ING. RODOLFO RODRIGUEZ GARCIA

ESTABILIDAD EN LAS CONSTRUCCIONES

ESPECIAL PARA LA FACULTAD DE AGRONOMIA DE LA

UNIVERSIDAD DE NUEVO LEON

ING. ROGELIO RODRIGUEZ GARCIA

ESTABILIDAD EN LAS CONSTRUCCIONES

TESIS PARA LA FACULTAD DE AGRONOMIA DE LA
UNIVERSIDAD DE NUEVO LEON

ING. RODOLFO RODRIGUEZ GARCIA

ESTABILIDAD EN LAS CONSTRUCCIONES

ESPECIAL PARA LA FACULTAD DE AGRONOMIA DE LA
UNIVERSIDAD DE NUEVO LEON

P R O L O G O

Creo sinceramente, que estos apuntes cumplen el cometido para el cual fueron elaborados y que es proporcionar en forma sencilla y ordenada los principios mínimos de Ingeniería Civil que debe conocer todo estudiante de la Facultad de Agronomía.

En la primera parte se trata lo correspondiente a la Mecánica en las construcciones, recordando los principios fundamentales en los que descansa la Estática.

En la segunda parte que corresponde a la resistencia de materiales, se estudia el diseño de miembros sencillos utilizados en la construcción; así como el cálculo de deformaciones que aparte de tener aplicaciones directas sirve de base para el cálculo de estructuras estáticamente indeterminadas. Y por último en la tercera parte se estudian algunas aplicaciones sobre estructuras de acero y de concreto que, como ya dije antes, servirán al Ingeniero Agrónomo para resolver sus problemas estructurales que sobre esta índole se le presenten.

Ing. Civ. Rodolfo Rodríguez G.

I N D I C E

P R I M E R A   P A R T E

MECANICA EN LAS CONSTRUCCIONES

Pág.

Capítulo I INTRODUCCION. 1

1. Concepto de fuerza 1
2. Unidades de fuerza 2
3. Representación vectorial de una fuerza. 2
4. Elementos básicos de la estática. 3
5. Momentos de una fuerza 3
6. Teorema de momentos 4
7. Par de fuerzas y su representación vectorial. . 5
8. Sistemas de fuerzas 6
9. Estructuras estáticamente determinadas e indeterminadas 7

10.

Capítulo II SOLUCION DE VIGAS ESTATICAMENTE DETERMINADAS 9

10. Concepto de viga. 9
11. Viga simple con carga concentrada en la mitad del claro 10
12. Viga simple con carga concentrada 10
13. Viga simple con carga uniformemente distribuída. 11
14. Viga en voladizo (cantilever) con carga concentrada en el extremo 12
15. Viga en voladizo (cantilever) con carga uniformemente distribuída. 12

I N D I C E

P R I M E R A   P A R T E

MECANICA EN LAS CONSTRUCCIONES

Pág.

Capítulo I INTRODUCCION. 1

1. Concepto de fuerza 1
2. Unidades de fuerza 2
3. Representación vectorial de una fuerza. 2
4. Elementos básicos de la estática. 3
5. Momentos de una fuerza 3
6. Teorema de momentos 4
7. Par de fuerzas y su representación vectorial. . 5
8. Sistemas de fuerzas 6
9. Estructuras estáticamente determinadas e indeterminadas 7
10.

Capítulo II SOLUCION DE VIGAS ESTATICAMENTE DETERMINADAS 9

10. Concepto de viga. 9
11. Viga simple con carga concentrada en la mitad del claro 10
12. Viga simple con carga concentrada 10
13. Viga simple con carga uniformemente distribuída. 11
14. Viga en voladizo (cantilever) con carga concentrada en el extremo 12
15. Viga en voladizo (cantilever) con carga uniformemente distribuída. 12

Capítulo III ANALISIS DE ARMADURAS EMPLEADAS EN CUBIERTAS 15

16. Esfuerzos en las armaduras 16
Problemas 21

SEGUNDA PARTE

RESISTENCIA DE MATERIALES

Capítulo I GENERALIDADES 23

1. Consideraciones básicas 23
2. Clases de cargas. 25
3. Diagrama deformación-esfuerzo 26
4. Límite de proporcionalidad 27
5. Módulo de elasticidad 28
6. Esfuerzos térmicos 28
7. Esfuerzo de trabajo. 29

Capítulo II DISEÑO DE MIEMBROS ESTRUCTURALES SOMETIDOS A ESFUERZOS DE TENSION PURA. 31

8. Esfuerzos debidos a cargas axiales. 31
9. Deformaciones debidas a cargas axiales 32
10. Ejemplo. 33
Problemas 34

Capítulo III DISEÑO DE MIEMBROS ESTRUCTURALES SOMETIDOS A ESFUERZOS DE FLEXION 36

11. Fuerza cortante vertical 36
12. Momento flexionante. 37
13. Posición del eje neutro 37
14. Ecuación general para flexión 38
15. Ecuación general para esfuerzos cortantes . . . 39
16. Sección crítica para momento. 42
17. Diagrama de fuerzas cortantes 42
18. Diagrama de momentos 43
19. Diseño 45
20. Ejemplos 45
Problemas 47

TERCERA PARTE

CONSTRUCCIONES RURALES

Capítulo I GENERALIDADES. 48

1. Principales materiales empleados en la construcción 48
2. Selección de materiales 49
3. Principales propiedades del concreto. 49
4. Preparación del concreto. 49

Capítulo II DEFORMACION POR FLEXION DE LAS VIGAS HOMOGENEAS. 51

5. Método del Area-Momento 51
6. Vigas simples 53
7. Vigas en voladizo 54
8. Ejemplos 54
   Problemas. 55

Capítulo III DISEÑO DE MIEMBROS ESTRUCTURALES SOMETIDOS A ESFUERZOS DE COMPRESION. 56

9. Diferentes tipos de columnas según su esbeltez . 56
10. Condiciones en los extremos. 57
11. Diseño de columnas de material homogéneo . . . 58
   a) Acero 58
   b) Madera. 59
12. Ejemplos 60
   Problemas. 63

Capítulo IV DISEÑO DE MIEMBROS DE CONCRETO REFORZADO . 64

13. Teoría de la flexión para vigas y losas. . . . 64
14. Cálculo del esfuerzo cortante en una viga de concreto reforzado. 69

15. Proporcionamiento de estribos en vigas de concreto reforzado. 70
16. Esfuerzos de adherencia 71
Ejemplos 72
Problemas. 74
17. Diseño de columnas de concreto reforzado 75
Ejemplo 77
Problemas. 78

Capítulo V APLICACIONES. 79

20. Juntas remachadas 79
21. Ejemplo 80
22. Juntas soldadas. 81
23. Ejemplos 82
24. Diseño de una armadura utilizada como cubierta . . 83
a) Carga de viento. 83
b) Carga viva 84
c) Carga muerta. 84
d) Carga total 85
e) Diseño de miembros. 85
f) Diseño de polines 87
g) Diseño de la soldadura 87

ESTABILIDAD EN LAS CONSTRUCCIONES

PRIMERA PARTE

MECANICA EN LAS CONSTRUCCIONES

CAPITULO I

INTRODUCCION

Se tratarán en esta sección los conceptos básicos de la estática, que son fundamentales para el estudio de la estabilidad en las construcciones.

1. Concepto de fuerza.

Mediante la primer ley de Newton, se obtiene una clara idea sobre este concepto fundamental; uno sobre los cuales, descansa el estudio de la mecánica y que se expresa como sigue: todo cuerpo permanece en su estado de reposo o de movimiento rectilíneo uniforme, a menos que actúe una fuerza que modifique dicho estado.

De lo anterior se concluye que fuerza es una expresión de la energía capaz de modificar el estado actual de la materia.

Puesto que fuerza es todo aquello que produce aceleración; en un sistema estático o en equilibrio no podrán existir fuerzas aisladas o únicas, sino que necesariamente: fuerzas y sus reacciones correspondientes.

El principal factor que limita la resistencia de un cuerpo bajo la acción de una fuerza es su rigidez, que está en función de la inercia de dicho miembro.

2. Unidades de fuerza.

Las unidades de fuerza más frecuentemente empleadas son el kilogramo (peso) y la tonelada, que corresponden al sistema de unidades gravitacionales.

El kilogramo (peso) se define como la fuerza con que es atraído un kilogramo (masa) hacia el centro de la tierra. Una tonelada métrica equivale a 1 000 kilogramos.

Existen además otras unidades que no tienen uso en el campo de la ingeniería. Ellas son en el sistema de unidades C.G.S., la dina y en el sistema M.K.S., el newton.

En el sistema inglés, la unidad más utilizada es la libra que equivale a 0.454 Kgs. Solo se empleará el sistema métrico en los cálculos que se desarrollen.

Los aparatos más comúnmente usados en la medición de fuerzas son el dinamómetro y la balanza.

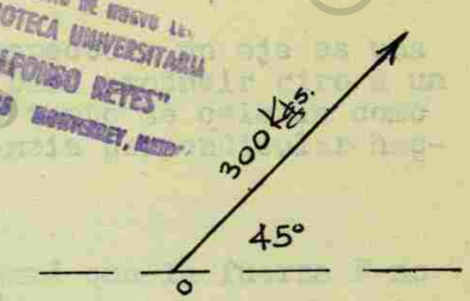
3. Representación vectorial de una fuerza.

La diferencia esencial entre cantidades escalares y vectoriales es que en aquellas únicamente se precisa de la magnitud para definirlas; en tanto que para las vectoriales se requieren además, su dirección, sentido y punto de aplicación.

Se consideran las fuerzas como vectores, ya que al reunir las características de estos, se producirá variación en la fuerza, al modificar cualquiera de dichas características.

Ejemplo:

Características	Valores
Magnitud	300 Kgs.
Dirección	45°
Sentido	Ascendente
Punto de aplicación	0



4. Elementos básicos de la estática.

La estática es la parte de la mecánica que estudia las fuerzas en equilibrio.

Para el análisis de la composición y descomposición de fuerzas concurrentes se utilizarán los dos teoremas fundamentales de la estática: 1o. La resultante de dos fuerzas con punto de aplicación común, se obtiene trazando por los extremos de los vectores lineas paralelas a ellos; y finalmente trazando la diagonal. Este principio es conocido como ley del paralelogramo.

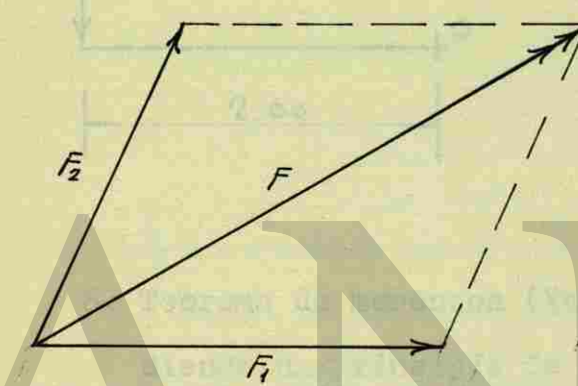


Figura 1

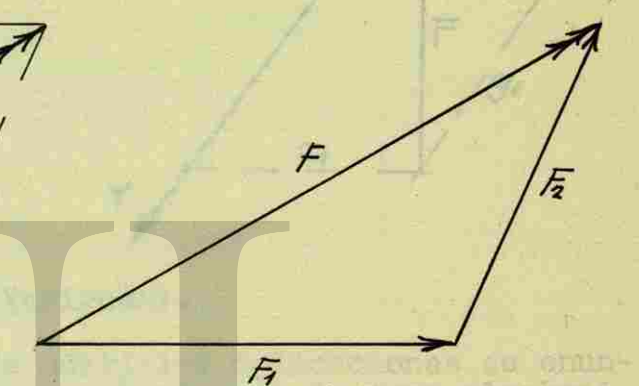


Figura 2

2o. La resultante de dos fuerzas concurrentes con punto de aplicación común, se obtiene colocando uno de los vectores a continuación del otro (conservando su dirección, sentido y magnitud); y trazando el vector que nos forme el triángulo. Este principio es conocido como Ley del triángulo.

5. Momentos de una fuerza.

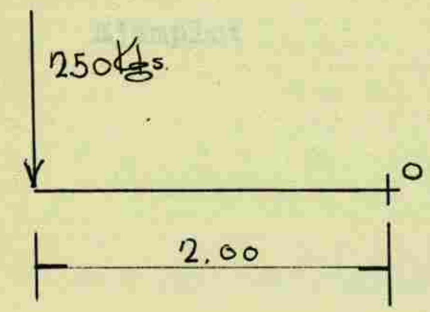
El momento de una fuerza con respecto a un eje es una función de la capacidad de la fuerza para producir giro a un cuerpo alrededor de dicho eje. Por lo tanto se calcula como el producto de la fuerza por la distancia perpendicular hasta el eje.

Al observar la figura 3, se notará que la fuerza F no produce momento con respecto al eje Z.

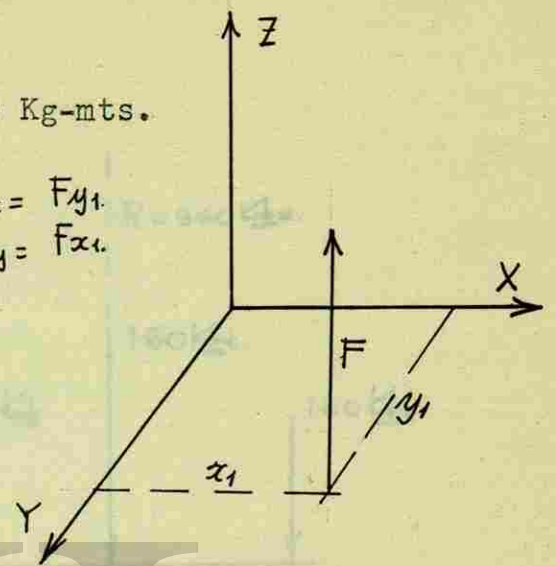
El signo que se deba dar a un momento depende del sentido del giro; pudiendo ser a favor o en contra de las manecillas del reloj. Las unidades de momento, más frecuentemente utilizadas son: Kg-mt.; Ton-mt y Kg-cm.

Ejemplo:

$M = F\,d = 250 \times 2 = 500$ Kg-mts.



$M_x = F y_1$
$M_y = F x_1$



6. Teorema de momentos (Varignon).

Siendo un principio de múltiples aplicaciones se enuncia a continuación el Teorema de Varignon: la suma algebraica de los momentos de un conjunto de fuerzas concurrentes, con respecto a cualquier eje es igual al momento de su resultante con respecto al mismo eje.

Se demostrará el teorema para dos fuerzas.

El punto A es arbitrario y siempre se podrán hacer pasar por él los ejes.

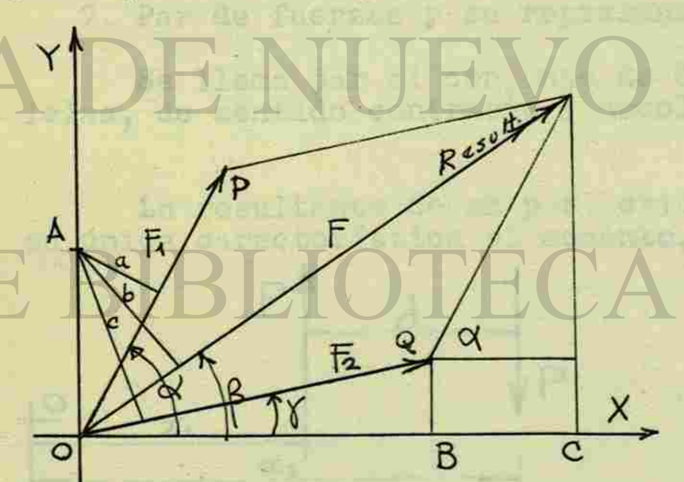


Figura 4

Demostrar que:

$F_1 a + F_2 c = F b$

De acuerdo con la figura

$OB + BC = OC$

Sustituyendo por sus iguales.

$$F_2 \cos\gamma + F_1 \cos\alpha = F \cos\beta$$

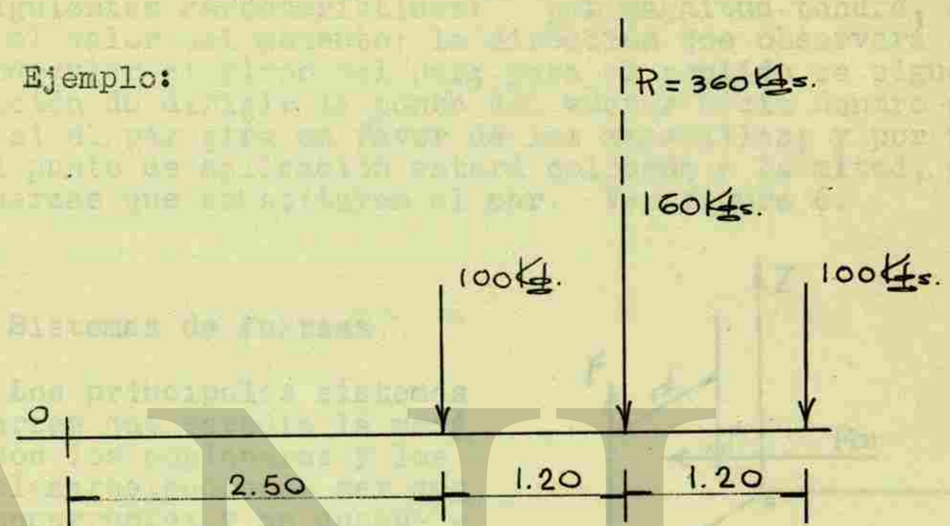
multiplicando por OA

$$F_2\ OA \cos\gamma + F_1\ OA \cos\alpha = F\ OA \cos\beta$$

de donde:

$$F_2 c + F_1 a = F\ b.$$

Ejemplo:



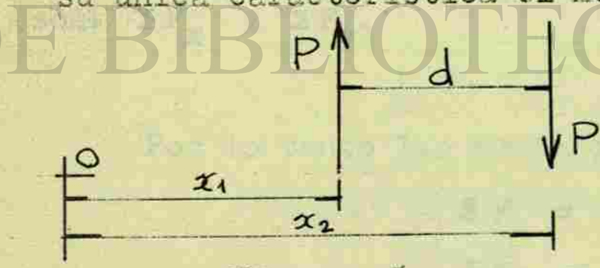
$$Mo = 100 \times 2.50 + 160 \times 3.70 + 100 \times 4.90 = 1\ 332 \text{ Kg-mt.}$$

$$Mo = 360 \times 3.70 = 1\ 332 \text{ Kg-mt.}$$

7. Par de fuerzas y su representación vectorial.

Se llama par al conjunto de dos fuerzas iguales, paralelas, de sentido contrario y nocolineales.

La resultante de un par, evidentemente es cero; siendo su única característica el momento, que será constante.



$$M = P\ d$$

Figura 5

En la figura 5, si se toman momentos con respecto al punto 0, se tiene:

$$\Sigma M_o = - Px_1 + Px_2 = P(x_2 - x_1) = P\ d$$

Un par se puede representar mediante un vector con las siguientes características: por magnitud tendrá, a escala, el valor del momento; la dirección que observará será perpendicular al plano del par; para el sentido se sigue la convención de dirigir la punta del vector hacia dentro del plano si el par gira en favor de las manecillas; y por último, el punto de aplicación estará colocado a la mitad, entre las fuerzas que constituyen el par. Ver figura 6.

