



Escuela Nacional de Estudios Profesionales

“ ARAGON “

OPTIMIZACION DE VIGAS DE
ALMA ABIERTA

TESIS
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
PRESENTA:
JAVIER OLVERA YAÑEZ



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

Escuela Nacional de Estudios Superiores
C94 101

Sist 29546



ORGANIZACIÓN DE VIDAS EN
ALTA CALIDAD

TEST
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A
JAVIER OLIVERA YANIZ



UNIVERSIDAD NACIONAL
ARAGON

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGON
DIRECCION

JAVIER OLVERA YAÑEZ
P R E S E N T E .

En contestación a su solicitud de fecha 2 de septiembre del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. FELIPE DE JESUS GUTIERREZ ESCUDERO pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado " OPTIMIZACION DE VIGAS DE ALMA ABIERTA ", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Sin otro particular, aprovecho la ocasión para reiterar a usted las bondades de mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
San Juan de Aragón, Edo. de Méx., septiembre 8 de 1983.
EL DIRECTOR

LIC. SERGIO ROSAS ROMERO

c.c.p. Coordinación de Ingeniería.
Unidad Académica.
Departamento de Servicios Escolares.
Director de Tesis.

Con cariño para mis padres por el apoyo que me brindaron para la culminación de mis estudios.

Sr. Francisco Olvera López.

Sra. Rufina Vañez de Olvera.

A todos mis hermanos: Ana María, Francisco, Margarita, Ernesto, Daniel y Juanita en agradecimiento a su valiosa ayuda, a mis amigos y en especial a mis ahijados la Sra. Raquel Garrido de Núñez y Marco Antonio Núñez por la intangible pero indispensable colaboración para la realización de mi preparación profesional.

A mi querida ENEP ARAGON, a los señores - -
Profesores, por haberme dado cabida para la -
realización de mi carrera profesional.

Agradezco en especial al Ing. Felipe de Jesús -
Gutiérrez Escudero, por su valiosa colaboración
en la elaboración de esta tesis y por sus buenos
consejos y orientación en la culminación de mis
estudios.

I N D I C E

	Pág.
- INTRODUCCION	1
- CAPITULO I: ESTRUCTURACION	
1. Partes de una armadura	4
2. Tipos de armaduras	5
3. Selección del tipo de armadura	9
4. Separación lateral y - apoyo de las armaduras ...	10
5. Cargas en armaduras	11
6. Estimación de cargas en armaduras	17
7. Contraventeo en armadu- ras	19
- CAPITULO II: ANALISIS	
1. Hipótesis de cálculo	23
2. Método de los nudos	26
3. Método de las seccio <u>o</u> nes	27
4. Método de Cremona	29
5. Método de las rigide- ces	33

.....

	Pág.
6. Método de las flexibilidades	40
7. Esfuerzos secundarios de flexión debidos a la rigides de los nudos	46
- CAPITULO III: DISEÑO	
- . Diseño de una armadura de techo	47
- CAPITULO IV: OPTIMIZACION	56
- CONCLUSIONES	161
- BIBLIOGRAFIA	163

INTRODUCCION.

Las armaduras se pueden definir como vigas grandes, de gran peralte y de alma abierta. En general están constituidas por miembros formando triángulos o grupos de triángulos, siendo el número de combinaciones casi infinito. El propósito de las armaduras para techo es servir de apoyo a una cubierta para protegerse contra los elementos naturales (lluvia, nieve, viento) y plafones. A la vez que realizan estas funciones deben soportar tanto las techumbres como su peso propio.

Para cubrir un claro dado a menudo el ingeniero se ve ante el dilema de elegir entre una armadura o una viga de alma llena no existiendo otros factores la elección probablemente estará basada en consideraciones económicas. Al cubrir un cierto claro, si se usan armaduras, casi siempre se utilizará menor cantidad de material, sin embargo, el costo de fabricación y montaje de las armaduras será probablemente mayor, que el requerido para las vigas. Para claros cortos, el costo total de las vigas (material, fabricación, montaje) será decididamente menor que para armaduras pero a medida que los claros son mayores, los costos más elevados de fabricación y montaje de armaduras -- por grandes que sean, serán anulados por el ahorro en material. Una ventaja adicional de las armaduras es que para las mismas cantidades de material, -- son más rígidas que las vigas.

Con respecto al peralte de las armaduras, debe considerarse que, para claro y carga dados, conforme una armadura se hace más peraltada los miembros de las cuerdas se irán haciendo menores, pero también las longitudes de las barras del alma irán aumentando. Esto significa que las relaciones de esbeltez de los miembros del alma se convierten en un factor determinante por necesitarse miembros más pesados.

Es imposible dar un claro económico mínimo para las armaduras de acero. Pueden utilizarse para claros tan pequeños como 30 ó 40 pies, (9.14 ó 12.19 m) y tan grandes como de 300 a 400 pies (91.44 a 121.92 m).

Los términos paso y pendiente se usan constantemente en las armaduras. Paso de una armadura simétrica es el cociente de dividir la distancia vertical -- que se eleva la cuerda superior (con respecto a su punto más bajo) lo que de nominamos peralte entre el claro. Si la armadura es asimétrica, el valor nu

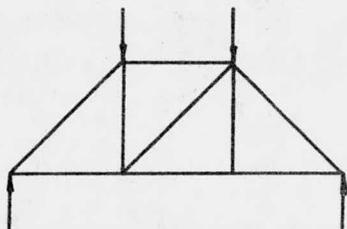
mérico de su paso no tiene sentido. En este caso, se dan las pendientes de la armadura a cada lado.

La pendiente de un lado es el cociente de dividir la distancia vertical que se eleva la cuerda superior en ese lado con respecto a su punto más bajo, entre su proyección horizontal; en general, se define al mencionar un cierto número de pulgadas por pie horizontal. Para las armaduras simétricas, la pendiente es igual al doble del paso. (En sistema decimal se da en una relación directa o en %).

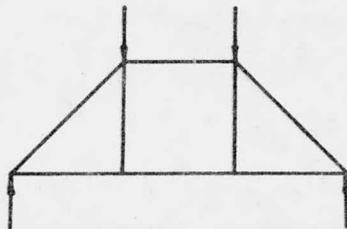
Tipos de configuración.

Una configuración completa es aquella que se compone del número mínimo de miembros necesarios para formar una estructura hecha completamente de triángulos, figura 1.

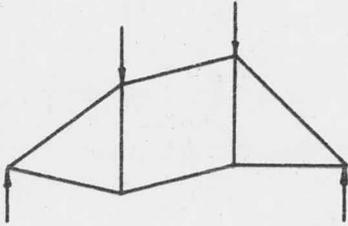
Una configuración incompleta es un entramado no compuesto totalmente de triángulos, figura 1b. Para cargas simétricas esta configuración puede ser estable, pero si la carga es asimétrica, ocurrirá una distorsión que puede provocar la falla, figura 1c. Una configuración incompleta se considera que es inestable y siempre debe evitarse. Una configuración redundante, es un entramado que contiene un número de miembros mayor que el requerido para formar el número mínimo de triángulos, figura 1d. En la armadura ilustrada, se muestran dos diagonales en el tablero central; una de las diagonales se llama miembro redundante. Sin embargo, en la práctica, estas dos diagonales, formadas de varillas, se usan frecuentemente; como las varillas son capaces de resistir únicamente fuerzas de tensión, de las dos varillas diagonales en el tablero, solamente una de ellas actuará a la vez.



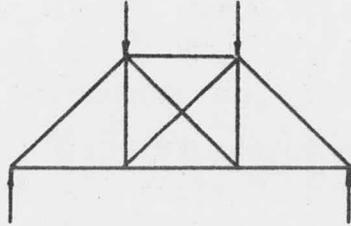
(a) Configuración completa.



(b) Configuración incompleta.



(c) Configuración inestable.



(d) Configuración hipers-tática.

Fig. 1

CAPITULO

I

ESTRUCTURACION.

1. PARTES DE UNA ARMADURA.- En general, una armadura está compuesta por las cuerdas superiores e inferiores y por los miembros del alma, figura 2. La cuerda superior consta de la línea de miembros más alta que se extiende de un apoyo a otro pasado por la cumbrera. Para armaduras triangulares, el es fuerzo máximo en la cuerda superior ocurre generalmente en el miembro contiguo al apoyo. La cuerda inferior de una armadura está compuesta por la línea de miembros más baja que va de un apoyo a otro. Como en la cuerda superior, el esfuerzo máximo en la cuerda inferior de armaduras triangulares, - se establece en el miembro adyacente al apoyo.

Los miembros que unen las juntas de las cuerdas superior e inferior son los miembros del alma, y dependiendo de sus posiciones se llaman verticales o diagonales. En base al tipo de los esfuerzos, los miembros a compresión de una armadura se llaman puntales miembros que están sometidos a esfuerzos de tensión se llaman tirantes. La junta en el apoyo de una armadura triangular se llama junta de talón, y la junta en el pico más alto se le llama cumbrera. Los puntos en donde se unen los miembros del alma a las cuerdas reciben el nombre de nudos.

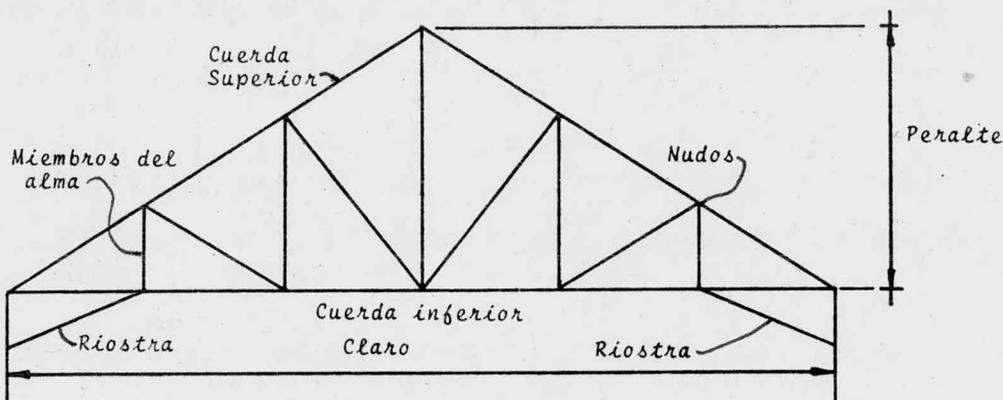


Fig. 2

2. TIPOS DE ARMADURAS.- Las armaduras pueden ser de cuerdas paralelas o de dos aguas. En el pasado las armaduras de techo a dos aguas probablemente han sido más usadas para construcciones de claros cortos y las armaduras de cuerdas paralelas para claros mayores. Sin embargo, la tendencia actual, ya sean claros grandes o pequeños parece desentenderse de las armaduras a dos aguas y preferir las cuerdas paralelas debiéndose el cambio a la apariencia deseada y quizás a la construcción más económica de las cubiertas.

En la figura 3. se muestran algunos de los tipos más usados de armaduras para techo. Buena parte de esos tipos son denominados según el nombre de los ingenieros o arquitectos que las diseñaron originalmente. En los párrafos siguientes se hacen algunas observaciones con respecto a dichos tipos.

Las armaduras Warren y Pratt probablemente han sido las más usadas para techos planos (pendientes de $3/4$ a $1-1/4$ pulgadas por pie), pues los componentes de la cubierta pueden colocarse más a satisfacción que los otros tipos. Estas armaduras pueden ser utilizadas económicamente en techos planos para claros entre 40 y 125 pies (12.19 y 38.1 m), si bien han sido usadas para claros tan grandes como 200 pies (60.99 m).

La Warren es generalmente más satisfactoria que la Pratt. Los techos pueden ser completamente planos para claros que no excedan de 30 ó 40 pies (9.144 ó 12.19 m), pero para claros mayores, se usan las pendientes mencionadas con fines de drenaje o escurrimiento.

Las armaduras a dos aguas Pratt y Howe son los tipos más comunes de armaduras de peralte medio. Las pendientes que aquí se presentan quedan entre las dadas para la Warren, Pratt y la Fink. Tienen claros máximos económicos de 90 ó 100 pies, (27.43 ó 30.48 m).

Para techos de pendiente fuerte (con declives de 5 ó 6 pulgadas por pie) la armadura Fink es muy popular. Las armaduras Pratt y Howe también pueden usarse para pendientes fuertes pero generalmente no son tan económicas. La armadura Fink ha sido utilizada para claros del orden de 120 pies (36.576 m). Un techo que la hace más económica es que la mayoría de los miembros están en tensión, mientras que los sujetos a compresión son bastante cortos. La triangulación de una armadura se proyecta tomando en cuenta el espaciamiento de los largueros. Ya que usualmente es conveniente localizar los largueros sólo en los vértices de los triángulos, la triangulación principal puede subdividirse. Las armaduras Fink pueden ser divididas en un gran número de triángulos y coincidir casi con cualquier espaciamiento de los largueros. La estructura Fink de abanico mostrada, ilustra muy bien la subdivisión.

Si es aceptable una cubierta curva, la armadura tipo Bowstring puede usarse económicamente para claros de hasta 120 pies (36.576 m), aunque en ocasiones ha sido usada satisfactoriamente para claros mucho mayores. Cuando se diseña correctamente, esta armadura tiene la característica poco usual de que los miembros de su alma están sujetos a esfuerzos muy pequeños. A pesar del gasto adicional para techar la cuerda superior, esta armadura ha probado ser muy popular para almacenes, supermercados, garages y construcciones industriales pequeñas. El radio de curvatura recomendado para la cuerda superior se da en la figura.

Cuando se planean claros de más de 100 pies (30.48 m), debe tomarse en consideración el uso de arcos de acero, ya que pueden proporcionar soluciones más económicas. El arco triarticulado es el único que se muestra aquí. En comparación con el biarticulado y el empotrado, tiene las siguientes ventajas:

1. Su análisis es más fácil, ya que es estáticamente determinado.
2. Los hundimientos diferenciales de las cimentaciones deficientes no son de importancia capital como podrían serlo para un arco hiperestático.
3. El montaje se simplifica, ya que las dos mitades de un arco pue-



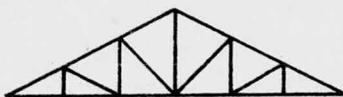
Warren



Pratt



Pratt



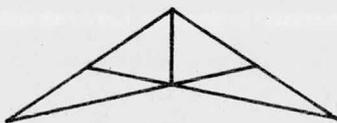
Howe



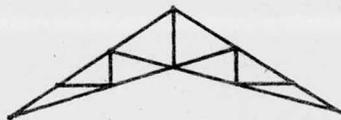
Abanico simple



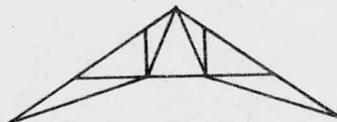
Fink



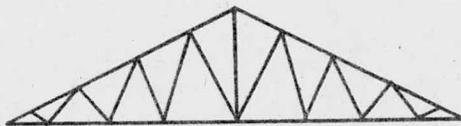
Tijera simple



Tijera modificada



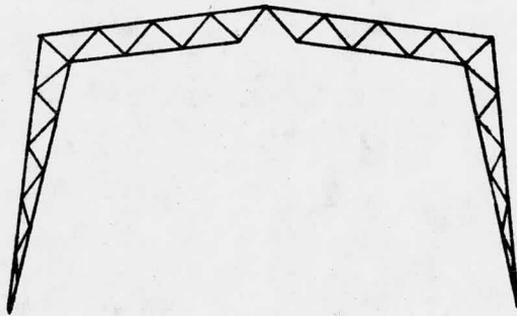
Tijera Polanceau



Tipo Belga

Diferentes tipos de armaduras

Fig. 3



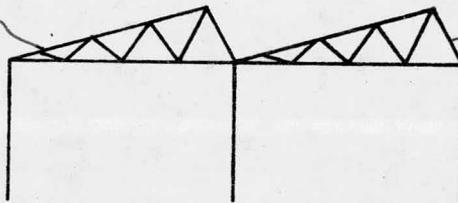
Arco de tres articulaciones

$$\text{Radio} = \frac{4h^2 + 4l^2}{8h}$$



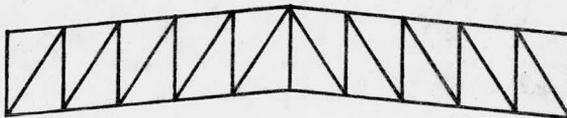
De cuerda y arco

Cubierta de
techo



Tragaluces

Diente de sierra



Cuadrangular

Diferentes tipos de armaduras.

Fig. 3

den montarse por separado conectándolos posteriormente con el -- perno de la articulación central.

La armadura de tijera (así llamada por su parecido a un par de tijeras) puede ser satisfactoria para soportar techos de claro corto en iglesias y otras construcciones con techos de pendientes fuertes. Las armaduras en diente de sierra pueden utilizarse cuando se desea una iluminación natural adecuada -- por medio de ventanales en construcciones anchas. Sus caras más inclinadas llevan los ventanales y están generalmente orientadas al norte para iluminación difusa más pareja. Se usan cuando no es objeción su gran número de columnas. Una armadura para techo de gran claro, que ha sido usada para claros muy por arriba de los 100 pies (30.48 m) es la armadura cuadrangular. -- Cerca de la línea central de esta armadura, se invierten las diagonales con el objeto de mantenerlas en tensión, hasta donde sea posible.

3. SELECCION DEL TIPO DE ARMADURA.- La elección de un tipo particular de armadura depende de cierto número de detalles, entre los que pueden citarse: - claro, carga, tipo preferido de cubierta desde el punto de vista arquitectónico, clima, iluminación, aislamiento y ventilación. En siguientes párrafos se presenta una discusión de algunos de los factores más importantes que pueden afectar la elección.

Declive o inclinación. El declive deseado en una armadura controla en gran parte la selección del tipo de armadura por emplear, porque, como se indicó anteriormente, tipos diferentes de armaduras son económicos para declives diferentes. Por ejemplo, la armadura Fink es bastante satisfactoria para techos con declive de consideración.

Material de la cubierta. El tipo de material utilizado para la cubierta tiene importancia en la selección de la pendiente del techo. Por ejemplo, las cubiertas de composición terminadas con alquitrán o asfalto y arenilla probablemente no son satisfactorias para declives mayores de una pulgada por pie, ya que el alquitrán tenderá a escurrir durante los meses calientes del verano a pesar de disponer del llamado alquitrán para techos con declive. Cuando se usan cubiertas preparadas con asfalto 12 y arenillas, son posibles pendientes mayores. Las pendientes conveniente para techos de pizarra son de -- unas 7 pulgadas por pie, ya que el agua tiende a socavar la pizarra en pendientes muy tendidas. Pueden obtenerse otras pendiente según las indicaciones

de los fabricantes, de los diferentes tipos de recubrimientos para techo, o de material como asbesto cemento en donde se pide normalmente una pendiente mínima del 13%.

Consideraciones de fabricación y transporte. Las dificultades de fabricación y transporte deben considerarse al seleccionar el tipo de armadura por usar, en cada caso particular. Económicamente es conveniente fabricar en el taller tanto como sea posible; si es posible la armadura completa y embarcarla a la obra para su montaje. Desde el punto de vista del transporte el peralte de una armadura es a menudo el factor determinante. Como ejemplo en una construcción particular, se considera que el calculista estima que una armadura de 15 pies (4.57 m) de peralte será la más económica, pero la ruta según la cual deben transportarse las armaduras limita las alturas máximas a 12 pies (3.66 m). Por lo tanto, la armadura debe limitarse a 12 pies (3.66 m) de peralte como máximo. Aunque sea un poco más pesada, la armadura completa debe ser presentada o armada en el taller.

Efecto arquitectónico. La idea del arquitecto, como es el efecto estético que se desee, puede ser el factor determinante. Por ejemplo, si piensa en un techo plano su elección se verá reducida a una o dos armaduras.

Clima. El clima en una área determinada, puede ser de importancia particular, como son los casos ya sea de tener que drenar lluvias, o bien de retención de nieve y hielo.

4. SEPARACION LATERAL Y APOYO DE ARMADURAS.- La separación lateral de armaduras depende de la clase de material para la cubierta, claro de armaduras y condiciones de cimentación. Las distancias usuales de centro a centro varían entre 12 y 30 pies (3.35 y 9.14 m), utilizando separaciones reducidas para claros pequeños y separaciones grandes para claros grandes. Para claros de 50 a 60 pies (15.24 a 18.29 m), las distancias de 12 a 20 pies (3.36 a 6.096 m) son comunes, mientras que las distancias de 15 a 24 pies (4.572 a 7.3152 m) son comunes para claros de 90 a 100 (27.432 a 30.48 m). En el caso de armaduras de gran claro, esto es mayores de 140 ó 150 pies (42.67 ó 45.72 m) la separación de centro a centro podrá llegar a ser de 50 ó 60 -- pies (15.24 ó 18.288 m). Los largueros para separaciones tan grandes como las indicadas, son probablemente otro tipo de armaduras que forman junto -- con los principales, una serie de marcos horizontales. Son estas armaduras

las que proporcionan gran parte del arriostramiento lateral necesario. -- Cuando las condiciones del terreno son deficientes, originando cimentaciones costosas, el encargado de proyectar podrá utilizar separación entre -- armaduras, mayor que la utilizada en condiciones normales.

La armadura común y corriente puede ser apoyada en muros de ladrillo, bloques o concreto, o en columnas de acero o de concreto reforzado. En general las armaduras se fijan por sus extremos a estos muros o columnas con pernos de anclaje. Para permitir la expansión y contracción por temperatura, se necesita generalmente que los pernos de anclaje de un extremo estén en un agujero ranurado en la placa de apoyo para dar lugar a los movimientos necesarios. La variación estimada en la longitud de la armadura es -- igual a la suma del coeficiente de expansión (dilatación) multiplicado por la variación estimada de temperatura, más el diámetro del perno de anclaje más un pequeño margen. Debe considerarse la temperatura durante el montaje, ya que aquella puede modificar la colocación del perno de anclaje o la localización de la ranura. Si la armadura es montada a mediados del verano, parece lógico que el perno de anclaje este cercano al extremo interior de la ranura, ya que la armadura estará dilatada hasta casi tener su mayor longitud prevista. Las cargas muertas y vivas soportadas por una armadura también afectan su longitud.

5. CARGAS EN ARMADURAS.- Cargas muertas. Para determinar los esfuerzos en miembros de las armaduras, el primer paso es estimar las cargas que será necesario soportar con las armaduras. En general, serán cargas muertas y cargas vivas. Las primeras incluyen el peso de todos los materiales de -- construcción soportados por la armadura y las últimas incluyen las cargas -- de nieve y viento.

Los siguientes párrafos contienen los materiales que se consideran al estimar las cargas muertas: cubierta de techo, largueros, viguetas de lecho y contraventeos, plafón, cargas suspendidas y el peso propio de la armadura. Obviamente, todas estas cargas no se pueden determinar exactamente antes -- de que se diseñe la armadura, pero todas ellas pueden ser revisadas después para ver si se ha estimado con suficiente aproximación. Las cargas muertas son fuerzas verticales hacia abajo, y por esto, las reacciones o fuerzas -- soportantes de la armadura son también verticales para esas cargas.

Materiales para techado. Los materiales que constituyen la cubierta del techo, tales como la pizarra y el tejado, se determinan primero. La tabla I proporciona los pesos aproximados en libras por pie cuadrado de algunos de los materiales de cubierta de uso mayor.

Viguetas y largueros de techo. Los pesos usuales para viguetas de techo hechos de madera se dan en la tabla II. Es conveniente estimar su peso en libras por pie cuadrado de la superficie del techo, de tal modo que se pueda agregar a las otras cargas muertas en la determinación de las fuerzas hacia abajo en los nudos.

Cuando no existe plafón en la construcción, es generalmente admisible instalar el contraventeo en la cuerda inferior de las armaduras para mantener las en planos verticales. La construcción de techos rígidos puede servir como contraventeo suficiente para la cuerda superior. Sin embargo, para armaduras de 60 pies y mayores, el contraventeo se usa invariablemente. El peso del contraventeo rara vez excede de 1 lb/pie cuadrado de la superficie del techo.

Cargas colgadas. Cuando se cuelga un plafón de la cuerda inferior, su peso debe tomarse en consideración al diseñar la armadura. Generalmente es admisible suponer 10 lb/pie cuadrado para el peso de esta construcción. Otras cargas que suelen colgarse son los candiles y grandes implementos de iluminación, equipo mecánico, etc. Sus pesos deberán estimarse en forma aproximada y determinar sus posiciones exactas.

Peso estimado de las armaduras. El peso de las armaduras pueden ser estimados por los calculistas con base a sus experiencias previas o mediante algunas referencias a diversas tablas, curvas o fórmulas que han sido desarrolladas para tal fin. Un factor importante que debe tenerse presente es que el calculista no puede, desde luego estimar las cargas de nieve, hielo o viento con más de un 1% de aproximación. Además, sólo puede estimar con cierta aproximación lo que los usuarios del edificio puede colgar de las armaduras. Esto muestra que es ilusorio esperar que el calculista estime los pesos de la armadura con aproximación del 1%. De hecho, estimaciones con aproximación del 10%.

Tabla I. PESOS APROXIMADOS DE MATERIALES PARA TECHADO.

Material del techado	Peso por pie cuadrado
Tejamanil	1b.
madera.....	3.0
asbesto.....	5.0-6.0
asfalto, pizarra-recubierta.....	2.0
Pizarra	
3/16" de espesor.....	7.0
1/4" de espesor.....	10.0
3/8" de espesor.....	12.0-14.0
Tejas de barro	
plana.....	12.0-16.0
española.....	10.0-14.0
Techado compuesto	
fieltro 4 capas.....	4.0-5.0
fieltro 5 capas.....	6.0-8.0
Lámina corrugada	
calibre 20	2.0
calibre 18	3.0
Hojalata estañada.....	1.0
Cobre, en láminas.....	1.0
Plomo, en láminas.....	7.0
Enduelado, de madera	
pino y abeto americano, 1" de espesor....	3.0
pino amarillo, 1" de espesor.....	4.0
Concreto pobre por 1" de espesor.....	8.0
Losa de concreto, de cenizas, por 1" espesor.	9.0
Placa de yeso, por 1" de espesor.....	8.0
Plafón de yeso.....	10.0

Tabla II. PESOS DE LARGUEROS DE TECHO, POR PIE CUADRADO DE SUPERFICIE DE TECHO.

Clase de madera	Pino blanco, pino y abeto americano				Pino amarillo			
	12"	16"	20"	24"	12"	16"	20"	24"
Separación								
plg	1b.	1b.	1b.	1b.	1b.	1b.	1b.	1b.
2 X 4	1.3	0.9	0.8	0.6	1.7	1.2	1.0	0.8
2 X 6	1.9	1.4	1.1	1.0	2.5	1.9	1.5	1.3
2 X 8	2.5	1.9	1.5	1.3	3.4	2.5	2.0	1.7
2 X 10 ...	3.2	2.4	2.0	1.7	4.3	3.2	2.6	2.2
2 X 12 ...	3.9	2.9	2.3	2.0	5.2	3.9	3.1	2.6

Un método de aproximarse al valor del peso de una armadura y su arriostramiento, es considerarlo igual aproximadamente al 10% de la carga que se requiere que soporte. Para claros grandes el porcentaje deberá aumentarse un poco. Cuando el diseño de la armadura se termina deberá calcularse -- aproximadamente su peso y compararse con el estimado originalmente para -- ver si tal estimación estuvo dentro de lo razonable.

Con base en experiencias previas del cálculo, el proyectista puede estimar el peso de las armaduras considerando un cierto número de libras por pie cuadrado (kg/m^2) de superficie de techo. El Dr. L. E. Grinter recomienda los valores siguientes, que varían un poco según los diferentes claros e inclinaciones de techo:

1. Para los claros de 40 pies y la relación de peralte a claro variando de $1/3$ a $1/4$, el peso estimado de la armadura varía entre $2/3$ y $3 \frac{1}{2}$ lb. por pie cuadrado de superficie de techo (10 y 17.55 kg/m^2).
2. Por cada 10 pies de incremento del claro hasta 80 pies, los valores indicados, deben aumentarse aproximadamente en una libra.
3. Aumentar los valores de $1/2$ a 1 libra por pie cuadrado (2.5 a 5 kg/m^2) de superficie para techos planos.
4. Disminuir los valores en aproximadamente $1/2$ o 1 libra por pie cuadrado de superficie de techo en la cubiertas de pendiente -- fuerte.

Con los años se han desarrollado algunas fórmulas absolutamente empíricas para estimar el peso de las armaduras de acero. Casi todas estas expresiones darán estimaciones razonables si son aplicadas con propiedad. Sin embargo, debe hacerse un comentario con relación a expresiones que ya tienen varias décadas. A menos que se tome en cuenta los esfuerzos permisibles, darán probablemente pesos estimados del lado alto con los aceros actuales, que tienen esfuerzos permisibles considerablemente más altos que los utilizados cuando las fórmulas se presentaron por primera vez.

Una expresión satisfactoria para estimar el peso de las armaduras de acero fue presentada en Engineering News Record, en 1919, en un artículo de Robins Fleming titulado "Weight of Roof Trusses By Empiric Formulas" (Peso de Armaduras de Techo Mediante Fórmulas Empíricas). Esta expresión, que -- incluye un valor de esfuerzo permisible, es la siguiente:

$$W = \sqrt{\frac{wa}{S}} (41^2 + 60 l^2)$$

- W.- Peso total de la armadura.
- w.- Carga vertical total por pie cuadrado horizontal.
- S.- Esfuerzo permisible promedio en psi, utilizado en el diseño.
- a.- Distancia de centro a centro de armaduras.
- l.- Claro de la armadura, en pies.

Tabla III. PESOS DE ARMADURAS DE ACERO POR PIE CUADRADO DE SUPERFICIE DE TECHO.

Claro	Inclinación 1/2	Inclinación 1/3	Inclinación 1/4	Plano
pies	lb	lb	lb	lb
hasta 40	5.25	6.3	6.8	7.6
40 a 50 ..	5.75	6.6	7.2	8.0
50 a 60 ..	6.75	8.0	8.6	9.6
60 a 70 ..	6.25	8.5	9.2	10.2
70 a 80 ..	7.75	9.0	9.7	10.8
80 a 100 .	8.50	10.0	10.8	12.0
100 a 120 .	9.50	11.0	12.0	13.2

Tabla IV. PESOS DE ARMADURAS DE MADERA POR PIE CUADRADO DE SUPERFICIE DE TECHO.

Claro	Inclinación 1/2	Inclinación 1/3	Inclinación 1/4	Plano
pies	lb	lb	lb	lb
hasta 36	3	3.5	3.75	4
36 a 50 ...	3.25	3.75	4	4.5
50 a 60 ...	3.5	4	4.5	4.75
60 a 70 ...	3.75	4.5	4.75	5.25
70 a 80 ...	4.25	5	5.5	6

Cargas de nieve. La magnitud de las cargas previstas de nieve dependen principalmente de la localidad donde se construyen los edificios. La nie-

ve seca recién caída pesa de 6 a 8 lb/pie cúbico. Cuando no exista código - de construcción para determinar la carga de nieve real, puede usarse como -- una buena guía la tabla V.

Tabla V. CARGAS DE NIEVE SOBRE LAS ARMADURAS DE TECHO EN LIBRAS POR PIE CUADRADO DE SUPERFICIE DE TECHO.

Localidad	Pendiente del techo				
	45°	30°	25°	20°	Plano
Estados del noroeste y Nueva Inglaterra	10-15	15-20	25-30	35	40
Estados del oeste y del centro	5-10	10-15	20-25	25-30	35
Estados del Pacífico y del sur	0-5	5-10	5-10	5-10	10

Cargas de viento. Aunque la dirección del viento es variable, para su esti mación se supone que actúa horizontalmente. Se acepta generalmente que una presión de viento de 30 lb/pie cuadrado actuando perpendicularmente al pará metro inclinado del techo rara vez excede. El viento se desvía cuando so pla sobre una superficie inclinada para valuar la fuerza que ejerce sobre - el techo se calcula la componente normal a la superficie del techo; esta es la fuerza que se considera.

La tabla VI, basada en una presión máxima de 30 lb/pie cuadrado, nos propor ciona la presión normal al parámetro de un techo para varias inclinaciones de éste. Los valores de esta tabla se establecen de acuerdo con una fórmu la aceptada y no por el simple paralelogramo de fuerzas. La experiencia ha verificado su exactitud y se puede usar con seguridad. En la determi nación de los esfuerzos en los miembros de una armadura ocasionados por cargas de viento, se supone que las cargas actúan solamente de un lado de la armadura y la dirección de las cargas actúan solamente de un lado de la armadura, y la dirección de las cargas de viento se toman perpendiculares a la superfi cie del techo.

Tabla VI. PRESION DE VIENTO SOBRE LAS SUPERFICIES DE TECHO.

Inclinación del techo	Presión normal
Grados	Libras por pie cuadrado
10	10
15	15
20	18

Grados	Libras por pie cuadrado
25	22
30	24
35	26
40	27
45	28
50	29
55	29
60	30

Para inclinaciones mayores de 60° usar 30#/pie².

6. ESTIMACION DE CARGAS EN ARMADURAS.- Antes de poder diseñar los miembros de una armadura se necesita que la armadura se analice para los diferentes tipos de carga que pueden presentarse. Estas cargas incluyen las cargas - - muertas, las nieves y granizos y las cargas de viento.

