo tanto:

$1 \frac{1}{2} \text{ horas} \times 12.00\text{Q/hora} = 18.00\text{Q/montaje} / \text{c/viga.}$

Una vez montadas las vigas I sobre ellas colocaremos las placas TT con una grúa de pluma larga con capacidad máxima de 3 toneladas. Alquilándola por día 30.00Q diarios parece un precio razonable y consideraremos que al tener experiencia el operador y facilidad de movimiento se puede colocar una pieza c/10 minutos o sea:

$6 \times 8 \text{ horas} = 48 \text{ piezas/día, que con pérdidas de tiempo serán } 40 \text{ piezas/día.}$

(para tener un margen de seguridad)

$$30.00/40 = 0.75 \text{ Q/pieza.}$$

Además del alquiler del equipo debemos de considerar al personal que se encarga de hacer los ajustes entre la viga I y las columnas y el asiento de las placas TT.

Una cuadrilla de 8 hombres debe ser suficiente. Como será personal que debe ser hábil ganarán 2.50Q/día.

8 x 2.50	20.00
+ 50 % prestaciones-	10.00
	<hr/>
	30.00

Para no complicar las operaciones esto lo cargaremos a las placas TT:

$$30.00/40 \text{ piezas} = 0.75 \text{ Q/pieza}$$

Para las uniones entre la columna y la viga necesitamos mastique o mortero. El costo de estos materiales lo estimaremos en Q1.00/unión o sea que será de Q.2.00 de material para la unión de cada viga.

En la unión entre viga I y las placas TT necesitamos por cada placa:

- 4 L de 1 1/2" x 2" x 1/4" de 0.07 cm de longitud que vienen unidos a la viga I
- 4 tornillos de 5/8" x 5" de longitud con su

tuerca respectiva.

4 planchas de $1/2'' \times 1/8''$ de 0.07 cm
de longitud que vienen unidas a la pieza TT.

Cada angular pesa aproximadamente .300 gm a
0.20Q/kg.

∴ su costo ya con el agujero: $0.06 + 0.04 = 0.10 Q$

4L a 0.10 Q .40

4 tornillos $5/8'' \times 5''$
a 0.15 Q .60

4 planchas a 0.08 Q .32
1.32 $\approx 1.40Q/placa$

La unión entre placas necesita 6 mts de empa-
que o fibra asfáltica, calculando a 0.12 Q por mt. lineal
tendremos aproximadamente Q0.75 por placa.

Ya con estos costos haremos un resumen de los
costos de transporte y armada:

Montaje de Viga I

Transporte	40.00
Equipo colocación	18.00
Unión a columna	2.00
Total Viga I	<u>60.00</u>

$$\text{Costo por m}^2 = 60.00/120 \text{ mts} = 0.50 \text{ Q/m}^2$$

Montaje de Placa TT

Transporte	5.00
Equipo de colocación	0.75
Mano de Obra	0.75
Unión viga I	1.40
Unión entre TT	0.75
Total/placa TT	<u>8.65</u>

$$\text{Costo m}^2 = 8.65/9 \text{ mts} = 1.00 \text{ Q/m}^2$$

En estos costos consideraremos:

G.G. Para hacer las planillas de personal, despacho de materiales, papeleo, etc. un 5% del costo sería suficiente.

Imprevistos: En esta fase es muy probable que hayan imprevistos tales como lluvia, retrasos en la llegada de las piezas, etc. por lo que consideraremos un 20%.

Utilidad: la consideraremos en el renglón de supervisión

	Q/m ²
∴ Costo Montaje ya integrado:	1.50
± 5 % G.G.	0.10
4.000% Imprevistos	<u>1.60</u>
+ 20 % imprevistos	.32
	<u>1.92 Q/m²</u>

Ya en esta fase de la construcción nos queda:

La Impermeabilización

Los puntos claves por los cuales puede haber filtración de agua es en las juntas por lo que les daremos especial cuidado. En el resto de la superficie donde el concreto trabaja a compresión no hay problema de fisuras que permitieran el paso del agua.

Lo que necesitamos básicamente es un impermeabilizante barato y resistente.

Entre los impermeabilizantes tenemos: de tipo asfáltico, con fiberglass y a base de hule o caucho. Al consultar con varias compañías que se dedican a la impermeabilización de techos nos decidió el costo por la de tipo asfáltico que tiene los siguientes componentes y pasos en su realización:

1o.) Se recubren las juntas con asfalto de un punto de ablandamiento de 80 - 85° C después de aplicación del imprimador. Se ejecuta esta operación en caliente.