8. Sistemas de fuerzas.

Los principales sistemas de fuerzas que estudia la mecánica son los coplanares y los no coplanares, pudiendo ser además concurrentes y no concurrentes.

En seguida se encontrarán las ecuaciones de equilibrio para un sistema de fuerzas coplanares, concurrentes, no paralelas.

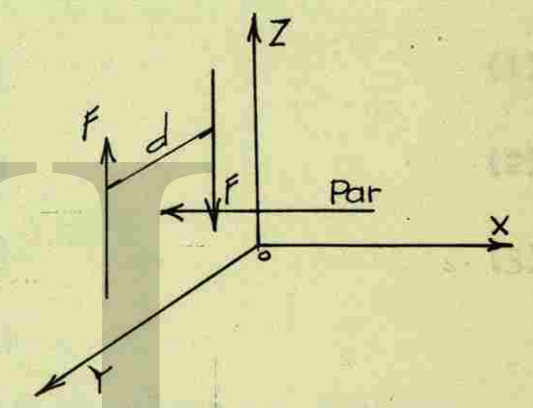


Figura 6

Se partirá de la condición necesaria, para que un cuerpo esté en equilibrio, o sea que la resultante del sistema de fuerzas sea igual a cero.

Para que la resultante sea cero sus proyecciones en dos ejes cualquiera serán cero también. Dichas proyecciones son: ΣF_x y ΣF_y.

Por lo tanto las ecuaciones de equilibrio son:

$$\Sigma F_x = 0 \qquad (1)$$

$$\Sigma F_y = 0 \qquad (2)$$

Por último, se determinarán las ecuaciones de equilibrio para un sistema de fuerzas coplanares, no concurrentes no paralelas.

Para que un sistema de este tipo esté en equilibrio es necesario, además de que la resultante valga cero; que el momento en cualquier punto sea cero. Esto es debido a que aun con la resultante nula, pudiese existir un par que destruiría el equilibrio.

Por lo tanto las ecuaciones de equilibrio son las tres siguientes:

$$\Sigma F_x = 0 \qquad (1)$$

$$\Sigma F_y = 0 \qquad (2)$$

$$\Sigma M_A = 0 \qquad (3)$$

9. Estructuras estáticamente determinadas e indeterminadas.

Para cualquier análisis de estática, en el cual se desconozcan varias incógnitas(fuerzas, direcciones, etc.), se hace uso de las ecuaciones de equilibrio encontradas con anterioridad.

Es evidente que si el número de incógnitas es mayor del número de ecuaciones de equilibrio el sistema de simultáneas formado no podrá resolverse, llamándose a este tipo de estructura, estáticamente indeterminada. Para resolver este tipo de problemas se usan métodos basados en artificios, los cuales no se tratarán en ésta sección.

Cuando el número de incógnitas sea igual o menor al número de ecuaciones de equilibrio, el sistema de simultáneas podrá ser resuelto; conociendose este tipo de estructuras como estáticamente determinada.

En la Fig. 7 aparecen algunas vigas est. indeterminad.

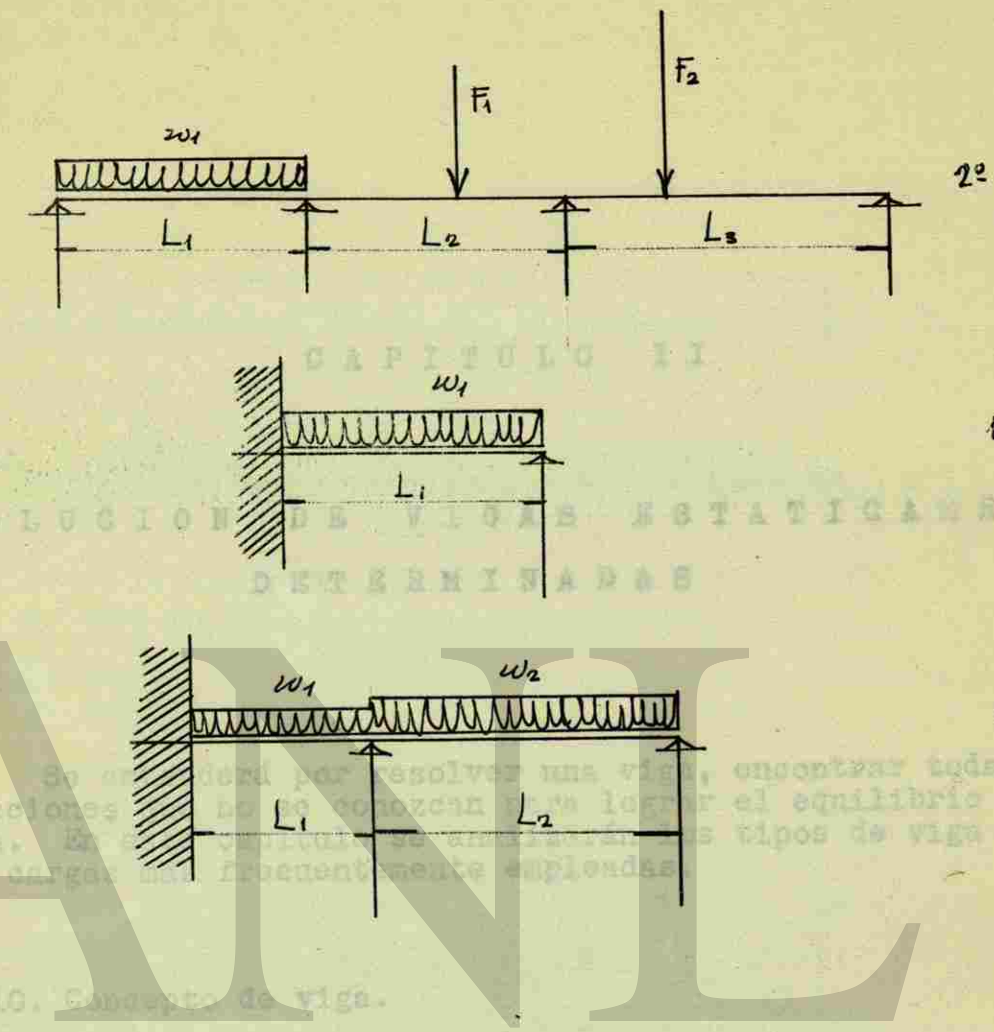


Figura 7. Vigas estáticamente indeterminadas.

CAPITULO II

SOLUCION DE VIGAS ESTATICAMENTE DETERMINADAS

Se entenderá por resolver una viga, encontrar todas las reacciones que no se conozcan para lograr el equilibrio de la viga. En este capítulo se analizarán los tipos de viga con las cargas más frecuentemente empleadas.

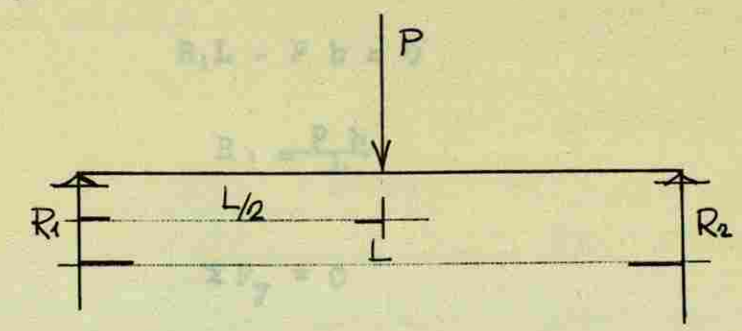
10. Concepto de viga.

Una viga es un miembro estructural que trabaja para resistir esfuerzos de flexión, proporcionados por cargas transversales a su eje.

Existen miembros que además de poseer esfuerzos de flexión, resisten esfuerzos axiales de compresión, los cuales no se tratarán en este capítulo. Los miembros trabajando a flexo compresión se estudiarán en la tercera parte.

Para la solución de las vigas estáticamente determinadas se utilizarán las ecuaciones de equilibrio.

11. Viga simple con carga concentrada en la mitad del -- claro.



Para calcular la reacción R_1, se hace $\Sigma M_B = 0$

$$\Sigma M_B = R_1 L - P\frac{L}{2} = 0$$

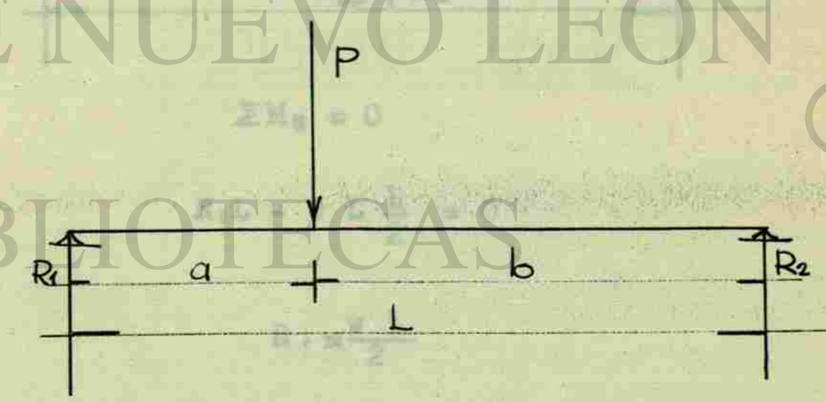
$$R_1 = \frac{P}{2}$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$R_1 + R_2 - P = 0$$

$$R_2 = P - \frac{P}{2} = \frac{P}{2}$$

12. Viga simple con carga concentrada.



$$\Sigma M_b = 0$$

$$R_1 L - P\,b = 0$$

$$R_1 = \frac{P\,b}{L}$$

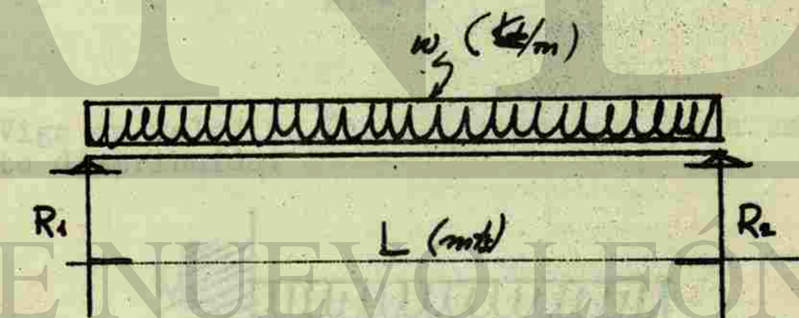
$$\Sigma F_y = 0$$

$$R_1 + R_2 - P = 0$$

$$R_2 = P - \frac{P\,b}{L} = P\left(1 - \frac{b}{L}\right)$$

$$R_2 = P\left(\frac{a + b - b}{L}\right) = P\,\frac{a}{L}$$

13. Viga simple con carga uniformemente distribuída.



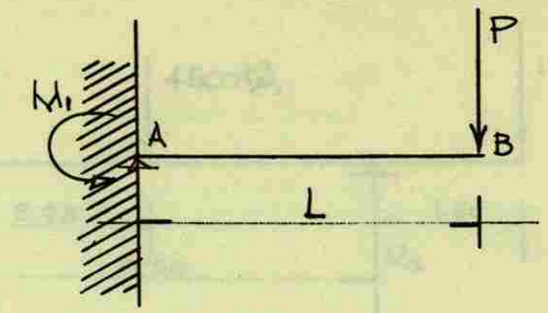
$$\Sigma M_2 = 0$$

$$R_1 L - w\,L\,\frac{L}{2} = 0$$

$$R_1 = \frac{w\,L}{2}$$

Por la simetría: $R_2 = \frac{w\,L}{2}$

14. Viga en voladizo (cantilever) con carga concentrada en el extremo.



$$\Sigma M_A = 0$$

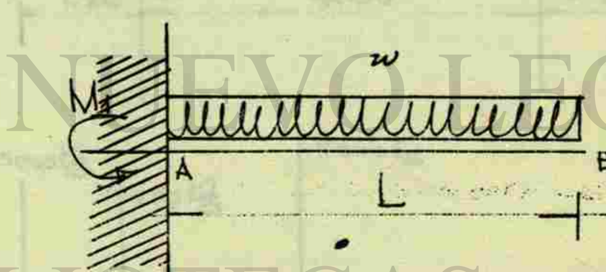
$$P\,L - M_1 = 0$$

$$M_1 = P\,L$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$R_1 = P$$

15. Viga en voladizo (cantilever) con carga uniformemente distribuída.

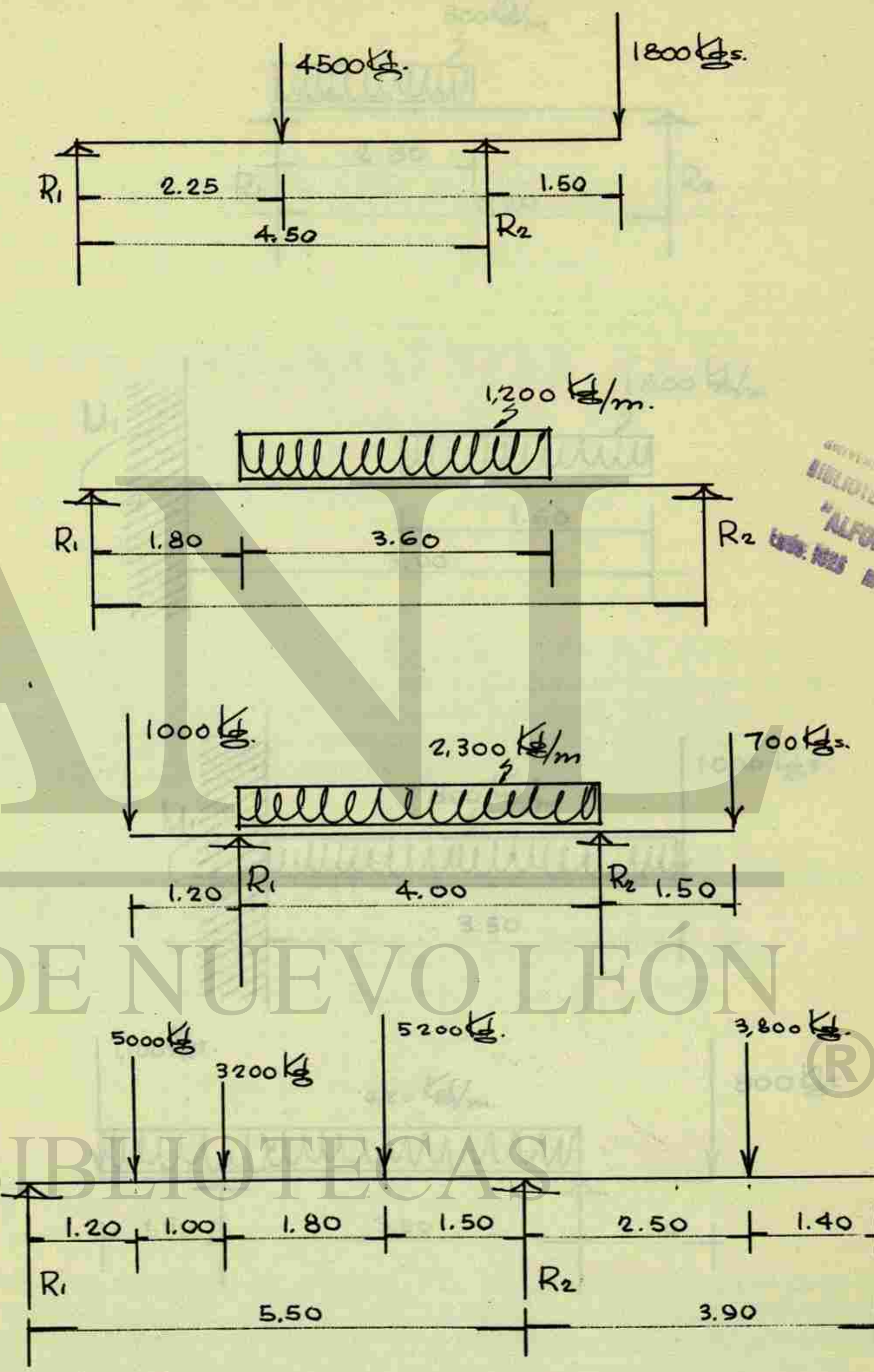


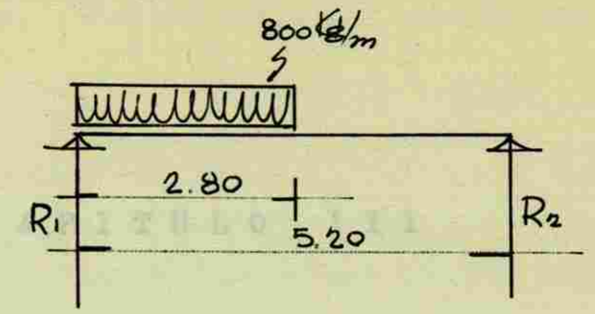
Por $\Sigma M_A = 0$ $\quad w\,L\,\frac{L}{2} - M_1 = 0 \quad M_1 = \frac{w\,L^2}{2}$

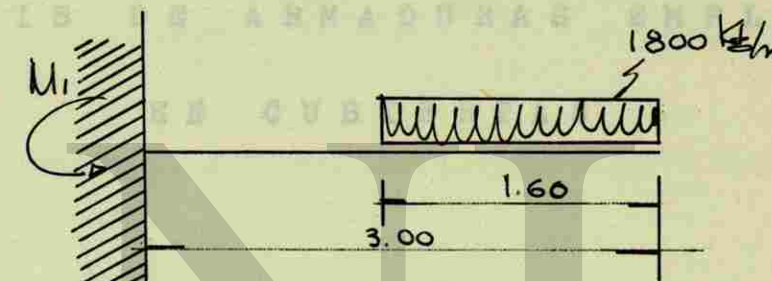
y por $\Sigma F_y = 0$ $\quad R_1 = w\,L$

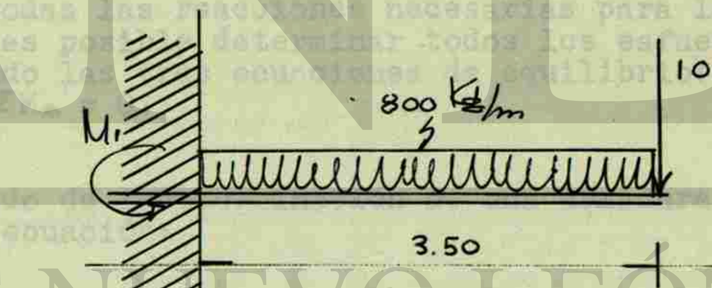
PROBLEMAS.

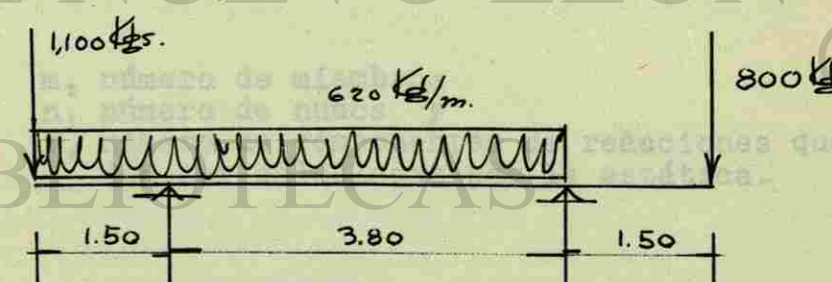
1. Resolver las siguientes vigas:




800 Kg/m
2.80
5.20
R_1
R_2


1800 Kg/m
M_1
1.60
3.00


1000 Kgs.
800 Kg/m
M_1
3.50


1,100 Kgs.
620 Kg/m.
800 Kgs.
1.50
3.80
1.50

CAPITULO III

ANALISIS DE ARMADURAS EMPLEADAS EN CUBIERTAS

Las armaduras, internamente, pueden ser determinadas e indeterminadas. Una armadura es internamente determinada si conociendo todas las reacciones necesarias para la estabilidad externa es posible determinar todos los esfuerzos internos, aplicando las tres ecuaciones de equilibrio: $\Sigma F_y = 0$; - $\Sigma F_x = 0$; $\Sigma M_A = 0$.