Una armadura se analiza separadamente para cada una de las diferentes cargas porque lo más probable es que nunca se presentarán en forma simultánea. Como ilustración, no parece lógico considerar que un tejado empinado se cubrirá con la carga total de nieve cuando esté soplando un viento de 150 kl/hr. La mayoría de los ingenieros sienten que la mayor parte de la nieve sera barrida bajo tales condiciones, cuando menos del lado de barlovento. Otros - ingenieros piensan que la nieve puede ser capaz de haberse cristalizado en superficie superior y será en realidad capaz de permanecer en el techo durante el huracán.

Hay varias combinaciones de carga posibles que es lógico puedan ser aplicadas al mismo tiempo. Las tres combinaciones que se indican al final de este párrafo, parecen cubrir dicha condición bastante bien. Los esfuerzos en cada miembro se calculan para cada una de las cargas dadas y posteriormente se hacen las combinaciones utilizándose el esfuerzo máximo para el diseño - de cada miembro, sin tomar en cuenta la combinación de la que resultó. Si el miembro está sujeto a tensión para una combinación y a compresión para - la otra, debe ser diseñado para ambos valores.

Otra combinación que se usa a menudo, además de la precedentes, es una carga menor de viento (1/3 a 1/2) combinada con la carga muerta + carga completa de nieve, considerando que un viento como este no se llevara la nieve.

1. Carga muerta + carga completa de nieve.
2. Carga muerta + carga completa de viento.
3. Carga muerta + carga completa de viento + $1/2$ carga de nieve.

En los párrafos siguientes se hacen algunos comentarios adicionales que pueden ser de importancia considerable para ciertos casos, al analizar armaduras de techo.

1. Las especificaciones AISC (Instituto Americano de Construcciones de Acero), que se utiliza en un gran porcentaje de diseño de armaduras de acero, en los Estados Unidos, establece que los esfuerzos permisibles pueden aumentarse en un tercio, para esfuerzos causados solamente por la acción del viento o del sismo o en combinación con cargas vivas o muertas.
2. El procedimiento recomendado actualmente por la (Sociedad Americana de Ingenieros Civiles) ASCE, estima que las presiones del viento, se traducen en succiones en el lado a sotavento de las armaduras de techo y quizás, así mismo, en los lados a barlovento de acuerdo a su pendientes. La gran mayoría de cálculistas desprecian la succión en sus diseños.
3. Si la reducción de un tercio del AISC y las fuerzas de viento -- recomendadas por el ASCE se utilizan para diseñar, se encontrará en general, que por viento los miembros de una armadura no necesitan diseñarse más resistentes. Algunos ingenieros no se sienten satisfechos con respecto a esta posición y consideran que el viento es una carga más, que al causar esfuerzos mayores, requiere miembros más robustos. Por esta razón se utiliza todavía la fórmula de Duchemin, para estimar la presión del viento pues aumenta los esfuerzos en los miembros.
4. Debe tenerse en cuenta que el viento puede soplar en una u otra dirección. Si una armadura tiene un apoyo móvil en un extremo -- y un apoyo articulado en el otro, el viento de la izquierda puede producir esfuerzos diferentes en algunos miembros, de los -- producirá al soplar del lado derecho.
5. Se hace aquí un comentario adicional relativo al cálculo de los esfuerzos de la armadura, que se refiere a los tipos reales de apoyo, ya que ellos afectan los esfuerzos de los miembros debidos a las cargas de viento. Para las armaduras cortas, probable

mente no se toman medidas para permitir su expansión. Este tipo de armadura podría realmente ser estáticamente indeterminado pero la práctica usual es considerar que la carga horizontal se reparte por igual entre los apoyos. A medida que las armaduras son más largas, los apoyos que permiten la expansión se utilizan en un extremo. El calculista puede suponer que toda la reacción horizontal es dada por el otro apoyo o puede considerar - en forma más realista que cierta proporción de la reacción horizontal (como 1/4 ó 1/3) es dada por el extremo de expansión. - De este comentario es obvio que puede haber variaciones en los esfuerzos de los miembros, ocasionadas por las cargas horizontales, dependiendo de la consideración que se haga.

Tabla VII. CARGAS VERTICALES EQUIVALENTES A LA ACCION COMBINADA DE CARGAS DE NIEVE Y VIENTO, EN LIBRAS POR PIE CUADRADO DE SUPERFICIE DE TECHO.

Localidad	Pendiente del techo				
	60°	45°	30°	20° Plano	
Estados del noroeste y Nueva Inglaterra	28	26	24	35	40
Estados del oeste y centrales.	28	26	24	30	35
Estados del sur y Pacífico ...	28	26	24	30	30

7. CONTRAVENTE DE ARMADURAS.- Armaduras diseñadas apropiadamente, o los marcos triangulares para naves de taller pueden resistir satisfactoriamente -- cargas verticales y horizontales que les sean aplicadas en el plano de la armadura, como se muestra en la figura -4. Sin embargo, para lograr que -- una serie de armaduras o marcos para talleres, permanezcan normales al plano de las estructuras, debe instalarse un sistema conveniente de contraventeo y arriostamiento lateral entre armaduras.

Antes de discutir estos sistemas de contraventeo lateral, es necesario hacer uno o dos comentarios con respecto al montaje de armaduras individuales las armaduras de medidas normales tienen resistencia lateral muy pequeña, y el resultado es que su manejo y montaje representa cierto problema. Muchos calculistas para asegurar una rigidez lateral razonable, no usarán una relación del ancho de la cuerda inferior a su longitud total menor que cierto - valor (1/125 es común y corriente).

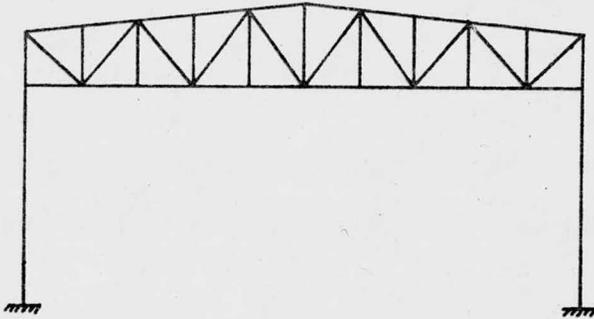


Fig. 4

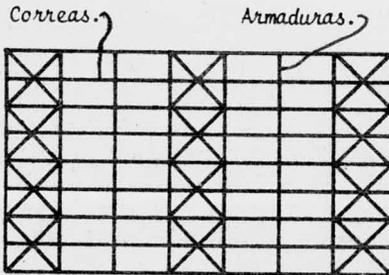
Las armaduras pequeñas generalmente son izadas por su vértice, ocasionando - que las cuerdas inferiores queden sujetas a compresión. El resultado es que existe el peligro de pandeo lateral de esos miembros. Una práctica común en entre algunos montadores es atar a la armadura por uno de sus lados, un polín por ejemplo de 102 a 152 mm para evitar que se flexione lateralmente durante el montaje. El montador coloca y sujeta con vientos la primera armadura. Después que otras armaduras han sido montadas, pondrá los largueros y con -- ellos la estructura comienza a tener resistencia lateral apreciable.

El contraventeo colocado entre armaduras o entre las piezas extremas del módulo de las naves para taller tiene por objeto la transferencia de las cargas laterales a la cimentación de la construcción. La cantidad del contraventeo utilizado, varía mucho con el criterio de ingeniero a ingeniero. En los párrafos siguientes se dan algunos enunciados generales con respecto a los -- diversos tipos de contraventeo lateral.

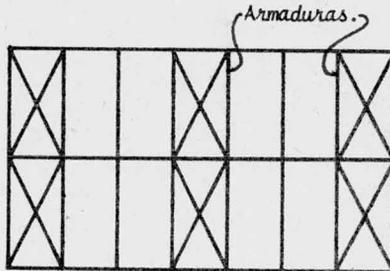
No se requieren sistemas completos de contraventeo en los planos de las cuerdas superior e inferiores; sin embargo, la presencia de cargas pesadas mo--viéndose y la vibraciones considerables (como la ocasionada por grúas viaja--ras) pueden cambiar la situación. Deberá usarse contraventeo diagonal en -- cruz en los planos de los miembros de la cuerda superior. Estos miembros li--gan las armaduras entre sí y, con la ayuda de los largueros (que actúan como montantes) suministran el contraventeo necesario de la cuerda superior sólo cada tres o cuatro claros, como se muestra en la parte (a) de la figura 5.

El contraventeo diagonal en el plano de las cuerdas inferiores de estructuras pequeñas es omitido a menudo, siempre y cuando no se hayan previsto en edificio cargas pesadas del tipo vibratorio. Para estructuras mayores, es usual poner contraventeo en el plano de las cuerdas inferiores cada tres o cuatro tramos. Una disposición característica de este tipo de contraventeo se muestra en la parte (b) de la figura 5.

El contraventeo longitudinal también es necesario en el plano de las columnas. La fuerza del viento actuando contra el extremo del edificio se transmite por el contraventeo mencionado a las bases de las columnas. En los dibujos (c) y (d) de la figura 5 se ven ejemplos de este tipo de contraventeo. Una alternativa para proporcionar contraventeo longitudinal se muestra en (e). Este último tiene la ventaja de no entorpecer la localización de ventanas.



(a) Arriostramiento en el plano de la cuerda superior.



(b) Arriostramiento en el plano de la cuerda inferior.

Fig. 5

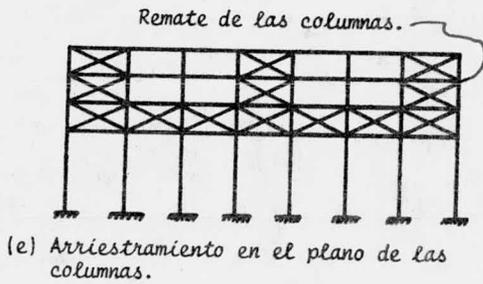
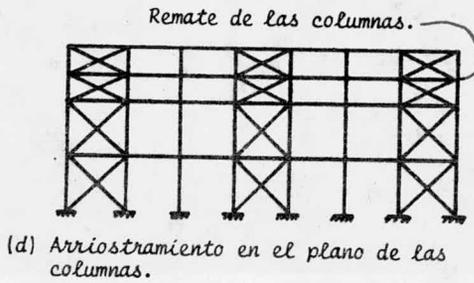
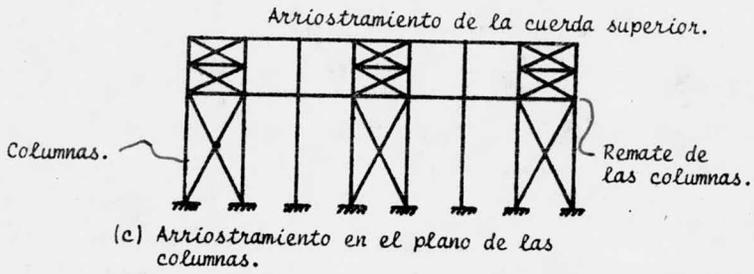


Fig. 5

CAPITULO

II

ANALISIS.

1. ANALISIS.- Hipótesis de cálculo. El estudio de estos sistemas se efectúa - bajo las siguientes características:

1. Los nudos constituyen articulaciones sin rozamiento. En la realidad no se cumple esta condición por efecto de la unión remachada o soldada, originándose en consecuencia esfuerzos secundarios, si bien de poca importancia en los sistemas triangulados corrientes.
2. Todas las cargas se consideran aplicadas en los nudos y están contenidas en el plano del sistema reticular.
3. Todas las barras son rectas. En algunos casos se construyen curvas las cabezas; en el cálculo se hace caso omiso de la forma y se considera la recta 1-2 que une los nudos (figura 6). El esfuerzo F que resulta, produce una flexión medida por el momento $M=Fe$; en consecuencia, las barras curvas trabajan a tensión o compresión excéntricas, y sus dimensiones habrán de ser mayores que si fueran rectas.
4. Se consideran despreciables las deformaciones debidas a la elasticidad de las barras y de los apoyos, y se admite que son invariables -

las direcciones de las barras y de las reacciones al establecer las condiciones de equilibrio.

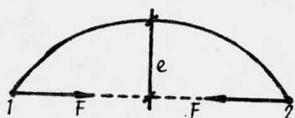


Fig. 6

Para poder resolver este tipo de sistema mecánico o estructural es necesario garantizar primero su isostaticidad.

A causa de las restricciones de interconexión a las que se encuentran sometidos los elementos que constituyen la armadura, resulta simple obtener -- una expresión genérica que permite de terminar fácilmente su grado de hiperestaticidad.

Supóngase una armadura constituida por "b" barra y "n" uniones articuladas. De acuerdo con los lineamientos de la estática, puede escribirse:

Número de incógnitas:

Del sistema interno	4b
Del sistema externo	r

Número de ecuaciones:

Ecuaciones de barras	3b
Ecuaciones de uniones	2n

Comparando las cantidades anteriores puede determinarse la isostaticidad, - hipostaticidad de la armadura.

La armadura es "hipostática" si

$$3b + 2n < 4n + r$$

La armadura es "hiperestática" si

$$3b + 2n > 4n + r$$

La armadura es "isostática" si

$$3b + 2n = 4n + r$$

De la ecuación anterior se obtiene la expresión denominada "condición general de isostaticidad de una armadura" que se escribe:

$$b = 2n - r$$

Garantizada la isostaticidad de la estructura, antes de proceder a su solución, es necesario garantizar también su estabilidad, para lo cual se aplican los lineamientos generales analizados anteriormente.

Garantizadas la isostaticidad y la estabilidad de la estructura, se continúa al análisis de la armadura para conocer la magnitud y dirección de las fuerzas que actúan sobre cada uno de sus miembros.

Las restricciones a las cuales se encuentra sometido este tipo de sistema mecánico o estructural, permiten establecer diferentes métodos para su solución, de entre los cuales pueden citarse los siguientes:

- a) Método de los nudos.
- b) Método de las secciones.
- c) Método gráfico de cremona.
- d) Método de las rigideces.
- e) Método de las flexibilidades.

2. METODO DE LOS NUDOS.- Para utilizar este método se dibuja un diagrama de cuerpo libre de cualquier nudo de la armadura, con tal que no actúen más de dos fuerzas sobre dicho pasador. Se impone esta limitación porque el sistema de fuerzas es concurrente, de modo que solo puede disponerse, como es natural, de dos ecuaciones para su solución. Así se va pasando de un pasador a otro hasta que se hayan determinado todas las incógnitas.

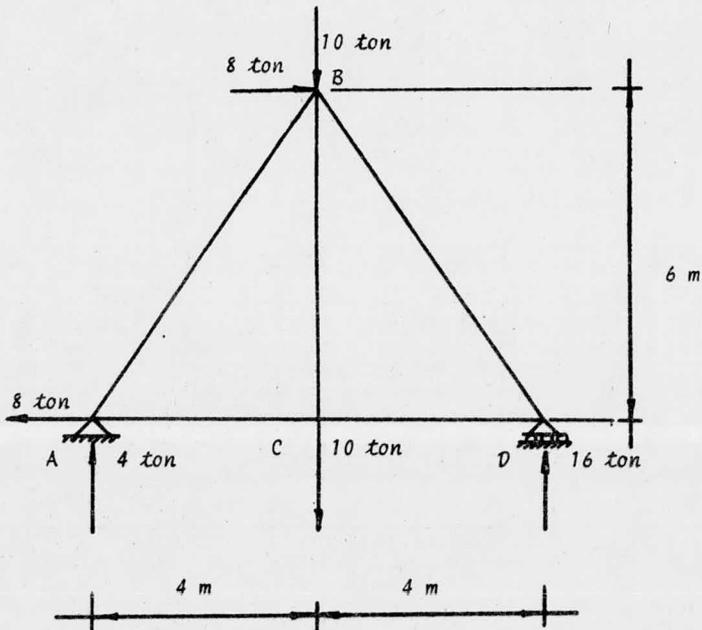


Fig. 7

Cálculo de las reacciones:

$$M_A = 0 \quad 10(4) + 10(4) + 6(8) - 8 R_D = 0 \quad \therefore R_D = 16 \text{ ton}$$

$$F_X = 0 \quad 8 - R_{AX} = 0 \quad \therefore R_{AX} = 8 \text{ ton}$$

$$F_Y = 0 \quad -10 - 10 + 16 + R_{AY} = 0 \quad \therefore R_{AY} = 4 \text{ ton}$$

Nudo A:

$$\begin{aligned} F_y = 0 & \quad 4 - AB \operatorname{sen} 56.4^\circ = 0 & \therefore AB = 4.8 \text{ ton} \\ F_x = 0 & \quad -8 - 4.8 \cos 56.4^\circ + AC = 0 & \therefore AC = 10.65 \text{ ton} \end{aligned}$$

Nudo D:

$$\begin{aligned} F_y = 0 & \quad 16 - BD \operatorname{sen} 56.4^\circ = 0 & \therefore BD = 19.23 \text{ ton} \\ F_x = 0 & \quad 19.23 \cos 56.4^\circ - CD = 0 & \therefore CD = 10.65 \text{ ton} \end{aligned}$$

Nudo C:

$$F_y = 0 \quad -10 + CB = 0 \quad \therefore CB = 10 \text{ ton}$$

3. METODO DE LAS SECCIONES.- En el método anterior se determinan las fuerzas sobre varios elemento utilizando diagrams de cuerpo libre de los nudos. En el método de las secciones se escoge una sección de la viga como diagrama de cuerpo libre. Esto requiere cortar un cierto número de elementos, incluyendo aquellos cuyas fuerzas se desconocen, con objeto de aislar una parte de la viga. Las fuerzas que actúan en los elementos cortados obran como -- fuerzas exteriores que ayudan a mantener en equilibrio esa parte de la viga. Como el sistema es no concurrente ni paralelo, se dispone de tres ecuaciones. Por tanto, en cualquiera de los cortes realizados no pueden hallarse más de tres fuerzas desconocidas. Hay que asegurarse de aislar completamente el diagrama de cuerpo libre y al mismo tiempo de no tener más de tres fuerzas desconocidas.

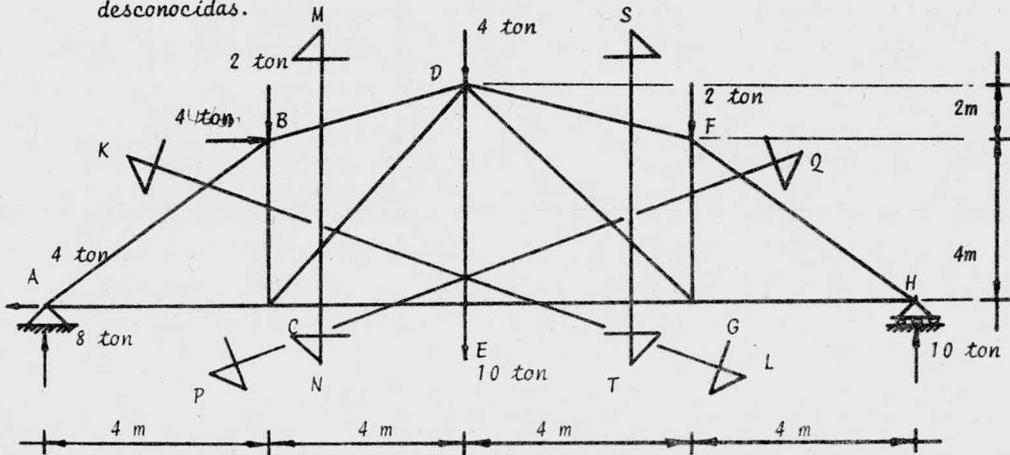


Fig. 8

Cálculo de las reacciones:

$$M_A = 0 \quad 2(4) + 4(8) + 10(8) + 2(12) + 4(4) - 16 R_H = 0$$

$$\therefore R_H = 10 \text{ ton}$$

$$F_X = 0 \quad 4 - R_{AX} = 0 \quad \therefore R_{AX} = 4 \text{ ton}$$

$$F_Y = 0 \quad R_{AY} + 10 - 2 - 4 - 10 - 2 = 0 \quad \therefore R_{AY} = 8 \text{ ton}$$

Tomando la parte derecha de ST:

$$M_G = 0 \quad -4 DF \cos 26.5^\circ - 4(10) = 0 \quad \therefore DF = -11.18 \text{ ton}$$

$$F_Y = 0 \quad -10 - 2 - 11.18 \sin 26.5^\circ + DG \sin 56.4^\circ = 0 \quad \therefore DG = -3.6 \text{ ton}$$

$$F_X = 0 \quad -EG + 3.6 \cos 56.4^\circ + 11.18 \cos 26.5^\circ = 0 \quad \therefore EG = 12 \text{ ton}$$

Tomando la parte izquierda de MN:

$$M_C = 0 \quad 8(4) + 4(4) + BD \cos 26.5^\circ = 0 \quad \therefore BD = -13.4 \text{ ton}$$

$$F_Y = 0 \quad 8 - 2 - 13.4 \sin 26.5^\circ + CD \sin 56.4^\circ = 0 \quad \therefore CD = 0$$

$$F_X = 0 \quad -4 + CE + 4 - 13.4 \cos 26.5^\circ = 0 \quad \therefore CE = 12 \text{ ton}$$

Tomando la parte derecha de PQ:

$$F_X = 0 \quad -12 + 3.6 \cos 56.4^\circ - FH \cos 45^\circ = 0 \quad \therefore FH = 14.15 \text{ ton}$$

$$F_Y = 0 \quad 10 - 10 + DE - 3.6 \sin 56.4^\circ + FG - 14.15 \sin 45^\circ = 0$$

$$M_H = 0 \quad 4 FG - 3.6(4) \sin 56.4^\circ - 10(8) + 8 DE = 0$$

$$\therefore DE = 10 \text{ ton}$$

$$\therefore FG = 3 \text{ ton}$$

Tomando la parte izquierda de KL:

$$F_x = 0 \quad -4 + AB \cos 45^\circ + 12 = 0$$

$$\therefore AB = 11.3 \text{ ton}$$

$$F_y = 0 \quad 8 - 10 + 10 + CB + 11.3 \operatorname{sen} 45^\circ = 0$$

$$\therefore CB = 0$$

Por ecuaciones de nudos en A y H:

$$AC = 12 \text{ ton}$$

$$GH = 10 \text{ ton}$$

4. METODO DE CREMONA.- Es el procedimiento gráfico más generalizado para la de terminación de los esfuerzos en las barras, una vez conocidas todas las - - fuerzas exteriores.

En cada nudo han de estar en equilibrio las fuerzas exteriores en él aplicadas, así como los esfuerzos interiores correspondientes a las barras que el mismo concurren. El conjunto de fuerzas mencionadas ha de constituir en cada nudo un polígono cerrado. Permite ello encontrar dos esfuerzos de barra desconocidos en un nudo, si se conocen los de las barras restantes concurrentes en el mismo.

En la figura 9, se indica una armadura de cubierta sometida a esfuerzos de vientos normales al plano de un faldón. Se han representado en la misma -- los polígonos de fuerzas correspondientes a los diversos nudos. Para distinguir si una barra queda comprimida o atirantada, se observará el sentido que corresponde al esfuerzo de dicha barra en el polígono cerrado de fuerzas. Si el sentido es tal que indica va dirigido el esfuerzo contra el nudo, se trata de barra que trabaja a compresión. Si el sentido es inverso -- al mencionado, se trata de barra sometida a tensión.

Puede disponerse un plano del conjunto de esfuerzos, de tal modo que la -- fuerza sea dibujada una sola vez, estableciendo el diagrama de Cremona.

Para ello han de seguirse las siguientes reglas:

1. Se dibuja en primer término la armadura reducida a sus ejes, representando también las fuerzas exteriores y reacciones aplicadas en los nudos. Se numeran a continuación las distintas barras de la armadura.
2. Se construye el polígono de fuerzas exteriores (cargas y reacciones de apoyo), disponiéndolas en forma correlativa, es decir, en el mismo orden en que se encuentran en la estructura al recorrerla en un cierto sentido cíclico.
3. Se trazan luego en el polígono de fuerzas (comenzando por un nudo dónde solamente existan dos barras), y por los extremos de cada una de éstas, paralelas a las dos barras que concurren en el nudo correspondiente de la estructura. Así, en la figura 9, comenzando por el nudo 0, se traza por el extremo de la fuerza W una paralela a la barra 1, y por el extremo de la reacción A , otra paralela a la barra 3.

Se obtiene de este modo un polígono cerrado, quedando definida -- la magnitud y sentido de los esfuerzos correspondientes a las barras 1 y 3. La barra 1 quedará comprimida, y la 3, sometida a -- tensión. Pasemos al nudo 1, en el que se conocen los esfuerzos 1 y w del sistema de fuerzas concurrentes en equilibrio. Solamente se desconocen los esfuerzos 2 y 5 del citado sistema de fuerzas -- concurrentes, determinándose inmediatamente sus valores al cerrar el correspondiente polígono obtenido trazando una paralela a 5 -- por el extremo origen de 1, y otra paralela a 2 por el extremo final de w .

Se continúa de este modo la operación, en la que deben tomarse -- los esfuerzos en el orden consecutivo en que se encuentran las -- respectivas barras, al enumerarlas en el sentido cíclico general admitido alrededor del nudo que se considere.

4. Completada la figura de Cremona, ha de estar relacionada con la -- de la estructura, ampliada con las cargas y reacciones, por las -- dos propiedades siguientes:

A cada segmento rectilíneo de una corresponde uno paralelo en la otra.

Por cada grupo de rectas que concurren en un vértice, en una de las figuras, hay en la otra un contorno limitado por paralelas a aquéllas.

5. Los segmentos correspondientes a las barras de la armadura nos dan en su recíproca los valores de las tensiones, averiguándose si se trata de compresión o tensión al recorrer el polígono que corresponde a un nudo en el sentido indicado -- por las fuerzas conocidas correspondientes.

En el caso de tratarse de sistemas hiperestáticos, su cálculo se efectúa, en general, determinando el valor de las magnitudes hiperestáticas por aplicación del teorema de los trabajos virtuales, y procediendo a continuación como en el caso de sistemas isostáticos.

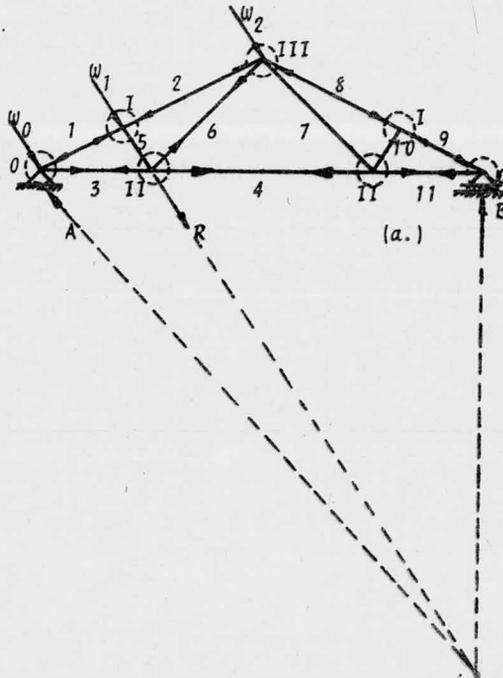


Fig. 9

POLIGONOS DE FUERZAS

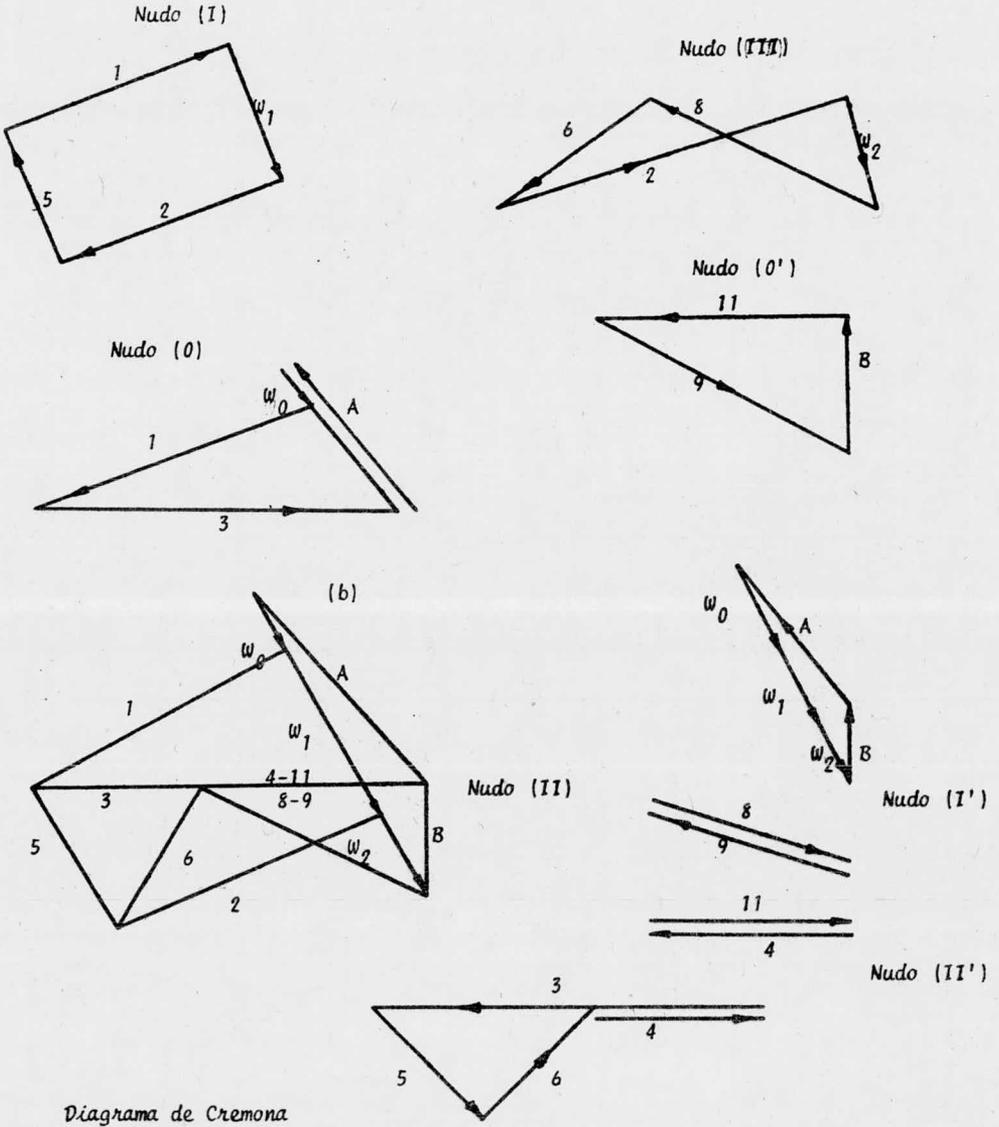


Fig. 10

5. METODO DE LAS RIGIDECES.- Este método es conocido también como método de los desplazamientos o método del equilibrio. Inicialmente lo expresamos en los siguientes pasos:

1. Se analiza un elemento del sistema estructural, expresando la relación que existe entre las fuerzas, los desplazamientos y las propiedades elástico geométicas de la barra en el sistema local. Realizando las transformaciones necesarias para referir los elementos estructurales al sistema global.
2. Se establecen las condiciones de compatibilidad y equilibrio de las barras del sistema en cada nodo. El establecimiento de estas condiciones informan sobre las cargas externas y la descripción de la conexión de las barras, formándose la matriz de rigideces global k .
3. Resolviendo el sistema de ecuaciones anterior, se obtienen los desplazamientos en cada nudo. Numericamente ésta es una parte muy importante del método.
4. Los elementos mecánicos en las barras, se obtendrán una vez conocidos los desplazamientos de los nodos y substituyéndolos en las ecuaciones fuerza desplazamiento.

Plantaremos el método usando la conocida ecuación fuerza desplazamiento. Que en general podrá escribirse para una barra de cualquier sistema estructural (armaduras, marcos, etc.) en coordenadas locales como:

$$\{P_1\} = [K_{11}] \{d_1\} + [K_{12}] \{d_2\}$$

$$\{P_2\} = [K_{21}] \{d_1\} + [K_{22}] \{d_2\}$$

Estas ecuaciones al referirlas al sistema de coordenadas general o global se expresarán:

$$\{P_1^I\} = [K_{11}^I] \{d_1^I\} + [K_{12}^I] \{d_2^I\}$$

$$\{P_2^I\} = [K_{21}^I] \{d_1^I\} + [K_{22}^I] \{d_2^I\}$$

Ejemplo: Con el objeto de ilustrar la aplicación del método de las rigideces a este tipo de estructuras, tomaremos una armadura formada de

5 barras con dos nudos libres y dos nudos fijos, como se ilustra en la figura 11.

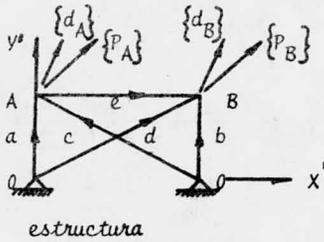
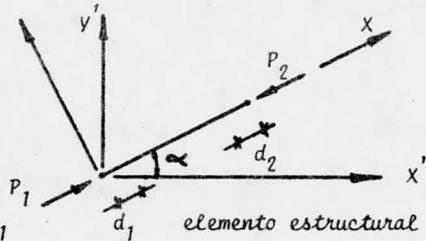


Fig. 11



1. Analizaremos un elemento de la estructura, esto es, obtendremos la ecuación de fuerza-desplazamiento, primero en el sistema local y posteriormente en el sistema global.

Por equilibrio, podemos escribir:

$$P_1 = -P_2 = \frac{EA}{L} (d_1 - d_2)$$

$$P_1 = \frac{EA}{L} d_1 - \frac{EA}{L} d_2 = Kd_1 - Kd_2$$

$$P_2 = -\frac{EA}{L} d_1 + \frac{EA}{L} d_2 = -Kd_1 + Kd_2$$

En forma matricial

$$\begin{Bmatrix} P_1 \\ P_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K & -K \\ -K & K \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d_1 \\ d_2 \end{Bmatrix}$$

Que es la ecuación fuerza-desplazamiento en el sistema local.