2o.) Sobre las juntas se colocan tiras de fibra de vidrio de 6" de ancho para reforzar.

3o.) Se hace una aplicación de asfalto en frío sobre toda la superficie.

4o.) Se pinta toda la superficie con pintura de base asfáltica con aluminio.

El costo estará integrado así:

1o.) Imprimidor	0.10 Q/m ²
asfalto 80°C	0.15 Q/m ²
2o.) Tiras 9 c/m lineal	0.09 Q/m ²
3o.) Asfalto en frío	0.17 Q/m ²
4o.) Pintura con Aluminio	0.25 Q/m ²
	<hr/>
	0.76 Q/m ²

Estos costos son ya aplicados a la superficie de la terraza.

El costo es bastante aproximado a lo que cobran las diferentes compañías por lo que lo consideraremos que es exacto.

g) Supervisión de la Construcción.

Será hecha por un ingeniero civil que es la persona más indicada.

Un sueldo de Q600.00 al mes para la fase inicial de planificación estará dentro de los standards actuales.

Esto supone 150~~0~~ semanales para supervisar 576 m² o sea que $150 / 576 = .26 Q$

Supervisión $\frac{= .04 Q}{.30 Q/m^2}$ Gastos de viajes y
movilización:
(0.04 x 576 = 23.00 Q/
semana)

La utilidad para la empresa que construye puede variar mucho debido a las circunstancias de ejecución, pero un mínimo de Q0.50 por metro cuadrado parece razonable.

<u>Resumen de Costos</u>		Q/m ²
	Placas TT	3.85
Costo de Fabricación	Vigas I	<u>3.03</u>
		6.88
Costo de Instalación	1.92	
Costo Impermeabilización	0.76	
Costo Supervisión	<u>0.30</u> +	2.98
Utilidad		<u>0.50</u>
		10:36 Q/m ²

Como se comprenderá esta estimación es aproximada ya que hay operaciones en las cuales la experiencia que tenemos en Guatemala es nula y los costos de otros países están integrados en diferentes porcentajes a los nuestros debido a que tanto el precio de los materiales como de la mano de obra y las condiciones de transporte son diferentes.

CAPITULO V

COMPARACION ECONOMICA CON OTROS TIPOS DE CUBIERTA

Esta comparación se hace para determinar si merece la pena para la economía del proyecto y del país, la fabricación y construcción de edificios industriales en el sistema que hemos estudiado.

Desde el punto de la economía nacional lo que nos interesa es determinar si el gasto de divisas es mayor en las estructuras metálicas, en las de concreto armado o en las de concreto presforzado y también si resulta más económica o no que las otras. (Sería interesante el establecer la mano de obra empleada en cada una considerándolo como fuente de trabajo).

Gasto por m² de acero en sistema de C. Presforzado.

En las placas TT		Q
Para cada placa	Acero de tensado	5.28
	Malla Superior	2.50
	Alambre Amarre	<u>0.33</u>
		8.11

$$\text{Por m}^2; 8.11/9\text{m}^2 = 0.90 \text{ Q/m}^2$$

En las vigas I

		Q
Para cada viga	Acero de tensado	97.50
	Acero estribos	24.00
	Alambre amarre	<u>1.10</u>
		122.60

Por m²: $122.60 \text{ Q} / 120 \text{ m}^2 = 1.02 \text{ Q/m}^2$

Tornillos, angulares y empaque para las uniones	1.00
	<u>0.45 +</u>
Por placa	1.45

Por m²: $1.45 / 9 \text{ m}^2 = 0.16 \text{ Q/m}^2$

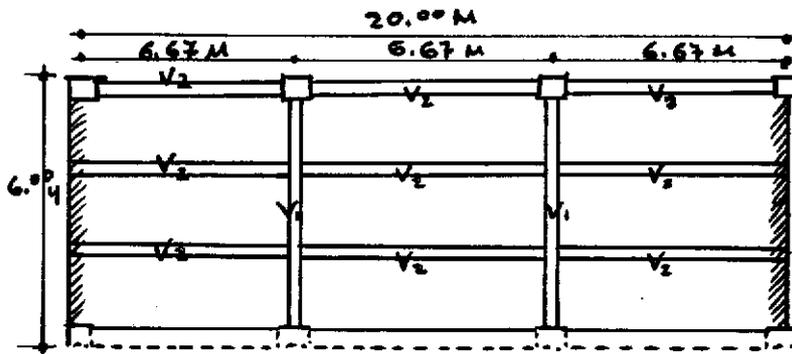
De la impermeabilización tenemos que el costo del material sin aplicar es de 0.60 Q/m^2 .