El grado de indeterminación de una armadura se conoce mediante la ecuación:

$$m = 2n - r$$

en donde m, número de miembros
n, número de nudos y
r, número de componentes de reacciones que pueden ser calculadas por la estática.

Para encontrar la altura más conveniente para proporcionar una armadura, habrá que hacer la siguiente observación: si es grande la altura, el esfuerzo en cada miembro --

disminuirá, pero se aumentarán las longitudes y por lo tanto el costo de la estructura; y si se rebaja la altura el esfuerzo en los miembros será incrementado, urgiendo por lo tanto perfiles de más sección, aunque se disminuya la longitud de los miembros. Generalmente el estudio económico es quien norma el criterio para la selección de la altura.

16. Esfuerzos en las armaduras.

La hipótesis principal para el cálculo de los esfuerzos en las armaduras está basada en la articulación perfecta en todos los nudos.

En general no se verifica esta suposición, mucho menos cuando las juntas de las armaduras son soldadas; constituyendo juntas rígidas y no articualadas.

Las reacciones serán calculadas siempre en primer término.

Para encontrar el esfuerzo de los miembros existen dos procedimientos: método de nudos y el método por secciones.

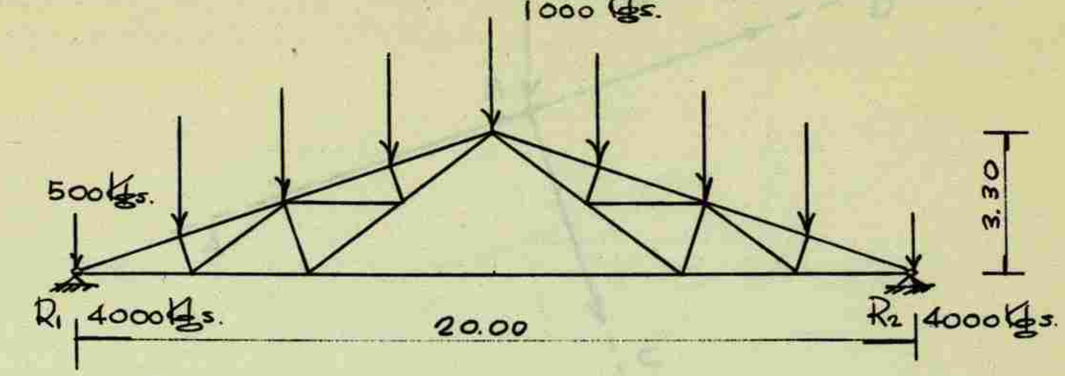
Por el primer método se analiza cada nudo independientemente, aplicando las ecuaciones de equilibrio de un sistema de fuerzas coplanares, concurrentes, no paralelas.

El método por secciones consiste en aislar una parte de la estructura y aplicando las ecuaciones de equilibrio para un sistema de fuerzas coplanares, no concurrentes, no paralelas; siempre y cuando el número de miembros desconocidos sea igual o menor de tres.

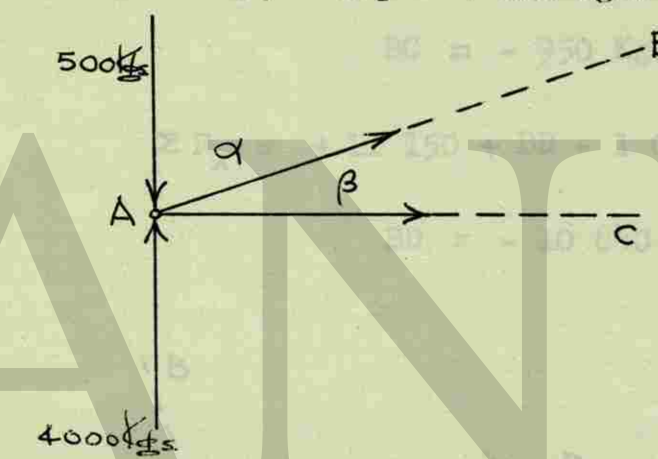
El método que se utilizará será el de nudos, con la siguiente convención: los miembros desconocidos (que nunca serán mayor de dos en cada nudo) se supondrán de tensión y si al resolverlos aparecen con signo positivo, indicará correcta la suposición; o sea, será de tensión. En caso de que el signo sea negativo, el esfuerzo es de compresión.

A continuación se resuelve completamente, una armadura de las más utilizadas.

17. Ejemplo.



$$R_1 = R_2 = 4\ 000 \text{ Kgs.}$$



$\cos \beta = 0.9496$

$\cos \alpha = 0.3134$

$$\Sigma F_y = -500 + 4\ 000 + AB\ 0.3134 = 0$$

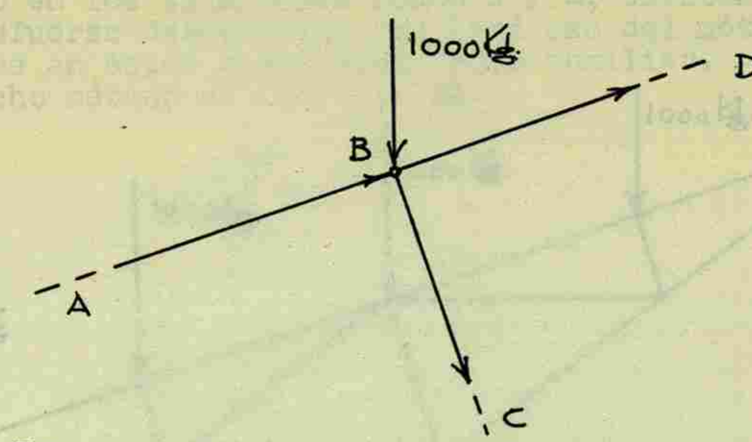
$$AB = -11\ 150 \text{ Kgs.}$$

Corregido el sentido de AB se continúa.

$$\Sigma F_x = AC - 11{,}150 \times 0.9496 = 0$$

$$AC = +10\ 600 \text{ Kgs.}$$

Para el nudo B es más conveniente seleccionar el eje X sobre la dirección ABD.

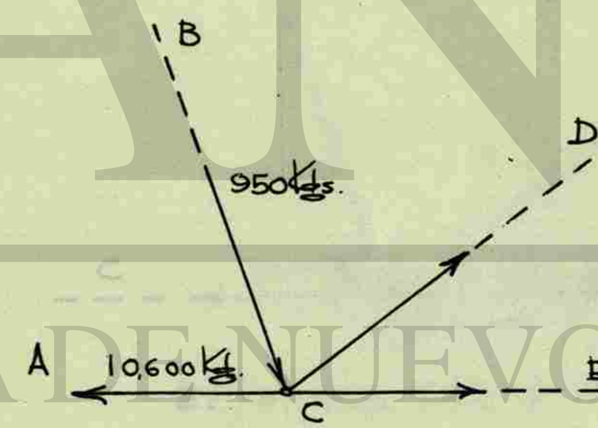


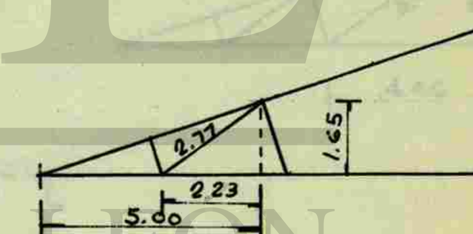
$$\Sigma F_y = -1\,000 \times 0.9496 - BC = 0$$

$$BC = -950 \text{ Kgs.}$$

$$\Sigma F_x = +11\,150 + BD - 1\,000 \times 0.3134 = 0$$

$$BD = -10\,840 \text{ Kgs.}$$





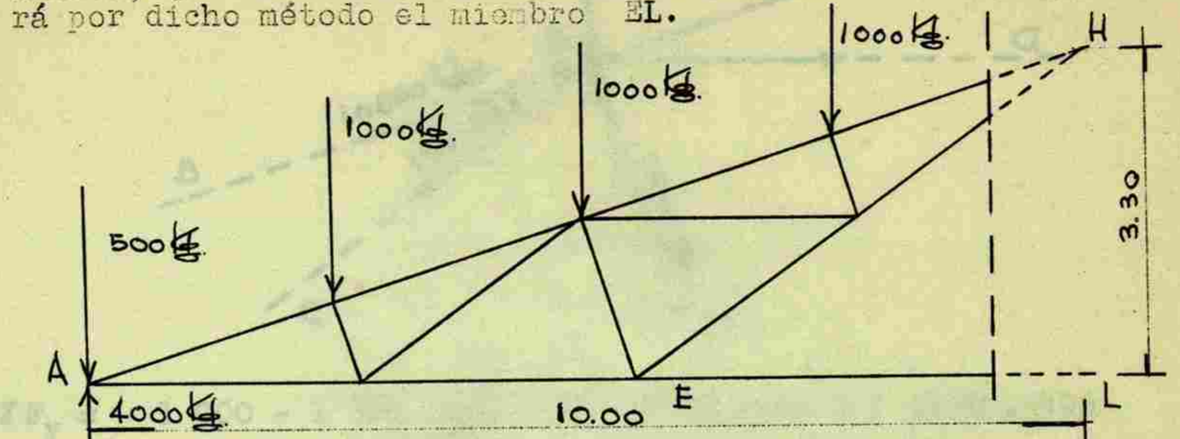
$$\Sigma F_y = -950 \times 0.9496 + CD\,\frac{1.65}{2.77} = 0$$

$$CD = +1\,520 \text{ Kgs.}$$

$$\Sigma F_x = -10\,600 + CE + 950 \times 0.3134 + 1\,520\;\frac{2.23}{2.77} = 0$$

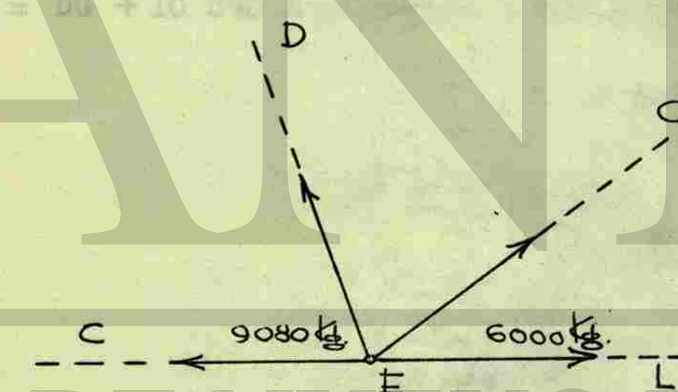
$$CE = +9\,080 \text{ Kgs.}$$

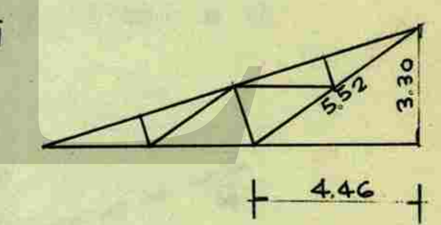
Como en los siguientes nudos D y E, existen tres miembros de esfuerzo desconocido, se hará uso del método de secciones, que en estos casos actúa como auxiliar. Se calculará por dicho método el miembro EL.



$$\Sigma M_H = 4\ 000X10 - 500X10 - 1\ 000X7.50 - 1\ 000X5.00 - 1\ 000X2.50 - ELX3.30 = 0$$

$$EL = 6\ 000\ Kgs.$$





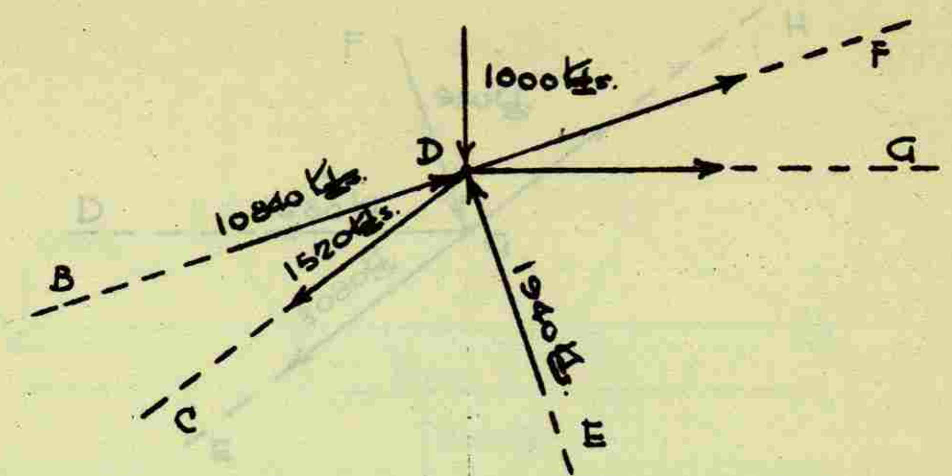
$$\Sigma F_y = DEX0.9496 + EG\ \frac{3.30}{5.52} = 0$$

$$DE = -0.629\ EG$$

$$\Sigma F_x = -9\ 080 + 6\ 000 + 0.629\ EGX0.3134 + EG\ \frac{4.46}{5.52} = 0$$

$$EG = +3\ 080\ Kgs.$$

$$De = -1\ 940\ Kgs.$$



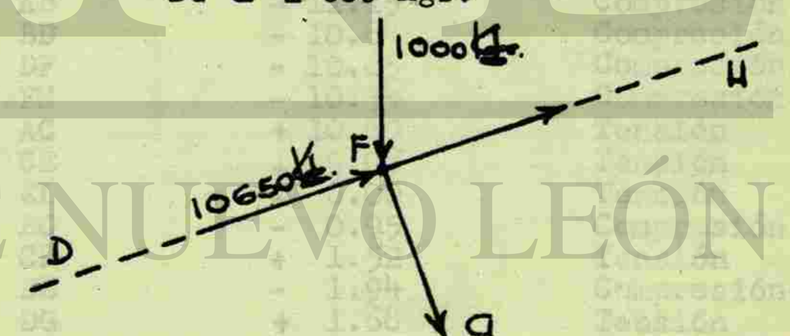
$$\Sigma F_y = -1\ 000 - 1\ 520\ \frac{1.65}{2.77} + 10\ 840 X 0.3134 + 1\ 940 X 0.9496 + DF X 0.3134 = 0$$

$$DF = -10\ 650 \text{ Kgs.}$$

Corregido el sentido de DF se continúa.

$$\Sigma F_x = DG + 10\ 840 \ X\ 0.9496 - 1\ 520 \ X\ \frac{2.23}{2.77} - 1\ 940 \ X\ 0.3134 - 10\ 650 \ X\ 0.9496 = 0$$

$$DG = 1\ 680 \text{ Kgs.}$$

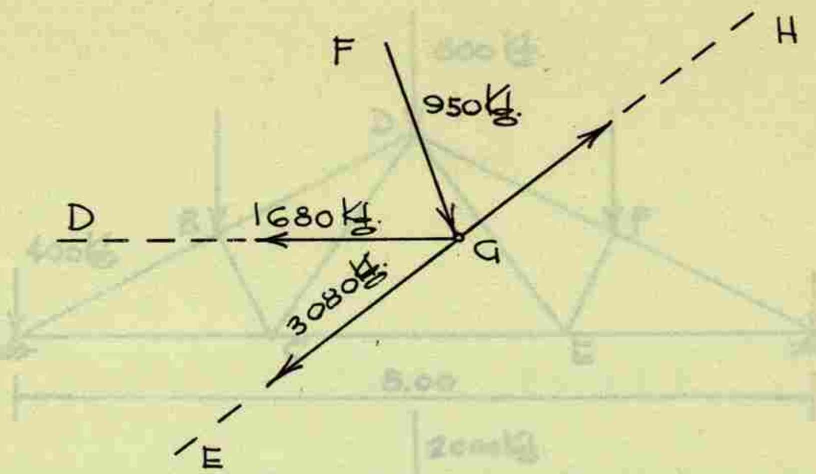


Para este nudo es más conveniente colocar el eje X sobre la dirección DFH.

$\Sigma F_y = -1\ 000 \ X\ 0.9496 - FG = 0;$ $FG = -950$ Kgs.

Corregido el sentido de FG se continúa.

$\Sigma F_x = +10\ 650 + FH - 1\ 000 \ X\ 0.3134 = 0;$ $FH = -10\ 340$ Kgs.



$$\Sigma F_y = -\ 950 \text{ X } 0.9496 - 3\ 080 \text{ X } \frac{3.30}{5.52} + \text{GH X } \frac{3.30}{5.52} = 0$$

$$\text{GH} = +\ 4\ 600 \text{ Kgs.}$$

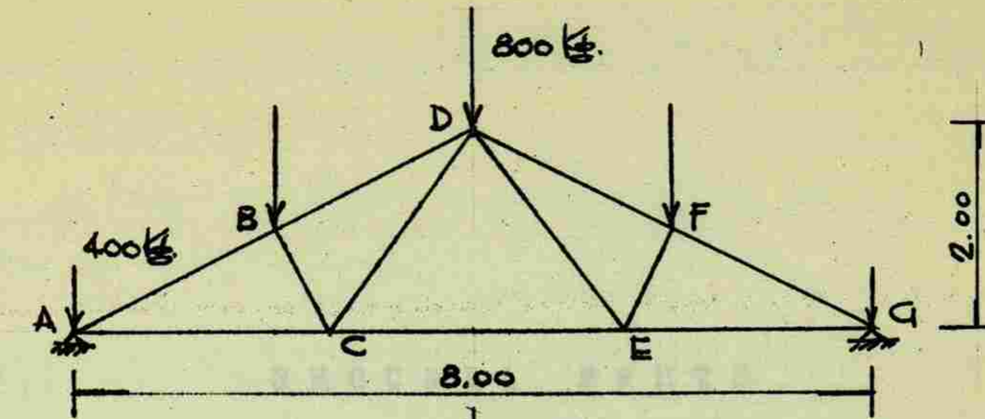
Por la simetría de la armadura, sólo se determinan -- los esfuerzos en la mitad de los miembros.

MIEMBRO	ESFUERZO (TONS.)	
AB	- 11.15	Compresión
BD	- 10.84	Compresión
DF	- 10.65	Compresión
FH	- 10.34	Compresión
AC	+ 10.60	Tensión
CE	+ 9.08	Tensión
EL	+ 6.00	Tensión
BC	- 0.95	Compresión
CD	+ 1.52	Tensión
DE	- 1.94	Compresión
DG	+ 1.68	Tensión
FG	- 0.95	Compresión
GH	+ 4.60	Tensión
EG	+ 3.08	Tensión

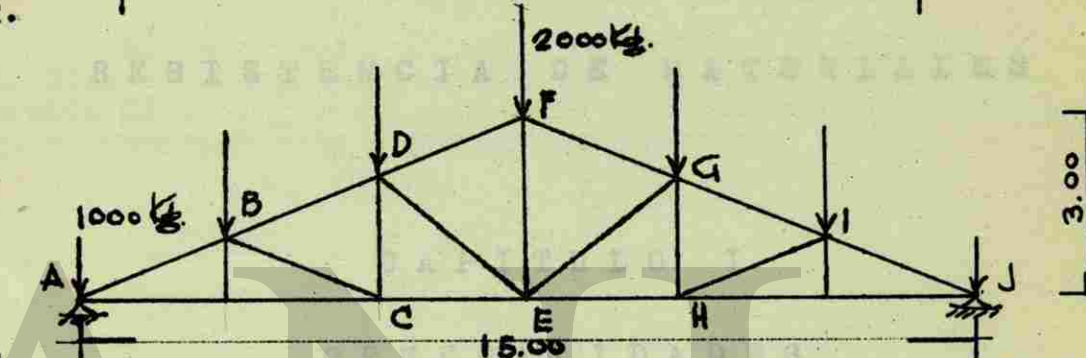
PROBLEMAS.