Obsérvese que en este caso cada término es un número.

Transformación del sistema local al global. En la figura 12, se tiene el vector fuerza y el vector desplazamiento dentro de los sistemas local y global.

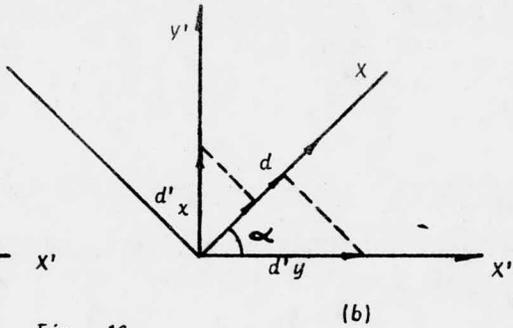
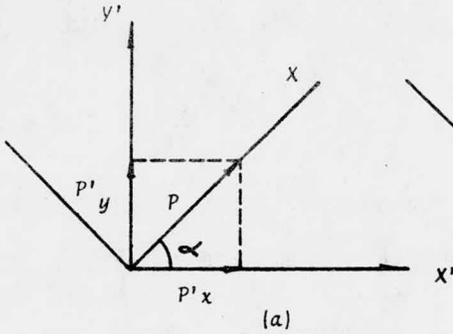


Fig. 12

De la figura 12a, tenemos:

$$P'_X = P \cos \alpha$$

$$P'_Y = P \operatorname{sen} \alpha$$

En forma matricial

$$\begin{Bmatrix} P'_X \\ P'_Y \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \alpha \\ \operatorname{sen} \alpha \end{bmatrix} P$$

Llamando; transformador a :

$$[T] = \begin{bmatrix} \cos \alpha \\ \operatorname{sen} \alpha \end{bmatrix} \text{ también } [T] = \begin{bmatrix} l \\ m \end{bmatrix}$$

$$\{P'\} = [T] P \quad (2)$$

De la figura 12b, obtenemos:

$$d = d'_X \cos \alpha + d'_Y \operatorname{sen} \alpha$$

$$d = (\cos \alpha \quad \operatorname{sen} \alpha) \begin{Bmatrix} d'_X \\ d'_Y \end{Bmatrix}$$

$$d = [T] \{d'\} \quad (3)$$

Ahora premultiplicamos por T a las ecuaciones (1).

$$\begin{aligned} [T] P_1 &= [T] K d_1 - [T] K d_2 \\ [T] P_2 &= - [T] K d_1 + [T] K d_2 \end{aligned}$$

Obsérvese que los primeros términos de las ecuaciones anteriores se pueden substituir por (2) y en los segundos miembros el valor de (3).

$$\begin{aligned} \{P_1^1\} &= [T] K [T]^t \{d_1^1\} - [T] K [T]^t \{d_2^1\} \\ \{P_2^1\} &= - [T] K [T]^t \{d_1^1\} + [T] K [T]^t \{d_2^1\} \end{aligned}$$

Llamando:

$$\begin{aligned} [K^1] &= [T] K [T]^t \quad (4) \\ \{P_1^1\} &= [K^1] \{d_1^1\} - [K^1] \{d_2^1\} \end{aligned}$$

$$\{P_2^1\} = - [K^1] \{d_1^1\} + [K^1] \{d_2^1\}$$

$$\begin{bmatrix} P_1^1 \\ P_2^1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K^1 & -K^1 \\ -K^1 & K^1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d_1^1 \\ d_2^1 \end{bmatrix} \quad (5)$$

Las ecuaciones (5) son las ecuaciones fuerza-desplazamiento en el sistema global para barras articuladas. La expresión (4) es muy importante, aquí la consideramos como la forma de pasar la rigidez del sistema local al global.

La pregunta es como es (k) , entonces calcularemos esta matriz substituyendo los valores del transformador.

$$[K^1] = \begin{bmatrix} \cos \alpha \\ \sin \alpha \end{bmatrix} \frac{EA}{L} \begin{bmatrix} \cos \alpha & \sin \alpha \end{bmatrix}$$

$$\left[K^1 \right] = \frac{EA}{L} \begin{bmatrix} \cos^2 \alpha & \sin \alpha \cos \alpha & \cos \alpha \\ \sin \alpha \cos \alpha & \cos^2 \alpha & \sin \alpha \\ \sin \alpha & \cos \alpha & \sin^2 \alpha \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1^2 & 1m \\ 1m & m^2 \end{bmatrix} \quad (6)$$

2. Condiciones de compatibilidad y equilibrio del sistema estructural. --
 Estableciendo la compatibilidad en los nodos, tenemos:

$$\text{Barra a: } \{d_1^1 a\} = 0 \quad \{d_2^1 a\} = \{d_A\}$$

$$\text{Barra b: } \{d_1^1 b\} = 0 \quad \{d_2^1 b\} = \{d_B\}$$

$$\text{Barra c: } \{d_1^1 c\} = 0 \quad \{d_2^1 c\} = \{d_B\}$$

$$\text{Barra d: } \{d_1^1 d\} = 0 \quad \{d_2^1 d\} = \{d_A\}$$

$$\text{Barra e: } \{d_1^1 e\} = 0 \quad \{d_2^1 e\} = \{d_B\}$$

Estableciendo el equilibrio en los nodos:

$$\text{Nodo A} \\ \{P_2^1 a\} + \{P_2^1 d\} + \{P_1^1 e\} = \{P_A\}$$

$$\text{Nodo B} \\ \{P_2^1 e\} + \{P_2^1 c\} + \{P_2^1 b\} = \{P_B\}$$

Las ecuaciones fuerza-deplazamiento de cada barra quedan expresadas en la siguiente forma:

$$\{P_1^1 a\} = [K_{11}^1] a \{0\} - [K_{12}^1] a \{d_A\}$$

$$\{P_2^1 a\} = -[K_{21}^1] a \{0\} + [K_{22}^1] a \{d_A\}$$

$$\{P_1^1 b\} = [K_{11}^1] b \{0\} - [K_{12}^1] b \{d_B\}$$

$$\{P_2^1 b\} = -[K_{21}^1] b \{0\} + [K_{22}^1] b \{d_B\}$$

$$\{P_1^1 c\} = [K_{11}^1] c \{0\} - [K_{12}^1] c \{d_B\}$$

$$\begin{aligned}
 \{P_2^1 c\} &= -\{K_{21}^1\} c \{0\} + \{K_{22}^1\} c \{d_B\} \\
 \{P_1^1 d\} &= \{K_{11}^1\} d \{0\} - \{K_{12}^1\} d \{d_A\} \\
 \{P_2^1\} &= -\{K_{21}^1\} d \{0\} + \{K_{22}^1\} d \{d_A\} \\
 \{P_1^1 e\} &= \{K_{11}^1\} e \{d_A\} - \{K_{12}^1\} e \{d_B\} \\
 \{P_2^1 e\} &= -\{K_{21}^1\} e \{d_A\} + \{K_{22}^1\} e \{d_B\}
 \end{aligned}$$

Substituyendo estas ecuaciones en las de equilibrio (8) y se ordena de tal forma que obtenemos:

$$\begin{aligned}
 \{K_{22}^1\} a \{d_A\} + \{K_{22}^1\} d \{d_A\} + \{K_{11}^1\} e \{d_A\} - \{K_{12}^1\} a \{d_B\} &= \{P_A\} \\
 -\{K_{21}^1\} e \{d_A\} + \{K_{22}^1\} e \{d_B\} + \{K_{22}^1\} c \{d_B\} + \{K_{22}^1\} b \{d_B\} &= \{P_B\}
 \end{aligned}$$

En forma matricial, las 2 ecuaciones matriciales anteriores:

$$\left[\begin{array}{c|c} K_{22}^1 a + K_{22}^1 d + K_{11}^1 e & -K_{12}^1 e \\ \hline -K_{21}^1 e & K_{22}^1 e + K_{22}^1 c + K_{22}^1 b \end{array} \right] \begin{Bmatrix} d_A \\ d_B \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} P_A \\ P_B \end{Bmatrix}$$

En donde la matriz formada por las submatrices de las barras le llamaremos - (k) matriz de rigides global o matriz del sistema. Posteriormente haremos algunas observaciones a esta matriz.

En esta forma llegamos a:

$$\{K\} \{d\} = \{P\}$$

3. La solución del sistema anterior de ecuaciones algebraicas nos dá los -- desplazamientos de los nodos, en las direcciones referidas al sistema -- general. Podemos expresar a los desplazamientos como:

$$\{d\} = \{K\}^{-1} \{P\}$$

En donde, para los problemas que se presentan, es el vector de cargas $\{p\}$ que actúa en los nodos (dato). La matriz de rigideces es necesario calcularla. Este método nos proporciona primeramente los desplazamientos en --

Los nodos, podemos calcular los desplazamientos en las barras utilizando las matrices de transformación.

4. Para obtener las fuerzas o momentos en cada barra empleamos las ecuaciones (10). Obteniéndose también las reacciones en los apoyos. Esto se comprenderá fácilmente en un ejemplo numérico.

Esta es una forma del planteamiento del método de las rigideces y resulta interesante porque se obtiene solamente el número de ecuaciones correspondientes a los grados de libertad, es decir, no se toman las ecuaciones correspondientes a las fronteras (nodos sin libertad), desde el principio se elimina el movimiento del cuerpo rígido.

A continuación se harán algunas observaciones a la matriz de rigideces y se verá como se puede construir observando las barras que concurren al nodo, así como las barras que ligan nodos.

Matriz de rigideces.- La matriz es simétrica con respecto a la diagonal principal. Es invariante, es decir no cambia para una estructura determinada. Es de buen comportamiento, si en la diagonal principal se tiene los términos mayores en valor, y además el ancho de banda es pequeño, con estas condiciones el sistema converge rápido.

Formación de la matriz k .- Para la formación de la matriz k , se procederá en la siguiente forma:

- a) Los términos de la diagonal principal se obtiene haciendo la suma de las submatrices de rigideces de las barras que concurren al nodo. Obsérvese, por la dirección, si las barras llegan o salen del nodo.
- b) Los términos que se encuentran fuera de la diagonal principal son submatrices de las barras que unen los nodos. Se pueden obtener haciendo la pregunta: ¿Como liga el nodo "N" a los otros nodos?

Para la estructura de la figura 11, tenemos:

$$\left[\begin{array}{c|c} \text{A} & \text{B} \\ \hline (k_{22}^1)a + (k_{22}^1)d + (k_{11}^1)e & -(k_{12}^1)e \\ \hline - (k_{21}^1)e & (k_{22}^1)e + (k_{22}^1)e + (k_{22}^1)b \end{array} \right]$$

Por ejemplo en el nodo A, llegan las barras "a" y "d" y sale la barra "e". El nodo A liga B de 1 a 2 por medio de la barra "e".

La regla anterior se cumple para cualquier estructura, pero no se deberá olvidar su justificación o sea el uso de las ecuaciones de equilibrio y -- compatibilidad.

6. METODO DE LAS FLEXIBILIDADES.- El método de las flexibilidades llamado -- también de las fuerzas o de la continuidad o compatibilidad geométrica la expresaremos, sin tratar de generalizar, en los siguientes pasos:

1. Se determina el grado de hiperestaticidad de la estructura. Posteriormente se eliminan las fuerzas internas o reacciones que hacen -- hiperestática a la estructura, estas fuerzas son conocidas simplemente como redundantes.
2. En la estructura o estructuras que resultan del paso anterior se -- calculan los desplazamientos en los puntos y direcciones donde se eliminaron las redundantes. Estas estructuras "primarias" estarán sujetas a la cargas iniciales.
3. Se restaura la continuidad de la estructura aplicando las fuerzas redundantes que se eliminaron. Como estas fuerzas son incógnitas, se aplican fuerzas unitarias y se calculan los desplazamientos, o sea que se genera la matriz de flexibilidades.
4. Conocidos los desplazamientos en las estructuras isostáticas y los coeficientes de flexibilidad se substituyen en la ecuación desplazamiento-fuerza, obteniéndose un sistema algebraico de ecuaciones.
5. La solución del sistema de ecuaciones da los valores de las fuerzas redundantes.
6. Los desplazamientos en cualquier punto, cuando ya se conocen las -- redundantes, pueden ser conocidos siguiendo el mismo procedimiento del paso 2.

Para ilustrar el método de las flexibilidades a las armaduras desarrollaremos el siguiente ejemplo:

Calcular las fuerzas en las barras de la siguiente armadura.

DATOS:

$E = \text{constante.}$

Se indican en la figura 13.

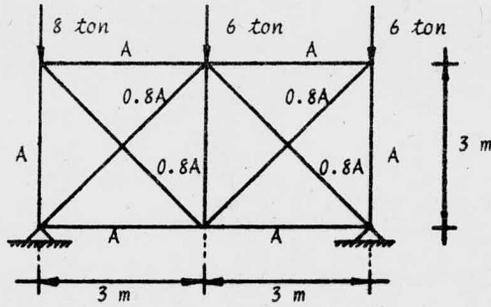


Fig. 13

Solución.

Primeramente se obtiene el grado de hiperestaticidad de la estructura.

$$G.H. = G.H. \text{ int.} + G.H. \text{ ext.} = 2$$

$$G.H. = 2$$

$$b = 2j - 3 ; b = 11 ; j = 6$$

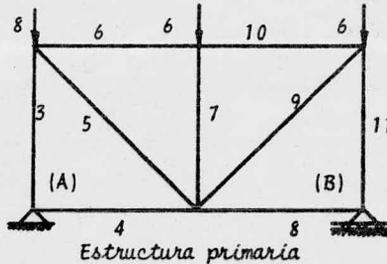
G.H. = grado de hiperestaticidad.

b = número de barras.

j = número de nodos.

Conociendo el grado de hiperestaticidad, concluimos que tenemos dos fuerzas redundantes o en este caso dos barras superabundantes.

La aramadura isostática será:



Se calculan los desplazamientos en la aramadura primaria en los puntos y - dirección donde se eliminaron las barras, usando el método de la carga virtual unitaria.

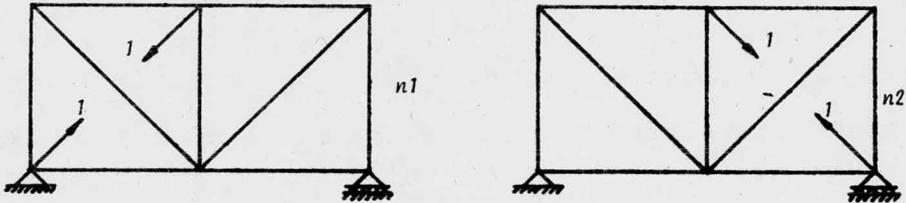
$$d_{10} = \sum_{i=3}^{11} N_{oi} \quad n_{1i} \quad \frac{L_i}{EA_i}$$

$$d_{20} = \sum_{i=3}^{11} N_{oi} \quad n_{2i} \quad \frac{L_i}{EA_i}$$

En donde:

N : son las fuerzas axiales generadas por las cargas reales.

n : son las fuerzas axiales generadas por las cargas unitarias.



En las figuras anteriores se dibujaron las cargas unitarias en la dirección donde se desea conocer los desplazamientos.

Para la solución complementaria es necesario obtener la matriz de flexibilidades, esto es:

$$[F] = \begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} \\ \delta_{21} & \delta_{22} \end{bmatrix}$$

En donde para calcular los coeficientes de flexibilidad, nuevamente usamos el método de la carga virtual unitaria, auxiliándonos de las figuras anteriores.

$$\delta_{11} = \sum_{i=3}^{11} n1i \quad n1i \quad \frac{Li}{EAI}$$

$$\delta_{12} = \sum_{i=3}^{11} n2i \quad n1i \quad \frac{Li}{EAI}$$

$$\delta_{22} = \sum_{i=3}^{11} n2i \quad n2i \quad \frac{Li}{EAI}$$

La ecuación fuerza-desplazamiento es:

$$\{d\} + [F]\{P\} = \{0\}$$

El vector desplazamiento lo podemos llamar simplemente $\{d\}$ - el lugar de $\{d_0\}$.

En forma explicita:

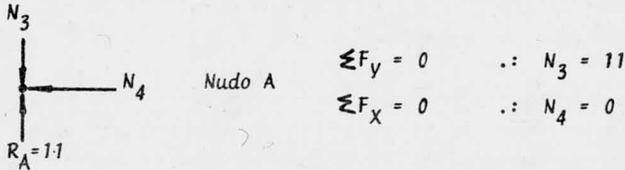
$$\begin{Bmatrix} d_{10} \\ d_{20} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} \\ \delta_{21} & \delta_{22} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} P_1 \\ P_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Ahora se procederá a efectuar operaciones numéricas.

Primeramente se analizará la armadura primaria sujeta a 8, 6 y 6 toneladas Obteniéndose las siguientes reacciones:

$$R_B = 9 \text{ ton} \quad R_A = 11 \text{ ton}$$

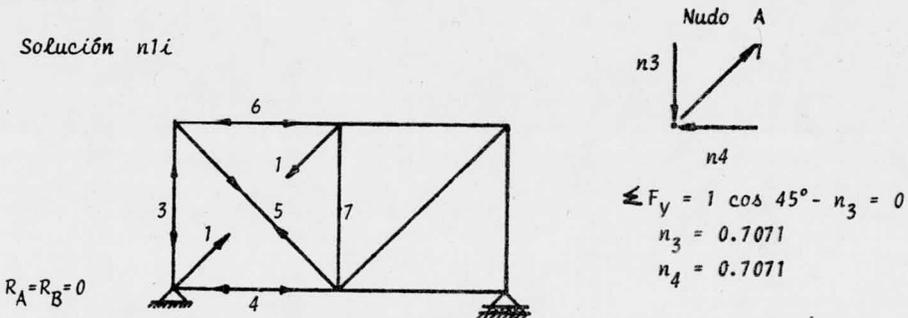
Se resolverá la armadura por el método de los nudos. Como ejemplo se anota el nudo A y su equilibrio.



En esta forma se siguen analizando los nudos. Los resultados que se obtuvieron se pueden ver en la tabla VIII.

Ahora se analiza la misma estructura primaria pero sujeta a las siguientes cargas unitarias, con el objeto de obtener las fuerzas axiales n_{1i} . Como puede observarse, en este caso $R_A = R_B = 0$, además ilustramos el equilibrio -- del nudo A.

Solución n_{1i}

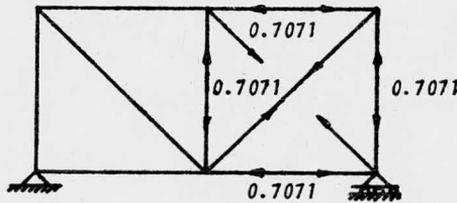


Procediendo en forma análoga, ahora se analiza la estructura primaria pero para el caso del segundo tablero, como se indica es la siguiente figura. -
 O sea que ahora determinamos las fuerzas axiales n_{2i} .

Para este caso, solamente anotamos los resultados de las fuerzas axiales a un lado de las barras. Se recomienda ver los resultados de todos estos -- análisis en la tabla VIII.

Solución n_{2i}

$$R_A = R_B = 0$$



Substituyendo valores tenemos:

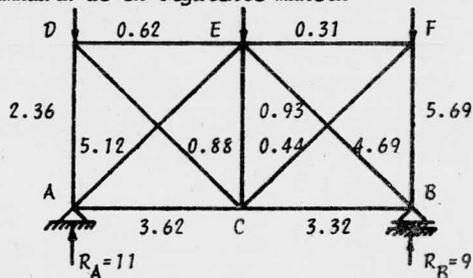
$$\frac{1}{E} \begin{Bmatrix} 64.89 \\ 60.65 \end{Bmatrix} + \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 11.30 & 1.5 \\ 1.5 & 11.30 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} P_1 \\ P_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

$$\begin{Bmatrix} P_1 \\ P_2 \end{Bmatrix} = \frac{1}{125.44} \begin{bmatrix} 11.30 & -1.5 \\ -1.5 & 11.30 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} -64.89 \\ -60.65 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -5.12 \\ -4.69 \end{Bmatrix}$$

Las fuerzas en las barras serán:

$$P_1 = 5.12 \text{ (comp)} \quad P_2 = 4.69 \text{ (comp)}$$

Quedándonos la armadura de la siguiente manera:



Resultados finales.

T A B L A VIII

Ba- rra	Li	Ai	Li/Ai	No1	n_{1i}	n_{2i}	d_{10}	d_{20}	δ_{11}	δ_{21}	δ_{22}	Nx
3	3.00	1.00	3.00	11.00	0.7071	0	23.331	0	1.50	0	0	-7.38
4	3.00	1.00	3.00	0	0.7071	0	0	0	1.50	0	0	3.62
5	4.24	0.80	5.30	-4.24	-1.00	0	22.472	0	5.30	0	0	-0.88
6	3.00	1.00	3.00	3.00	0.7071	0	6.364	0	1.50	0	0	0.62
7	3.00	1.00	3.00	6.00	0.7071	0.7071	12.726	12.726	1.50	1.50	1.50	0.93
8	3.00	1.00	3.00	0	0	0.7071	0	0	0	0	1.50	3.32
9	4.24	0.80	5.30	-4.24	0	-1.00	0	22.472	0	0	5.30	-0.44
10	3.00	1.00	3.00	3.00	0	0.7071	0	6.36	0	0	1.50	0.31
11	3.00	1.00	3.00	9.00	0	0.7071	0	19.089	0	0	1.50	-5.69
							64.893	60.601	11.30	1.50	11.30	

Comprabación.

Equilibrio nudo "A" .

$$F_y = 0 = 7.38 + 5.12 \times 0.7071 - 11 = 0 ; 11 - 11 = 0$$

$$F_x = -3.62 + 5.12 \times 0.7071 = 0 ; -3.62 + 3.62 = 0$$

7. ESFUERZOS SECUNDARIOS DE FLEXION DEBIDOS A LA RIGIDEZ DE LOS NUDOS.- La realidad de constituir las uniones remachadas o soldadas que en la práctica se utilizan, verdaderos enlaces rígidos, hace que se produzcan, en las barras de los sistemas reticulares que estudiamos, tensiones de flexión.

Si un sistema articulado se deforma bajo la acción de las cargas, se producen variaciones de longitud en las barras y desplazamientos de los nudos, girando las barras libremente en los mismos.

Si en lugar de ser los nudos articulados se trata de nudos rígidos, no pueden girar las barras, y en consecuencia se produce flexión de las mismas, que experimentan, pues, dos tipos de tensiones normales: las debidas a esfuerzos longitudinales y las producidas por la flexión mencionada.

La investigación de estos esfuerzos secundarios puede hacerse por determinación de los desplazamientos de los nudos y aplicando el método de Cross.

En general, no es necesario averiguar el valor de estos esfuerzos secundarios, que no tienen gran influencia en el grado de seguridad fijado para el cálculo de las estructuras trianguladas utilizadas.

CAPITULO

III

DISEÑO.

1. DISEÑO DE UNA ARMADURA DE TECHO.- En esta parte se calculan los esfuerzos de una armadura para diversas condiciones posibles de cargas, y estos diferentes valores se combinan, como se describió en los capítulos anteriores para obtener los valores críticos.

Los cálculos realizados para encontrar los esfuerzos no se muestran en la figura 15, y sólo se dan los resultados. Los esfuerzos pueden obtenerse algebraicamente o gráficamente, dependiendo de la preferencia particular del calculista. Quizás haya una pequeña ventaja de un método sobre el otro para las cargas verticales, pero el procedimiento gráfico seguramente ahorrará tiempo. cuando se trata de cargas laterales y armaduras complicadas.

En el siguiente ejemplo se encuentran por separado, los esfuerzos para una armadura por: carga muerta, carga total de nieve, media carga de nieve y carga de viento. Los esfuerzos por carga total y media carga de nieve pueden determinarse mediante su relación con los esfuerzos por cargas muertas.

Ejemplo: Determinar los esfuerzos máximos de diseño para cada uno de los miembros del lado izquierdo de la armadura de la figura 14. Considerar las siguientes condiciones:

1. Se desprecia la fricción en el apoyo móvil.
2. Peso de la armadura 5 lb/pie (25 Kg/m) de superficie cubierta; se seleccionan 4 largueros (W 10 X 33) para cada lado de la armadura.

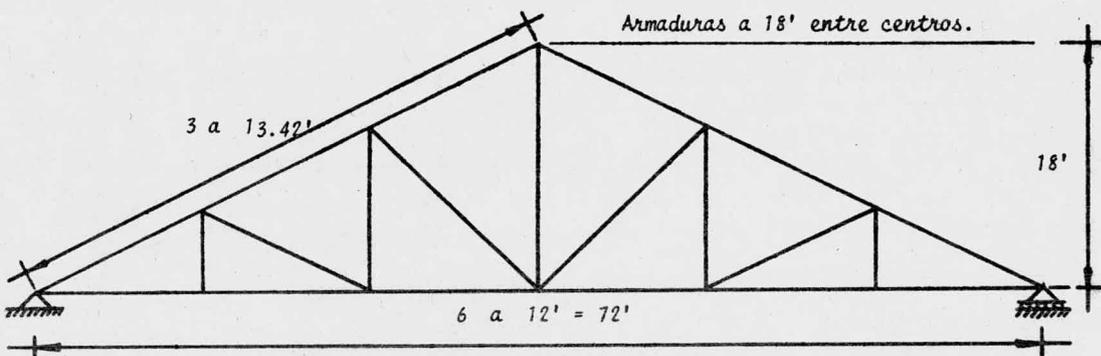


Fig. 14

3. Carga de nieve 20 lb/pie (100 kg/m) de proyección horizontal de superficie de techo.
4. Cargas de viento 4.2 lb/pie (20 kg/m) de succión en el lado a barlovento y 9 lb/pie (45 kg/m) de succión en lado a sotavento, según lo recomendado por la comisión 31 de la ASCE.
5. Cubierta 15 lb/pie (75 kg/m).

Solución:

(a) Esfuerzos de carga muerta figura 15:

Peso de la armadura	(5)	(18)	(13.42)		1205	lb
Cubierta	(15)	(18)	(13.42)		3615	lb
Largueros	(18)	(33)			594	lb
Carga total por tableros					5414	lb

(b) Esfuerzos debidos a carga total de nieve figura 16:

$$\text{Peso total por tablero} = (20) (12) (18) = 4320 \text{ lb}$$

Esfuerzos determinados mediante las relaciones de esfuerzos de carga muerta.

(c) Esfuerzos debidos a la mitad de la carga de nieve figura 17:

(d) Esfuerzos debidos al viento de la izquierda figura 18 (los debidos al viento de la derecha no se indican).

$$\text{Carga del panel completo, lado a barlovento} = (4.2) (13.42) (18) = 1.02 \text{ k.}$$

$$\text{Carga del panel completo, lado a sotavento} = (9) (13.42) (18) = 2.18 \text{ k.}$$

Los miembros de la armadura analizada para varias condiciones de carga en el ejemplo se diseñan en esta parte, suponiendo que se utilizan conexiones soldadas. Antes de presentar al diseño se hacen observaciones generales -- con respecto a la selección de los miembros de las armaduras:

1. Para las armaduras remachadas y con pernos un par de ángulos espaldada con espalda es probablemente el tipo más común de miembro, pero para armaduras de claro corto, ligeramente cargadas, algunas veces se utiliza un solo ángulo. Se recordará que el mismo sujeto a tensión con un sólo ángulo, tiene la desventaja de la excentricidad. Si los momentos por excentricidad se consideran en el diseño de los miembros a tensión con un solo ángulo, las secciones resultante seguramente no serán más económicas que si se hubieran seleccionado inicialmente pares de ángulos. Para armaduras más grandes, ya sea remachadas o con tornillos, la secciones W o I se podrían usar para algunos de los miembros.
2. Para armaduras soldadas, las cuerdas se fabrican generalmente con ~~tes~~ secciones estructurales, secciones de dos ángulos o W.
3. Los miembros del alma se fabrican comúnmente con ángulos, canales o secciones W, sin tomar en cuenta el tipo de conexión utilizado.
4. De acuerdo a las normas utilizadas, o bien porque el calculista considere que miembros menores de ciertas dimensiones son débiles para su uso práctico, es posible que se fije una dimensión mínima a los miembros de una armadura. Con frecuencia la dimensión mínima de un miembro se identifica de dos ángulos de $2 \times 2 \times 1/4"$ (51 X 51 X 6 mm).

TABLA DE ESFUERZOS MAXIMOS

Miembro	Esfuerzo de diseño debido a:					Combinación de esfuerzos			Esfuerzo de diseño
	Carga muerta	Viento desde la derecha	Carga de nieve	Media carga de nieve	Viento desde la izquierda	DL+SL	(DL+WL) 3/4	(DL+1/2SL +WL) 3/4	
L ₀ L ₁	+27.1	+21.6	+10.8	-4.73	-8.90	+48.7	+16.8	+24.9	+48.7
L ₁ L ₂	+27.1	+21.6	+10.8	-4.73	-8.90	+48.7	+16.8	+24.9	+48.7
L ₂ L ₃	+21.7	+17.28	+8.64	-3.57	-6.50	+39.0	+13.6	+20.1	+39.0
L ₀ U ₁	-30.2	-24.1	-12.05	+7.25	+8.74	-54.3	-17.2	-26.2	-54.3
U ₁ U ₂	-24.2	-19.3	-9.65	+6.46	+7.10	-43.5	-13.3	-20.5	-43.5
U ₂ U ₃	-18.2	-14.5	-7.25	+5.76	+5.48	-32.7	- 9.5	-15.0	-32.7
U ₁ L ₁	0	0	0	0	0	0	0	0	0
U ₁ L ₂	- 6.1	- 4.8	-2.40	+1.30	+2.73	-10.9	- 3.6	- 5.4	-10.9
U ₂ L ₂	+ 2.7	+2.16	+1.08	- .58	-1.22	+4.86	+ 1.6	+ 2.4	+ 4.9
U ₂ L ₃	- 7.6	- 6.1	-3.05	+1.66	+3.42	-13.7	- 4.5	- 6.8	-13.7
U ₃ L ₃	+10.8	+8.64	+4.32	-3.59	-3.59	+19.44	+ 5.4	+ 8.7	+19.4

5. Debe procurarse limitar la anchura de los miembros de las armaduras, pues se ha encontrado que en armaduras con miembros anchos, hay tendencia a la aparición de esfuerzos secundarios grandes.
6. Los miembros de las cuerdas de las armaduras consisten a menudo de un perfil que se extiende a lo largo de varios paneles. En el ejemplo de esta sección presentado adelante, se supone el mismo perfil en la mitad del claro total, mientras que los miembros de la cuerda superior son el mismo perfil desde el apoyo hasta la cumbrera. Esto significa que cada perfil deberá diseñarse para el esfuerzo máximo en cualquiera de los miembros que comprende. El resultado será que algunos de los miembros estarán sobrados en donde haya esfuerzos menores. Esta práctica puede parecer antieconómica, pero si se hacen muchos empalmes para cambiar las dimensiones de los miembros, donde los esfuerzos cambian, los ahorros resultantes en peso serán probablemente anulados por costo de fabricación de dichos empalmes. Si se tienen que hacer emplames en puntos determinados, con objeto de manejo o embarque, podría ser económico cambiar las dimensiones en esos puntos.
7. Si se colocan largueros entre los nudos de la cuerda superior se producirán momentos, y esos miembros deberían, teóricamente, ser analizados como vigas continuas. Sin embargo el procedimiento más común, es considerar que cada miembro tiene sus extremos empotrados como se muestra en la figura 19.

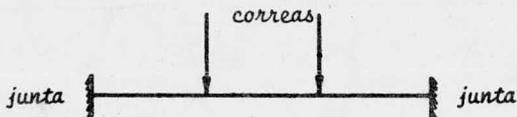


Fig. 19

Otra posibilidad es analizar la cuerda superior por distribución de momentos como si fuera un miembro continuo. Sea cual fuere el método utilizado para determinar los momentos, el miembro se diseñará para los momentos resultantes, más su esfuerzo directo, tal como se ha determinado por el análisis usual de armaduras.

8. En este ejemplo los miembros sujetos a tensión y a compresión se seleccionan y se da su lista en tablas. El ingeniero, en la --

práctica, con ayuda de varias tablas y otros datos de diseño no mostrará su trabajo con tanto detalle, pero para el estudiante se considera que si es benéfico el detalle. Las tablas utilizadas son explicativas por sí mismas. Unos cuantos comentarios referentes a la columna de "r mínimo" en cada una de las tablas, serán de utilidad. Se recordará que el AISC acepta relaciones de esbeltez máximas de 240 y 200, respectivamente, para miembros principales sujetos a tensión y a compresión. Los menores valores permisibles de r se calculan para cada uno de los miembros con sus diferentes longitudes. Este valor mínimo es de gran importancia para evitar que el calculista seleccione miembros que sean demasiado esbeltos, hecho que de otra manera seguramente no descubriría. Los valores mínimos de r son de particular utilidad en la selección de miembros, que tiene esfuerzos pequeños.