Resumiendo, nos queda que el total de divisas en acero e impermeabilizante por m² es de: $0.90 + 1.02 + 0.60 = 2.68 \text{ Q/m}^2$.

Se piensa inmediatamente en el valor de la maquinaria, equipo y combustibles que se usan y son también de procedencia extranjera. Sin embargo, hay que considerar que en la fabricación de las estructuras metálicas también hay que hacer estos gastos y que probablemente se equiparan o son mayores que los de la estructura de concreto presforzado.

Si pensamos en una estructura de concreto ar-

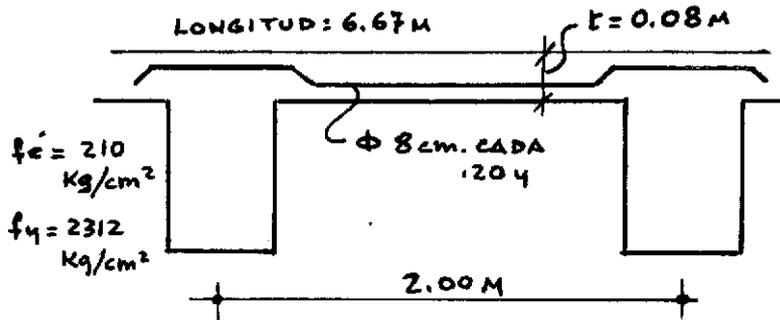
mado del tipo clásico usado en nuestro medio tendremos la siguiente situación:



en la que también se podría aplicar una losa reticular con la que se obtendría un resultado similar tanto en apariencia y características como en costo.

En forma general y después de los cálculos aproximados correspondientes tenemos las siguientes secciones:

Losa



En 9 losas tendremos:

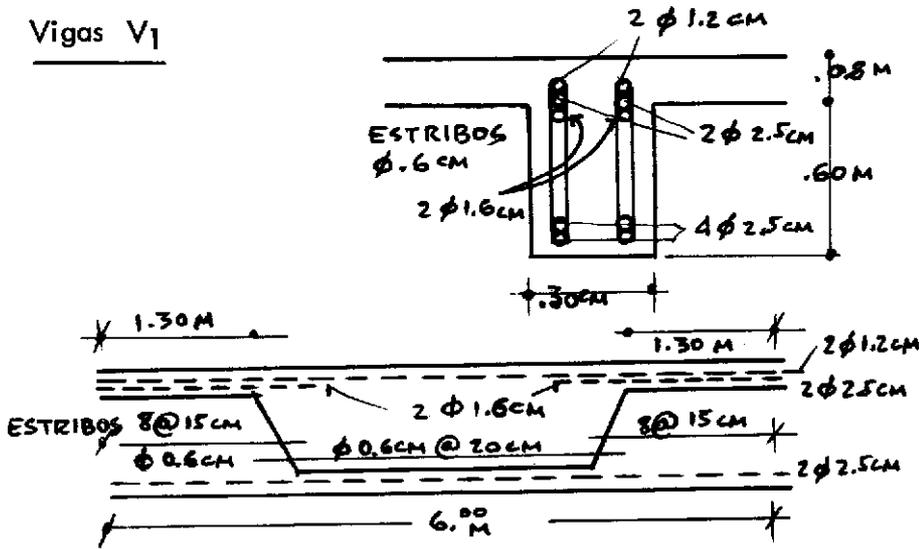
a) Concreto $9 \times 0.08 \text{ m} \times 2.00 \text{ m} \times 6.67 \text{ m} = 10.00 \text{ m}^3$

b) Acero: por m. lineal de losa:

$2.10 \times 5 = 10.50 \text{ m} \varnothing . 8 \text{ m}.$

Tenemos $9 \times 6.67 = 60 \text{ m}$ lineales $\times 10.50 \text{ m/m}$ lineal = 630 m . con un peso de $0.35 \text{ kg/m} = 220 \text{ kg}$. de acero.

