UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

PROGRAMA ACADEMICO DE INGENIERIA CIVIL

TECHADO DE NAVES INDUSTRIALES DE UN SOLO VANO A BASE DE ELEMENTOS PREFABRICADOS EN CONCRETO PRETENSADO

Volumen I

TESIS

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE

INGENIERO CIVIL

JAVIER ANDRES ESPINOZA MEDINA

LIMA - PERU - 1981

I N D I C E

INTRODUCCION

RESUMEN

PAG.

CAPITULO 1.-

MODULACION Y TIPIFICACION DE NAVES INDUSTRIALES Y DE ELEMENTOS - TIPO 1

1.1 Bases de las Elecciones y Decisiones a tomar en cuanto a las Naves Industriales y Elementos. 1

1.2 Tipificación de Areas Industriales 2

1.3 Módulos Constructivos para Determinación de Medidas 3

1.4 Tipificación Industrial 6

1.5 Tipificación de Elementos 8

1.6 Naves Tipo para el Diseño 14

Definiciones 16

Referencias 17

CAPITULO 2.-

DISEÑO Y ESTRUCTURACION DE ELEMENTOS 18

2.1 Diseño y Estructuración de Elementos 18

2.2 Cubiertas : Viguetas - Elementos Nervados - Techo Aligerado 23

2.3 Vigas Principales 64

2.4 Elementos de Iluminación 82.a

2.5 Aplicación del Sistema C. C. L. para el tensado 83

Referencias 114

CAPITULO 3.-

JUNTAS Y ENLACES 115

3.1 Juntas 115

3.2 Enlaces 122

Referencias 139

CAPITULO 4.-

TOLERANCIAS DE FABRICACION Y MOLDES 140

4.1 Estudio de Moldes y Encofrados 140

4.2 Moldes o Encofrados 147

Referencias 176

CAPITULO 5.-

MONTAJE 177

5.1 Medidas Auxiliares y Maquinaria de Izaje 177

5.2 Montaje de Elementos 187

Referencias 221

CAPITULO 6.-

COSTOS DE PRODUCCION Y MONTAJE 222

6.1 Costos de Producción y Elementos 222

6.2 Costos de Montaje 229

6.3 Comparaciones Económicas de la Construcción Prefabricada - Pretensada con las de Acero, Concreto Reforzado y Prefabricados de Concreto. 235

Referencias 241

TOMO II .-
CAPITULO 7.-

CUADROS - ESQUEMAS - PLANOS 242

7.1 Ordenamiento y Rol 242

I N T R O D U C C I O N

Sabemos que en la presente época nuestro país está en vías de desarrollo y por lo tanto, la industria de cualquier índole se ve necesitada de locales adecuados para su funcionamiento; aquí he tratado de presentar algunas soluciones a este problema, en especial en la parte de las cubiertas; que serán prefabricadas para lo cual facilitará la producción y construcción de naves industriales y así también hago uso del pretensado, sistema por el cual se puede cubrir grandes luces que son las que imperan en la industria.

No se si en un futuro cercano se desarrollarán sistemas o métodos constructivos prefabricados de aplicación general en el Perú, debido a la economía que este método lleva, lo que si se es que el volumen constructivo que presentará el país y el poco tiempo de ejecución, llevarán a la prefabricación a gran escala y espero contribuir en algo a este fin.

JAVIER ESPINOZA MEDINA

R E S U M E N

En el desarrollo del tema notaremos que los primeros capítulos, tratan de la forma de obtener los elementos de cubierta, la modulación y tipificación así como del cálculo estructural de cada uno. En los siguientes se ve los enlaces entre elementos, moldes, montaje y los costos respectivos, al final dejamos los cuadros de selección de cubierta y sus elementos así como los planos.

C A P I T U L O 1

MODULACION Y TIPIFICACION DE 8 NAVES INDUSTRIALES Y DE ELEMENTOS.- TIPO

1.1.0 BASES DE LA ELECCIONES Y DECISIONES A TOMAR EN CUANTO A LAS NAVES INDUSTRIALES Y ELEMENTOS.

Dado que nuestro país es un país que pertenece al 3er. Mundo, lo que significa carencia o limitación de recursos industriales. Es por esta razón que nos pondremos las siguientes reglas que regirán el diseño y todo lo que tenga que ver con el.

Estas reglas son :

1.- La prefabricación se realizará con obreros no calificados

2.- Se dispondrá de cemento y de acero tanto de alta resistencia (para el presforzado), como del normal.

3.- La compactación se realizará mediante vibradores externos.

4.- Los moldes serán de preferencia de madera o acero.

5.- La prefabricación podrá ser :

a) Con maquinaria especial si el ó los elementos son moderados en sus dimensiones y pueden ser transportados fácilmente. (Ligeros)

b) Con medios manuales y en el lugar, si son elementos de grandes dimensiones y pesados.

6.- El montaje se realizará de preferencia con maquinaria barata, aunque si cabe la posibilidad de emplear medios costosos, realizar un estudio de elección de equipo.

7.- Las uniones se realizarán en forma rápida y en seco, para facilitar el montaje y el arriostramiento entre elementos.

1.2.0 TIPIFICACION DE AREAS INDUSTRIALES

Antes de llegar a la modulación y tipificación de la construcción en sí, es necesario saber las dimensiones que predominan en las áreas industriales. Para esto se requeriría de un trabajo estadístico, que muy bien sería el tema para tesis a nivel de Lima.
Suponiendo que las locales industriales existentes en la actualidad han respetado "El Reglamento Nacional de Construcciones" entonces recurrimos a él y obtenemos el siguiente cuadro[1] :

CUADRO # 1 - 1

TIPO DE INDUSTRIA	AREA (M2)	FRENTE MINIMO (M)
Industria Elemental y Complementaria	< 300	10
Industria Liviana	300 1,000	10 - 20
Gran Industria	1,000 2,500	30
Industria Pesada	2,500 ó más	30

Por lo que se puede ver, es necesario encontrar un área mínima (módulo cuadrado) para poder con ella cubrir las necesidades de los diversos requerimientos.
A su vez hacemos notar que el módulo cuadrado depende del módulo - lineal usado en los elementos tipos y en las dimensiones de éstos.

Tomando el cuadro podemos establecer para nuestro propósito :

a) Necesitamos cubrir una luz frontal mínima de 10 m.

10 m.

b) En cuanto a las medidas de fondo son función de las frontales.

c) La dependía del factor 100 para las medidas cuadradas y 10 para las lineales.

1.3.0 MODULOS CONSTRUCTIVOS PARA DETERMINACION DE MEDIDAS

Para llegar a la tipificación, es necesario haber normalizado y coordinado las medidas, ya que la tipificación implica prefabricación, o sea la facilidad de repetir los elementos en serie.

1.3.1 DETERMINACION DE LOS MODULOS LINEALES Y SUPERFICIALES

Como solo nos dedicaremos a cubiertas industriales el módulo superficial es la clave, pero para visualizar mejor el diseño recurrimos al módulo cúbico:

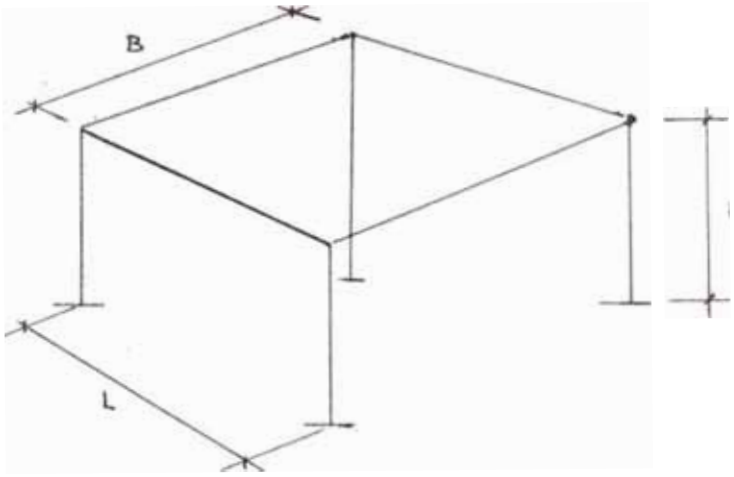


FIG 1-1 MODELO CUBICO DE CONSTRUCCION

1.3.1.1 ELECCION TECNICA

Por el Reglamento Peruano de Concreto Ciclopeo y Armado se tiene :

CUADRO # 1 - 2

ELEMENTO	ESPESOR O PERALTE MINIMO
1) Losas	L/25
2) Vigas y Losas Nervadas	L/20
3) Columna	H/8

Del cuadro tenemos para diferente luces y alturas :

I - L = 2 H = 2	1) 8 cm. 2) 10 cm. 3) 25 cm.
II - L = 3 H = 3	1) 12 cm. 2) 15 cm. 3) 27.5
III - L = 4 H = 4	1) 16 cm. 2) 20 cm. 3) 50 cm.

- Notamos que a partir de 3 m. se encuentran espesores aceptables para los elementos tanto columnas como vigas.
- Además 3 m. es una media línea mínima aceptable para dimensionar o limitar espacios[2].

1.3.1.2 ELECCION INDUSTRIAL

De acuerdo a los módulos usados en diferentes países[3], presentamos el cuadro :

CUADRO # 1 - 3

PAIS U ORGANIZACION	M (MODULO) (m)
Alemania	2.5
Rusia	3.0
U. S. A.	3.0
FIP	5-6

Del cual se puede ver que los valores varían entre 2.5 y 3 ya que 5 y 6 son múltiplos de ambos valores.

De lo expuesto podemos determinar : Que para el diseño arquitectónico tomamos como módulo base M = 3 y la malla unitaria de 3 x 3 (M^2). Se escogió malla cuadrada, porque en la industria son las que más se adaptan a la producción y a los cambios[4].

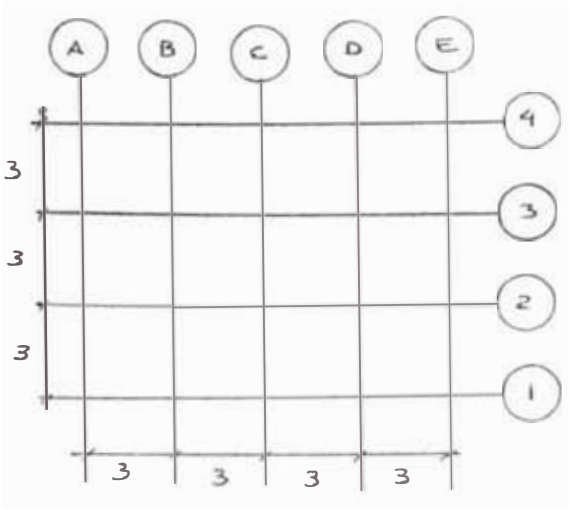


FIG:1-2 - CUADRICULA CUADRADA

1.4 TIPIFICACION INDUSTRIAL

Los locales típicos industriales se basan :

1.- El sistema portante ya sea simplemente apoyado, contínuo, etc.

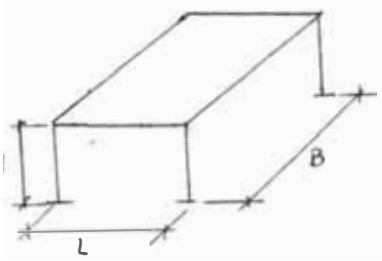
2.- Las separaciones o luces determinadas para los vanos.

3.- Tipos de elementos a usar y prefabricar.

Para nuestro caso tenemos que al diseñar las cubiertas industriales estas serán simplemente apoyadas, con luces que varien y que sean mayores o iguales a 10 m; y como elementos de cubierta podemos usar elementos planos autoportantes o no y elementos de cubierta ligeros y ondulados (fibrocemento ondulado, con albón, calamina, etc.).

Según un estudio hecho por Neufert[5] en las industrias de diverso tipo, obtiene el cuadro :

CUADRO # 1 - 4



DIMENSION	MEDIDA (m)
L	12 - 30
B	3 - 9
H	4.8 - 7.20

En nuestro caso como tenemos el módulo lineal M = 3 y si lo consideramos también el estudio de Neufert se puede deducir para nuestro uso :

CUADRO # 1 - 5

DIMENSION	MODULO (m)	MEDIDAS (m)
L	3	12(4M)-15(5M)-18(6M)-21(TM)-24(8M)-27(9M)-30(10M)
B	3	6(2m)- 9(3m)-12(4M)
H	3	6(2m)- 9(3m)

En cuanto a las naves industriales en el aspecto arquitectónico consideraremos dos tipos principales de naves, las cuales se podrá combinar a criterio del constructor, y a su vez son dos tipos muy sencillos y de amplio uso industrial.

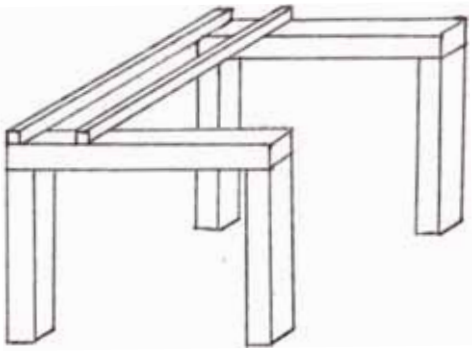
Estas naves tipo constan esencialmente de :

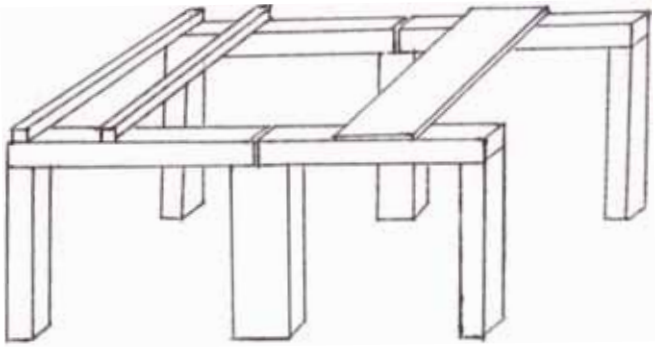
1.- Cimentación.

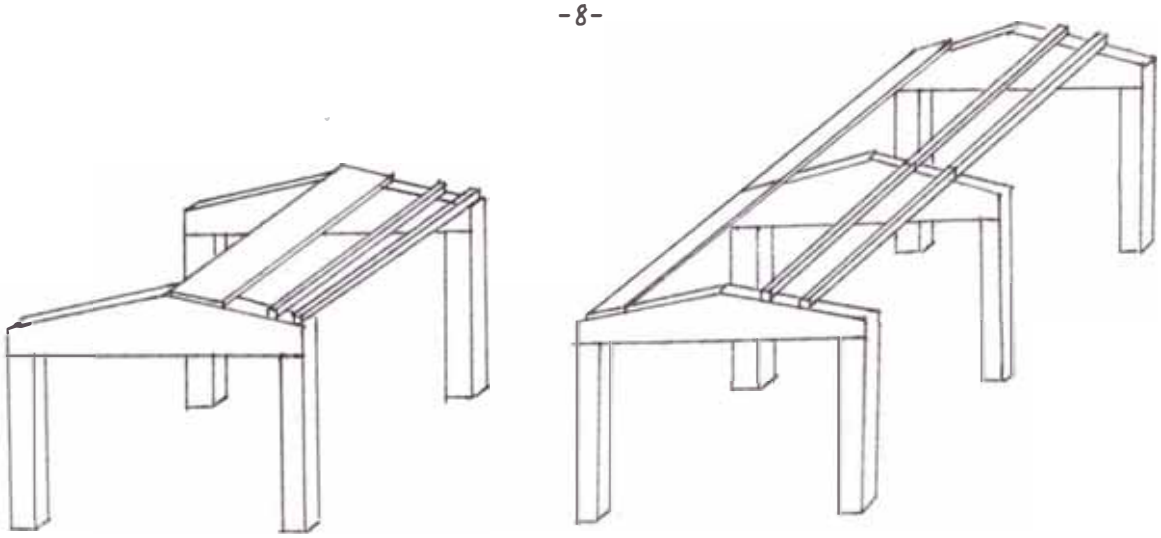
2.- Columnas ó muros portantes.

3.- Vigas

4.- Cubierta en si
- Correas con cubierta liviana.
- Cubierta autoportante.
- Cubierta aligerada.







NAVE DE TECHO A DOS AGUAS*

*LAS FILAS DE COLUMNAS PUEDEN SER REMPLAZADAS POR MUROS PORTANTE

FIG 1-3: NAVES CONSIDERADAS EN EL DISEÑO

1.5 TIPIFICACION DE ELEMENTOS

Para la tipificación de elementos hemos de tener en cuenta que :

1.- Los elementos se puedan sumar.

2.- La intercambiabilidad de los elementos.

3.- Las combinaciones.

4.- Que puedan desempeñar varias funciones.

5.- Los elementos-tipo, en lo posible fabricarlos con los mismos moldes, o con ciertas modificaciones.

Los elementos pueden a su vez ser de : cubierta ó de iluminación.

1.5.1 ELEMENTOS DE CUBIERTA

1.- VIGAS

De acuerdo a lo visto anteriormente consideramos para las vigas lo siguiente :

a) Módulo M = 300 cm. para las longitudes.

b) Módulos M = 10 cm. (módulo cúbico) para las dimensiones de las secciones.

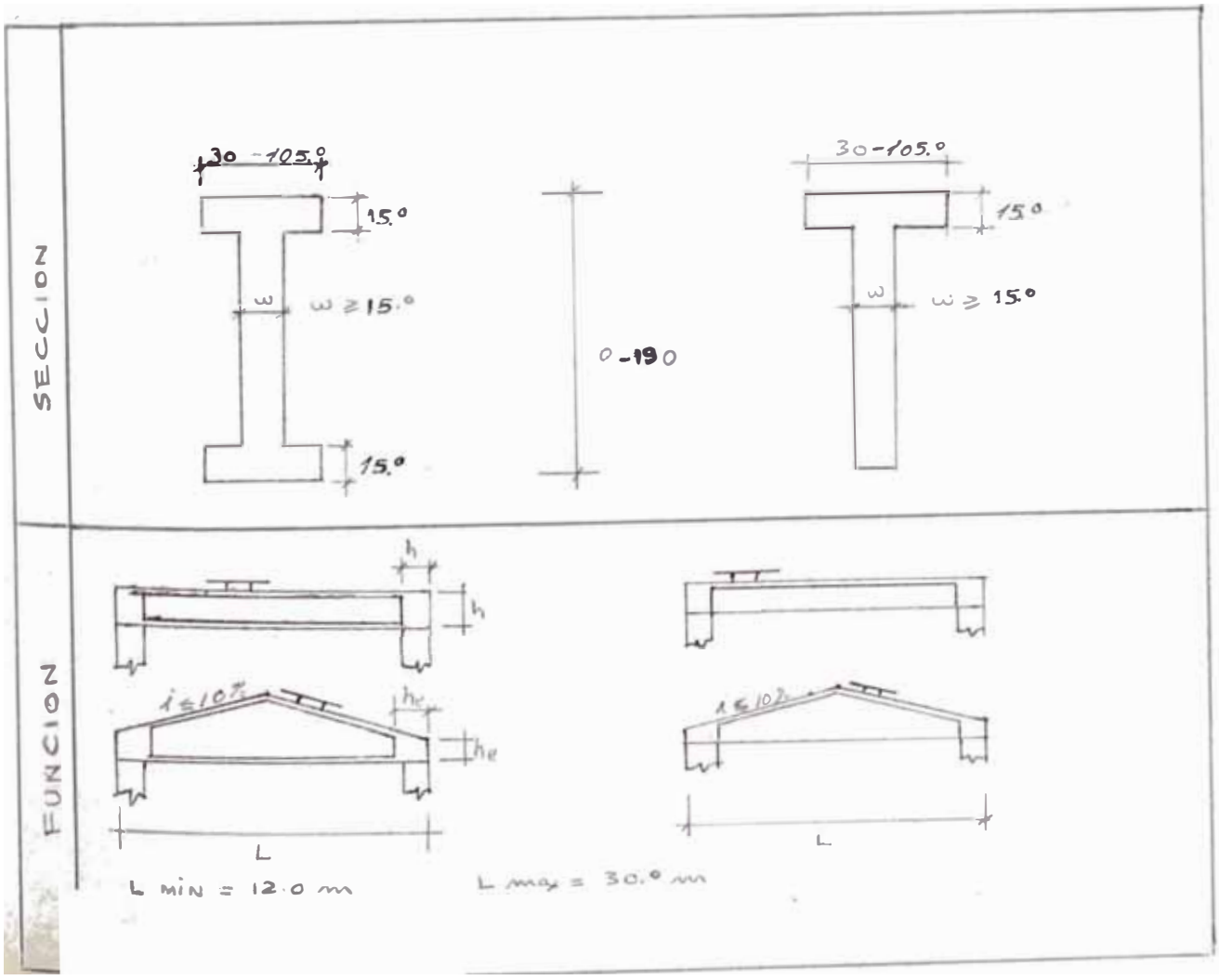
c) Dado que el peralte de la viga vendría a ser el comprendido entre el 70% y el 100% del correspondiente al concreto normal[6] se tiene :

Peralte (d) : $1/20 \leq d \leq 1/15$

d) Además las vigas de alma llena son favorables hasta los 30 m[7].

e) Serán postenzadas y fabricadas in-situ.

FIG 1-4 : TIPIFICACION DE VIGAS (SECCION A DETERMINAR)



2.- VIGUETAS

Nos basamos en los conceptos dados para las que se puedan aplicar a este caso y tenemos además que la cubierta será liviana : especialmente de fibrocemento ondulado, placas de fierro galvanizado ó canalón.

Serán pretensadas y fabricadas en plantas de presforzado.

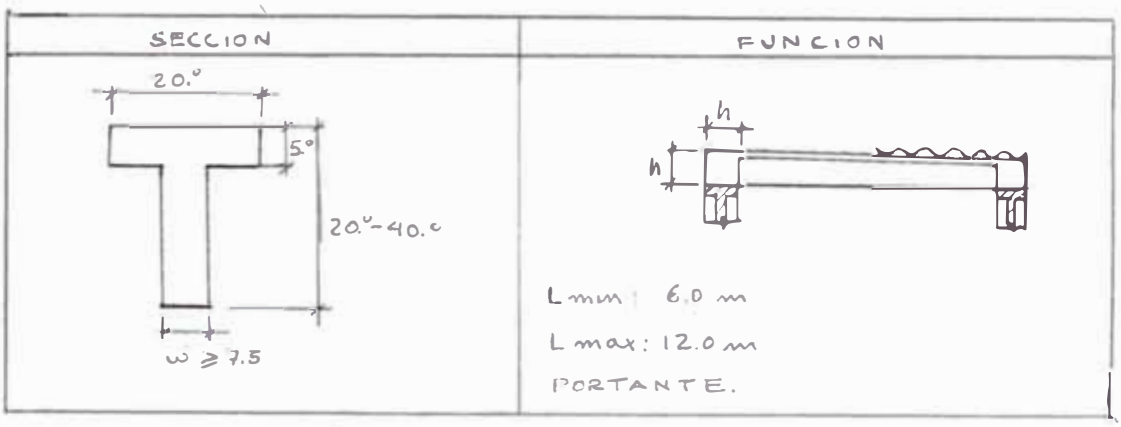


FIG 1-5 : TIPIFICACION DE VIGUETAS

3.- CUBIERTA ALIGERADA - TIPO PLACA NERVADA, DISEÑO COMPUESTO

Para este tipo de cubierta se considera que :

1.- Será de tipo compuesta, la losa se vaciará in sitú, no así las nervaduras que serán prefabricadas y pretensadas.

2.- Consideraremos para su peralte como si fuera de concreto reforzado ($h = \ell/20$) y solo de 6 m. de luz, ya que después los peraltes son excesivos.

3.- Las unidades huecas de aligerado, también se fabricarán antes.

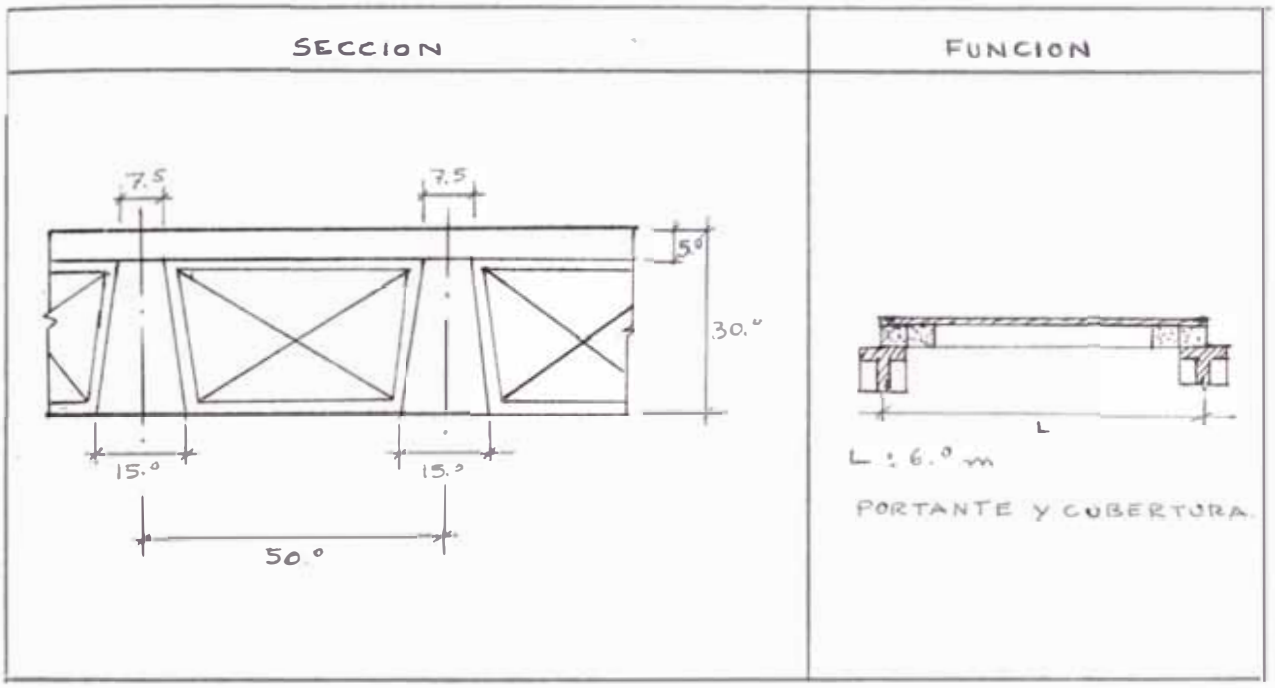


FIG 1-6 : TIPIFICACION DE CUBIERTA ALIGERADA

4.- PLACAS NERVADAS

Se considera para ellas :

1.- Serán autoportantes, ya que cumplen función de cubierta y soporte.

2.- Serán pretensadas, en planta y llevadas a la obra.

3.- El módulo para las longitudes M = 3.0 m. y para las secciones M = 10 cm.

4.- El peralte está dado por : l/29 (igual que vigas).

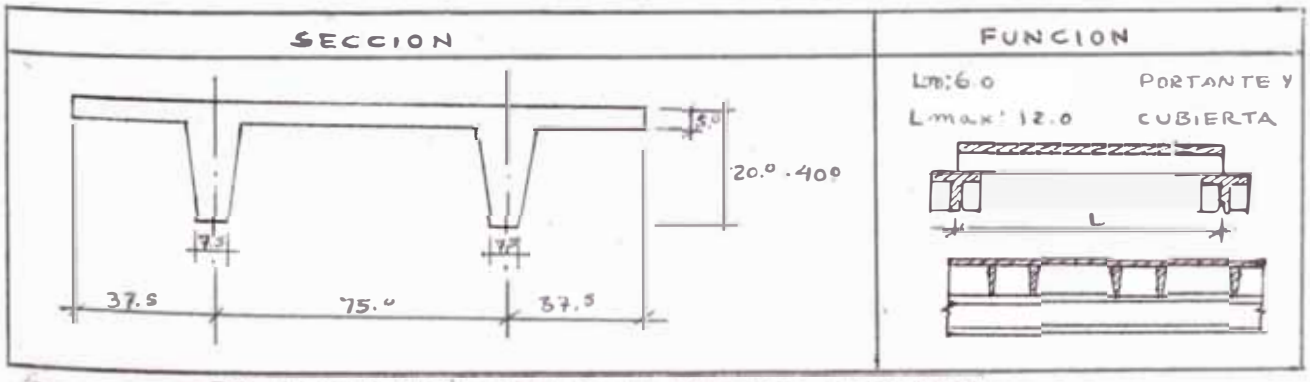


FIG 1-7 : TIPIFICACION DE ELEMENTOS NERVADOS

5.- CUBIERTAS LIVIANAS

Estas pueden ser de varios tipos tales como de fibro- cemento ondulado, calamina, etc. Soportan muy poca carga y no son elementos portantes.

Se les adquiriría directamente para su colocación

SECCION FUNCION

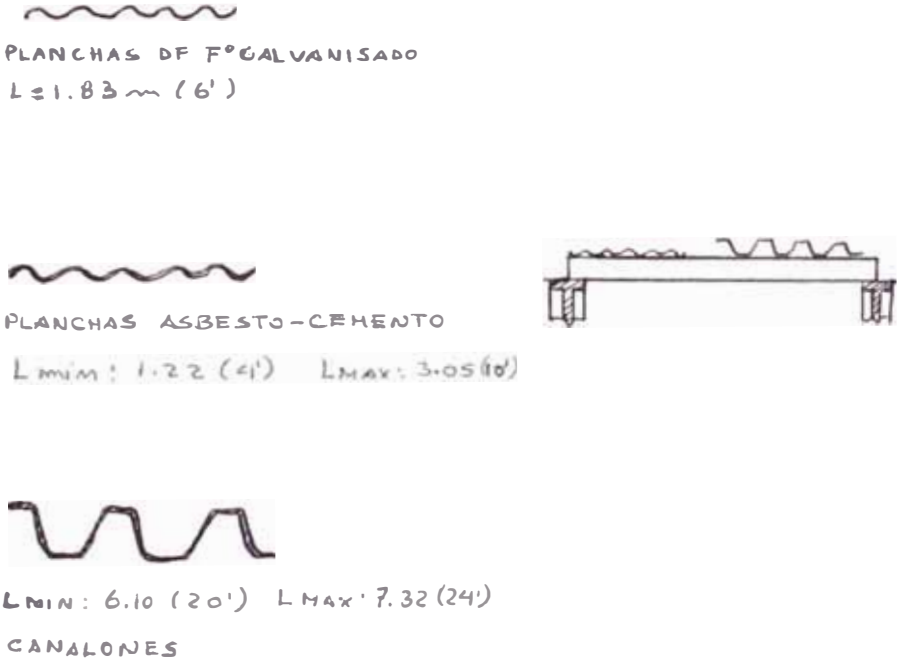


FIG 1-8: TIPIFICACION DE COBERTURAS LIVIANAS

1.5.2 ELEMENTOS DE ILUMINACION

Tenemos que para las naves industriales tipificadas, la iluminación será cenital y por medio de claraboyas o lucernarias.

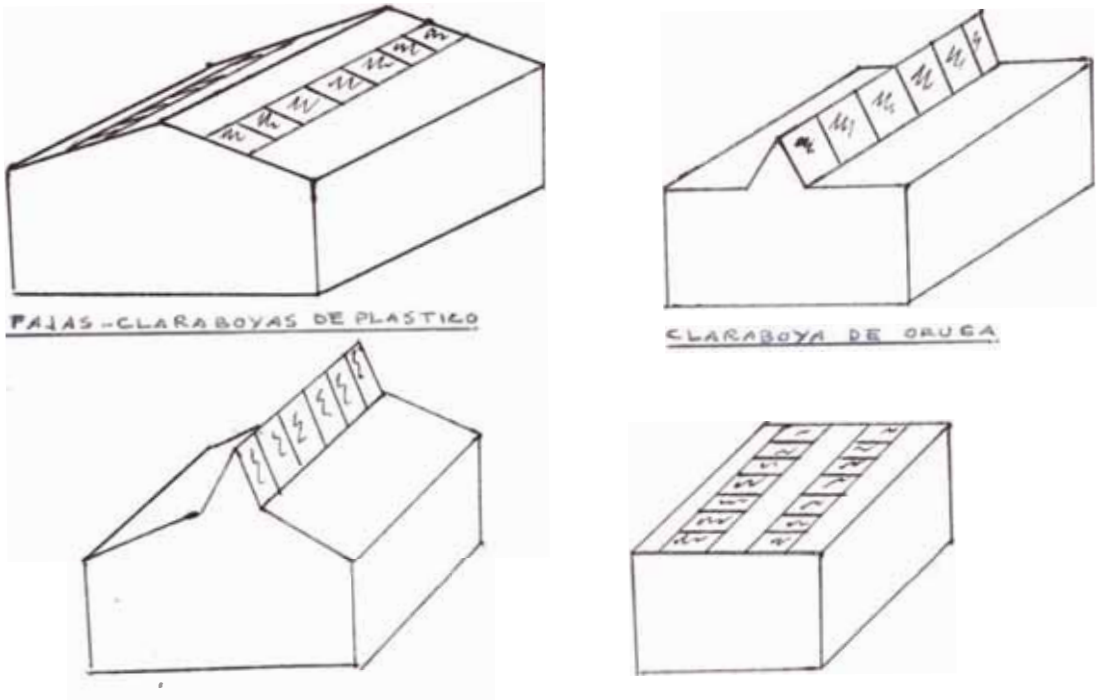


FIG 1-9: SISTEMA DE LUZ CENITAL

1.- CLARABOYAS DE PLACAS TRANSPARENTES

Solo queremos decir que existen en el mercado de diferentes colores y longitudes.

FIG 1-10: TIPIFICACION DE CLARABOYAS TRASPARENTES

2.- CLARABOYAS DE ORUGA

Estas claraboyas estarán :

1.- Formadas por elementos armables y de concreto armado[8].

2.- Se podrán colocar en techos planos o inclinados.

3.- De fácil colocación.

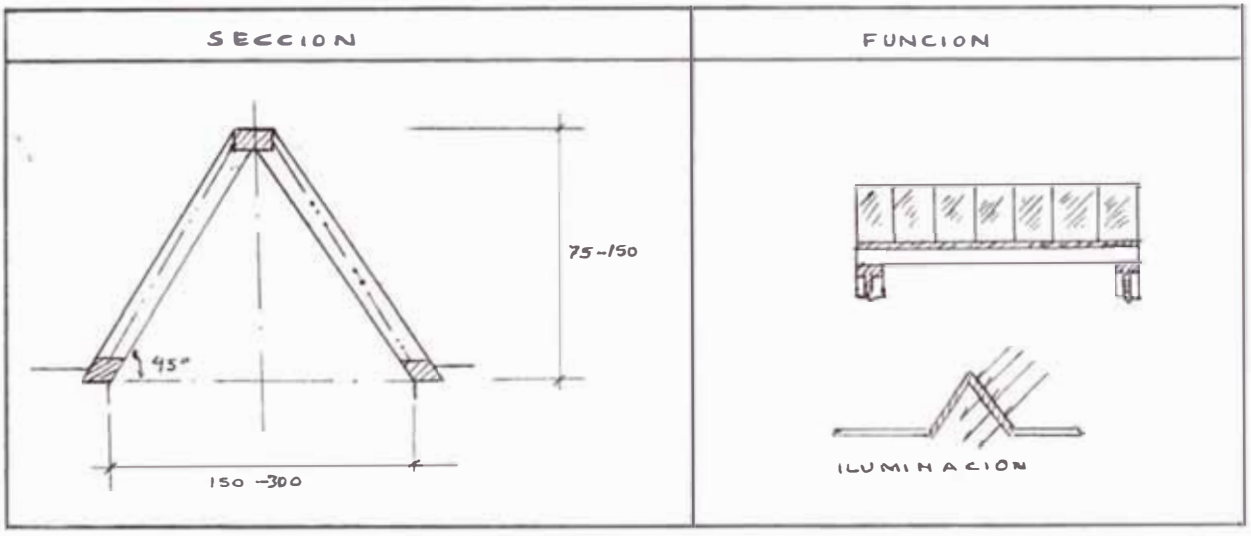


FIG 1-11 : TIPIFICACION DE CLARABOYAS DE ORUGA

1.6. NAVES TIPOS PARA EL DISEÑO

Resumiendo la tipificación y de elementos presentamos lo siguiente.

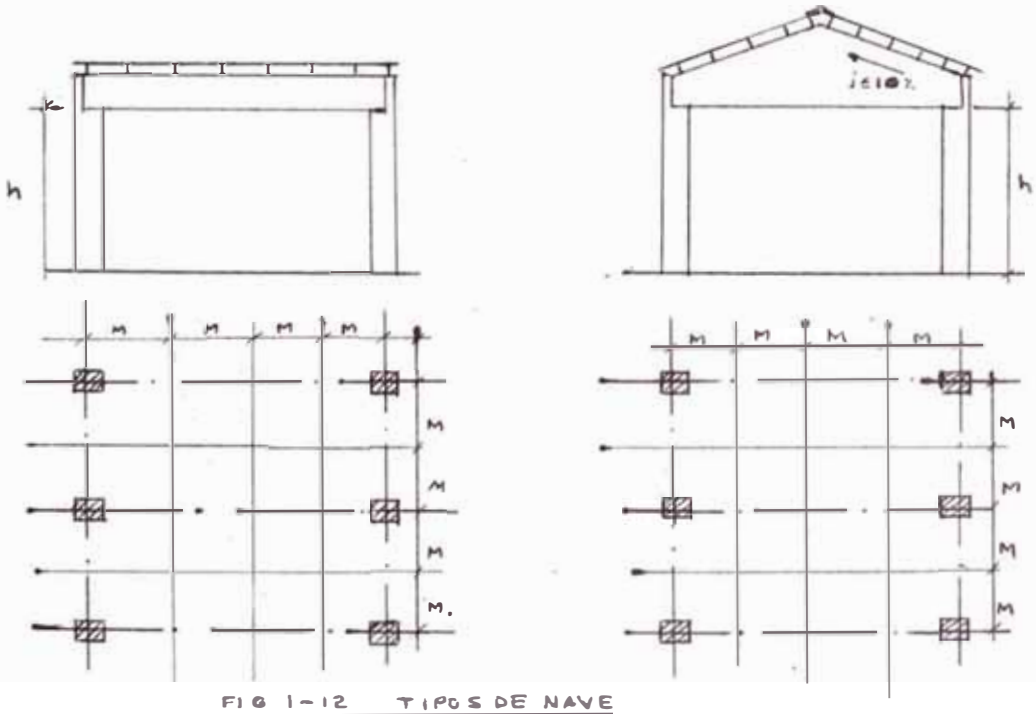


FIG 1-12 TIPOS DE NAVE

CUADRO # 1- 6

	TIPOS		
	NAVE - 1 (N - 1)	NAVE - 2 (N - 2)	
VANO	1200 - 1500 - 1800 - 2100 - 2400 - 2700 - 2800		
DISTANCIA ENTRE VIGAS	600 - 900 - 1200		
	CUBIERTA-1 (C -1)	CUBIERTA-2 (C-2)	CUBIERTA-3 (C-3)
TIPO DE CUBIERTA	CUBIERTA DE FIBROCEMENTO ONDULADO - CALAMINA - CANALON	PLACAS NERVADAS	TECHO ALIGERADO
DISTANCIA ENTRE VIGUETAS O CORREAS	160	75	50
PENDIENTE DEL TECHO	0%	10%	

DEFINICIONES

1.- TIPIFICACION : Es la formación y selección de elementos o de piezas o partes de obra, la tipificación da lugar a la normalización y a la producción en serie.

2.- ELEMENTO - TIPO : Aquella pieza constructiva que desempeña en la obra una determinada función, ejplo. : correas, pilares, vigas, etc.

3.- MODULO : Es la medida que sirve de base para la unificación y coordinación de medidas y es resultado de la normalización; puede ser lineal, de área, o del espacio.

4.- MODULACION : Coordinar medidas bajo un módulo predeterminado.

5.- MODULO CUBICO : Se le llama así al módulo de 10 cm.

REFERENCIAS CAP. 1

1.- "Reglamento Nacional de Construcciones", Ministerio de Vivienda y Construcción, Título 1, Pág. 6-7 , Título 2, Pág. 26.

2.- Idem, Título 3, Págs. 38, 41.

3.- "Seminario de Prefabricación", Fernández Ordoñes.

4.- "Manual de la Construcción Prefabricada", Tihamer Koncz , Pág. 28 Tomo 1.

5.- "Seminario de Prefabricación" , Fernández Ordoñes.

6.- "El Cálculo de las Estructuras de Concreto Pre-esforzado" , T. Y. Lin. Pág. 191.

7.- "Manual de la Construcción Prefabricada" , Tihamer Koncz , Pág. 36 Tomo 1.

8.- "Construcción con Materiales Prefabricados" , Mokk Laslo.