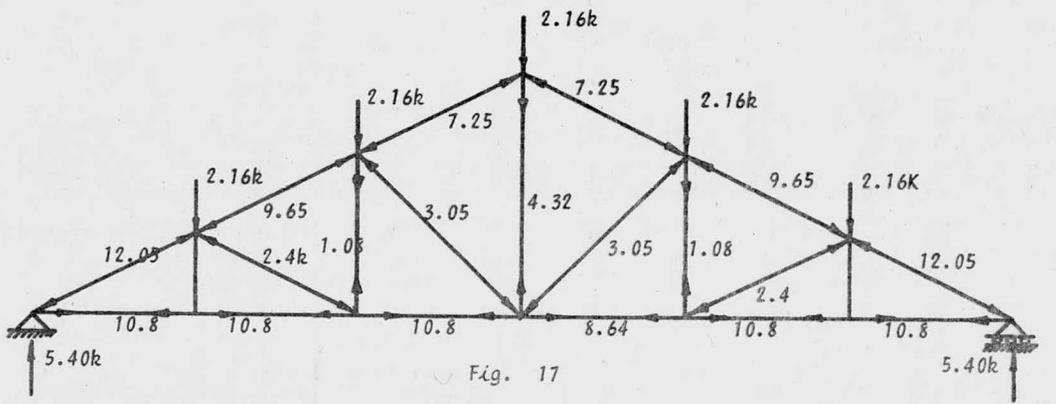
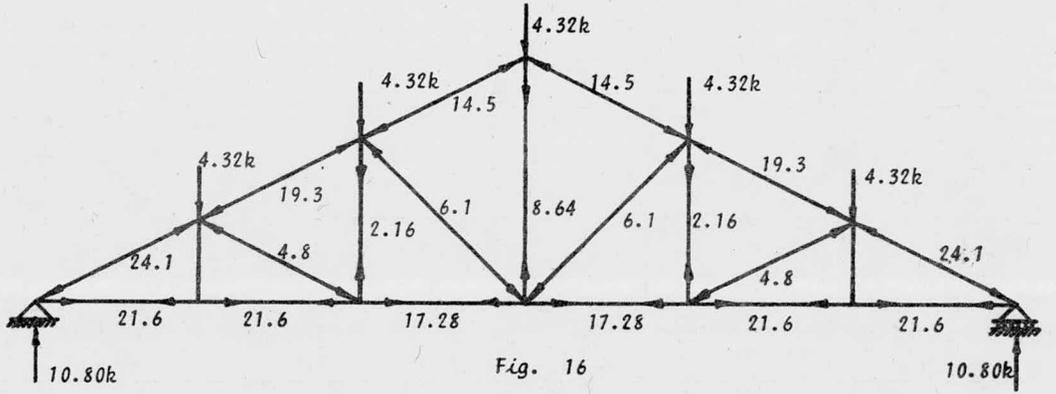
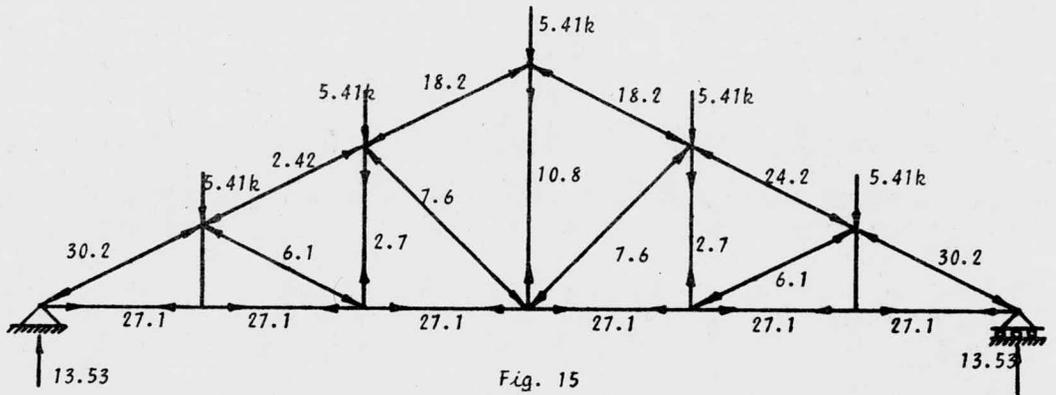
9. Si un miembro estuviera sujeto a inversión de esfuerzos, caso que no ocurre en este ejemplo, tendría que ser diseñado para resistir tanto tensión como compresión.

Determinar las dimensiones de los miembros de la armadura analizada en este ejemplo considerando conexiones soldadas. Utilizar acero A36 y especificaciones AISC.

DISEÑO DE MIEMBROS A COMPRESIÓN				
Miembro	Esfuerzo de diseño (k)	Radio mínimo permisible (pulg)	Sección seleccionada	l/r
L_0U_1	-54.3	0.81	WT7X17	110
U_1U_2	-43.5	0.81	WT7X17	110
U_2U_3	-32.7	0.81	WT7X17	110
U_1L_2	-10.9	0.81	$2L_{S3} \times 2 \times 5 / 16^*$	187
U_2L_3	-13.7	1.02	$2L_{S31} \times 2 \times 21 / 2 \times 5 / 16^*$	194

DISEÑO DE MIEMBROS A TENSION

Miembro	Esfuerzo de diseño (k)	Area suministrada (pulg ²)	Radio mínimo permisible (pulg)	Sección seleccionada	Area necesaria (pulg ²)	L/r
L ₀ L ₁	+48.7	2.21	0.60	WT3X8	2.36	171
L ₁ L ₂	+48.7	2.21	0.60	WT3X8	2.36	171
L ₂ L ₃	+39.0	1.77	0.60	WT3X8	2.36	171
U ₂ L ₂	+ 4.9	0.22	0.60	2L _S 2X2X1/4	1.88	236
U ₃ L ₃	+19.4	0.88	0.90	2L _S 3X3X1/4	2.88	232
U ₁ L ₁	0	0	0.30	2L _S 2X2X1/4	1.88	118



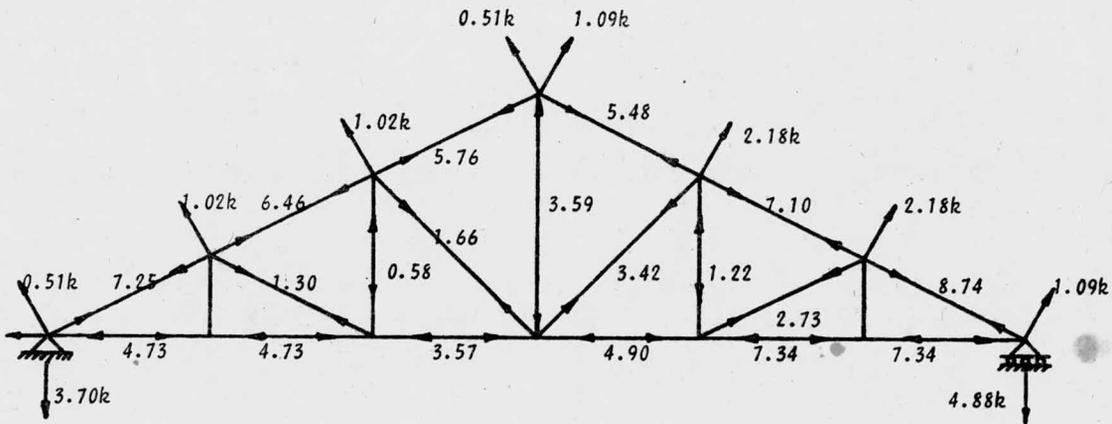


Fig. 18

CAPITULO

IV

OPTIMIZACION

La optimización de las vigas de alma abierta consiste en lo siguiente: --
Dado un claro, se propone un tipo de armadura y teniendo la carga a que va ha estar sujeta, se procederá a variar el peralte en forma ascendente, se calculan los esfuerzos en las barras para cada peralte propuesto y se tabulan en una tabla para proceder posteriormente a su diseño.

Una vez diseñadas todas las barras de las armaduras, se calculará su volumen de acero y costo por armadura, en seguida se procederá a graficar los resultados, la primera gráfica será de peralte contra costo y la segunda - de un factor L/h contra volumen de acero, don L es igual al claro de la armadura y h es igual al peralte, se trazará una curva por todos los puntos graficados y el punto más bajo de esta nos proporcionará el peralte óptimo. Se analizarán 6 armaduras con claros de 5, 10, 16, 20 y 24 mts.

Para el diseño de las barras de las armaduras se realizará por medio del método elástico y se empleará un programa en BASIC para el diseño de miembros de acero sujetos a compresión axial, el cual se muestra en las hojas siguientes, el tipo de acero estructural que se usará será A - 36 .

DISEÑO DE MIEMBROS DE ACERO SUJETOS A COMPRESION AXIAL Y TENSION.

Notación:

Según el manual de diseño de obras civiles de la Comisión Federal de Electricidad, sección I - estructuras de acero.

$C_c = \sqrt{\frac{2 \pi^2 E}{F_y}}$ relación de esbeltez que separa los intervalos de comportamiento elástico e inelástico.

E = Módulo de elasticidad de acero (2,039,000.00 Kg/cm²).

F_y = Punto de fluencia mínimo especificado según el tipo de acero usado - (Kg/cm²).

F_a = Esfuerzo permisible en compresión axial, en ausencia de esfuerzos de flexión (Kg/cm²).

Kl/r = Relación de esbeltez efectiva máxima del miembro.

F_t = Esfuerzo permisible a la tensión.

f_s = Factor de seguridad.

ESFUERZOS PERMISIBLES

Si $Kl/r > C_c$

$$F_a = \frac{10480000}{(Kl/r)^2}$$

dónde: $f_s = 1.92$

Si $Kl/r < C_c$

$$F_a = \frac{1 - \frac{(Kl/r)^2}{2(C_c)^2} F_y}{f_s}$$

dónde: $f_s = \frac{5}{3} + \frac{3(Kl/r)}{8 C_c} - \frac{(Kl/r)^3}{8(C_c)^3}$

F_t = 0.6 F_y

PROGRAMA EN BASIC PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS SUJETOS A COMPRESION AXIAL.

Variables:

F_y = Y

(Kl/r)³ = V

C_c = C

(Kl/r)² = U

Kl/r = T

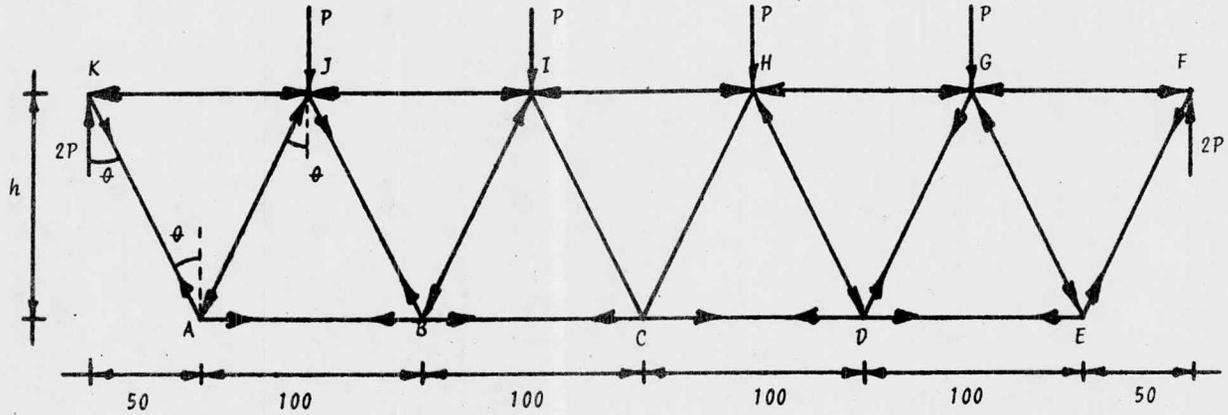
F_a = F

f_s = S

Programa:

```
10 PRINT "COMPRESION"
15 INPUT "DAME E = " ; E
20 INPUT "DAME V = " ; V
25 PRINT "CALC DE C "
30 C = SQRT ((2 * PI * 2 * E) / V)
35 INPUT "DAME K = " ; K
40 INPUT "DAME L = " ; L
45 INPUT "DAME R = " ; R
50 PRINT "CALC DE KL/r"
52 T = (K * L) / r
54 U = (K * L) / r ^ 2
56 V = (K * L) / r ^ 3
60 IF T > Cc THEN 100
65 PRINT "DONDE T < C "
70 PRINT "CALCULO DE S "
75 S = (S/3) + [(3/8) * (T/C)] - [(1/8) * (V/C ^ 3)]
80 PRINT "CALCULO DE F "
85 F = [V * (1 - (U / (2 * C ^ 2)))] / S
90 GOTO 125
100 PRINT "CALC DONDE T > C"
110 PRINT "CALC DE F "
120 F = 10 480 000 / U
125 PRINT "RESULT F = " ; F
130 PRINT "CAP DE CARGA"
140 INPUT "DAME AREA = " ; A
145 IF A = 0 THEN 180
160 PRINT "CARGA C = " ; C
165 C = A * F
170 GOTO 130
180 PRINT "FIN"
```

ARMADURA TIPO WARREN



$P = 600\text{Kg}$

$L = 500\text{cm}$

$h = \text{variable}$

Acotaciones en cm.

ECUACIONES
DE LAS
BARRAS

	P= 600 Kg h= 25cm θ= 63.43°	P= 600Kg h= 50cm θ= 45°	P= 600Kg h= 75cm θ= 33.69°	P= 600Kg h= 100cm θ= 26.57°	P= 600Kg h= 125cm θ= 21.80°	P= 600Kg h= 150cm θ= 18.43°
$AB=DE= \frac{4P \operatorname{sen} \theta}{\operatorname{cos} \theta}$	4799	2400	1600	1200	960	800
$BC=CD= \frac{6P \operatorname{sen} \theta}{\operatorname{cos} \theta}$	7198	3600	2400	1800	1440	1200
$EF=AK= \frac{2P}{\operatorname{cos} \theta}$	2683	1697	1442	1342	1292	1265
$GH=IJ= \frac{5P \operatorname{sen} \theta}{\operatorname{cos} \theta}$	5999	3000	2000	1500	1200	1000
$AJ=EG= \frac{2P}{\operatorname{cos} \theta}$	2683	1697	1442	1342	1292	1265
$BJ=DG= \frac{P}{\operatorname{cos} \theta}$	1341	849	721	671	646	632
$DH=BI= \frac{P}{\operatorname{cos} \theta}$	1341	849	721	671	646	632
$CH=CI= 0$	0	0	0	0	0	0
$JK=FG= \frac{2P \operatorname{sen} \theta}{\operatorname{cos} \theta}$	2399	1200	800	600	480	400
$HI= \frac{6P \operatorname{sen} \theta}{\operatorname{cos} \theta}$	7198	3600	2400	1800	1440	1200

ECUACIONES
DE LAS
BARRAS

	P= 600Kg h= 175cm Q= 15.95°	P= 600 Kg h= 200cm Q= 14.04°	P= 600Kg h= 225cm Q= 12.53°	P= 600Kg h= 250cm Q= 11.31°	P= 600Kg h= 275cm Q= 10.30°	P= 600Kg h= 300cm Q= 9.46°
AB=DE= $\frac{4P \operatorname{sen} \theta}{\operatorname{cos} \theta}$	686	600	533	480	436	400
BC=CD= $\frac{6P \operatorname{sen} \theta}{\operatorname{cos} \theta}$	1029	900	800	720	654	600
EF=AK= $\frac{2P}{\operatorname{cos} \theta}$	1248	1237	1229	1224	1220	1217
GH=IJ= $\frac{5P \operatorname{sen} \theta}{\operatorname{cos} \theta}$	857	750	667	600	545	500
AJ=EG= $\frac{2P}{\operatorname{cos} \theta}$	1248	1237	1229	1224	1220	1217
BJ=DG= $\frac{P}{\operatorname{cos} \theta}$	624	618	615	612	610	608
DH=BI= $\frac{P}{\operatorname{cos} \theta}$	624	618	615	612	610	608
CH=CI= 0	0	0	0	0	0	0
JK=FG= $\frac{2P \operatorname{sen} \theta}{\operatorname{cos} \theta}$	343	300	267	240	218	200
HI= $\frac{6P \operatorname{sen} \theta}{\operatorname{cos} \theta}$	1029	900	800	720	654	600

Para una $h = 25$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
HI	7198	100

Sección propuesta: L 2 1/2 X 1/4"

Donde:

$$A = 7.68 \text{ cm}^2 \quad kl/r < C_c \quad F_a = 1074 \text{ kg/cm}^2$$
$$r_{\text{mín}} = 1.24 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga} = 8250 \text{ Kg} > 7198 \text{ Kg}$$
$$k = 1.0$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
BC	7198	100

Sección propuesta: L 1 3/4 X 1/4"

$$E_x = 0.6 \quad F_y = 0.6 \quad X \quad 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$
$$A = 5.20 \text{ cm}^2 \quad T = A \quad F_x = 5.20 \times 1520 = 7904 \text{ Kg} > 7198 \text{ Kg}$$
$$r_{\text{mín}} = 0.86 \text{ cm}$$
$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; \quad kl/r = 116 < 240$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural \$ 192.00 kg

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 7.68 \times 724 + 5.20 \times 736 = 9388 \text{ cm}^3$$

$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$

$$W = 0.009388 \times 8000 = 75 \text{ Kg}$$

$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 75 = \$ 14419.00$$

Para una $h = 50$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
HI	3600	100

Sección propuesta: L 2 X 3/16"

Donde:

$$A = 4.61 \text{ cm}^2 \quad kl/r < Cc \quad Fa = 930 \text{ kg/cm}^2$$

$$r_{\text{mín}} = 1.02 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga} = 4285 \text{ Kg} > 3600 \text{ Kg}$$

$$k = 1.0$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
BC	3600	100

Sección propuesta: L 1 3/4 X 1/8"

$$E_x = 0.6 \quad F_y = 0.6 \quad X \quad 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 2.74 \text{ cm}^2 \quad T = A \quad F_x = 2.74 \times 1520 = 4164 \text{ kg} > 3600 \text{ kg}$$

$$r_{\text{mín}} = 0.89 \text{ cm}$$

$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; \quad kl/r = 98 < 240$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural \$ 192.00 kg

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 4.61 \times 784 + 2.74 \times 826 = 5877 \text{ cm}^3$$

$$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$$

$$W = 0.005877 \times 8000 = 47 \text{ Kg}$$

$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 47 = \$ 9028.00$$

Para una $h = 75 \text{ cm}$

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
HI	2400	100

Sección propuesta: $L 2 \times 1/8''$

Donde:

$$A = 3.10 \text{ cm}^2 \quad kl/r < Cc \quad Fa = 930 \text{ kg/cm}^2$$
$$r_{\text{mín}} = 1.02 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga} = 2882 \text{ Kg} > 2400 \text{ Kg}$$
$$k = 1.0$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
BC	2400	100

Sección propuesta: $L 7/8 \times 3/16''$

$$E_t = 0.6 \quad F_y = 0.6 \quad X \quad 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$
$$A = 1.90 \text{ cm}^2 \quad T = A \quad F_t = 1.90 \times 1520 = 2888 \text{ Kg} > 2400 \text{ Kg}$$
$$r_{\text{mín}} = 0.48 \text{ cm}$$
$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; \quad kl/r = 208 < 240$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural $\$ 192.00 \text{ kg}$

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 3.10 \times 860 + 1.90 \times 940 = 4452 \text{ cm}^3$$

$$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$$

$$W = 0.004452 \times 8000 = 36 \text{ Kg}$$

$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 36 = \$ 6838.00$$

Para una $h = 100$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
HI	1800	100

Sección propuesta: L 1 3/4 X 1/8"

Donde:

$$A = 2.74 \text{ cm}^2 \quad kl/r < Cc \quad Fa = 798 \text{ kg/cm}^2$$

$$r_{\min} = 0.89 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga;} = 2187 \text{ Kg} > 1800 \text{ Kg}$$

$$k = 1.0$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
BC	1800	100

Sección propuesta: L 7/8 X 1/8"

$$F_t = 0.6 F_y = 0.6 \times 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 1.32 \text{ cm}^2 \quad T = A F_t = 1.32 \times 1520 = 2006 \text{ Kg} > 1800 \text{ Kg}$$

$$r_{\min} = 0.48 \text{ cm}$$

$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; \quad kl/r = 208 < 240$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural \$ 192.00 kg

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 2.74 \times 948 + 1.32 \times 1072 = 4013 \text{ cm}^3$$

$$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$$

$$W = 0.004013 \times 8000 = 32 \text{ Kg}$$

$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 32 = \$ 6163.00$$

Para una $h = 125$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
AJ	1292	135

Sección propuesta: L 2 X 1/8"

Donde:

$$A = 3.10 \text{ cm}^2 \quad kl/r > Cc \quad Fa = 598 \text{ kg/cm}^2$$
$$r_{\min} = 1.02 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga} = 1855 \text{ Kg} > 1292 \text{ Kg}$$
$$k = 1.0$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
AK	1292	135

Sección propuesta: L 1 1/4 X 1/8"

$$E_t = 0.6 \quad F_y = 0.6 \quad X \quad 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$
$$A = 1.93 \text{ cm}^2 \quad T = A \quad F_t = 1.93 \times 1520 = 2934 \text{ Kg} > 1292 \text{ Kg}$$
$$r_{\min} = 0.64 \text{ cm}$$
$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; \quad kl/r = 211 < 240$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural \$ 192.00 kg

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 3.10 \times 1040 + 1.93 \times 1210 = 5559 \text{ cm}^3$$

$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$

$$W = 0.005559 \times 8000 = 44 \text{ Kg}$$

$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 44 = \$ 8536.00$$

Para una $h = 150$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
AJ	1265	158

Sección propuesta: L 2 X 1/8"

Donde:

$$A = 3.10 \text{ cm}^2 \quad kl/r > Cc \quad Fa = 437 \text{ kg/cm}^2$$
$$r_{\text{mín}} = 1.02 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga} = 1354 \text{ Kg} > 1265 \text{ Kg}$$
$$k = 1.0$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
AK	1265	158

Sección propuesta: L 1 1/2 X 1/8"

$$E_t = 0.6 F_y = 0.6 \times 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$
$$A = 2.34 \text{ cm}^2 \quad T = A F_t = 2.34 \times 1520 = 3557 \text{ Kg} > 1265 \text{ Kg}$$
$$r_{\text{mín}} = 0.76 \text{ cm}$$
$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; \quad kl/r = 208 < 240$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural \$ 192.00 kg

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 3.10 \times 1132 + 2.34 \times 1348 = 6664 \text{ cm}^3$$

$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$

$$W = 0.006664 \times 8000 = 53 \text{ Kg}$$

$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 53 = \$ 10236.00$$

Para una $h = 175$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
AJ	1248	182

Sección propuesta: L 2 X 3/16"

Donde:

$$A = 4.61 \text{ cm}^2 \quad kl/r > Cc \quad F_a = 329 \text{ kg/cm}^2$$
$$r_{\text{mín}} = 1.02 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga} = 1517 \text{ Kg} > 1248 \text{ Kg}$$
$$k = 1.0$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
AK	1248	182

Sección propuesta: L 1 1/2 X 1/8"

$$F_x = 0.6 F_y = 0.6 \times 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$
$$A = 2.34 \text{ cm}^2 \quad T = A F_x = 2.34 \times 1520 = 3557 \text{ Kg} > 1248 \text{ Kg}$$
$$r_{\text{mín}} = 0.76 \text{ cm}$$
$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; kl/r = 239 < 240$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural \$ 192.00 kg

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 4.61 \times 1228 + 2.34 \times 1492 = 9152 \text{ cm}^3$$

$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$

$$W = 0.009152 \times 8000 = 73 \text{ Kg}$$

$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 73 = \$ 14058.00$$

Para una $h = 200$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
AJ	1237	206

Sección propuesta: L 2 1/2 X 3/16"

Donde:

$$A = 5.81 \text{ cm}^2 \quad kl/r > Cc \quad F_a = 380 \text{ kg/cm}^2$$
$$r_{\min} = 1.24 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga;} = 2206 \text{ Kg} > 1237 \text{ Kg}$$
$$k = 1.0$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
AK	1237	206

Sección propuesta: L 1 3/4 X 1/8"

$$E_t = 0.6 \quad F_y = 0.6 \times 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$
$$A = 2.74 \text{ cm}^2 \quad T = A \cdot F_t = 2.74 \times 1520 = 4165 \text{ Kg} > 1237 \text{ Kg}$$
$$r_{\min} = 0.89 \text{ cm}$$
$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; \quad kl/r = 231 < 240$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural \$ 192.00 kg

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 5.81 \times 1324 + 2.74 \times 1636 = 12175 \text{ cm}^3$$

$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$

$$W = 0.012175 \times 8000 = 97$$
$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 97 = \$ 18701.00$$

Para una $h = 225$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
AJ	1229	230

Sección propuesta: L 2 1/2 X 3/16"

Donde:

$$A = 5.81 \text{ cm}^2 \quad kl/r > Cc \quad Fa = 305 \text{ kg/cm}^2$$

$$r \text{ mín} = 1.24 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga} = 1770 \text{ Kg} > 1229 \text{ Kg}$$

$$k = 1.0$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
AK	1229	230

Sección propuesta: L 2 X 1/8"

$$E_t = 0.6 F_y = 0.6 \times 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 3.10 \text{ cm}^2 \quad T = A F_t = 3.10 \times 1520 = 4712 \text{ Kg} > 1229 \text{ Kg}$$

$$r \text{ mín} = 1.02 \text{ cm}$$

$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; \quad kl/r = 225 < 240$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural \$ 192.00 kg

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 5.81 \times 1420 + 3.10 \times 1780 = 13768 \text{ cm}^3$$

$$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$$

$$W = 0.013768 \times 8000 = 110 \text{ Kg}$$

$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 110 = \$ 21248.00$$

Para una $h = 250$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
AJ	1224	255

Sección propuesta: L 2 1/2 X 3/16"

Donde:

$$A = 5.81 \text{ cm}^2 \quad kl/r > C_c \quad F_a = 248 \text{ kg/cm}^2$$
$$r_{\text{mín}} = 1.24 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga} = 1440 \text{ Kg} > 1229 \text{ Kg}$$

$$k = 1.0$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
AK	1224	255

Sección propuesta: L 2 1/2 X 3 /16"

$$E_x = 0.6 \quad F_y = 0.6 \quad X \quad 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$
$$A = 5.81 \text{ cm}^2 \quad T = A \quad F_x = 5.81 \times 1520 = 8831 \text{ Kg} > 1224 \text{ Kg}$$

$$r_{\text{mín}} = 1.24 \text{ cm}$$

$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; \quad kl/r = 206 < 240$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural \$ 192.00 kg

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 5.81 \times 1520 + 5.81 \times 1930 = 20045 \text{ cm}^3$$

$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$

$$W = 0.020045 \times 8000 = 160 \text{ Kg}$$

$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 160 = \$ 30720.00$$

Para una $h = 275$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
AJ	1220	280

Sección propuesta: L 2 1/2 X 1/4"

Donde:

$$A = 7.68 \text{ cm}^2 \quad kl/r > Cc \quad Fa = 206 \text{ kg/cm}^2$$
$$r \text{ mín} = 1.24 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga;} = 1579 \text{ Kg} > 1220 \text{ Kg}$$
$$k = 1.0$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
AK	1220	280

Sección propuesta: L 2 1/2 X 3/16"

$$E_x = 0.6 \quad F_y = 0.6 \quad X \quad 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$
$$A = 5.81 \text{ cm}^2 \quad T = A \quad F_x = 5.81 \times 1520 = 8831 \text{ Kg} > 1220 \text{ Kg}$$
$$r \text{ mín} = 1.24 \text{ cm}$$
$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; \quad kl/r = 226 < 240$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural \$ 192.00 kg

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 7.68 \times 1620 + 5.81 \times 2080 = 24526 \text{ cm}^3$$

$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$

$$W = 0.024526 \times 8000 = 196 \text{ Kg}$$

$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 196 = \$ 37673.00$$

Para una $h = 300$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
AJ	1217	304

Sección propuesta: L 2 1/2 X 1/4"

Donde:

$$A = 7.68 \text{ cm}^2 \quad kl/r > C_c \quad F_a = 174 \text{ kg/cm}^2$$
$$r_{\text{mín}} = 1.24 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga} = 1339 \text{ Kg} > 1217 \text{ Kg}$$
$$k = 1.0$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
AK	1217	304

Sección propuesta: L 3 X 1/4"

$$E_t = 0.6 \quad F_u = 0.6 \quad X \quad 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$
$$A = 9.29 \text{ cm}^2 \quad T = A \quad F_t = 9.29 \times 1520 = 14121 \text{ Kg} > 1217 \text{ Kg}$$
$$r_{\text{mín}} = 1.59 \text{ cm}$$
$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; \quad kl/r = 191 < 240$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural \$ 192.00 kg

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 7.68 \times 1716 + 9.29 \times 2224 = 33840 \text{ cm}^3$$

$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$

$$W = 0.033840 \times 8000 = 271 \text{ Kg}$$

$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 271 = \$ 51978.00 \text{ Kg}$$

VOL. (cm³)

GRAFICAL α - VOLUMEN

$$\alpha = \frac{L}{b}$$



31500
30000
28500
27000
25500
24000
22500
21000
19500
18000
16500
15000
13500
12000
10500
9000
7500
6000
4500
3000
1500
0

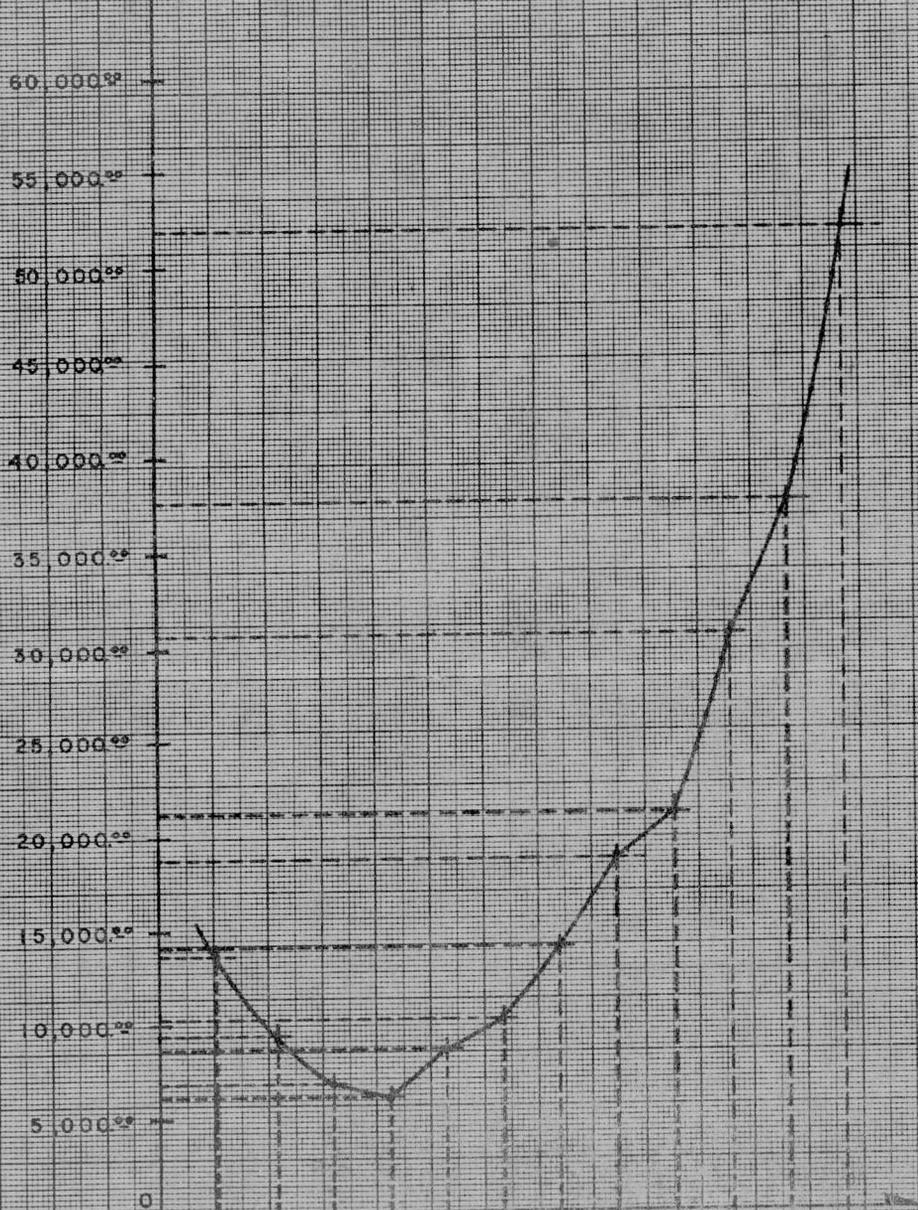
2 4 6 8 10 12 14 16 18 20 22 24 26 α

COSTO \$

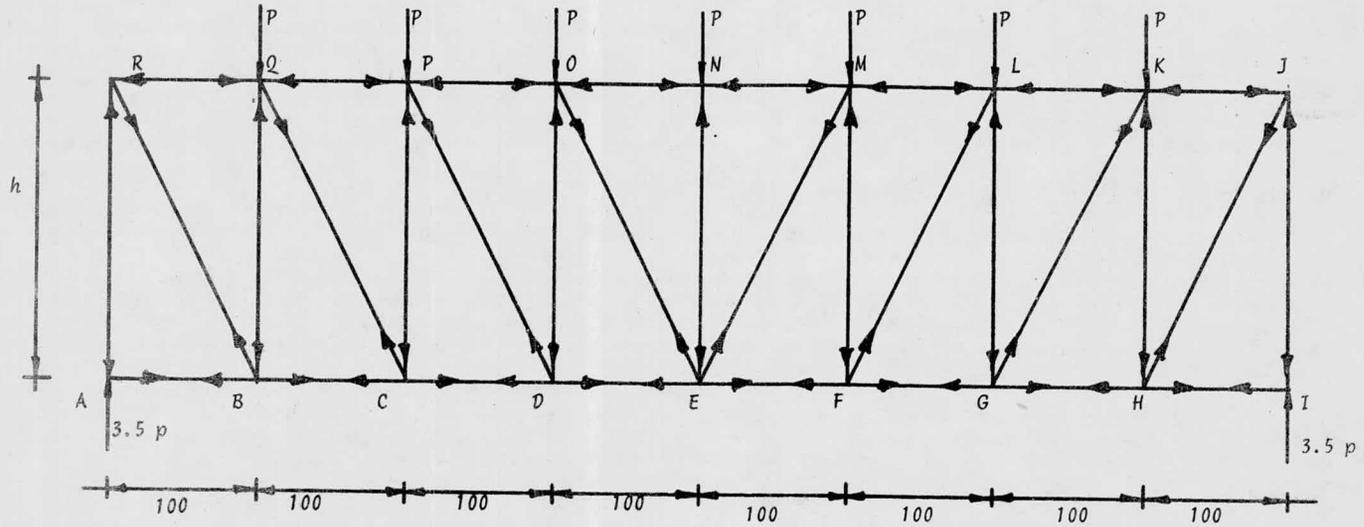
GRAFICA 2 PERALTE h - COSTO

60.000.⁰⁰
55.000.⁰⁰
50.000.⁰⁰
45.000.⁰⁰
40.000.⁰⁰
35.000.⁰⁰
30.000.⁰⁰
25.000.⁰⁰
20.000.⁰⁰
15.000.⁰⁰
10.000.⁰⁰
5.000.⁰⁰
0