Vigas V₁



En 2 vigas tenemos:

Concreto en c/viga = $6.00 \times 0.30 \times 0.60 = 1.08 \times 2 \approx 2.20 \text{ m}^3$

Acero en flexión: \varnothing	kg/m	kg
26 m (2.5cm)	4	104

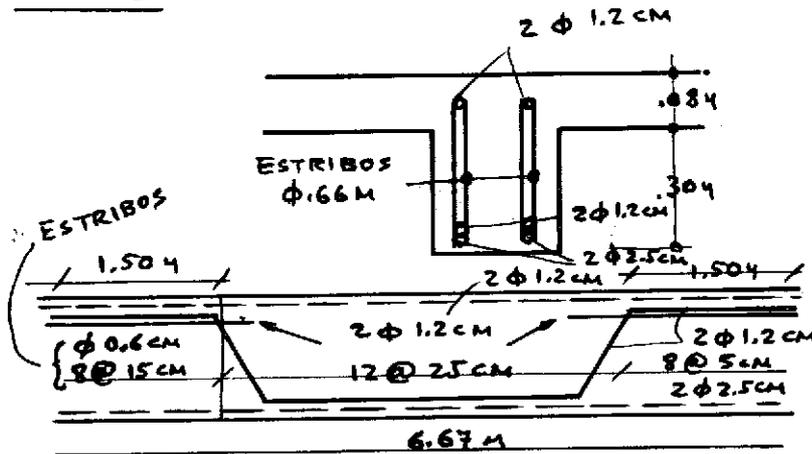
6 m	(1.6cm)	1.6	10
12 m	(1.2cm)	11.0	12
			<hr/>
			126 ≈ 130 kg.

Acero en Corte

$$64 \times (0.60 \times 2 + 0.10) = 84 \text{ m de } \emptyset .6 \text{ cm} \times 0.25 \text{ kg/m} = 21 \text{ kg.}$$

Sumando tenemos 150 kg. de acero por viga x 2 vigas = 300 kg.

Vigas V₂



En 9 vigas V₂ tenemos

Concreto.

$$9 \times 0.30 \times 0.25 \times 6.67 = 4.50 \text{ m}^3$$

Acero en flexión

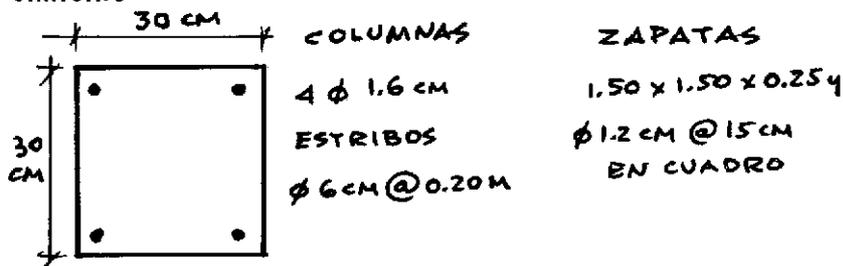
Long.	Ø cm.	kg/m	kg
14 m	2.5	4	56
34	1.2	1	34
			100 kg x 9 = 900 kg.

Acero en corte

56	.6	0.25	14 x 9 =
			125
			1025

Columnas Intermedias

2 Columnas con sus zapatas de una altura 4 mts + 1 mt. de cimiento



$$\begin{aligned} \text{Concreto Col. } .30 \times .30 \times 4.00 \times 2.00 &= 2.5 \text{ m}^3 \\ 1.50 \times 1.50 \times 0.25 \times 2.00 &= 1.2 \\ \hline &= 3.7 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Acero

$$\begin{aligned} &\text{kg/m} \\ 2 \text{ col } \left\{ \begin{array}{l} 2 \times 20 \text{ mts } \text{Ø } 1.6 \text{ cm } (1.6) = 32 \text{ kg} \times 2 = 64 \text{ kg.} \\ 2 \times 25 \times 1.20 \text{ m } \text{Ø } 0.6 \text{ cm } (0.25) = 20 \text{ kg} \times 2 = 40 \end{array} \right. \end{aligned}$$

2 zapatas

$$2 \times 20 \times 1.50 \varnothing 1.2 (1.00) = 30 \text{ kg} \times 2 = 60 \text{ kg.}$$
$$\underline{164 \approx 170 \text{ kg.}}$$

Resumiendo tenemos:

	m ³	kg
	Concreto	Acero
Losas	10.00	220
Migas V ₁	2.20	300
Migas V ₂	4.50	1025
Col. y Zapatas	<u>3.70</u>	<u>170</u>
	20.40	1715

Con las cantidades anteriores obtenemos los cos tos aproximados.