C A P I T U L O 2

2.1. DISEÑO Y ESTRUCTURACION DE ELEMENTOS

Con lo visto en el Capítulo 1 podemos dedicarnos al diseño. Teniendo presente de nuevo que :

i. Vigas Principales
   1. Premoldeados a pie de obra.
   2. Postensadas

ii. Cubiertas :
   a) Viguetas
   b) Placas Nervadas
   c) Techo Aligerado
   1. Prefabricadas en Plantas Productoras de Elementos Pretensado
   2. Pretensados.

iii. Elementos de Iluminación :
   a) Claraboya de luz cenital, tipo oruga.

2.1.1. NOTACION

f_y - Tensión límite de tracción del acero dulce durante acción normal.

f'_c Límite de compresión del concreto a los 28 días.

f_c = Límite de compresión del concreto a los 7 días.

f_{ti} = Tensión límite del concreto, fibra superior, en tracción función de f_{ci}.

f_{ci} = Tensión límite del concreto -compresión- función del f_{ci}.

f_{ts} = Tensión límite del concreto -tracción- Función del f'_c.

f_{cs} = Tensión límite del concreto -compresión- función del f'_c

f_{yp} Resistencia nominal a la fluencia del acero presforzado.

f_{sp} Resistencia de tensión para el tesado del acero preesforzado.

A_c = Area del concreto - sección.

A_{sp} Area del acero presforzado.

A = Area de acero de tracción.

$A_{v\ min.}$ = Area de acero de tracción mínima.

Area del acero de refuerzo sin preesfuerzo.

b' = Ancho del ala del elemento sujeto a flexión.

h Altura de la viga en la sección a 1/3 del extremo. ó peralte de la viga

d = Peralte efectivo de la sección.

E_s Módulo de elasticidad del acero.

= Excentricidad.

E_c - Módulo de elasticidad del concreto.

Peralte total de elemento.

I Momento de inercia de la sección que resiste las cargas exteriores aplicadas.

K		Constante de la curva parabólica del acero preesforzado C. G. S.
L	=	Longitud del tendón desde el gato a cualquier punto.
		Momento total de las cargas.
M_{pp}	-	Momento de peso propio.
$M_{s/c+m}$	-	Momento de sobrecarga (Montaje) y de carga muerta.
M_{cr}	=	Momento neto de agrietamiento.
M_{u}		Momento a la rotura.
S	=	Espaciamiento longitudinal del refuerzo en el alma.
P_e	=	Esfuerzo de preesforzado efectiva.
P_i	=	Esfuerzo de preesforzado inicial-tensión base.
n_{e_1}		Tensión efectiva del preesfuerzo-fibra superior.

Tensión efectiva del preesfuerzo-fibra inferior.

n. = Tensión inicial del preesfuerzo-fibra superior.

n_{i_2} = Tensión inicial del preesfuerzo-fibra inferior.

Factor de reducción del esfuerzo preesforzado.

Pérdida de tensión del preesfuerzo por deformación del concreto.

Pérdida de tensión del preesfuerzo por retracción del concreto.

Pérdida de tensión del preesfuerzo por relajación del concreto.

Distancia del centroide del acero C. G. S. a la fibra inferior.

Factor de reducción de capacidad. (Seguridad)

2.2. CUBIERTAS

2.2.1. VIGUETAS

SE DESARROLLARA EL CASO PAR LA VIGUETA VI-1, Y PARA LAS RESTANTES SE PRESENTAN EN LOS CUADROS: 1-4.

A) DATOS GENERALES

i) $\sigma'_c = 350 Kg/cm^2$, $\sigma_{ci} = 280 Kg/cm^2$

$\sigma_y = 16,500 Kg/cm^2$, $\sigma_s = 0.6\sigma_y = 9,900 Kg/cm^2$

$$\text{Peralte Aproximado} = \frac{L}{29}$$

$Pe_c = 2,400 Kg/m^3$

ii) ESFUERZOS PERMISIBLES EN EL CONCRETO :

$\sigma_{ti} = -0.8 \sqrt{\sigma_{ci}} = -13.4 Kg/cm^2$

$\sigma_{ci} = 0.6\ \sigma_{ci} = 168.0 Kg/cm^2$

$\sigma_{ts} = -1.6 \sqrt{\sigma'_{ci}} = -30.0 Kg/cm^2$

$\sigma_{cs} = 0.45\ \sigma'_c = 157.5 Kg/cm^2$

iii) DATOS SOBRE LAS CUBIERTAS LIVIANAS :

1. ℔s Onduladas de fierro galvanizado.

Peso : $6Kg/m^2$

2. ℔s Onduladas de asbesto-cemento.

Peso : Rojo : $11Kg/m^2$

Gris : $15Kg/m^2$

3. ℔s Canalón

Peso : $25Kg/m^2$

"Eternit", fábrica de cubiertas de asbesto cemento, especifica que las ℔s no requieren de apoyo intermedio hasta las 6' ó 1.83m. (Aquí hay que tener en cuenta el traslape) distancia que casi coincide con la longitud de las calaminas 5.5' (1.68m).

iv) CARGAS QUE ACTUAN

Carga Muerta : Peso Propio

Peso Cubierta : $6Kg/m^2$ - $25Kg/m^2$

Carga Viva : Producida por el montaje[1] : $30Kg/m^2$

Nieve : (Caso de Sierra) $Pe = 125Kg/m^3$, si consideramos una altura de nieve de 0.30m. Asi tenemos : $35Kg/m^2$

Viento : Carga producida por el viento :

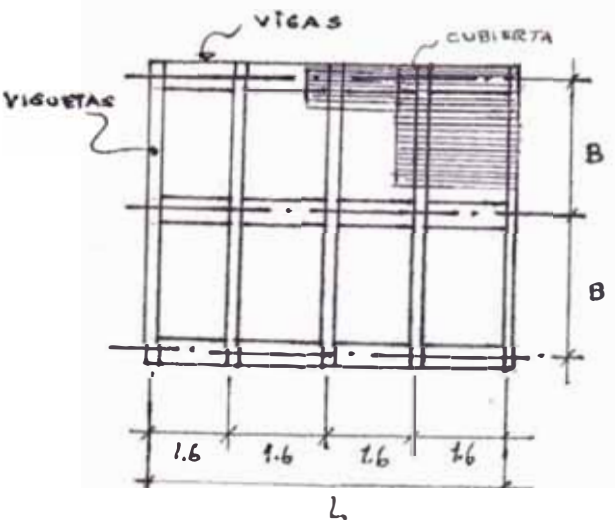
$p = 0.05 C_d V^2$ C_d = Coeficiente de Dragado.

V = Velocidad del Viento. Km/h.

Dado que $C_d = f(\alpha)$, α es ángulo de pendiente del techo, y como varía entre 0% y 10%, y como para estos grados de inclinación se produce succión, entonces podemos eliminar el factor viento. (Reglamento suizo[2]).

Presentadas las cargas que actúan y dado que la pendiente máxima de nuestras cubiertas es de 10%, y que es la que corresponde a la Costa, se considerarán solo las cargas pertinentes en los cálculos.

B. ESQUEMA



L: 12.0 — 30.0 m

B: 6.0 - 9.0 - 12.0

VI - 1 : B - 6.0 m.

VI - 2 : B = 9.0 m.

VI - 3 : B = 12.0 m.

2.2.1.1. VIGUETA TIPO 1 (VI - 1)

a) DATOS

B = 6.0m

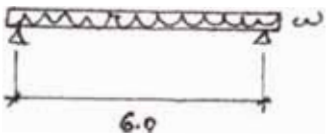
Peso Cubierta Liviana = 25Kg/m^2 (Ya que cubre los demás casos de cubierta liviana).

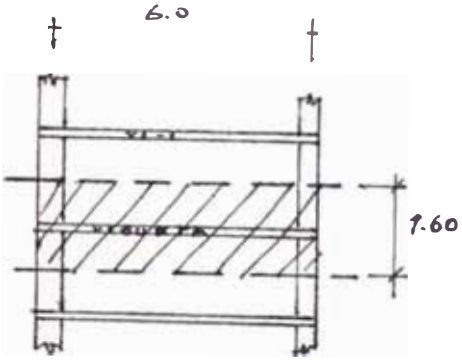
Pretensado con excentricidad constante

$E_s = E_a$ = 20,000Kg/mm^2

E_{ci} = 5,000Kg/mm^2 (Modulo inicial de elasticidad del concreto)

b) ESQUEMA





c) CARGAS Y MOMENTOS DE CUBIERTA Y SOBRECARGA :

W_c = 25x1.6 = 40Kg/m $M_c = W_c B^2/8$ = 180Kg-m.

$W_{s/c}$ = 30x1.6 = 48Kg/m $M_{s/c}$ = 216Kg-m

d) ELECCION DE SECCION DE VIGUETA

$$A_c = \frac{(M_c + M_s/c) \times 100 \times 5}{h \times \sigma_{cs}}$$

h = Peralte

σ_{cs} = Tensión admisible con creto con el esfuerzo de presforzado estable.

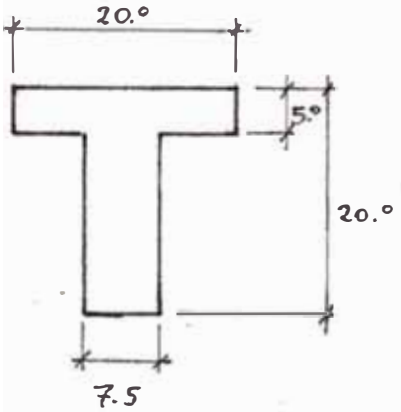
$$si \quad h = \frac{600}{29} = 20cm$$

$$\sigma_{cs} = 157.5 \ Kg/cm^2$$

$$A_c = \frac{(180+216) \times 100 \times 5}{20 \times 157.5} = 63cm^2$$

A criterio nuestro la sección es :

- Usando Tablas de T. Y. Lin (Cuadro 2 - 1).



$A = 212.5cm^2$

$I_G = 0.0492 \times 20 \times 20^3 = 7{,}872cm^4$

$C_1 = 0.4 \times 20 = 8cm.$

$C_2 = 12cm.$

$S_1 = 984cm^3.$

$S_2 = 656$

$pp = 51Kg/m$

$M_{pp} = 230Kg\text{-}m.$

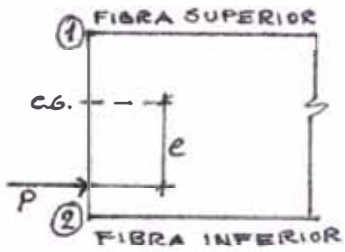
e) VERIFICACION DE LA FORMA DE LA SECCION :

$$q = \frac{M_{pp}}{M} \qquad q = \frac{230}{(180 + 216 + 230)}, \quad q = 0.27$$

Como $q \approx 0.3 \longrightarrow$ se puede tomar aceptable la la sección "T"

HALLANDO LOS VALORES DE P_e , P_i , A_s

f.1. Sabemos que :



$$n_{i_1} \geqslant -13.4 Kg/cm.$$

$$n_{i_2} \leqslant 168 Kg/cm^2$$

$$n_{e_1} + n_{pp_1} + n_{c_1} + n_{s/c_1} \leqslant 157.5 Kg/cm^2$$

$$n_{e_2} + n_{pp_2} + n_{c_2} + n_{s/c_2} \geqslant -30.0 Kg/cm^2$$

f.2. Ya que la estructura es pretensada, en los extremos :

$$n_{i_1} \geqslant -13.4$$

$$n_{e_2} + n_{pp_2} + n_{c_2} + n_{s/c_2} \geqslant -30$$

Se toma las tracciones porque generalmente las limitaciones de compresión cumplen.

6.3. Las tensiones por las cargas son :

$$n_{pp_1} = \frac{230 \times 100}{984} = 23.4 Kg/cm^2 , \quad n_{pp_2} = \frac{230 \times 100}{656} = -35.1 Kg/cm^2$$

$$n_{c+s/c_1} = \frac{396 \times 100}{984} = +40.2 , \quad n_{c+s/c_2} = \frac{396 \times 100}{656} = -60.4$$

6.4. $n_{i_1} \geqslant -13.4 \ Kg/cm^2$

$$n_{e_2} \geqslant -30 + 35.1 + 60.4 \rightarrow n_{e_2} \geqslant 65.5 \ Kg/cm^2$$

(1) $$P_i \left(\frac{1}{A} - \frac{e}{S_1} \right) \geqslant -13.4$$

(2) $$P_e \left(\frac{1}{A} + \frac{e}{S_2} \right) \geqslant 65.5$$

Si suponemos $e = ?$ si $R = 0.825$

$$\frac{P_e \left(\frac{1}{A} - \frac{e}{S_1} \right)}{P_e \, 0.825 \left(\frac{1}{A} + \frac{e}{S_2} \right)} \geqslant -\frac{13.4}{65.5} ; \quad \frac{1}{A} - \frac{e}{S_1} \geqslant -0.17 \left(\frac{1}{A} + \frac{e}{S_2} \right)$$

$$\frac{1.17}{A} \geqslant e \left(\frac{1}{S_1} - \frac{0.17}{S_2} \right) ; \quad \frac{1.17}{212.5} \geqslant e \left(\frac{1}{984} - \frac{0.17}{656} \right)$$

$e \leqslant 7.3cm.$ Si tomamos : $e = 12-4-2 = 6cm.$

Reemplazando en (2)

$$P_e \left(\frac{1}{212.5} + \frac{6}{656} \right) \geqslant 65.5 \qquad \underline{P_e = 4,679 Kg.}$$

$$A_s = \frac{4,679}{99} \longrightarrow \qquad \underline{A_s = 47.3 mm^2}$$

6.5. VERIFICANDO TENSIONES

$$n_{e_1} = 4679 \left(\frac{1}{212.5} - \frac{6}{984} \right) = -6.6$$

$$n_{e_2} = 4679 \quad \frac{1}{212.5} + \frac{6}{656} = 65.5$$

EN VACIO

$$n_{e_1} + n_{pp_1} = -6.6 + 23.4 = 16.8 Kg/cm^2 > -13.4$$

OKi

$$n_{e_2} + n_{pp_2} = 65.5 - 35.1 = 30.4 Kg/cm^2 < 157.5$$

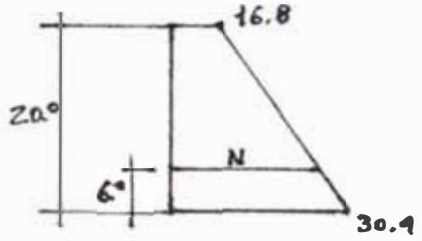
EN CARGA

$$n_{e_1} + n_{pp_1} + n_{c_1 + s/c_1} = 16.8 + 40.2 = 57 Kg/cm^2 < 157.5 Kg/cm$$

OKi

$$n_{e_2} + n_{pp_2} + n_{c_2 + s/c_2} = 30.4 - 60.4 - -30 Kg/cm^2 = -30 Kg/cm$$

PERDIDAS DE TENSION : $\alpha = 2$ (Relación de E_c/E_{ic})



$$N = 16.8 + \frac{(30.4 - 16.8)}{20} \times 14 = 26 Kg/cm^2$$

$$t_1 = (1.2+\alpha) N \frac{E_a}{E_{ci}} = \frac{N}{B} \Rightarrow$$

$$t_1 = 3.3$$

$$t_2 = 4$$

$$t_3 = 6$$

$$t = 13.3 Kg/mm^2 \qquad R = 1 - \frac{13.3}{99} -$$

$$R = 0.865 \qquad P_i = \frac{4679}{0.865} = \underline{5,409 Kg.}$$

PRETENSADO INICIAL

$$n_{i_1} = 5,409 \left(\frac{1}{212.5} - \frac{6}{984} \right) = -7.6 Kg/cm^2 > -13.4 Kg/cm^2$$

OKi

$$n_{i_2} = 5,409 \left(\frac{1}{212.5} + \frac{6}{656} \right) = 75.7 Kg/cm^2 > 168 Kg/cm^2$$

EN TRANSFERENCIA :

$$n_{i_1} + n_{pp_2} = -7.6 + 23.4 = 15.8 Kg/cm^2 > -13.4 Kg/cm^2$$

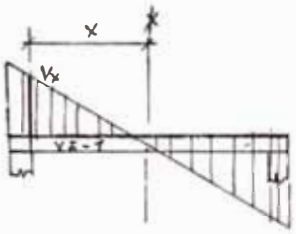
OKi

$$n_{i_2} + n_{pp_1} = 75.7 - 35.1 = 40.6 Kg/cm^2 < 168.0 Kg/cm^2$$

g) VERIFICACION M_u

Dado que una viga ó vigueta para techo no va a quedar sujeta a ninguna sobrecarga, salvo la de montaje que es pequeña. Entonces no se verifica la resistencia a la ruptura ni agrietamiento[4].

h) VERIFICACION DE CORTANTE



Si : $x = 3.0 - 0.2 = 2.8$

$V_x = (40+48+51) \times 2.8 = 389.2Kg.$

$$v_x = \frac{V_x}{0.85 x w x d} \qquad d = 20-6 = 14cm. \quad w = 7.5\ cm.$$

$$v_x = \frac{389.2}{0.85 \times 7.5 \times 14} = \underline{4.4Kg/cm^2}$$

Considerando la sección del concreto sin refuerzo.

$$v_c = 0.3\sqrt{f'_c} \qquad v_c = 0.3\sqrt{350} = 5.6Kg/cm^2$$

$v_c > v_x$ OK; No necesita refuerzo.

Pero es conveniente colocarle el mínimo (POR REGLAMENTO):

Si usamos estribos : ø 1/4" $\qquad f_y = 4,200Kg/cm^2$

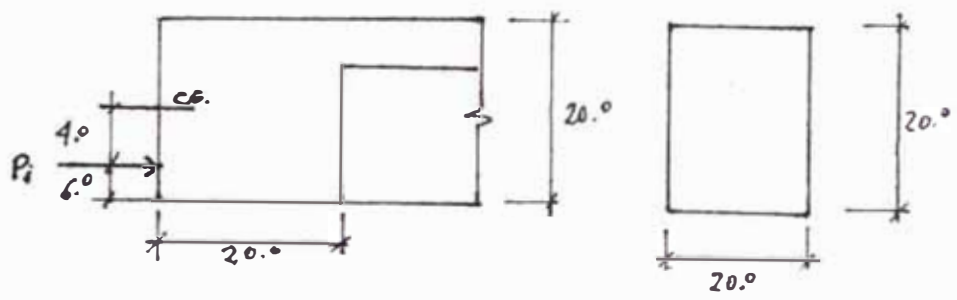
A =

$$S_{máx.} \begin{cases} 3/4h \rightarrow \frac{3}{4} \times 20 = 15 \\ 60cm. \end{cases} \qquad S_{máx.} = 15cm.$$

$$A_v = \frac{0.55 \times 16,500 \times 15}{80 \quad 4,200 \quad 14} \sqrt{\frac{14}{7.5}} = 0.03cm^2 << 0.32$$

$\therefore$ ⌐ ø 1/4" @ .15

i) REFUERZO EN LA ZONA DE ANCLAJE



i.1. Empleando los conceptos expuestos por Khachaturian[5] y el esquema 2 - 1 tenemos :

$$F_T = \frac{M_m}{h-z}$$

F_T = Fuerza de tensión total.

M_m = Momento longitudinal máximo.

z = Distancia entre extremo de la viga y el centroide de los estribos que se encuentran A h/2 del extremo, por eso z = h/4.

$$\sigma_s = \left(\frac{2.7\ E_s\ \sqrt{\sigma'_c \cdot w}}{A_s} \right)^{1/2}$$

σ_s = Esfuerzo permisible Tn/m^2.

w = Ancho de la grieta cm.

A_s = Area de los estribos cm^2.

σ'_c = Resistencia del concreto a los 28 días Tn/m^2.

$_s$ = Módulo de elasticidad del acero Tn/m^2.

$w = 0.013 r$ (mm) r = Parámetro de control de fisura ≤ 31

Si tomamos : $r = 15$ $w = 0.013 \times 15$ $w = 0.20$mm.

i.2. P = 5,490Kg.

e = 4cm. e/h = 4/20 = 0.2

M_m = 0

Del Esquema 2-1

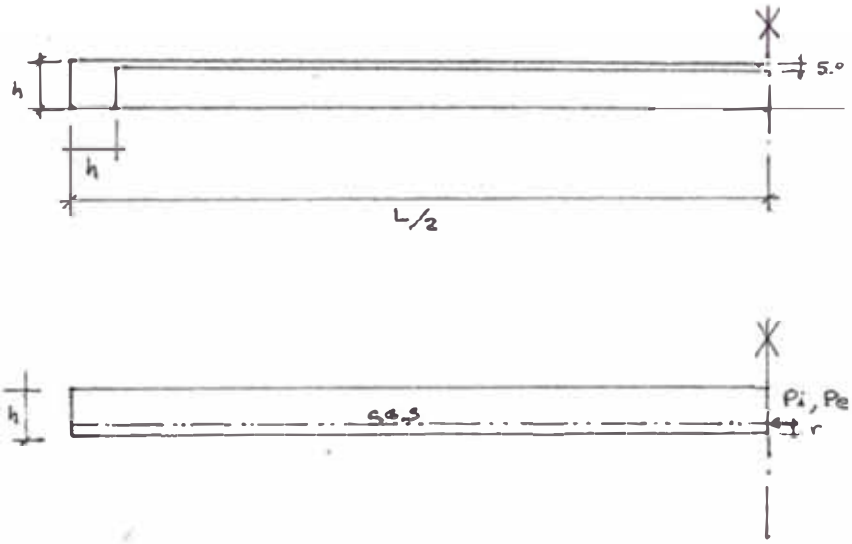
$\frac{M_m}{P_e} = 0$ (Tracción)

No requiere refuerzo en los extremos , colocamos el mismo que para corte 2 ☐ ø 1/4" , 1@.15

VIGUETA 'VI-Nº'

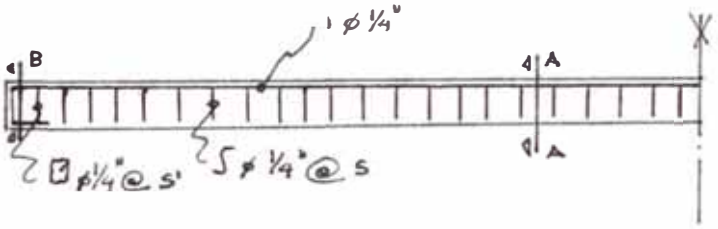
SECCION LONGITUDINAL

Es: 1/50

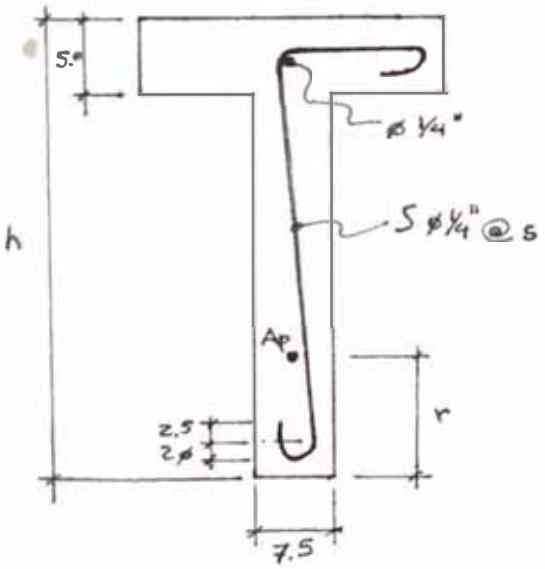


SECCION ARMADURA

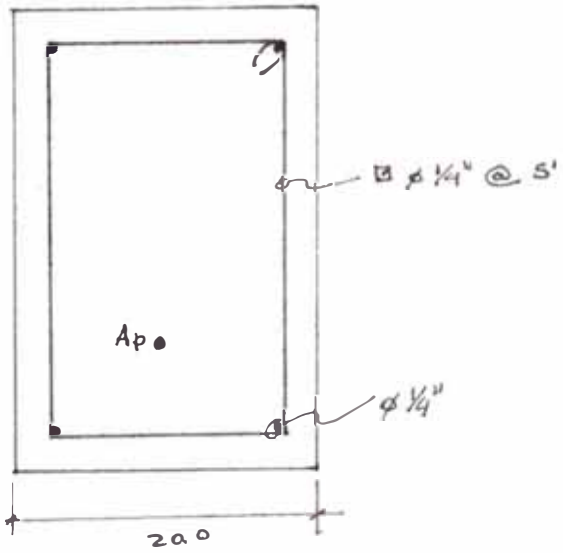
Es: 1/50



CORTE A-A



CORTE B-B : Es: 1/5



ELEM. TIPO.	L (m)	h (cm)	r (cm)	S (cm)	S' (cm)	Ap (mm²)	Pi (Kg)	Pe (Kg)	ESPECIFI. (Kg/cm²)
VI-1	6.0	20.0	6.0	15.0	15.0	47.3	5,409	4,683	f'c : 350
VI-2	9.0	30.0	8.0	20.0	20.0	82.8	9,535	8,197	fy : 4,200
VI-3	12.0	40.0	10.5	30.0	30.0	121.2	11,989	11,989	fs : 16,500

Pi : TENSION BASE

Pe : TENSION PERMANENTE

2.2.2. PLACAS NERVADAS

SE DESARROLLARA EL CASO PARA EL ELEMENTO PN-1 Y LOS RESTANTES APARECEN EN LOS CUADROS: 5-8.

A. DATOS GENERALES

i) $\sigma'_c = 350 Kg/cm^2$ $\sigma_{ci} = 280 Kg/cm^2$

$\sigma_y = 16,500 Kg/cm^2$ $\sigma_s = 0.6\sigma_y = 9,900 Kg/cm^2$

Peralte Aproximado : $\frac{L}{29}$

$P_{ec} = 2,400 Kg/m^3$

ii) ESFUERZOS PERMISIBLES EN EL CONCRETO

$\sigma_{ti} = -0.8\sqrt{\sigma_{ci}} = -13.4 Kg/cm^2$

$\sigma_{ci} = -0.66\sigma_{ci} = 168.0 Kg/cm^2$

$\sigma_{ts} = -1.6\sqrt{\sigma'_{ci}} = -30.0 Kg/cm^2$

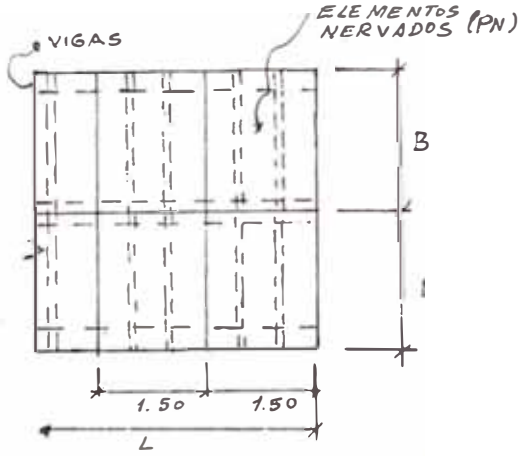
$\sigma_{cs} = 0.45\sigma'_c = 157.5 Kg/cm^2$

iii) CARGAS QUE ACTUAN

W_T = Carga Muerta : Peso Propio.
Peso Protección Térmica (Opcional) : 50 Kg/ m^2. (Ladrillo Pastelero)

$W_{s/c}$ = Carga Viva : Producida por el montaje; como requiere mayor trabajo de montaje y enlace : 50Kg/ m^2.

iv) ESQUEMA



PN 1 : B = 6.0 m

PN - 2 : B = 9.0 m

PN - 3 : B = 12.0 m

2.2.2.1. PLACA NERVADA TIPO - 1. (PN - 1)

a) DATOS

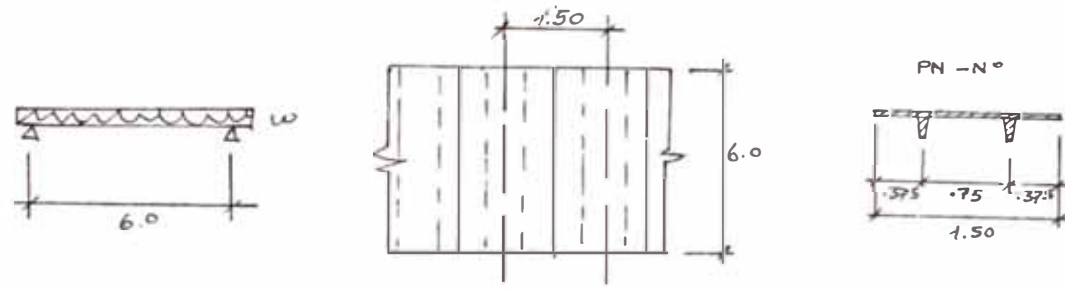
$B = 6.0m$

$E_a = 20,000 Kg/cm^2$

$E_{ci} = 5,000 Kg/cm^2$

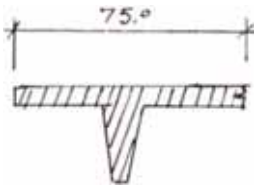
Pretensada con la excentricidad constante a lo largo de la placa.

b) ESQUEMA



c) CARGAS Y MOMENTOS DE PESO MUERTO Y SOBRECARGA

Suponiendo que para el cálculo tomamos la mitad de la sección de la placa nervada :



Además si consideramos a la nervadura como una viga y a la parte superior una losa de espesor 5 cm. :

$W_T = 50 \times 0.75 = 37.5 Kg/m. \longrightarrow M_T = W_T B^2/8 = 169 Kg\text{-}m.$

$W_{s/c} = 50 \times 0.75 = 37.5 Kg/m. \longrightarrow M_{s/c} = 169 Kg\text{-}m.$

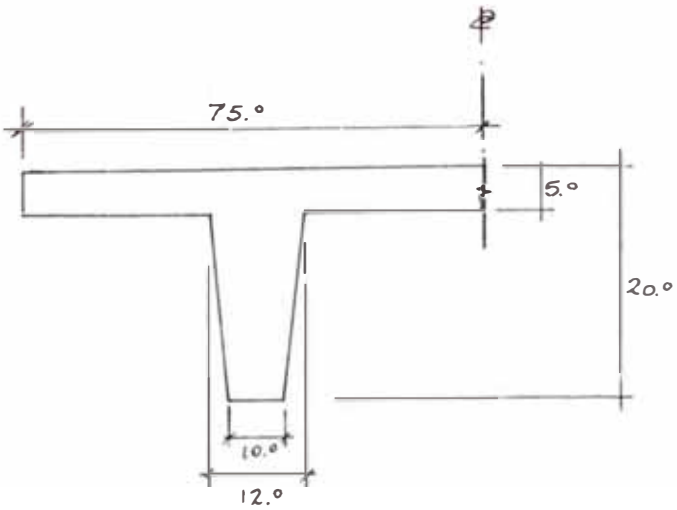
$W_L = 0.75 \times 0.05 \times 2400 = 90 Kg/m. \longrightarrow M_L = 405 Kg\text{-}m.$

d) <u>SECCION DE LA PLACA NERVADA</u>

Si $h_A = \dfrac{B}{29} = \dfrac{600}{29} \approx 20cm$

$$Ac_A = \frac{5(M_T + M_{s/c} + M_L)}{\sigma_{cs} \times h} \qquad Ac_A = \frac{(169+169+405) \times 100 \times 5}{157.5 \times 20}$$

$Ac_A = 118.0\ cm^2$ (De la Nervadura).



Usando Cuadro 2 - 1 (Tablas de T. Y. Lin).

$A = 540.0\ cm^2$

$I_G = 0.01925 \times 20^3 \times 75 = 11,500\ cm^3$

$C_1 = 0.245 \times 20 = 5\ cm.$

$C_2 = 15cm.$

S_1 $2.310\ cm^3$

$770cm^3$

W_{pp} 130. Kg/m.

M_{pp} 563 Kg/m.

e) HALLANDO P_e , P_i , e , A

e.1. Como es una estructura pretensada interesa que :

$$n_{i_1} \geqslant -13.4\ Kg/cm^2$$

$$n_{i_2} \leq 168.0\ Kg/cm^2$$

Por esfuerzos permisibles en el Concreto :

$$n_{e_1} + n_{pp_1} + n_{T+S/C_1} \leq 157.5\ Kg/cm^2$$

$$n_{e_2} + n_{pp_2} + n_{T+S/C_2} \geqslant -30.0\ Kg/cm^2$$

e.2. *Tomando las tensiones como restricciones básicas.*

$$n_{i_1} \geqslant -13.4 Kg/cm^2$$

$$n_{i_2} + n_{pp_2} + n_T + s/c_2 \geqslant -30.0\ Kg/cm^2$$

e.3. *Las tensiones producidas por las cargas.*

$$n_{pp_1} = \frac{563x100}{2310} = 24.4 Kg/cm^2 \qquad n_{pp_2} = \frac{563x100}{} = -73.1\ Kg/cm^2$$

$$n_{T+s/c_1} = \frac{338x100}{2310} = 14.6 Kg/cm^2 \qquad n_{T+s/c_2} = \frac{338x100}{770} = 43.9\ Kg/cm^2$$

e.4. $n_{i_1} \geqslant -13.4$

$$n_{e_2} \geqslant -30 + 73.1 + 43.9 \longrightarrow n_{e_2} \geqslant 87.0\ Kg/cm^2$$

(1) $P_i\left(\frac{1}{A} - \frac{e}{s_1}\right) \geqslant -13.4 Kg/cm^2$ *si suponemos* $\frac{P_e}{P_i} = R = 0.85$

(2) $P_e\left(\frac{1}{A} + \frac{e}{s_2}\right) \geqslant 87.0 Kg/cm^2$

$$\frac{1}{A} - \frac{e}{s_1} \geqslant -\frac{13.4}{87.0} x\ 0.85\left(\frac{1}{A} + \frac{e}{s_2}\right)$$

$$\frac{1}{A} - \frac{e}{s_1} \geqslant -0.13\left(\frac{1}{A} + \frac{e}{s_2}\right)$$

$$\frac{1.13}{A} \geqslant e\left(\frac{1}{S_1} - \frac{0.13}{S_2}\right) \rightarrow \frac{1.13}{540.0} \geqslant e\left(\frac{1}{2310} - \frac{0.13}{770}\right) \rightarrow$$

$$e \leq 8.2 \text{ cm.} \longrightarrow \text{si} \begin{cases} e = 15 - 7 = 8. \\ e = 8\text{cm.} \end{cases}$$

Reemplazando (2) : $P_e\left(\frac{1}{540.0} + \frac{8}{770}\right) > 87.0 \rightarrow P_e = 7{,}070 \text{ Kg.}$

$$A_s = \frac{7.070}{99} \longrightarrow A_s = 71.4 \text{ mm}^2$$

e.5. VERIFICANDO TENSIONES

$$n_{e_1} = 7{,}070\left(\frac{1}{540.0} - \frac{8}{2310}\right) = -10.9 \text{Kg/cm}^2$$

$$n_{e_2} = 7{,}070\left(\frac{1}{540.0} + \frac{8}{770}\right) = 87.0 \text{Kg/cm}^2 .$$

EN VACIO

$$n_{e_1} + n_{pp_1} = -10.9 + 24.4 = 13.5 \text{ Kg/cm}^2 > -13.4$$

OKi

$$n_{e_2} + n_{pp_2} = 87.0 - 73.1 = 13.9 \text{ Kg/cm}^2 < 157.5$$

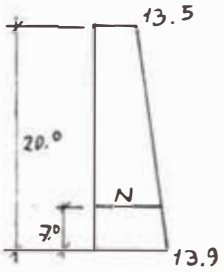
EN CARGA

$$n_{e_1} + n_{pp_2} + n_{T+s/c_1} = 13.5 + 14.6 = 28.1 < 157.5 \text{ Kg/cm}^2$$

OKi

$$n_{e_2} + n_{pp_2} + n_{T+s/c_2} = 13.9 - 43.9 = -30.0 \simeq -30 \text{ Kg/cm}^2$$

PERDIDAS DE TENSION



$$N = 13.5 + \frac{(13.9 - 13.5) \times 13}{20} = 13.8$$

$$t_1 = \frac{N}{8} = 1.7 Kg/mm^2$$

$$t_2 = 4 \ Kg/mm^2$$

$$t_3 = 6 \ Kg/mm^2$$

$$t = 11.7 \ Kg/mm^2$$

$$R = 1 - \frac{11.7}{99} = 0.88$$

0.85 OKi

$$P_i = \frac{7,070}{0.88} = \underline{8,034 \ Kg.}$$

PRETENSADO INICIAL

$$n_{i_1} = -10.9/0.88 = -12.4 \ Kg/cm^2 > -13.4 \ Kg/cm^2$$

OKi

$$n_{i_2} = 87.0/0.88 = 98.9 \ Kg/cm^2 < 168 \ Kg/cm^2$$

EN TRANSFERENCIA

$$n_{i_1} + n_{pp_1} = -12.4 + 24.4 = 12.0 \ Kg/cm^2 > -13.4 \ Kg/cm^2$$

OKi

$$n_{i_2} + n_{pp_2} = 98.9 - 73.1 = 25.7 \ Kg/cm^2 < 168 Kg/cm^2$$

f) VERIFICACION DE M_u

Como no existen grandes sobrecargas, no verificamos ya que la ruptura no se presentaría para cargas mayoradas[4]

g) VERIFICACION CORTANTE

$$x = 3.0 - .20 = 2.80 \text{ m}$$

$$x = 2.8\ (37.5 \times 2 + 130\ ) = 574 \text{Kg.}$$

$$x = \frac{574}{0.85\ wd} \longrightarrow \text{si:} \begin{cases} w = 10.0 \text{ cm} \\ d = 13.0 \text{ cm} \end{cases}$$

$$v_x = \frac{574}{0.85 \times 10.0 \times 13.0} = 5.2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_c = 0.3\ \sqrt{350} = 5.6 \text{ Kg/cm}^2 \qquad v_c > v_x \therefore \text{Refuerzo Mínimo}$$

Si estribos : ø 1/4" (0.32 cm^2)

$$s_{máx.} = \frac{3}{4} \cdot 20 = 15\text{cm.} \quad , \quad A_{min.} = \frac{0.81 \times 16{,}500 \times 15}{80 \quad 4{,}200 \quad 13} \sqrt{\frac{13}{7.5}} = 0.06 \ll 0.32 \text{cm}^2$$

OK¡

$$\therefore \underline{\text{ø } 1/4" \text{ @ } .15}$$

h) REFUERZO DE ZONA DE ANCLAJE

h.i. $e = 8$ $\qquad e/h = 0.4 \longrightarrow$ En el Esquema 2 - 1 :

$h = 20$

$$\frac{M_m}{P_e} = -0.2 \quad \text{(Tracción)}$$

h.2. $P = 8{,}034 Kg.$ $M_m = -0.2 \times 8{,}034 \times 8 = 12{,}854$ Kg-cm.

$$F_t = \frac{M_m}{\phi\,(h-z)} \longrightarrow \text{como } z = \frac{h}{4} = 5 \text{ cm}$$

$$F_T = \frac{12{,}854}{0.5 \times 15} = 1{,}714 \text{ Kg.}$$

h.3. $$\sigma_s = \left(\frac{2.7 \quad E_s \sqrt{\sigma'_c\, w}}{A_s} \right)^{1/2}$$

si $w = 0.02$ cm.

$s = 2.11 \times 10^7$ T/m^2.

$\sigma'_c = 3{,}500$ T/m^2.

$A_s = 0.32$ cm^2 (ϕ 1/4")

$$\sigma_s = \left(\frac{2.7 \times 2.11 \times 10^9 \sqrt{3{,}500 \times 0.02}}{0.32} \right)^{1/2} = 3{,}859 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{N° Estr.} = \frac{1{,}714}{0.32 \times 3859} = 1.4 \longrightarrow 2 \text{ Estribos}$$

Por lo general se duplica el número de estribos en las zonas de <u>anclaje</u> : 4 estribos , y se distribuyen en una longitud igual al peralte:

$$s = \frac{20 - 5}{4} \simeq 4 \text{ cm.}$$

$\therefore$ 4 $\sqrt{\phi}$ 1/4" , 1 @ .04

i) REFUERZO DE RETRACCION Y TEMPERATURA

Para la parte superior de la placa :

$A_{sT} = 0.0025 \times b \times t$ $\quad A_{sT} = 0.0025 \times 75 \times 5 = 0.94\ cm^2/m.$

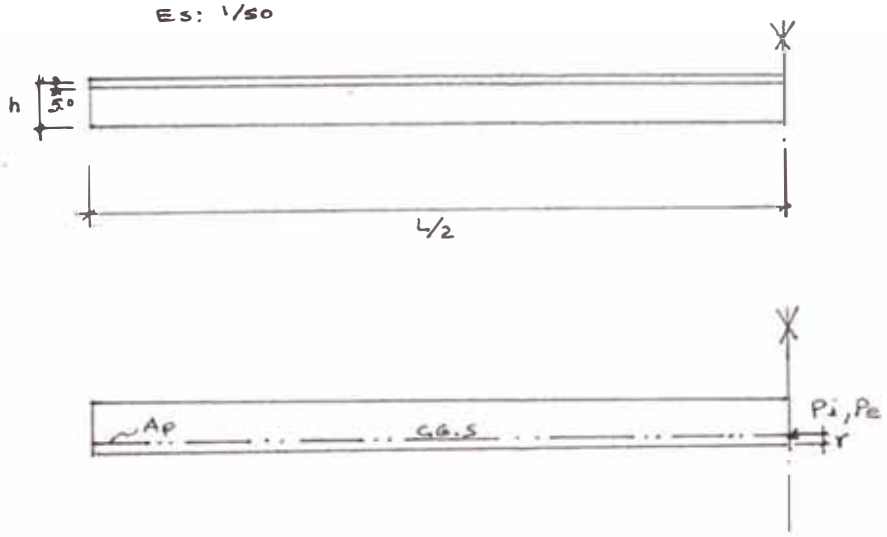
ϕ 1/4" (0.32) $\quad$ N° Varillas $= \dfrac{0.94}{0.32} = 3/m$ $\quad$ 1 ϕ 1/4" @ .30 cm.