25 50 75 100 125 150 175 200 225 250 275 300 ft



Armadura tipo PRATT



$p = 1000\text{Kg}$
 $L = 300\text{cm}$
 $h = \text{variable}$

Acotaciones en cm.

$$H = \sqrt{h^2 + 100^2}$$

ECUACIONES DE LAS BARRAS	P=1000Kg h=25cm	P=1000Kg h=50cm	P=1000Kg h=75cm	P=1000Kg h=100cm	P=1000Kg h=125cm	P=1000Kg h=150cm
AB=HI=0	0	0	0	0	0	0
BC=GH= $\frac{3.52P}{h}$	14000	7000	4667	3500	2800	2333
CD=FG= $\frac{62P}{h}$	24000	12000	8000	6000	4800	4000
DE=EF= $\frac{7.52P}{h}$	30000	15000	10000	7500	6000	5000
IJ=RA= 3.5P	3500	3500	3500	3500	3500	3500
JK=QR= $\frac{3.52P}{h}$	14000	7000	4667	3500	2800	2333
KL=PQ= $\frac{62P}{h}$	24000	12000	8000	6000	4800	4000
LM=OP= $\frac{7.52P}{h}$	30000	15000	10000	7500	6000	5000
MN=NO= $\frac{82P}{h}$	32000	16000	10667	8000	6400	5333
RB=JH= $\frac{3.5PH}{h}$	14431	7826	5833	4950	4482	4206
HK=QB= 3.5P	3500	3500	3500	3500	3500	3500
KG=QC= $\frac{2.5PH}{h}$	10308	5590	4167	3536	3202	3005
GL=PC= 2.5P	2500	2500	2500	2500	2500	2500
FL=PD= $\frac{1.5PH}{h}$	6185	3354	2500	2121	1921	1803
FM=OD= 1.5P	1500	1500	1500	1500	1500	1500
ME=OE= $\frac{0.5PH}{h}$	2062	1118	833	707	640	601
EN=P	1000	1000	1000	1000	1000	1000

ECUACIONES DE LAS BARRAS	P=1000Kg h=175cm	P=1000Kg h=200cm	P=1000Kg h=225cm	P=1000Kg h=250cm	P=1000Kg h=275cm	P=1000Kg h=300cm
AB=HI= 0	0	0	0	0	0	0
BC=GH= $\frac{3.5\ell P}{h}$	2000	1750	1556	1400	1273	1167
CD=FG= $\frac{6\ell P}{h}$	3429	3000	2667	2400	2182	2000
DE=EF= $\frac{7.5\ell P}{h}$	4286	3750	3333	3000	2727	2500
IJ=RA= 3.5P	3500	3500	3500	3500	3500	3500
JK=QR= $\frac{3.5\ell P}{h}$	2000	1750	1556	1400	1273	1167
KL=PQ= $\frac{6\ell P}{h}$	3429	3000	2667	2400	2182	2000
LM=OP= $\frac{7.5\ell P}{h}$	4286	3750	3333	3000	2727	2500
MN=NO= $\frac{8\ell P}{h}$	4571	4000	3556	3200	2909	2667
RB=JH= $\frac{3.5PH}{h}$	4031	3913	3830	3770	3724	3689
HK=QB= 3.5P	3500	3500	3500	3500	3500	3500
KG=QC= $\frac{2.5PH}{h}$	2879	2795	2736	2693	2660	2635
GL=PC= 2.5P	2500	2500	2500	2500	2500	2500
FL=PD= $\frac{1.5PH}{h}$	1728	1677	1641	1616	1596	1581
FM=OD= 1.5P	1500	1500	1500	1500	1500	1500
ME=OE= $\frac{0.5PH}{h}$	576	559	547	539	532	527
EN=P	1000	1000	1000	1000	1000	1000

Para una $h = 25$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
NO	32000	100

Sección propuesta: L 5 X 7/16"

Donde:

$$A = 26.97 \text{ cm}^2 \quad kl/r < Cc \quad Fa = 1348 \text{ kg/cm}^2$$

$$r_{\text{mín}} = 2.49 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga} = 36349 \text{ Kg} > 32000 \text{ Kg}$$

$$k = 1.0$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
DE	30000	100

Sección propuesta: L 4 X 7/16"

$$E_x = 0.6 \quad F_y = 0.6 \quad X \quad 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 21.35 \text{ cm}^2 \quad T = A \quad F_x = 21.35 \times 1520 = 32452 \text{ Kg} > 30000 \text{ Kg}$$

$$r_{\text{mín}} = 1.98 \text{ cm}$$

$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; \quad kl/r = 51 < 240$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural \$ 192.00 kg

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 21.35 \times 1624 + 26.97 \times 1025 = 62317 \text{ cm}^3$$

$$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$$

$$W = 0.062317 \times 8000 = 498 \text{ Kg}$$

$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 498 = \$ 95616.00$$

Para una $h = 50$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
ON	16000	100

Sección propuesta: L 4 X 1/4"

Donde:

$$A = 12.52 \text{ cm}^2 \quad kl/r < C_c \quad F_a = 1291 \text{ kg/cm}^2$$

$$r_{\text{mín}} = 2.01 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga} = 16166 \text{ Kg} > 16000 \text{ Kg}$$

$$k = 1.0$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
DE	15000	100

Sección propuesta: L 2 1/2 X 3/8"

$$F_t = 0.6 F_y = 0.6 \times 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 11.16 \text{ cm}^2 \quad T = A F_t = 11.16 \times 1520 = 16963 \text{ Kg} > 15000 \text{ Kg}$$

$$r_{\text{mín}} = 1.22 \text{ cm}$$

$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; \quad kl/r = 82 < 240$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m³

Costo del acero estructural \$ 192.00 kg

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 12.52 \times 1250 + 11.16 \times 1696 = 34\,577 \text{ cm}^3$$

$$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$$

$$W = 0.034577 \times 8000 = 277 \text{ Kg}$$

$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 277 = \$ 53\,184.00$$

Para una $h = 75$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
NO	10667	100

Sección propuesta: L 3 X 1/4"

Donde:

$$A = 9.29 \text{ cm}^2 \quad kl/r < Cc \quad F_a = 1205 \text{ kg/cm}^2$$

$$r_{\text{mín}} = 1.59 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga;} = 11\,197 \text{ Kg} > 10667 \text{ Kg}$$

$$k = 1.0$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
DE	10000	100

Sección propuesta: L 2 X 5/16"

$$E_t = 0.6 F_y = 0.6 \times 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 7.42 \text{ cm}^2 \quad T = A F_t = 7.42 \times 1520 = 11\,278 \text{ Kg} > 10\,000 \text{ Kg}$$

$$r_{\text{mín}} = 0.99 \text{ cm}$$

$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; \quad kl/r = 101 < 240$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural \$ 192.00 kg

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 9.29 \times 1475 + 7.42 \times 1800 = 27\,058 \text{ cm}^3$$

$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$

$$W = 0.027058 \times 8000 = 216 \text{ Kg}$$

$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 216 = \$ 41\,472.00$$

Para una $h = 100$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
NO	8000	100

Sección propuesta: L 2 1/2 X 1/4"

Donde:

$$A = 7.68 \text{ cm}^2 \quad kl/r < Cc \quad Fa = 1074 \text{ kg/cm}^2$$

$$r_{\min} = 1.24 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga;} = 8250 \text{ Kg} > 8000 \text{ Kg}$$

$$k = 1.0$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
DE	75000	100

Sección propuesta: L 1/4 X 1/4"

$$E_t = 0.6 F_y = 0.6 \times 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 5.20 \text{ cm}^2 \quad T = A F_t = 5.20 \times 1520 = 7904 \text{ Kg} > 7500 \text{ Kg}$$

$$r_{\min} = 0.86 \text{ cm}$$

$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; \quad kl/r = 116 < 240$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural \$ 192.00 kg

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 7.68 \times 1700 + 5.20 \times 1928 = 23\,082 \text{ cm}^3$$

$$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$$

$$W = 0.023\,082 \times 8000 = 185 \text{ Kg}$$

$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 185 = \$ 35\,453.00$$

Para una $h = 125$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
NO	6400	100

Sección propuesta: **L 2 x 5/16"**

Donde:

$$A = 7.42 \text{ cm}^2 \quad kl/r < Cc \quad F_a = 903 \text{ kg/cm}^2$$
$$r_{\text{mín}} = 0.99 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga;} = 6702 \text{ Kg} > 6400 \text{ Kg}$$
$$k = 1.0$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
DE	6000	100

Sección propuesta: **L 3/4 x 3/16"**

$$E_t = 0.6 F_y = 0.6 \times 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$
$$A = 4.03 \text{ cm}^2 \quad T = A F_t = 4.03 \times 1520 = 6126 \text{ Kg} > 6000 \text{ Kg}$$
$$r_{\text{mín}} = 0.89 \text{ cm}$$
$$k = 1.0 \quad (kl/r < 240; kl/r = 112 < 240)$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural \$ 192.00 kg

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 7.42 \times 1925 + 4.03 \times 2080 = 22\,666 \text{ cm}^3$$

$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$

$$W = 0.022\,666 \times 8000 = 181 \text{ Kg}$$

$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 181 = \$ 34\,185.00$$

Para una $h = 150$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
NO	5333	100

Sección propuesta: L 2 1/2 X 3/16"

Donde:

$$A = 5.81 \text{ cm}^2 \quad kl/r < Cc \quad Fa = 1074 \text{ kg/cm}^2$$
$$r_{\text{mín}} = 1.24 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga;} = 6241 \text{ Kg} > 5333 \text{ Kg}$$
$$k = 1.0$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
RB	4206	180

Sección propuesta: L 1 3/4 X 3/16"

$$E_t = 0.6 F_y = 0.6 \times 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$
$$A = 4.03 \text{ cm}^2 \quad T = A F_t = 4.03 \times 1520 = 6125 \text{ Kg} > 4206 \text{ Kg}$$
$$r_{\text{mín}} = 0.89 \text{ cm}$$
$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; \quad kl/r = 202 < 240$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural \$ 192.00 kg

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 5.81 \times 2150 + 4.03 \times 2240 = 21\,519 \text{ cm}^3$$

$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$

$$W = 0.021\,519 \times 8000 = 172 \text{ Kg}$$
$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 172 = \$ 33\,053.00$$

Para una $h = 175$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
HK	3500	175

Sección propuesta: L 2 1/2 X 1/4"

Donde:

$$A = 7.68 \text{ cm}^2 \quad kl/r > Cc \quad F_a = 526 \text{ kg/cm}^2$$
$$r_{\text{mín}} = 1.24 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga} = 4041 \text{ Kg} > 3500 \text{ Kg}$$
$$k = 1.0$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
RB	4031	202

Sección propuesta: L 2 X 1/8"

$$E_t = 0.6 F_y = 0.6 \times 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$
$$A = 3.10 \text{ cm}^2 \quad T = A F_t = 3.10 \times 1520 = 4712 \text{ Kg} > 4031 \text{ Kg}$$
$$r_{\text{mín}} = 1.02 \text{ cm}$$
$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; \quad kl/r = 198 < 240$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural \$ 192.00 kg

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 7.68 \times 2375 + 3.10 \times 2416 = 25\,730 \text{ cm}^3$$

$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$

$$W = 0.025\,730 \times 8000 = 206 \text{ Kg}$$

$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 206 = \$ 39\,521.00$$

Para una $h = 200$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
HK	3500	200

Sección propuesta: L 3 X 1/4"

Donde:

$$A = 9.29 \text{ cm}^2 \quad kl/r > Cc \quad F_a = 664 \text{ kg/cm}^2$$
$$r_{\text{mín}} = 1.59 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga;} = 6165 \text{ Kg} > 3500 \text{ Kg}$$
$$k = 1.0$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
RB	3913	224

Sección propuesta: L 2 X 1/8"

$$E_x = 0.6 \quad F_y = 0.6 \quad X \quad 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$
$$A = 3.10 \text{ cm}^2 \quad T = A \quad F_x = 3.10 \times 1520 = 4712 \text{ Kg} > 3913 \text{ Kg}$$
$$r_{\text{mín}} = 1.02 \text{ cm}$$
$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; \quad kl/r = 220 < 240$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural \$ 192.00 kg

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 9.29 \times 2600 + 3.10 \times 2592 = 32\,189 \text{ cm}^3$$

$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$

$$W = 0.032\,189 \times 8000 = 258 \text{ Kg}$$
$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 258 = \$ 49\,443.00$$

Para una $h = 225$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
HK	3500	225

Sección propuesta: L 3 X 1/4"

Donde:

$$A = 9.29 \text{ cm}^2 \quad kl/r > C_c \quad F_a = 523 \text{ kg/cm}^2$$
$$r_{\text{mín}} = 1.59 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga;} = 4862 \quad \text{Kg} > 3500 \quad \text{Kg}$$
$$k = 1.0$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
RB	3830	246

Sección propuesta: L 2 1/2 X 3/16"

$$E_x = 0.6 F_y = 0.6 \times 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$
$$A = 5.81 \text{ cm}^2 \quad T = A F_x = 5.81 \times 1520 = 8831 \text{ Kg} > 3830 \text{ Kg}$$
$$r_{\text{mín}} = 1.24 \text{ cm}$$
$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; kl/r = 198 < 240$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural \$ 192.00 kg

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 9.29 \times 2825 + 5.81 \times 2768 = 42\,326 \text{ cm}^3$$

$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$

$$W = 0.042\,326 \times 8000 = 339 \text{ Kg}$$

$$\text{Costo} \$ 192.00 \times 339 = \$ 65\,013.00$$

Para una $h = 250$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
HK	3500	250

Sección propuesta: L 3 X 1/4"

Donde:

$$A = 9.29 \text{ cm}^2 \quad kl/r > Cc \quad F_a = 424 \text{ kg/cm}^2$$
$$r_{\text{mín}} = 1.59 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga} = 3938 \text{ Kg} > 3500 \text{ Kg}$$
$$k = 1.0$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
RB	3770	269

Sección propuesta: L 2 1/2 X 3/16"

$$E_t = 0.6 F_y = 0.6 \times 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$
$$A = 5.81 \text{ cm}^2 \quad T = A F_t = 5.81 \times 1520 = 8831 \text{ Kg} > 3770 \text{ Kg}$$
$$r_{\text{mín}} = 1.24 \text{ cm}$$
$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; \quad kl/r = 217 < 240$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural \$ 192.00 kg

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 9.29 \times 3050 + 5.81 \times 2952 = 45486 \text{ cm}^3$$

$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$

$$W = 0.045486 \times 8000 = 364 \text{ Kg}$$
$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 364 = \$ 69866.00$$

Para una $h = 275$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
HK	3500	275

Sección propuesta: L 3 X 5/16"

Donde:

$$A = 11.48 \text{ cm}^2 \quad kl/r > Cc \quad Fa = 312 \text{ kg/cm}^2$$
$$r \text{ mín} = 1.5 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga;} = 3579 \text{ Kg} > 3500 \text{ Kg}$$
$$k = 1.0$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
RB	3724	293

Sección propuesta: L 2 1/2 X 3/16"

$$E_x = 0.6 \quad F_y = 0.6 \quad X \quad 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$
$$A = 5.81 \text{ cm}^2 \quad T = A \quad F_x = 5.81 \times 1520 = 8831 \text{ Kg} > 3724 \text{ Kg}$$
$$r \text{ mín} = 1.24 \text{ cm}$$
$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; \quad kl/r = 236 < 240$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural \$ 192.00 kg

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 11.48 \times 3275 + 5.81 \times 3144 = 55\,864 \text{ cm}^3$$

$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$

$$W = 0.055\,864 \times 8000 = 447 \text{ Kg}$$
$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 447 = \$ 85\,807.00$$

Para una $h = 300$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
HK	3500	300

Sección propuesta: L 4 X 1/4"

Donde:

$$A = 12.52 \text{ cm}^2 \quad kl/r > Cc \quad F_a = 470 \text{ kg/cm}^2$$
$$r \text{ m}^{\text{in}} = 2.01 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga;} = 5890 \text{ Kg} > 3500 \text{ Kg}$$
$$k = 1.0$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
RB	3689	316

Sección propuesta: L 3 X 1/4"

$$E_x = 0.6 F_y = 0.6 \times 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$
$$A = 9.29 \text{ cm}^2 \quad T = A F_x = 9.29 \times 1520 = 14121 \text{ Kg} > 3689 \text{ Kg}$$
$$r \text{ m}^{\text{in}} = 1.59 \text{ cm}$$
$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; \quad kl/r = 199 < 240$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural \$ 192.00 kg

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 12.52 \times 3500 + 9.29 \times 3328 = 74737 \text{ cm}^3$$

$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$

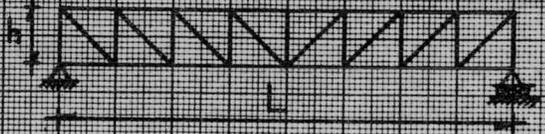
$$W = 0.074737 \times 8000 = 598 \text{ Kg}$$
$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 598 = \$ 114796.00$$

VOL (cm³)

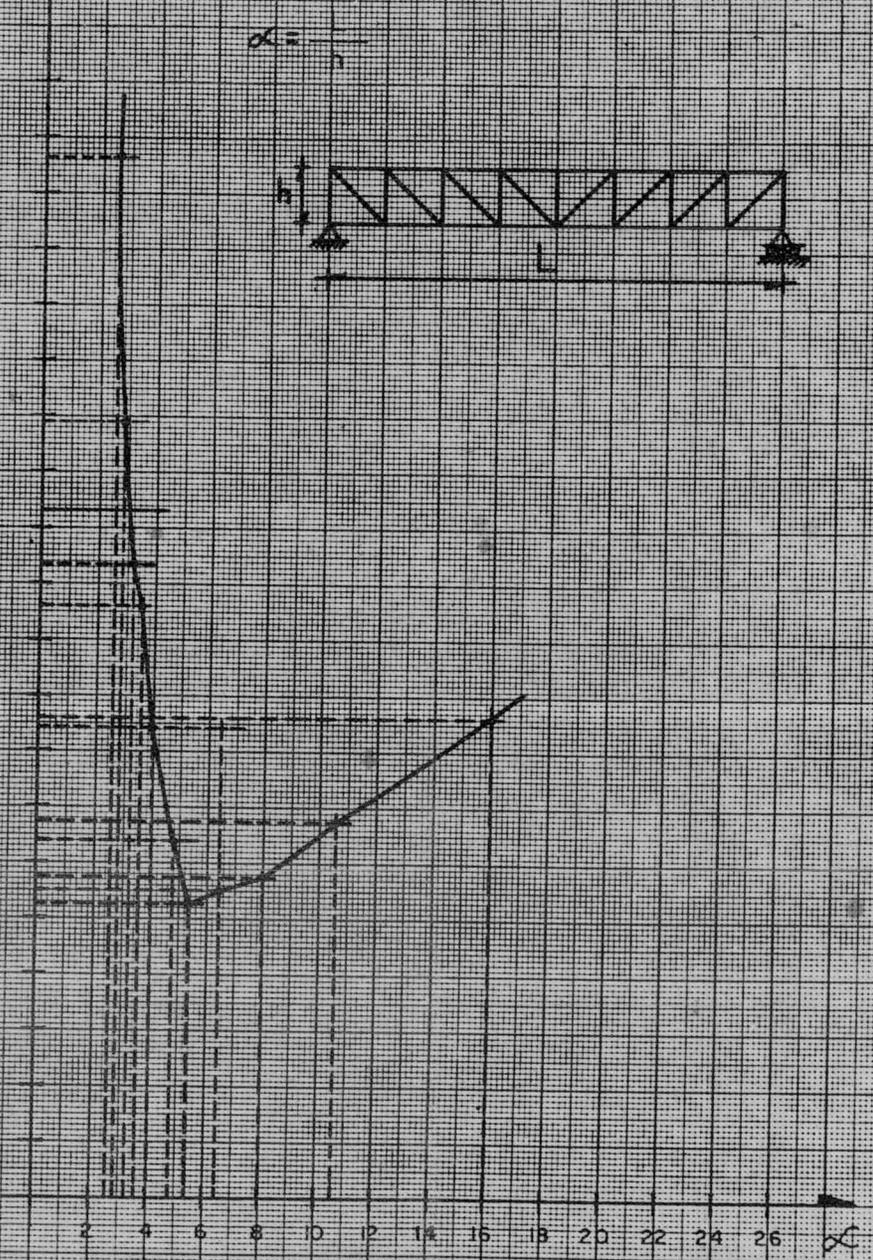
GRAFICA 3. α - VOLUMEN

$$\alpha = \frac{V}{V_0}$$

80000
76000
72000
68000
64000
60000
56000
52000
48000
44000
40000
36000
32000
28000
24000
20000
16000
12000
8000
4000

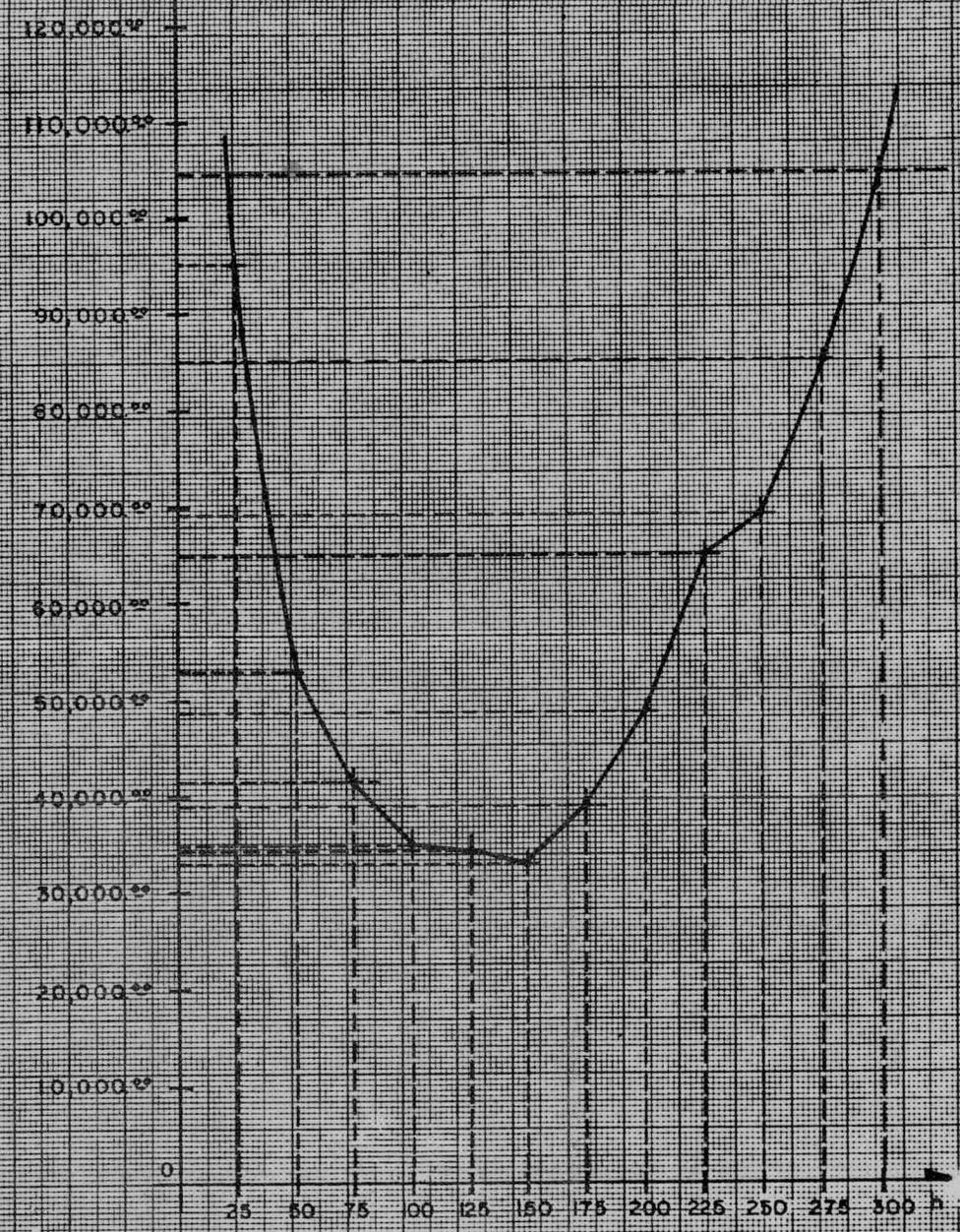


2 4 6 8 10 12 14 16 18 20 22 24 26 x

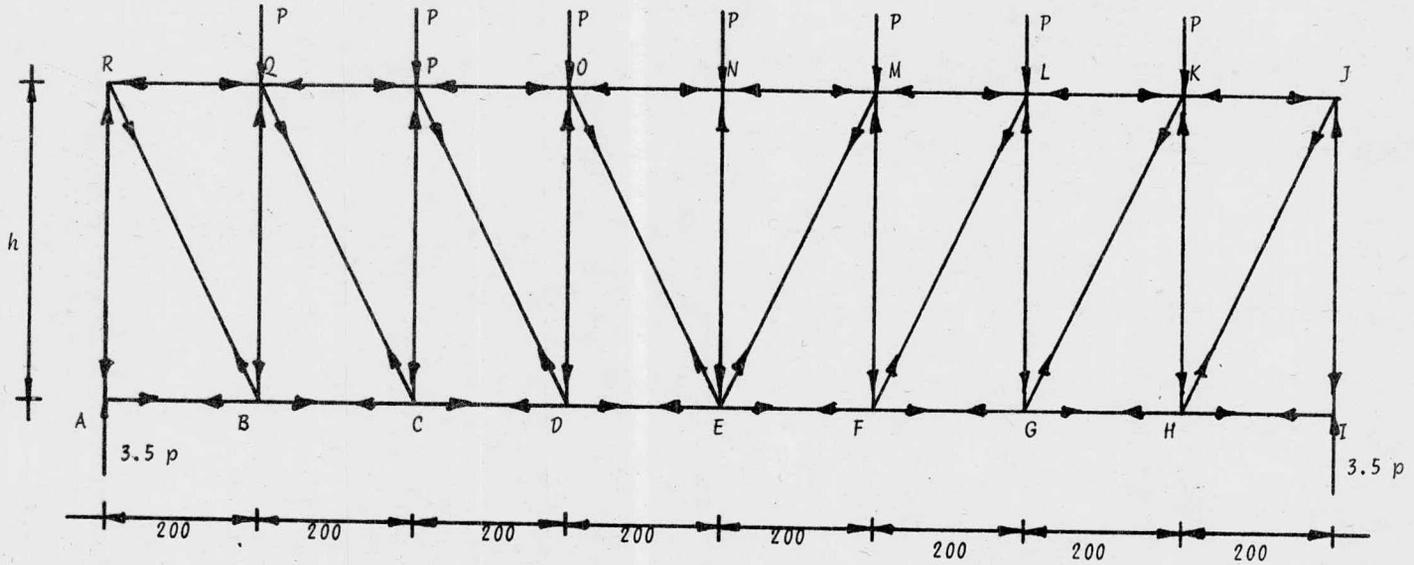


GRAFICA 4 PERALTE h-COSTO

COSTO \$



Armadura tipo PRATT



$P = 1000 \text{ Kg}$

$L = 1600 \text{ cm}$

$h = \text{variable}$

Acotaciones en cm.

$$H = \sqrt{h^2 + 200^2}$$

ECUACIONES DE LAS BARRAS	P=1000Kg h=50cm	P=1000Kg h=100cm	P=1000Kg h=150cm	P=1000Kg h=200cm	P=1000Kg h=250cm	P=1000Kg h=300cm
AB=HI=0	0	0	0	0	0	0
BC=GH= $\frac{3.5\ell P}{h}$	14000	7000	4667	3500	2800	2333
CD=FG= $\frac{6\ell P}{h}$	24000	12000	8000	6000	4800	4000
DE=EF= $\frac{7.5\ell P}{h}$	30000	15000	10000	7500	6000	5000
IJ=RA 3.5P	3500	3500	3500	3500	3500	3500
JK=QR= $\frac{3.5\ell P}{h}$	14000	7000	4667	3500	2800	2333
KL=PQ= $\frac{6\ell P}{h}$	24000	12000	8000	6000	4800	4000
LM=OP= $\frac{7.5\ell P}{h}$	30000	15000	10000	7500	6000	5000
MN=NO= $\frac{8\ell P}{h}$	32000	16000	10667	8000	6400	5333
RB=JH= $\frac{3.5PH}{h}$	14431	7826	5833	4950	4482	4206
HK=QB= 3.5P	3500	3500	3500	3500	3500	3500
KG=QC= $\frac{2.5PH}{h}$	10308	5590	4167	3536	3202	3005
GL=PC= 2.5P	2500	2500	2500	2500	2500	2500
FL=PD= $\frac{1.5PH}{h}$	6185	3354	2500	2121	1921	1803
FM=OD= 1.5P	1500	1500	1500	1500	1500	1500
ME=OE= $\frac{0.5PH}{h}$	2062	1118	833	707	640	601
EN=P	1000	1000	1000	1000	1000	1000

ECUACIONES DE LAS BARRAS	P=1000Kg h=350cm	P=1000Kg h=400cm	P=1000Kg h=450cm	P=1000Kg h=500cm	P=1000Kg h=550cm	P=1000Kg h=600cm
AB=HI=0	0	0	0	0	0	0
BC=GH= $\frac{3.5\ell P}{h}$	2000	1750	1556	1400	1273	1007
CD=FG= $\frac{6\ell P}{h}$	3429	3000	2667	2400	2182	2000
DE=EF= $\frac{7.5\ell P}{h}$	4286	3750	3333	3000	2727	2500
IJ=RA= 3.5P	3500	3500	3500	3500	3500	3500
JK=QR= $\frac{3.5\ell P}{h}$	2000	1750	1556	1400	1273	1007
KL=PQ= $\frac{6\ell P}{h}$	3429	3000	2667	2400	2182	2000
LM=OP= $\frac{7.5\ell P}{h}$	4286	3750	3333	3000	2727	2500
MN=NO= $\frac{8\ell P}{h}$	4571	4000	3556	3200	2909	2667
RB=JH= $\frac{3.5PH}{h}$	4031	3913	3830	3770	3724	3689
HK=QB= 3.5P	3500	3500	3500	3500	3500	3500
KG=QC= $\frac{2.5PH}{h}$	2879	2795	2736	2693	2660	2635
GL=PC= 2.5P	2500	2500	2500	2500	2500	2500
FL=PD= $\frac{1.5PH}{h}$	1728	1677	1641	1616	1596	1581
FM=OD= 1.5P	1500	1500	1500	1500	1500	1500
ME=OE= $\frac{0.5PH}{h}$	576	559	547	539	532	527
EN=P	1000	1000	1000	1000	1000	1000

Para una $h = 50$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
MN	32000	200

Sección propuesta: Γ 3 X 7/16"

Donde:

$$A = 31.36 \text{ cm}^2 \quad kl/r < Cc \quad Fa = 1027 \text{ kg/cm}^2$$

$$r_{\text{mín}} = 2.31 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga;} = 32197 \text{ Kg} > 32000 \text{ Kg}$$

$$k = 1.0$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
DE	30000	200

Sección propuesta: Γ 2 1/2 X 3/8"

$$E_t = 0.6 F_y = 0.6 \times 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 22.32 \text{ cm}^2 \quad T = A F_t = 22.32 \times 1520 = 33926 \text{ Kg} > 30000 \text{ Kg}$$

$$r_{\text{mín}} = 1.91 \text{ cm}$$

$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; \quad kl/r = 105 < 240$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural \$ 192.00 kg

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 31.36 \times 2050 + 22.32 \times 3248 = 136783 \text{ cm}^3$$

$$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$$

$$W = 0.136783 \times 8000 = 1094 \text{ Kg}$$
$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 1094 = \$ 210099.00$$