Calcular los esfuerzos en las siguientes armaduras:

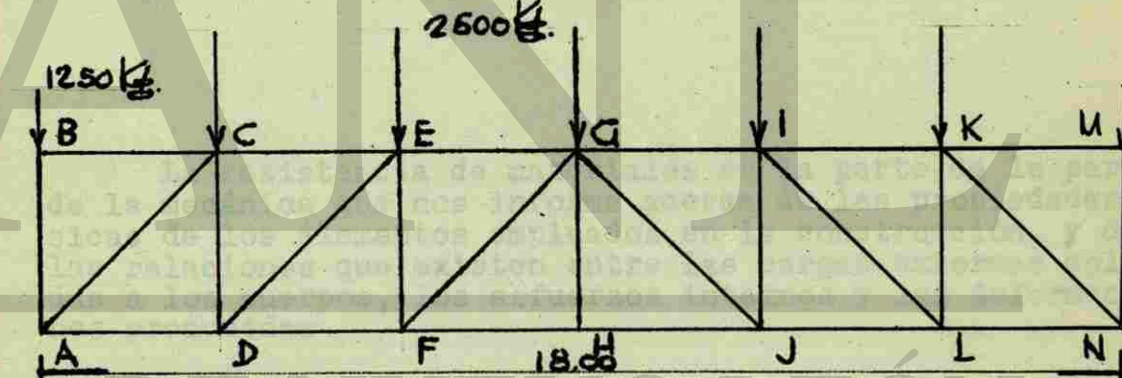
1.


800 Kg.
D
B
F
400 Kg.
A
C
E
G
2.00
8.00

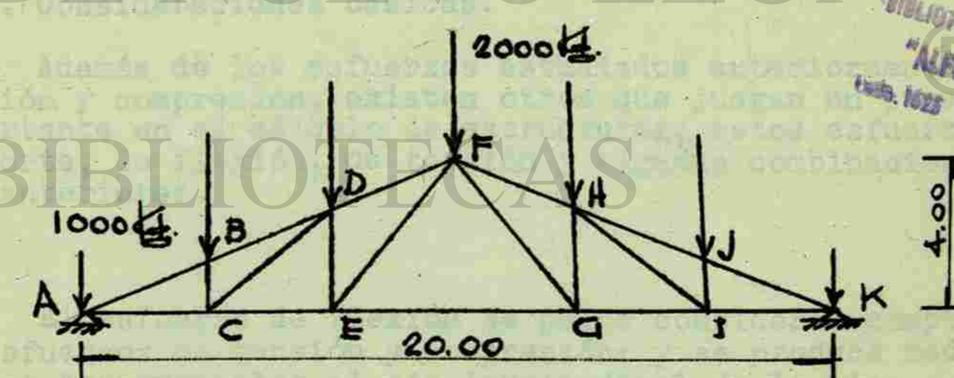
2.


2000 Kg.
F
D
G
1000 Kg.
B
I
A
J
C
E
H
15.00
3.00

3.


2500 Kg.
1250 Kg.
B
C
E
G
I
K
U
A
D
F
H
J
L
N
18.00
3.00

4.


2000 Kg.
F
D
H
1000 Kg.
B
J
A
K
C
E
G
I
20.00
4.00

SEGUNDA PARTE

RESISTENCIA DE MATERIALES

CAPITULO I

GENERALIDADES

La resistencia de materiales es la parte de la parte - de la mecánica que nos informa acerca de las propiedades físicas de los elementos empleados en la construcción, y de -- las relaciones que existen entre las cargas externas aplicadas a los cuerpos, los esfuerzos internos y las deformaciones producidas.

1. Consideraciones básicas.

Además de los esfuerzos estudiados anteriormente, de - tensión y compresión, existen otros que juegan un papel muy importante en el cálculo de estructuras; estos esfuerzos son de corte, de flexión, de torsión y algunas combinaciones de los anteriores.

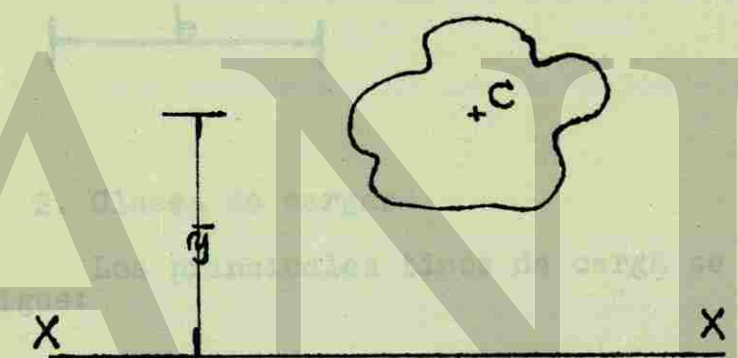
El esfuerzo de flexión se puede considerar compuesto - de esfuerzos de tensión y compresión; y se produce mediante cargas transversales al eje longitudinal de la viga.

Los esfuerzos de torsión son producidos por cargas que provocan un giro alrededor del eje longitudinal de la viga.

Es importante hacer la observación de que para cualquier punto el esfuerzo cortante horizontal es igual al esfuerzo cortante vertical.

a)- Momento de primer orden.

El momento de primer orden o momento estático de área se define como el producto del área por la distancia del centroide de la figura al eje, con respecto al cual se determina el momento; y se representa como sigue:

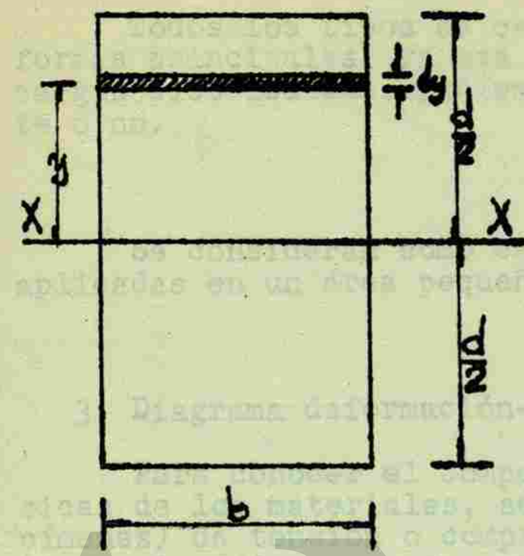


$$Q = \int y\,dA$$

b)- Momento de segundo orden.

El momento de inercia o de segundo orden de un área se define mediante la ecuación:

En seguida se determina el momento de inercia de una superficie rectangular con respecto a su eje centroidal horizontal.



$$dA = b\,dy$$

Aplicando la definición se obtiene:

$$I = \int y^2\,dA$$

$$I = \int_{-\frac{d}{2}}^{+\frac{d}{2}} y^2 b\,dy = \left[\frac{y^3}{3} b\right]_{-\frac{d}{2}}^{+\frac{d}{2}}$$

$$I = \frac{1}{12}\,b\,d^3$$

2. Clases de cargas.

Los principales tipos de carga se pueden expresar como sigue:

a)- Carga muerta (estática).- Es la que permanece constante sobre la estructura; como son el peso propio de una viga o losa; la sobrecarga de un muro sobre una viga, o el peso del mosaico sobre un entre piso.

b)- Carga viva.- Esta carga puede considerarse como repetida, sin tener un período constante. Sobre cubiertas, esta carga está representada por personas, herramientas, etc., que se coloque sobre aquellas. En entrepisos será el peso de los muebles que, evidentemente, podrán cambiar de posición.

c)- Carga de viento.- También se considera como carga repetida y al igual que la anterior de perípdo variable. Un estudio más amplio sobre este tipo de carga se presenta en la tercera parte.

d)- Carga de impacto.- Es la producida por la rápida apli cación de la carga, causando un esfuerzo mayor que si se apli se lentamente.

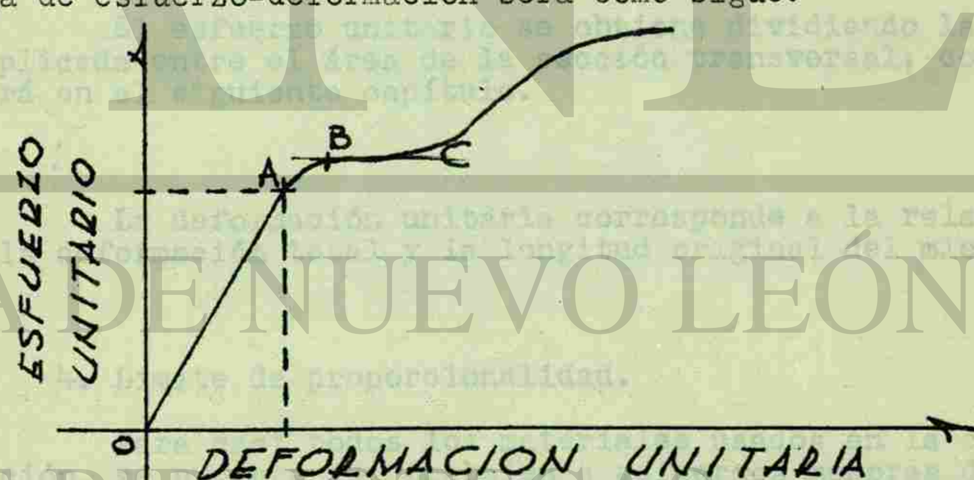
Todos los tipos de cargas mencionados aparecen en dos formas principales; ya sea como cargas concentradas o como cargas distribuídas, pudiendo ser, estas últimas, uniformemente o no.

Se consideran como cargas concentradas, las que están aplicadas en un área pequeña, comparada con el área total.

3. Diagrama deformación-esfuerzo.

Para conocer el comportamiento y las características físicas de los materiales, se someten éstos a pruebas (con especímenes) de tensión o compresión, mediante las cuales se obtienen los diagramas que muestran los cambios que van sufriendo las deformaciones, al producir variación en la carga, o sea en los esfuerzos.

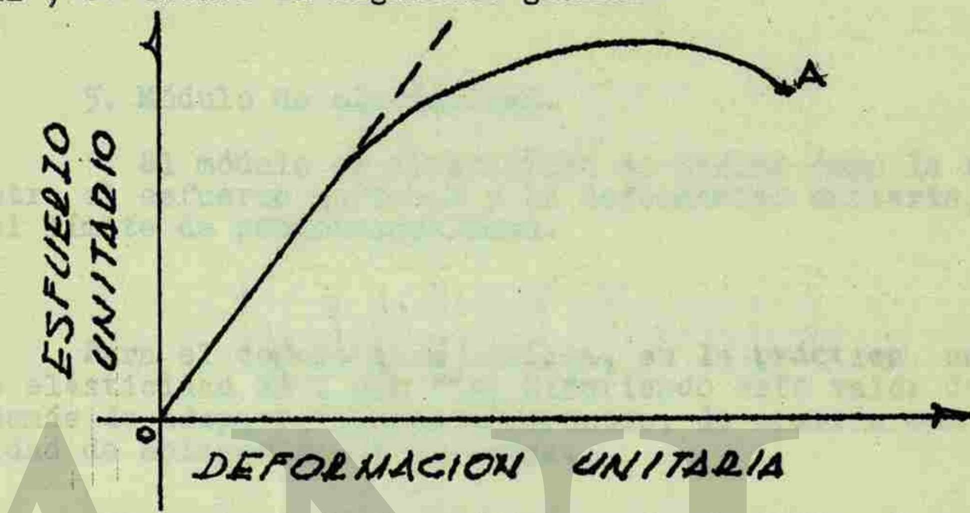
Si una varilla de acero es probada a tensión, su diagrama de esfuerzo-deformación será como sigue:



El punto A representa el esfuerzo conocido como límite de proporcionalidad; o sea, bajo el cual, se observa la ley de Hooke. Si se sobrepasa el esfuerzo indicado en la gráfica por el punto A, se llegará a un punto B, para el cual sin que exista un aumento en la carga, se producirá un aumento en la deformación.

Al esfuerzo correspondiente al punto B, se le conoce - como punto de fluencia; y aparece únicamente en los aceros - dúctiles(bajo contenido de carbono).

Para el concreto, habiendo utilizado cilindros de 6" X 12", se obtuvo la siguiente gráfica:



El punto A de la gráfica es donde falla el concreto a compresión. Al esfuerzo correspondiente al punto A se le -- llama esfuerzo de ruptura.

El esfuerzo unitario se obtiene dividiendo la carga a- plicada entre el área de la sección transversal; como se ve- rá en el siguiente capítulo.

La deformación unitaria corresponde a la relación de - la deformación total y la longitud original del miembro.

4. Límite de proporcionalidad.

Para casi todos los materiales usados en la construc-- ción, se procura que trabajen a esfuerzos menores del límite de proporcionalidad; debido a que sobrepasando dicho valor, las deformaciones tomarían magnitudes considerables,

En el uso de algunos materiales, tales como la madera; el factor que rige la determinación de su sección lo consti tuye la deformación; utilizando, por lo tanto, un valor de -

esfuerzo muy inferior al límite de proporcionalidad.

En la actualidad empieza a utilizarse, en el concreto, un esfuerzo de trabajo cercano al de ruptura f'c; tratando de eliminar las grandes deformaciones, mediante artificios de construcción.

5. Módulo de elasticidad.

El módulo de elasticidad se define como la relación entre el esfuerzo unitario y la deformación unitaria, dentro del límite de proporcionalidad.

Para el concreto se utiliza, en la práctica, un módulo de elasticidad de 1 000 f'c; difiriendo este valor del real; además de adoptar valores diferentes, de acuerdo con la velocidad de aplicación de la carga.

El módulo de elasticidad del acero más usado en esta región tiene un valor de 2.100,000 Kg/cm^2.

Para el pino amarillo, el módulo de elasticidad varía desde 98 000 Kg/cm^2 hasta 140 000 Kg/cm^2, según la clase de madera.

Sin embargo, existen otros tipos de madera, cuyo módulo de elasticidad es tan pequeño como 45 000 Kg/cm^2 y en otros casos hasta de 153 000 Kg/cm^2.

6. Esfuerzos térmicos.

Cuando un miembro estructural completamente fijo en sus extremos, es sometido a un cambio de temperatura, se producirán en dicho miembro esfuerzos adicionales.

Si se deja fijo solamente uno de los extremos; un cambio de temperatura provocará en el otro extremo un corrimiento, cuyo sentido depende del signo del incremento y con un -

valor:

$$e = \eta L \Delta t,$$

en donde

e, deformación térmica.

η, coeficiente térmico de dilatación.

L, longitud original del miembro.

t, cambio de temperatura.

En el primer caso, el esfuerzo producido por el cambio de temperatura se calcula como sigue:

$$\epsilon = \frac{e}{L} = \frac{\eta L \Delta t}{L} = \eta \Delta t$$

y asu vez $\quad s = \epsilon E$

obteniendo: $\quad s = \eta \Delta t \, E$

7. Esfuerzo de trabajo.

Como medida de seguridad se utiliza, en todos los materiales de construcción, un esfuerzo admisible o de trabajo menor que el esfuerzo de ruptura.

Para el concreto, lo más usual, actualmente, y recomendado por el A.C.I. es un esfuerzo admisible igual a 0.45 f'c; o sea, un poco menor de la mitad de su esfuerzo de ruptura.

El acero estructural en nuestra región, se calcula con un esfuerzo de 1 265 Kg/cm².

Para la varilla de acero corrugada standard, armando al concreto, el esfuerzo admisible es de 1 400 Kg/cm²; y trabajando a tensión pura, de 1 265 Kg/cm².

Actualmente existe un nuevo tipo de varilla de acero corrugada con un esfuerzo de trabajo de 2 500 Kg/cm², esfuerzo de ruptura de 8 400 Kg/cm² y límite elástico o de proporcionalidad de 4 300 Kg/cm².

CAPITULO II

DISEÑO DE MIEMBROS ESTRUCTURALES SOMETIDOS A ESFUERZOS DE TENSION PURA

Los miembros principales en los que se presentan estos esfuerzos son los llamados tensores y los miembros de las armaduras que trabajan a tensión.

8. Esfuerzos debidos a cargas axiales.

En la figura 8 se puede observar un cuerpo sometido a esfuerzos de tensión mediante cargas P, axialmente colocadas; o sea, pasando por el centro de gravedad de la sección transversal.

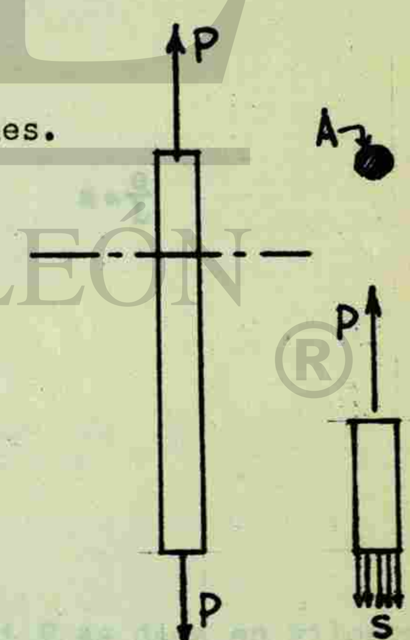


Figura 8

Analizando cualquier sección, se encuentra que está equilibrada por esfuerzos iguales s que comprenden toda la sección transversal A, puesto que la carga P es axial. Por lo tanto, el equilibrio por medio de la ecuación, se obtiene:

$$P = A\,s$$

o sea, el esfuerzo unitario $s = \frac{P}{A}$

Las unidades más empleadas son Kg/cm^2, Kg/m^2 y Ton/cm^2

Por lo tanto para el diseño de un miembro sometido únicamente a esfuerzos de tensión, la sección transversal a proporcionar, será aquella que arroje un esfuerzo unitario s - un poco menor del admisible para ese material; y nunca mayor.

Se dijo en el párrafo anterior que el esfuerzo unitario fuera un poco menor, debido a que si la diferencia de esfuerzos es grande, estando dentro de la seguridad, el diseño será antieconómico.