Pero $s_{máx.} = 5 \times t = 25$ cm. $\quad \therefore$ 1 ϕ 1/4" @ .25 En ambos sentidos

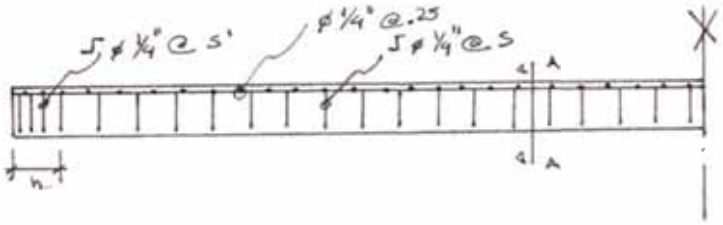
ELEMENTOS NERVADOS 'PN-N°'

SECCION LONGITUDINAL

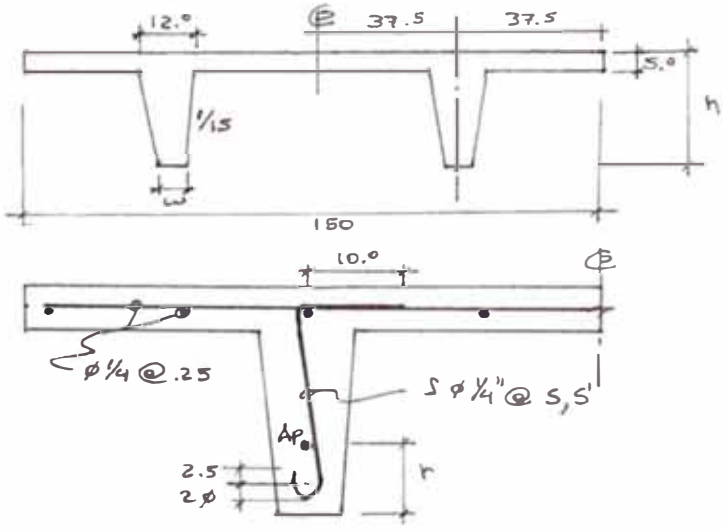
Es: 1/50



SECCION ARMADURA Es: 1/50



CORTE A-A Es: 1/20



DETALLE ARMADURA Es: 1/5

ELEM. TIPO	L (m)	h (cm)	w (cm)	r (cm)	S (cm)	S' (cm)	Ap (mm²)	Pi (Kg)	Pe (Kg)	ESPECI (Kg/cm²)
PN-1	6.0	20.0	10.0	7.0	15.0	4.0	71.4	8,034	7,069	fc: 350
PN-2	9.0	30.0	9.0	10.0	20.0	5.0	125.8	14,148	12,454	fy: 4,200
PN-3	12.0	40.0	7.5	13.0	30.0	5.0	177.0	20,023	17,523	fs: 16,500

Pi : TENSION BASE

Pe : TENSION PERMANENTE

2.2.3. TECHO ALIGERADO. (TA - 1)

a) DATOS

a.1. PRETENSADO. (VIGUETA)

$\sigma'_c = 300 Kg/cm^2 \qquad = 230 Kg/cm^2$

$\sigma_{y1} - 16,500 Kg/cm^2 \quad \sigma_s = 0.6 \quad \sigma_y = 9,900 Kg/cm^2$

$\sigma_y = 4,200$ (Acero Dulce) Kg/cm^2

Peralte Aproximado - $\frac{\quad}{29}$

B = 6.0m.

Pretensado con la excentricidad constante.

ESFUERZOS PERMISIBLES

$\sigma_{ti} = -0.8 \sqrt{\sigma_{c\,i}'} = -0.8 \sqrt{230} = -12.1 \ Kg/cm^2$

$\sigma_{ci} = 0.6 \ \sigma_{ci} = 0.6x230 = 138.0 \ Kg/cm^2$

$\sigma_{ts} = -1.6 \ \sigma'_c = -1.6 \ x \ 230 = -28.0 \ Kg/cm^2$

$\sigma_{cs} = 0.45 \ \sigma'_c = 0.45x230 = 135.0 \ Kg/cm^2$

a.2. LOSA "IN-SITU"

σ'_c 210Kg/cm^2

σ_y = 4,200Kg/cm^2

ρe_c = 2,400Kg/cm^2

a.3. CARGAS QUE ACTUAN SOBRE VIGUETA

Peso Propio :

Peso de Unidades Vibradas :

Peso de Sobrecarga de Montaje - 50Kg/ m^2

Peso de Losa :

a.4. CARGAS QUE ACTUAN SOBRE SECCION COMPUESTA

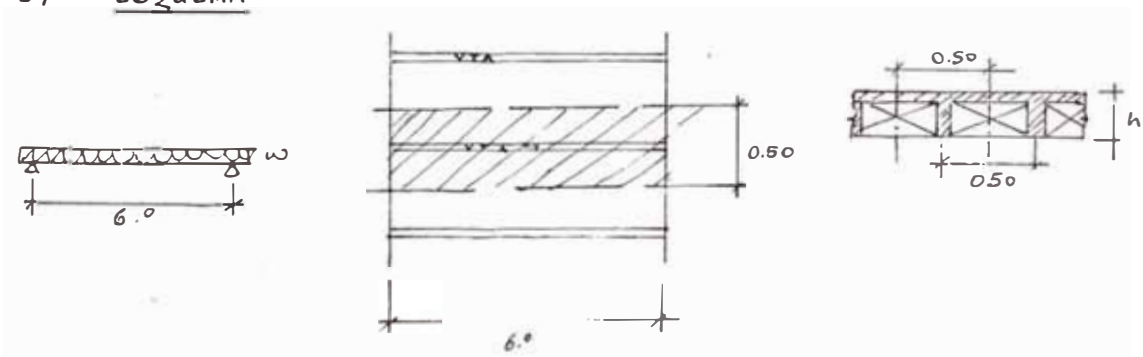
Peso Propio.

Peso de Unidades Vibradas.

Peso de Sobrecarga de Montaje = 50Kg/ m^2

Peso de Elementos de Protección Térmica (Opcional) = 50Kg/ m^2

b) ESQUEMA

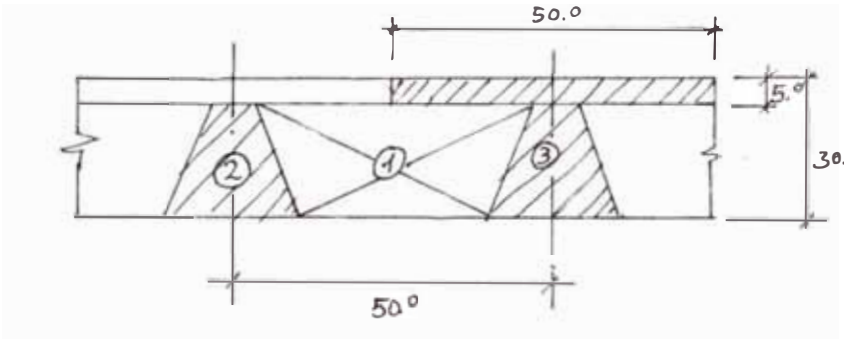


c) SECCION DE ELEMENTO VIBRADO, VIGUETA, SECCION COMPUESTA :

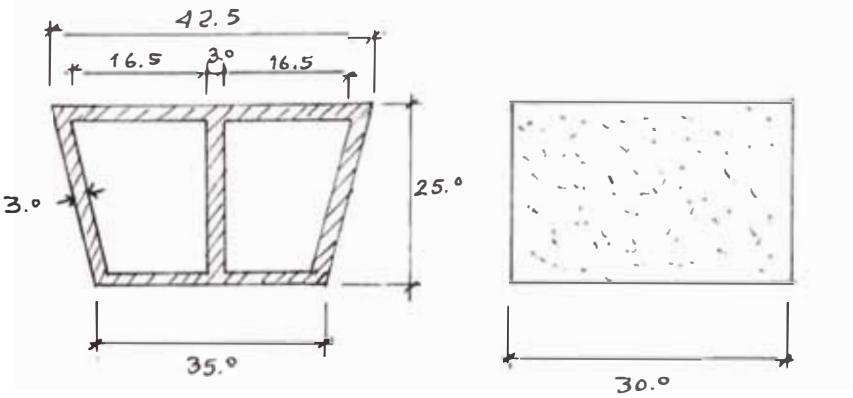
c.1. Tenemos que primero tanteamos con una sección :

Si $h = \frac{600}{29} = 20cm.$ Que parece reducido si se toma en cuenta que se prefabricarán las viguetas.

Si tomamos h - 30cm. con una losa de 5 cm. (Ver Tipificación. Cap. I).



c.2. ELEMENTO 1 (UNIDAD VIBRADA) (VTA - 1) ó (VA)



$$A = \frac{(42.5+35.0)}{2} \times 25 - \frac{(16.5+13.9)}{2} \times 19 \times 2 = 408.25 cm^2$$

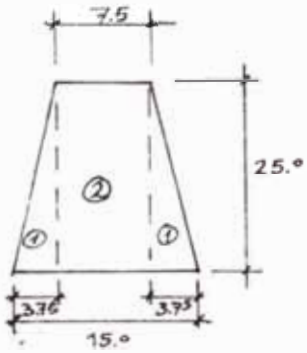
$$V = 408.25 \times 30 = 12,247.5 \ cm^3.$$

$$P_{u.v.} = 12,247 \times 0.0024 = 29.4 Kg/u.$$

$$En \ 1 \ m \longrightarrow \quad N^{o} \ U.V. = \frac{100}{30} = 3.3 \ u. \ v.$$

$$W_{u.v.} = 3.3 \times 29.4 = 97 Kg/m.$$

c.3. <u>ELEMENTO (2), VIGUETA (VTA - 1)</u>



	A	y	A_y	A_y^2	I_g
1	94	8.3	780	6476	3,255
2	187.5	12.5	2,344	29,297	9,766
	281.5		3,124	35,773	13,021

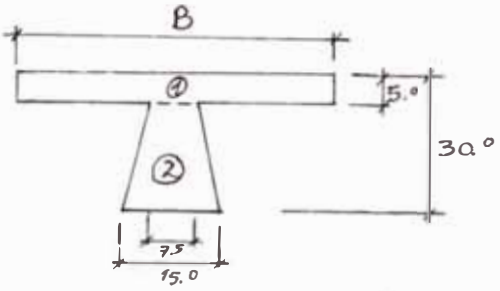
$$c_2 = \frac{3,124}{281.5} = 11.1 cm \qquad c_1 = 13.9 cm.$$

$$I_G = 13,021 + 35773 - 11.1 \times 3,124 \rightarrow \underline{I_G = 14,118 cm^4}$$

$$S_1 = \frac{14,118}{13.9} = \underline{1,016 cm^3} \qquad S_2 = \frac{14,118}{11.1} = \underline{1,272\ cm^3}$$

$\underline{W_{pp} = 68 Kg/m.}$

c.4. ELEMENTO (3) , SECCION COMPUESTA



$$B = \frac{210}{300} \times 50 = 35cm.$$

	A	y	A_y	A_y^2	I_g
①	175.0	27.5	4,813	132,344	365
②	281.5	11.1	3,134	35,773	13,386
	456.5		7,937	168,117	13,386

$$c_2 = \frac{7937}{456.5} = 17.4cm. \qquad c_1 = 12.6cm.$$

$$I_G = 13,386+168,117-7937x17.4 \qquad \underline{I_G = 43,399cm^4}$$

$$S_1 = \frac{43,399}{12.6} = \underline{3,444cm^3} \qquad S_2 = \frac{43,399}{17.4} = \underline{2,494cm^3}$$

d) DETERMINACION DE CARGAS Y MOMENTOS ACTUANTES

d.1. SOBRE VIGUETA

W_{pp} = 68Kg/m. M_{pp} - $W_{pp}\ell^2/8$ = 306Kg-m.

W_{ℓ} = 0.05x.50x2400 = 60Kg/m. → M_{ℓ} = 270Kg-m.

$W_{u.v.}$ - 97Kg/m. ——— $M_{u.v.}$ = 437Kg-m.

$W_{s/c}$ = 50 x 0.50 = 25Kg/m. → $M_{s/c}$ - 112.5Kg-m.

d.2. SOBRE VIGA COMPUESTA

W_p De Sección Compuesta (Vigueta + Losa).

= 50 x 0.5 - 25Kg/m. M_T = 112.5Kg-m.

$W_{s/c}$ = 50 x 0.5 = 25Kg/m. $M_{s/c}$=112.5Kg-m.

e) HALLANDO P_e , P_i , e , A_s

e.1. Como sabemos :

Por pretensado en vigueta :

$n_{i_1} \geqslant -12.1 Kg/cm^2$.

$n_{i_2} \leqslant 138.0 Kg/cm^2$.

Por tensiones admisibles[7] :

$$n_{e_1} + n_{pp_1} + n_{e+uv+s/c_1} + n'_{T+s/c_1} \leq 135 \ Kg/cm^2$$

$$n_{e_2} + n_{pp_2} + n_{e+uv+s/c_2} + n'_{T+s/c_2} \geq -28 \ Kg/cm^2$$

e.2. Tomando las tracciones como las restrictivas. ya que las compresiones se cumplen por lo general si la tracción es admisible :

$$n_{i_1} \geq -12.1 \ Kg/cm^2$$

$$n_{e_2} + n_{pp_2} + n_{e+uv+s/c_2} + n'_{T+s/c_2} \geq -28 \ Kg/cm^2$$

e.3. LAS TENSIONES DE LAS CARGAS SON :

$$n_{pp_1} \quad \frac{306 \times 100}{1016} = +30.1 Kg/cm^2$$

$$n_{pp_2} = \frac{306 \times 100}{1272} = -24.1 Kg/cm^2$$

$$n_{e+uv+s/c_1} = \frac{(270+437+112.5) \times 100}{1016} - 80.6 Kg/cm^2$$

$$n_{e+uv+s/c_2} = \frac{(270+437+112.5) \times 100}{1272} = -56.4 Kg/cm^2$$

$$n'_{T+s/c_1} = \frac{112.5 \times 2 \times 100}{3444} = 6.5 \ Kg/cm^2$$

$$n_{T+s/c_2} = \frac{112.5 \times 2 \times 100}{2494} - -9.0 \ Kg/cm^2$$

e.4. $n_{i_1} \geqslant -12.1$

$$n_{e2} \geqslant -28 + 24.1 + 56.4 + 9.0 \rightarrow n_{e_2} \geqslant 61.5 Kg/cm^2$$

(1) $P_i \left(\frac{1}{A} - \frac{e}{S_1}\right) \geqslant -12.1 Kg/cm^2$ Si tomamos :

(2) $P_e \left(\frac{1}{A} + \frac{e}{S_2}\right) \geqslant 61.5 Kg/cm^2$ $\frac{P_e}{P_i} = 0.825$

$$\frac{1}{A} - \frac{e}{S_1} \geqslant -\frac{12.1}{61.5} x 0.825 \left(\frac{1}{A} + \frac{e}{S_2}\right)$$

$$\frac{1}{A} - \frac{e}{S_1} \geqslant -0.16 \left(\frac{1}{A} + \frac{e}{S_2}\right)$$

$$\frac{1.16}{A} \geqslant e \left(\frac{1}{S_1} - \frac{0.16}{S_2}\right) \rightarrow \frac{1.16}{281.5} \geqslant e \left(\frac{1}{1016} - \frac{0.16}{1272}\right)$$

$e \leqslant 4.8cm.$ Si tomamos : $e = 11.1 - 6 = 5.1 \approx 4.8$

Reemplazando en (2) :

$$P_e \left(\frac{1}{281.5} + \frac{5.1}{1272}\right) \geqslant 61.5 \qquad \underline{P_e = 8,150 Kg.}$$

$$A_s = \frac{8,150}{99} \qquad \underline{A_s = 82.3 mm^2}$$

e.5. VERIFICANDO TENSIONES

$$n_{e_1} = 8,150 \left(\frac{1}{281.5} - \frac{5.1}{1016}\right) = -12.0 Kg/cm^2$$

$$n_{e_2} = 61.5 Kg/cm^2.$$

EN VACIO

$$n_{e_1} + n_{pp_1} = -12.0 + 30.1 = 20.0 Kg/cm^2 \geqslant -12.1 Kg/cm^2.$$

$$n_{e_2} + n_{pp_2} = +61.5 - 24.1 = 37.4 Kg/cm^2 \leqslant 135.0 Kg/cm^2.$$

EN CARGA PARCIAL TOTAL

$$n_{e_1} + n_{pp_1} + \eta_{\ell+uv+s/c_1} = 20.0 + 80.6 = 100.6 Kg/cm^2 < 135 Kg/cm^2$$

OKi

$$n_{e_2} + n_{pp_2} + \eta_{\ell+uv+s/c_2} = 37.4 - 56.4 = -19.0 Kg/cm^2 > -28 Kg/cm^2$$

EN CARGA TOTAL

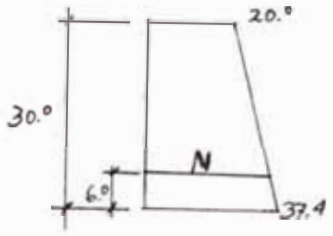
$$n_{e_1} + n_{pp_1} + \eta_{\ell+uv+s/c_1} + n'_T + s/c_1 = 100.6 + 6.5 = 107.1 Kg/cm^2 \rightarrow$$

$$< 135 Kg/cm^2 \qquad \text{OKi}$$

$$n_{e_2} + n_{pp_2} + \eta_{\ell+uv+s/c_1} + n'_T + s/c_2 = -19.0 - 9.0 = -28.0 Kg/cm^2$$

$$\simeq -28 \ Kg/cm^2 \qquad \text{OK!}$$

PERDIDAS DE TENSION



$$N = 20 + \frac{(37.4 - 20) \times 24}{30} = 33.9 Kg/cm^2$$

$$t_1 = \frac{N}{8} = \frac{33.9}{8} = 4.2 Kg/mm^2$$

$$t_2 = 4 \ Kg/mm^2$$

$$t_3 = 6 \ Kg/mm^2$$

$$t = 14.2 Kg/mm^2$$

$$R = 1 - \frac{14.2}{99} = 0.857$$

$$P_i = \frac{8,150}{0.857} = \underline{9,510 Kg.}$$

f) VERIFICACION DE MOMENTO ULTIMO

No se presentan sobre-cargas grandes[4]

g) VERIFICACION CORTANTE

$$x = 3.00 - 0.30 = 2.70 \ m.$$

g.1. VIGUETA

$$V_x = 2.70\ (68 + 60 + 97 + 25) - 675Kg.$$

$$v_x = \frac{V_x}{0.85\ W\ d} \qquad si: \quad W = 10cm.\ (Promedio)$$

$$d = 19cm.$$

$$v_x = \frac{675}{0.85 \times 10 \times 19} = 4.2\ Kg/cm.$$

Considerando la sección de concreto sin refuerzo.

$$v_c = 0.3\ \sqrt{f'_c} = 0.3\ \sqrt{300} \rightarrow v_c = 5.2Kg/cm^2$$

$$v_c > v_x \quad \therefore \text{ Refuerzo Mínimo.}$$

Si usamos $\emptyset$ 1/4" (0.32) :

$$s_{máx.} = \frac{3}{4}\ h = \frac{3}{4} \times 25 = 20cm.$$

$$A_{v\ min.} = \frac{0.96}{80} \times \frac{16,500}{4,200}\ \frac{20}{19} \sqrt{\frac{19}{10}} = 0.07cm^2 \rightarrow$$

$$<< 0.32\ cm^2 \qquad OK;$$

$$\therefore\ \llcorner\ \emptyset\ 1/4"\ @\ .20$$

g.2. SECCION COMPUESTA

$$V = 2.70\ (68 + 60 + 25 + 25 + 97) = 743Kg.$$

$$v_x = \frac{V_x}{0.85\ W.\ d} \qquad \text{Si: } W = 10,\ d = 24$$

$$v_x = \frac{743}{0.85 \times 10 \times 24} = 3.6 Kg/cm^2 \rightarrow$$

$$v_c = 5.2 Kg/cm^2 \qquad v_c > v_x \longrightarrow \text{OKi}$$

h) REFUERZO ZONA DE ANCLAJE

h.1. $e = 5.1$, $h = 25$ $\Big\}$ $\frac{e}{h} = 0.2$ Del Esquema 2 - 1

$$\frac{M_m}{P_e} = 0 \quad \text{(Tracción)}$$

∴ Refuerzo semejante al de corte: 2 ∫ ∅ 1/4" , 1@.20

i) REFUERZO DE TEMPERATURA Y RETRACCION

Para la losa :

$$A_T = 0.0025\ t = 0.0025 \times 50 \times 5 = 0.63\ cm^2/m.$$

Si usamos varillas de ∅ 1/4" $(0.32 cm^2) \rightarrow N = \frac{0.63}{0.32} = 2\ ^{u}/m.$

Pero $s_{máx.} = s \times t = 5 \times 5 = 25cm.$

∴ 1 ∅ 1/4" @ .25 (en ambos sentidos.)

2.3. VIGAS PRINCIPALES

EN SU CALCÚLO SE PRESENTARA EN FORMA DESARROLLADA LAS VIGAS VK-1 y VV-1 y EL RESTO EN LOS CUADROS: 9-13 y 14-18 RESPECTIVAMENTE

A. DATOS GENERALES

i) σ'_c = 350Kg/cm^2 σ_{ci} = 280Kg/cm^2

σ_y = 16,500Kg/cm^2 σ_s $0.6\sigma_y$ = 9,900Kg/cm^2

Peralte Máximo = L/20 (Aproximado).

E_c 3 x 10^5 Kg/cm^2

Pe_c 2,400Kg/m^3

C_c = 2.0 (Factor de Fluencia del Concreto).

Postensadas en Obra.

ii) ESFUERZOS PERMISIBLES

σ_{ti} = -13.4Kg/cm^2

σ_{ci} 168.0Kg/cm^2

σ_{ts} -30.0Kg/cm^2

σ_{cs} 157.5Kg/cm^2

iii) CARGAS QUE ACTUAN :

- Carga Muerta : Peso Propio

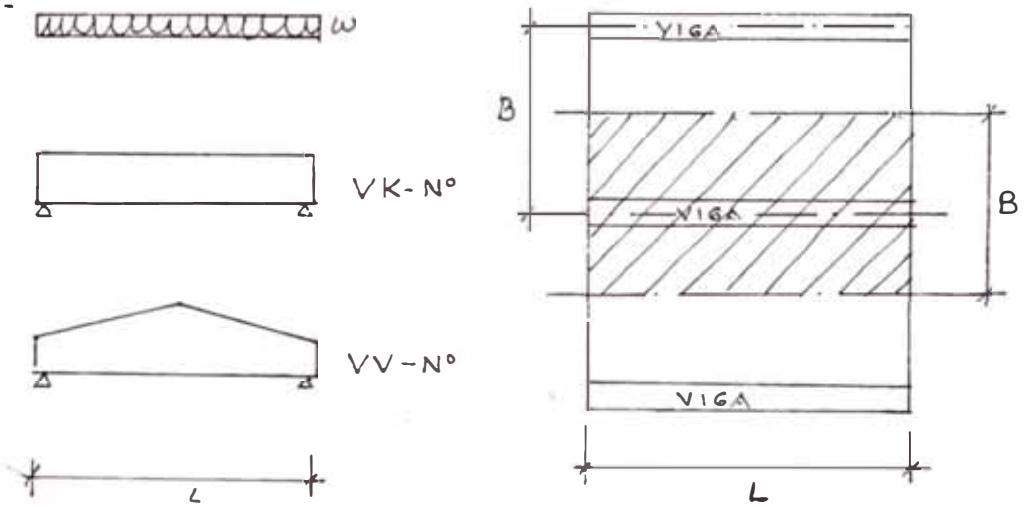
  Peso Cubierta

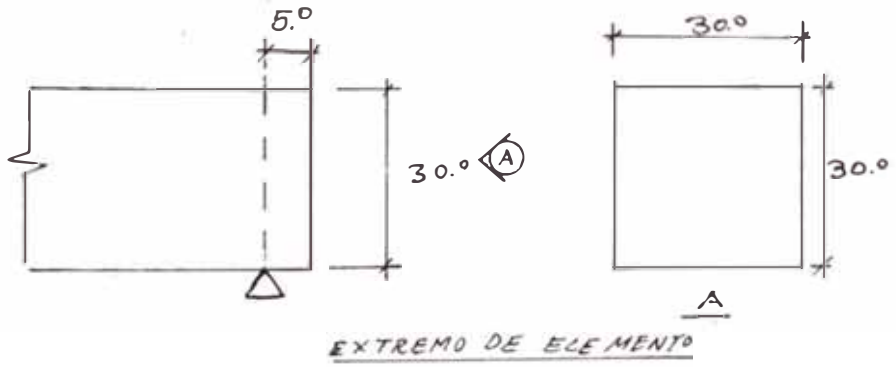
Carga Viva : Producida por el Montaje.

iv) Cálculo de la Sección - En el cálculo no se verificará momento último ya que la cubierta no tiene por función principal soportar grandes sobrecargas.

B) ESQUEMA Y MEDIDAS MINIMAS DE ZONA DE ANCLAJE DEL POSTENSADO.

B.1.-





B.2.- PARA LOS CALCULOS DE LAS VIGAS SE TOMARA , L = LONGITUD TOTAL DE ELEMENTO SIN CONSIDERAR LO QUE HAY QUE DEJAR PARA EL ANCLAJE (5cm A AMBOS LADOS)

2.3.1. CALCULO DE VIGAS, SECCION CONSTANTE

VK - 1

a) DATOS

$W_m = 1,341.0$ Kg/ m

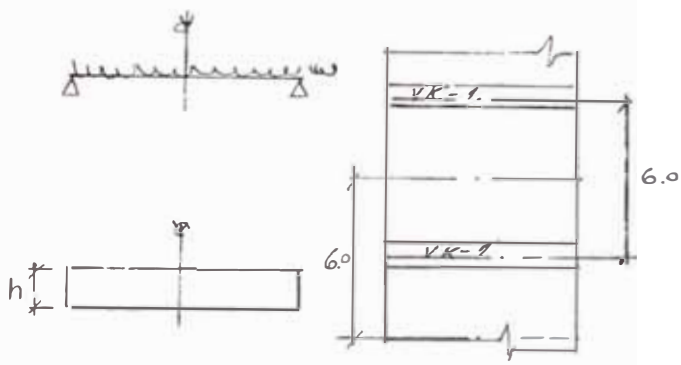
$W_{s/c} = 300.0$ Kg/ m

$L = 12.0$ m

$B = 6.0$ m

$h \geqslant \dfrac{L}{20}$

b) ESQUEMA



c) CARGAS Y MOMENTOS

$$\left.\begin{array}{l} W_m = 1,341.0 \\ W_{s/c} = 300.0 \end{array}\right\} \qquad M_{m + s/c} = 29,538 \text{ Kg-m}$$

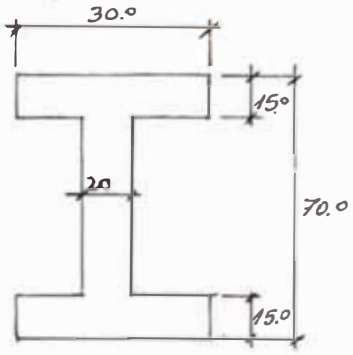
d) SECCION DE LA VIGA

d.1. Si $Ac_A = \dfrac{5M}{h\sigma_{cs}}$ si $h = 70$ cm.

$\sigma_{cs} = 157.5$ Kg/cm²

$$Ac_A = \frac{29,538 \times 5 \times 100}{70 \times 157.5} = 1,330 \text{ cm}^2$$

d.2. SECCION :



$A_s = 1,500 \ cm^2$

$I_G = 772,000 \ cm^4$

$C = 35 \ cm$

$S = 22,100 \ cm^3$

$Y^2 = 490 \ cm^2$

$W_{pp} = 360 \ Kg/m$

$M_{pp} = 6,480 \ Kg-m$

e) HALLANDO P_e , P_i , e , A_s

e.1. POR TENSION LIMITE DE TRACCION EN CARGA

$$n_{e_2} \geqslant -30 - n_{pp_2} - n_{s/c} + m_2$$

e.2. TENSIONES DE LAS CARGAS

$$n_{pp_1} = -n_{pp_2} = \frac{6,480 \times 100}{22,100} = 29.3 \ Kg/cm^2$$

$$n_{s/c+m_1} = -n_{s/c+m_2} = \frac{29,538 \times 100}{22,100} = 133.7 \ Kg/cm^2$$

e.3. Si $e = \frac{70}{2} - 15 = 20$ cm.

$$P_e \left(\frac{1}{A} + \frac{e}{S} \right) \geqslant -30 - n_{pp_2} - n_{s/c} + m_2$$

$$P_e \left(\frac{1}{1,500} + \frac{20}{22,100} \right) \geqslant -30 + 29.3 + 133.7$$

$P_e = 87{,}665$ Kg.

$$A_s = \frac{P_e}{0.6\ f_{y_p}} \qquad A_s = \frac{87{,}665}{99}$$

$A_s = 885\ mm^2$ (23 Ø 7 mm)

e.4 VERIFICANDO TENSIONES

$$n_{e_1} = 87{,}665 \left(\frac{1}{1{,}500} - \frac{20}{22{,}100}\right) = -\ 20.9\ Kg/cm^2$$

$$n_{e_2} = 87{,}665 \left(\frac{1}{1{,}500} + \frac{20}{22{,}100}\right) = 137.8\ Kg/cm^2$$

EN VACIO

$$n_{e_1} + n_{pp_1} = -\ 20.9 + 29.3 = 8.4\ Kg/cm^2 > -\ 13.4\ Kg/cm^2$$

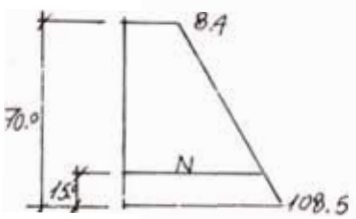
$$n_{e_2} + n_{pp_2} = 137.8 - 29.3 = 108.5 < 157.5\ Kg/cm^2$$

EN CARGA

$$n_{e_1} + n_{pp_1} + n_{s/c} + m_1 = 8.4 + 133.7 = 142.1 Kg/cm^2 < 157.5 Kg/cm^2$$

$$n_{e_2} + n_{pp_2} + n_{s/c} + m_2 = 108.5 - 133.7 = -25.2 Kg/cm^2 > -30.0 Kg/cm^2$$

PERDIDAS DE TENSION



$$N = 8.4 + \frac{108.5 - 8.4}{70} \times 55 \rightarrow N = 87\ Kg/cm^2$$

$$\left.\begin{aligned} t_1 &= \frac{N}{10} = 8.7 Kg/mm^2 \\ t_2 &= 4.0\ Kg/mm^2 \\ t_3 &= 6.0\ Kg/mm^2 \end{aligned}\right\} t = 18.7 Kg/mm^2$$

$P_m = 99 + 18.7 = 117.7\ Kg/mm^2 \longrightarrow P_i = P_m \times A_s$

$P_i = 117.7 \times 885 \qquad P_i = \underline{104,165\ Kg.}$

PRETENSADO INICIAL

$$n_{i_1} = \frac{104,165}{87,665} \times -20.9 = -26.3\ Kg/cm^2$$

$$n_{i_2} = \frac{104,165}{87,665} \times 137.8 = 173.3\ Kg/cm^2$$

EN TRANSFERENCIA

$$n_{i_1} + n_{pp_1} = -26.3 + 29.3 = 3.0\ Kg/cm^2 > -13.4\ Kg/cm^2$$

$$n_{i_2} + n_{pp_2} = 173.3 - 29.3 = 144.0\ Kg/cm^2 < 168.0\ Kg/cm^2$$

6) VERIFICACION DE CORTANTE

6.1. $x = 6.0 - 0.7 = 5.3m$

$V_x = 5.3\ (1,341+300+360) = 10,605Kg \qquad Si: \begin{cases} d = 0.8h = 0.56m. \\ w = 0.15\ m. \end{cases}$

$$v_x = \frac{10,605}{0.85 \times 15 \times 56} = 14.9\ Kg/cm^2$$

6.2 $v_c = 0.15\sqrt{\sigma'c} + 49\ \dfrac{V_u}{M_u}\ d\ , \quad con\ v_c \begin{cases} < 1.3\sqrt{\sigma'_c} \\ > 0.5\sqrt{\sigma'_c} \end{cases}$

$$\frac{V_u}{M_u} = \frac{\ell - 2x}{x(\ell - x)} \qquad \frac{V_u}{M_u} = \frac{12 - 2 \times 5.3}{5.3\ (12-5.3)} = 0.04$$

$$\frac{V_u}{M_u} d \leq 1 \qquad 0.04 \times 56 = 2.24 \rightarrow \frac{V_u}{M_u} d = 1$$

$$v_c = 0.15 \sqrt{350} + 49 = 51.8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_{c\,máx} = 1.3 \sqrt{350} = \underline{24.3 \text{ Kg/cm}^2} \longrightarrow v_c > v_x \qquad \text{OK;}$$

6.3. si : $A_v = 1.41 \text{ cm}^2$ (2 ø 3/8")

$$s = \frac{A_v \times 80 \times f_y \times d}{A_p \times fy_p} \sqrt{\frac{w}{d}}$$

$$s = \frac{1.41 \times 80 \times 4{,}200 \times 56}{8.85 \times 16{,}500} \sqrt{\frac{15}{56}} \qquad s = 96 \text{ cm}$$

$$s_{max} \leq \frac{3}{4} h \qquad s_{máx} = \frac{3}{4} \times 70 = 52.5\text{cm} \rightarrow s = 40 \text{ cm}$$

$$\therefore \quad \underline{1 \text{ II } ø\ 3/8" @ .40}$$

g) <u>VERIFICACION MOMENTO ULTIMO</u>

$$\rho_p = \frac{8.85}{56 \times 30} = 0.0054$$

$$f_{ps} = 17{,}500 \left(1 - 0.5 \frac{17{,}500}{350}\right) = 15{,}138 \text{ Kg.}$$

$$w_p = 0.0054 \times \frac{15{,}138}{350} = 0.23 < 0.3 \rightarrow \text{SUB REFORZADO}$$

$$a = 1.4\, d_{wp} = 1.4 \times 56 \times 0.23 = 17.71 \text{ cm}$$

$$a > t$$

$$A_{pf} = 0.85 \times 350 \quad (30 - 15) \frac{15}{15{,}138} = 4.42 \text{ cm}^2$$

$$A_{pw} = 8.85 - 4.42 = 4.43 \text{ cm}^2$$

$$M_u = 0.9 \left[4.43 \times 15{,}138 \times 56 \quad 1 - \frac{0.59 \times 4.43 \times 15{,}138}{15 \times 56 \times 350} + 0.85 \times 350 \right.$$

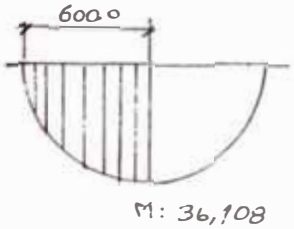
$$\left. (30 - 15) \times 56 \times \quad 56 - \frac{15}{2} \right] \qquad \underline{M_u = 56.5 \text{ T-m}}$$

$$M_D = \frac{1.4\ (1{,}341 + 360) + 1.7(300) \quad \times 12^2}{8} \qquad \underline{M_D = 52.0 \text{T-m}}$$

$M_u > M_D$ OK;

h) CALCULO DE FLECHA

h.1 Como $E_c = 3 \times 10^5$ Kg/cm^2



$I_c \simeq 1/2\ I_G = 386{,}000 \text{cm}^4$

$C_c = 2.0$

$\delta_{máx} = L/240 = 5$ cm

h.2 APLICANDO EL SEGUNDO TEOREMA DE LA SUPERFICIE DE MOMENTOS

$$\delta_{pi} = \frac{36{,}018 \times 100\ (600)^2 \times 2 \times 5}{3 \times 10^5 \times 386{,}000} = -4.7 \text{ cm}$$

$$\delta_{pe} = 0.84 \times -4.7 = -4.0 \text{ cm}$$

$$\delta_{pp} = \frac{5\ W\ \ell^4}{384\ E\ I} = \frac{5 \times 3.60 \times (1200)^4}{384 \times 3 \times 10^5 \times 386{,}000} = 1.0 \text{ cm.}$$

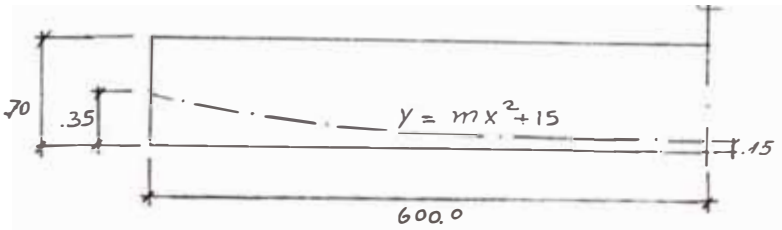
$$\delta_{s/c + m} = \frac{16.41}{3.60} \times 1.0 = 4.6 \text{ cm.}$$

h.3 $\delta_{pi} + \delta_{pp} = -4.7 + 1.0 = -3.7$ cm.

$$\delta_{cc} = (1 + C_c)\ (\delta_{pe} + \delta_{pp}) = (1+2)\ (-4.0 + 1.0) = -9.0 \text{ cm.}$$

$$\delta_{Cc} + \delta_{s/c + m} = -9.0 + 4.6 = -4.4 \text{ cm.} < \delta_{máx} \quad (5\text{cm}) \quad \text{OK!}$$

i) CABLE RESULTANTE Y TRAYECTORIA



$$y = mx^2 + b$$

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

$$y = 35 \text{ cm}$$

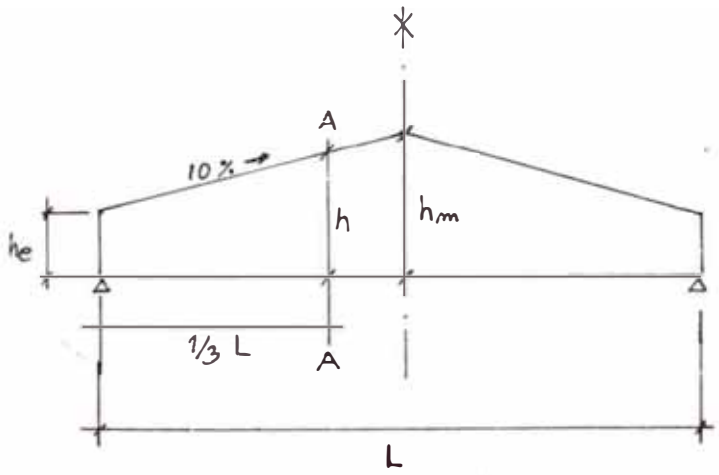
$$x = 600 \text{ cm}$$

$$m = \frac{35 - 15}{(600)^2} \longrightarrow m = 5.6 \times 10^{-5} \text{ cm}^{-1}$$

$$y = 5.6 \times 10^{-5} x^2 + 15$$

2.3.2. VIGAS DE SECCION VARIABLE

Debemos mencionar, antes de empezar el cálculo de las secciones; que las jácenas a dos aguas ó vigas trapeciales, la sección crítica de ellas no se encuentra en la parte central del vano. Esto se debe a que el momento resistente de la sección en general, decrece más rápidamente que el momento exterior. Nosotros consideraremos en nuestro caso la sección crítica a 1/3 del vano, y luego verificaremos la viga mediante un esquema de distribución de esfuerzos a lo largo de la viga.[9]



$$M_{\mathbb{C}} = \frac{\omega L^2}{8} \longrightarrow M_{1/3\,L} = \frac{\omega L^2}{9} = \frac{8}{9}\left(\frac{\omega L^2}{8}\right) \rightarrow$$

$$\underline{M_{1/3\,L} = \frac{8}{9} M_{\mathbb{C}}}$$

VV - 1

a) DATOS

W_m = 1,341.0 Kg/ m

$W_{s/c}$ = 300.0 Kg /m

L = 12.0 m

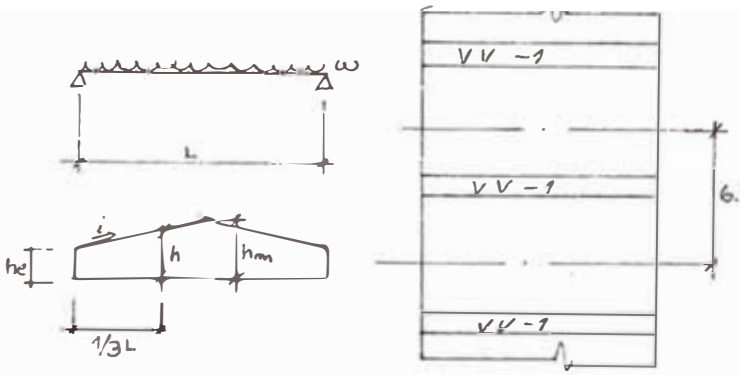
B = 6.0 m

$h \geq \frac{L}{20}$

h_e = 30 cm.

i = 10%

b) ESQUEMA



c) CARGAS Y MOMENTOS

W_m = 1,341.0 Kg/m

$W_{s/c}$ = 300.0 Kg/m

$M_{m + s/c} = \frac{8}{9} \frac{W \ell^2}{8} = 26,256$ Kg-m

d) SECCION DE LA VIGA

d.1. Como $M_{m + s/c}$ (VV - 1) $\leq M_{m + s/c}$ (VK - 1)

Tomamos Sección de VK - 1

e) HALLANDO P_e , P_i , e , A_s

Dado por lo expresado en 'd' y sabiendo que, momento de sección variable es menor que el de Sección Constante ⟶ la sección y los datos P_e , P_i , e , A_s cumplen también para Sección Variable.

f) VERIFICACION CORTANTE

f.1. $x = 6.0 - 0.7 = 5.3$

$V_x = 5.3\ (1,341+300+360) = 10,605 Kg$ si : $\begin{cases} d = 0.8 \times 37 = 30\ cm \\ W = 15\ cm \end{cases}$

$$v_x = \frac{10,605}{0,85 \times 30 \times 15} = 28.1\ Kg/cm^2$$

$v_c = 24.3\ Kg/cm^2$ $\qquad v_c < v_x \longrightarrow$ REFUERZO

f.2. Si : $A_v = 2\ \phi\ 3/8\ \ (1.41\ cm^2)$

$$s \leq \frac{1.42 \times 80 \times 4,200 \times 30}{8.85 \times 16,500} \qquad \sqrt{\frac{15}{30}} \rightarrow s \leq 69\ cm$$

$$s_{máx} = \frac{3}{4} \times 30 = 22.5\ cm \qquad s = 20\ cm$$

1 II ϕ 3/8" @ . 20 , RESTO @ . 40

g) VERIFICACION MOMENTO ULTIMO

Dado que se verificó la Sección en VK - 1 cumple para VV - 1. Por ser el momento menor.

h) CALCULO DE FLECHA

Por la viga VK - 1 cumple, además el peralte está cercano al permisible sin cálculo de flecha $\left(\frac{L}{15}\right)$

NOTA : En el cálculo de pérdidas de tensión el estado considerado para hallarlas fué en vacío, debiendo considerarse en su lugar el estado en carga, por ser viga

prefabricada, pero la diferencia de consideraciones no conduce a un gran error de cálculo solo de visualización.