Para una $h = 100$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
MN	16000	200

Sección propuesta: $\Gamma 2 \frac{1}{2} \times 5/16''$

Donde:

$$A = 18.96 \text{ cm}^2 \quad kl/r < Cc \quad Fa = 880 \text{ kg/cm}^2$$
$$r_{\text{mín}} = 1.93 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga} = 16\,678 \text{ Kg} > 16000 \text{ Kg}$$

$$k = 1.0$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
DE	15000	200

Sección propuesta: $\Gamma 1 \frac{3}{4} \times 1/4''$

$$E_x = 0.6 \quad F_y = 0.6 \times 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 10.40 \text{ cm}^2 \quad T = A \cdot F_x = 10.40 \times 1520 = 15\,808 \text{ Kg} > 15000 \text{ Kg}$$

$$r_{\text{mín}} = 1.35 \text{ cm}$$

$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; \quad kl/r = 148 < 240$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural \$ 192.00 kg

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 18.96 \times 2500 + 10.40 \times 3392 = 82\,677 \text{ cm}^3$$

$$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$$

$$W = 0.082677 \times 8000 = 661 \text{ Kg}$$

$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 661 = \$ 126\,992.00$$

Para una $h = 150$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
MN	10667	200

Sección propuesta: **7F** 2 1/2 X 1/4"

Donde:

$$A = 15.36 \text{ cm}^2 \quad kl/r < Cc \quad Fa = 894 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$r_{\text{mín}} = 1.96 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga} = 13\,732 \text{ Kg} > 10667 \text{ Kg}$$

$$k = 1.0$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
DE	10000	200

Sección propuesta: **7F** 1 3/4 X 3/16"

$$E_t = 0.6 F_y = 0.6 \times 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 8.06 \text{ cm}^2 \quad T = A F_t = 8.06 \times 1520 = 12251 \text{ Kg} > 10000 \text{ Kg}$$

$$r_{\text{mín}} = 1.37 \text{ cm}$$

$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; \quad kl/r = 146 < 240$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural \$ 192.00 kg

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 15.36 \times 2950 + 8.06 \times 3600 = 74\,328 \text{ cm}^3$$

$$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$$

$$W = 0.074328 \times 8000 = 595 \text{ Kg}$$

$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 595 = \$ 114\,240.00$$

Para una $h = 200$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
MN	8000	200

Sección propuesta: \overline{I} 2 X 5/16"

Donde:

$$A = 14.84 \text{ cm}^2 \quad kl/r > C_c \quad F_a = 605 \text{ kg/cm}^2$$
$$r_{\text{mín}} = 1.52 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga} = 8983 \text{ Kg} > 8000 \text{ Kg}$$
$$k = 1.0$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
DE	7500	200

Sección propuesta: L 2 1/2 X 3/16"

$$E_t = 0.6 F_y = 0.6 \times 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$
$$A = 5.81 \text{ cm}^2 \quad T = A F_t = 5.81 \times 1520 = 8831 \text{ Kg} > 7500 \text{ Kg}$$
$$r_{\text{mín}} = 1.24 \text{ cm}$$
$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; \quad kl/r = 161 < 240$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m³

Costo del acero estructural \$ 192.00 kg

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 14.84 \times 3400 + 5.81 \times 3864 = 72\,906 \text{ cm}^3$$

$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$

$$W = 0.072\,906 \times 8000 = 583 \text{ Kg}$$
$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 583 = \$ 111\,983.00$$

Para una $h = 250$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
MN	6400	200

Sección propuesta: **7F** 2 X 1/4"

Donde:

$$A = 12.12 \text{ cm}^2 \quad kl/r > Cc \quad Fa = 629 \text{ kg/cm}^2$$
$$r \text{ mín} = 1.55 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga} = 7629 \text{ Kg} > 6400 \text{ Kg}$$
$$k = 1.0$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
RB	4482	320

Sección propuesta: **L3** X 1/4"

$$E_x = 0.6 F_y = 0.6 \times 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$
$$A = 9.29 \text{ cm}^2 \quad T = A F_x = 9.29 \times 1520 = 14121 \text{ Kg} > 4482 \text{ Kg}$$
$$r \text{ mín} = 1.59 \text{ cm}$$
$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; kl/r = 201 < 240$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural \$ 192.00 kg

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 12.12 \times 3850 + 9.29 \times 4160 = 85308 \text{ cm}^3$$

$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$

$$W = 0.085308 \times 8000 = 682 \text{ Kg}$$
$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 682 = \$ 131033.00$$

Para una $h = 300$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
IJ	3500	300

Sección propuesta: $\Gamma 2 \frac{1}{2} \times \frac{3}{16}$ "

Donde:

$$A = 11.62 \text{ cm}^2 \quad kl/r > Cc \quad F_a = 457 \text{ kg/cm}^2$$
$$r_{\text{mín}} = 1.98 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga;} = 5503 \text{ Kg} > 3500 \text{ Kg}$$
$$k = 1.0$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
RB	4206	361

Sección propuesta: $L 3 \times \frac{1}{4}$ "

$$E_t = 0.6 F_y = 0.6 \times 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$
$$A = 9.29 \text{ cm}^2 \quad T = A F_t = 9.29 \times 1520 = 14121 \text{ Kg} > 4206 \text{ Kg}$$
$$r_{\text{mín}} = 1.59 \text{ cm}$$
$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; kl/r = 227 < 240$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural $\$ 192.00 \text{ kg}$

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 11.62 \times 4300 + 9.29 \times 4488 = 91\,660 \text{ cm}^3$$

$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$

$$W = 0.091660 \times 8000 = 733 \text{ Kg}$$

$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 733 = \$ 140\,789.00$$

Para una $h=350$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
IJ	3500	350

Sección propuesta: **TF** 2 1/2 X 3/16"

Donde:

$$A = 11.62 \text{ cm}^2 \quad kl/r > Cc \quad Fa = 335 \text{ kg/cm}^2$$
$$r \text{ m}^{\text{in}} = 1.98 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga;} = 3897 \text{ Kg} > 3500 \text{ Kg}$$
$$k = 1.0$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
RB	4031	403

Sección propuesta: **L** 4 X 1/4"

$$E_t = 0.6 F_y = 0.6 \times 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$
$$A = 12.52 \text{ cm}^2 \quad T = A F_t = 12.52 \times 1520 = 19030 \text{ Kg} > 4031 \text{ Kg}$$
$$r \text{ m}^{\text{in}} = 2.01 \text{ cm}$$
$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; kl/r = 200 < 240$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural \$ 192.00 kg

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 11.62 \times 4750 + 12.52 \times 4824 = 115\,591 \text{ cm}^3$$

$$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$$

$$W = 0.115591 \times 8000 = 925 \text{ Kg}$$
$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 925 = \$ 177\,549.00$$

Para una $h = 400$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
IJ	3500	400

Sección propuesta: Γ 2 1/2 X 1/4"

Donde:

$$A = 15.36 \text{ cm}^2 \quad kl/r > Cc \quad Fa = 252 \text{ kg/cm}^2$$

$$r_{\text{mín}} = 1.96 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga} = 3865 \text{ Kg} > 3500 \text{ Kg}$$

$$k = 1.0$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
RB	3913	447

Sección propuesta: L 4 X 1/4"

$$E_x = 0.6 \quad F_y = 0.6 \quad X \quad 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 12.52 \text{ cm}^2 \quad T = A \quad F_x = 12.52 \times 1520 = 19030 \text{ Kg} > 3913 \text{ Kg}$$

$$r_{\text{mín}} = 2.01 \text{ cm}$$

$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; \quad kl/r = 222 < 240$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural \$ 192.00 kg

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 15.36 \times 5200 + 12.52 \times 5176 = 144\,676 \text{ cm}^3$$

$$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$$

$$W = 0.144676 \times 8000 = 1157 \text{ Kg}$$

$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 1157 = \$ 222\,222.00$$

Para una $h = 450$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
IJ	3500	450

Sección propuesta: $\Gamma 2 \ 1/2 \times 5/16''$

Donde:

$$A = 18.96 \text{ cm}^2 \quad kl/r > Cc \quad F_a = 193 \text{ kg/cm}^2$$
$$r_{\min} = 1.93 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga} = 3655 \text{ Kg} > 3500 \text{ Kg}$$
$$k = 1.0$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
RB	3830	492

Sección propuesta: $\Gamma 3 \times 1/4''$

$$E_t = 0.6 \quad F_y = 0.6 \times 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$
$$A = 18.58 \text{ cm}^2 \quad T = A \cdot F_t = 18.58 \times 1520 = 28242 \text{ Kg} > 3830 \text{ Kg}$$
$$r_{\min} = 2.36 \text{ cm}$$
$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; \quad kl/r = 208 < 240$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural $\$ 192.00 \text{ kg}$

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 18.96 \times 5650 + 18.58 \times 5536 = 209\,983 \text{ cm}^3$$

$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$

$$W = 0.209983 \times 8000 = 1680 \text{ Kg}$$
$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 1680 = \$ 322\,534.00$$

Para una $h = 500$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
IJ	35000	500

Sección propuesta: $\Gamma 3 \times 1/4$ "

Donde:

$$A = 18.58 \text{ cm}^2 \quad kl/r > Cc \quad Fa = 288 \text{ kg/cm}^2$$
$$r_{\min} = 2.36 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga;} = 5356 \text{ Kg} > 3500 \text{ Kg}$$
$$k = 1.0$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
RB	3770	539

Sección propuesta: $\Gamma 3 \times 1/4$ "

$$E_x = 0.6 \quad F_y = 0.6 \quad X \quad 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$
$$A = 18.58 \text{ cm}^2 \quad T = A \quad F_x = 18.58 \times 1520 = 28242 \text{ Kg} > 3777 \text{ Kg}$$
$$r_{\min} = 2.36 \text{ cm}$$
$$k = 1.0 \quad kl/r = 240; \quad kl/r = 228 \quad 240$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural $\$ 192.00 \text{ kg}$

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 18.58 \times 6100 + 18.58 \times 5912 = 223 \ 183 \text{ cm}^3$$

$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$

$$W = 0.223183 \times 8000 = 1785 \text{ Kg}$$

$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 1785 = \$ 342 \ 809.00$$

Para una $h = 550$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
IJ	3500	550

Sección propuesta: $\Gamma 3 \times 1/4''$

Donde:

$$A = 18.58 \text{ cm}^2 \quad kl/r > Cc \quad Fa = 193 \text{ kg/cm}^2$$
$$r_{\text{mín}} = 2.36 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga} = 3585 \text{ Kg} > 3500 \text{ Kg}$$
$$k = 1.0$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
RB	3724	585

Sección propuesta: $\Gamma 4 \times 1/4''$

$$E_x = 0.6 \quad F_y = 0.6 \quad X \quad 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$
$$A = 25.04 \text{ cm}^2 \quad T = A \quad F_x = 25.04 \times 1520 = 38061 \text{ Kg} > 3724 \text{ Kg}$$
$$r_{\text{mín}} = 3.18 \text{ cm}$$
$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; \quad kl/r = 184 < 240$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural \$ 192.00 kg

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 18.58 \times 6550 + 25.04 \times 6280 = 278\,950 \text{ cm}^3$$

$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$

$$W = 0.278\,950 \times 8000 = 2232 \text{ Kg}$$

$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 2232 = \$ 428\,468.00$$

Para una $h = 600$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
IJ	3500	600

Sección propuesta: **7F** 3 X 5/16"

Donde:

$$A = 22.96 \text{ cm}^2 \quad kl/r \quad Cc \quad Fa = 159 \quad \text{kg/cm}^2$$
$$r_{\text{mín}} = 2.34 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga} = 3660 \quad \text{Kg} \quad 3500 \quad \text{Kg}$$
$$k = 1.0$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
RB	3689	632

Sección propuesta: **7F** 4 X 1/4"

$$E_t = 0.6 \quad F_y = 0.6 \quad X \quad 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$
$$A = 25.04 \text{ cm}^2 \quad T = A \quad F_t = 25.04 \quad X \quad 1520 = 38 \quad 061 \text{ Kg} > 3689 \text{ Kg}$$
$$r_{\text{mín}} = 3.18 \text{ cm}$$
$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; \quad kl/r = 199 < 240$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural $\$ 192.00 \text{ kg}$

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 22.96 \times 7000 + 25.04 \times 6656 = 327 \quad 386 \text{ cm}^3$$

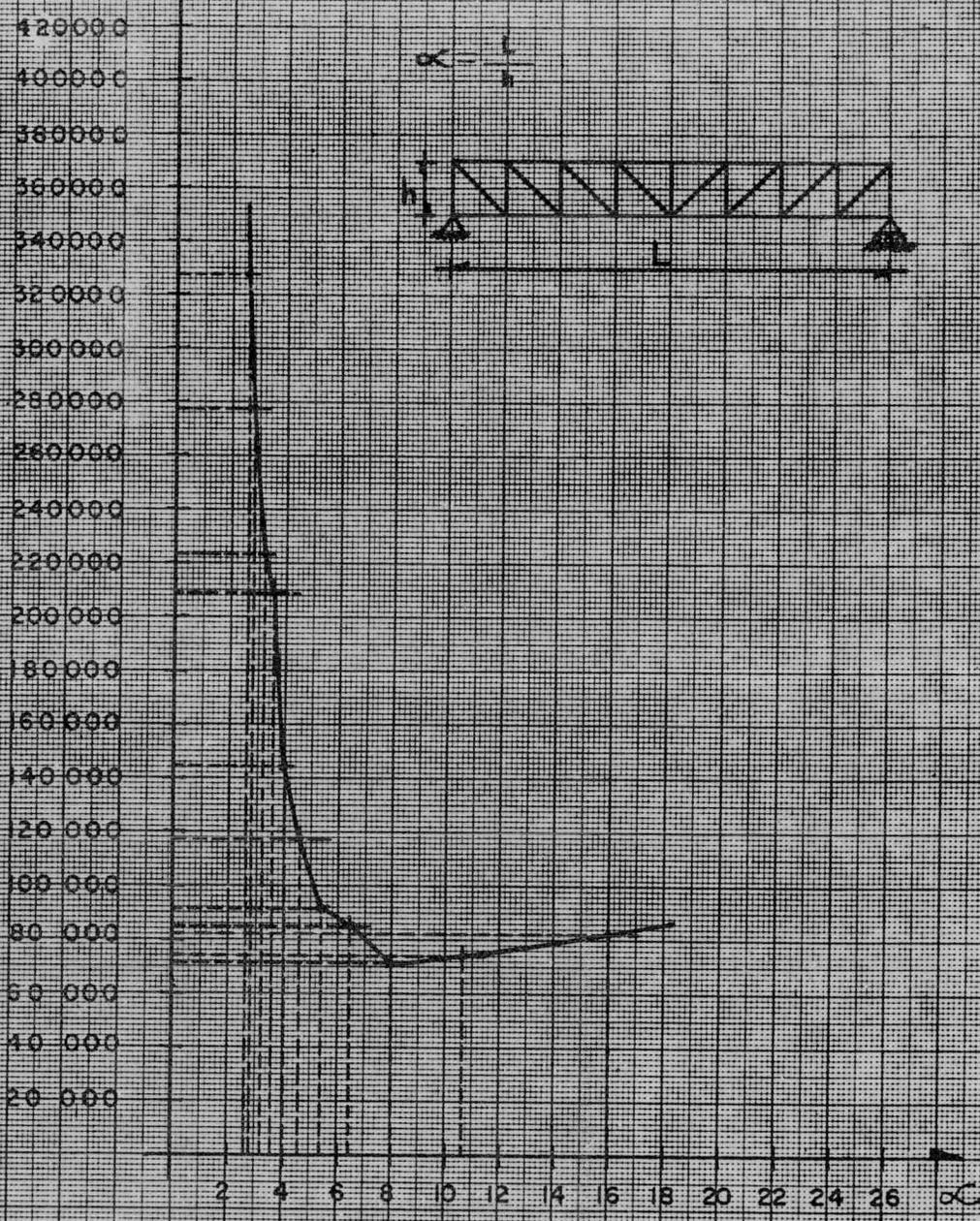
$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$

$$W = 0.327386 \times 8000 = 2619 \text{ Kg}$$

$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 2619 = \$ 502 \quad 865.00$$

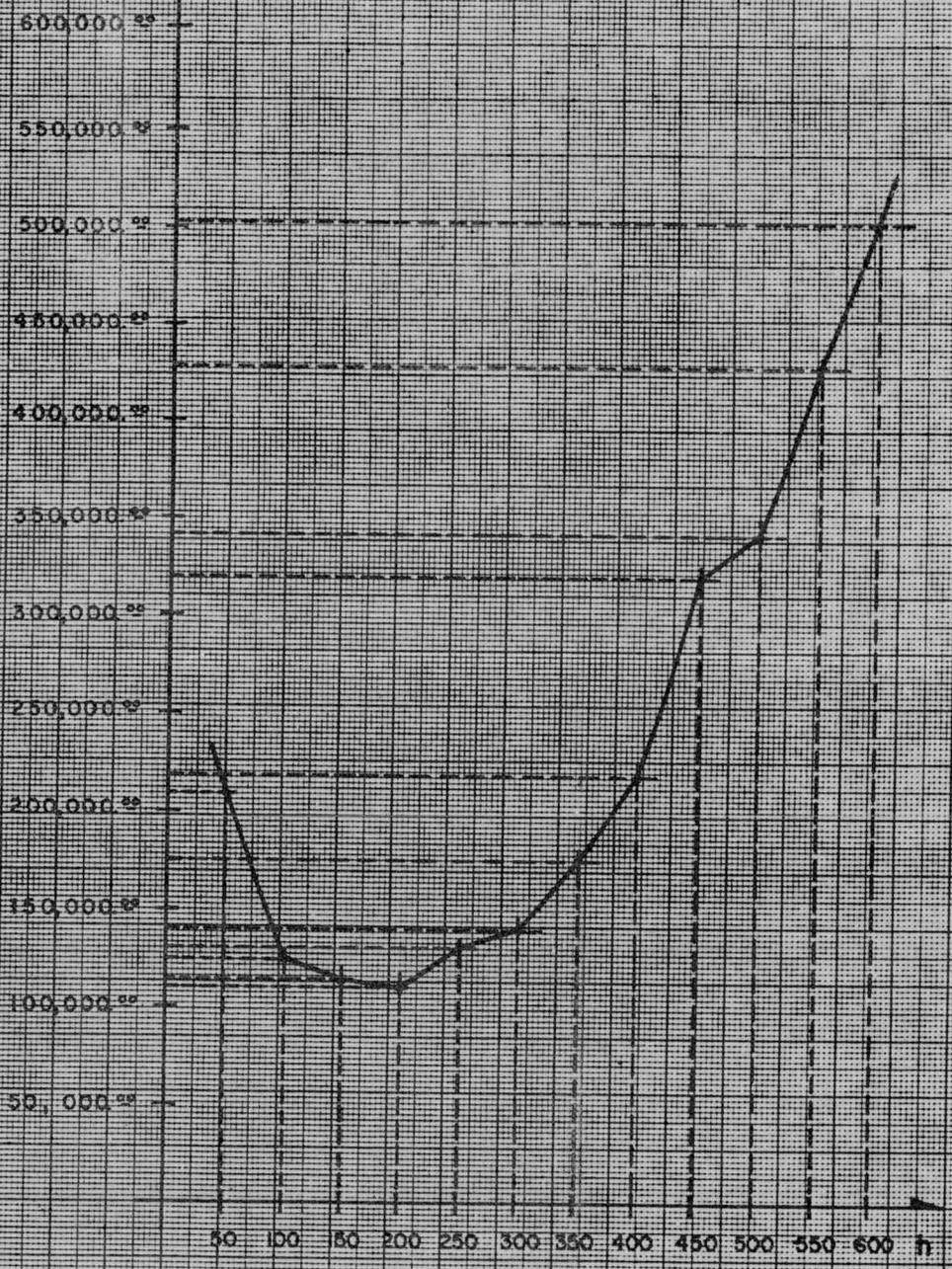
VOL (cm³)

GRAFICA α -VOLUMEN

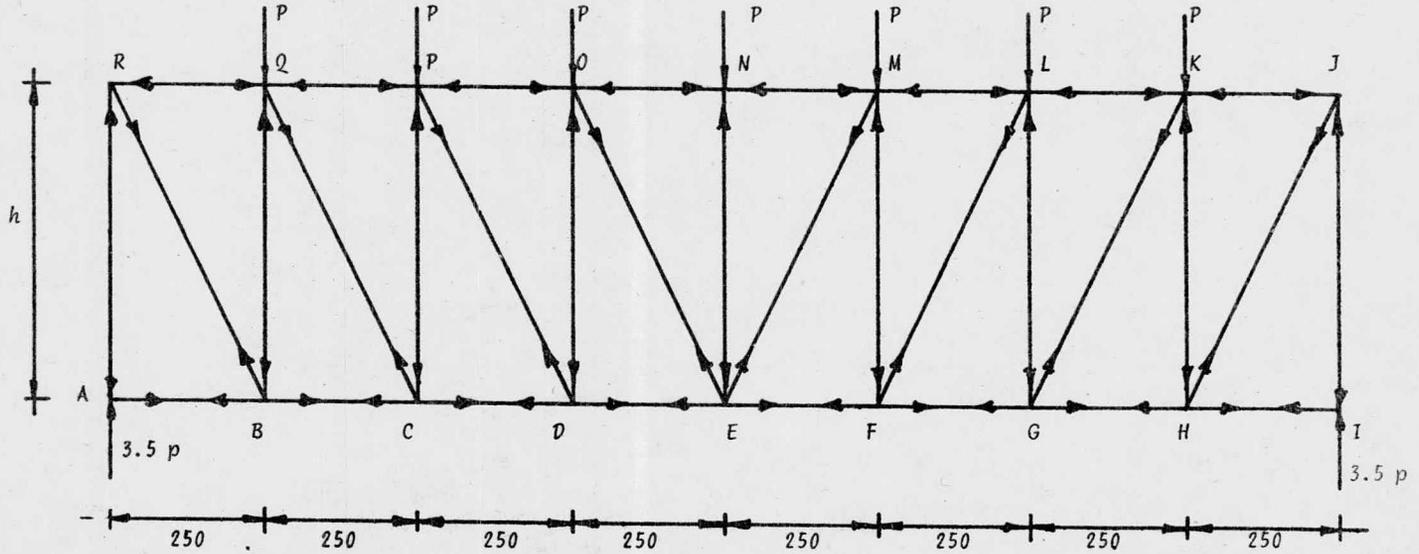


COSTO \$

GRAFICAS PARA TE h - COSTO.



Armadura tipo PRATT



$P = 1000\text{Kg}$
 $L = 2000\text{cm}$
 $h = \text{variable}$

Acotaciones en cm.

$$H = \sqrt{h^2 + 250^2}$$

ECUACIONES DE LAS BARRAS

P=1000kg h=50cm P=1000kg h=100cm P=1000kg h=150cm P=1000kg h=200cm P=1000kg h=250cm P=1000kg h=300cm

ECUACIONES DE LAS BARRAS	P=1000kg h=50cm	P=1000kg h=100cm	P=1000kg h=150cm	P=1000kg h=200cm	P=1000kg h=250cm	P=1000kg h=300cm
AB=HI=0	0	0	0	0	0	0
BC=GH= $\frac{3.5\ell P}{h}$	17500	8750	5833	4375	3500	2917
CD=FG= $\frac{6\ell P}{h}$	30000	15000	10000	7500	6000	5000
DE=EF= $\frac{7.5\ell P}{h}$	37500	18750	12500	9375	7500	6250
IJ=RA= 3.5P	3500	3500	3500	3500	3500	3500
JK=QR= $\frac{3.5\ell P}{h}$	17500	8750	5833	4375	3500	2917
KL=PQ= $\frac{6\ell P}{h}$	30000	15000	10000	7500	6000	5000
LM=OP= $\frac{7.5\ell P}{h}$	37500	18750	12500	9375	7500	6250
MN=NO= $\frac{8\ell P}{h}$	40000	20000	13333	10000	8000	6667
RB=JH= $\frac{3.5PH}{h}$	17847	9424	6803	5603	4950	4556
HK=QB= 3.5P	3500	3500	3500	3500	3500	3500
KG=QC= $\frac{2.5PH}{h}$	12748	6731	4859	4002	3536	3254
GL=PC= 2.5P	2500	2500	2500	2500	2500	2500
FL=PD= $\frac{1.5PH}{h}$	7649	4039	2915	2401	2121	1953
FM=OD= 1.5P	1500	1500	1500	1500	1500	1500
ME=OE= $\frac{0.5PH}{h}$	2550	1346	972	872	707	651
EN=P	1000	1000	1000	1000	1000	1000

ECUACIONES DE LAS BARRAS	P=1000kg h=350cm	P=1000kg h=400cm	P=1000kg h=450cm	P=1000kg h=500cm	P=1000kg h=550cm	P=1000kg h=600cm
AB=HI=0	0	0	0	0	0	0
BC=GH= $\frac{3.52P}{h}$	2500	2188	1944	1750	1591	1458
CD=FG= $\frac{62P}{h}$	4286	3750	3333	3000	2727	2500
DE=EF= $\frac{7.52P}{h}$	5357	4688	4167	3750	3409	3125
IJ=RA= 3.5P	3500	3500	3500	3500	3500	3500
JK=QR= $\frac{3.52P}{h}$	2500	2188	1944	1750	1591	1458
KL=PQ= $\frac{62P}{h}$	4286	3750	3333	3000	2727	2500
LM=OP= $\frac{7.52P}{h}$	5357	4688	4167	3750	3409	3125
MN=NO= $\frac{82P}{h}$	5714	5000	4444	4000	3636	3333
RB=JH= $\frac{3.5PH}{h}$	4301	4127	4004	3913	3845	3792
HK=QB= 3.5P	3500	3500	3500	3500	3500	3500
KG=QC= $\frac{2.5PH}{h}$	3072	2948	2860	2795	2746	2708
GL=PC=2.5P	2500	2500	2500	2500	2500	2500
FL=PD= $\frac{1.5PH}{h}$	1843	1769	1716	1677	1648	1625
FM=OD=1.5P	1500	1500	1500	1500	1500	1500
ME=OE= $\frac{0.5PH}{h}$	614	590	572	559	549	542
EN=P	1000	1000	1000	1000	1000	1000

Para una $h = 50$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
MN	40 000	250

Sección propuesta: $\Gamma 4 \times 7/16''$

Donde:

$$A = 42.70 \text{ cm}^2 \quad kl/r < C_c \quad F_a = 1078 \text{ kg/cm}^2$$
$$r_{\text{mín}} = 3.12 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga} = 46042 \text{ Kg} > 40000 \text{ Kg}$$
$$k = 1.0$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
DE	37 500	250

Sección propuesta: $\Gamma 4 \times 1/4''$

$$E_t = 0.6 F_y = 0.6 \times 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$
$$A = 25.04 \text{ cm}^2 \quad T = A F_t = 25.04 \times 1520 = 38061 \text{ Kg} > 37500 \text{ Kg}$$
$$r_{\text{mín}} = 3.18 \text{ cm}$$
$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; \quad kl/r = 63 < 240$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural \$ 192.00 kg

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 42.70 \times 2450 + 25.04 \times 4040 = 205\,777 \text{ cm}^3$$

$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$

$$W = 0.205777 \times 8000 = 1646 \text{ Kg}$$
$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 1646 = \$ 316\,073.00$$

Para una $h = 100$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
MN	20 000	250

Sección propuesta: Γ 3 X 3/8"

Donde:

$$A = 27.22 \text{ cm}^2 \quad kl/r < Cc \quad F_a = 837 \quad \text{kg/cm}^2$$
$$r_{\text{mín}} = 2.31 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga} = 22789 \quad \text{Kg} > 20\,000 \quad \text{Kg}$$

$$k = 1.0$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
DE	18 750	200

Sección propuesta: Γ 1 3/4 X 5/16"

$$E_t = 0.6 F_y = 0.6 \times 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 12.78 \text{ cm}^2 \quad T = A F_t = 12.78 \times 1520 = 19426 \text{ Kg} > 18750 \text{ Kg}$$

$$r_{\text{mín}} = 1.32 \text{ cm}$$

$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; \quad kl/r = 152 < 240$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural \$ 192.00 kg

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 27.22 \times 2900 + 12.78 \times 4152 = 132\,001 \text{ cm}^3$$

$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$

$$W = 0.132001 \times 8000 = 1056 \text{ Kg}$$

$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 1056 = \$ 202\,753.00$$

Para una $h = 150$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
MN	13 333	250

Sección propuesta: $\Gamma 2 \frac{1}{2} \times \frac{3}{8}$ "

Donde:

$$A = 22.32 \text{ cm}^2 \quad kl/r > Cc \quad Fa = 612 \text{ kg/cm}^2$$
$$r_{\text{mín}} = 1.91 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga} = 13\ 653 \text{ Kg} > 13333 \text{ Kg}$$
$$k = 1.0$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
DE	12 500	200

Sección propuesta: $\Gamma 2 \times \frac{3}{16}$ "

$$E_x = 0.6 \quad F_y = 0.6 \quad X \quad 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$
$$A = 9.22 \text{ cm}^2 \quad T = A \quad F_x = 9.22 \times 1520 = 14014 \text{ Kg} > 12500 \text{ Kg}$$
$$r_{\text{mín}} = 1.57 \text{ cm}$$
$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; \quad kl/r = 127 < 240$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural \$ 192.00 kg

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 22.32 \times 3350 + 9.22 \times 4336 = 114\ 750 \text{ cm}^3$$

$$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$$

$$W = 0.114\ 750 \times 8000 = 918$$

$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 918 = \$ 176\ 256.00$$

Para una $h = 200$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
MN	10 000	250

Sección propuesta: Γ 3 X 1/4"

Donde:

$$A = 18.58 \text{ cm}^2 \quad kl/r < Cc \quad Fa = 859 \text{ kg/cm}^2$$
$$r_{\min} = 2.36 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga} = 15\,951 \text{ Kg} > 10\,000 \text{ Kg}$$
$$k = 1.0$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
DE	9375	200

Sección propuesta: Γ 1 3/4 X 3/16"

$$E_x = 0.6 \quad F_y = 0.6 \quad X \quad 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$
$$A = 8.06 \text{ cm}^2 \quad T = A \quad F_x = 8.06 \times 1520 = 12\,251 \text{ Kg} > 9375 \text{ Kg}$$
$$r_{\min} = 1.37 \text{ cm}$$
$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; \quad kl/r = 146 < 240$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural $\$ 192.00 \text{ kg}$

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 18.58 \times 3800 + 8.06 \times 4560 = 107\,358 \text{ cm}^3$$

$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$

$$W = 0.107\,358 \times 8000 = 859 \text{ Kg}$$

$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 859 = \$ 164\,901.00$$

Para una $h = 250$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
MN	8000	250

Sección propuesta: **TF** 2 1/2 X 1/4"

Donde:

$$A = 15.36 \text{ cm}^2 \quad kl/r > Cc \quad Fa = 644 \text{ kg/cm}^2$$
$$r_{\text{mín}} = 1.96 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga} = 9894 \text{ Kg} > 8000 \text{ Kg}$$
$$k = 1.0$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
RB	4950	354

Sección propuesta: **L** 3 X 5/16"

$$E_x = 0.6 F_y = 0.6 \times 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$
$$A = 11.48 \text{ cm}^2 \quad T = A F_x = 11.48 \times 1520 = 17450 \text{ Kg} > 4950 \text{ Kg}$$
$$r_{\text{mín}} = 1.5 \text{ cm}$$
$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; \quad kl/r = 236 < 240$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural \$ 192.00 kg

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 15.36 \times 4250 + 11.48 \times 4832 = 120\,751 \text{ cm}^3$$

$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$

$$W = 0.120\,751 \times 8000 = 966$$

$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 966 = \$ 185\,474.00$$

Para una $h = 300$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
MN	6667	250

Sección propuesta: Γ 2 1/2 X 3/16"

Donde:

$$A = 11.62 \text{ cm}^2 \quad kl/r > Cc \quad Fa = 657 \text{ kg/cm}^2$$
$$r_{\min} = 1.98 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga} = 7639 \text{ Kg} > 6667 \text{ Kg}$$
$$k = 1.0$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
RB	6250	391

Sección propuesta: L 4 X 1/4"

$$E_x = 0.6 F_y = 0.6 \times 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$
$$A = 12.52 \text{ cm}^2 \quad T = A F_x = 12.52 \times 1520 = 19030 \text{ Kg} > 6250 \text{ Kg}$$
$$r_{\min} = 2.01 \text{ cm}$$
$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; \quad kl/r = 195 < 240$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural $\$ 192.00 \text{ kg}$

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 11.62 \times 4700 + 12.52 \times 5128 = 118\,817 \text{ cm}^3$$

$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$

$$W = 0.118\,817 \times 8000 = 951 \text{ Kg}$$
$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 951 = \$ 182\,592.00$$

Para una $h = 350$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
IJ	3500	350

Sección propuesta: $\Gamma 2 \frac{1}{2} \times 3/16''$

Donde:

$$A = 11.62 \text{ cm}^2 \quad kl/r > Cc \quad Fa = 335 \text{ kg/cm}^2$$
$$r_{\text{mín}} = 1.98 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga;} = 3897 \text{ Kg} > 3500 \text{ Kg}$$
$$k = 1.0$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
RB	4301	430