9. Deformaciones debidas a cargas axiales.

Para el cálculo de la deformación en un miembro con esfuerzos de tensión, se utiliza la ecuación del módulo de elasticidad

$$E = \frac{s}{\epsilon}$$

sustituyendo $s = \frac{P}{A}$ y $\epsilon = \frac{e}{L}$

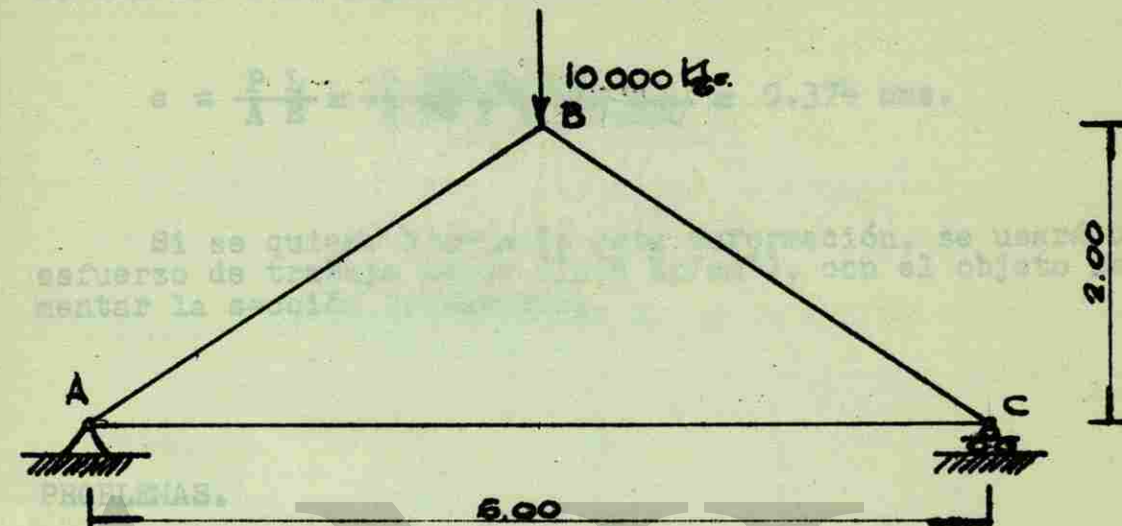
$$E = \frac{\frac{P}{A}}{\frac{e}{L}} = \frac{P\,L}{A\,e}$$

de donde $e = \frac{P\,L}{A\,E}$

Se obtendrá e en centímetros; si P es dada en kilogramos, L en centímetros, A en centímetros cuadrados y E en - -- Kg/cm^2.

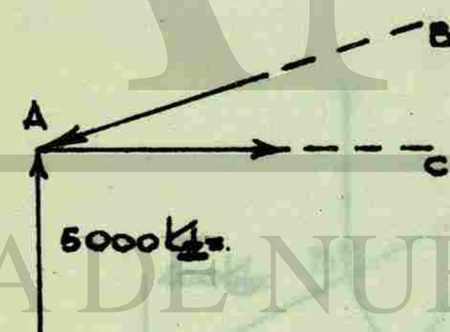
10. Ejemplo.

En la estructura de la figura, diseñar el tensor AC, utilizando un acero con esfuerzo de trabajo a la tensión de 1 400 Kg/cm^2; y además calcular la deformación, que aparecerá como corrimiento de C. $E = 2.100,000\ Kg/cm^2$.



$$\Sigma F_y = 5\ 000 - AB\ \frac{2.00}{3.67} = 0$$

(Se consideró en este caso el sentido real de AB).



$$AB = 9\ 200\ Kgs.$$

$$\Sigma F_x = AC - 9\ 200\ \frac{3.00}{3.67} = 0$$

$$AC = 7\ 520\ Kgs.$$

Como el miembro AC tiene una carga de 7 520 Kgs. la sección transversal necesaria es:

$$A = \frac{7\ 520}{1\ 400} = 5.4\ cm^2.$$

Se utilizará una varilla de 1 1/8" de diámetro o dos de 3/4".

Area 1 V. ∅1 1/8" 6.42 cm². Area 2Vs. ∅3/4" 5.74cm².

La deformación del tensor AC o corrimiento del nudo C, se calcula como sigue:

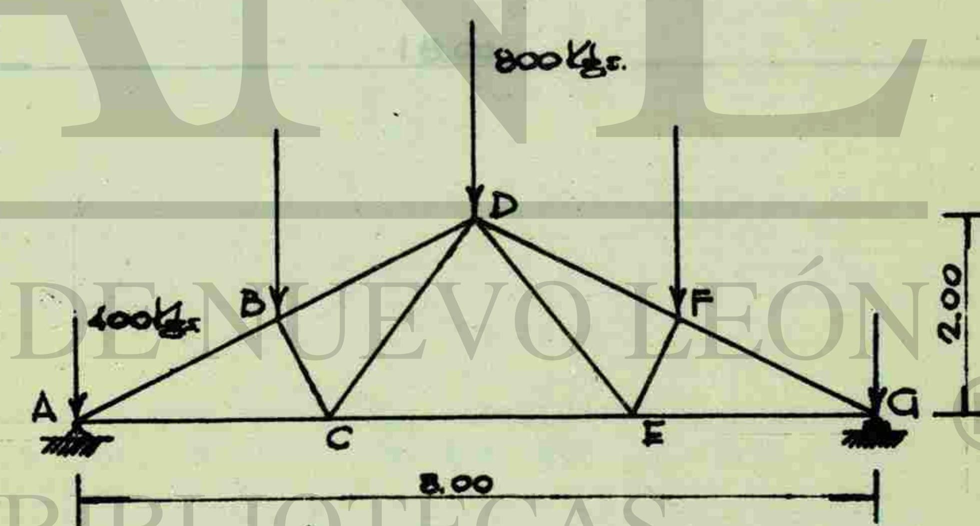
$$e = \frac{P\ L}{A\ E} = \frac{7\ 520 \times 600}{5.74 \times 2.100,000} = 0.374 \text{ cms.}$$

Si se quiere disminuír esta deformación, se usará un esfuerzo de trabajo menor (1265 Kg/cm²), con el objeto de aumentar la sección transversal.

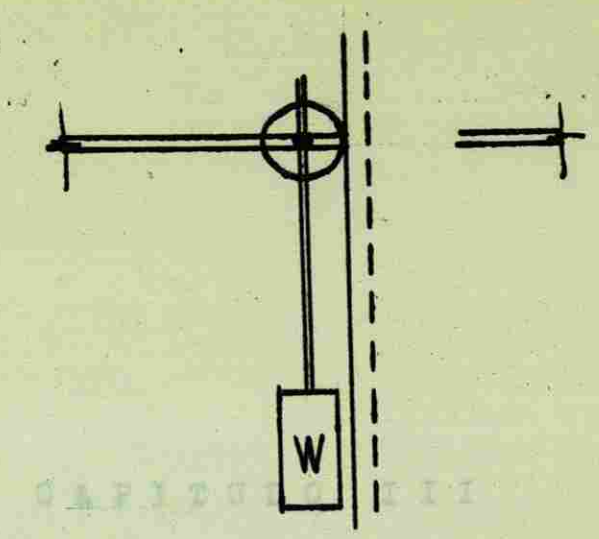
PROBLEMAS.

Se utilizará acero con un esfuerzo de trabajo a la tensión de 1 265 Kg/cm².

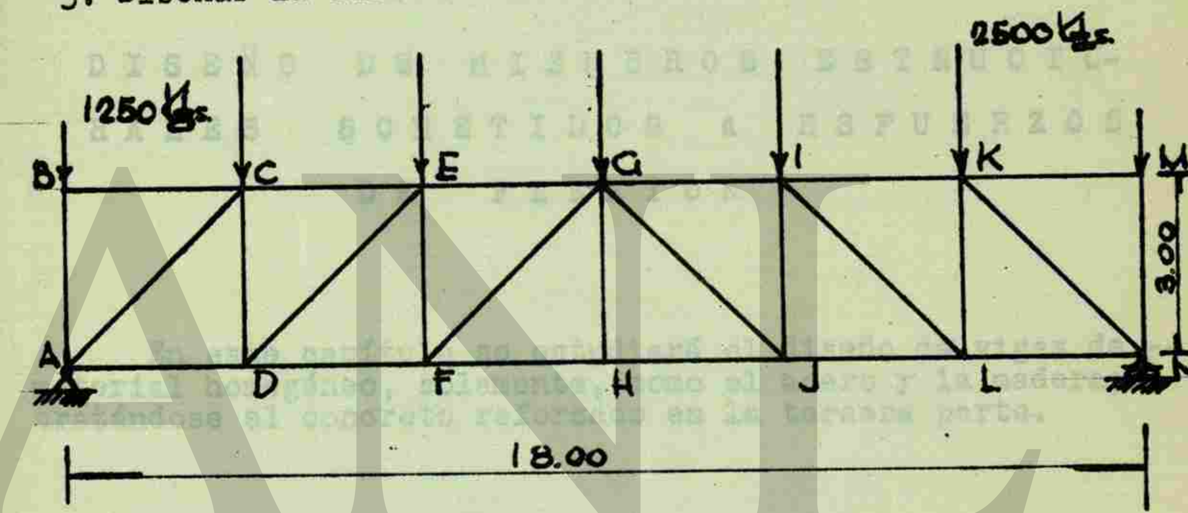
1. Diseñar los miembros a tensión en la siguiente armadura



2. En el sistema de la figura; diseñar el tensor T, para una carga máxima de 6 toneladas.



3. Diseñar la cuerda inferior de la siguiente armadura.



CAPITULO III

DISEÑO DE MIEMBROS ESTRUCTURALES SOMETIDOS A ESFUERZOS DE FLEXION

En este capítulo se estudiará el diseño de vigas de material homogéneo, solamente, como el acero y la madera; tratándose el concreto reforzado en la tercera parte.

11. Fuerza cortante vertical.

Para encontrar la fuerza cortante en la sección A - A de la viga que aparece en la figura, se representa en cuerpo libre uno de los segmentos de la viga, obteniendo la fuerza y el momento necesarios para establecer el equilibrio.

Para éste la fuerza cortante V tiene un valor de $wL/4$ siendo ésta, la fuerza vertical que equilibra el segmento analizado.

En general, la fuerza cortante vertical de una sección en una viga es la suma algebraica de las fuerzas externas que se encuentran de un lado de la sección.

En el caso de haber representado en cuerpo libre el otro segmento de la viga, se obtendría el mismo valor de V, solamente con signo contrario.

12. Momento flexionante.

Para encontrar el momento en cualquier sección de una viga, se utiliza un proceso semejante al caso anterior.

Se representa en cuerpo libre uno de los segmentos de la viga y se obtiene el momento que equilibre al momento actuante, en esa sección.

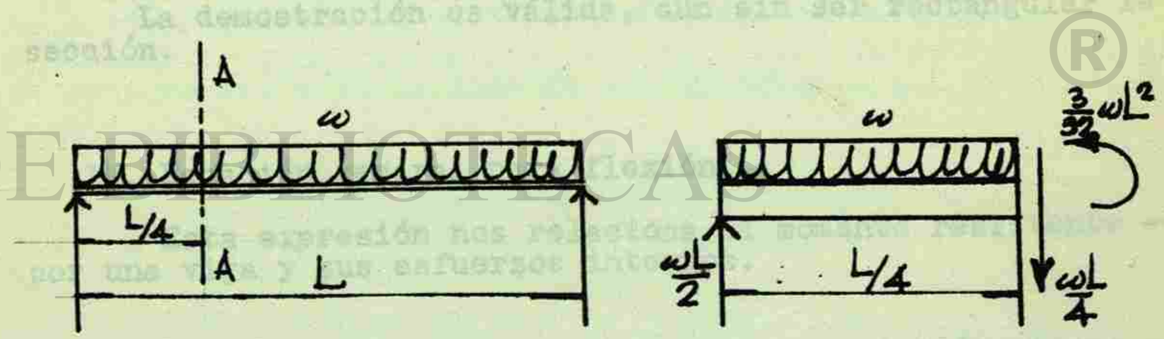
En el caso anterior, el momento flexionante en la sección A - A, tiene un valor de $3/32\ wL^2$.

En general, el momento de flexión en una sección de una viga se obtiene mediante la suma algebraica de los momentos, con respecto a dicha sección, de todas las fuerzas que se encuentren a uno de los lados.

13. Posición del eje neutro.

Se le llama eje neutro en una viga a la fibra sobre la cual los esfuerzos de flexión son iguales a cero. Se demuestra que dicho eje coincide con el centroidal.

Para encontrar la posición del eje neutro se parte de la ecuación de equilibrio en cualquier sección, o sea, los esfuerzos totales de compresión iguales a los esfuerzos totales de tensión.



El esfuerzo total en cada área diferencial dA; en donde s es el esfuerzo a una altura y; es $s_y dA$.

Aplicando la ecuación de equilibrio se obtiene:

$$\int s_y \, dA = 0$$

multiplicando por $\frac{y}{y}$ $$\int \frac{s_y}{y} \, y \, dA = 0$$

puesto que $\frac{s_y}{y}$ es una constante, debido a la distribución lineal de esfuerzos, resulta:

$$\int y \, dA = 0$$

o sea, el momento estático de la sección es cero.

A su vez

$$\int y \, dA = a \, \overline{y} = 0$$

De donde $\overline{y} = 0$; o sea coincide el eje neutro con el centroidal.

La demostración es válida, aun sin ser rectangular la sección.

14. Ecuación general para flexión.

Esta expresión nos relaciona el momento resistente -- por una viga y sus esfuerzos internos.

El esfuerzo total en un área diferencial dA, tiene como valor s_y dA y el momento de dicho esfuerzo s_y dA y; por -

lo tanto el momento total vale:

$$M = \int s_y \, y \, dA \qquad \text{(Fig. 9)}$$

multiplicando por $\frac{y}{y}$ se obtiene:

$$M = \int \frac{s_y}{y} \, y^2 \, dA$$

en donde $\frac{s_y}{y} = \frac{s}{c}$ por la distribución lineal de esfuerzos siendo s el esfuerzo en la fibra más alejada.

Sustituyendo $\int y^2 \, dA = I$ resulta:

$$M = \frac{s}{c} I$$

A la relación $\frac{I}{c}$ se le llama módulo de sección y se representa por z.

$$M = s \, Z$$

15. Ecuación general para esfuerzos cortantes.

Para obtener la relación entre el esfuerzo cortante y el corte actuante, se analizará un segmento de longitud dx, en cualquier viga; en la cual actúan; sobre la sección ab, un momento M_1, y en la sección cd, un momento M_2. Fig. 10.

Al aislar esa pequeña parte de la viga se observa un corte C sobre la superficie de separación, cuyo valor es, -- por el equilibrio en el elemento $C = C_2 - C_1$

Por otra parte, $C = s_s \, dx \, b$

considerando s como constante, debido a que actúa en una - longitud dx.

Igualando las expresiones anteriores se obtiene:

$$C_2 - C_1 = s_s\ b\ dx \qquad (4)$$

en donde $$C_2 = \int_{y_0}^{c} s_{y_2}\ dA$$

siendo s , el esfuerzo a una altura y del eje neutro, sobre la cara cd.

Recordando la proporcionalidad $\frac{s_y}{y} = \frac{s_2}{c}$ se obtiene:

$$C_2 = \int_{y_0}^{c} \frac{s_2}{c}\ y\ dA$$

similarmente $$C_1 = \frac{s_1}{c}\int_{y_0}^{c} y\ dA$$

Sustituyendo estos valores en la ecuación (4) resulta

$$s_s\ b\ dx = \frac{s_2 - s_1}{c}\int_{y_0}^{c} y\ dA$$

De la ecuación de flexión

$$s_1 = \frac{M_1 c}{I} \qquad s_2 = \frac{M_2 c}{I}\ ;$$ obteniendo

$$s_s\ b\ dx = \frac{M_2 - M_1}{I}\int_{y_0}^{c} y\ dA$$

en donde $M_2 - M_1 = dM$, por estar actuando a una distancia dx. Despejando s_s de la ecuación anterior se obtiene:

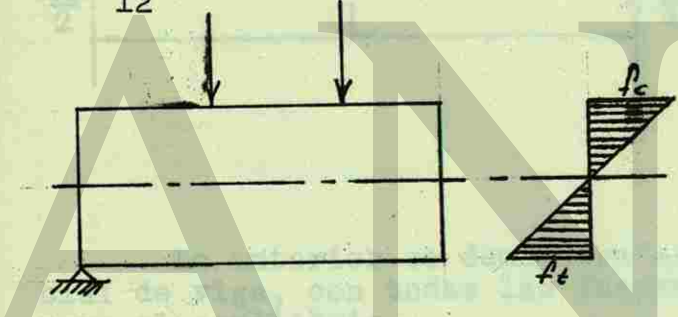
$$s_s = \frac{V}{Ib}\int_{y_0}^{c} y\, dA; \text{ puesto que } \frac{dM}{dx} = V,$$

y recordando que $\int_{y_0}^{c} y\, dA = A\,\bar{y}$; se obtiene finalmente:

$$s_s = \frac{V}{Ib} A\,\bar{y}$$

En una viga de sección rectangular el esfuerzo cortante máximo tiene como valor

$$s_s = \frac{V}{\frac{1}{12} b\, d\, b} \frac{b\, d}{2} \frac{d}{4} = \frac{3}{2} \frac{V}{b\, d}$$



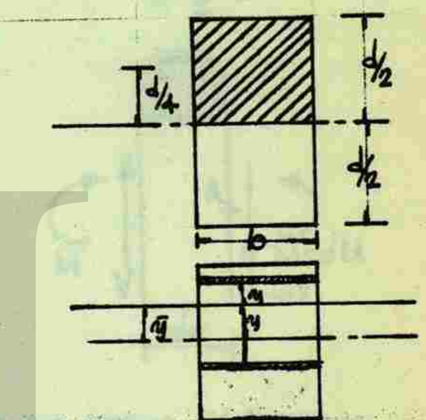


Figura 9

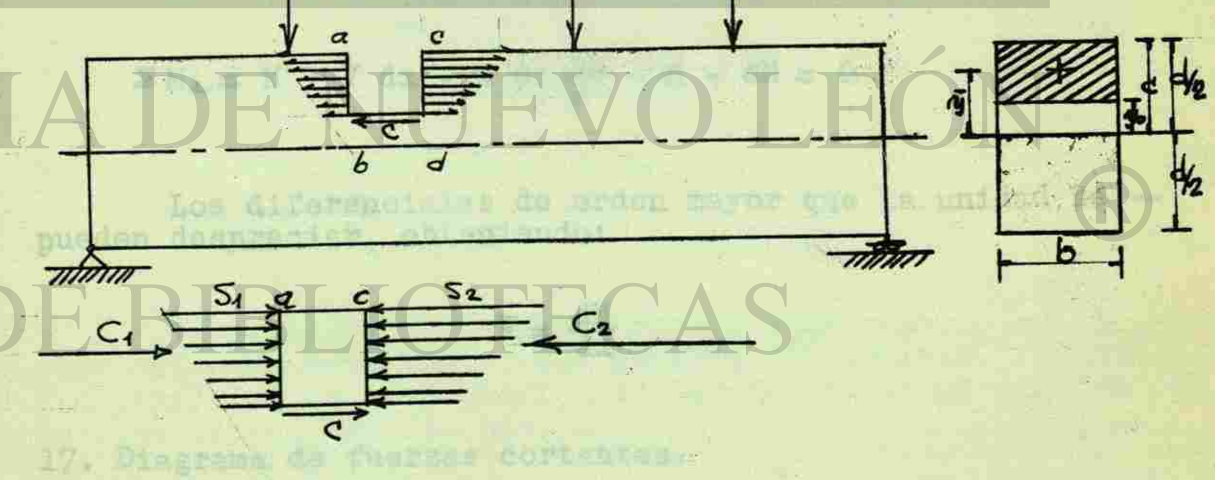
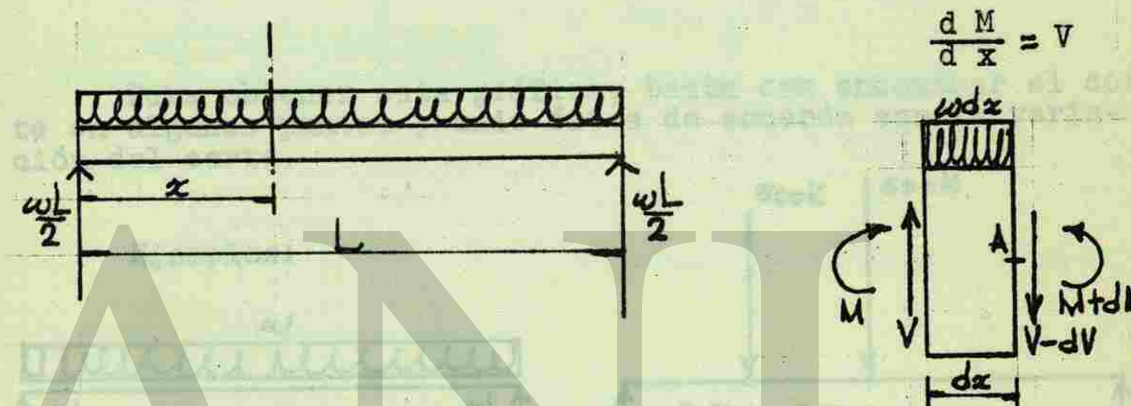


Figura 10

16. Sección crítica para momento.

Para obtener la sección donde ocurre el momento máximo, comúnmente se utiliza el diagrama de momentos o también igualando a cero la primer derivada de la ecuación del momento.