2.4. ELEMENTOS DE ILUMINACION

2.4.1. CLARABOYAS TIPO CABALLETE

2.4.1.1. TIPO ICL

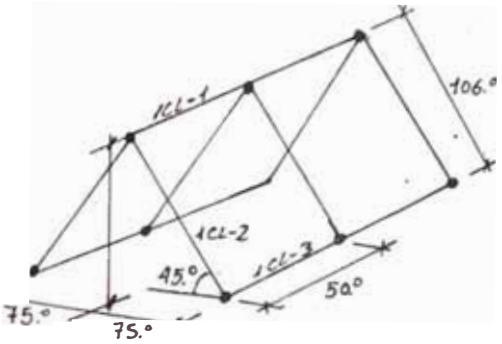
a) DATOS

σ'_c = 210Kg/cm^2.

σ_y = 4,200Kg/cm^2.

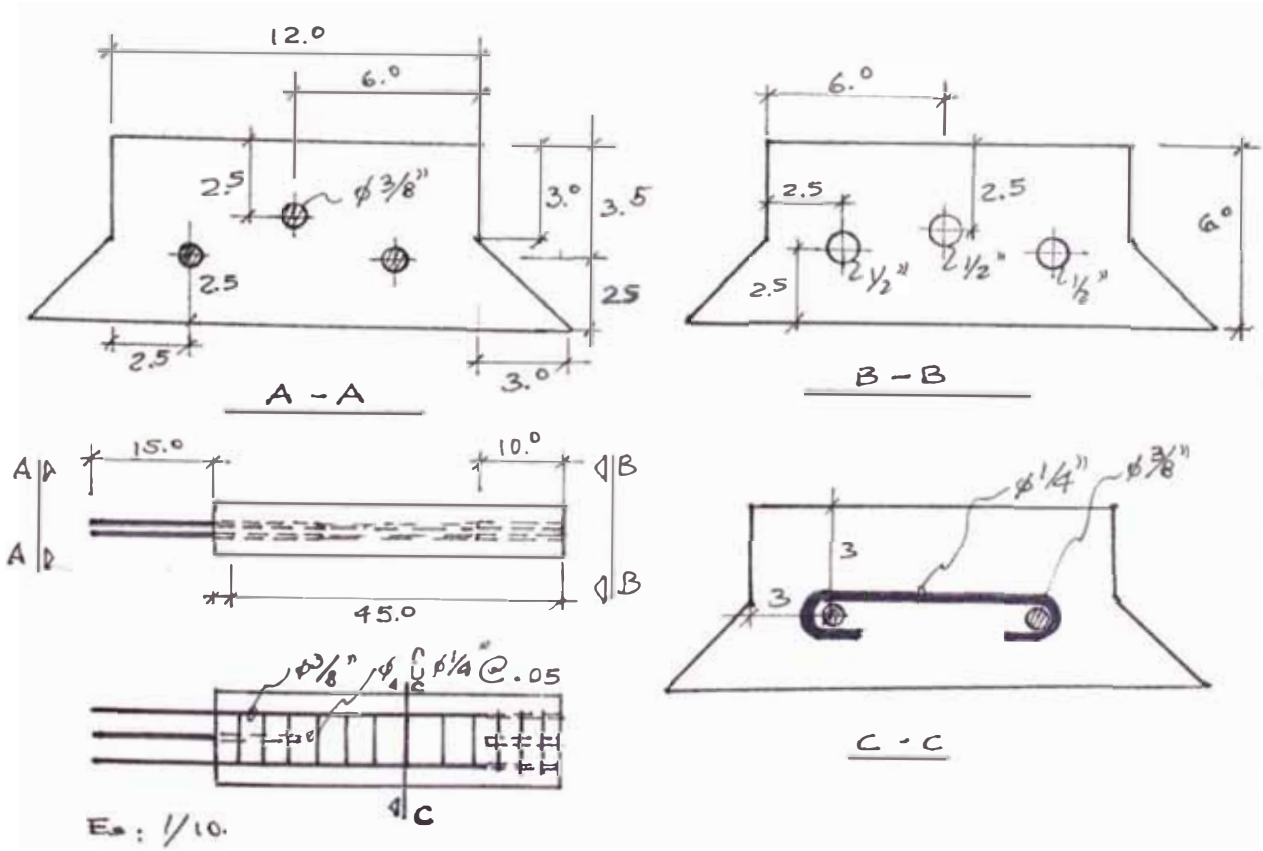
- Se presentan dos modelos.
- Diseño a criterio ya que actúan en la estructura: El peso propio y el viento cuya magnitud resulta pequeña para Lima en caso de los vientos; lo mismo que para el peso propio.

ESQUEMA



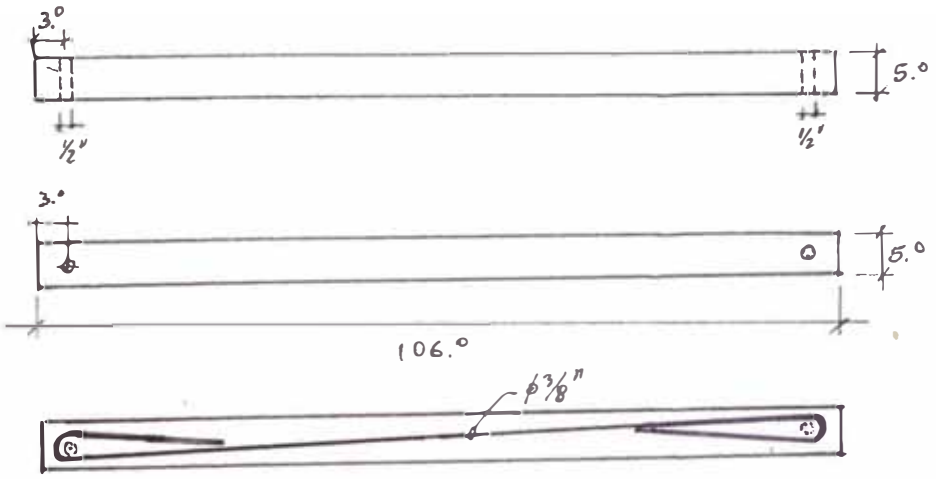
b) ELEMENTO ICL - 1

· Es: 1/2.°

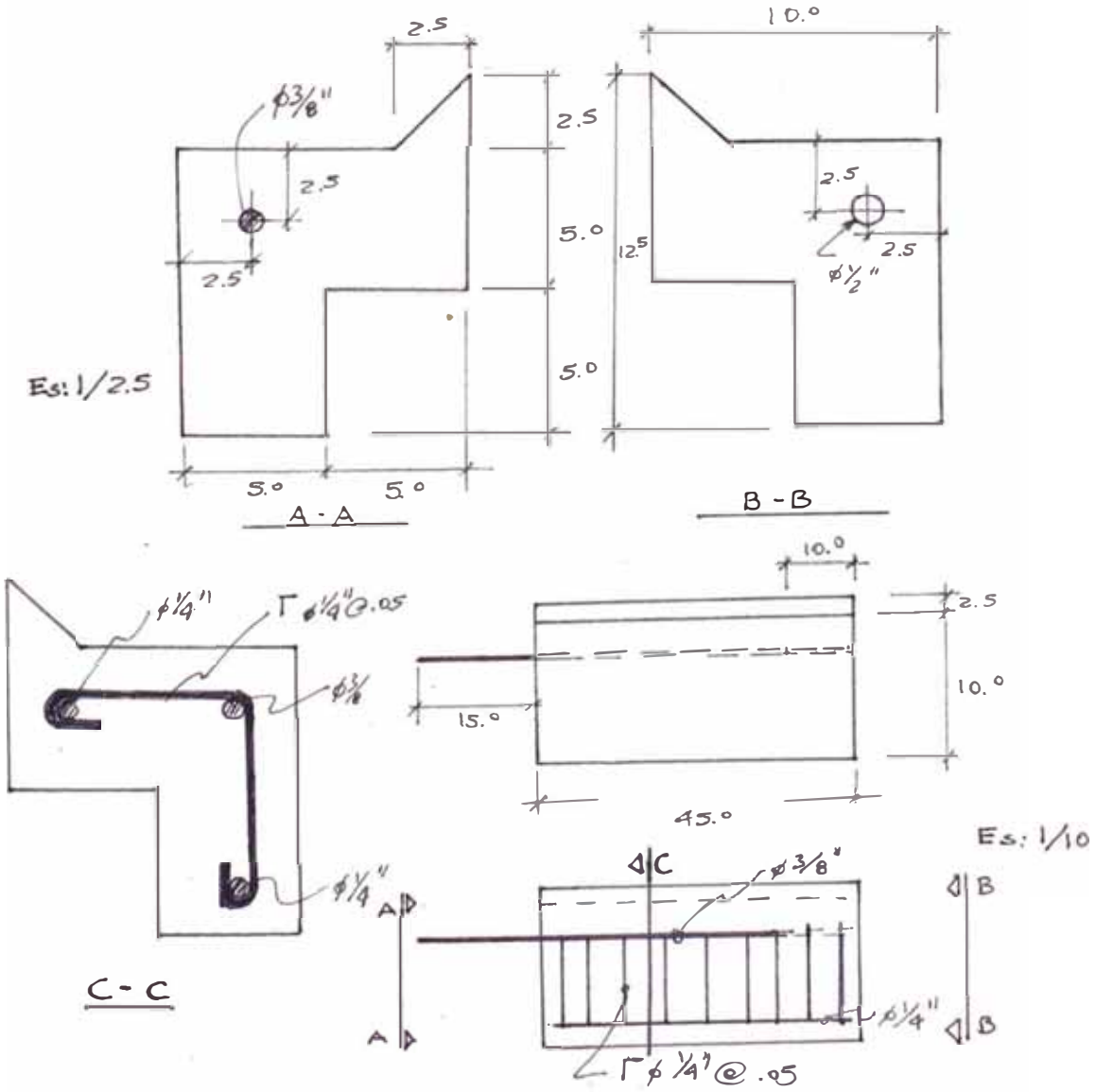


c) ELEMENTO ICL - 2

Es: 1/10



d) ELEMENTO ICL - 3



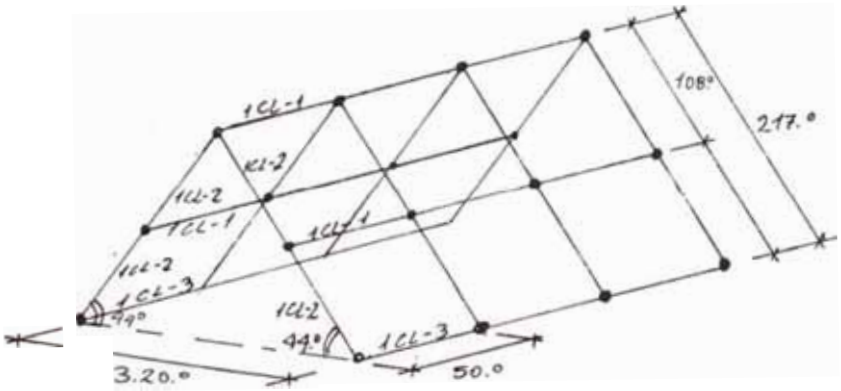
2.4.1.2. TIPO 2CL

a) DATOS

Este tipo de claraboya se puede obtener combinando los elementos de la claraboya ICL.

Para las Juntas y Enlaces ver Capítulo 3.

b) ESQUEMA



2.5. APLICACION DEL SISTEMA C. C. L. PARA EL TESADO

En el diseño de las vigas se llegó hasta el cable resultante, asi como el esfuerzo de tensado estable e inicial y al acero de prees fuerzo

Lo cual son datos que se proporciona al contratista.para que eli ja un sistema de tensado que le sea más económico. Nosotros su pondremos que somos los sub-contratistas asi que determinamos usar el sistema C. C. L.

Lo escogemos porque :

1. Permite tener cables con diferentes números de alambres.
2. Posibilidad de tensar uno o varios alambres al mismo tiempo, de acuerdo al tipo de gata a usar.
3. Facilidad de operación y colocación de los anclajes.

2.5.1. APLICACION DEL SISTEMA A ELEMENTOS PRETESOS, CASO DE "PN", "VA", "VI" (VER CUADRO 2):

a) DISTRIBUCION DE ARMADURA PRETESA

Basándonos en la simetría de las cargas, presentamos los esquemas adjuntos, de los elementos : PN , VA , VI. En esta parte hay que tener en cuenta que la distancia mínima entre alambres o cables es de 3 diáme - tros, entre ejes.

b) TENSION DE TENSADO Y ALARGAMIENTO DE ALAMBRE

Condiciones :

b.1. Los alambres serán tensados por un solo lado.

b.2. La tensión que debe llegar al centro de la viga y la que debe tener el extremo son iguales: (Por ser pretensados).

$$T_o = T_m$$

$$T_m = \frac{P_i}{A_s}$$

T_o = Tensión Extremo.

T_m = Tensión Centro de Viga.

P_o = P_i = Carga Inicial del Acero en el Centro del tramo

A_s = Sección de Acero Pretesado.

b.3. Con el valor de T_o recurrimos al diagrama esfuerzo deformación y hallamso la deformación unitaria y así :

$$L = i\,(\ell + \ell_o)$$

con : i = Deformación Unitaria mm/m. (VER FINAL CAPITULO DIAGRAMA T VS i)

ℓ = Longitud del Elemento.

ℓ_o = Longitud de recorrido dentro del gato $\simeq$ 0.30m .

CUADRO 2 : ESPECIFICACIONES DE TENSADO

ELEMENTO	TIPO (m)	N° Al. 5mm.	A_s/A_ℓ (mm^2)	P_o/A_ℓ (Ton)	P_e/A_ℓ (Ton)	T_o (Kg/mm^2)	T_{oe} (Kg/mm^2)	i (mm/m)	A_ℓ (mm)
"VI"	1 (6)	2	20.2	2.71	2.34	134.	116.	6.7	42
	2 (9)	4		2.38	2.05	118	102	5.9	55
	3 (12)	6		2.34	2.00	116	99	5.8	71
"PN"	1 (6)	4	20.2	2.01	1.77	100	88	5.0	32
	2 (9)	7		2.02	1.78	100	88	5.0	47
	3 (12)	9		2.22	1.95	110	97	5.5	68
"VA"	1 (6)	5	20.2	1.90	1.63	94	81	4.7	30

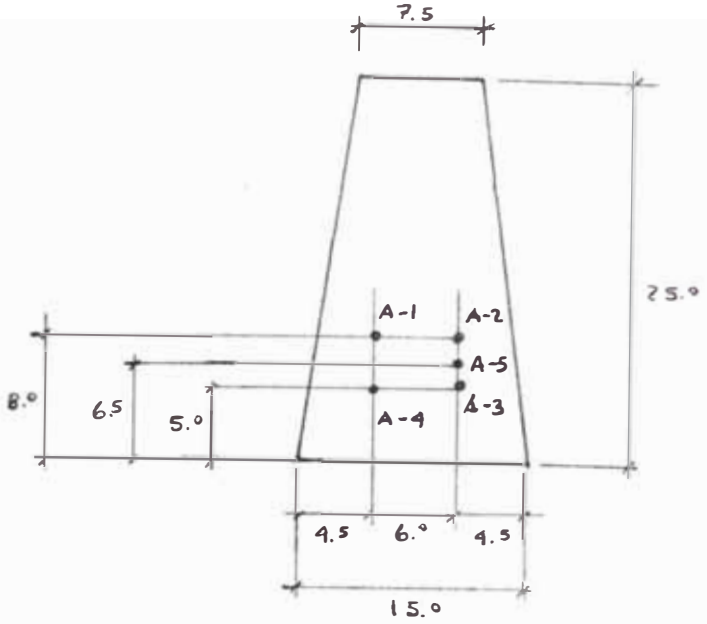
Según A. C. I. : $T_o \leq 0.8\,\sigma_u$ Para 5 mm : $\sigma_u = 175$ Kg/mm^2

$T_{oe} \leq 0.7\,\sigma_u$ $0.8\,\sigma_u = 140.0$ Kg/mm^2

$0.7\,\sigma_u = 122.5$ Kg/mm^2

DISTRIBUCION DE UNIDADES PRETENSORAS DE 'VTA'

Es: 1/5



ELEMENTO	ORDEN DE TESADO	As/AL (cm2)	Po/AL (TON)	AL/AL (mm)
VTA ó VTA-1	A-1 A-2 A-3 A-4 A-5	2.02	1.90	30

Po/AL : TENSION A PROPORCIONAR AL EXTREMO DEL GATO.

ESPECIFICACIONES TECNICAS	
SISTEMA	C.C.L
f'_s	16,600 Kg/cm2
E_s	2'030,000 "
f'_c	300 "

PARA MAYOR INFORMACION DE ELEMENTOS 'VTA', VER PLANO RESPECTIVO

2.5.2. APLICACION DEL SISTEMA A ELEMENTOS POSTENSADOS

Analizaremos vigas tensadas por ambos extremos :

a) CASO DE VIGAS DE SECCION CONSTANTE (VK-N°) (VER CUADROS:3):

a.1. DETERMINACION DEL NUMERO DE ALAMBRES

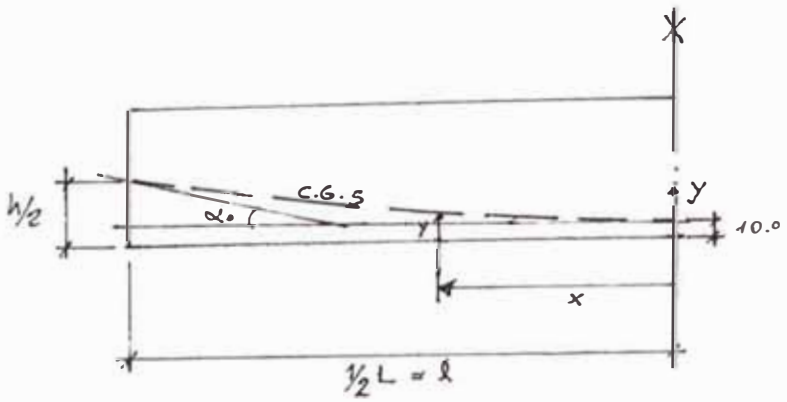
Dado que en el análisis de vigas anterior, se estableció el área de acero de pretensado considerando :

$$A_s = \frac{P_e}{0.6\sigma_u} \qquad \text{con } \sigma_u = 165 \text{ Kg/mm}^2 \text{ (Promedio)}$$

Luego considerando que usaremos el alambre de 7 mm. (38.5 mm^2) :

$$N^\circ \text{ AL} = \frac{A_s}{38.5}$$

a.2. DETERMINACION DE LA PARABOLA DE CABLES RESULTANTES Y DEL ANGULO



NOTA:

LA SECUENCIA DE CALCULO ES CORRECTA SOLO HAY UN PEQUENO ERROR DE NÚMERACION DE LAS PAGINAS, SE PASO DE LA 89 A LA 99.

Considerando los diagramas de envolvente de cables hallados en el análisis de vigas, y de acuerdo a la fórmula :

$$y = mx^2 + b \qquad b = 10 \text{ cm. (Constante todas las vigas)}$$

$$m = \frac{h - 2b}{2x^2}$$

$$si : \frac{D_y}{d_x} = 2mx \qquad \text{Pero } \frac{D_y}{d_x} = Tg\,\alpha$$

$$\text{arco } Tg \frac{D_y}{d_x} = \alpha_o$$

a.3. CAIDAS DE TENSION

$$T_m = 0.6\,\sigma_{yp} + t$$

T_m = Tensión inicial en Centro de Viga

t = Pérdidas de Tensión

σ_{yp} = Tensión límite elástica del acero pretensado

a.3.1. PERDIDAS POR FRICCION

$$T_o = T_m (1 + \mu \alpha_o + K \ell)$$

μ = Coeficiente de Fricción Angular.

α_o = $\measuredangle$ de Contacto Cable Concreto.

K = Coeficiente de Fricción.

ℓ = Longitud de Cable Afectada.

T_o = Tensión Extrema.

a.3.2. PERDIDAS POR DEFORMACION DEL ANCLAJE

Se producen por la penetración de las cuñas y se toma en cuenta que :

$$a = \mu \alpha_o d + K . \ell^2$$

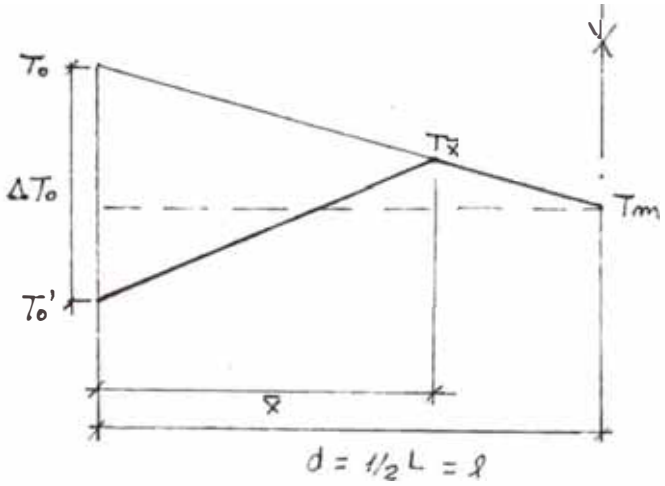
$$b = \frac{20 \Sigma}{T_m}$$

$$c = \mu \alpha_o d + K d^2$$

Si el cable total es parábola a = c :

1. Si a > b y b < c :

$$x = \sqrt{\frac{20 . \Sigma . d}{T_m (\mu \alpha_o + K d)}} , \quad T\bar{x} = \left[1+K(d-\bar{x})\right] T_m$$

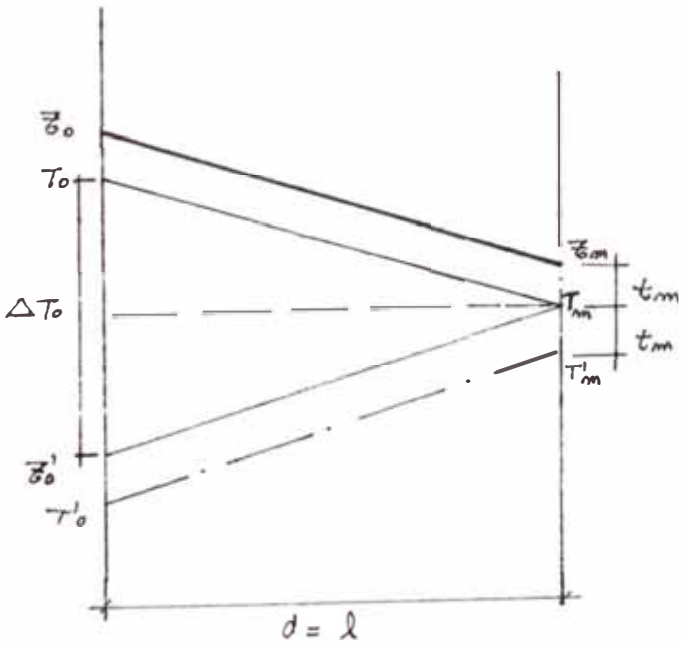


2. Si $a < b$

$$t_m = \frac{20\,\Sigma}{d} - (T_o - T_m)$$

$$\bar{t}_o = T_o + t_m$$

$$\bar{t}_m = T_m + t_m$$



a.3.3. TENSIONES PERMISIBLES EN EL ACERO

1. Si $a > b$:

$T_o \leq 0.8\ \sigma_u$ Esfuerzo Temporal del Gato.

$T\bar{x} \leq 0.7\ \sigma_u$ Esfuerzo después del Anclaje.

2. Si $a < b$:

$\leq 0.8\ \sigma_u$ Esfuerzo Temporal del Gato.

$\tau_m \leq 0.7\ \sigma_u$ Esfuerzo después del Anclaje.

a.4. ALARGAMIENTO DE ALAMBRE

Aquí necesitamos el diagrama tensión Vs. deformación que se adjunta al final de Capítulo.

$$AL \qquad (\ell + \ell_o)\, i \qquad \text{donde} : \left.\begin{aligned} T &= \frac{T_m + T_o}{2} \\ T &= \frac{\tau_m + \tau_o}{2} \end{aligned}\right\} \text{Diagrama: } i \text{ vs } T$$

T = Tensión Media.

i = Alargamiento Unitario

ℓ = Longitud de Alambre Considerada.

ℓ_o = Longitud Necesaria para el Tensado y es 30 cm.

a.5. CARGA EXTREMA DE TESADO POR ALAMBRE

$P_o = T_o \times A$ A Area de Alambre Usado.

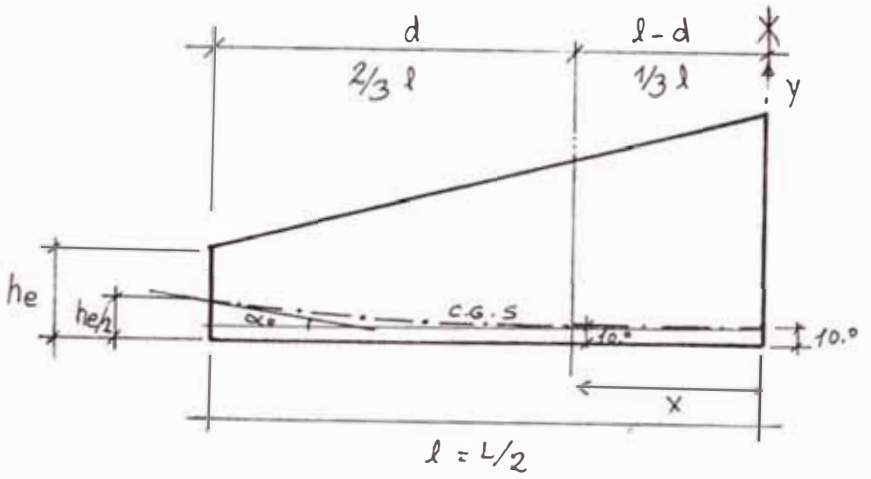
$P_o = \tau_o \times A$ A $38.5 mm^2$.

b) CASO DE VIGAS DE SECCION VARIABLE

b.1. DETERMINACION DEL NUMERO DE ALAMBRES.

Igual que para viga de sección constante.

b.2. DETERMINACION DEL CABLE RESULTANTE Y DEL ANGULO



Contando con los diagramas envolventes de cables, del análisis de vigas :

$$y = m\,(x - 1/3\,\ell)^2 + 10 \qquad \text{para } x \geqslant \frac{1}{3}\,\ell.$$

$$\text{si} \quad x = \ell \qquad m = \frac{h_e - 20}{2\,(x - 1/3x)^2}$$

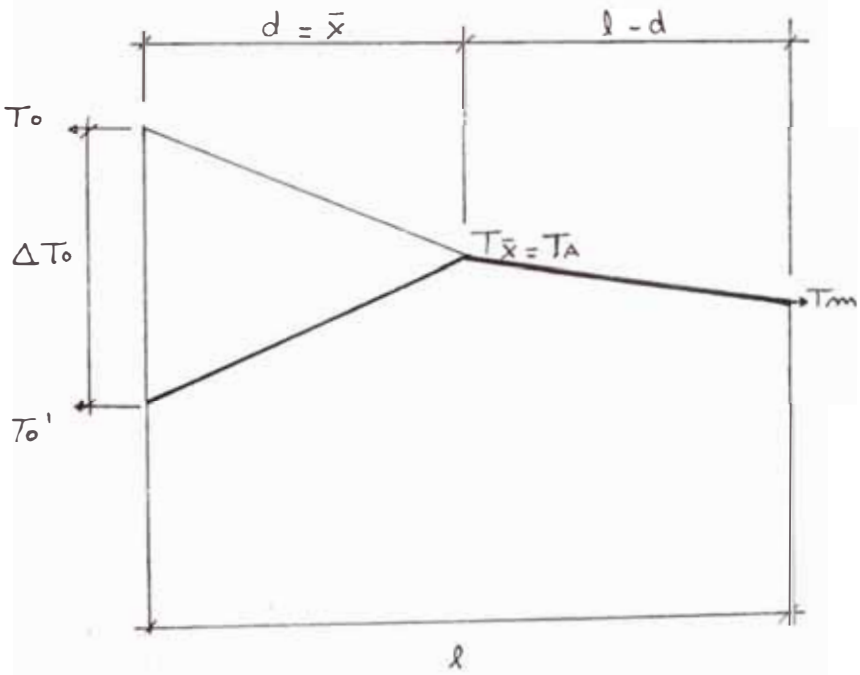
$$\text{arc. } T_g \; 2m\,(x - \frac{1}{3}\,\ell) = \alpha_0$$

6.3. CAIDAS DE TENSION

Igual que para viga de sección constante, salvo considerando los casos siguientes :

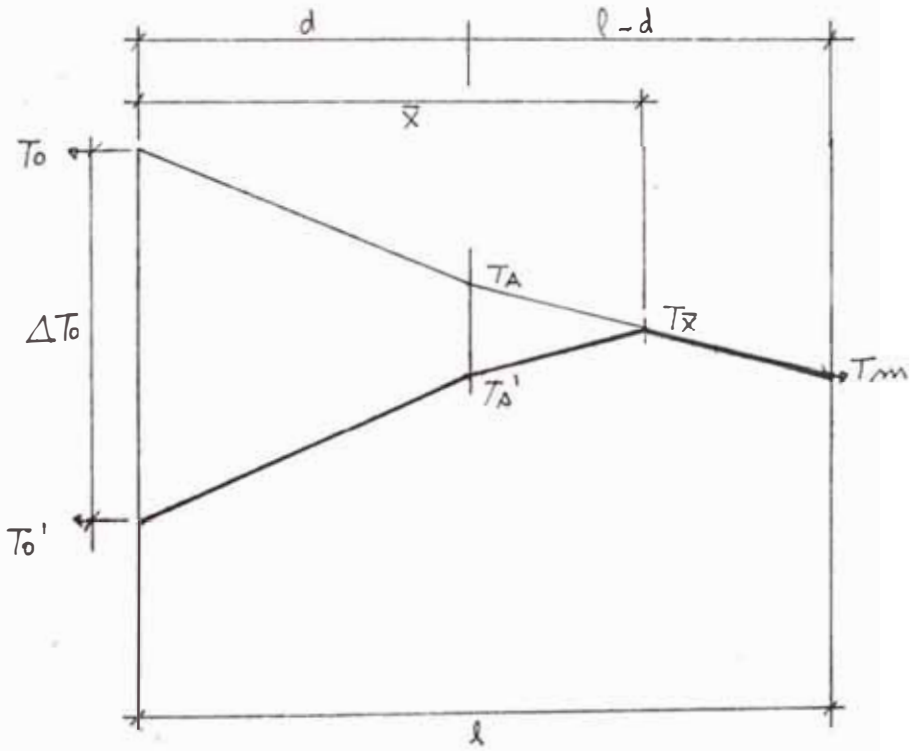
1. Si $a \geqslant b$ y $b = c$

$$\bar{x} = \frac{20 \sum}{T_m \, (\mu \alpha_0 + Kd)} \quad , \quad T_{\bar{x}} = \left[1 + K \, (d - \bar{x})\right] T_m$$



2. *si* $a \geqslant b$ *y* $b > c$

$$x = \sqrt{\frac{20}{T_m K} - \frac{\mu \alpha_0 d}{K}}, \quad T_{\bar{x}} = T_m \left[1 + K (\ell - \bar{x})\right]$$

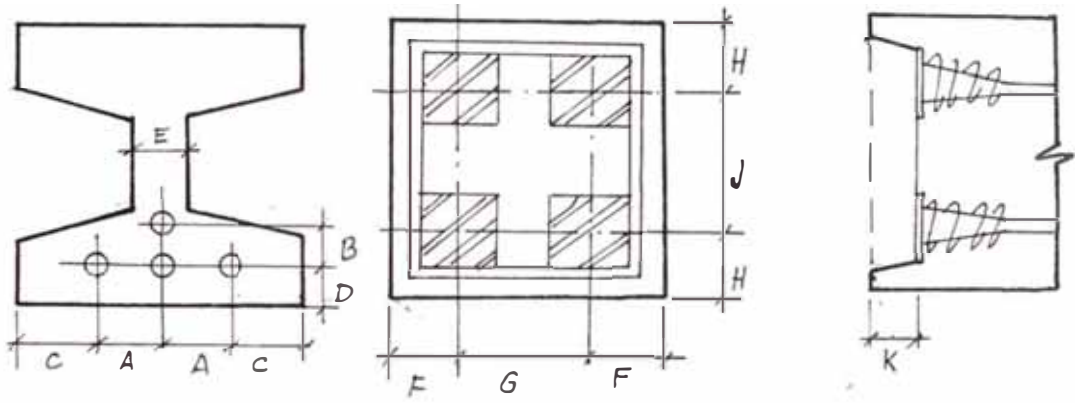


6.4. ALARGAMIENTO DEL ALAMBRE Y CARGA EXTREMA

Ver caso Viga de Sección Constante.

c) DISTRIBUCION DE ALAMBRES PRETENSADOS.

Tomando en cuenta la simetría de las cargas y las especificaciones técnicas dadas a los anclajes C. C. L. de un máximo de 12 alambres de ø 7 mm. (Ver Anexos al final del Capítulo).



CABLE	FUERZA PRET (TN.)		ANCLAJE			ø	A	B	C	D	E	F	G	H	J	K
	ROT	70%	TIPO	DIMEN.	LONG.	COND.										
12ø7mm	72.9	51.0	64	121x121	165	42	70	65	65	65	130	100	150	100	150	75

En los esquemas adjuntos, especificamos la ubicación de los anclajes para cada caso ya sea en viga "VK" o "VV".

d) CALCULO DE REFUERZO EN CABEZA.

Dado que usaremos anclajes para un máximo de 12 ø 7 mm., entonces supondremos un caso general y el refuerzo será aplicado para todas las vigas en cada anclaje.

d.1. DATOS

- Aplicamos Método C. C. L. - Ver final Capítulo.

- ø conducto = 4.2 cm.

σ'_c = 350 Kg/cm^2.

σ'_{ct} = 30 Kg/cm^2.

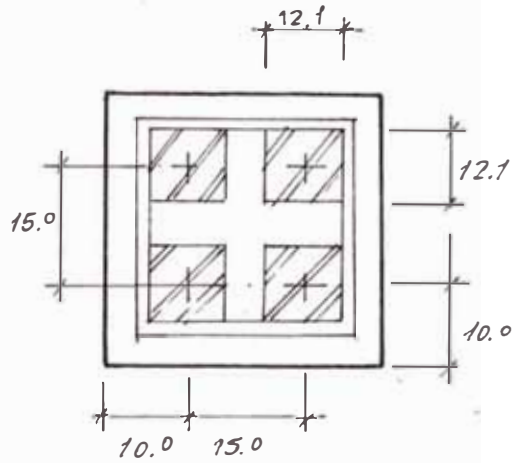
cable = 12 ø 7 mm.

t_s = 183 Kg/mm^2.

y = 4,200 Kg/cm^2.

y_t = 0.5y

d.2. ESQUEMA



d.3. $P = 12 \times 38.5 \times 183 \times 0.35 = 72{,}000$ Kg.

$$2a \begin{cases} 15 \text{ cm.} \\ 2 \times 10 = 20 \text{ cm.} \end{cases} \longrightarrow 2a = 15 \text{ cm.}$$

$2a_1 = 12.1$ cm.

$$\frac{a_1}{a} = \frac{12.1}{15.0} = 0.81$$

Buscando en la Fig. 3 de los Anexos del final del Capítulo de la C. C. L. :

$K = 1.5 \qquad B = 0.33 \qquad C = 0.15$

d.4. Area del Conducto $= \dfrac{\pi\, 4.2^2}{4} = 13.9$

$A_c = (12.1)^2 - 13.9 = 132.5 \text{ cm}^2$

$$\sigma_c = \frac{P}{A_c} = \frac{72{,}000}{132.5} = 543 \text{ Kg/cm}^2.$$

$\sigma_y = 0.33 \times 543 = 179 \text{ Kg/cm}^2.$

σ_y se produce en : $\dfrac{2a}{4} = \dfrac{15}{4} = 4$ cm.

d.5. $T = 0.15 \times 72{,}000 = 10{,}800$ Kg.

$\sigma_t = 0.8\, K\, \sigma'_{ct} = 0.8 \times 1.5 \times 30 = 36 \text{ Kg/cm}^2.$

$$T_r = 10{,}800 \left[1 - \left(\frac{36}{179} \right)^2 \right] = 10{,}400 \text{ Kg.}$$

$$A_s = \frac{10,400}{2,400} = 4.3 \text{ cm}^2. \longrightarrow \underline{4 \ \emptyset \ 1/2'' \ , \ 1 \ @ .04 \text{ cm.}}$$

En ambos sentidos

$$\text{Recubrimiento Máximo} = 0.2 \times a = 0.2 \times \frac{15}{2} = 1.5 \text{ cm.}$$

d.6. CALCULO EN ROTURA

$$P = 12 \times 38.5 \times 183 \times 1.1 = 93,000 \text{ Kg}$$

$$T = 0.15 \times 93,000 = 14,000 \text{ Kg}$$

$$y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$A_{sr} = \frac{14,000}{4,200} = 3.3 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_{sr} < A_s \qquad \text{OK;}$$

REFERENCIAS CAPITULO 2

1. "CURSO DE DISEÑO EN ACERO Y MADERA" - ZAPATA B., LUIS. U. N. I.