Concreto: 20.40 m³ a Q50.00/m³ que la experiencia da como un valor razonable al incluir formaleta, colado, supervisión, armadura del acero, gastos generales, etc. lo que nos da un total:

$$20.40 \text{ m}^3 \times 50\text{Q}/\text{m}^3 = 1020.00\text{Q}$$

$$\text{Acero: } 1715 \text{ kg a } 18.00\text{Q}/100 \text{ kg} = 313.00\text{Q}$$

$$+ \text{Alambre amarre aprox. } 1.0 \text{ kg}/\text{m}^2 \times 120 \text{ m}^2 \text{ a } 20.00\text{Q}/100 \text{ kg} \approx 21.00\text{Q}$$

Costo por unidad de área:

Concreto	1020.00	
Acero	313.00	
Alambre	$\frac{24.00}{1357.00 \div 120.00}$	$\frac{Q/m^2}{11.30}$
+ Impermeabilización		$\frac{0.76}{12.06}$
Ver pág. 92 Cap.IV		=====

Al obtener este costo por unidad de área se observa que es superior al obtenido en concreto pretensado, que su tiempo de ejecución es mayor, y que se tiene el inconveniente de las columnas centrales lo cual provoca una pérdida considerable de espacio.

En relación a las divisas tenemos que lo que se exportaría por unidad de área sería:

Acero	313.00	
Alambre	$\frac{24.00}{337.00 Q \div 120 m^2} = 2.82 Q/m^2$	
Impermeabilización Asfáltica	$\frac{0.60 +}{3.42 Q/m^2}$	

Las divisas que se exportan en una estructura metálica serán aproximadamente:

(Tal como en la estructura de concreto, consideraremos precios de venta en el comercio)

Lámina: a Q0.30 el pie lineal (0.30x0.70 m)

$$a 0.30 \times 0.70 \text{ m.} = 0.21 \text{ m}^2 \text{ o sea que } 1.45 \text{ Q/m}^2$$

Joist o costaneras de diversas secciones -
para soportar la lámina:

Varían entre 2.5 y 4 kg. por metro lineal (incluyendo los soportes laterales) y colocándolos con una separación de 1 metro:

$$3 \text{ kg/m}^2 \text{ a. } 18 \text{ Q el kg} \quad 0.54 \text{ Q/m}^2$$

Tijeras o Marcos Rígidos: la cantidad de acero varía entre 25 a 30 kg por metro lineal. Dividido esto en 6 mts. de separación tenemos de 5 a 6 kg por m².

$$5.5 \text{ kg} \times .18 \text{ Q el kg} \quad 0.99 \text{ Q/m}^2$$

Tornillos: Se deben de tomar en cuenta los que aseguran la lámina, los que unen las costaneras al marco y aquellos pertenecientes al marco en sí. Un promedio de 1 kg de tornillo por cada 7 a 10 m² dependerán del tipo de uniones, pero estará dentro de los límites comunes.

$$1 \text{ kg tornillo} = 0.90 \text{ Q}$$

$$0.90 \text{ Q} / 7 \text{ m}^2$$

$$0.13 \text{ Q/m}^2$$

En soldadura consideraremos que se gastarán 50 kg. de soldadura por cada 250 m² de construcción a .50 Q el kg.

O sea que tenemos:

1 kg. soldadura - 5m²

Por m²: 0.20 kg x 0.50Q - 0.10Q/m²

Resumiendo:

Total de divisas por m²:

Lámina	1.45
Acero Estructural	1.53
Tornillo y Soldadura	0.23
	<hr/>
	3.21Q

Fuente: Proyectos Cátedra de Diseño I y Consultas a Constructoras de Estructuras Metálicas)

CAPITULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Como se observa, la diferencia entre el sistema de concreto pretensado y el de estructura metálica en exportación de divisas será de $3.21 \text{ Q/m}^2 - 2.68 \text{ Q/m}^2 = .53 \text{ Q/m}^2$ y de $3.42 \text{ Q/m}^2 - 2.68 \text{ Q/m}^2 = .74 \text{ Q/m}^2$ en la estructura de concreto armado, lo cual viene a representar de un 16% a 20% de ahorro de las mismas con respecto a las armaduras metálicas y un 25% con las de concreto armado lo que no es decisivo para la adopción del sistema en este sentido.

En cuanto a la economía del proyecto en sí, tenemos en la estructura de concreto presforzado un precio de venta de 10.36 Q por m^2 de área techada en comparación de los precios normales de las estructuras metálicas que en luces de 20 mts. varían de Q7.00 a Q9.50 por m^2 .