Una característica de la sección crítica, que facilita el cálculo del momento máximo, es el hecho de que en esa sección el esfuerzo cortante es igual a cero, o sea:



Lo anterior se demuestra aislando un tramo diferencial de viga, con todas las fuerzas y momentos necesarios para el equilibrio.

La relación se obtiene mediante $\Sigma M_A = 0$.

$$\Sigma M_A = M + V\,dx - w\,dx\,\frac{dx}{2} - M - dM = 0$$

Los diferenciales de orden mayor que la unidad se pueden despreciar, obteniendo:

$$V = \frac{dM}{dx}$$

17. Diagrama de fuerzas cortantes.

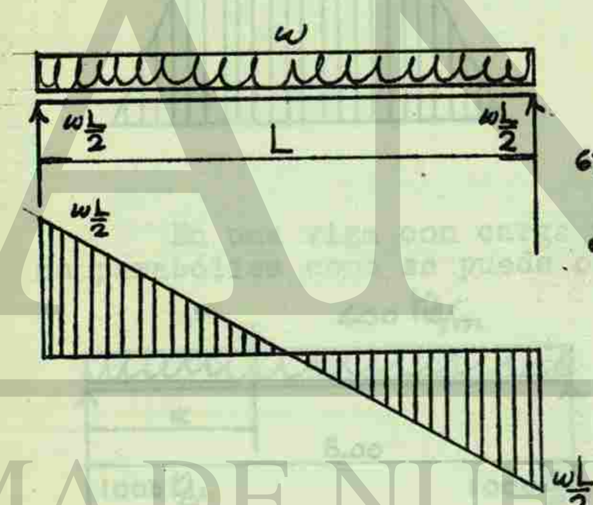
El diagrama de fuerzas cortantes nos representa para cada punto de la viga su corte V, obtenido como se expresa en el artículo 11.

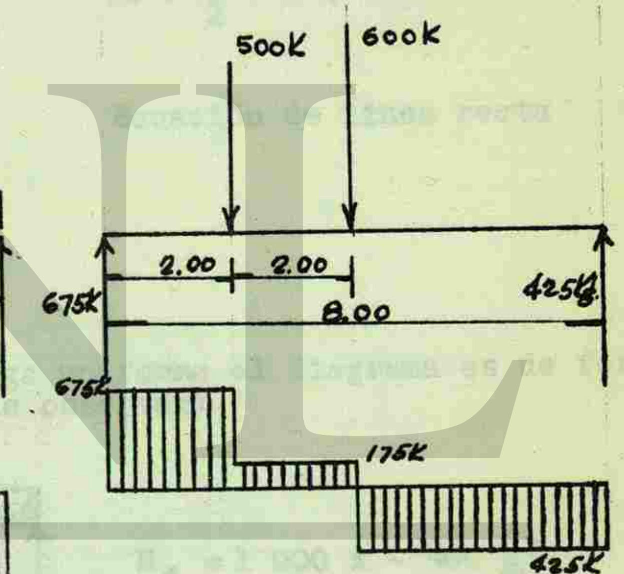
La principal aplicación de dicho diagrama, estriba en en conocer el segmento de viga en el cual, la fuerza cortante sobrepasa la admisible.

Además se utiliza, en algunos casos, para obtener la posición donde ocurre el momento máximo; que es precisamente donde el corte es cero o cambia de signo.

Para obtener esta gráfica, basta con encontrar el corte en algunos puntos y unir éstos de acuerdo con la variación del corte.

Ejemplos:



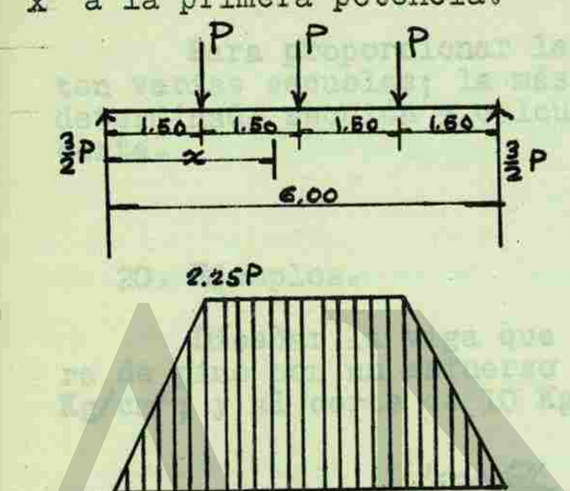


18. Diagrama de momentos.

El diagrama de momentos de una viga proporciona la variación, para cada punto, del momento flexionante. La utilidad principal de esta gráfica es conocer el valor del momento y su signo, rápidamente.

Para el signo del momento se utiliza la siguiente convención: signo positivo tendrá el momento que produzca esfuerzos de compresión en la fibra superior de la viga y negativo en caso contrario.

En el caso de una viga con cargas concentradas, únicamente, el diagrama de momentos estará constituído por trazos rectos; lo cual se puede comprobar con la ecuación del momento que corresponde a una línea recta, por tener la variable x a la primera potencia.

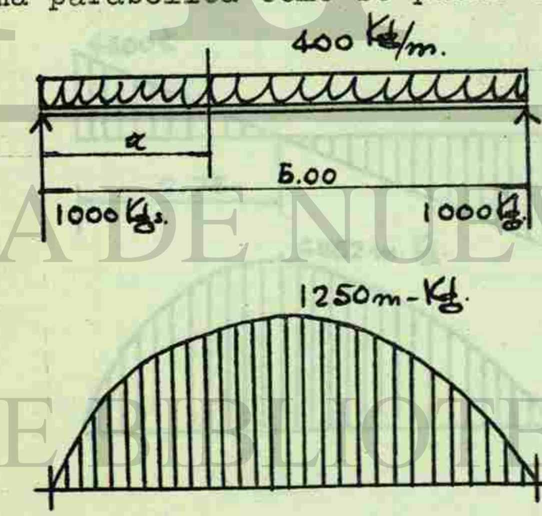


$$M_x = \frac{3}{2}\,P\,x - P(x - 1.50)$$

$$M_x = \frac{1}{2}\,P\,x + 1.5\,P$$

Ecuación de línea recta

En una viga con carga uniforme el diagrama es de forma parabólica como se puede observar:



$$M_x = 1\,000\,x - 400\,\frac{x^2}{2}$$

$$M_x = 1\,000\,x - 200\,x^2$$

Ecuación de una parábola

19. Diseño.

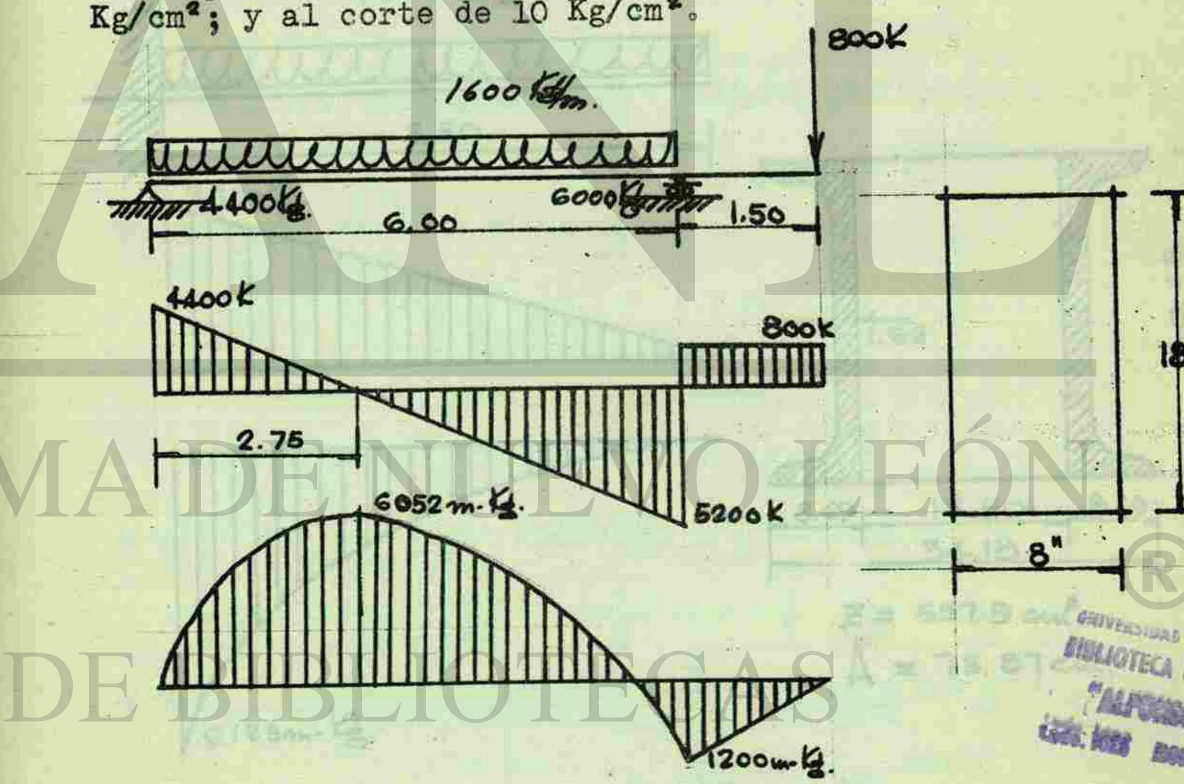
La sección seleccionada para una viga, que resista determinado tipo de carga, presentará esfuerzos de flexión y corte menores de los admisibles, y además una deflexión o deformación transversal, también menor de la admisible.

Las deformaciones se estudiarán en el capítulo II de la tercera parte.

Para proporcionar las dimensiones de una viga, existen varias secuelas; la más empleada consiste en suponer una determinada sección y calcular los esfuerzos de flexión y corte.

20. Ejemplos.

Diseñar la viga que aparece en la figura, usando madera de pino con un esfuerzo permisible a la flexión de 100 Kg/cm²; y al corte de 10 Kg/cm².



Se supone una sección de 8" X 18" (20cm X 45 cm.)

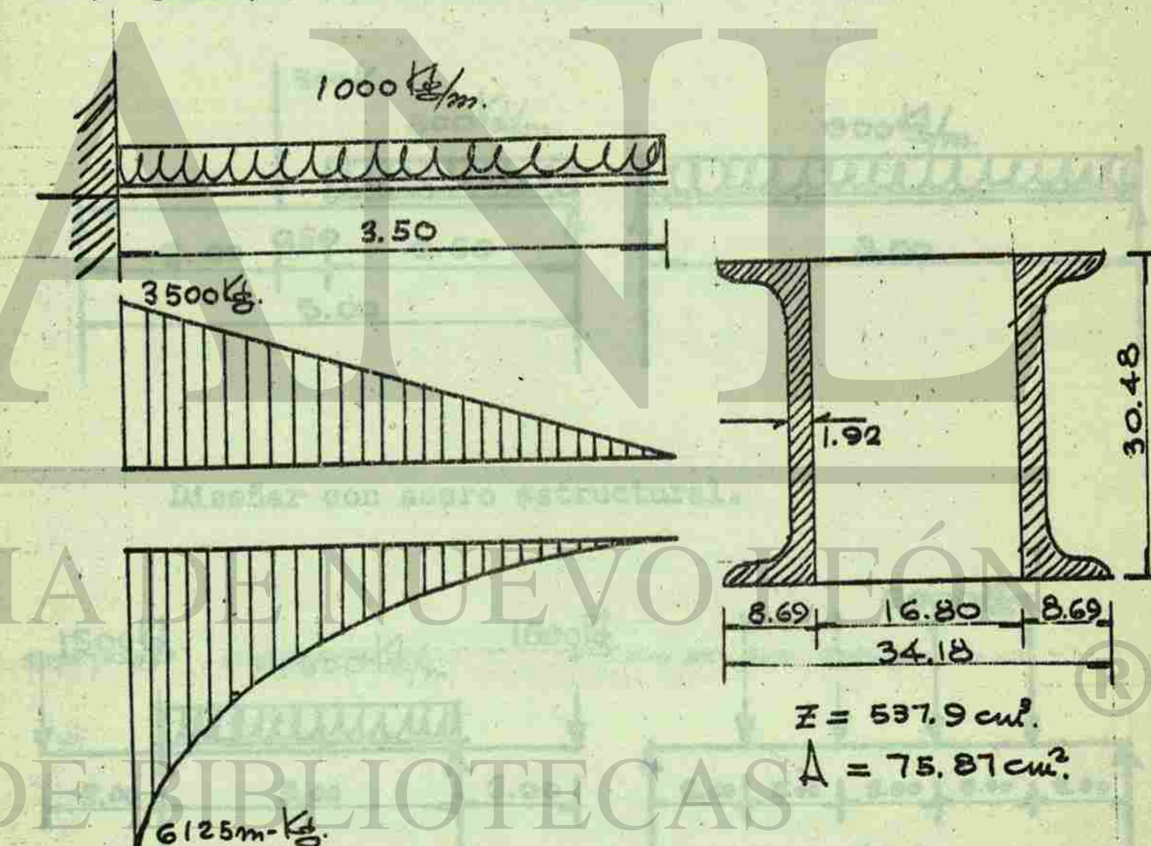
Por flexión:

$$s = \frac{M\ c}{I} = \frac{605\ 200 \times 22.5}{151\ 900} = 89\ \mathrm{Kg/cm^2} < 100\ \mathrm{Kg/cm^2}.$$

Por corte:

$$s = \frac{3}{2}\frac{V}{b\ d} = \frac{3}{2}\ \frac{5\ 200}{20 \times 45} = 8.67\ \mathrm{Kg/cm^2} < 10\ \mathrm{Kg/cm^2}.$$

Diseñar la viga que aparece en la figura, utilizando acero estructural, con un esfuerzo admisible a la flexión de 1 265 Kg/cm²; y al corte de 800Kg/cm².



Se suponen 2 canales de 12" pesados.

Por flexión:

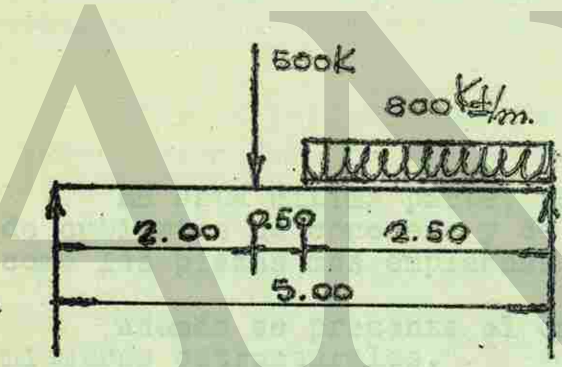
$$z = \frac{M}{s} = \frac{612\ 500}{1\ 265} = 484\ cm^3 < 537.9\ cm^3.$$

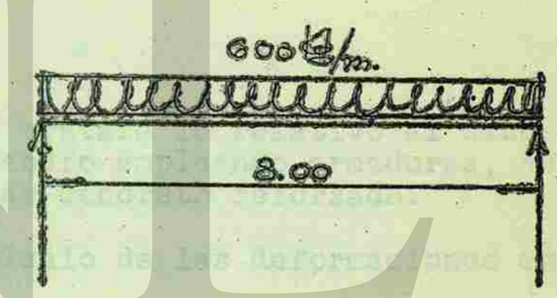
Por corte:

$$s_s = \frac{3}{2}\frac{V}{A} = \frac{3}{2}\ \frac{3\ 500}{75.87} = 69.2\ Kg/cm^2.$$

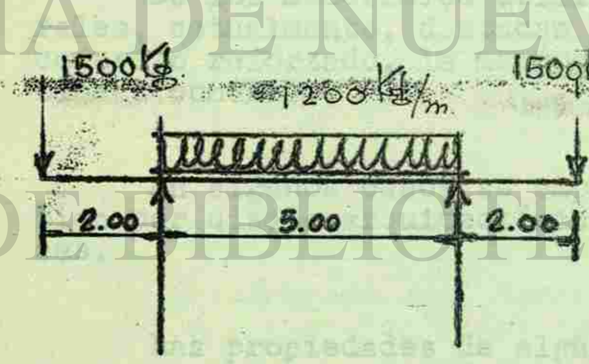
PROBLEMAS.

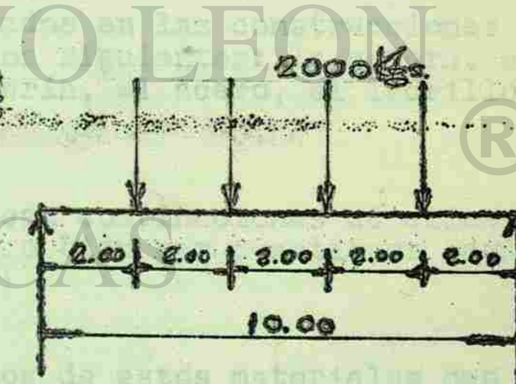
Diseñar con madera de pino.





Diseñar con acero estructural.





TERCERA PARTE

CONSTRUCCIONES RURALES

CAPITULO I

GENERALIDADES

En esta última parte, se tratará lo relativo al diseño de cubiertas de concreto y de acero empleando armaduras, así como las piezas más empleadas de concreto reforzado.

Además se presenta el cálculo de las deformaciones en miembros estructurales.

1. Principales materiales empleados en la construcción.

De los materiales utilizados en las construcciones rurales, actualmente, destacan los siguientes: la madera, el concreto reforzado, la mampostería, el acero, el ladrillo y blocks comunes.

En algunos casos se emplean combinaciones de ellos, bien por diseño arquitectónico o bien por cuestiones económicas.

Las propiedades de algunos de estos materiales han sido ya tratadas, estudiándose en esta parte algunas de las --

principales características del concreto y el acero.

2. Selección de materiales.

En las construcciones rurales, el material seleccionado depende casi siempre de la distancia a las fuentes de abastecimiento, utilizándose en la actualidad, en una gran mayoría, los mismos materiales que en las ciudades, debido al gran desarrollo de las vías terrestres en nuestro país.

Para cada caso, habrá que hacer un estudio en donde se equiparen, condiciones funcionales, condiciones arquitectónicas y condiciones económicas que incluyen desde luego la duración de cada elemento.

3. Principales propiedades del concreto.

La resistencia a la ruptura del concreto aumenta con el tiempo, siendo dicha variación fuerte en los primeros días -- después del colado y disminuyendo después del primer mes.