2. IDEM

3. "EL CALCULO DE LAS ESTRUCTURAS DE CONCRETO PRESFORZADO". T. Y. LIN. PAGS. 189 - 192.

4. "EL CALCULO DE LAS ESTRUCTURAS DE CONCRETO PRESFORZADO". T. Y. LIN. PAG. 321.

5. "CONCRETO PRESFORZADO". NARBEY KHACHATURIAN. PAG. 188.

6. "PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON". WINTER G., NILSON H. PAGS. 624 - 625.

7. "CONCRETO PRESFORZADO". NARBEY KHACHATURIAN.

8. "PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON". WINTER G y NILSON A. PAG. 625.

9. "EL CALCULO DE LAS ESTRUCTURAS DE CONCRETO PRESFORZADO". T. Y. LIN. PAG. 277.

CAPITULO 3

3.1. JUNTAS

Las Juntas en las estructuras podrían definirse como falsas fisuras, destinadas a permitir movimientos propios de cada parte de la obra. Las Juntas restablecen la continuidad o monolitismo de la construcción que había sido rota, como en nuestro caso, en piezas componentes; escogidas en función de las exigencias de prefabricación.

Para nuestro caso tenemos los casos :

1.- Juntas de dilatación entre los elementos de grandes dimensiones.

2.- Juntas de enlace entre elementos prefabricados de dimensiones medias.

En nuestros diseños tendremos en cuenta que las Juntas reunan las siguientes características :

a) Perfil de Junta de fácil fabricación eliminando resaltos y muescas.

b) Suficiente ancho para hormigonar.

c) Preveer las tolerancias de fabricación de los elementos.

d) Ancho de acuerdo a los movimientos previsibles.

e) De acuerdo con las características del material de relleno.

3.1.1. MATERIAL DE JUNTA (RELLENO)

Los materiales están en función de su capacidad de retracción, de dilatación, de su resistencia : si es que desempeña alguna función de enlace.

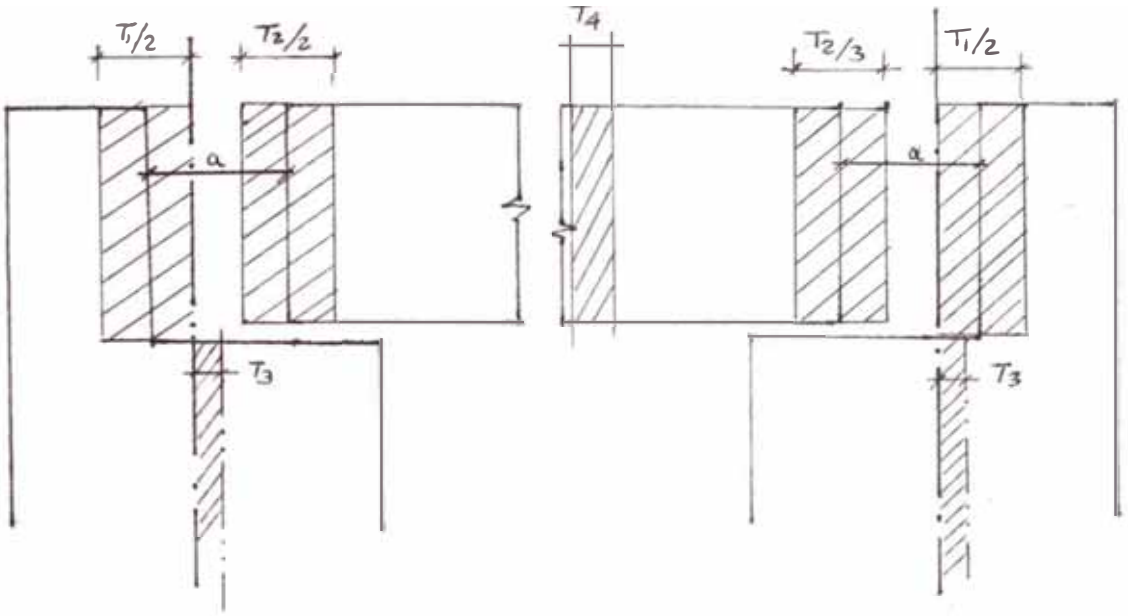
A continuación presentamos el cuadro resumen de lo anterior[1] :

CUADRO : 3 - 1

CLASE	MATERIAL DE JUNTA	DILATACION (%) PRACTICA
1	Mastics sobre base de aceite	1%
2	Masas blandas	10%
3	Masas plásticas o elásticas	10% - 25%
4	Materiales especiales para Juntas Superiores.	> 25%
5	Mortero de cemento	2.0%

3.1.2. JUNTAS DE DILATACION

- Se presentan tanto entre vigas, viguetas y según diseño de las columnas se puede presentar viga - columna. Para tener idea de lo que haremos y consideraremos presentamos un caso general[2] :



$$T = \sqrt{2(T_1/2)^2 + T_2^2 + T_3^2 + T_4^2} \qquad (I)$$

T = TOLERANCIA DE ADAPTACION

T_1 = TOLERANCIA DE ANCHURA DE COLUMNA

T_2 = TOLERANCIA DE LA LONGITUD DEL TREVESAÑO

T_3 = TOLERANCIA DE LA MIEDIDA AXIAL

T_4 = TOLERANCIA DEL CENTRO DEL TRAVESAÑO.

En cuanto a las tolerancias admisibles tomamos la Norma ACI Comité 622 que especifica las siguientes :

CUADRO : 3 - 2

DIMENSION	LIMITES DE MEDIDA	TOLERANCIA	TOLERANCIA MAXIMA
LONGITUDINALES	MEDIDA	+ 0.32 cm/3m	
TRANSVERSALES	MEDIDA 7.5 cm		0.16 cm.
	MEDIDA 7.5 - 20.0 cm		0.32 cm.
	MEDIDA > 20.0 cm		0.64 cm
FLECHA HORIZONTAL		+ 0.16 cm/3m	
FLECHA VERTICAL		+ 0.16 cm/3m	

Basándonos en esta norma y además como los elementos diseñados en el Capítulo 2, varían sus longitudes de 3.0 en 3.00 metros de acuerdo al módulo esgido M = 3.0 m.

6 - 9 - 12 - 15 - 18 - 21 - 24 - 27 - 30

Podemos hallar los valores de 'T' para cada longitud.

ii - Viendo el aspecto de dilatación e hinchamiento de los elementos prefabricados así :

$$Al_m = Al_t + Al_i$$

con :

$$Al_t = \ell \quad {}_T \; AT^o$$

$$Al_i = \ell$$

Tenemos para el concreto[3] : = 0.16mm/m

= 0.009mm/m/°C

Suponiendo en Lima una variación de temperatura de $\pm$ AT = 5°C (Promedia) (Extraída de informes del "SENAMI"):

$$A\ell_m = (0.009 \times 5 + 0.16) = 0.205\ell mm/m. \qquad (II)$$

Con esta expresión podemos hallar las diversas elongaciones o contracciones que presenta cada longitud.

iii - CUADROS RESUMEN : Haciendo uso de expresiones I y II

CUADRO : 3 - 3

VALORES DE TOLERANCIAS Y DE LA ACCION DE LA HUMEDAD - TEMPERATURA

(mm) TOLERANCI \ LONGITUD (m)	6		12	15	18	21	24	27	30
T_1	0.32	0.32	0.32	0.32	0.32	0.32	0.32	0.32	0.32
T_2	0.64	0.96	1.29	1.60	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91
T_3	0.32	0.48	0.64	0.80	0.96	1.12	1.28	1.44	1.60
T_4	0.16	0.16	0.16	0.16	0.16	0.16	0.16	0.16	0.16
T	0.80	1.10	1.46	1.81	2.16	2.23	2.32	2.41	2.51
$A\ell_m$	0.123	0.18	0.25	0.31	0.37	0.43	0.49	0.55	0.62

Luego el ancho de las Juntas viene determinado por :

$$a = \frac{A\ell_m}{2} + 2\,\frac{T}{2}$$

$$a_{máx.} = a + 2\,\frac{T}{2} \qquad a_{máx.} \quad 5.0 \text{ cm.}$$

$$a_{min.} = a - 2\,\frac{T}{2}$$

Con esto tenemos el cuadro :

CUADRO : 3 - 4

ANCHOS DE JUNTA Y SU JUEGO

(m) ANCHO JUNTA \ LONGITUD (m)	6	9	12	15	18	21	24	27	30
a	1.0	1.50	1.50	2.0	2.50	2.50	2.50	3.00	3.00
$a_{máx.}$	1.8	2.60	2.96	3.81	4.16	4.73	4.82	5.41	5.51
$a_{min.}$	0.2	0.40	0.04	0.19	0.34	0.27	0.18	0.59	0.49

iv - MATERIAL DE JUNTAS

Por lo visto en el cuadro de dilataciones de los elementos (Cuadro : 3-3) y también en el de anchuras de Juntas (Cuadro : 3-4), el % de aumento o disminución de la Junta es :

$$\%a = \frac{A\ell_m}{2a} \times 100$$

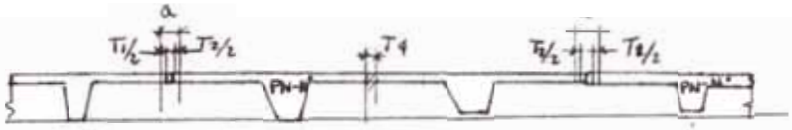
% \ LONGITUD (m)	6	9	12	15	18	21	24	27	30
% a	6	6	8	8	7.4	8.6	9.2	9.8	10.3

De donde vemos que los % de dilatación o contracción varían entre 6% y 10%, por lo que deducimos que según el Cuadro : 3-1, podemos usar para las Juntas : Masas Blandas, Masas Plásticas ó Masas Elásticas caso de : Tecnoporn, Water Stop, Neopreno, etc.

3.1.3. JUNTAS DE ENLACE ENTRE PREFABRICADOS MEDIANOS

En este caso tenemos a las Placas Nervadas, en el sentido transversal, que es de 1.50 m.

-



Tenemos que el Cuadro : 3 - 2

$T_1 = 0.08$ cm.

$T_2 = 0.64$ cm.

$T_4 = 0.64$ cm.

$$T = \sqrt{\frac{0.64}{2}^2 \times 2 + (0.64)^2 + (0.08)^2}$$

$T = 0.80$ cm.

ii - $Al_m = 0.205\ \ell$ mm/m $\qquad Al_m = 0.0205 \times 1.50 = 0.031$ cm.

iii - $a = \dfrac{0.031}{2} + 0.8 \approx 0.82$ cm $\qquad a = 1.00$ cm.

$a_{máx.} = 1.82$ cm.

$a_{min.} = 0.20$ cm.

iv - Material para la Junta, tenemos .

$$\% a = \frac{Al_m}{2a} \times 100 \qquad \% a = \frac{0.031}{2 \times 1.0} \times 100 = 1.6\%$$

Por el tipo de Junta que es usamos como elemento de relleno mortero de cemento. (Ver Cuadro 3 - 1)

3.2.0. ENLACES

Tenemos que un factor importante consiste en diseñar los enlaces (conexiones) entre los elementos prefabricados teniendo en cuenta para esto que deben ser :

1. Los mas simples posibles.
2.- Resistentes (Por ser Lima y el Perú zona sísmica).
3.- De acción instántanea - una vez hecha la conexión que se puede usar a corto plazo.
4.- Que permita movimientos pequeños a los elementos por retracción, efecto de temperatura, etc.

Para todo esto recurrimos al Manual del Instituto del Concreto Pretensado - "Connection Details for Precast - Prestressed Concrete Buildings", - el cual nos proporciona la guía para el diseño de enlaces.

Para nuestros elementos escogemos en general los enlaces tipo[1] :

BC - 7 , BG - 1 , Bwa , Bwb , Bw - 1 , Bw - 5 , Bw - 6.

Dichos tipos servirán de guía en el caso que se presenten

Los casos que desarrollaremos son :

1. Enlace Viga - Columna. (Viga - Muro Portante).
2. Enlace Viga - Aligerado.
3. Enlace Viga - Elementos Nervados.
4. Enlace Viga - Vigueta.
5. Enlace Correa - Cubierta.
6. Enlace Placa Nervada - Placa Nervada. (Válido para techo aligerado).
7. Enlace Cubierta con Claraboyas.
   - 7.1. Planchas de Asbesto - Cemento ó Fierro Galvanizado con Planchas Onduladas Transparentes.
   - 7.2. Placas Nervadas - Planchas Onduladas (Lisas) Transparentes.
   - 7.3. Correas o Elementos de Cubierta - Claraboyas de Caballete.
8. Enlace entre Elementos de Claraboyas.

3.2.1.0. ENLACE VIGA - COLUMNA (VIGA - MURO PORTANTE)

3.2.1.1. DATOS Y CONCEPTOS GENERALES

a) DATOS

E_c - 3×10^5 Kg/cm²

σ'_c = 350 Kg/cm² (Del Concreto Presforzado)

σ'_{c_h} = 210 Kg/cm² (Del Concreto Normal)

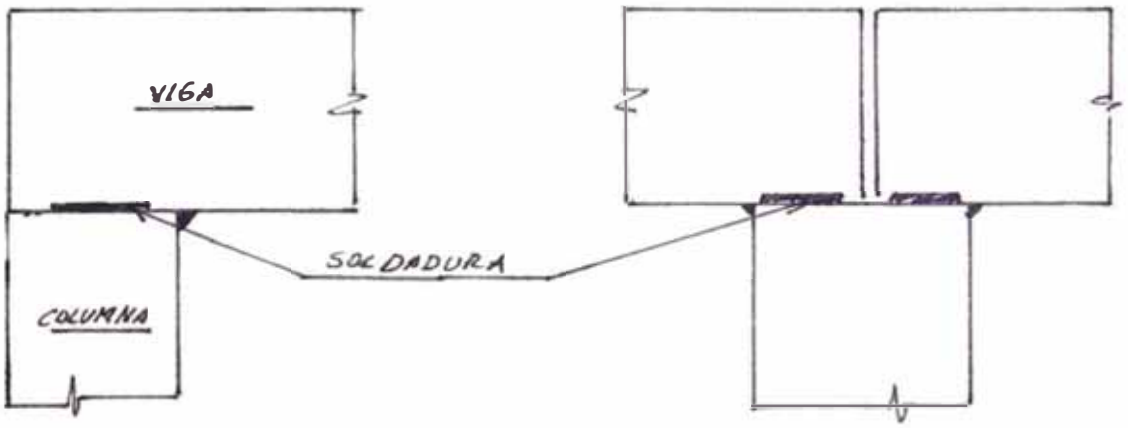
σ_y = 4,200 Kg/cm²

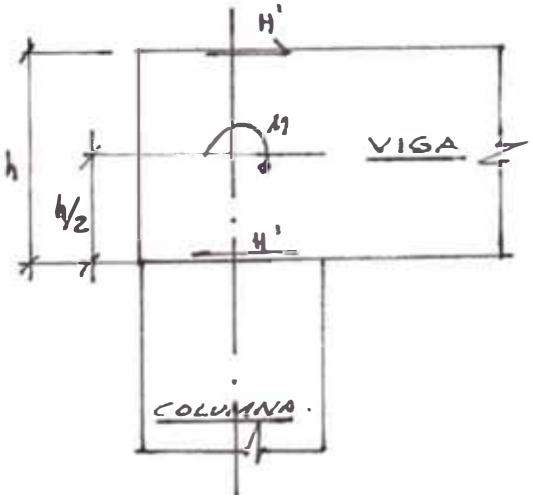
σ_v = 0.50 σ_y (Esfuerzo permisible en corte de la barra de acero²).

σ_t = 0.50 σ_y (Esfuerzo permisible en tracción de la barra de acero²).

Temperaturas promedias:

Verano : 23° ± 5°
Invierno : 16° ± 4° } $\Delta T = 5°C$


VIGA
SOLDADURA
COLUMNA


H'
M
VIGA
h
h/2
H'
COLUMNA

c) CALCULO DEL EFECTO HUMEDAD Y TEMPERATURA

Tenemos que : $A\ell = (0.009\ AT + 0.16)\ \ell$ (mm/m)

Como AT = 5°C

$$At = (0.009 \times 5 + 0.16)\ \ell \longrightarrow At = 0.205\ \ell \text{ mm/m.}$$

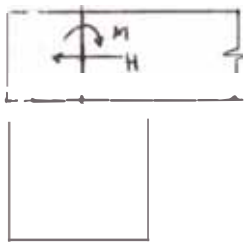
Como para las vigas tenemos las luces, asi tabulando :

EFECTO HUMEDAD Y TEMPERATURA EN VIGAS

L (m)	120	15.0	18.0	21.0	24.0	27.0	30.0
$AL/_2$ ($mm/_m$)	1.23	1.54	1.85	2.15	2.46	2.77	3.08

TABLA 3 - 1

d) CONCEPTOS DE CALCULO



d.1. MOMENTO RESIDUAL RIGIDIZANTE (M)

Dado que según el tipo de enlace provocará una cierta rigidización del enlace, consideraremos que sea el 10% del correspondiente al centro de vano. Teóricamente como es simple apoyo debía ser cero.

$$M = \frac{W\ell^2}{80}$$

W = Carga Repartida

ℓ = Luz de Vano

d.2. CORTE (H')

$H' = H_S$ (Sismo) + H_M (Por Momento) + $H_{T.H.}$ (Por efecto de la temperatura y la humedad)

d.2.1. H_S : CASO DE LIMA : SIN NIEVE

- $H_S = \dfrac{I.S.C.}{R_D} P$

- $P = W_{pp} + m.\ \ell.$

$I = 1.00$ (Factor de Importancia)

$S = 0.8$ (Factor de Sismicidad Regional).

$R_D = 6.0$ (Factor de Ductilidad).

$$C = \frac{0.8}{0.6\left(\dfrac{T}{T_S}\right) + 1} \qquad 0.18 \leq C \leq 0.5$$

C = Coeficiente Sísmico

W_{pp} = Carga Repartida de Peso Propio + Peso Muerto.

T = Período

T_S = Período del Suelo

Considerando para Lima :

Suelo intermedio con $T_S \simeq 0.6$ sg.

Según Tabla de Períodos de Estructuras según su vano[4] y como $12 \leq L \leq 30$:

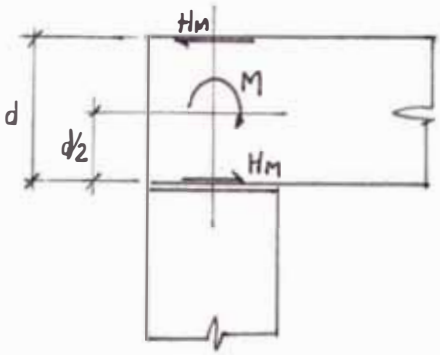
Para $L = 12$ $T = 0.56$ sg.

$L = 30$ $T = 0.40$

$$\left.\begin{array}{l} \text{Para } L = 12 \rightarrow C = \dfrac{0.8}{0.6\left(\dfrac{0.56}{0.6}\right) + 1} = 0.51 \\[2ex] L = 30 \rightarrow C = \dfrac{0.8}{0.6\left(\dfrac{0.4}{0.6}\right) + 1} = 0.57 \end{array}\right\} C = 0.50$$

$$H_S = \frac{1.00 \times 0.8 \times 0.5}{6.0} \qquad H_S = 0.07P. \quad Kg.$$

d.2.2. H_M :



$$H_M = \frac{M}{d}$$

$$H_M = \frac{w\ell^2}{80d}$$

w = Carga total repartida

$w = w_{s/c} + m + pp$

d.2.3. H_{HT}

$$H_{HT} = \frac{A\ell \times E \times A}{2L}$$

Según la Tabla 3 - 1 para su uso : $H_{HT} = \frac{1}{2} \times \frac{A\ell/2\ E.\ A}{L/2}$

Se usará solo cuando el elemento sea de dimensiones regulares a menores caso de viguetas, elementos nervados, etc.

3.2.1.2. ENLACE TIPO EVC - 1 (CON SOLDADURA)

a) DATOS

$W_{m + pp}$ = 1,701 Kg/cm

$W_{s/c}$ = 300 Kg/m

d ℄ = 8 mm.

L = 12 m

Soldadura Tipo = Filete

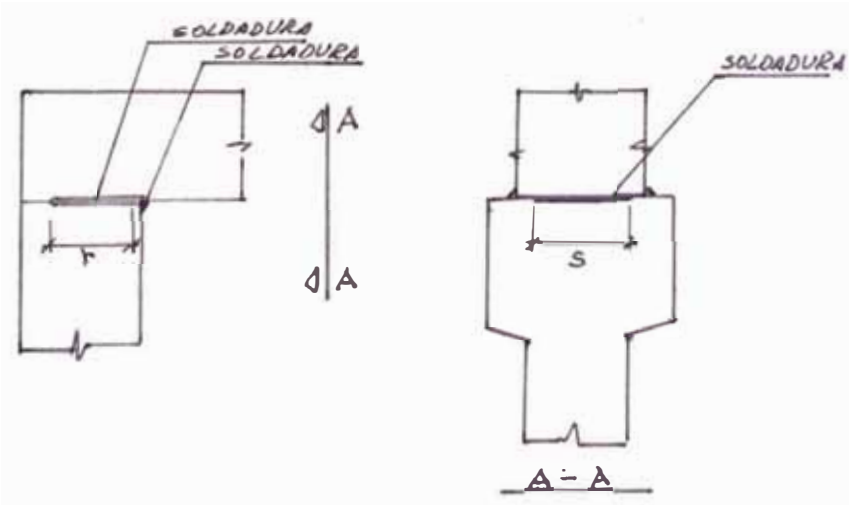
F_w - 70.7 $t_{℄}$ (Kg/cm)

Acero : A - 25 (2,500 Kg/cm^2)

Electrodos : E60 - xx

F_w - Resistencia al corte de soldadura (Según A. C. I)

b) ESQUEMA



c) HALLANDO H'

c.1. $W_{m + pp}$ - 1,701 Kg/m

W_T = 1,701 + 300 - 2,001 Kg/m.

c.2. H_S = 0.07 x 1,701 x 12 H_S - 1,429 Kg

c.3. $H_M = \frac{2,001 \times (12)^2}{80 \times 0.70}$ ⇒ H_M = 5,145 Kg

$H' = H_S + H_M$ H' = 1,428 + 5,145 . . H' - 6,574Kg

d) LONGITUD SOLDADURA

F_w - 70.7 x 8 = 565.6 Kg/cm

ℓ_s $\frac{H'}{F_w}$ $\ell_s = \frac{6,574}{565.6}$ ⇒ ℓ_s = 14 cm

. . $2r + s$ = 14 cm

3.2.1.3. ENLACES PARA VIGAS DE SECCION VARIABLE (EVC - N°)

Semejante viga sección constante varía solo altura de extremo de viga.

3.2.1.4. COJIN

En cuanto al cojin de asiento de la viga ver Juntas en donde se ven en forma más técnica.

REFERENCIAS

1. "SEMINARIO DE PREFABRICACION" - FERNANDEZ ORDONES

2. "MANUAL DE LA CONSTRUCCION PRE-FABRICADA" - KONCZ THIAMER.

   Págs. : 88 -90

3. IDEM 1

4. CONNECTION DETAILS FOR PRECAST - PRESTRESSED CONCRETE BUILDINGS" - PRETRESSED CONCRETE INSTITUTE.

5. "DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO" - ZAPATA, BAGLIETTO - Pág. 32 Cap. 6.

6. "COPIAS DEL CURSO DE DISEÑO EN ACERO DICTADO EN LA UNI". ZAPATA BAGLIETTO - Cap. DISEÑO DE NAVES INDUSTRIALES.

CAPITULO 4

4.1.0. ESTUDIO DE MOLDES Y ENCOFRADOS

4.1.1 TOLERANCIAS Y ERRORES EN LA FABRICACION

En la industrialización de la construcción en base a elementos que deben ser fabricados de forma tal que su acabado y precisión permitan utilizarlos directamente, eligiendo al azar entre los existentes; el que se ha de colocar , esto es la intercambiabilidad, condición básica para evitar modificaciones. Por lo visto en el Capítulo 3 , mediante las Juntas de Elementos se trata de suplir los errores de fabricación de las piezas.

4.1.2 DISCREPANCIAS ENTRE LAS MEDIDAS Y TOLERANCIAS QUE PRESENTAN LOS DISEÑOS

Para analizar este punto, definiremos antes los conceptos siguientes :

Medida Modular	:	Medida Justa	(L_M)
Medida Prescrita	:	Medida Debida	(L_P)
Medida Real	:	Medida Efectiva	(L_R)

Discrepancia : Diferencia entre Medida Prescrita y la Real. (D)

Tolerancia : Discrepancia admisible en las medidas que no ocasiona perjuicio. (T)

Las tolerancias fijadas en el Capítulo 3 (Cuadros : 3 - 2, 3 - 3) , son fijadas por la forma de fabricación, el montaje y proceden de :

1º. Traslado de Medidas del Proyecto a la Realidad.

2º. De las Dimensiones Inexactas de la Fabricación.

3º. De la no Precisión en el Montaje.

La inexactitud de las dimensiones dependen de :

a) Los moldes.

b) Medidas prescritas.

c) Clase de elementos.

d) Posición al hormigonar.

De donde vemos que es necesario que los moldes sean lo mas exactos posibles y de material que no sufra grandes variaciones en sus medidas con el uso, que se le de.

Tenemos que en base a los datos proporcionados en el Capítulo anterior , se tiene en general que las medidas de los elementos diseñados serán :

1. $Largo_R = \overbrace{L_M - 2a}^{L_P} \pm \frac{T_L}{2} = L_R$

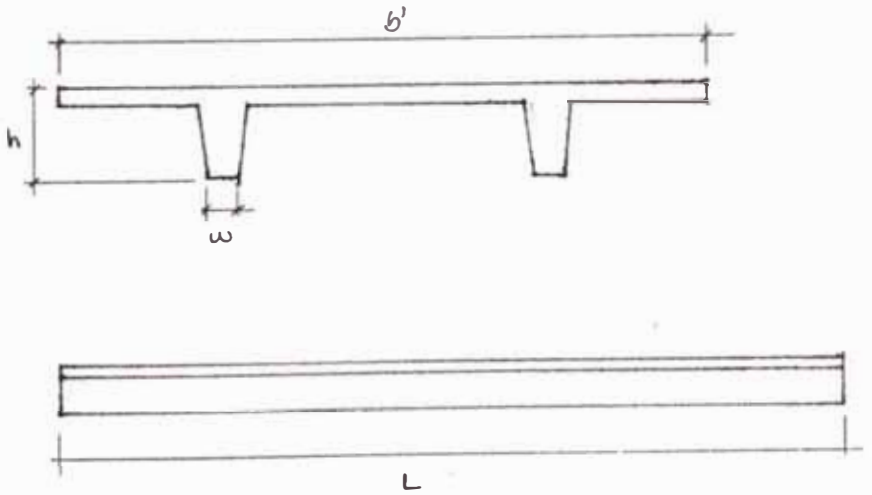
2. $Ancho = b' \pm \frac{T_A}{2} = A_R$

3. $Ancho\ alma = w \pm \frac{T_A}{2} = A_R$

4. $Cualquier\ medida = \ell \pm \frac{T_e}{2} = M_R$

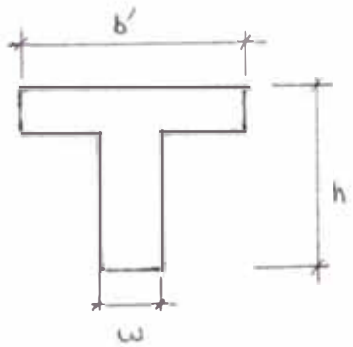
Para cada elemento prefabricado, usando los datos del Capítulo 3 y las expresiones anteriores se tiene :

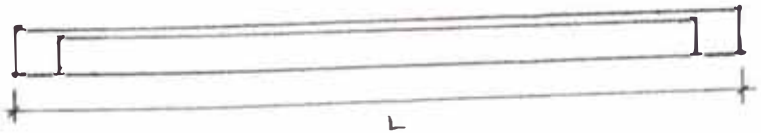
a) <u>ELEMENTOS DE TECHO NERVADOS</u>



TIPO / DIMEN.	PN - 1	PN - 2	PN - 3
(cm) L_R	5.98 ± 0.4	897 ± 0.6	1197 ± 0.7
(cm) b'_R	148 ± 0.4	148 ± 0.4	148 ± 0.4
(cm) h_R	20 ± 0.64	30 ± 0.64	40 ± 0.64
(cm) w_R	10 ± 0.32	9.0 ± 0.16	7.5 ± 0.16

b) ELEMENTOS VIGUETAS

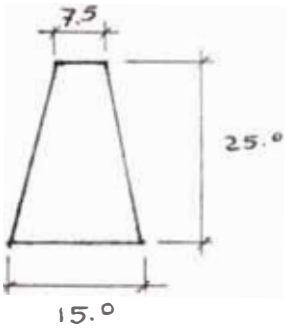


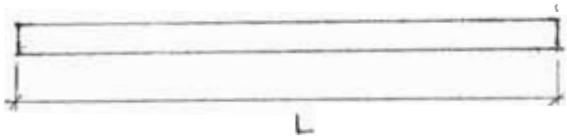


TIPO / DIM.	V1 - 1	V1 - 2	V1 - 3
(cm) L_R	598 ± 0.4	897. ± 0.4	1197 ± 0.7
(cm) b'_R	20 ± 0.64		
(cm) h_R	$20 \leq h \leq 40$ ± 0.64		
(cm) w	7.5 ± 0.16		

c) ELEMENTO TECHO ALIGERADO

C.1. VIGUETA





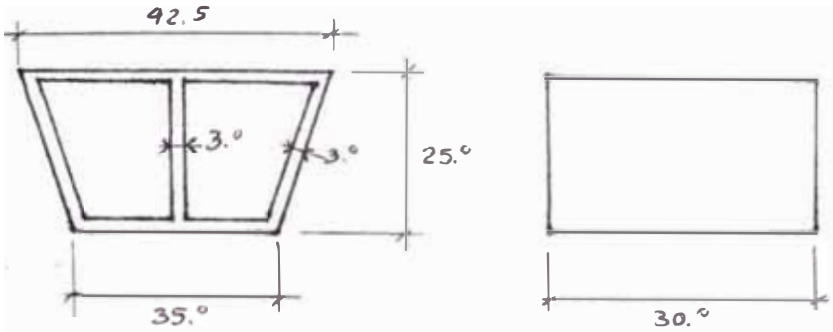
L_R = 598 + 0.4 cm

h = 2.5 + 0.64 cm

b'_1 = 7.5 + 0.16 cm

b' = 15.0 + 0.32 cm

C.2. ELEMENTO VIBRADO



L_R = 30.0 ± 0.64 cm

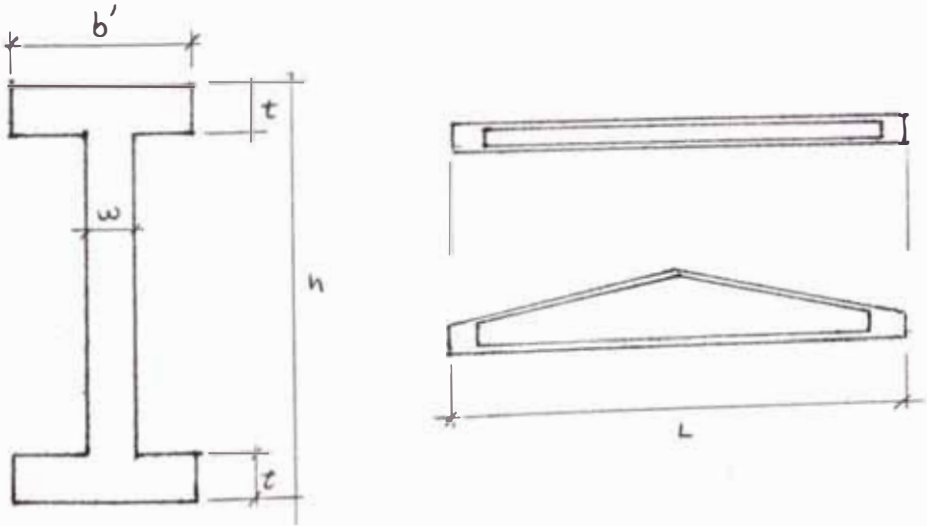
b'_1 = 42.5 ± 0.64 cm

b'_2 = 35.0 ± 0.64 cm

h = 25. ± 0.64 cm

w = 3.0 ± 0.16 cm

d) ELEMENTOS VIGAS



TIPO / DIM.	VK VV - 12	VK VV - 15	VK VV - 18	VK VV - 21	VK VV - 24	VK VV - 27	VK VV - 30
L_R (cm)	11.97±0.7	1496±0.9	17.95±1.1	2095±1.1	2395±1.2	2694±1.2	2994±1.3
b'_R (cm)	$30 \leq b' \leq 65. \pm 0.64$						
h_R (cm)	$30 \leq h_1 \leq 205 \pm 0.64$						
t_R (cm)	$5 \leq t_R \leq 12.5 \pm 0.32$						
w_R (cm)	10 ± 0.32						

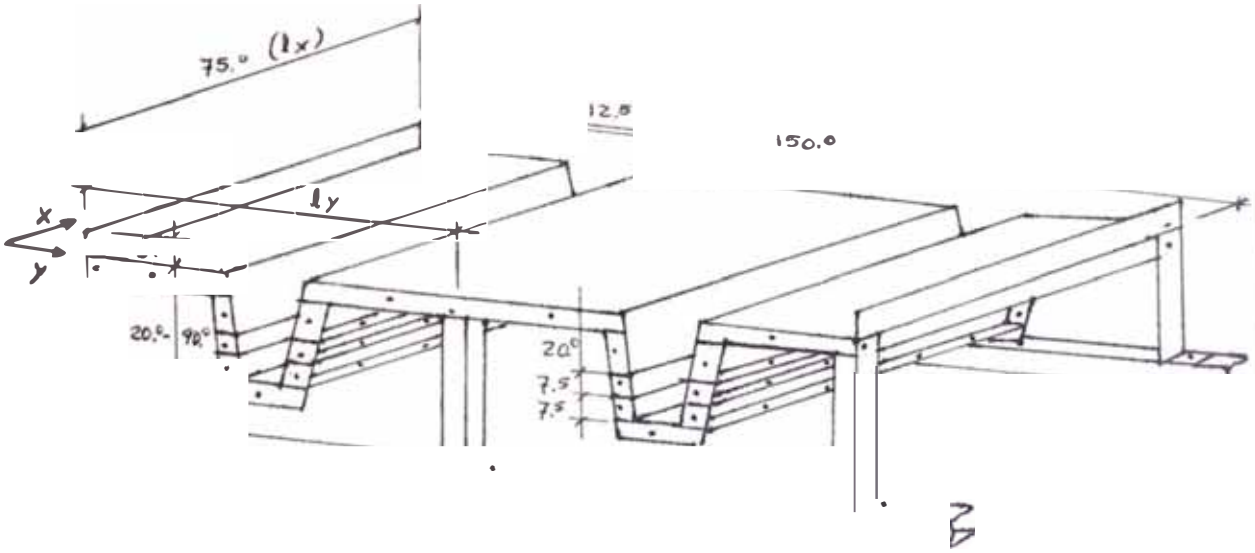
4.2.0. MOLDES O ENCOFRADOS

De acuerdo a las medidas para las piezas prefabricadas y sus tolerancias determinadas anteriormente y además de acuerdo a la fabricación que se hará , decidimos según las Normas Alemanas[1] por encofrados o moldes de la precision: "G K 8".
Dicha clasificación específica que serán elementos prefabricados en moldes de acero (laminado) de 1.5 - 2.0 mm. de espesor , desmontables

Dado que el costo de las láminas aumenta cuanto mas delgadas son; usaremos nosotros placas de 3 mm.

4.2.1. MOLDES DE ELEMENTOS NERVADOS 'PN'

a) ESQUEMA



b) DATOS[3].- HECHOS DE ACERO

- t_R 3 mm.

- ℔ PDC - E20

- σ_y 3,000Kg/cm2

- $\sigma_b = 0.6\sigma_y$

- $\sigma_v = 0.4\ \sigma_y$

- σ = 0.16 cm/3m (Ver Cuadro : 3 - 2)

- Incrementar 10% a la acción del concreto por efecto de vibración.
- Para datos de elementos 'PN' ver parte primera.

- $E_s = 2.1 \times 10^6$ Kg/cm2.
- f_s 7.07 Kg/mm² (Resistencia al corte de soldadura)

I. PLACAS DE FONDO

e) TENEMOS QUE :

W_{C1} = 2,400 x 0.05 x 1.1 = 132 Kg/ m2.

W_{C2} = 2,400 x 0.40 x 1.1 = 924 Kg/ m2.

La acción del concreto es 0.05 cm. de espesor para 12.5 x 2 cm.

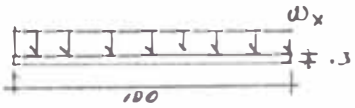
La acción del concreto es 0.40 cm. de espesor para 125 cm.

Luego : $\frac{125}{25} = 5$ Para hallar un 'W_{CP}' = Promedio hacemos :

$$W_{CP} = \frac{5 \times 132 + 1 \times 924}{6} = 264 \text{ Kg/m2}$$

$$W_x = 264 \times 1.5 = \underline{396 \text{ Kg/m}}$$

f) VERIFICAR ANCHO DE ENCOFRADO^2 :



$$M_{cx} = \frac{W_x \ell_x^2}{10} = \frac{396 \times \ell_x^2}{10} \qquad \text{pero : } \sigma_b = \frac{M}{5}$$

$$\text{si} \quad S = \frac{(0.3)^2 \times 100}{6} = 1.5\text{cm3} \quad , \quad \sigma_b = 0.6 \times 2{,}00 = 1{,}200\text{Kg/cm2}$$

$$\ell_x = \sqrt{\frac{1{,}200 \times 1.5}{0.396}} \quad ' \ \ell_x \leq 82.5\text{cm} \rightarrow 75 < 82.5 \text{ OKi}$$

g) CORTE :

$$\sigma_v = \frac{V_x}{A} \longrightarrow \qquad \sigma_v = 0.4 \times 3000 = 1{,}200\text{Kg/cm2}$$

$$A = 100 \times 0.3 = 30.0 \text{ cm2}$$

$$V_x = 3.96 \times \frac{\ell_x}{2}$$

$$1{,}200 \geq \frac{3.96 \ \ell_x}{3.00 \times 2} \qquad \ell_x \leq 18{,}000\text{cm} \qquad \ell_x \gg 75 \text{ OKi}$$

h) FLECHA :

$$\delta = 0.16cm/3m$$

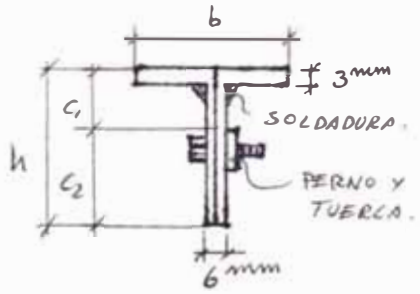
$$\delta = \frac{W\ell_x^4}{128\ I} \qquad 0.16 \geq \frac{\ell_x^4 \times 3.96}{128 \times 2.1 \times 10^6 \times 0.225} \Rightarrow \ell_x \leq 40cm.$$

$$I = \frac{100 \times 0.3^3}{12} = 0.225cm^4$$

Intercambiar un ángulo para proporcionar soporte al tramo de 75cm y convertirlo en $32.^5$ cm.

II. SOPORTES DE PLACAS DE FONDO :

i) Sección 'T' en las uniones de los elementos de encofrado.



Según Tablas de T . y . LIN : $I = 0.15\,bh^3$

$C_1 = 0.28h.$

Si $h = 4$ cm.