Sección propuesta: $L 4 \times 1/4''$

$$E_x = 0.6 F_y = 0.6 \times 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$
$$A = 12.52 \text{ cm}^2 \quad T = A F_x = 12.52 \times 1520 = 19030 \text{ Kg} > 4301 \text{ Kg}$$
$$r_{\text{mín}} = 2.01 \text{ cm}$$
$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; kl/r = 214 < 240$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural $\$ 192.00 \text{ kg}$

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 11.62 \times 5150 + 12.52 \times 5440 = 127\,952 \text{ cm}^3$$

$$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$$

$$W = 0.127952 \times 8000 = 1024 \text{ Kg}$$

$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 1024 = \$ 196\,534.00$$

Para una $h = 400$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
IJ	3500	400

Sección propuesta: Γ 2 1/2 X 1/4"

Donde:

$$A = 15.36 \text{ cm}^2 \quad kl/r > Cc \quad Fa = 252 \text{ kg/cm}^2$$
$$r_{\text{mín}} = 1.96 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga} = 3865 \text{ Kg} > 3500 \text{ Kg}$$
$$k = 1.0$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
RB	4127	472

Sección propuesta: Γ 4 X 1/4"

$$E_x = 0.6 \quad F_y = 0.6 \quad X \quad 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$
$$A = 12.52 \text{ cm}^2 \quad T = A \quad F_x = 12.52 \times 1520 = 19\,030 \text{ Kg} > 4127 \text{ Kg}$$
$$r_{\text{mín}} = 2.01 \text{ cm}$$
$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; \quad kl/r = 235 < 240$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural \$ 192.00 kg

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 15.36 \times 5600 + 12.52 \times 5776 = 158\,332 \text{ cm}^3$$

$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$

$$W = 0.158\,332 \times 8000 = 1267 \text{ Kg}$$

$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 1267 = \$ 243\,197.00$$

Para una $h = 450$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
IJ	3500	450

Sección propuesta: $\Gamma 2 \frac{1}{2} \times 5/16''$

Donde:

$$A = 18.96 \text{ cm}^2 \quad kl/r > Cc \quad Fa = 193 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$r_{\text{mín}} = 1.93 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga;} = 3655 \quad \text{Kg} > 3500 \quad \text{Kg}$$

$$k = 1.0$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
RB	4004	515

Sección propuesta: $L 5 \times 1/2''$

$$E_x = 0.6 F_y = 0.6 \times 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 23.29 \text{ cm}^2 \quad T = A F_x = 23.29 \times 1520 = 35401 \text{ Kg} > 4004 \text{ Kg}$$

$$r_{\text{mín}} = 2.51 \text{ cm}$$

$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; \quad kl/r = 205 < 240$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural $\$ 192.00 \text{ kg}$

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 18.92 \times 6050 + 23.29 \times 6120 = 257243 \text{ cm}^3$$

$$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$$

$$W = 0.257243 \times 8000 = 2058 \text{ Kg}$$

$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 2058 = \$ 395125.00$$

Para una $h = 500$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
IJ	3500	500

Sección propuesta: $\Gamma 3 \times 1/4''$

Donde:

$$A = 18.58 \text{ cm}^2 \quad kl/r > Cc \quad Fa = 233 \text{ kg/cm}^2$$
$$r_{\text{mín}} = 2.36 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga;} = 4338 \text{ Kg} > 3500 \text{ Kg}$$
$$k = 1.0$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
RB	3913	559

Sección propuesta: $L 5 \times 1/2''$

$$E_x = 0.6 F_y = 0.6 \times 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$
$$A = 23.29 \text{ cm}^2 \quad T = A F_x = 23.29 \times 1520 = 35401 \text{ Kg} > 3913 \text{ Kg}$$
$$r_{\text{mín}} = 2.51 \text{ cm}$$
$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; kl/r = 223 < 240$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural $\$ 192.00 \text{ kg}$

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 18.58 \times 6500 + 23.29 \times 6472 = 271503 \text{ cm}^3$$

$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$

$$W = 0.271503 \times 8000 = 2172 \text{ Kg}$$

$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 2172 = \$ 417028.00$$

Para una $h = 550$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
IJ	3500	550

Sección propuesta: $7\Gamma 3 \times 1/4''$

Donde:

$$A = 18.58 \text{ cm}^2 \quad kl/r > Cc \quad F_a = 193 \text{ kg/cm}^2$$
$$r_{\text{mín}} = 2.36 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga} = 3585 \text{ Kg} > 3500 \text{ Kg}$$
$$k = 1.0$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
RB	3845	604

Sección propuesta: $L 6 \times 3/8''$

$$E_x = 0.6 F_y = 0.6 \times 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$
$$A = 28.13 \text{ cm}^2 \quad T = A F_x = 28.13 \times 1520 = 42758 \text{ Kg} > 3845 \text{ Kg}$$
$$r_{\text{mín}} = 3.02 \text{ cm}$$
$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; kl/r = 200 < 240$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural $\$ 192.00 \text{ kg}$

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 18.58 \times 6950 + 28.13 \times 6832 = 321315 \text{ cm}^3$$

$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$

$$W = 0.321315 \times 8000 = 2571 \text{ Kg}$$

$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 2571 = \$ 493540.00$$

Para una $h = 600$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
IJ	3500	600

Sección propuesta: $\Gamma 3 \times 5/16''$

Donde:

$$A = 22.96 \text{ cm}^2 \quad kl/r > Cc \quad Fa = 159 \text{ kg/cm}^2$$
$$r_{\text{mín}} = 2.34 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga} = 3660 \text{ Kg} > 3500 \text{ Kg}$$
$$k = 1.0$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
RB	3792	650

Sección propuesta: $L 6 \times 3/8''$

$$E_x = 0.6 F_y = 0.6 \times 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$
$$A = 28.13 \text{ cm}^2 \quad T = A F_x = 28.13 \times 1520 = 42758 \text{ Kg} > 3792 \text{ Kg}$$
$$r_{\text{mín}} = 3.02 \text{ cm}$$
$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; kl/r = 215 < 240$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural $\$ 192.00 \text{ kg}$

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 22.96 \times 7400 + 28.13 \times 7200 = 372440 \text{ cm}^3$$

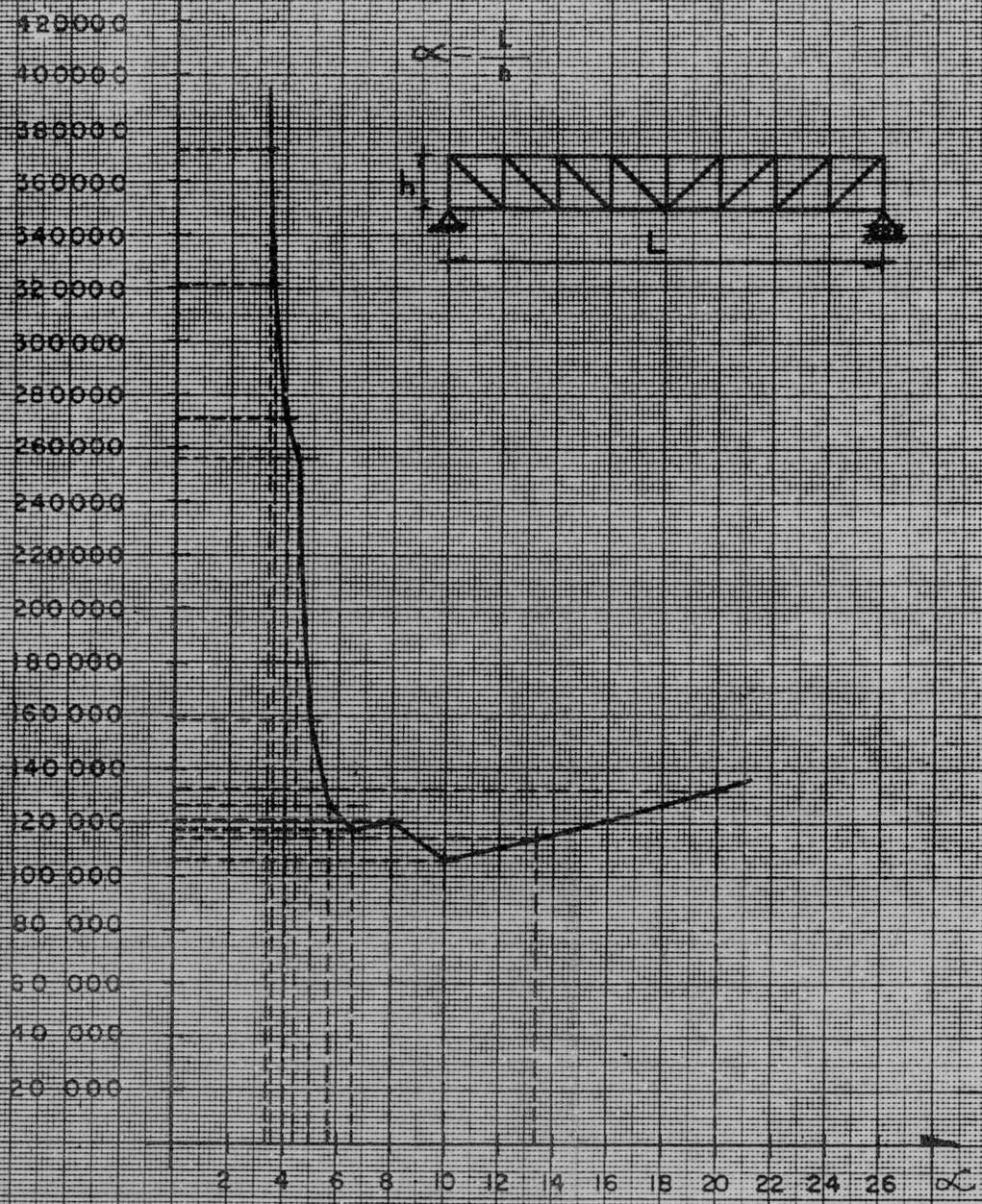
$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$

$$W = 0.372440 \times 8000 = 2980 \text{ Kg}$$
$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 2980 = \$ 572160.00$$

VO. (cm³)

GRAFICA VO - VOLUMEN

$$\alpha = \frac{L}{B}$$

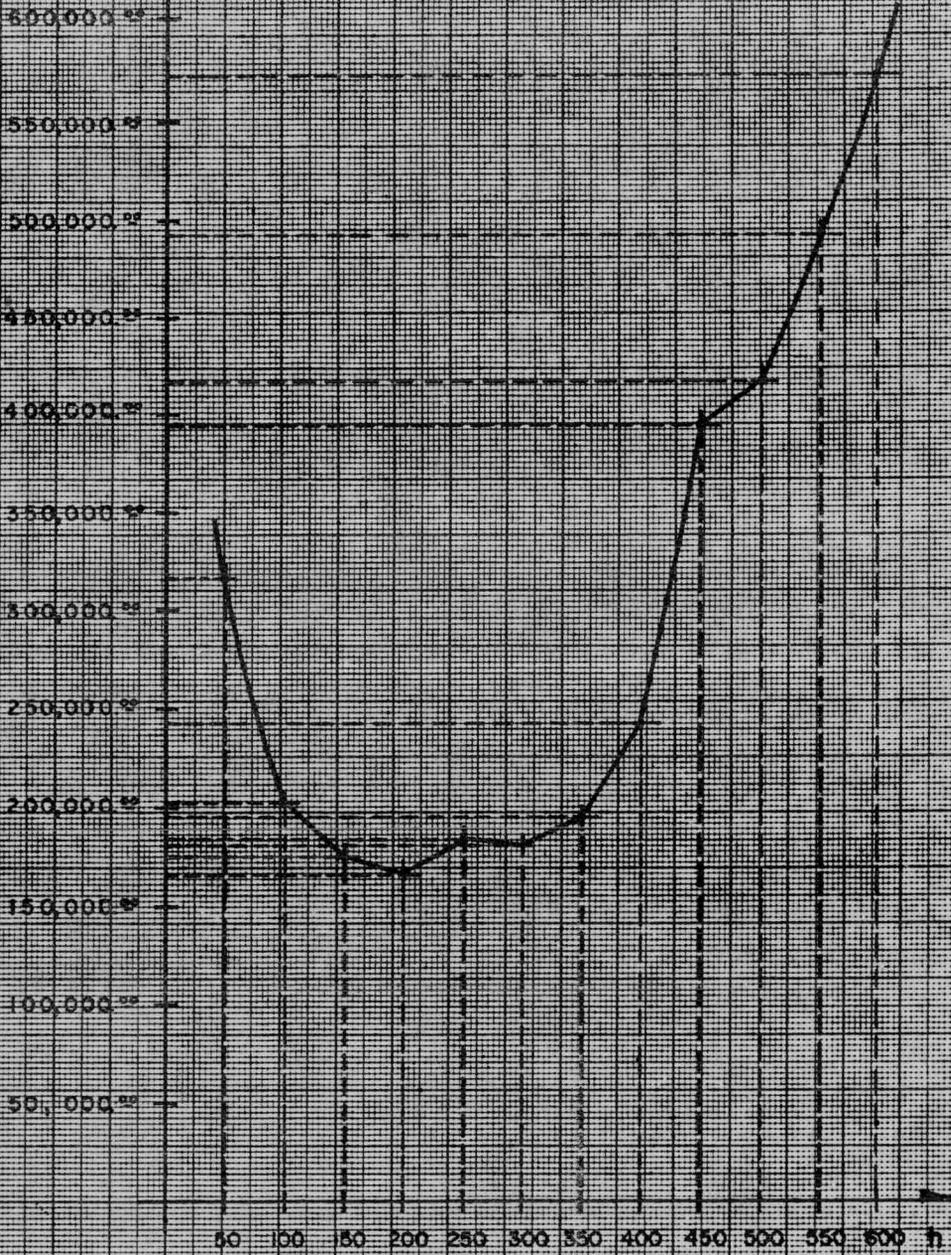


COSTO \$

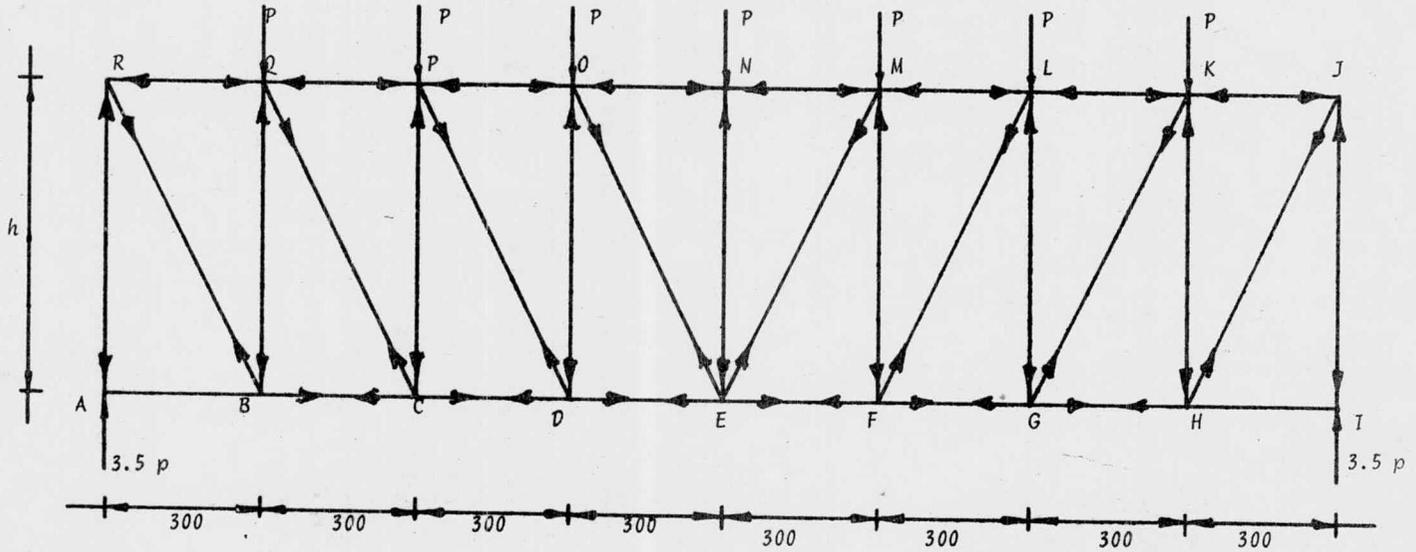
GRAFICA PERALTE h - COSTO.

600,000.00
550,000.00
500,000.00
450,000.00
400,000.00
350,000.00
300,000.00
250,000.00
200,000.00
150,000.00
100,000.00
50,000.00

50 100 150 200 250 300 350 400 450 500 550 600 h



Armadura tipo PRATT



$P = 1000 \text{ Kg}$

$L = 2400 \text{ cm}$

$h = \text{variable}$

Acotaciones en cm.

$$H = \sqrt{h^2 + 300^2}$$

ECUACIONES DE LAS BARRAS	P=1000Kg h= 50cm	P=1000Kg h= 100cm	P=1000Kg h= 150cm	P=1000Kg h= 200cm	P=1000Kg h= 250cm	P=1000Kg h= 300cm
AB=HI=0	0	0	0	0	0	0
BC=GH= $\frac{3.5LP}{h}$	21000	10500	7000	5250	4200	3500
CD=FG= $\frac{6LP}{h}$	36000	18000	12000	9000	7200	6000
DE=EF= $\frac{7.5LP}{h}$	45000	22500	15000	11250	9000	7500
IJ=RA= 3.5P	3500	3500	3500	3500	3500	3500
JK=QR= $\frac{3.5LP}{h}$	21000	10500	7000	5250	4200	3500
KL=PQ= $\frac{6LP}{h}$	36000	18000	12000	9000	7200	6000
LM=OP= $\frac{7.5LP}{h}$	45000	22500	15000	11250	9000	7500
MN=NO= $\frac{8LP}{h}$	48000	24000	16000	12000	9600	8000
RB=JH= $\frac{3.5LP}{h}$	21290	11068	7826	6310	5467	4950
HK=QB= 3.5P	3500	3500	3500	3500	3500	3500
KG=QC= $\frac{2.5PH}{h}$	15207	7906	5590	4507	3905	3536
GL=PC= 2.5P	2500	2500	2500	2500	2500	2500
FL=PD= $\frac{1.5PH}{h}$	9124	4743	3354	2704	2343	2121
FM=OD= 1.5P	1500	1500	1500	1500	1500	1500
ME=OE= $\frac{0.5PH}{h}$	3041	1581	1118	951	781	707
EN=P	1000	1000	1000	1000	1000	1000

ECUACIONES DE
LAS BARRAS

P=1000Kg
h= 350cm

P=1000Kg
h=400cm

P=1000Kg
h= 450cm

P=1000Kg
h= 500cm

P=1000Kg
h= 550cm

P=1000Kg
h= 600cm

AB=HI= 0	0	0	0	0	0	0
BC=GH= $\frac{3.5\ell P}{h}$	3000	2625	2333	2100	1909	1750
CD=FG= $\frac{6\ell P}{h}$	5143	4500	4000	3600	3273	3000
DE=EF= $\frac{7.5\ell P}{h}$	6429	5625	5000	4500	4091	3750
IJ=RA= 3.5P	3500	3500	3500	3500	3500	3500
JK=QR= $\frac{3.5\ell P}{h}$	3000	2625	2333	2100	1909	1750
KL=PQ= $\frac{6\ell P}{h}$	5143	4500	4000	3600	3273	3000
LM=OP= $\frac{7.5\ell P}{h}$	6429	5625	5000	4500	4091	3750
MN=NO= $\frac{8\ell P}{h}$	6857	6000	5333	4800	4364	4000
RB=JH= $\frac{3.5PH}{h}$	4610	4375	4206	4082	3987	3913
RK=QB= 3.5P	3500	3500	3500	3500	3500	3500
KG=QC= $\frac{2.5PH}{h}$	3293	3125	3005	2915	2848	2795
GL=PC= 2.5P	2500	2500	2500	2500	2500	2500
FL=PD= $\frac{1.5PH}{h}$	1976	1875	1803	1749	1709	1677
FM=OD= 1.5P	1500	1500	1500	1500	1500	1500
ME=OE= $\frac{0.5PH}{h}$	659	625	601	583	570	559
EN=P	1000	1000	1000	1000	1000	1000

Para una $h = 50$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
MN	48 000	300

Sección propuesta: **7F** 5 X 3/8"

Donde:

$$A = 46.58 \text{ cm}^2 \quad kl/r < C_c \quad F_a = 1112 \text{ kg/cm}^2$$

$$r_{\text{mín}} = 3.96 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga;} = 51\,796 \text{ Kg} > 48\,000 \text{ Kg}$$

$$k = 1.0$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
DE	45 000	300

Sección propuesta: **7F** 4 X 5/16"

$$E_x = 0.6 \quad F_y = 0.6 \quad X \quad 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 30.96 \text{ cm}^2 \quad T = A \quad F_x = 30.96 \times 1520 = 47\,059 \text{ Kg} > 45\,000 \text{ Kg}$$

$$r_{\text{mín}} = 3.15 \text{ cm}$$

$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; \quad kl/r = 95 < 240$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural \$ 192.00 kg

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 46.58 \times 2850 + 30.96 \times 4832 = 282\,352 \text{ cm}^3$$

$$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$$

$$W = 0.282\,352 \times 8000 = 2\,259 \text{ Kg}$$

$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 2259 = \$ 433\,692.00$$

Para una $h = 100$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
MN	24000	300

Sección propuesta: Γ 4 X 1/4"

Donde:

$$A = 25.04 \text{ cm}^2 \quad kl/r < Cc \quad F_a = 962 \text{ kg/cm}^2$$
$$r_{\text{mín}} = 3.18 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga} = 24081 \text{ Kg} > 24000 \text{ Kg}$$
$$k = 1.0$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
DE	22500	300

Sección propuesta: Γ 2 X 5/16"

$$E_t = 0.6 F_y = 0.6 \times 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$
$$A = 14.84 \text{ cm}^2 \quad T = A F_t = 14.84 \times 1520 = 22557 \text{ Kg} > 22500 \text{ Kg}$$
$$r_{\text{mín}} = 1.52 \text{ cm}$$
$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; kl/r = 197 < 240$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural \$ 192.00 kg

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 25.04 \times 3300 + 14.84 \times 4928 = 155764 \text{ cm}^3$$

$$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$$

$$W = 0.155764 \times 8000 = 1246 \text{ Kg}$$

$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 1246 = \$ 239253.00$$

Para una $h = 150$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
MN	16 000	300

Sección propuesta: $\Gamma 4 \times 1/4''$

Donde:

$$A = 25.04 \text{ cm}^2 \quad kl/r < Cc \quad Fa = 962 \text{ kg/cm}^2$$
$$r_{\text{mín}} = 3.18 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga} = 24081 \text{ Kg} > 16\,000 \text{ Kg}$$
$$k = 1.0$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
DE	15 000	300

Sección propuesta: $\Gamma 2 \ 1/2 \times 3/16''$

$$E_x = 0.6 \quad F_y = 0.6 \times 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$
$$A = 11.62 \text{ cm}^2 \quad T = A \cdot F_x = 11.62 \times 1520 = 17\,662 \text{ Kg} > 15\,000 \text{ Kg}$$
$$r_{\text{mín}} = 1.98 \text{ cm}$$
$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; \quad kl/r = 151 < 240$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural $\$ 192.00 \text{ kg}$

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 25.04 \times 3750 + 11.62 \times 5080 = 152\,930 \text{ cm}^3$$

$$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$$

$$W = 0.152930 \times 8000 = 1223 \text{ Kg}$$

$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 1223 = \$ 234\,900.00$$

Para una $h = 200$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
MN	12 000	300

Sección propuesta: $\Gamma 3 \times 1/4''$

Donde:

$$A = 18.58 \text{ cm}^2 \quad kl/r > Cc \quad F_a = 649 \text{ kg/cm}^2$$
$$r_{\text{mín}} = 2.36 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga;} = 12\ 050 \text{ Kg} > 12000 \text{ Kg}$$
$$k = 1.0$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
DE	11 250	300

Sección propuesta: $\Gamma 2 \times 3/16''$

$$F_x = 0.6 F_y = 0.6 \times 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$
$$A = 9.22 \text{ cm}^2 \quad T = A F_x = 9.22 \times 1520 = 14\ 014 \text{ Kg} > 11\ 250 \text{ Kg}$$
$$r_{\text{mín}} = 1.57 \text{ cm}$$
$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; kl/r = 191 < 240$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural $\$ 192.00 \text{ kg}$

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 18.58 \times 4200 + 9.22 \times 5288 = 126\ 791 \text{ cm}^3$$

$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$

$$W = 0.126791 \times 8000 = 1014 \text{ Kg}$$
$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 1014 = \$ 194\ 752.00$$

Para una $h = 250 \text{ cm}$

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
MN	9600	300

Sección propuesta: Γ 3 X 1/4"

Donde:

$$A = 18.58 \text{ cm}^2 \quad \therefore \quad kl/r > Cc \quad F_a = 649 \text{ kg/cm}^2$$
$$r_{\text{mín}} = 2.36 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga;} = 12\ 050 \text{ Kg} > 9600 \text{ Kg}$$
$$k = 1.0$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
DE	9000	300

Sección propuesta: L 4 X 1/4"

$$E_t = 0.6 \quad F_y = 0.6 \quad X \quad 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$
$$A = 12.52 \text{ cm}^2 \quad T = A \quad F_t = 12.52 \times 1520 = 19030 \text{ Kg} > 9000 \text{ Kg}$$
$$r_{\text{mín}} = 2.01 \text{ cm}$$
$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; \quad kl/r = 149 < 240$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural $\$ 192.00 \text{ kg}$

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 18.58 \times 4650 + 12.52 \times 5528 = 155\ 608 \text{ cm}^3$$

$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$

$$W = 0.155\ 608 \times 8000 = 1245 \text{ Kg}$$

$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 1245 = \$ 239\ 013.00$$

Para una $h = 300\text{cm}$

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
MN	8000	300

Sección propuesta: $\Gamma 2\ 1/2 \times 5/16''$

Donde:

$$A = 18.96\ \text{cm}^2 \quad kl/r > Cc \quad Fa = 434\ \text{kg/cm}^2$$
$$r_{\min} = 1.93\ \text{cm} \quad \text{Cap. de carga;} = 8224\ \text{Kg} > 8000\ \text{Kg}$$
$$k = 1.0$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
RB	4950	424

Sección propuesta: $L\ 4 \times 1/4''$

$$E_x = 0.6 \quad F_y = 0.6 \quad X \quad 2530 = 1520\ \text{kg/cm}^2$$
$$A = 12.52\ \text{cm}^2 \quad T = A \quad F_x = 12.52 \times 1520 = 19030\ \text{Kg} > 3536\ \text{Kg}$$
$$r_{\min} = 2.01\ \text{cm}$$
$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; \quad kl/r = 211 < 240$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero $8000\ \text{kg/m}^3$

Costo del acero estructural $\$ 192.00\ \text{kg}$

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 18.96 \times 5100 + 12.52 \times 5792 = 169\ 212\ \text{cm}^3$$

$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$

$$W = 0.169212 \times 8000 = 1354\ \text{Kg}$$

$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 1354 = \$ 259\ 909.00$$

Para una $h = 350$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
MN	6857	300

Sección propuesta: Γ 2 1/2 X 1 1/4"

Donde:

$$A = 15.36 \text{ cm}^2 \quad kl/r > C_c \quad F_a = 447 \text{ kg/cm}^2$$
$$r_{\text{mín}} = 1.96 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga; } = 6871 \text{ Kg} > 6000 \text{ Kg}$$
$$k = 1.0$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
RB	4610	461

Sección propuesta: L 4 X 1/4"

$$E_x = 0.6 \quad F_y = 0.6 \quad X \quad 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$
$$A = 12.52 \text{ cm}^2 \quad T = A \quad F_x = 12.52 \times 1520 = 19030 \text{ Kg} > 3293 \text{ Kg}$$
$$r_{\text{mín}} = 2.01 \text{ cm}$$
$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; \quad kl/r = 229 < 240$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural \$ 192.00 kg

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 15.36 \times 5550 + 12.52 \times 6088 = 161470 \text{ cm}^3$$

$$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$$

$$W = 0.161470 \times 8000 = 1292 \text{ Kg}$$

$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 1292 = \$ 248018.00$$

Para una $h = 400$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
MN	6000	300

Sección propuesta: Γ 2 1/2 X 1/4"

Donde:

$$A = 15.36 \text{ cm}^2 \quad kl/r > Cc \quad F_a = 447 \text{ kg/cm}^2$$
$$r_{\text{mín}} = 1.96 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga} = 6871 \text{ Kg} > 6857 \text{ Kg}$$
$$k = 1.0$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
RB	4375	500

Sección propuesta: L 5 X 3/8"

$$E_t = 0.6 F_y = 0.6 \times 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$
$$A = 23.29 \text{ cm}^2 \quad T = A F_t = 23.29 \times 1520 = 35401 \text{ Kg} > 3125 \text{ Kg}$$
$$r_{\text{mín}} = 2.51 \text{ cm}$$
$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; kl/r = 199 < 240$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural \$ 192.00 kg

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 15.36 \times 6000 + 23.29 \times 6400 = 241216 \text{ cm}^3$$

$$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$$

$$W = 0.241216 \times 8000 = 1930 \text{ Kg}$$

$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 1930 = 370508.00$$

Para una $h = 450$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
IJ	3500	450

Sección propuesta: Γ 2 1/2 X 5/16"

Donde:

$$A = 18.96 \text{ cm}^2 \quad kl/r > Cc \quad Fa = 193 \text{ kg/cm}^2$$
$$r_{\min} = 1.93 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga;} = 3655 \text{ Kg} > 3500 \text{ Kg}$$
$$k = 1.0$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
RB	4206	541

Sección propuesta: L 5 X 3/8"

$$E_x = 0.6 \quad F_y = 0.6 \quad X \quad 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$
$$A = 23.29 \text{ cm}^2 \quad T = A \quad F_x = 23.29 \times 1520 = 35401 \text{ Kg} > 4206 \text{ Kg}$$
$$r_{\min} = 2.51 \text{ cm}$$
$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; \quad kl/r = 216 < 240$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural \$ 192.00 kg

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 18.96 \times 6450 + 23.29 \times 6728 = 278\,987 \text{ cm}^3$$

$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$

$$W = 0.278987 \times 8000 = 2232 \text{ Kg}$$

$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 2232 = \$ 428\,524.00$$

Para una $h = 500$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
IJ	3500	500

Sección propuesta: $\Gamma 3 \times 1/4''$

Donde:

$$A = 18.58 \text{ cm}^2 \quad kl/r > Cc \quad Fa = 233 \text{ kg/cm}^2$$
$$r \text{ mín} = 2.36 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga;} = 4338 \text{ Kg} > 3500 \text{ Kg}$$

$$k = 1.0$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
RB	4082	583

Sección propuesta: $L 5 \times 3/8''$

$$F_x = 0.6 \quad F_y = 0.6 \quad X \quad 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 23.29 \text{ cm}^2 \quad T = A \quad F_x = 23.29 \times 1520 = 3540 \text{ Kg} > 2915 \text{ Kg}$$

$$r \text{ mín} = 2.51 \text{ cm}$$

$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; \quad kl/r = 232 < 240$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural $\$ 192.00 \text{ kg}$

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 18.58 \times 6900 + 23.29 \times 7064 = 292 \ 723 \text{ cm}^3$$

$$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$$

$$W = 0.292 \ 723 \times 8000 = 2342 \text{ Kg}$$

$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 2342 = \$ 449 \ 622.00$$

Para una $h = 550$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
IJ	3500	550

Sección propuesta: **7F 3 X 1/4"**

Donde:

$$A = 18.58 \text{ cm}^2 \quad kl/r > Cc \quad Fa = 193 \text{ kg/cm}^2$$
$$r \text{ mín} = 2.36 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga} = 3585 \text{ Kg} > 3500 \text{ Kg}$$
$$k = 1.0$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
RB	3987	550

Sección propuesta: **L 6 X 3/8"**

$$E_t = 0.6 \quad F_y = 0.6 \times 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$
$$A = 28.13 \text{ cm}^2 \quad T = A \cdot F_t = 28.13 \times 1520 = 47758 \text{ Kg} > 2848 \text{ Kg}$$
$$r \text{ mín} = 3.02 \text{ cm}$$
$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; \quad kl/r = 182 < 240$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural \$ 192.00 kg

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 18.58 \times 7350 + 28.13 \times 7408 = 344\,950 \text{ cm}^3$$

$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$

$$W = 0.344950 \times 8000 = 2760 \text{ Kg}$$
$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 2760 = \$ 529\,843.00$$

Para una $h = 600$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
IJ	3500	600

Sección propuesta: Γ 3 X 5/16"

Dpnde:

$$A = 22.96 \text{ cm}^2 \quad kl/r > Cc \quad F_a = 159 \text{ kg/cm}^2$$

$$r \text{ mín} = 2.34 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga} = 3660 \text{ Kg} > 3500 \text{ Kg}$$

$$k = 1.0$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
RB	3913	671

Sección propuesta: L 6 X 3/8"

$$E_x = 0.6 \quad F_y = 0.6 \quad X \quad 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 28.13 \text{ cm}^2 \quad T = A \quad F_x = 28.13 \times 1520 = 42758 \text{ Kg} > 2795 \text{ Kg}$$

$$r \text{ mín} = 3.02 \text{ cm}$$

$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; \quad kl/r = 222 < 240$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural \$ 192.00 kg

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 22.96 \times 7800 + 28.13 \times 7768 = 397\,602 \text{ cm}^3$$

$$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$$

$$W = 0.397602 \times 8000 = 3181 \text{ Kg}$$

$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 3181 = \$ 610\,716.00$$

VOL (cm³)