Por especificaciones de la A.S.T.M. se toma como resistencia a la ruptura f'c de un concreto, al esfuerzo máximo a los 28 días de colado, y curado en forma conveniente.

El esfuerzo de tensión del concreto no es una característica muy importante, puesto que en los cálculos se desprecia su valor, siendo éste de 10% del de compresión, aproximadamente.

El Código del A.C.I. especifica como módulo de elasticidad del concreto: 1 000 f'c.

El peso del concreto por metro cúbico varía de 2 200 a 2 400 kilogramos con agregados normales, considerándose, con refuerzo, un valor de 2 400 kilogramos.

4. Preparación del concreto.

El concreto se obtiene de la mezcla del cemento, agua, agregado grueso (cascajo), y agregado fino (arena).

La resistencia del concreto está en función de la relación agua/cemento.

Si para un determinado colado se necesita más fluides en el concreto, no deberá agregarse agua solamente, pues esto bajaría la resistencia del concreto, sino que deberá agregarse en proporción agua y cemento, aumentándose con esto el revenimiento.

Se considera como agregado fino, todo el material como arena, piedra triturada o similares que pasen la malla No. 4 Deberá ser dura, limpia, resistente, durable, sin materia orgánica y sin materias limosas. No es conveniente que el agregado fino contenga muchas partículas pequeñas, porque con esto se requiere de gran cantidad de la mezcla agua-cemento para cubrir toda la superficie de dichas partículas.

Las arenas que se emplean, provienen de la desintegración de rocas; bien, por un proceso natural de intemperismo combinado con agentes físicos y químicos; o bien, en forma artificial, formando la arena triturada.

Las características del agregado grueso dependen de la roca de donde fue obtenido, teniendo como algunos de sus principales requisitos, la limpieza, la cual podrá ser practicada eliminando la materia orgánica y arcillosa; además se requiere que la forma del material sea redondeada, puesto que en esta forma se tiene menor superficie, utilizándose una cantidad menor de mezcla agua-cemento.

El agua empleada en la elaboración del concreto deberá ser limpia y sin ácidos, aceites, álcalis o materia orgánica

Existen sistemas de cálculo para obtener las cantidades de agregados para concreto con determinada resistencia y revenimiento.

Sin embargo, se ha extendido el empleo de proporciones globales de agregados, sin tomar en cuenta las características de cada componente. Según esto, se utiliza para concretos pobres una proporción 1:3:6; que indica un volumen de cemento, tres de agregado fino y seis de agregado grueso; y para concretos normales 1:2:4.

Las características principales que debe poseer un concreto para ser eficiente son: resistente, económico y durable

CAPITULO II

DEFORMACION POR FLEXION DE LAS VIGAS HOMOGENEAS

Es importante el estudio de las deformaciones en las vigas, porque su valor está limitado por especificaciones; además de que para algunos materiales como la madera, el diseño es regido por las deformaciones.

Algunos de los procedimientos para el cálculo de deformaciones son: el método de doble integración, el método de la viga conjugada, el método del trabajo virtual, el método del área-momento, etc.; siendo éste último el que será tratado en este capítulo.

5. Método del Area-Momento.

Por este método las deformaciones se calculan mediante el siguiente teorema:

Cuando una viga recta es sometida a flexión, la distancia de un punto cualquiera de la curva elástica, medida normalmente a la posición original de la viga, a una tangente trazada a la curva elástica en cualquier otro punto, está representada en magnitud por el momento del área del diagrama M/EI, comprendida entre los dos puntos, con respecto al primer punto.

C A P I T U L O I I

DEFORMACION POR FLEXION DE LAS VIGAS HOMOGENEAS

Es importante el estudio de las deformaciones en las vigas, porque su valor está limitado por especificaciones;-además de que para algunos materiales como la madera, el diseño es regido por las deformaciones.

Algunos de los procedimientos para el cálculo de deformaciones son: el método de doble integración, el método de la viga conjugada, el método del trabajo virtual, el método del área-momento, etc.; siendo éste último el que será tratado en este capítulo.

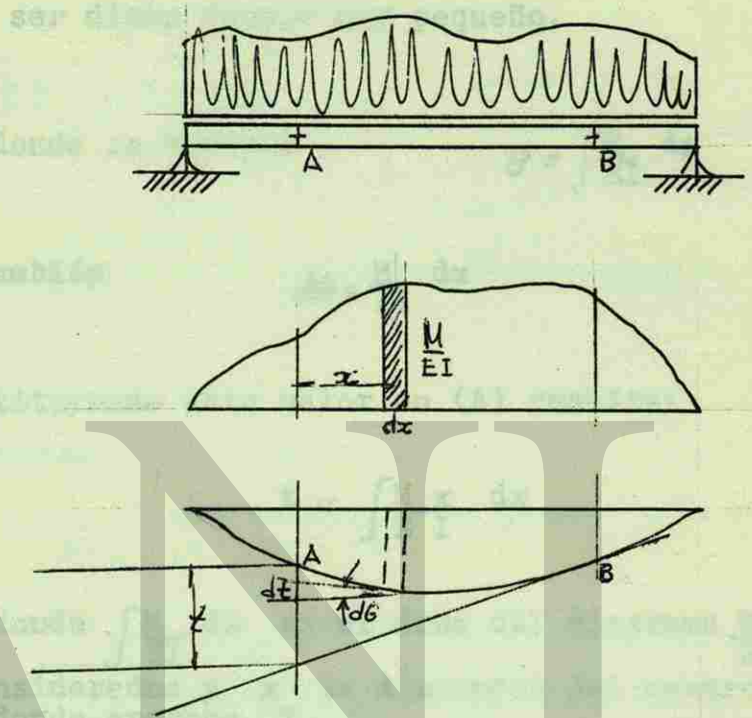
5. Método del Area-Momento.

Por este método las deformaciones se calculan mediante el siguiente teorema:

Cuando una viga recta es sometida a flexión, la distancia de un punto cualquiera de la curva elástica, medida normalmente a la posición original de la viga, a una tangente trazada a la curva elástica en cualquier otro punto, está representada en magnitud por el momento del área del diagrama M/EI, comprendida entre los dos puntos, con respecto al primer punto.

Para demostrar el teorema anterior se analizará la viga que aparece en la figura y bajo la cual se dibujó el diagrama de momentos dividido por EI; y además la curva elástica de la viga.

E, módulo de elasticidad del material.
I, momento de inercia de la viga.



La desviación tangencial t puede calcularse con el integral

$$t = \int dt$$

en donde $dt = x\,d\theta$; confundiendo el arco con la cuerda por ser $d\theta$, un ángulo muy pequeño. Por lo tanto

$$t = \int x\,d\theta \qquad \text{(A)}$$

Se calculará $d\theta$, mediante la ecuación de la curva elástica que es $M = EI\,\dfrac{d^2y}{dx^2}$

dando la siguiente forma:

$$\int d\left(\frac{dy}{dx}\right) = \frac{dy}{dx} = \int \frac{M}{EI}\ dx$$

Siendo $\tan\theta = \frac{dy}{dx}$, que se puede sustituír por θ, única-- mente por ser dicho ángulo muy pequeño.

De donde se obtiene $$\theta = \int \frac{M}{EI}\ dx$$

o también $$d\theta = \frac{M}{EI}\ dx$$

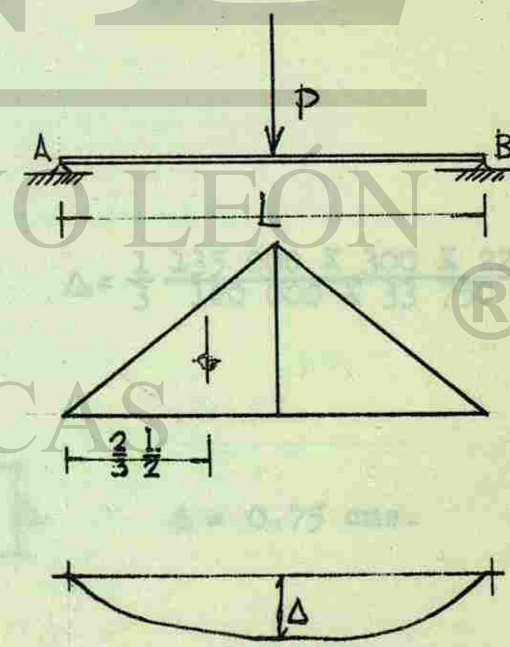
Sustituyendo este valor en (A) resulta:

$$t = \int \frac{M\ x}{E\ I}\ dx$$

en donde $\int \frac{M}{EI}\ dx$ es el área del diagrama $\frac{M}{EI}$ entre los puntos considerados y x la distancia del centro de gravedad al punto donde aparece t.

6. Vigas simples.

En la viga que aparece en la figura se calculará la flecha máxima que ocurre en el centro.

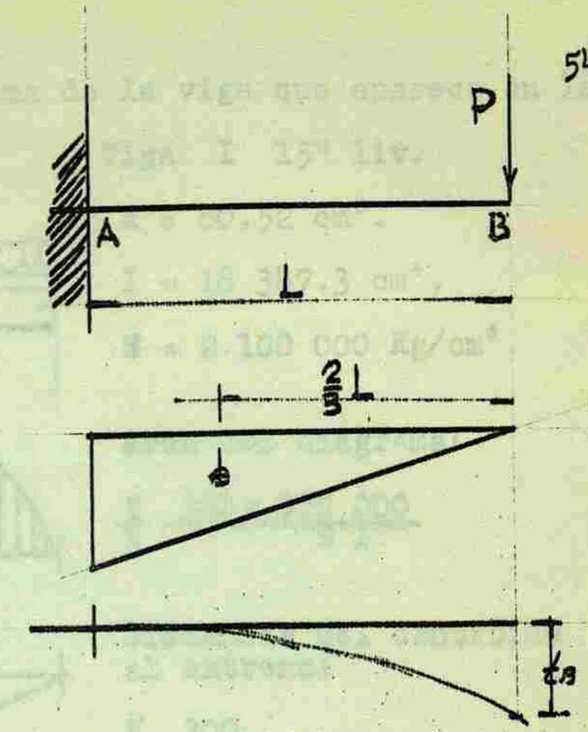


Para encontrar se tomará el momento del área, -- del diagrama M/EI, comprendida entre la parte medio y el extremo, con respecto al punto A; puesto que ahí es donde aparece t_A.

$$\Delta = \frac{1}{2}\ \frac{P\ L}{4EI}\ \frac{L}{2}\ \frac{2}{3}\ \frac{L}{2} = \frac{P\ L^3}{48\ EI}$$

7. Vigas en voladizo.

La flecha máxima de la viga de la figura se calculará, trazando la tangente por A, obteniendo en el punto B, t que es igual a .



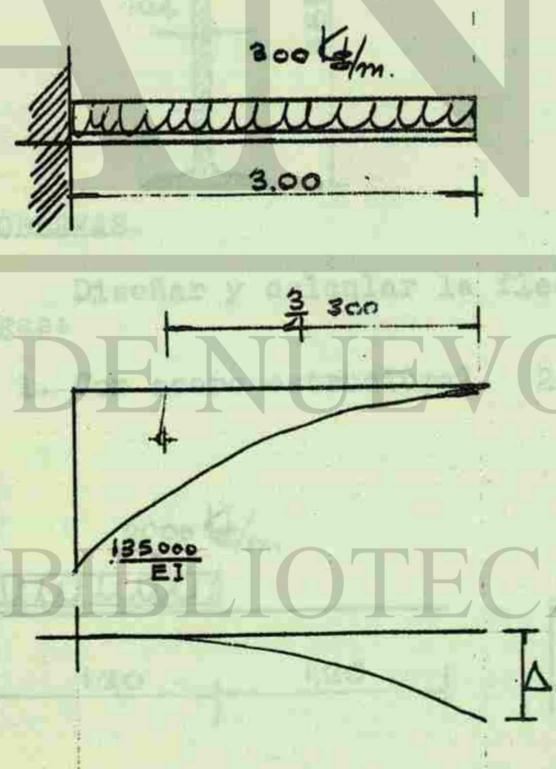
$$\Delta = \frac{P\,L}{E\,I}\,\frac{L}{2}\,\frac{2}{3}L = \frac{1}{3}\,\frac{PL^3}{EI}$$

8. Ejemplos.

Calcular la flecha máxima de la viga que aparece en la figura. Sección: 6" X 12".

$E = 120\ 000\ Kg/cm^2.$

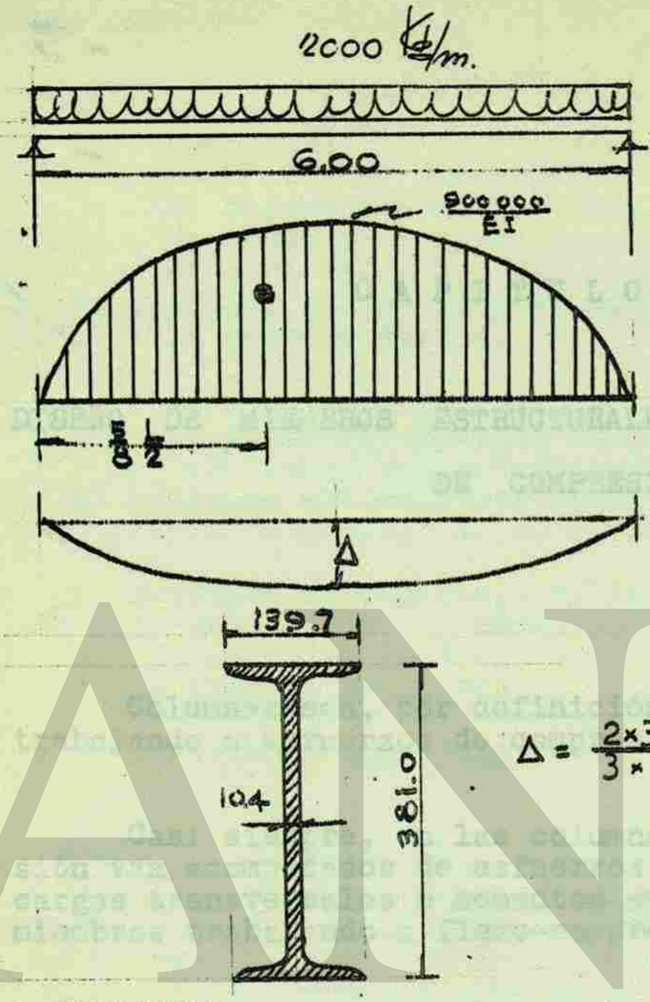
$I = \frac{1}{12}\ 15 \times 30 = 33\ 750\ cm^4$



$$\Delta = \frac{1}{3}\,\frac{135\ 000 \times 300 \times 225}{120\ 000 \times 33\ 750}$$

$\Delta = 0.75$ cms.

Calcular la flecha máxima de la viga que aparece en la figura.



Viga I 15" liv.

$A = 80.52 \text{ cm}^2.$

$I = 18\ 387.3 \text{ cm}^4.$

$E = 2.100\ 000 \text{ Kg/cm}^2.$

Area del diagrama:

$$\frac{2}{3}\ \frac{300 \times 900\ 000}{EI}$$

Distancia del centroide al extremo:

$$\frac{5}{8}\ 300 = 187.5 \text{ cms.}$$

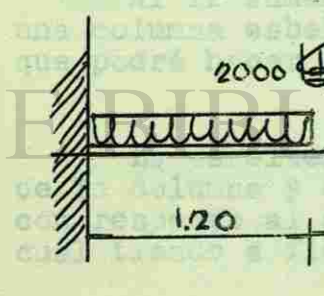
$$\Delta = \frac{2 \times 300 \times 900\ 000 \times 187.5}{3 \times 2.100\ 000 \times 18\ 387.3}$$

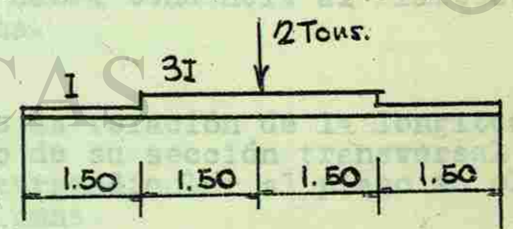
$$\Delta = 0.874 \text{ cms.}$$

PROBLEMAS.

Diseñar y calcular la flecha máxima en las siguientes vigas:

1. Con acero estructural. 2. Con madera de pino.





C A P I T U L O   I I I

DISEÑO DE MIEMBROS ESTRUCTURALES SOMETIDOS A ESFUERZOS DE COMPRESION

Columnas son, por definición, miembros estructurales - trabajando a esfuerzos de compresión.

Casi siempre, en las columnas, los esfuerzos de compresión van acompañados de esfuerzos de flexión, producidos por cargas transversales o momentos en los extremos; obteniendo miembros trabajando a flexo-compresión.

9. Diferentes tipos de columnas según su esbeltez.

Si a un cuerpo cúbico se le aplica una fuerza axial -- vertical, cualquier partícula estará sometida a esfuerzos puros de compresión.

Al ir aumentando la altura de la columna, se obtendrá una columna esbelta, en la cual habrá tendencia al flambeo, que podrá hacer fallar la columna.

La esbeltez se define como la relación de la longitud de la columna y el radio de giro de su sección transversal, con respecto al eje centroidal perpendicular al plano en el cual tiende a flexionarse la columna.

CAPITULO III

DISEÑO DE MIEMBROS ESTRUCTURALES SOMETIDOS A ESFUERZOS DE COMPRESION

Columnas son, por definición, miembros estructurales trabajando a esfuerzos de compresión.

Casi siempre, en las columnas, los esfuerzos de compresión van acompañados de esfuerzos de flexión, producidos por cargas transversales o momentos en los extremos; obteniendo miembros trabajando a flexo-compresión.

9. Diferentes tipos de columnas según su esbeltez.

Si a un cuerpo cúbico se le aplica una fuerza axial vertical, cualquier partícula estará sometida a esfuerzos puros de compresión.

Al ir aumentando la altura de la columna, se obtendrá una columna esbelta, en la cual habrá tendencia al flambeo, que podrá hacer fallar la columna.

La esbeltez se define como la relación de la longitud de la columna y el radio de giro de su sección transversal, con respecto al eje centroidal perpendicular al plano en el cual tiende a flexionarse la columna.

Para la madera y el concreto reforzado la esbeltez en las columnas viene a ser la relación de la longitud efectiva y la dimensión mínima.

10. Condiciones en los extremos.

Las diferentes condiciones en los extremos de las columnas, producen diferentes comportamientos en las mismas; por lo que para cada caso hay necesidad de considerar la longitud efectiva que es la distancia entre los puntos de inflexión de la curva elástica.