$b = 4$ cm. (Area contribución de placas a las Platinas de Junta).

$$I = 0.15 \times 4 \times 4^3 = 38.4cm^4$$

$C_1 = 0.28 \times 4 = 1.1cm$

$S = 34.9cm^3$

$A = 3.42cm^2$

j) VERIFICANDO MOMENTO :

$$W_y = 264 \times \frac{0.75}{2} = 42.4Kg/m$$

$$\sigma_b = \frac{M}{S} \longrightarrow \ell_y \leq \sqrt{\frac{1,800 \times 34.9}{0.0924}} = \underline{825cm}$$

k) VERIFICACION CORTE :

$$\sigma_v = \frac{V_y}{A} \longrightarrow \sigma_v = 1,200Kg/cm2$$

$A = 2.22cm2$

$V_y = 0.924 \times \ell_y$

$$\ell_y \leq \frac{1,200 \times 2.22}{0.924} \longrightarrow \ell_x \leq 2,882cm$$

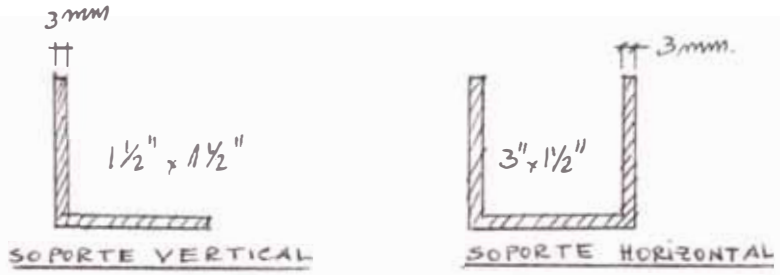
ℓ) FLECHA

$$\delta = \frac{W_y \ell_y^4}{128x \quad I} \longrightarrow$$

$$\ell_y \leq \left(\frac{0.16 \times 128 \times 2.1 \times 10^6 \times 38.4}{9.24}\right)^{0.25} \qquad \ell_y \leq 115.6cm$$

$$\therefore \underline{\ell_y = 75cm}$$

m) LOS SOPORTES SE CONSIDERAN DE :

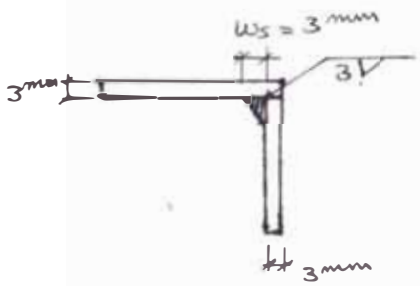


No se calculan porque la carga que soportan es pequeña además son cortos (50cm).

$$P = \frac{92.4 \times 1.50 \times 2}{6} = 46.2 \text{ Kg. Compresión}$$

$$\text{si} \quad A = 2.40\text{cm}2 \qquad f'_v = \frac{46.2}{2.40} = 19.3\text{Kg/cm}2 \ll 1{,}200 \text{ Kg/cm}^2$$

n) SOLDADURA : Dado que las fuerzas de corte son :



$$F = 264 \times 0.75 \times 1.50 = 297.0 \text{ Kg}$$

$$\sigma_s = 70.7\, W_s \text{ Kg/cm}, \quad W_s = 3$$

$$\ell_s = \frac{297.0}{70.7 \times 3} = \underline{1.4\text{cm}}$$

Por eso $\ell_s = 4\, W_s = 4 \times 0.3 = 1.2$ cm/20cm

$$\varepsilon\, m_x = 20 \text{ cm. (Espaciamiento Máximo}^3\text{).}$$

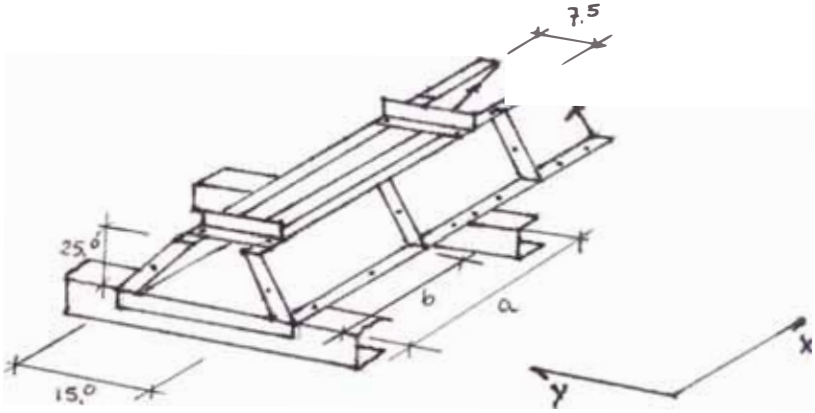
o) PERNOS

Usar de A 307 Ø 1/4" con arandela y tuerca cada 15cm. en las Juntas y donde sea necesario.

4.2.2. MOLDES ELEMENTOS DE TECHO ALIGERADO

4.2.2.1. VIGUETA - MOLDE

a) ESQUEMA



b) DATOS

Considerar los datos del Molde Nervado.

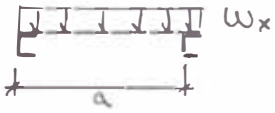
c) PLACAS DE FONDO

c.1. Si :

$$W_c = 2400 \times 0.25 = 600 Kg/m2$$

$$W_x = 600 \times 0.15 = 90 Kg/m$$

c.2. VERIFICACION DE FLEXION :



$$M_x = \frac{Wxa^2}{10} = \frac{90xa^2}{10} = 9a^2 \text{ Kg-m}$$

$$\text{Si } \sigma_b = \frac{M}{S} \rightarrow S = \frac{(0.3)^2 \times 15}{6} = 0.225\text{cm}^3$$

$$\sigma_b = 1{,}800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\ell_x \leq \sqrt{\frac{1{,}800 \times 0.225}{0.09}} \qquad \ell_x \leq 67\text{cm}$$

c.3. CORTE

$$\sigma_v = \frac{V_v}{A} \qquad \sigma_v = 1{,}200\text{Kg/cm}^2$$

$$A = 15 \times 0.3 = 4.5\text{cm}^2$$

$$V_x = \frac{0.90\ a}{2}$$

$$1{,}200 \geq \frac{0.90a}{2 \times 4.5} \rightarrow a \leq \underline{12{,}000\text{cm}}$$

c.4. FLECHA

$$\delta = \frac{W\ a^4}{128EI} \qquad I = \frac{15 \times 0.3^3}{12} = 0.034\text{cm}^4$$

$$\text{si } \delta = 0.16\text{cm/3m} \qquad \text{Tomando } \delta = 0.16\text{cm} \rightarrow$$

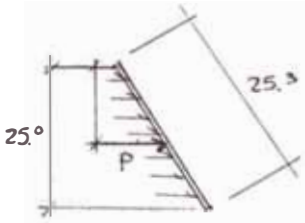
$$a \leq \sqrt[4]{\frac{0.16 \times 128 \times 2.1 \times 10^6 \times 0.034}{0.90}}$$

$$\underline{a \leq 36 \text{ cm}} \rightarrow$$

$\therefore \quad \underline{a = 35 \text{ cm}}$

d) ELEMENTOS LATERALES

d.1. PRESIONES



$P = 2{,}400 \times h \quad , \quad si \quad h = 0.125\text{cm.}$

$P = 2{,}400 \times 0.125 = 300 \text{ Kg/m}^2$

$W = 300 \times 0.253 = 75.9 \text{ Kg/}$

d.2. FLEXION

$$\sigma_b = \frac{M}{S} \qquad M = \frac{W\,b^2}{10} \qquad M = \frac{75.9b^2}{10} \text{ Kg/-m}$$

$$\left.\begin{array}{l} si \quad \sigma_b = 1{,}800 \text{ Kg/cm}^2 \\ S = \dfrac{25.3 \times 0.3^2}{6} = 0.38 \text{ cm}^3 \end{array}\right\} \quad 1{,}800 \geq \frac{0.0759b^2}{0.38}, \quad b \leq \underline{95.3\text{cm}}$$

d.3. CORTE

$$\sigma_w = \frac{V_v}{A}$$

$$\left.\begin{array}{l} \sigma_v = 1{,}200 \text{Kg/cm}^2 \\ A = 25.3 \times 0.3 = 7.6\text{cm}^2 \\ V_x = \dfrac{0.753 \times b}{2} \end{array}\right\} \quad \begin{array}{l} 1200 \geq \dfrac{0.759b}{2 \times 7.6} \\ b \leq \underline{24{,}222\text{cm.}} \end{array}$$

d.4. FLECHA

$$\delta = \frac{W\,b^4}{128\,E\,I} \qquad Si \qquad I = \frac{25.3 \times (0.3)^3}{12} = 0.057cm^4$$

$$\delta = 0.16cm$$

$$b \leq \frac{0.16 \times 128 \times 2.1 \times 10^6 \times 0.057}{0.759}, \quad b \leq 42.5cm.$$

$$\therefore \quad b = 35\ cm$$

e) SOPORTES Son ⊏ de 1 1/2" x 3" x 1/8"

f) SOLDADURA

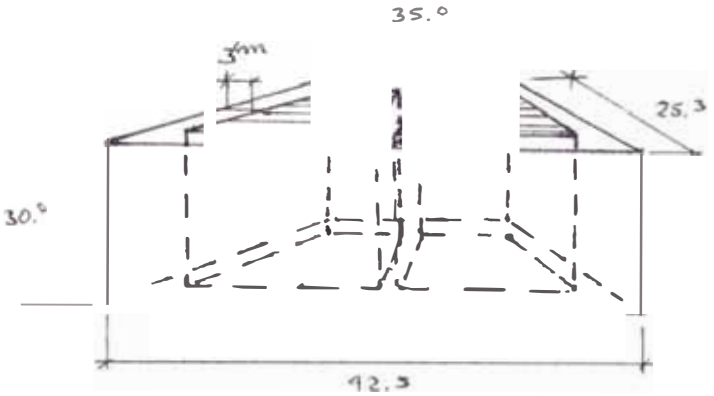
Sencilla de $\ell_s = 4\,W_s = 1.2cm$ cada 20 cm.

g) PERNOS

Usar de A 307 ø 1/4" con arandela y tuerca, cada 15cm. Usarlos en Juntas y donde sean necesarios.

4.2.2.2. ELEMENTO VIBRADO

a) ESQUEMA

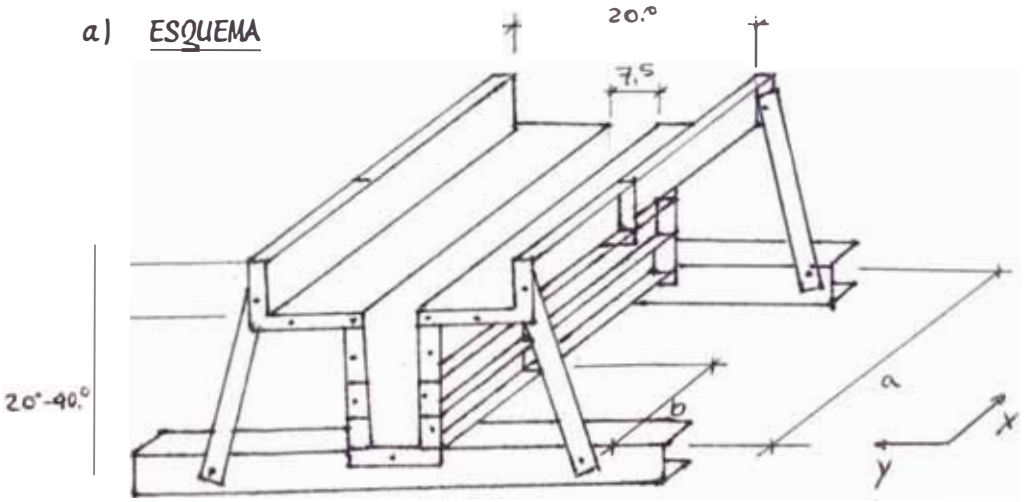


b) Dado que las paredes del elemento prefabricado son de 3 cm. de espesor, un molde de acero que puede ser montado en una mesa vibradora, con las partes centrales del molde y la base que suban y bajen.

d) Usar soldadura viselada para formar el molde.

4.2.3. MOLDES DE VIGUETAS

a) ESQUEMA



b) DATOS

Considerar los datos de los Moldes Nervados.

c) PLACA DE FONDO

c.1. Si :

$$W_x = 2,400 \times 0.40 \times 0.10 = 96 Kg/m$$

c.2. VERIFICACION DE FLEXION

$$M_x = \frac{W \times a^2}{10} = \frac{96}{10} \times a^2 \ Kg/m. \quad , \quad si \ \sigma_b = \frac{M}{5}$$

$$\left.\begin{array}{l} S = \dfrac{(0.3)^2 \times 10}{6} = 0.15 \ cm^2 \\ \sigma_b = 1,800 Kg/cm^2 \end{array}\right\} a \quad \frac{1,800 \times 0.15}{0.096} = \underline{53} \ cm.$$

c.3. CORTE

$$\sigma_v = \frac{V_x}{A} \longrightarrow \quad \sigma_v = 1,200 Kg/cm^2$$

$$A = 10 \times 0.3 = 3.0 \ cm^2$$

$$V_x = \frac{0.96 \ a}{2}$$

$$a \leq \frac{1200 \times 2 \times 3}{0.96} \quad , \quad a \leq \underline{7,500 cm}$$

c.4. FLECHA

$$\delta = \frac{W a^4}{128 E I} \qquad I = \frac{10 \times 0.3^3}{12} = 0.023 cm^4$$

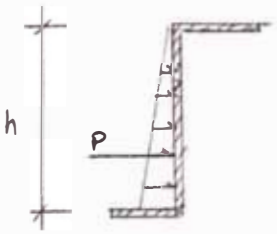
$$si \quad \delta = 0.16 cm/3m \ , \quad a \leq \left(\frac{0.16 x 128 x 2.1 x 10^6 x 0.023}{0.96}\right)^{0.25} \rightarrow$$

$$a \leq 32 cm.$$

$$\therefore \quad \underline{a = 35 cm}$$

d) PLACAS LATERALES

d.1. PRESIONES



$$P = 2,400h$$

$$W = \frac{P x h}{2} \ , \quad W = \frac{2,400 x h^2}{2} \longrightarrow$$

$$W = \frac{2,400 \times 0.4^2}{2} = 192 \ Kg/m$$

d.2. FLEXION

$$\delta_b = \frac{M_x}{S} \ , \quad si \ M = \frac{192 x b^2}{10} \ Kg\text{-}m$$

$$\delta_b = 1,800 Kg/cm^2$$

$$S = \frac{(0.3)^2 \times 40}{b} = 0.6 cm \qquad b \leq \left(\frac{1,800 x 0.6}{0.192}\right)^{1/2}$$

$$\underline{b \leq 75 cm}$$

d.3. CORTE

$$\left.\begin{array}{l} \sigma_v = \dfrac{V_x}{A} \quad si \quad V_x = \dfrac{1.92b}{2} \\ \\ \sigma_v = 1,200 Kg/cm^2 \\ \\ A = 0.3x40 = 12cm^2 \end{array}\right\} \begin{array}{l} b \leq \dfrac{1,200x2x12}{1.92} \\ \\ b \leq \underline{1,500cm} \end{array}$$

d.4. FLECHA

$$\left.\begin{array}{l} \delta = \dfrac{W\ b^4}{128\ EI} \quad si: I = \dfrac{40x0.3^4}{12} = 0.09cm^4 \\ \\ \delta = 0.16cm/3m \end{array}\right\} \begin{array}{l} b \leq \left(\dfrac{0.16x128x2.1x10^6x0.09}{1.92}\right)^{0.25} \\ \\ b \leq \underline{38cm} \end{array}$$

$$\therefore \quad b = 35cm$$

e) LOS SOPORTES

Los horizontales son [de 3" x 1 1/2" x 1/8"

Los inclinados Platinas de 1 1/2" x 1/8"

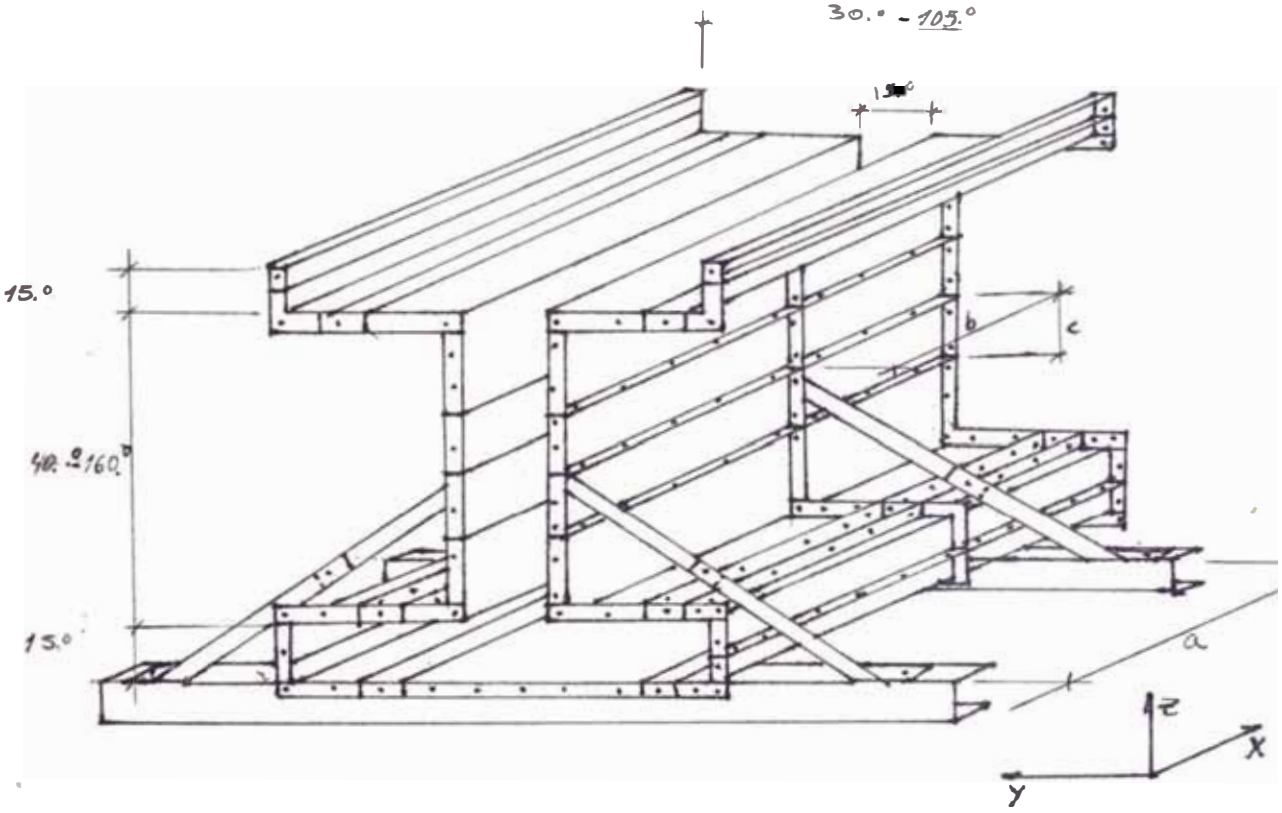
f) SOLDADURA Y PERNOS

- Soldadura sencilla de ℓ_s = 1.2cm/20cm de filete.
- Pernos a 307 ø 1/4" con arandela y tuerca; cada 15cm usarlos en Juntas y donde sea necesario.

4.2.4. MOLDES DE VIGA

4.2.4.1. VIGAS DE SECCION CONSTANTES

a) ESQUEMA



b) DATOS

Considerar los datos del Molde Nervado.

c) PLACAS DE FONDO

c.1. PRESIONES

$$W_c = 2,400 \times 1.90 = 4,560 \ Kg/m^2 \times m.$$

$$W_x = 4,560 \times 1.05 = 4,788 \ Kg/m^2 \times m$$

c.2. FLEXION

$$M_x = \frac{W a^2}{10} = \frac{4,788 \times a^2}{10} = 4.8 \ a^2 \ Kg\text{-}cm$$

$$si \quad \sigma_b = \frac{M}{S} \quad si \quad S = \frac{1.05 \times 0.3^2}{6} = 1.6 \ cm^2$$

$$\sigma_b = 1,800 \ Kg/cm^2$$

$$a \leq \sqrt{\frac{1,800 \times 1.6}{4.8}} \rightarrow \underline{a \leq 25.0 \ cm}$$

c.3. CORTE

$$\sigma_v = \frac{V_x}{A} \quad , \quad \sigma_v = 1,200 \ Kg/cm^2$$

$$A = 1.05 \times 0.3 = 31.5 \ cm^2$$

$$V_x = \frac{47.88 \times a}{2} = 23.94 \ a$$

$$a \leq \frac{1,200 \times 31.5}{23.94} \rightarrow \underline{a \leq 1,575 \ cm}$$

c.4. FLECHA

$$\delta = \frac{W a^4}{128EI} \quad si \quad I = \frac{105 \ (0.3)^3}{12} = 0.236 \ cm^4$$

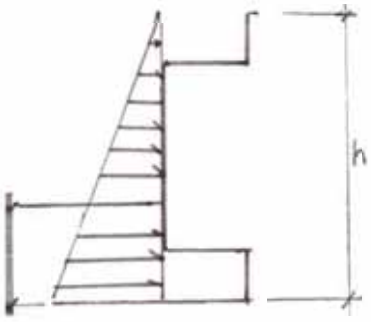
$$\delta = 0.16 \ cm/3m$$

$$a \leq \sqrt{\frac{0.16 \times 128 \times 2.1 \times 10^6 \times 0.236}{47.88}} \rightarrow \underline{a \leq 22 \text{ cm}}$$

$$\therefore \quad \underline{a = 20 \text{ cm}}$$

d) PLACAS LATERALES

d.1. PRESIONES



$P = 2{,}400\ h \qquad si \quad h = 1.90$

$$W_x = \frac{h_p}{2} \rightarrow W_x = \frac{2{,}400 \times 1.9^2}{2} = 4{,}332 \text{ Kg/m}$$

d.2. FLEXION

$$\sigma_b = \frac{M_x}{b} \qquad si: \quad M = \frac{4{,}332\ b^2}{10} = 4.332\ b^2 \text{ Kg-cm}$$

$$\sigma_b = 1{,}800 \text{ Kg/cm}^2$$

$si: \ 1.90 - 0.30 = 1.60$ m.

$$s = \frac{(0.3)^2 \times 1.60}{6} = 2.4 \text{ cm}^3$$

$$b \leq \left(\frac{1{,}800 \times 2.4}{4.332}\right)^{1/2} \qquad \underline{b \leq 32 \text{ cm}}$$

d.3. CORTE

$$\sigma_b = \frac{V_x}{A} \qquad si: \quad V_x = \frac{43.32\ b}{2} = 21.66\ b \text{ Kg}$$

$$\sigma_b = 1{,}200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A = 0.3 \times 160 = 48 \text{ cm}^2$$

$$b \leq \frac{1{,}200 \times 48}{21.66} \quad , \quad \underline{b \leq 2{,}659\text{cm}}$$

d.4. FLECHA

$$\delta_v = \frac{w\, b^4}{128EI} \qquad si : I = \frac{160 \times 0.3^3}{12} = 0.36 \text{ cm}^4$$

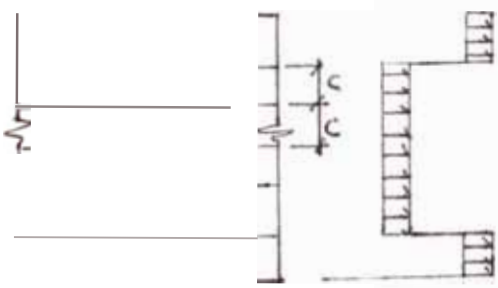
$$\delta = 0.16 \text{ cm/3m}$$

$$w = 43.32 \text{ Kg/cm}$$

$$b \leq \sqrt{\frac{0.16 \times 128 \times 2.1 \times 10^6 \times 0.36}{43.32}} \rightarrow \underline{b \quad 25 \text{ cm}}$$

$$\underline{\therefore \quad b = 25\text{cm}}$$

d.5. PRESIONES



$$p = 2{,}400\, h \qquad si : h = 1.90 \text{ m}$$

$$a = 0.20 \text{ m}$$

$$W_y = 2{,}400\, h \times a$$

$$W_y = 2{,}400 \times 1.90 \times 0.20 = 912.0 \text{ Kg/m}$$

d.6. FLEXION

$$\sigma_b = \frac{M_z}{S} \qquad si : M = \frac{912 \times c^2}{10} = 0.912 \text{ Kg-cm}$$

$$\sigma_b = 1{,}800 \ Kg/cm^2$$

$$S = \frac{(0.3)^2 \times 20}{6} = 0.30 \ cm^2$$

$$c \leq \frac{(1{,}800 \times 0.30)^{1/2}}{0.912} \qquad c \leq 25cm$$

d.7. CORTE

$$\sigma_v = \frac{V_z}{A} \quad si : \quad V_z = \frac{9.12 \times c}{2} = 4.7 \ c$$

$$\sigma_v = 1{,}200 \ Kg/cm^2$$

$$A = 0.3 \times 20 = 6.0 \ cm^2$$

$$c \leq \frac{1{,}200 \times 6.0}{4.7} \qquad c \leq 1{,}532 \ cm$$

d.8. FLECHA

$$\sigma_v = \frac{W \ c^4}{128 \ EI} \quad si : \quad I = \frac{20 \times 0.3^3}{12} = 0.045 \ cm^4$$

$$c \leq \left(\frac{0.16 \times 128 \times 2.1 \times 10^6 \times 0.045}{9.12}\right)^{1/4} \qquad c \leq 22cm$$

$$\therefore \quad c \leq 20 \ cm.$$

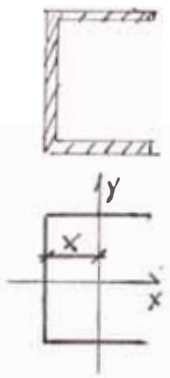
e) VERIFICACION SOPORTES HORIZONTALES

Según tablas de libro del Ing. Zapata :

e.1. Si :

$$A = 4.64 \ cm^2$$

$$r_y = 1.18 \ cm.$$



$r_x = 3.00$ cm.

$x = 1.07$ cm

$I_x = 41.8$ cm^4

$S_x = 11.0$ cm^3

e.2. FLEXION

Si $\sigma_{be} = \dfrac{M}{S}$ $\qquad W_y = 912$ Kg/m

$a = 1.05$ m

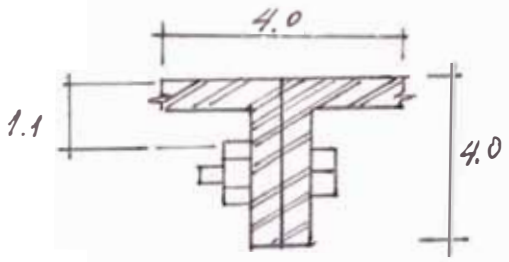
$$M = \frac{W_y \; a^2}{10} \qquad M = \frac{912 \times (1.05)^2}{10} = 100.6 \text{ Kg-m}$$

$$\sigma_{be} = \frac{100.6 \times 100}{11} = 915 \text{ Kg/cm}^2$$

$\sigma_b = 1{,}800$ Kg/cm^2 $\longrightarrow$ $\sigma_b > \sigma_{be}$ OKi

6) VERIFICACION DE NERVADURAS (T)

6.1. Si :



$A = 3.42$ cm^2

$C_1 = 1.1$ cm

$I = 38.4$ cm^4

$S = 34.9$ cm^2

6.2. FLEXION

$\sigma_{be} = \dfrac{M}{S}$ $\qquad$ si : $W = 4{,}332$ Kg/m

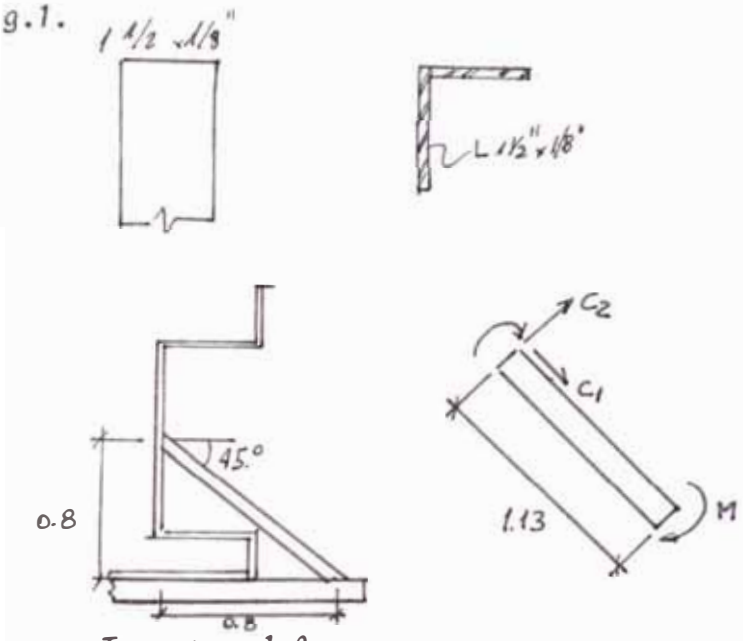
$b = 25$ cm

$$M = \frac{w\,b^2}{10} \qquad M = \frac{4,332 \times (0.25)^2}{10} = 27.1 \text{Kg-m}$$

$$\sigma_{be} \leq \frac{27.1 \times 100}{34.9} = 78 \text{ Kg/cm}^2 \qquad \sigma_{be} << \sigma_b$$

g) VERIFICACION SOPORTES INCLINADOS

g.1.



$$T = w_x \times 1.0$$

$$T = 4,332 \times 1.0 = 4,332 \text{ Kg}$$

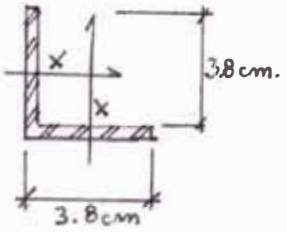
$$C_1 = 4,332 \times \text{Cos. } 45° = 3,036 \text{ Kg}$$

$$C_2 = 3,063 \times 0.8 = 2,451 \text{ Kg-m}$$

Según Copias del Ing. Zapata :

$$\sigma_a = \sigma\left(\frac{KL}{r}\right) \qquad \sigma_b = 0.6\,\sigma_y$$

g.2.



$A = 2.32 \ cm^2$

$I = 3.23 \ cm^4$

$y = 1.07 \ cm$

$$r = \left(\frac{I}{A}\right)^{1/2} = \left(\frac{3.23}{2.32}\right)^{1/2} = 1.2 \ cm$$

Si suponemos el soporte biarticulado

$$\longrightarrow \quad KL = 0.7 \times 1.13 = 0.80 \ cm$$

$$\text{Para} : \frac{KL}{r} = \frac{80}{1.2} = 67$$

$$\text{Por tablas} : F_a = 0.5 \ \sigma_y = 0.5 \times 3{,}000 = 1{,}500 \ Kg/cm^2$$

g.3. COMPRESION

$$\frac{C_1}{A} = \frac{3{,}063}{2.32} = 1{,}320 \ Kg/cm^2 \longrightarrow 1{,}320 < 1{,}500 \ OK;$$

FLEXION

$$\sigma_b = \frac{M}{S} \rightarrow \sigma_b = \frac{2{,}451}{\frac{3.23}{1.07}} = 709 \ll 1{,}800 \ Kg/cm^2 \quad OK;$$

h) SOLDADURA

$W_x = 4{,}332 \ Kg/m$ (Presión en Placas Laterales)

h.1. Tenemos :

$F = 4{,}332 \times 0.25 = 1{,}083 \ Kg.$

$\sigma_w = 70.7 \ w_s \ Kg/cm$

si w_s = 3 mm.

$$\ell_s = \frac{1,083}{70.7 \times 3} = 5.1 \text{ cm} \rightarrow 5.1 \text{ cm}/25\text{cm}$$

$$\therefore \underline{1 \text{ cm} / 5.0 \text{ cm}}$$

i) <u>PERNOS</u> : Usamos pernos A - 307 :

$$\sigma_v = 700 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_t = 1,400 \text{ Kg/cm}^2$$

i.1. Si F = 1,038 Kg. (Para 25 cm)

$$\sigma_t = \frac{P}{A \times n} \quad si \quad A \times n \geqslant \frac{1,083}{1,400} \quad A \times n \geqslant 0.77\text{cm}^2$$

$$Si : \phi\ 3/8\ (0.71\text{cm}^2) \qquad n = \frac{0.77}{0.71} = 1.08/25\text{cm}$$

$$\rightarrow \underline{1 \text{ Perno}/0.25 \text{ cm}}$$

$$i.2. \quad \sigma_v = \frac{P}{A \times n} \rightarrow A \times n = \frac{1,083}{700} = 1.55\text{cm}^2$$

$\rightarrow$ si ϕ 3/8" (0.71 cm^2)

$$A \times n = \frac{1.55}{0.71} = 2.2\ u \rightarrow s = \frac{25}{2.2} = 11 \text{ cm}$$

$$\underline{s = 10 \text{ cm}}$$

Usar 1 Perno ϕ 3/8" (A - 307) @ . 10 cm.

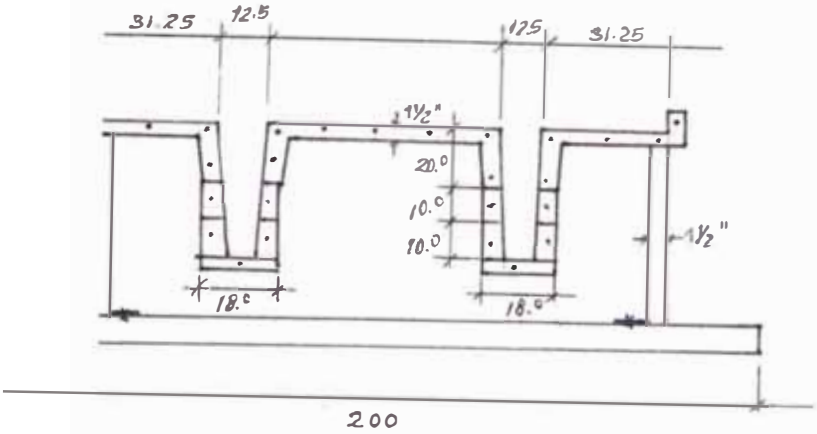
i.3. PERNOS SOPORTES INCLINADOS

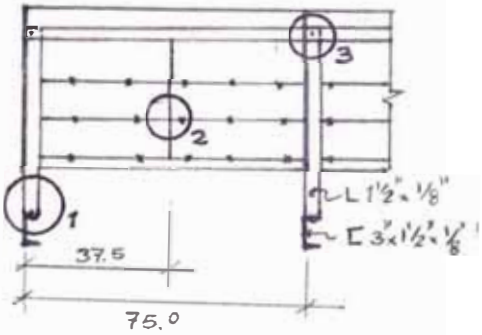
$$A \times n = \frac{3{,}063}{700} = 4.4 \text{ cm}^2 \longrightarrow 2 \text{ Ø } 5/8''$$

4.2.4.2. VIGAS DE SECCION VARIABLE

Tomaremos como base el modelo para las vigas constantes, con la modificación de los moldes en forma variable.

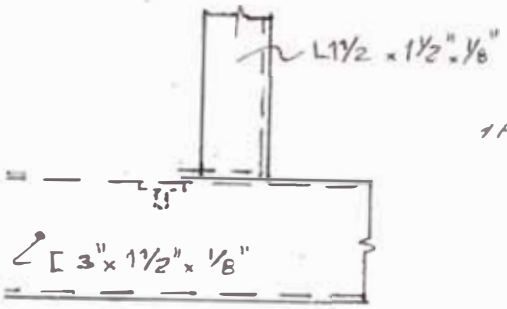
MOLDE DE ELEMENTOS NERVADOS (M P N)
DESARMABLE





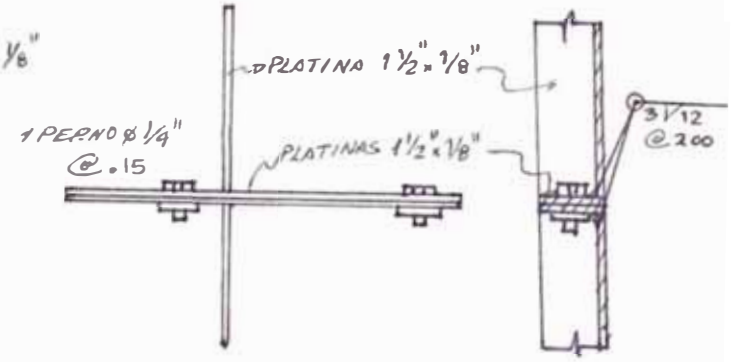
DETALL-1

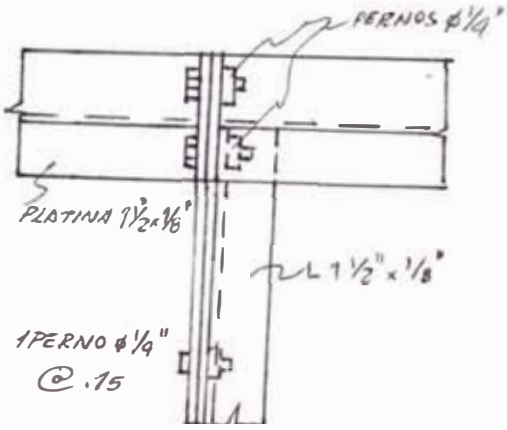
Es: 1/5

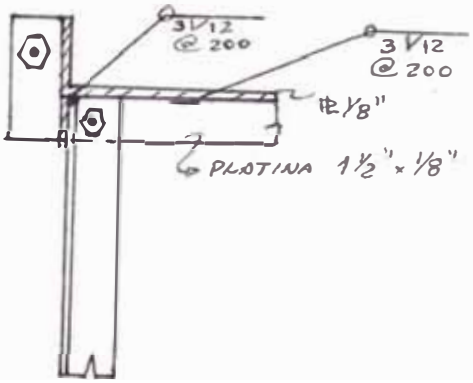


DETALLE-2

Es: 1/5







DETALLE 3

Es: 1/5

PESO MODULO MOLDE: 80 Kg/m

MATERIAL : A PDC-E30 (1/8") , Fy: 3,000 Kg/cm²

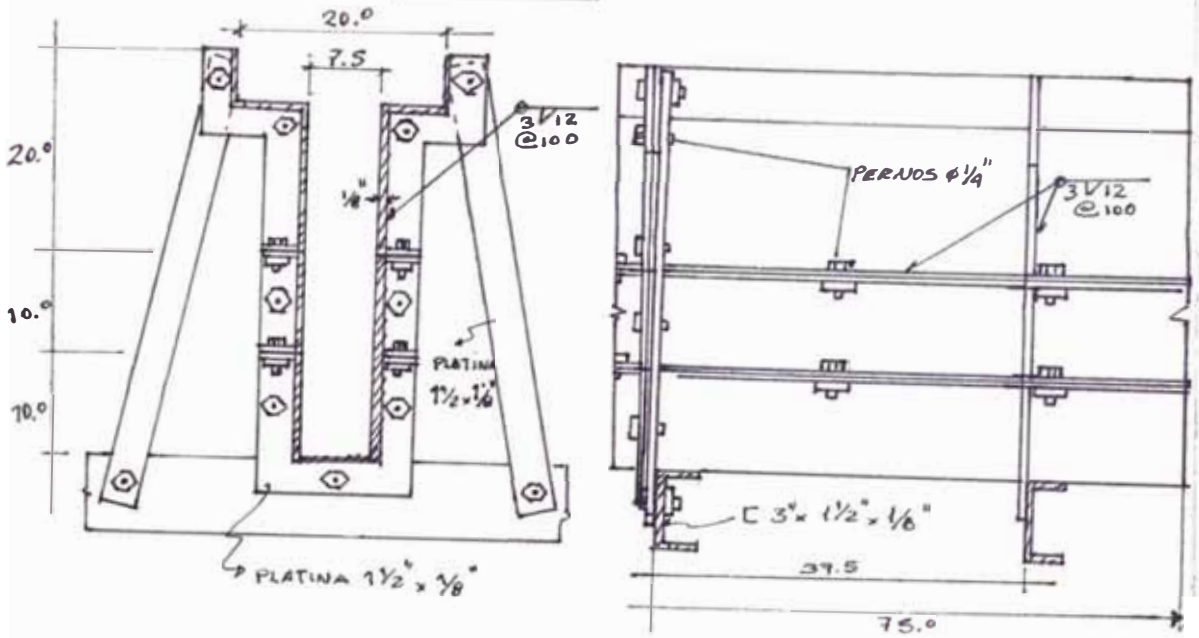
PERNOS: A-307 Fy: 2,300 Kg/cm²

SOLDADURA: FILETE WS: 1/8" (IGUAL PLANCHAS)

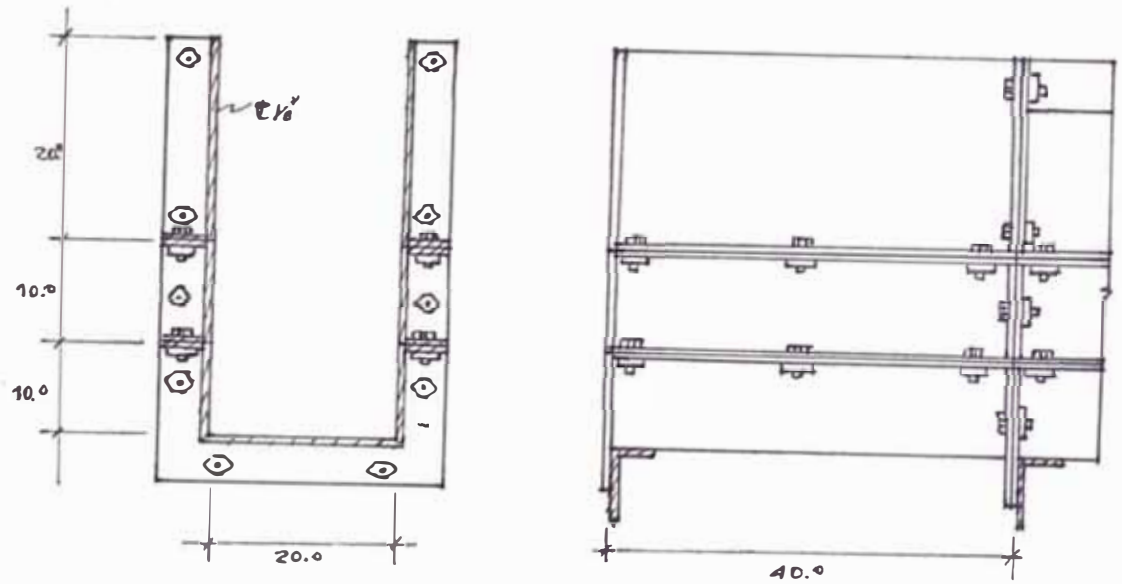
NOTA: 1- LOS MOLDES SON DESARMABLES Y VARIABLES DE ACUERDO
2- A LAS PIEZAS LONGITUDINALES QUE SE QUITEN O ADICIONES.
3- EN LAS JUNTAS COLOCAR 'WATER-STOP' O' JEBE.