GRAFICA α - VOLUMEN

420000
400000
380000
360000
340000
320000
300000
280000
260000
240000
220000
200000
180000
160000
140000
120000
100000
80000
60000
40000
20000

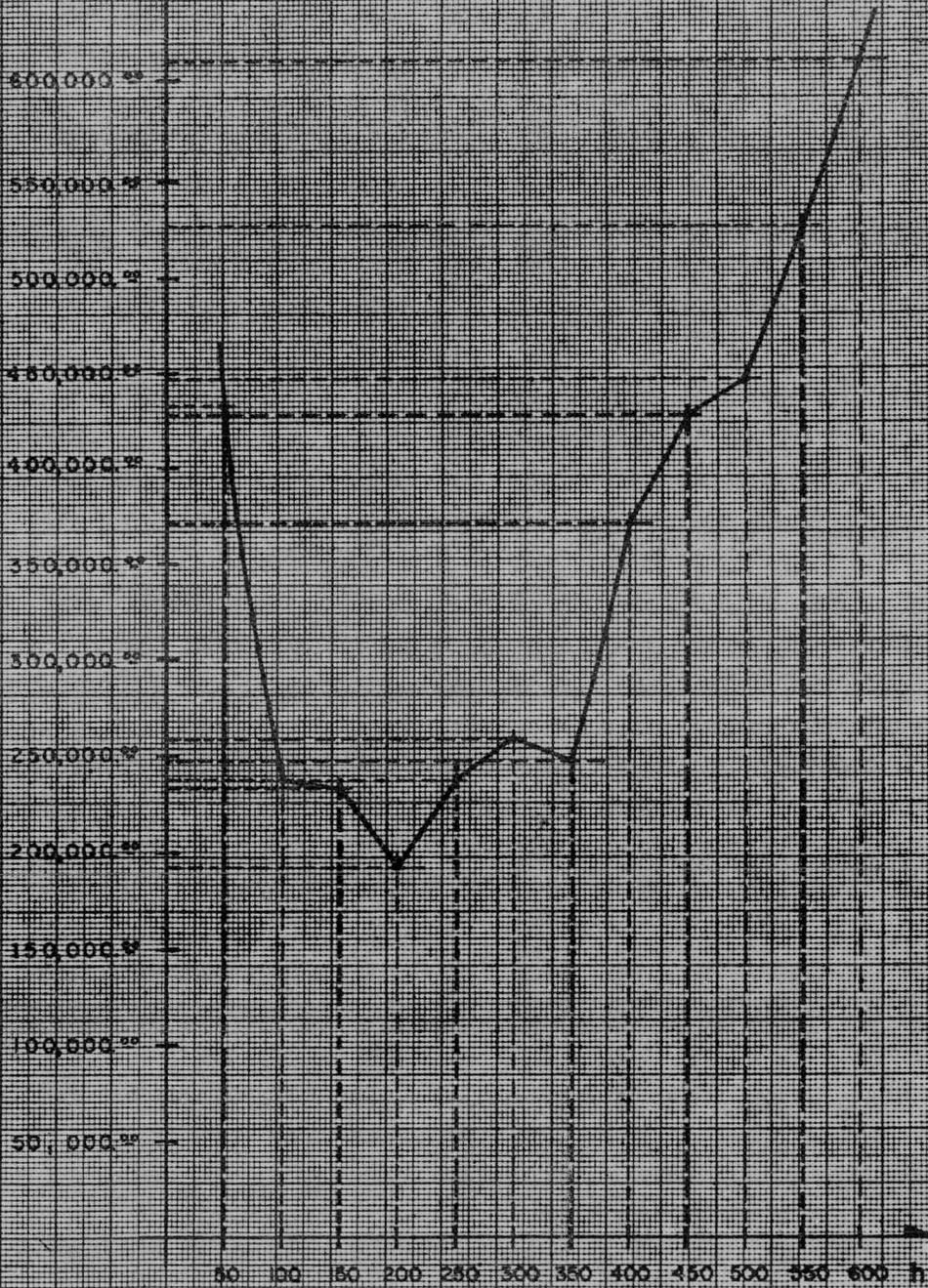
$$\alpha = \frac{L}{h}$$



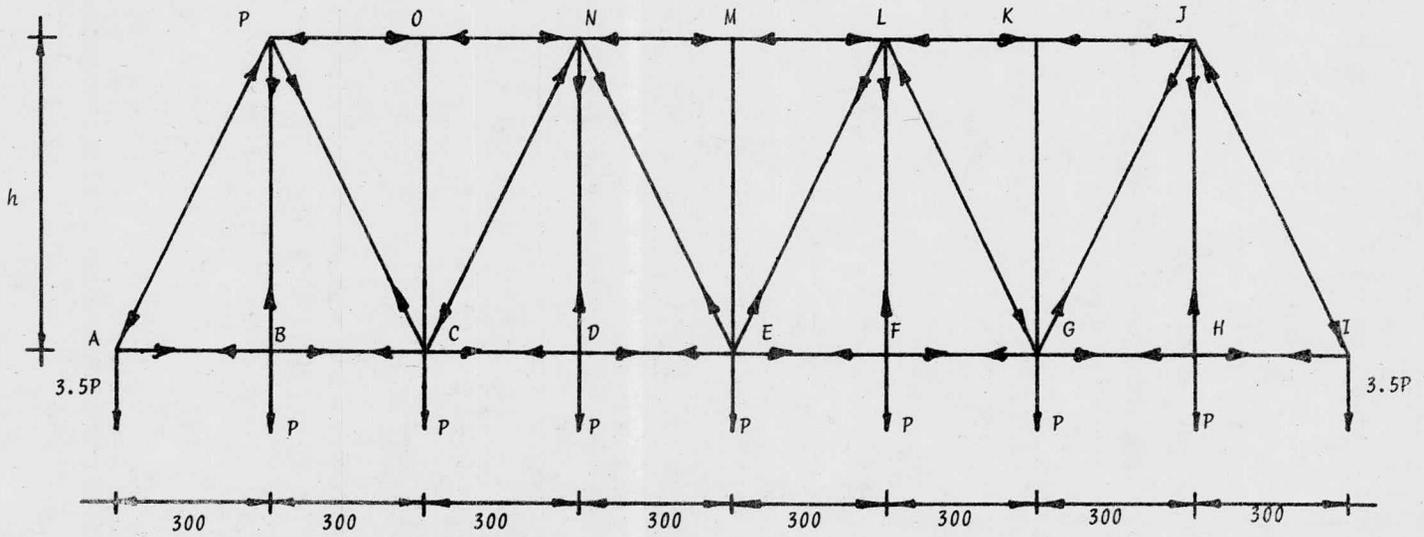
2 4 6 8 10 12 14 16 18 20 22 24 26 α

COSTO \$.

GRAFICA OPERATE h - COSTO.



Armadura tipo HOWE



$P = 1000 \text{ Kg}$
 $L = 2400 \text{ cm}$
 $h = \text{variable}$

Acotaciones en cm.

$$H = \sqrt{h^2 + 300^2}$$

ECUACIONES DE LAS BARRAS	P=1000Kg h= 50cm	P=1000Kg h= 100cm	P=1000Kg h= 150cm	P=1000Kg h= 200cm	P=1000Kg h= 250cm	P=1000Kg h= 300cm
$AB=HI= \frac{1050P}{h}$	21000	10500	7000	5250	4200	3500
$BC=GH= \frac{1050P}{h}$	21000	10500	7000	5250	4200	3500
$CD=FG= \frac{2250P}{h}$	45000	22500	15000	11250	9000	7500
$DE=EF= \frac{2250P}{h}$	45000	22500	15000	11250	9000	7500
$IJ=AP= \frac{3.5PW}{h}$	21290	11068	7826	6310	5467	4950
$JK=OP= \frac{1800P}{h}$	36000	18000	12000	9000	7200	6000
$KL=ON= \frac{1800P}{h}$	36000	18000	12000	9000	7200	6000
$LM=NM= \frac{2400P}{h}$	48000	24000	16000	12000	9600	8000
$BP=JH= P$	3000	3000	3000	3000	3000	3000
$CP=JG= \frac{2.5PW}{h}$	15207	7906	5590	4507	3905	3536
$CO=GK= 0$	0	0	0	0	0	0
$CN=LG= \frac{1.5PW}{h}$	9124	4743	3354	2704	2343	2121
$ND=LF= P$	3000	3000	3000	3000	3000	3000
$NE=LE= \frac{0.5PW}{h}$	3041	1581	1118	901	781	707
$ME= 0$	0	0	0	0	0	0

ECUACIONES DE LAS BARRAS	P=1000Kg h= 350cm	P=1000Kg h= 400cm	P=1000Kg h= 450cm	P=1000Kg h= 500cm	P=1000Kg h= 550cm	P=1000Kg h= 600cm
$AB=HI = \frac{1050P}{h}$	3000	2625	2333	2100	1909	1750
$BC=GH = \frac{1050P}{h}$	3000	2625	2333	2100	1909	1750
$CD=FG = \frac{2250P}{h}$	6429	5625	5000	4500	4091	3750
$DE=EF = \frac{2250P}{h}$	6429	5625	5000	4500	4091	3750
$IJ=AP = \frac{3.5PW}{h}$	4610	4375	4206	4082	3987	3913
$JK=OP = \frac{1800P}{h}$	5143	4500	4000	3600	3273	3000
$KL=ON = \frac{1800P}{h}$	5143	4500	4000	3600	3273	3000
$LM=NM = \frac{2400P}{h}$	6857	6000	5333	4800	4364	4000
$BP=JH = P$	3000	3000	3000	3000	3000	3000
$CP=JG = \frac{2.5PW}{h}$	3293	3125	3005	2915	2848	2795
$CO=GK = 0$	0	0	0	0	0	0
$CN=LG = \frac{1.5PW}{h}$	1976	1875	1803	1749	1709	1677
$ND=LF = P$	3000	3000	3000	3000	3000	3000
$NE=LE = \frac{0.5PW}{h}$	659	625	601	583	570	559
$ME = 0$	0	0	0	0	0	0

Para una $h = 50$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
LM	48000	300

Sección propuesta: $\Gamma 5 \times 3/8"$

Donde:

$$A = 46.58 \text{ cm}^2 \quad kl/r < Cc \quad Fa = 1112 \text{ kg/cm}^2$$

$$r_{\min} = 3.96 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga;} = 51796 \text{ Kg} > 48000 \text{ Kg}$$

$$k = 1.0$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
DE	45000	300

Sección propuesta: $\Gamma 4 \times 5/16"$

$$F_t = 0.6 F_y = 0.6 \times 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 30.96 \text{ cm}^2 \quad T = A F_t = 30.96 \times 1520 = 47059 \text{ Kg} > 45000 \text{ Kg}$$

$$r_{\min} = 3.15 \text{ cm}$$

$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; \quad kl/r = 95 < 240$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural $\$ 192.00 \text{ kg}$

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 46.58 \times 3016 + 30.96 \times 3966 = 263273 \text{ cm}^3$$

$$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$$

$$W = 0.263273 \times 8000 = 2106 \text{ Kg}$$

$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 2106 = \$ 404387.00$$

Para una $h = 100\text{cm}$

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
LM	24000	300

Sección propuesta: **7F** 4 X 1/4"

Donde:

$$A = 25.04 \text{ cm}^2 \quad kl/r < Cc \quad Fa = 962 \text{ kg/cm}^2$$
$$r \text{ mín} = 3.18 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga} = 24081 \text{ Kg} > 24000 \text{ Kg}$$
$$k = 1.0$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
DE	22500	300

Sección propuesta: **7F** 2 X 5/16"

$$E_x = 0.6 \quad F_y = 0.6 \times 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$
$$A = 14.84 \text{ cm}^2 \quad T = A \quad F_x = 14.84 \times 1520 = 22557 \text{ Kg} > 22500 \text{ Kg}$$
$$r \text{ mín} = 1.52 \text{ cm}$$
$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; \quad kl/r = 197 < 240$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural \$ 192.00 kg

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 25.04 \times 3064 + 14.84 \times 4364 = 141484 \text{ cm}^3$$

$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$

$$W = 0.141484 \times 8000 = 1132 \text{ Kg}$$

$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 1132 = \$ 217320.00$$

Para una $h = 150$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
LM	16000	300

Sección propuesta: $\Gamma 4 \times 1/4''$

Donde:

$$A = 25.04 \text{ cm}^2 \quad kl/r < Cc \quad Fa = 962 \text{ kg/cm}^2$$
$$r \text{ mín} = 3.18 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga} = 24081 \text{ Kg} > 16000 \text{ Kg}$$
$$k = 1.0$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
DE	15000	300

Sección propuesta: $L 3 \times 5/16''$

$$F_t = 0.6 F_y = 0.6 \times 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$
$$A = 11.48 \text{ cm}^2 \quad T = A F_t = 11.48 \times 1520 = 17450 \text{ Kg} > 15000 \text{ Kg}$$
$$r \text{ mín} = 1.50 \text{ cm}$$
$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; \quad kl/r = 200 < 240$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural $\$ 192.00 \text{ kg}$

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 25.04 \times 3140 + 11.48 \times 4790 = 133615 \text{ cm}^3$$

$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$

$$W = 0.133615 \times 8000 = 1069 \text{ Kg}$$

$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 1069 = \$ 205232.00$$

Para una $h = 200$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
LM	12000	300

Sección propuesta: **T** 3 X 1/4"

Donde:

$$A = 18.58 \text{ cm}^2 \quad kl/r > Cc \quad Fa = 649 \text{ kg/cm}^2$$

$$r_{\min} = 2.36 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga; } = 12050 \text{ Kg} > 12000 \text{ Kg}$$

$$k = 1.0$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
DE	11250	300

Sección propuesta: L 3 X 1/4"

$$F_t = 0.6 F_y = 0.6 \times 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 9.29 \text{ cm}^2 \quad T = A F_t = 9.29 \times 1520 = 14121 \text{ Kg} > 11250 \text{ Kg}$$

$$r_{\min} = 1.59 \text{ cm}$$

$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; \quad kl/r = 189 < 240$$

∴ el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

$$\text{Peso volumétrico del acero } 8000 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Costo del acero estructural } \$ 192.00 \text{ kg}$$

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 18.58 \times 3244 + 9.29 \times 5244 = 108990 \text{ cm}^3$$

$$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$$

$$W = 0.108990 \times 8000 = 872 \text{ Kg}$$

$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 872 = \$ 167409.00$$

Para una $h = 250$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
LM	9600	300

Sección propuesta: $\Gamma 3 \times 1/4''$

Donde:

$$A = 18.58 \text{ cm}^2 \quad kl/r > Cc \quad F_a = 649 \text{ kg/cm}^2$$
$$r_{\min} = 2.36 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga;} = 12050 \text{ Kg} > 9600 \text{ Kg}$$
$$k = 1.0$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
DE	9000	300

Sección propuesta: $L 4 \times 1/4''$

$$F_t = 0.6 F_y = 0.6 \times 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$
$$A = 12.52 \text{ cm}^2 \quad T = A F_t = 12.52 \times 1520 = 19030 \text{ Kg} > 9000 \text{ Kg}$$
$$r_{\min} = 2.01 \text{ cm}$$
$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; kl/r = 149 < 240$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural $\$ 192.00 \text{ kg}$

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 18.58 \times 3364 + 12.52 \times 5714 = 134042 \text{ cm}^3$$

$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$

$$W = 0.134042 \times 8000 = 1072 \text{ Kg}$$

$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 1072 = \$ 205889.00$$

• Para una $h = 300$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
AP	4950	424

Sección propuesta: $\Gamma 3 \times 1/4''$

Donde:

$$A = 18.58 \text{ cm}^2 \quad kl/r > Cc \quad F_a = 325 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$r_{\text{mín}} = 2.36 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga;} = 6033 \quad \text{Kg} > 4950 \quad \text{Kg}$$

$$k = 1.0$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
CP	3536	424

Sección propuesta: $L 4 \times 1/4''$

$$E_t = 0.6 \quad F_y = 0.6 \times 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 12.52 \text{ cm}^2 \quad T = A \quad F_t = 12.52 \times 1520 = 19030 \text{ Kg} > 3536 \text{ Kg}$$

$$r_{\text{mín}} = 2.01 \text{ cm}$$

$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; \quad kl/r = 211 < 240$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural $\$ 192.00 \text{ kg}$

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 18.58 \times 3496 + 12.52 \times 6196 = 142530 \text{ cm}^3$$

$$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$$

$$W = 0.142530 \times 8000 = 1140 \text{ Kg}$$

$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 1140 = \$ 218925.00$$

Para una $h = 350$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
AP	4610	461

Sección propuesta: $\Gamma 3 \times 1/4''$

Donde:

$$A = 18.58 \text{ cm}^2 \quad kl/r > Cc \quad Fa = 275 \text{ kg/cm}^2$$

$$r_{\text{mín}} = 2.36 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga;} = 5103 \text{ Kg} > 4610 \text{ Kg}$$

$$k = 1.0$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
CP	3293	461

Sección propuesta: $L 4 \times 1/4''$

$$F_x = 0.6 F_y = 0.6 \times 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 12.52 \text{ cm}^2 \quad T = A F_x = 12.52 \times 1520 = 19030 \text{ Kg} > 3293 \text{ Kg}$$

$$r_{\text{mín}} = 2.01 \text{ cm}$$

$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; \quad kl/r = 229 < 240$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural $\$ 192.00 \text{ kg}$

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 18.58 \times 3644 + 12.52 \times 6694 = 151514 \text{ cm}^3$$

$$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$$

$$W = 0.151514 \times 8000 = 1212 \text{ Kg}$$

$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 1212 = \$ 232726.00$$

Para una $h = 400$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
AP	4375	500

Sección propuesta: $\Gamma 3 \times 5/16''$

Donde:

$$A = 22.96 \text{ cm}^2 \quad kl/r > Cc \quad Fa = 230 \text{ kg/cm}^2$$
$$r \text{ mín} = 2.34 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga} = 5270 \text{ Kg} > 4375 \text{ Kg}$$
$$k = 1.0$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
CP	3125	500

Sección propuesta: $L 5 \times 3/8''$

$$F_t = 0.6 F_y = 0.6 \times 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$
$$A = 23.29 \text{ cm}^2 \quad T = A F_t = 23.29 \times 1520 = 35401 \text{ Kg} > 3125 \text{ Kg}$$
$$r \text{ mín} = 2.51 \text{ cm}$$
$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; kl/r = 199 < 240$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural $\$ 192.00 \text{ kg}$

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 22.96 \times 3800 + 23.29 \times 7200 = 254936 \text{ cm}^3$$

$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$

$$W = 0.254936 \times 8000 = 2039 \text{ Kg}$$
$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 2039 = \$ 391582.00$$

Para una $h = 450$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
AP	4206	541

Sección propuesta: Γ 3 X 5/16"

Donde:

$$A = 22.96 \text{ cm}^2 \quad kl/r > Cc \quad Fa = 196 \text{ kg/cm}^2$$

$$r_{\text{mín}} = 2.34 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga} = 4502 \text{ Kg} > 4206 \text{ Kg}$$

$$k = 1.0$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
CP	3005	541

Sección propuesta: L 5 X 3/8"

$$E_t = 0.6 \quad F_y = 0.6 \quad X \quad 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 23.29 \text{ cm}^2 \quad T = A \quad F_t = 23.29 \times 1520 = 35401 \text{ Kg} > 3005 \text{ Kg}$$

$$r_{\text{mín}} = 2.51 \text{ cm}$$

$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; \quad kl/r = 216 < 240$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

$$\text{Peso volumétrico del acero } 8000 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Costo del acero estructural } \$ 192.00 \text{ kg}$$

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 22.96 \times 396 + 23.29 \times 7714 = 270673 \text{ cm}^3$$

$$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$$

$$W = 0.270673 \times 8000 = 2165 \text{ Kg}$$

$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 2165 = \$ 415\,753.00$$

Para una $h = 500$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
AP	4082	583

Sección propuesta: Γ 4 X 1/4"

Donde:

$$A = 25.04 \text{ cm}^2 \quad kl/r > C_c \quad F_a = 312 \text{ kg/cm}^2$$
$$r_{\min} = 3.18 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga} = 7808 \text{ Kg} > 4082 \text{ Kg}$$
$$k = 1.0$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
CP	2915	583

Sección propuesta: L 5 X 3/8"

$$E_x = 0.6 F_y = 0.6 \times 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$
$$A = 23.29 \text{ cm}^2 \quad T = A F_x = 23.29 \times 1520 = 35401 \text{ Kg} > 2915 \text{ Kg}$$
$$r_{\min} = 2.51 \text{ cm}$$
$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; kl/r = 232 < 240$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural \$ 192.00 kg

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 25.04 \times 4132 + 23.29 \times 8232 = 295189 \text{ cm}^3$$

$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$

$$W = 0.295189 \times 8000 = 2362 \text{ Kg}$$
$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 2362 = \$ 453410.00$$

Para una $h = 550$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
AP	3987	626

Sección propuesta: Γ 4 X 1/4"

Donde:

$$A = 25.04 \text{ cm}^2 \quad kl/r > Cc \quad F_a = 270 \text{ kg/cm}^2$$

$$r_{\text{mín}} = 3.18 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga;} = 6772 \text{ Kg} > 3987 \text{ Kg}$$

$$k = 1.0$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
CP	2848	550

Sección propuesta: L 6 X 3/8"

$$E_x = 0.6 \quad F_y = 0.6 \quad X \quad 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 28.13 \text{ cm}^2 \quad T = A \quad F_x = 28.13 \times 1520 = 42758 \text{ Kg} > 2848 \text{ Kg}$$

$$r_{\text{mín}} = 3.02 \text{ cm}$$

$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; \quad kl/r = 182 < 240$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural \$ 192.00 kg

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 25.04 \times 4304 + 28.13 \times 8754 = 354 \ 022 \text{ cm}^3$$

$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$

$$W = 0.354 \ 022 \times 8000 = 2832 \text{ Kg}$$

$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 2832 = \$ 543 \ 778.00$$

Para una $h = 600$ cm

Para las barras a compresión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
AP	3913	671

Sección propuesta: $\Gamma 4 \times 1/4$ "

Donde:

$$A = 25.04 \text{ cm}^2 \quad kl/r > Cc \quad Fa = 235 \text{ kg/cm}^2$$
$$r_{\min} = 3.18 \text{ cm} \quad \text{Cap. de carga} = 5894 \text{ Kg} > 3913 \text{ Kg}$$
$$k = 1.0$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Para las barras a tensión.

Barra	Máxima Fuerza (Kg)	Longitud (cm)
CP	2795	671

Sección propuesta: L 6 X 3/8"

$$F_t = 0.6 F_y = 0.6 \times 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$
$$A = 28.13 \text{ cm}^2 \quad T = A F_t = 28.13 \times 1520 = 42758 \text{ Kg} > 2795 \text{ Kg}$$
$$r_{\min} = 3.02 \text{ cm}$$
$$k = 1.0 \quad kl/r < 240; kl/r = 222 < 240$$

\therefore el perfil propuesto es bueno.

Costo de la armadura:

Peso volumétrico del acero 8000 kg/m^3

Costo del acero estructural \$ 192.00 kg

$$\text{Vol.} = A \times \text{long.} = 25.04 \times 4484 + 28.13 \times 9284 = 373\,438 \text{ cm}^3$$

$W = \text{Vol.} \times \text{Peso volumétrico}$

$$W = 0.373\,438 \times 8000 = 2988 \text{ Kg}$$

$$\text{Costo} = \$ 192.00 \times 2988 = \$ 573\,601.00$$

VO [cm³]

GRAFICAN α - VOLUMEN

420 000
400 000
380 000
360 000
340 000
320 000
300 000
280 000
260 000
240 000
220 000
200 000
180 000
160 000
140 000
120 000
100 000
80 000
60 000
40 000
20 000

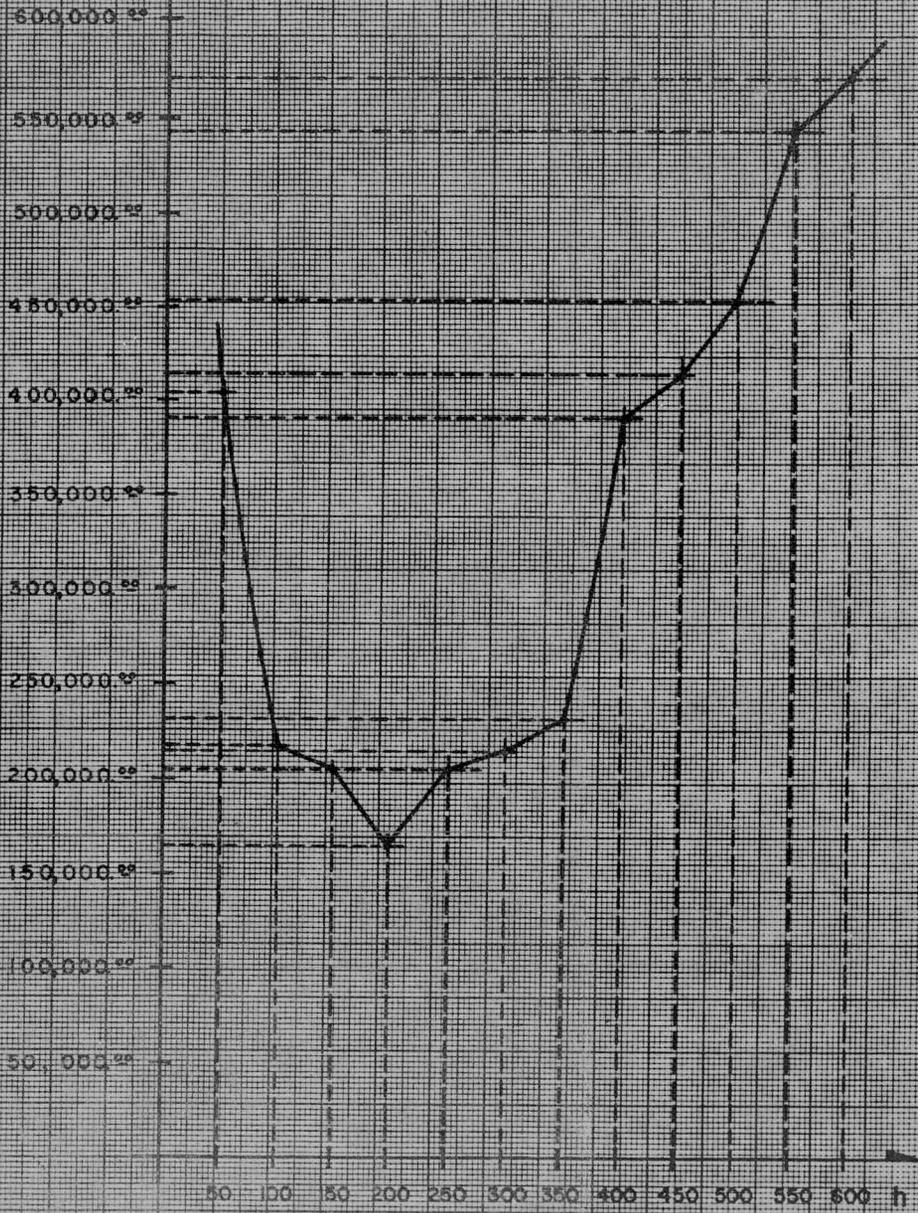
$$\alpha = \frac{L}{h}$$



2 4 6 8 10 12 14 16 18 20 22 24 26 α

COSTO \$

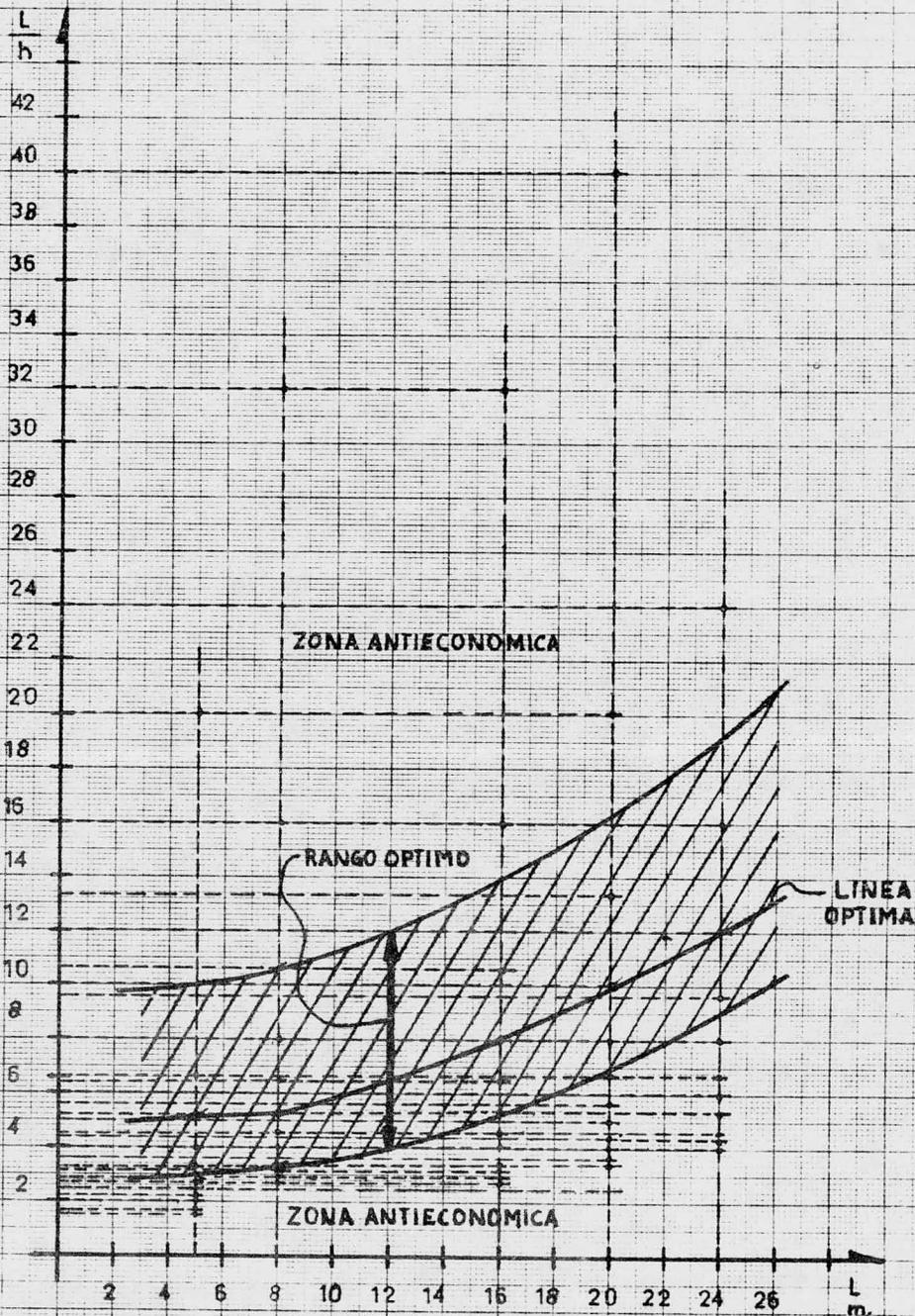
GRAFICA PERALTE h - COSTO.



CONCLUSIONES.

Todos los resultados obtenidos a lo largo de este trabajo se compilaron en la gráfica 13. En esta gráfica observamos que se tienen tres zonas claramente definidas dos de ellas antieconómicas y una zona óptima que es donde se encuentran todas aquellas vigas que por su relación L/h resultan económicas.

La forma de utilizar esta gráfica es la siguiente se entra en el eje de las abscisas con el valor L conocido, se traza una vertical hasta intersectar la línea óptima ahí marcada, de aquí trazamos una horizontal hasta intersectar el eje de las ordenadas en el cual podremos leer un valor, -- que igualaremos a L/h y de aquí despejamos h que será precisamente nuestro peralte óptimo. Si este peralte no es conveniente para nuestro diseño, ya sea por cuestiones arquitectónicas u otras podremos intentar con otro valor de L/h teniendo la precaución de no salirnos del rango óptimo para que nuestros diseños sigan siendo económicos en cierta medida.



GRAFICA 13.

BIBLIOGRAFIA

- AHMSA, *Manual de construcción de acero*, México AHMSA 1975.
- CFE, *Manual de diseño de obras civiles, estructuras*. México CFE 1979.
- HARRY Parker, M.C., *Diseño simplificado de armaduras de techo para arquitectos y constructores*, México Ed. Limusa, 1982.
- KEMENY Y KURTZ, *Programación básica*, 2a. ed., México Ed. C.E.C.S.A., 1983.
- LUTHE García Rodolfo, *Análisis estructural*, México, Ed. Representaciones y servicios de ingeniería, 1981.
- MAGDALENO Carlos, *Análisis matricial de estructuras reticulares*, México - Unidad Profesional Zacatenco, 1978.
- McCORMAC Jack C., *Diseño de estructuras metálicas*, México, Ed. Representaciones y servicios de ingeniería, 1979.
- MURRIETA Bacelis y Mora, *Aplicaciones de la estática*, 2a ed., México, Ed. Limusa, 1978.
- WANG, C.K., *Introducción al análisis estructural con métodos matriciales*, México, Ed. C.E.C.S.A., 1979.
- WHITE, Gergely y Sexsmith, *Estructuras estáticamente indeterminadas*, México, Ed. Limusa, 1981.
- WHITE, Gergely y Sexsmith, *Introducción a los conceptos de análisis y diseño*, México, Ed. Limusa, 1980.