Si atendemos al factor de mantenimiento hay que considerar que el concreto tiene muchísimo menos mantenimiento que el acero, limitándose a la impermeabilización en tanto que en este último hay que evitar con mucho cuidado la oxidación, sobre todo en piezas delgada, además de que en la lámina se forman goteras fácilmente.

El evaluar si este aumento del costo inicial en la construcción sería factor determinante para que no se utilizara el sistema a pesar de las ventajas que se obtienen sobre las estructuras metálicas (Cap. I Págs. y) es algo que sólo un estudio de mercado y la experiencia pueden determinar con certeza.

Se ha tratado en la presente tesis de desarrollar el cálculo y los costos de un nuevo sistema de cubierta para grandes luces y su comparación con los métodos tradicionales.

Espero que este fin se halla logrado lo mejor posible aunque los resultados a que se han llegado no son determinantes para ninguno de los métodos comparados. Esto en parte se debe a que la experiencia en este tipo de cubiertas es nula en Guatemala por lo que los datos referentes a costos y problemas de transporte se obtuvieron en base a experiencias en estructuras prefabricadas pero no de estas dimensiones.

Por lo tanto, sería deseable el que se investigara más a fondo el asunto de costos y también estudiar si al hacer en concreto liviano las placas de cubierta TT el costo difiere del que se obtuvo, y a su vez hacer y someter a prueba un modelo de la misma, lo que actualmente no se hizo en los laboratorios de la Facultad debido a la falta de equipo para presforzar

(f) FRANCISCO CIRICI

Vo.Bo.

Ing. Joaquín Lottmann E.
Asesor

Ing. Amando Vides T.
Decano.

BIBLIOGRAFIA

- 1o.) S. Kehne - P. Bonatz
Construcción con Prefabricados de Hormigón
y Hormigón Armado
Editorial Reverté, S.A. 1954
- 2o.) Nuevas Técnicas en la Construcción
Librería y Editorial Alsina 1960
- 3o.) M. Paya Peinado
Hormigón Vibrado y Hormigones Especiales
Ediciones CEAC 1963
- 4o.) G. Magnel
Hormigón Precomprimido
Ediciones Cándido Fernández 1950
- 5o.) Carlo Cestelli Guidi
Concreto Armado Preesforzado
Editorial Continental S.A. 1959
- 6o.) M. Paya Peinado
Prefabricados de Hormigón
Ediciones CEAC 1965
- 7o.) G. Winter, A.H. Wilson
Design of Concrete Structures
McGraw-Hill Book Company 1954
- 8o.) F. Vilagut
Hormigones y Prefabricados
Editorial Reverté S.A. 1953

- 9o.) H. Kent Preston
Practical Prestressed Concrete
Mc-Graw Hill Book Company 1960
- 10o) Komendant, August E.
Prestressed Concrete Structures
Mc. Graw -Hill Book Company 1952
- 11o) M. Paya Peinado
Hormigón Pretensado
Ediciones CEAC 1962
- 12o) A. Vides T.
Análisis y Control de Costos
de Ingeniería
Editorial Piedra Santa 1964
- 13o) PUBLICACIONES DEL I.M.C.Y.C. (Instituto Mexi
xicano del Cemento y el Concreto)
- a) Algunas consideraciones sobre el empleo
de concreto precolado y presforzado en
Suecia 1965
- b) Estructuras Prefabricadas para el Instituto
to Mexicano del Petróleo 1966
- c) Edificio Pretensado de Nueve Pisos para
ra Oficinas con Columnas Largas Preco-
ladas 1964
- d) Técnicas Modernas de Presfuerzo y de 1964
Prefabricación en Concreto Reforzados
- e) Prefabricación Aplicada a Estructuras
de Concreto. Publicaciones en México 1963

e) Prefabricación Aplicada a Estructuras
de Concreto. Perspectivas en México 1963

14o)

Especificaciones que se siguieron:

- a) Comité Conjunto de la ACI-ASCE
Recomendaciones Tentativas para
Concreto Presforzado"
- b) Reglamento de las Construcciones de
Concreto Reforzado.
(ACI 318-63)
- c) Detalle de Conexiones para Edificios de
Concreto de Elementos Presforzados Pre-
colados.
Editada por el I.M.C.Y.C.
- d) Especificación BV - 123 - Techos de Com-
posición.
Asfaltos de Guatemala Cía. Ltd.