MOLDE DE VIGUETA (DESARMABLE) MVI

INTERMEDIO Es: 1/7.5



EXTREMO
1/7.5



PESO MODULO MOLDE: 85 kg/m

MATERIAL: ⅊ PDC-E30 (1/8"), Fy: 3,000 Kg/cm²

PERNOS: A-307 Fy: 2,300 Kg/cm²

SOLDADURA: FILETE ws = 1/8" (IGUAL ⅊s)

NOTA: 1- MOLDE DESARMABLE

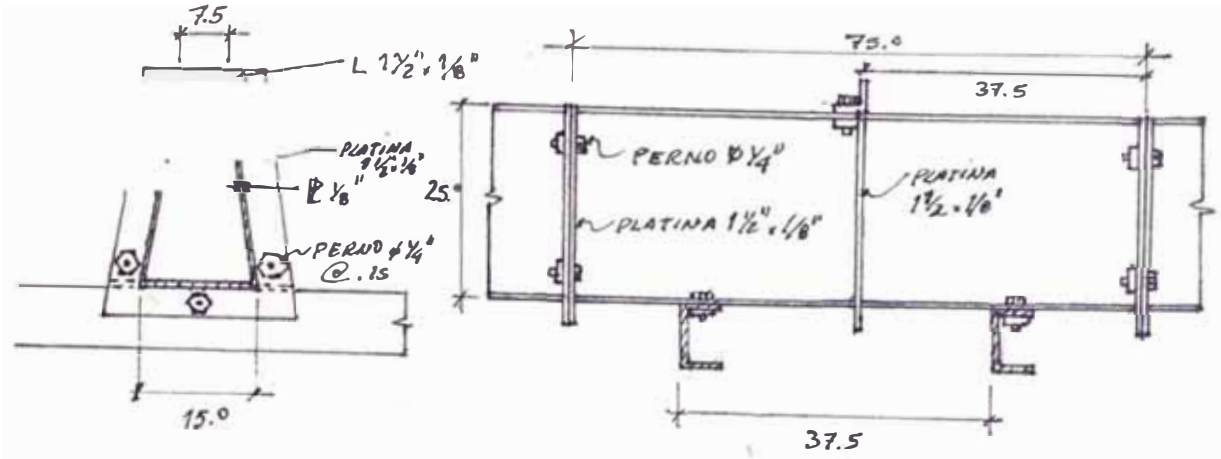
2- PIEZAS LONGITUDINALES

3- SE ADICIONAN O QUITAN PIEZAS.

4- EN LAS JUNTAS DE LAS PIEZAS COLOCAR 'WATER-STOP' O JEBE.

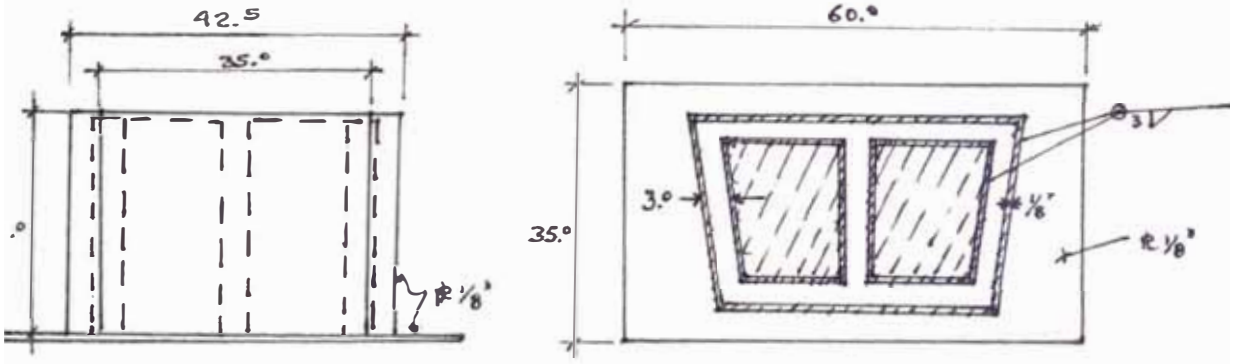
MOLDE VIGUETA 'VA' DESARMABLE

'MVA' Es: 1/10



MOLDE ELEMENTO VIBRADO

'MEVA' Es: 1/10



PESO MODULO MOLDE: 30 Kg/m

MATERIAL: ℞ POC-E30 (⅛"), Fy = 3,000 Kg/cm²

PERNOS: A-307, Fy: 2,300 Kg/cm²

SOLDADURA: FILETE WS = ⅛ (IGUAL ℞)

NOTA: 1. DESARMABLE.

2. EN LAS JUNTAS COLOCAR 'WATER-STOP'

REFERENCIAS

1.- "MANUAL DE LA CONSTRUCCION PREFABRICADA" - KONCZ, TIHAMER. Pág. 91.

2.- "FORMWORK FOR CONCRETE STRUCTURES" - R. C. PEURIFOY.

3.- "DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO" - ZAPATA, LUIS.

4.- "DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO" - ZAPATA, LUIS. Pág. 11, Cap. 6.

C A P I T U L O 5

5.1.0. MONTAJE

Las naves industriales requieren para su erección de maquinarias que realizaran el izaje y colocación de los elementos prefabricados, en un determinado lugar ya sea sujeto con enlace fijo o temporal.

Cada maquinaria de montaje, tiene diversas clasificaciones, tales como: de acuerdo a su uso, a su capacidad, forma de llevar los elementos, medios de auto transporte, de acuerdo a la energía que usan, como vemos son diversas. Pero lo más importante; son los factores para su elección, así :

1. La forma de producción de los elementos.
2. Las dimensiones y forma de las piezas.
3. El número y variedad de las piezas.
4. Altura de la obra.
5. Distribución en planta de la edificación.

Analizándole a su vez a cada maquinaria :

a. Su capacidad de trabajo.
b. Gastos de funcionamiento.

c. La inversión de capital. (Compra o Alquiler).

Además para la elección hay que tener en cuenta :

1. La maquinaria trabaja mejor con carga constante, además los medios de gran capacidad sub-empleados son antieconómicos.
2. Que sea flexible y rápido.
3. Su capacidad de elevación - Pesos y distancias. (2m. mas de la altura máxima a colocar).
4. Precisión para facilitar el montaje.
5. Su movilidad para facilitar el montaje.

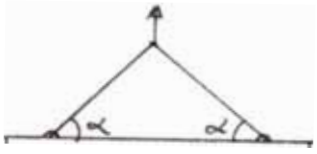
1.1. MEDIOS AUXILIARES Y MAQUINARIA DE IZAJE

1.1.1. MEDIOS AUXILIARES

Hay dispositivos de sujeción de piezas duran te el montaje asi :

1. PRENZAS - HORQUILLAS., que presionan las piezas y van protegidas de neopreno.
2. HORQUILLAS CON PERNOS PASANTES., que usa pernos pasante através de orificios dejados en la pieza prefabricada.
3. BALANCINES., que sirven para evitar sobre cargas en la pieza a izar y son de diver sos tipos.

a) DOS PUNTOS DE SUJECION



ELEMENTO PREFABRICADOS

ELEMENTO PREFABRICADO

Lo preferible es usar $\alpha = 90°$.

b) CON 3 ó MAS PUNTOS DE SUJECION EN UN MISMO PLANO.

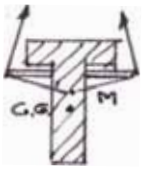
Aquí se usa piezas rígidas o vigas de celosía.

c) CON 3 ó MAS PUNTOS EN DIFERENTES PLANOS.

Usar 1 cable que pueda deslizar sobre el gancho.

d) CON PASADORES

Aquí ver lugar del punto de intersección de las líneas perpendiculares a la de los cables, esté encima de centro de gravedad del elemento.



1.1.2. MAQUINARIAS

Veremos sus cualidades principales, los rendimientos se verán en Costos de Montaje y Producción.

A) GRUAS DE TORRE GIRATORIA

Son de diversas capacidades, pero a continuación damos valores medios para considerar :

CUALIDAD	VALOR MEDIO
1. Elevación de carga.	50m/min.
2. Desplazamiento de carga.	37.5m/min.
3. Giro	0.8m/min.
4. Traslación.	22.5m/min.
5. Capacidad.	55T-m.
6. Longitud media de brazo.	25m.
7. Altura.	25m.

Para los rendimientos ver Cap. siguiente.

OTRAS CUALIDADES

a) Para cualquier tipo de prefabricado pero de peso dentro del límite.
b) Permanecen largo tiempo en obra.
c) Bajo costo de adquisición.
d) Trabajan en casi todas las direcciones.
e) Existen automovibles pero en una sola dirección.

B) AUTOGRUAS

Las mas comunes son de neumáticos; aunque se pueden usar las de oruga.

CUALIDAD	VALOR MEDIO
1. Capacidad.	50T.
2. Altura.	17.5m.
3. Velocidad.	10Km/h.

OTRAS CUALIDADES

a) Para cualquier tipo de prefabricado.
b) Permanecen poco tiempo en la obra.
c) Alto costo de adquisición.
d) Uso complicado.
e) Trabajan en cualquier dirección.
f) Son automovibles.

C) GRUAS PORTICO

Se usan preferentemente en almacenaje.

CUALIDAD	VALOR MEDIO
1. Carga.	17.5T.
2. Altura.	5.0m.
3. Velocidad	10Km/h.

OTRAS CUALIDADES

a) Permanecen largo tiempo en obra. Si son fijas, pero existen automovibles.

b) Costo elevado.

c) Trabajan en dos direcciones.

D) GRUAS MASTIL

Pueden ser de mástil simple o doble.

CUALIDADES	VALOR MEDIO
1. Carga. (Mástil Simple)	5T.
2. Velocidad Elevación (M. S.)	17.5 m/m.
3. Altura.	5.0m.
4. Carga (Mástil Doble)	25T.

OTRAS CUALIDADES

a) Para todo elemento prefabricado, menos de cubierta.

b) Permanecen largo tiempo en obra.

c) Bajo costo de adquisición.

d) Uso sencillo.

e) Solo trabajan en dirección vertical y restringido en el sentido horizontal.

f) No son automovibles.

DERRIKS

Son maquinarias muy rígidas para el izaje, pueden cargar como valor medio 30T.

Son útiles para la elevación vertical de cargas, son sencillas, baratas y permiten elevar grandes cargas.

1.1.3. TECNOLOGIA DE MONTAJE

Lo principal en el montaje es tratar de evitar las tensiones que se producen en el izaje, lo cual provoca que la pieza a montar lleve un refuerzo adicional para evitar los momentos inversos, mas adelante verificaremos las piezas a izar.

En el izaje de los elementos, determinaremos una forma, que es la que provoca las mayores tensiones de izaje, pero también tenemos presente que :

Es mejor usar una maquinaria para el montaje, con un elemento reforzado, a usar 2 en un elemento sin reforzar, lo cual acarrea mas costos de montaje.

1. MONTAJE DE VIGAS. (EN GENERAL ELEMENTO SUJETO A FLEXION)

Se montan normalmente de 2 puntos, con una ó

2 máquinas de izaje; que están en función del largo, peso y altura a la que se elevará el elemento.

Se usan balancines con o sin viga horizontal y en las vigas se pueden insertar ganchos de izaje o usar eslingas en número mínimo de dos.

El montaje se simplifica si la máquina puede tomar la viga, elevarla y montarla sin necesidad de desplazarse.

Por lo general para el montaje se requiere la cuadrilla :

2 Hombres Fijación y guía de la pieza.
2 Hombres - Ajuste a cada extremo.
1 Hombre - Operador de la máquina.

2. MONTAJE DE ELEMENTOS DE CUBIERTA

Se montan horizontalmente y con la ayuda de balancines de 4 cables. Si la pieza es larga se usan rigidizantes.

Para piezas cuyo peso es mayor de 10Tn., se usa perfiles metálicos colocados bajo las piezas, caso contrario se usan ganchos empotrados.

Es conveniente realizar su unión con las piezas adyacentes lo más rápido posible; se supone que la pieza sobre la cual se está colocando, está definitivamente rigidizada.

3. PRECISION

Se requiere que el montaje sea lo más preciso posible y para esto se suele apoyar ó usar una cuadrilla de topografía que comprue be nivelaciones y alineaciones.

4. ORGANIZACION DEL MONTAJE

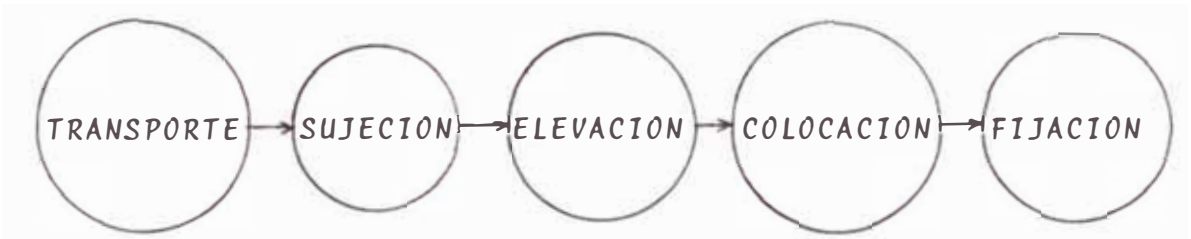
Para el montaje se tratará de evitar los tiempos muertos, mediante un adecuado equilibrio entre capacidad de elevación del conjunto de máquinas, los vehículos de transporte y el número de operarios.

Los objetivos de toda organización son :

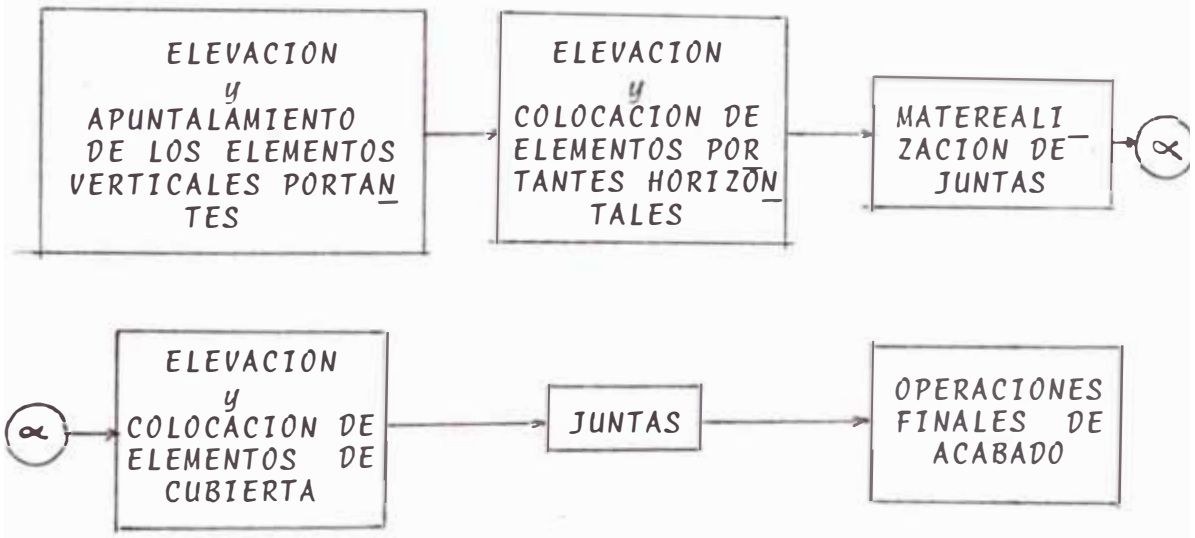
1. Sacar el mayor provecho de la utilización de los medios.
2. Reducir los plazos de ejecución.

Esta organización va relacionada con el diagrama o programa de ejecución de la obra.

El diagrama de montaje simple sería :



La secuencia de montaje para cada planta es :

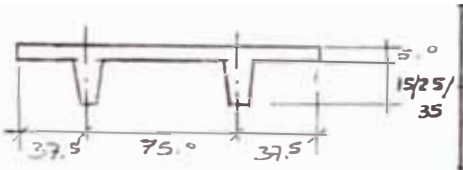


5.2.1. MONTAJE DE ELEMENTOS DE CUBIERTA NERVADOS - "P.N"

1. DATOS GENERALES

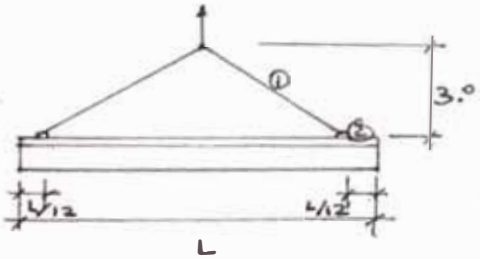
σy_1 = 4,200Kg/cm^2 (Fierro Refuerzo)

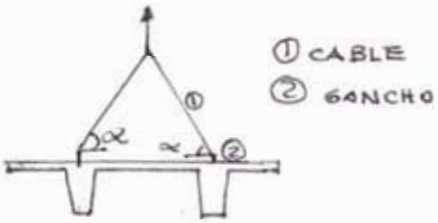
σy_2 5,500Kg/cm^2 (Cable de Montaje)



TIPO	PN-1	PN-2	PN-3
L(m)	6.0	9.0	12.0
Peso	1,600	2,880	4,640
W(Kg/m)	267.0	320.0	387.0

2. IZAJE GENERAL





Dado que los pesos de las placas son menores de 10Tn. se usará :

1. Cables inclinados.

2. Ganchos empotrados en cada elemento.

3. Esta forma de izaje, es un caso que comprende a todas las formas posibles de izaje, y cuyos esfuerzos son los mayores.

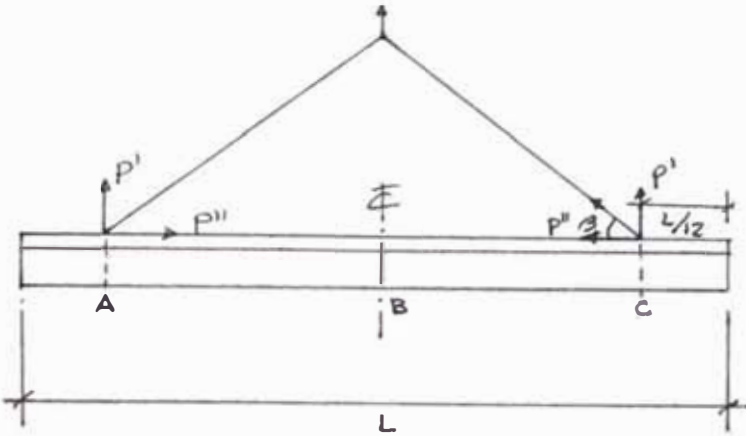
3. VERIFICACION DE ESFUERZOS Y DISEÑO DE ELEMENTOS DE IZAJE

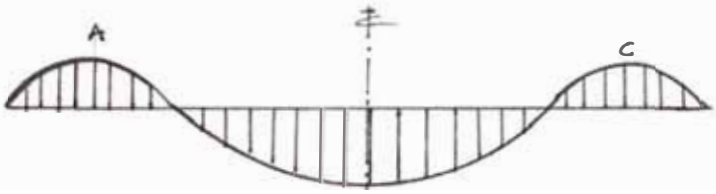
3.1. PN - N°

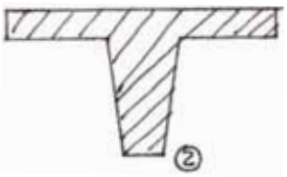
a) SENTIDO LONGITUDINAL : Se considerará la mitad del PN - N°.

CARA / ELEM.	TENSIONES EN A Y C										
	W (Kg/m)	(cm^3) S_1	(cm^3) S_2	M_A (Kg/m)	(Kg/cm^2) n_{pp_1}	(Kg/cm^2) n_{pp_2}	(Kg/cm^2) n_{e_1}	(Kg/cm^2) n_{e_2}	(Kg/cm^2) $n_{pp_1} + n_{e_1}$	(Kg/cm^2) $n_{pp_2} + n_{e_2}$	ESTADO
PN - 1	267.0	2700	1030	16.	-0.6	1.6	-8.0	65.0	-8.6	66.6	OKi
PN - 2	320.0	5700	2400	45.	-0.8	1.9	-6.0	79.0	-6.8	80.9	OKi
PN - 3	387.0	9200	4200	97.	-1.1	2.3	-6.0	84.0	-7.1	86.3	OKi

$$M_A = M_C = \frac{\omega \cdot x^2}{2} \quad , \quad x = \frac{L}{12}$$



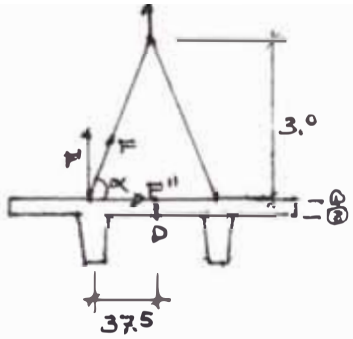


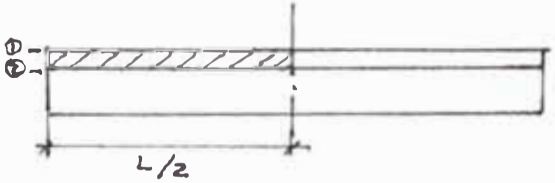


① FIBRA SUPERIOR

② FIBRA INFERIOR

b) SENTIDO TRANSVERSAL



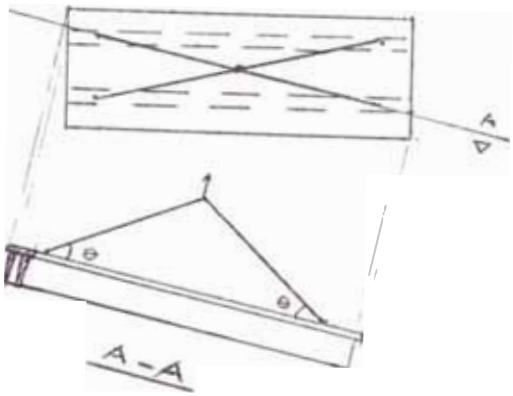


ELEMENTO	α(°)	F' (Kg)	F'' (Kg)	e(cm)	s(cm³)	A(cm²)	M_D(Kg/cm)	n_1(Kg/cm²)	LIMITE	n_2(Kg/cm²)	LIMITE
PN - 1		400	49		1250	1,500	150	12.0	OKi	-12.0	30 OKi
PN - 2	83°	720	88	37.5	1875	2,250	270	14.4	OKi	-14.4	30 OKi
PN - 3		1,160	142		2500	3,000	435	17.4	OKi	-17.4	30 OKi

$$n_1 = \frac{F''}{A} + \frac{F'}{S}$$

$$n_2 = \frac{F''}{A} + \frac{F'}{S}$$

c) CALCULO DE CABLE

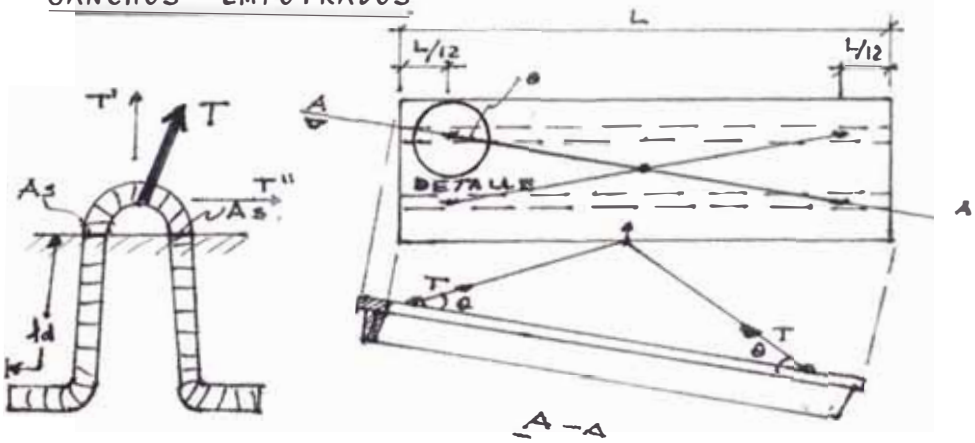


CARAC. / ELEM.	(°)	T (Kg)	F.S	A_s (cm²)	ø
PN - 1	50°	522	3	0.28	1/4"
PN - 2	39°	1144	3	0.62	3/8"
PN - 3	31°	2252	3	1.23	1/2"

σ_y = 5,500 Kg/cm² (Del Cable).

$$A_s = \frac{F.S \times T}{5,500}$$

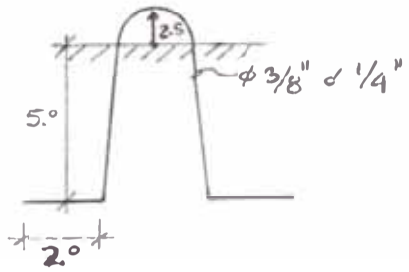
d) GANCHOS EMPOTRADOS



CARAC. / ELEM.	(Kg) T'	(Kg) T"	(Kg/cm²) σ_v	(Kg/cm²) σ_t	(cm²) $2A_{sv}$	(cm²) $2A_{st}$	ø (")	P_e (cm)	u (Kg/cm²)	ℓ_d (cm)
PN - 1	400	336	1,680	2,520	0.20		1/4"	2.0	56.0	5.0
PN - 2	720	889	1,688	2,520	0.53	0.29	1/4"	2.0	56.0	5.0
PN - 3	1160	1931	1,680	2,520	1.15	0.46	3/8"	3.0	56.0	5.0

$$A_{sv} = \frac{T'}{2\sigma_v} \quad , \quad A_{st} = \frac{T''}{2\sigma_t} \quad , \quad \ell_d \geq \frac{T}{2 \times P_e \times u}$$

GANCHO



1.2.2. MONTAJE DE ELEMENTOS VIGUETA DE TECHO ALIGERADO - "VA"

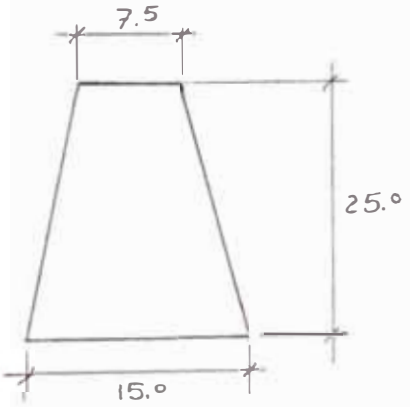
1. DATOS

σ_{y1} = 4,200 Kg/cm^2 (Fierro Refuerzo)

σ_{y2} = 5,500 Kg/cm^2 (Cables)

E = 3×10^5 Kg/cm^2

$G = \frac{1}{4} E$

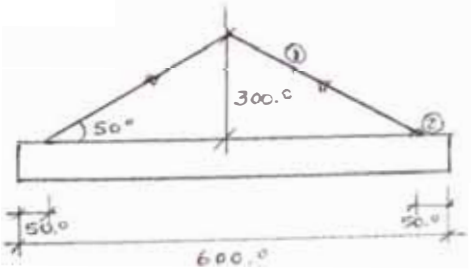


L = 6.0 m.

W(Kg/m) = 68

Peso = 408

2. IZAJE

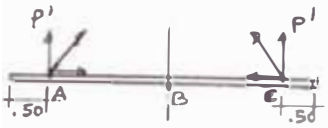


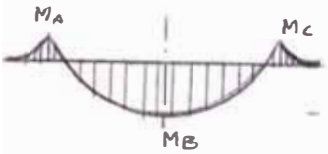
① CABLE

② GANCHO

3. VERIFICACION DE ESFUERZOS Y DISEÑO DE ELEMENTOS DE IZAJE

a) SENTIDO LONGITUDINAL





$W = 68\ Kg/m$

$S_1 = 1016 cm^3$

$S_2 = 1272 cm^3$

$A = 282 cm^2$

① = Fibra Superior.

② = Fibra Inferior.

$$M_A = M_C = \frac{Wx^2}{2} = \frac{68 \times 0.5^2}{2} = 8.5$$

$$n_{pp_1} = \frac{8.5 \times 100}{1016} = -0.8 \qquad n_{e_1} = -10$$

$$n_{pp_2} = \frac{8.5 \times 100}{1272} = +0.7 \qquad n_{e_2} = 81.0$$

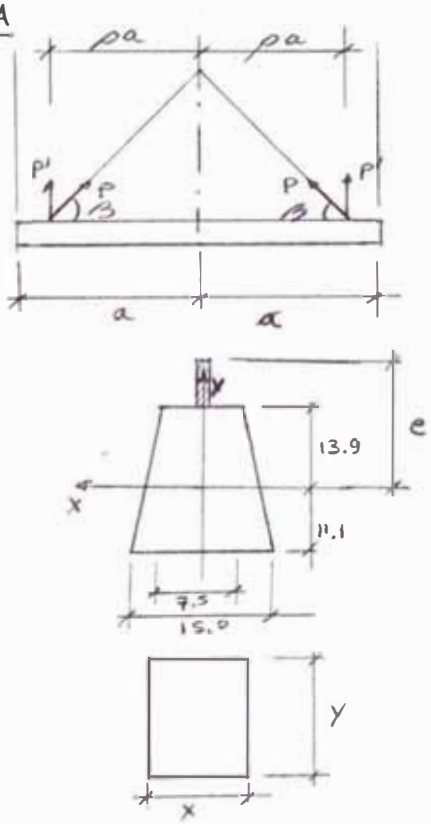
EN MONTAJE

$$n_{pp_1} + n_{e_1} = -0.8 - 10.0 = -10.8 \geq -13.4 \text{ OK;}$$

$$n_{pp_2} + n_{e_2} = 0.7 + 81.0 = 81.7 < 157.5 \text{ OK;}$$

b) VERIFICACION DE CARGA CRITICA (UNIFORMEMENTE REPARTIDA) PARA PANDEO LATERAL TORSIONAL (P. L. T.).

b.1. ESQUEMA



Usando las Tablas y Fórmulas de Lebelle[1-2] que además se adicionan en el Esquema: 5 - 1,

$$p_{cr} = \frac{16}{L^3} \sqrt{BC} \sqrt{\alpha_{cr}} \times \text{Sen.}B$$

Para hallar $_{cr}$:

$$\frac{2e}{a}\sqrt{\frac{B}{c}} = g(\alpha)$$ Se busca en la Tabla 5-1

$B = I_y$

$C = GK$

$K = \frac{1}{3}(x^3 y)$ $\qquad G = \frac{1}{4}E = 7.5x10^4$ (Concreto)

con : L = Longitud de elemento.

B = Variable función de los momentos de inercia (Rigidez Lateral).

C = Variable función de los momentos de inercia (Rigidez a la Torsión).

I_x = Momento de inercia respecto al eje x

I_y = Momento de inercia respecto al eje y

ρ = Relación de equidistancia (Cuadro 5-2).

e = Distancia del punto de izaje al C.G de la sección.

K = Constante torsional.

b.2. PARA LA VIGUETA DE ALIGERADO

$$I_y = 900 cm^4$$

$$K = \frac{1}{3}(7.5^3 \times 25) = 3,516 cm^4$$

$$C = 7.5 \times 10^4 \times 3,516 = 2.6 \times 10^8 \ Kg/cm^2$$

$$B = 3.0 \times 10^5 \times 900 = 2.7 \times 10^8 \ Kg/cm^2$$

$$e = 14.0$$

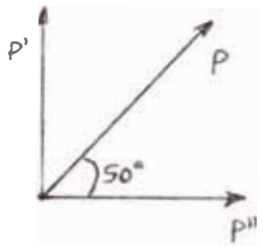
$$\left.\begin{array}{l} g(\alpha) = \dfrac{2 \times 14}{300}\sqrt{\dfrac{2.7}{2.6}} = 0.094 \\ \\ \rho = \dfrac{2.50}{3.00} = 0.8 \end{array}\right\} \alpha = 0.4 \quad si\ \beta = 50°$$

$$p_{cr} = \frac{16}{(600)^3}\sqrt{2.6 \times 10^8 \times 2.7 \times 10^8} \times \sqrt{0.4}$$

$$\times \ Sen.\ 50° = 9.5 \ Kg/cm.$$

$$si \quad W_{pp} = 0.68 Kg/cm \qquad W_{pp} << p_{cr} \quad OKi$$

c) DISEÑO DE CABLES



$$P = \frac{P'}{Sen.50°} \qquad si \quad P' = 204Kg.$$

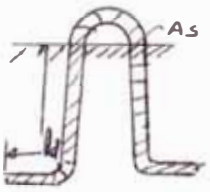
$$P' = \frac{204}{Sen.50°} = 266Kg.$$

$$si \quad A_s = \frac{P \times F.S}{\sigma_y} \qquad A_s = \frac{266x3}{5,550} = 0.15cm^2$$

Usar Cable de Ø 1/5" ($\sigma_y = 5,500Kg/cm^2$)

d) GANCHOS EMPOTRADOS

d.1.



$P' = 204Kg.$

$P'' = Pcos.50° = 266xcos.50° = 171Kg.$

$si \quad \sigma_v = 0.4\sigma_y = 1,680Kg/cm^2$

$\sigma_t = 0.66\sigma_y = 2,520Kg/cm^2$

$$2A_{s1} = \frac{204}{2520} = 0.08cm^2 \quad , \quad 2A_{s2} = \frac{171}{1680} = 0.10cm^2$$

Usar ⟶ Ø 1/4" en los Ganchos

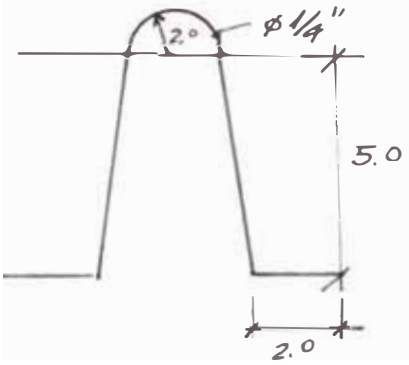
d.2. si ϕ 1/4" $\begin{cases} P = 2.0 \\ D = 0.64 \\ \text{Lisa} \end{cases}$

$$u = \frac{6.39\sqrt{f'c}}{2D} \qquad u = \frac{6.39\sqrt{350}}{2x0.64} = 93\ Kg/cm^2$$

$$u \leq 56 \longrightarrow u = 56 Kg/cm^2$$

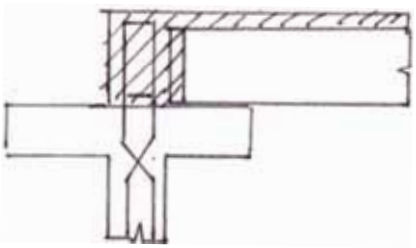
$$\ell_d \geq \frac{226}{2 \times 2 \times 56} = 1.2\ cm \longrightarrow \underline{\ell_d = 5\ cm.}$$

GANCHO



e) VERIFICACION DE P. L. T. DE VIGUETA ENLAZADA A VIGA. (VER ENLACES).

e.1.



Según las fórmulas anteriores se obtiene para extremos rígidos a la torsión [1 - 2] :

$$p_{cr} = \frac{28.32 \sqrt{B.\ C}}{L^3} \qquad \text{para :} \quad \alpha = 3.16$$

$$\frac{2e}{a} \qquad c \qquad \to \infty$$

Para nuestro caso

$$p_{cr} - \frac{28.32 \sqrt{2.6x10^8 x 2.7x10^8}}{(600)^3} - 34.7 Kg/cm.$$

Según el diseño del elemento :

W_T = 2.5Kg/cm. (Ver Capítulo 2).

$W_T 2 < p_{cr}$ OK;

1.2.3. MONTAJE DE ELEMENTOS DE CUBIERTA - VIGUETAS "V1".

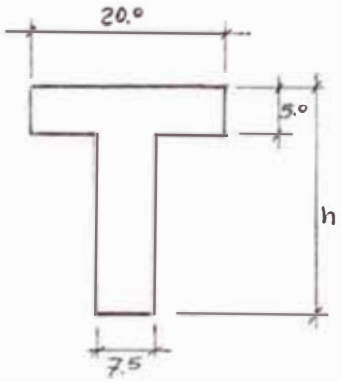
1. DATOS GENERALES

σ_{y1} 5,500Kg/cm^2 (Cables)

σ_{y2} - 4,200Kg/cm^2 (Fierro: Ganchos ó Refuerzo)

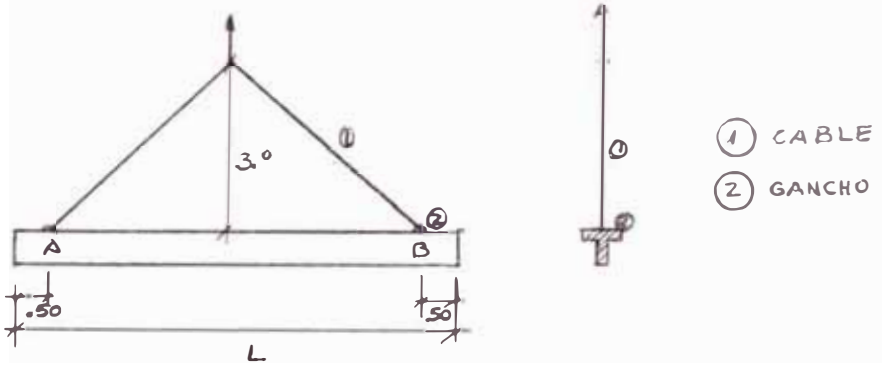
$E = 3 \times 10^5$ Kg/cm^2

$$G = \frac{1}{4} E$$



ELEMENTO / CARACTE.	VI-1	VI-2	VI-3
L(m)	6.00	9.0	12.0
W(Kg/	51.0	69.0	87.0
Peso	306.0	621.0	1044.0

2. IZAJE GENERAL



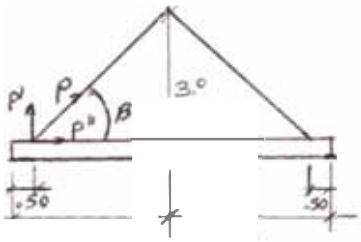
3. VERIFICACION DE ESFUERZOS Y DISEÑO DE ELEMENTOS DE IZAJE.

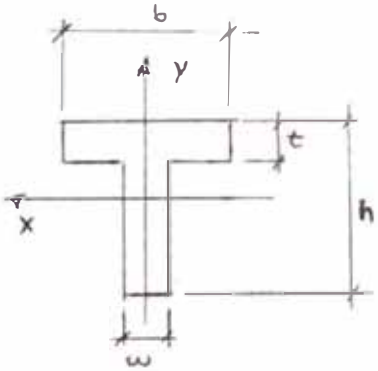
a) VERIFICACION LONGITUDINAL

Consideramos los momentos en los extremos semejantes a cero. $M_A = M_B = 0$

b) VERIFICACION P. L. T.

b.1. ESQUEMA





Como en el caso de la Vigueta del Techo Aligerado. Salvo[2]:

$$K = \frac{1}{3} \left(w^3 \times (h-t) + t^3 \times b \right)$$

Formula de seccion T

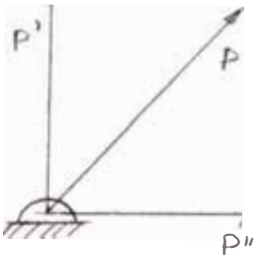
b.2. PARA LA SECCION T :

Ver Caso Vigueta - VA :

CARA / ELEM.	(cm^4) I_y	(cm^4) K	(Kg/cm^2) B	(Kg/cm^2) C	(cm) e	$g(\alpha)$	ρ	α	(°) B	(Kg/cm) p_{cr}	(Kg/cm) w_{pp}	ESTADO $w_{pp} \leq p_{cr}$
V1 - 1	3,860	2,943	1.2×10^9	2.2×10^8	8	0.12	0.80	0.5	45°	19.0	0.51	OKi
V1 - 2	4,212	4,394	1.3×10^9	3.3×10^8	12	0.11	0.90	0.2	34°	3.6	0.69	OKi
V1 - 3	4,564	5,755	1.4×10^9	4.3×10^8	18	0.11	0.90	0.2	27°	1.5	0.87	OKi

$$K = \frac{1}{3}\left[w^3 \times (h - t) \times t^3 \times b\right] , \quad B = E \times I_y , \quad C = G.K , \quad G = 1/4\,E$$

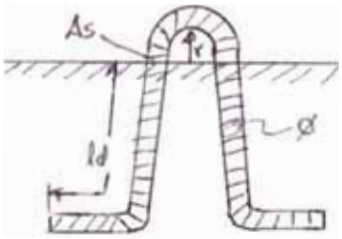
c) DISEÑO DE CABLES



CARAC. / ELEM.	(°) B	(Kg) P	F.S	(cm^2) A_s	(") Ø
V1 - 1	45.°	216		0.12	1/6"
V1 - 2	34.°	555	3.	0.30	1/4"
V1 - 3	27.°	1,150		0.63	3/8"

$\sigma_y = 5,500 Kg/cm^2$ $\qquad A_s = \dfrac{F.S \times P}{5,500}$

d) GANCHOS EMPOTRADOS



CARAC. / ELEM.	(Kg) P'	(Kg) P''	(Kg/cm^2) σ_v	(Kg/cm^2) σ_t	(cm^2) $2A_{sv}$	(cm^2) $2A_{st}$	(") ϕ	(cm) P_e	(Kg/cm^2) u	(cm) ℓ_d
V1 - 1	153	153			0.10	0.06	1/4"	2.0	56.0	5.0
V1 - 2	311	461	1,680	2,520	0.27	0.12	1/4"	2.0	56.0	5.0
V1 - 3	522	1024.			0.61	0.21	1/4"	2.0	56.0	5.0

$$A_{sv} = \frac{P''}{2\sigma_v} \quad , \quad A_{st} = \frac{P'}{2\sigma_t} \quad ,$$

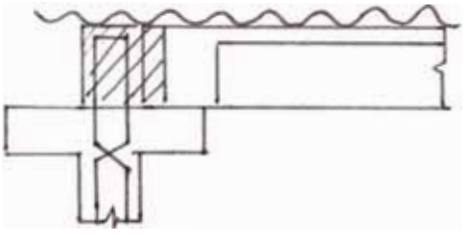
ϕ = Diámetro

P_e = Perímetro de Barra

u = Resistencia al Jalado, Adherencia.

$$\ell_d \geqslant \frac{P}{P_e \times u \times 2}$$

e) VERIFICACION DE P. L. T. DE VIGUETA ENLAZADA A LA VIGA. (VER ENLACES).



Aplicando : (Ver Vigueta VA - Montaje)

$$P_{cr} = \frac{28.32 \sqrt{B.C}}{L^3} \quad \text{para} : \quad \frac{2e}{a} = 3.16 \quad \frac{B}{c}$$

CARAC. / ELEM.	(cm) L	(Kg/cm²) B	(Kg/cm²) C	(Kg/cm) P_{cr}	(Kg/cm) W_T	W_t P_{cr} ESTADO
V1 - 1	600	$12x10^8$	$2.2x10^8$	67.4	1.5	OKi
V1 - 2	900	$13x10^8$	$3.3x10^8$	25.4	1.6	OKi
V1 - 3	1200	$14x10^8$	$4.3x10^8$	12.7	1.8	OKi

$$W_T = W_{pp} + W_{s/c} + W_m$$

1.2.4. MONTAJE DE VIGAS DE SECCION CONSTANTE "VK"

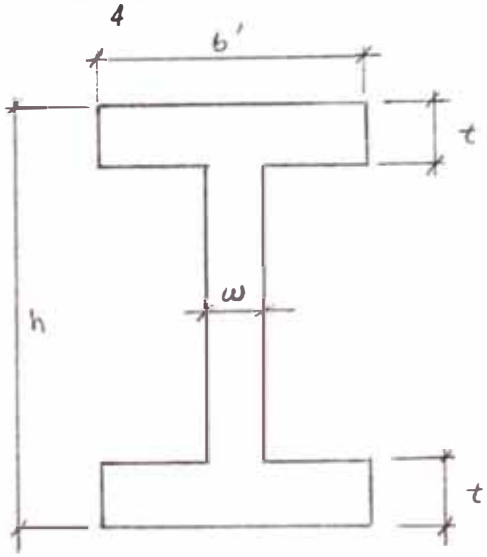
1. DATOS GENERALES

σ_{y1} = 5,500Kg/cm^2 (Cables)

σ_{y2} = 4,200Kg/cm^2 (Fierro Refuerzo)

E = 3 x 10^{5}Kg/cm^2

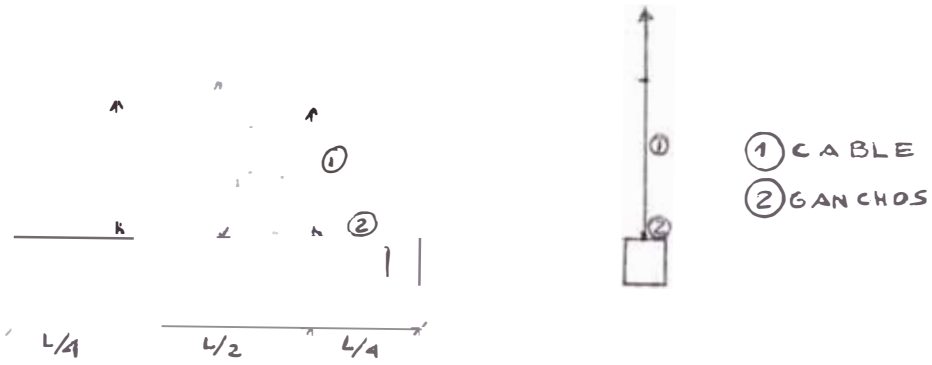
$G = \frac{1}{4}$



Para las características geométricas ver Capítulo 2.

Ver Cuadro - A. Para ver : L, W, Peso.

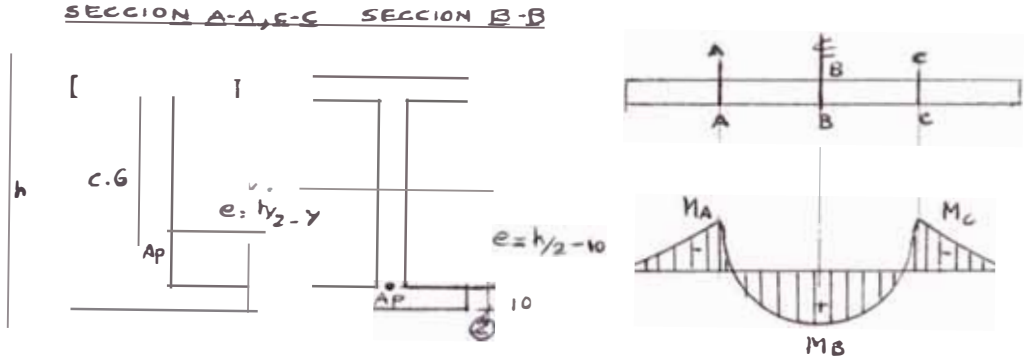
2. IZAJE GENERAL



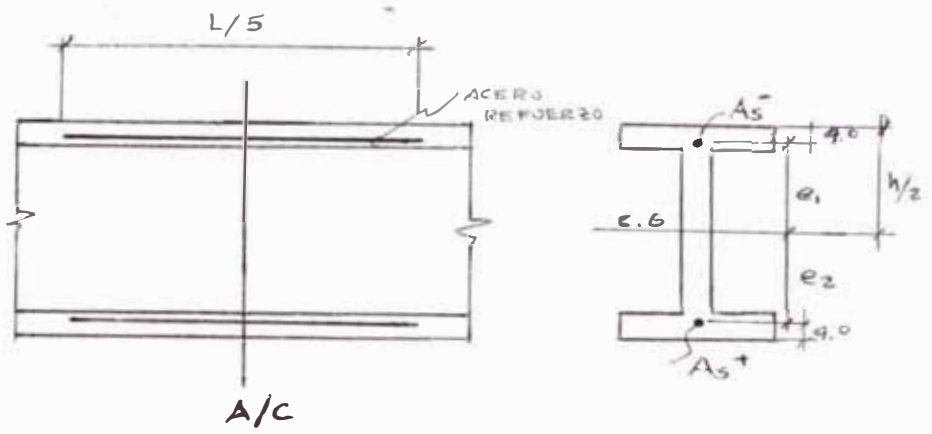
3. VERIFICACION DE ESFUERZOS Y DISEÑO DE IZAJE.

a) VERIFICACION LONGITUDINAL

a.1. ESQUEMA



Si se requiere refuerzo por los momentos negativos en A y C :



a.2. VERIFICACION Y REFUERZO DE LAS SECCIONES A y C

i) En las secciones A y C los máximos momentos negativos (hacia arriba negativo y hacia abajo positivo).

$$M_A = M_C = \frac{w\ell^2}{32}$$

ii) Verificamos las tensiones en la fibra superior e inferior en vacío y realizando el izaje.

$$n_{pp_1} + n_{e_2} \geqslant -13.4 Kg/cm^2 \qquad \text{con :}$$

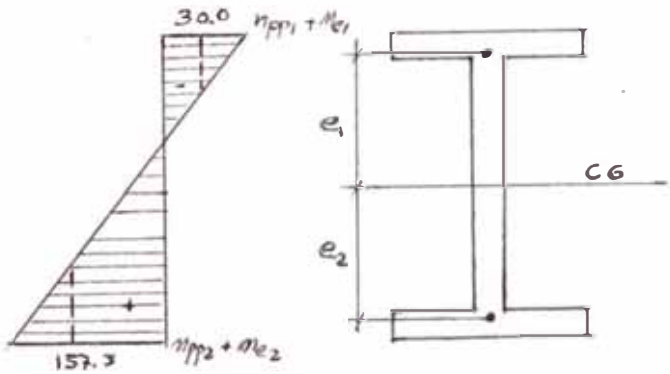
$$n_{pp_2} + n_{e_2} \leqslant 157.5 Kg/cm^2$$

$$n_{e_1} = P_e \left(\frac{1}{A} - \frac{e_1}{S} \right), \qquad n_{pp_1} = - \frac{M_A}{S}$$

$$n_{e_2} = P_e \left(\frac{1}{A} + \frac{e_2}{S} \right), \qquad n_{pp_2} = + \frac{M_A}{S}$$

iii) Si : $n_{pp_1} + n_{e_1}$, < -30.0 Kg/cm²

$n_{pp_2} + n_{e_2}$, > 157.5 Kg/cm²



$$A_s^- \times \sigma_y \times e_1 = M_{CG}^- \longrightarrow$$

$$n_{pp_1} + n_{e_1} - \sigma_{ts} + \frac{M_{CG}^-}{S} = \sigma_{t_S}$$

Si $M_{cG}^{+} = A_s^{+} \times \sigma_y \times e_2 \longrightarrow n_{pp_2} + n_{e_2}$ $\frac{M_{cG}^{+}}{S} = \sigma_{cS}$

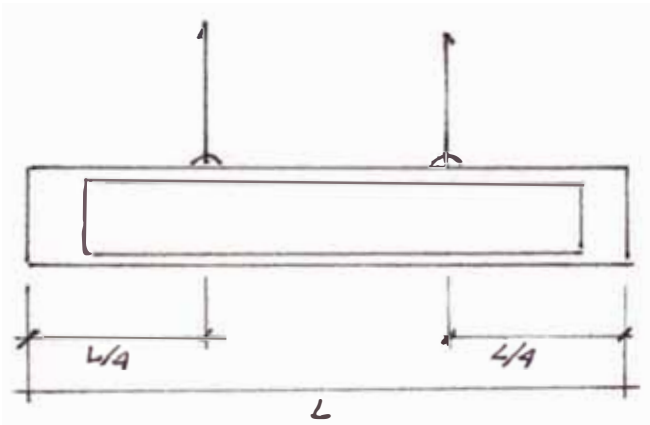
VER CUADRO A

b) VERIFICACION P. L. T.

b.1. Usamos procedimiento explicado en vigueta VA , y Cuadro 5 - 2

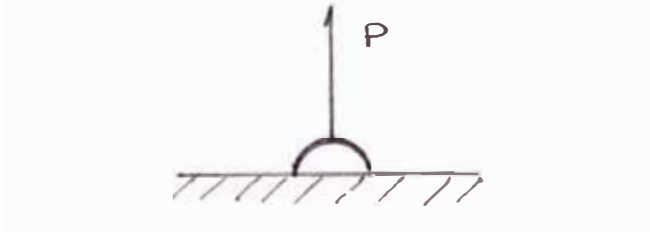
b.2. Verificamos el Enlace de Viga - Columna al P. L. T. y estableceremos las condiciones de éste.

VER CUADRO A

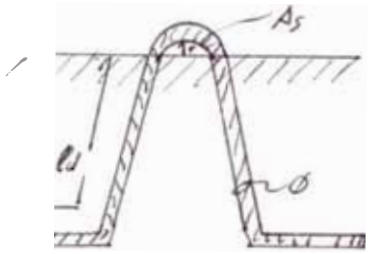


c) DISEÑO DE CABLES

VER CUADRO A

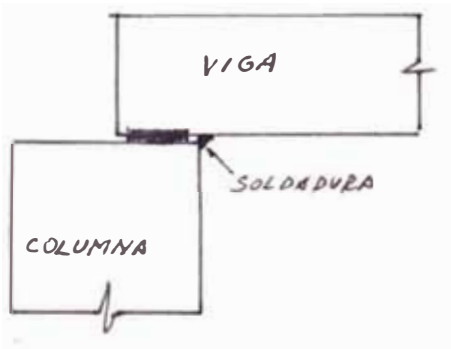


d) GANCHOS EMPOTRADOS



VER CUADRO A

e) VERIFICACION DE P. L. T. DE VIGA ENLAZADA A LA COLUMNA. (VER ENLACES).



VER CUADRO A

1.2.5. MONTAJE DE VIGAS DE SECCION VARIABLE "VV"

1. DATOS GENERALES

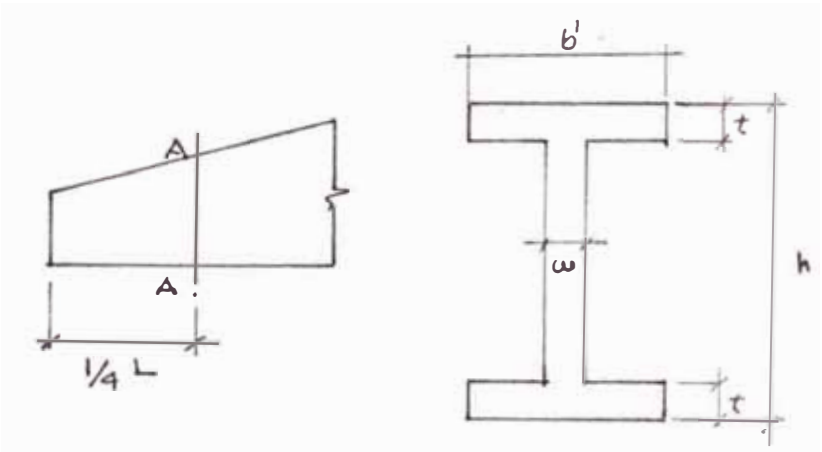
σ_{y1} = 5,500Kg/cm^2 (Cables)

σ_{y2} = 4,200Kg/cm^2 (Fierro Refuerzo)

E = 3×10^5 Kg/cm^2

$G = \frac{1}{\ } E$

Se tomará para el diseño la sección A 1/4 del extremo.

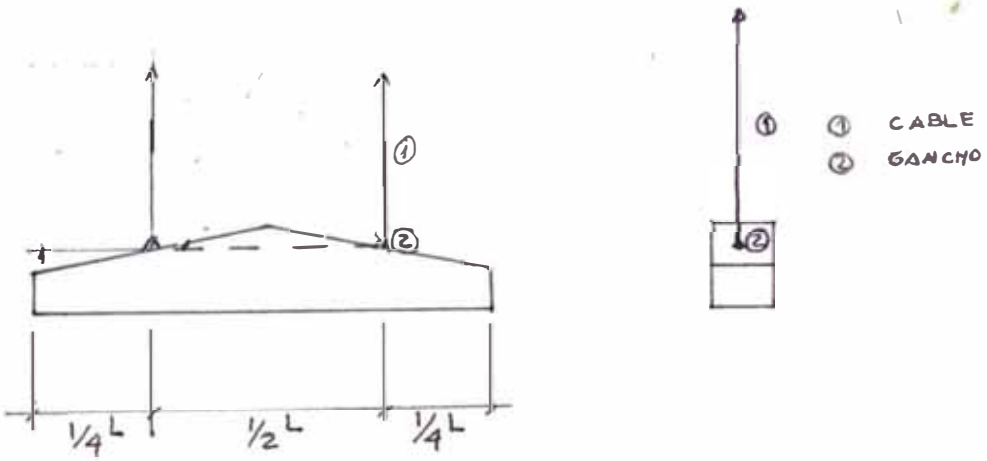


SECCION A-A

Para las características geométricas ver Cap. 2.

VER CUADRO - G. para ver : L, W, Peso. (Características prácticas).

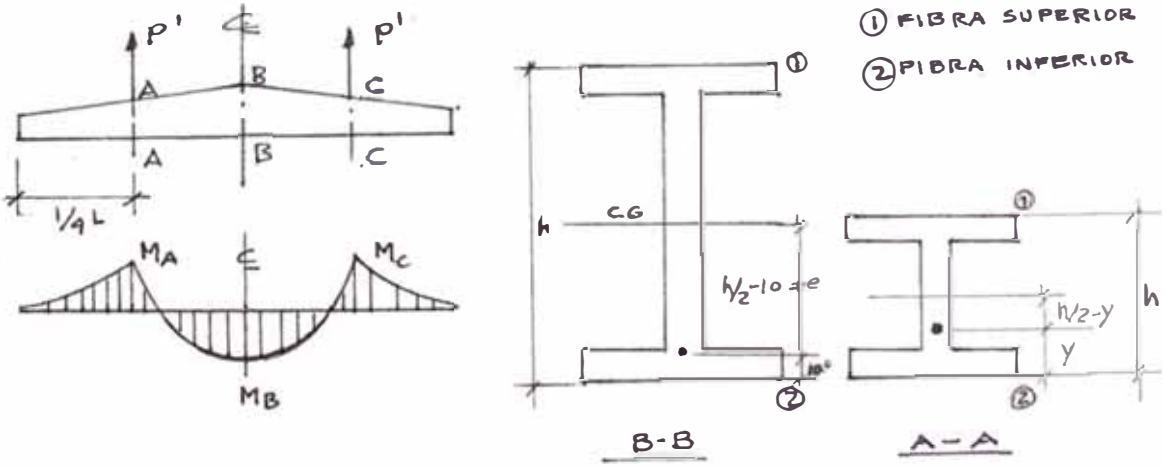
2. IZAJE GENERAL



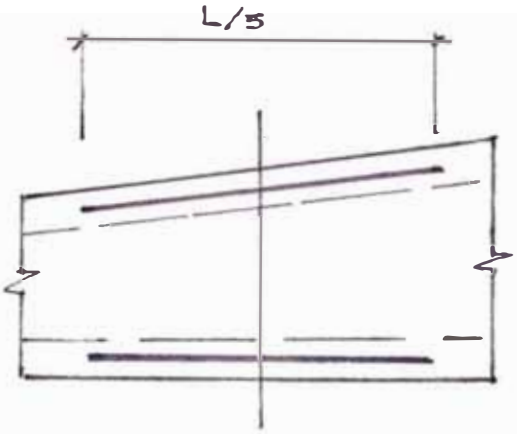
3. VERIFICACION DE ESFUERZOS Y DISEÑO DE ELEMENTOS DE IZAJE

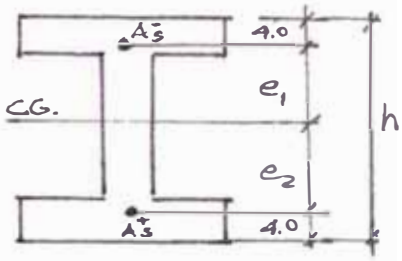
a) VERIFICACION LONGITUDINAL

a.1. ESQUEMAS



Para los refuerzos si es necesario debido a los momentos negativos en "A" y "C".





a.2. VERIFICACION Y REFUERZO DE SECCIONES A y C

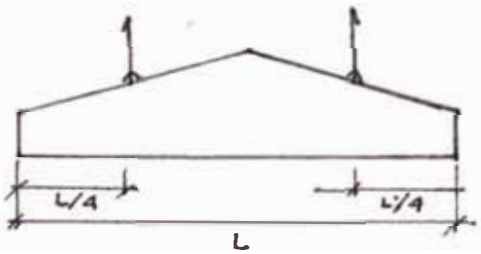
Se usaron los mismos conceptos dados para vigas de sección constante.

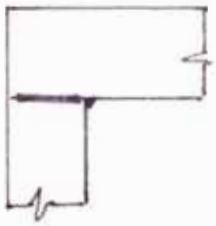
VER CUADRO B

b) VERIFICACION P. L. T.

b.1. VER CUADRO B

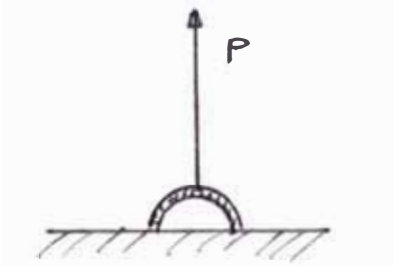
b.2. Verificar enlace al P. L. T.





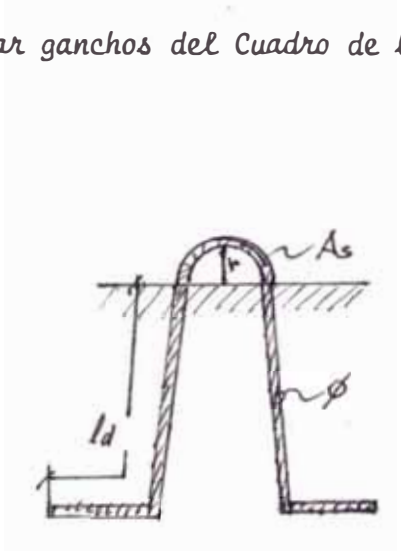
c) DISEÑO DE CABLES

Considerar cables del Cuadro de Vigas Constantes.



d) GANCHOS DE IZAJE

Considerar ganchos del Cuadro de las Vigas VK - N°



REFERENCIAS

1. "MANUAL DE LA CONSTRUCCION PREFABRICADA". THIAMER KONCZ. PAGS. 135 - 140.

2. "RESISTENCIA DE MATERIALES" TIMOSHENKO, YU. TOMOS I y II.

C A P I T U L O 6

COSTOS DE PRODUCCION Y MONTAJE

1.0. COSTOS DE PRODUCCION

La producción de las piezas prefabricadas reviste la máxima importancia, porque la mayor parte del consumo de mano de obra, del 60 al 80% correspon de a la fabricación.

Las posibilidades de mejora y desarrollo de los sistemas de la construcción hay que encontrarlas en esta parte.

En cuanto a elementos prefabricados-pretensados, gozan de los beneficios de ambos métodos de pro ducción, en cuanto al costo, lo cual puede abara tar ó encarecer la producción de acuerdo a la for ma y método productivo.

Hay que considerar que el concreto presforzado, en su fabricación se usa concreto y acero de al ta resistencia, que son mucho mas fuertes que los usados en concreto reforzado, las cantidades de

anclajes para los extremos del cable, su recubrimiento y la inyección de concreto son función de la magnitud del presfuerzo y el costo del pretensado varía con la cantidad del trabajo por ejecutar.

En cuanto a la prefabricación, conviene aplicarla cuando el volumen constructivo es a gran escala, resultando contraproducente hacerlo a pequeña escala lo cual conduce a costos más altos.

Nosotros haremos un estimado y análisis de costo de los elementos diseñados, en base a lo anterior :

1.1. ESTIMACION Y ANALISIS DE COSTOS DE LAS CUBIERTAS Y LOS ELEMENTOS[1]

1.1.1. DE ELEMENTOS PN, VA, PI, VK y VV.

a) Las cantidades de materiales se estiman en el Cuadro - A.

b) Los precios para los diferentes conceptos se calculan así :

C U A D R O - B

PRECIOS UNITARIOS DE LOS CONCEPTOS	UNIDAD	PRECIO
1. Concreto en el Lugar : f'_c = 300Kg/cm^2	$/m^3	41.43
350 "	"	56.06
2. Acero Dulce	$/Kg	0.54
3. Alambres :	$/Kg.	
ø 5mm.	"	1.15
ø 7mm.	"	1.04
4. Enderezar, cortar y colocar a 2.04 h-hr/Kg. A 0.91 $/hr. Mano de Obra (Cuadrilla de 4 Operarios)	"	0.22
5. Tubo Metálico	$/m.	0.98
6. Anclajes : Para un promedio de 12 ø 7mm.	$/Cable	57.70
7. Mano de Obra por tensado A : 3.6 h-hr/Anclaje y A 0.91 $/hr.	$/Cable	3.28
8. Equipo de Tesado e Inyección : Considerar 7% de los materiales de tesado.	%	
9. Moldes de Acero :	$/m^2	
Fondo: Reusados 75	"	0.98
Lateral: Reusados 150	"	0.49

* En los Costos Unitarios se ha considerado :

1. Materiales.
2. Mano de Obra (Sino está especificada).
3. Leyes Sociales y Bonificaciones (Especiales también).
4. $. 1.0 = 410.3 $ (Mayo de 1981)

Nota : Los Anclajes son de acuerdo al Sistema CCL., Anclaje tipo XL.

c) Costo de cada elemento : Ver Cuadro - C
Este Cuadro es producto de los Cuadros A y B.

1.1.2. COSTO UNITARIO PARA ELEMENTOS DE CUBIERTA ANEXOS A LOS DIFERENTES TIPOS DE ELEMENTOS PRINCIPALES[2]

a) LOSA INSITU PARA TECHO ALIGERADO

Costo Unitario* para losa de 5 cm. de espesor. = 1.47$/m^2.

f'_c: 210.0 Kg/cm^2

b) ELEMENTOS VIBRADOS

Bloque de Concreto de aprox. 25x40x30cm. = 0.45$/m .

c) COBERTURAS

c.1. De ladrillo pastelero = 3.62$/m^2.

c.2. De tejas de arcilla de 13x16x31.5cm. = 8.74 "

c.3. De torta de barro = 1.24 "

c.4. De asfalto impermeabilizante - 2.47 "

c.5. De planchas corrugadas de fierro galvanizado. = 4.23 "

c.6. De plancha corrugada gris (Eternit) = 7.00 "

c.7. De Plancha "Sábana Roja" (Eternit) - 4.83 "

c.8. De canalones (Eternit) =11.60 "

* Para los Costos Unitarios se ha considerado : Mano de Obra, Material, Bonificaciones.

1.1.3. ESTIMACION Y ANALISIS DE COSTO DE CLARABOYAS

a) CLARABOYA TIPO CABALLETE -1 TIPO - 2

a.1. CANTIDAD DE MATERIAL

Concreto 175Kg/cm^2	0.04	0.08	m^3/m
Acero dulce	- 15.0	30.00	Kg/m
Molde de madera	= 0.8	1.60	m^2/m

a.2. PRECIOS DE LOS MATERIALES. (SE HA INCLUIDO MANO DE OBRA, MATERIAL Y BONIFICACIONES)

Concreto f' : 175Kg/cm^2	= 33.35 $/m^3
Acero	0.54 $/Kg
Encofrado madera	6.21 $/m^2

a.3. COSTO

	TIPO-1	TIPO-2	
Concreto	= 1.33	2.67	$/m
Acero dulce	8.10	16.20	$/m
Moldes de madera	4.97	9.94	$/m
Costo Total	= 14.40	28.81	$/m

b) CLARABOYAS PLANAS. (SE CONSIDERO MANO DE OBRA Y BENEFICIOS).

b.1. Vidrio triple nacional = 1.88 $/m^2

b.2. Plancha transparente on dolux = 12 $/m^2

b.3. Plancha transparente plana = 12 $/m^2

2.0. COSTOS DE MONTAJE

2.1. Para analizar este aspecto existen diferentes varian tes que están en función de los requerimeintos de ca da elemento y el tiempo en que se quiere llevar el montaje, la decisión debe hacerse tras un análisis económico del costo total del montaje empleando diver sas combinaciones de maquinaria, para lo cual deben tenerse tabulados para cada máquina sus costos máqui na hora (día), tanto en funcionamiento como parada asi como sus rendimientos reales medios para distin- tos elementos, en este estudio debe incluirse la du ración total del montaje que en muchos casos puede ser un factor decisivo.

A continuación presentamos los cuadros necesarios pa ra un análisis económico :

CUADRO 1 : CAPACIDAD DE CARGA DE MAQUINARIAS

TIPO / VALORE	GRUA ALTA TORRE GIRATO.	AUTO GRUA ORUGAS	AUTO GRUA NEUMATICOS.	GRUA PORTICO.	GRUA MAS-TIL	GRUA MAS-TIL DOBLE	DERRIK
EXTREMOS (T.N.)	PESOS PEQUENOS - 5	1-100	1-100	5-20	1-10	1-50	1-30
MEDIOS (T.N.)	2.5	50	50	17.5	5	25	16

CUADRO 2 : PESO DE ELEMENTOS PREFABRICADOS

TIPO / VALORES	VIGUETA PARA T. ALIGER. VA	PLACAS NERVADAS PN	VIGUETAS VI	VIGAS DE SECCION CONST. VK	VIGAS DE SECCION VARIABLE VV
(T.N.) EXTREMOS		1.60-4.64	0.31-1.04	2.02-21.42	2.30-18.36
(T.N.) MEDIOS	0.41	3.12	0.68	11.72	10.33

CUADRO 3: IZAJE Y MONTAJE DE ELEMENTOS PREFABRICADOS
DATOS DE RENDIMIENTOS DE MAQUINAS - PROMEDIOS 1-5

MAQUINA / ELEMENTO.	GRUA DE TORRE GIRATORIA	AUTOGRUA SOBRE ORUGAS	AUTOGRUA SOBRE NEUMATICO	GRUA MASTIL SIMPLE	GRUA MASTIL DOBLE
(u/día) PN	24	19	21	12	12
(u/día) VA	60	40	45	30	
(u/día) VI	60	40	45	30	-
(u/día) VK	10	10	11	5	3
(u/día) VV	10	10	11	5	3
ELEMENTOS:	LIGEROS	PESADOS	PESADOS	MEDIOS	MEDIOS-PESA.

Se han considerado en los rendimientos un 20% menos, como factor de seguridad para cubrir imprevistos.

CUADRO 4 : ALQUILER DE MAQUINARIA PROMEDIA

MAQUINA	CARACTERISTICAS	ALQUILER DIARIO. CONSIDERA 8h/DIARIAS
GRUA TORRE-GIRATORIA	$4^T x 12^m - 1.45^T x 35^m$	690.81 $/DIA
AUTOGRUA DE ORUGAS	$15^T x 15^m$	242.65 "
AUTOGRUA DE NEUMATICOS	$18^T x 22^m$	340.36 "
GRUA MASTIL SIMPLE	5^T	209.97 "

En el alquiler se ha considerado · Operador, Combustible, Desgastes. No se ha considerado utilidad y gastos administrativos que son por lo general un 15% más.

CUADRO 5 : COSTO DE MONTAJE POR ELEMENTO
CUADROS 3 y 4 TOMADOS EN CUENTA

AQUI ELEMENTO	GRUA DE TORRE GIRATORIA	AUTOGRUA DE ORUGAS	AUTOGRUA DE NEUMATICOS	GRUA MASTIL SIMPLE
($/u) PN	28.78	12.77	16.21	17.50
($/u) VA	11.51	6.07	7.56	7.00
($/u) VI	11.51	6.07	7.56	7.00
($/u) VK	69.08	24.27	30.94	41.99
($/u) VV	69.08	24.27	30.94	41.99

2.2. Hay que considerar que la duración que tendrá la obra es factor importante para determinar el equipo de montaje tal como :

Poco Tiempo para Montaje	→	Equipo Rápido de Montaje	→ Costo de Montaje por Elemento Alto.
Mucho Tiempo para Montaje	→	Equipo Lento de Montaje	Costo de Montaje por Elemento Bajo.

Por lo que se ve hay que realizar un adecuado estudio de posibilidades con diversas combinaciones de tiempo y costo de montaje, para elegir el medio adecuado.

2.3. Tenemos en cuanto al costo de montaje representa para los elementos : (%de su costo por elemento*)

						Costo Promedio
1.	Elementos PN	:	7	40%		: 20%
2.	Elementos VA	:	24	- 45%		30%
3.	Elementos VI	:	9	52%		30%
4.	Elementos VK	:	2	- 16%		10%
5.	Elementos VV	:	2	77%		10%

* Como cálculo aproximado se puede tomar como % del costo del elemento (Ver Cuadro C) , el costo del montaje promedio del resumen anterior.

3.0. COMPARACIONES ECONOMICAS DE LA CONSTRUCCION PREFABRICADA-PRETENSADA CON LAS DE ACERO, CONCRETO REFORZADO Y PREFABRICADOS DE CONCRETO NORMAL[7-6]

Lo que se va a exponer en este punto, se hace con la finalidad de que sirva de guía para un análisis de costo de diferentes tipos de construcción, que son por lo general competitivas cuando pueden ser aplicadas a un mismo problema de edificación.

Aunque los costos pueden ser iguales para un mismo caso de una estructura hecha con diferentes materiales, para elegir se compara los aspectos de resistencia al fuego y los gastos de entretenimiento.

3.1. COMPARACION ENTRE LA CONSTRUCCION PREFABRICADA- Y LAS DE ACERO

Indicaremos solo algunas relaciones generales tales como :

i. $\dfrac{\text{CANTIDAD ACERO PRETENSADO - PREFABRIC.}}{\text{CANTIDAD ACERO DE ESTRUCTURA DE ACERO}} = 0.1$

ii. $\dfrac{\text{TRANSPORTE Y MONTAJE P-P}}{\text{TRANSPORTE Y MONTAJE A.}} = 1.25$

iii. COSTO ESTRUCTURA PRETENSADO-PREFAB. $\leq$ COSTO DE ESTRUCTURA DE ACERO.

Como es de suponer los costos de las estructuras de acero y de hormigón o concreto pretensado varían según las circunstancias, pero las estructuras de hormigón armado son por lo general más baratas.

3.2. COMPARACION ECONOMICA ENTRE LA CONSTRUCCION PREFABRICADA - PRETENSADA Y LAS DE CONCRETO ARMADO

Las relaciones promedias son :

i. $\dfrac{\text{CONCRETO P - P.}}{\text{CONCRETO DE C.A.}} = 0.5$

ii. $\dfrac{\text{ACERO P - P.}}{\text{ACERO C. A.}} = 0.25$

iii. $\dfrac{\text{MATERIAL MOLDES P - P}}{\text{MATERIAL MOLDES C. A.}} = 2.25$

iv. $\dfrac{\text{MATERIAL PARA ANDAMIOS P - P}}{\text{MATERIAL PARA ANDAMIOS C. A.}} = 0.1$

Tener en cuenta que estas relaciones pueden aumentar o disminuir de acuerdo a los equipos trabajos.

3.3. RELACION PREFABRICADO-PRETENSADO Y PREFABRICADO NORMAL

i. $\dfrac{\text{CONCRETO P - P}}{\text{CONCRETO P. N.}} = 0.9$

ii. $\dfrac{\text{ACERO P - P}}{\text{ACERO P.N.}} = 0.5$

iii. $\dfrac{\text{MOLDES P - P}}{\text{MOLDES P. N.}} = 1.3$

iv. $\dfrac{\text{TRANSPORTE Y MONTAJE P - P}}{\text{TRANSPORTE Y MONTAJE P. N.}} = 0.8$

Considerar qu el medio, condiciones locales e individuales, pueden hacer variar estas relaciones.

3.4. EJEMPLO DE COMPARACION DE DOS CUBIERTAS UNA DE ACERO Y OTRA PREFABRICADA EN CUANTO AL COSTO

a) DATOS

Lugar	:	Lima
Cubierta	:	Calamina Gage #28
σ_y	:	2,500Kg/cm

Electrodos 60xx

Pernos A - 307

Prefabricados Vigas , Viguetas

Dimensiones

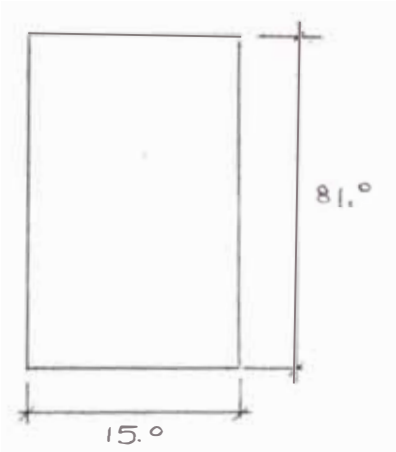
Largo : 81m

Ancho : 15m

Altura : 3.50m

Elegir dos alternativas : Cubierta de acero o de prefabricados-pretensados.

b) ESQUEMA



Ver Planos de Cubierta de Acero.

Para la Cubierta Prefabricada-Pretensada ver Cuadros : Capítulo 1 y Cuadros de sarrollados anteriormente.

c) ESTIMACION DE COSTO DE LOS DOS TIPOS DE CUBIERTA.

Ver el Cuadro siguiente .

	CUBIERTA DE ACERO							CUBIERTA PREFABRICADA-PRETENSADA			
ELEMENTO	TIPO DE ELEMENTO	PESO UNITARIO	LONGITUD	CANTIDAD	TOTAL	COSTO UNITARIO	COSTO	TIPO DE ELEMENTO	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	TOTAL
VIGA	VS 40x32	32.1Kg/m	15.0m	12.0u	5,778.0Kg	1.2$/Kg	6,933.6	VV-4	10.0u	584.1 $/u	5,841 $
VIGUETA	⊏ 176x90 x25x3	9.6Kg/m	7.4m	132.0u	9,377.3Kg	1.2$/Kg	11,252.8	VI-2	108.0u	55.38$/u	5,981.0$
ARRIOSTRES	ø 5/8	1.6Kg/m	1.6m	170.0u	435.2Kg	0.54$/Kg	235.0$				
CUBIERTA	PLANCHA CORRUGADA DE F. G. GAGE 28				1,215m^2	4.23$/m^2	5,139.5	PLANCHA CORRUGADA DE F. G.GAGE28	1,215.0m^2	4.23$/m^2	5,139.5$
TOTAL							23,560.9$				16,962.0$

1. En los costos se ha considerado : Mano de Obra, Material, Bonificaciones.
2. Para el caso de la cubierta de acero se ha considerado en los Costos Unitarios la soldadura y elementos anexos como : tuercas, tornillos, etc. (Ver Planos adjuntos).
3. Para los elementos de acero también se consideró el montaje como un 10% del C. U.
4. Para la cobertura de prefabricados - pretensados se usó los valores del Cuadro - A, más un 15% para las vigas y 30% para la vigueta debido al montaje.

Del Cuadro se deduce que es más conveniente la cubierta pretensada-prefabricada.

Pero hay que tener en cuenta que :

1. Estos valores son mas que todo referencia les, habría que profundizar en los detalles y demás partes de la estructura total.
2. Sería conveniente también tener en cuenta los costos de mantenimiento y protección de la estructura de acuerdo a su material de construcción

REFERENCIAS

1. "CALCULO DE LAS ESTRUCTURAS DE CONCRETO PREES FORZADO" - T. Y. LIN. PAGS. 491 - 493.

2. "TABLAS DE PRECIOS Y COSTOS UNITARIOS DE CONS TRUCCION" - CAPECO.

3. "SEMINARIO DE PREFABRICACION" - FERNANDEZ ORDONES PAG. 285 - TOMO 2.

4. "MANUAL DE LA CONSTRUCCION PREFABRICADA" - THIAMER KONCS. CAP. 1 y 2 DEL TOMO I y CAP. 5 DEL TOMO II.

5. "SEMINARIO DE PREFABRICACION" - FERNANDEZ ORDONES CAP. 17 - TOMO II.

6. "CONSTRUCCION CON MATERIALES PREFABRICADOS" - MOKK LASLO. CAP. 5.

7. "CALCULO DE LAS ESTRUCTURAS DE CONCRETO PREES FORZADO" T. Y. LIN. PAGS. 481 - 497.