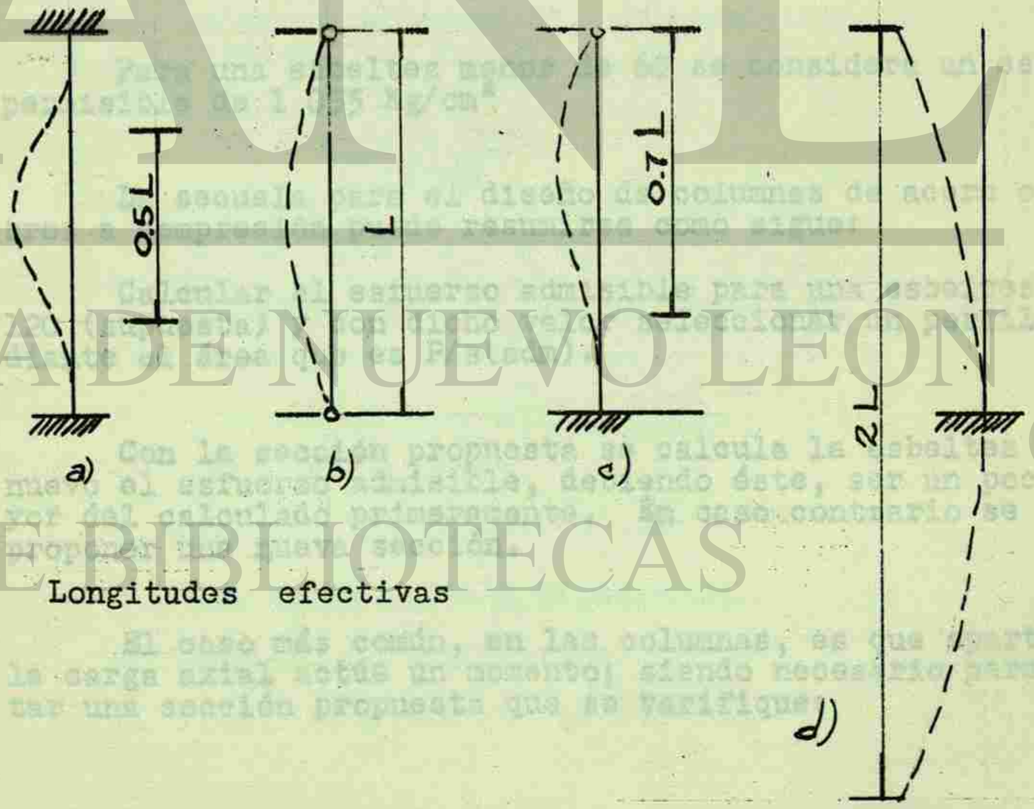
Los casos más comunes son los siguientes:

a) Extremos articulados, osea, libertad para girar sin desplazamiento lineal de los extremos.

b) Extremos empotrados, que es el caso en el cual no existen desplazamientos, ni angulares ni lineales.

c) Un extremo empotrado y otro articulado.

d) Un extremo empotrado y otro libre.



Longitudes efectivas

11. Diseño de columnas de material homogéneo.

Se tratará en este artículo el diseño de columnas de acero y madera.

a) Acero.

La esbeltez es un factor de extraordinaria importancia en la resistencia de las columnas, principalmente en las de acero, por ser más delgadas que si fueran construídas con -- cualquier otro material.

La clasificación de las columnas de acero según su esbeltez se establece como sigue: columnas cortas, con esbeltez hasta de 60, intermedias cuando esté entre 60 y 120, y - largas para una esbeltez mayor de 120.

Se calcula el esfuerzo admisible P/A para una esbeltez hasta de 200, mediante la ecuación

$$\frac{P}{A} = \frac{1\,265}{1 + \frac{1}{18\,000}\left(\frac{L}{r}\right)^2}$$

Para una esbeltez menor de 60 se considera un esfuerzo permisible de 1 055 Kg/cm^2.

La secuela para el diseño de columnas de acero o miembros a compresión puede resumirse como sigue:

Calcular el esfuerzo admisible para una esbeltez de -- 120 (supuesta) y con dicho valor seleccionar un perfil me- - diante el área que es P/s(adm).

Con la sección propuesta se calcula la esbeltez y de - nuevo el esfuerzo admisible, debiendo éste, ser un poco ma-- yor del calculado primeramente. En caso contrario se deberá proponer una nueva sección.

El caso más común, en las columnas, es que aparte de - la carga axial actúe un momento; siendo necesario para aceptar una sección propuesta que se verifique:

$$\frac{fa}{Fa} + \frac{fb}{Fb} \leq 1$$

Fa, esfuerzo unitario axial permisible que depende de la esbeltez.

Fb, esfuerzo unitario de flexión permisible.

fa, esfuerzo unitario axial actuante o sea P/A.

fb, esfuerzo unitario de flexión actuante o sea M/z.

b) Madera.

Las columnas de madera también se dividen en tres grupos dependiendo de su esbeltez. Dicha clasificación divide a las columnas en cortas, intermedias y largas.

Las columnas cortas, cuya esbeltez no pasa de 11, se diseñan simplemente con la ecuación $A = P/s$, siendo s el esfuerzo de compresión permisible paralelo al hilo.

Las columnas intermedias, cuya esbeltez puede variar de 11 a K, teniendo un valor

$$K = \frac{\pi}{2}\sqrt{\frac{E}{5s}} \qquad s = \frac{P}{A}$$

son diseñadas por la fórmula empírica:

$$\frac{P}{A}(adm) = s\left[1 - \frac{1}{3}\left(\frac{L}{Kd}\right)^4\right]$$

P, máxima carga en la columna.

A, área de la sección transversal.

L, longitud en centímetros.

d, dimensión mínima de la sección.

Para columnas largas, generalmente se emplea para su diseño la fórmula de Euler

$$\frac{P}{A}(\text{adm}) = \frac{c\pi^2 E}{\left(\frac{L}{r}\right)^2}$$

en donde r es el radio de giro de la sección y c --- es un coeficiente que depende de las condiciones extremas de la columna, teniendo un valor de 1 para extremos articulados y de 4 para extremos empotrados.

Para c = 1 y sustituyendo $r = d/\sqrt{12}$, con un factor de seguridad de 3, se obtiene:

$$\frac{P}{A}(\text{adm}) = \frac{0.275\ E}{\left(\frac{L}{d}\right)^2}$$

12. Ejemplos.

Diseñar una columna con longitud de 4.00 metros para soportar una carga axial de 50 toneladas, estando empotrada en la parte inferior y articulada en el otro extremo.

Se utilizará un perfil I de acero.

Suponiendo una esbeltez de 120 el esfuerzo permisible

$$\frac{P}{A} = \frac{1\ 265}{1 + \frac{1}{18\ 000}\left(\frac{L}{r}\right)^2} = 703\ \text{Kg/cm}^2.$$

$$A = \frac{P}{s} = \frac{50\ 000}{703} = 71\ \text{cm}^2.$$

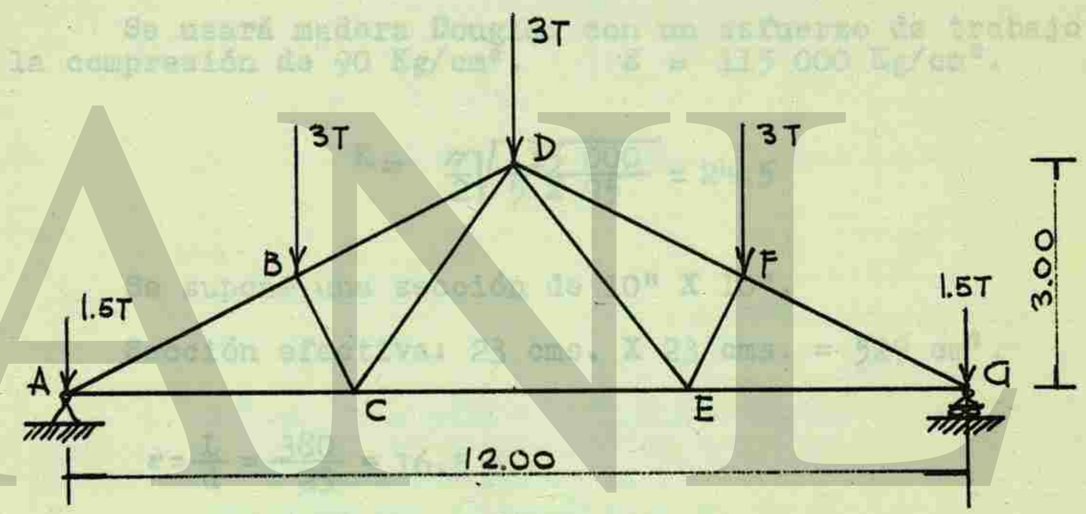
Se propone un perfil I de 12" pes.
A = 76.39 cm². r = 2.74 cms.

$$\varepsilon = \frac{280}{2.74} = 103 \qquad \frac{P}{A} = \frac{1\ 265}{1 + \frac{1}{18\ 000}(103)^2} = 796\text{Kg/cm}^2.$$

$$A = \frac{50\ 000}{796} = 62.9\ \text{cm}^2.$$

Aceptando el perfil propuesto.

No.2 En la armadura de la figura diseñar la cuerda superior AD, utilizando ángulos de lados iguales.



Se diseñará el miembro AB y el perfil resultante se colocará uniforme en la cuerda superior por razones prácticas

Esfuerzo en el miembro AB: 10 050 Kgs.

Longitud del miembro AB: 3.35 metros.

Partiendo de una esbeltes de 120, $P/A = 703\ \text{Kg/cm}^2$.

$$A = \frac{P}{s} = \frac{10\ 050}{703} = 14.3\ \text{cm}^2.$$

Se propone un ángulo de 4" X 7/16". $A = 21.35\ \text{cm}^2$.
(mín.) $r = 1.98$ cms.

$$\epsilon = \frac{335}{1.98} = 169 \qquad \frac{P}{A} = \frac{1\ 265}{1 + \frac{1}{18\ 000}(169)^2} = 489\ \text{Kg/cm}^2.$$

$$A = \frac{10\ 050}{489} = 20.6\ \text{cm}^2.$$

Aceptando el perfil propuesto.

No.3 Diseñar una columna de madera con longitud de 3.80 me-- tros para soportar una carga de 40 000 kilogramos; suponiendo los extremos articulados.

Se usará madera Douglas con un esfuerzo de trabajo a - la compresión de 90 Kg/cm². E = 115 000 Kg/cm².

$$K = \frac{\pi}{2}\sqrt{\frac{115\ 000}{5 \times 95}} = 24.5$$

Se supone una sección de 10" X 10".

Sección efectiva: 23 cms. X 23 cms. = 529 cm².

$$\epsilon = \frac{L}{d} = \frac{380}{23} = 16.5$$

La columna es intermedia por estar su esbeltez entre - 11 y 24.5

$$\frac{P}{a} = s\left[1 - \frac{1}{3}\left(\frac{1}{K}\frac{L}{d}\right)^4\right] = 90\left[1 - \frac{1}{3}\left(\frac{16.5}{24.5}\right)^4\right] = 83.8\ \text{Kg/cm}^2.$$

Area necesaria: $\frac{P}{s} = \frac{40\ 000}{83.8} = 477\ \text{cm}^2.$

Aceptando la sección propuesta.

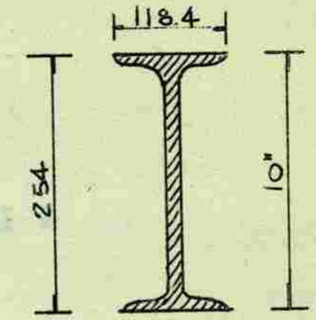
PROBLEMAS.

Calcular la máxima carga que puede soportar una columna de 3.50 metros de altura, con extremos considerados como articulados y con la siguiente sección.

1.

$r = 2.46$ cms.

$A = 47.55\ cm^2$.

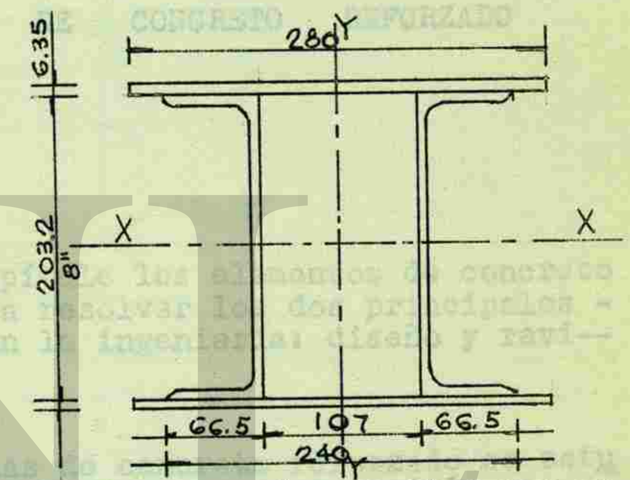


2.

$I_{xx} = 3\,976.2\ cm^4$.

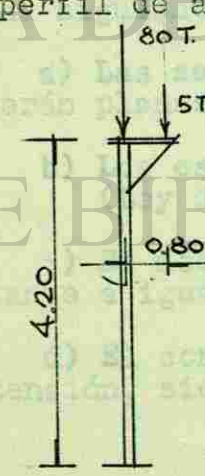
$I_{yy} = 197.4\ cm^4$.

Area de un canal:
$40.32\ cm^2$.



3. Calcular la máxima carga que puede soportar una columna de madera de 6" X 6" con una longitud de 6.00 metros, considerada doblemente empotrada. El esfuerzo de trabajo de la madera de pino que se utilizará es de 70 Kg/cm².

4. Diseñar la columna que aparece en la figura con un perfil de acero estructural.



C A P I T U L O   I V

DISEÑO DE MIEMBROS DE CONCRETO REFORZADO

Se tratarán en este capítulo los elementos de concreto reforzado indispensables para resolver los dos principales problemas que se presentan en la ingeniería: diseño y revisión de estructuras.

En el diseño de columnas de concreto reforzado se estudiará únicamente el caso de columnas con carga axial.

13. Teoría de la flexión para vigas y losas.

Las hipótesis en que se basa la teoría para el cálculo de miembros de concreto reforzado sujetos a flexión son las siguientes:

a) Las secciones planas antes de la deformación, permanecerán planas después de ella. (Hipótesis de Navier)

b) Los esfuerzos son proporcionales a las deformaciones. (Ley de Hooke).

c) El módulo de elasticidad del concreto se supone constante e igual a 1 000 f'c.

d) El concreto no resiste ningún valor del esfuerzo de tensión, siendo absorvido éste, totalmente por el acero.

e) Existe una adherencia ideal entre el concreto y el acero.

f) Durante el fraguado no se producen esfuerzos en el acero.

Todas estas hipótesis se formulan con la condición de estar los materiales (concreto y acero) trabajando dentro de los límites elásticos.

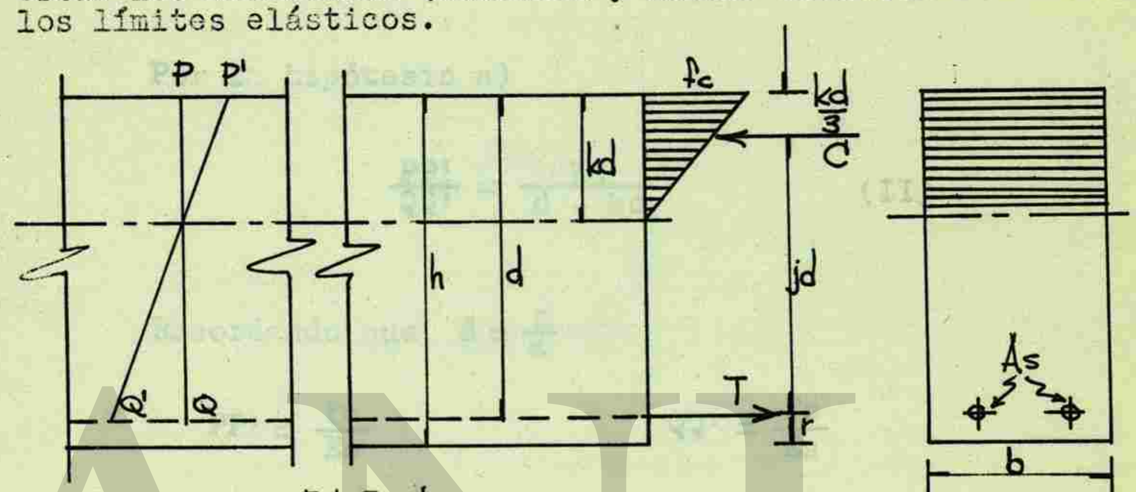


FIG. A

En la figura A se representa un segmento de una viga rectangular de concreto reforzado.

La sección PQ pasará a ser la P'Q' después de cargada la viga, o sea PP' es la deformación sufrida por el concreto y QQ' la elongación producida en el acero.

Se supone que únicamente el concreto trabaja en un área kd X b de la sección; por lo que la compresión total C que resiste la viga, tiene como valor:

$$C = \frac{1}{2}\ fc\ kd\ b = \frac{1}{2}\ fc\ kbd.$$

y la fuerza total de tensión, desarrollada por el acero:

$$T = As\ fs$$

siendo fc y fs los esfuerzos admisibles o de trabajo del concreto y acero respectivamente.

Para que el segmento analizado esté en equilibrio la fuerza total de compresión debe ser igual a la fuerza total de tensión, o sea

$$C = T$$

$$\frac{1}{2}\,fc\ kbd = As\ fs \qquad \text{(I)}$$

Por la hipótesis a)

$$\frac{PP'}{QQ'} = \frac{kd}{d - kd} \qquad \text{(II)}$$

Recordando que $E = \frac{s}{\varepsilon}$

$$PP' = \frac{fc}{Ec} \qquad\qquad QQ' = \frac{fs}{Es}$$

$$\frac{PP'}{QQ'} = \frac{Es}{Ec}\,\frac{fc}{fs} = n\,\frac{fc}{fs}$$

Por definición:

$$n = \frac{Es}{Ec} \qquad\qquad r = \frac{fs}{fc} \qquad\qquad p = \frac{As}{bd}$$

Sustituyendo en la ecuación (II), se obtiene:

$$\frac{n\ fc}{fs} = \frac{kd}{d - kd} \qquad \text{(III)}$$

$$fs = \frac{n\ fc\ (1 - k)}{k}$$

$$fc = \frac{fs\ k}{n\ (1 - k)}$$

El valor de k se puede obtener de la ecuación (I)

$$k = \frac{As\ fs}{\frac{1}{2}\ fc\ bd} = \frac{As\ \ \ fs}{bd\ \frac{1}{2}\ fc} = \frac{p\ fs}{\frac{1}{2}\ fc}$$

y sustituyendo en esta ecuación el valor de fs se obtiene:

$$k = \frac{2np\ (1 - k)}{k}$$

de donde:

$$k = \sqrt{2np + (np)^2} - np$$

Este valor de k es utilizado en la revisión, puesto que se necesita conocer p que es la relación del área de acero y el área efectiva de concreto; y además el valor de n que representa la relación de módulos de elasticidad.

El valor de j se obtiene como sigue:

$$jd = d - \frac{kd}{3}$$

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

El momento resistente de la viga puede calcularse mediante el par formado por C y T.

$$Mc = \frac{1}{2}\ fc\ kbd \quad jd = \frac{1}{2} fc\ kjbd^2$$

o bien: $$Ms = As\ fs\ jd$$

Si se nombra por K a 1/2 fc kj se obtiene el momento resistente por la viga

$$M = K\ b\ d^2$$

Para que la sección de la viga y su refuerzo sean correctos, el momento actuante deberá ser igual o un poco menor del momento resistente.

El valor de k para diseño se encuentra partiendo de la ecuación (III)

$$n\ r = \frac{kd}{d - kd}$$

de donde:

$$k = \frac{n}{n + r}$$

El área de acero necesaria se calculará despejando As de la ecuación de Ms.

$$As = \frac{Ms}{fs\ jd}$$

En la colocación del refuerzo se deben llenar los siguientes requisitos: la separación entre varillas deberá ser la necesaria para permitir el paso del concreto y en esa forma, queden completamente embebidas; en todo el plano de las varillas deberá existir concreto para una eficiente transmición de los esfuerzos de corte y por último también abajo del plano de las varillas deberá haber concreto, con el objeto de proteger el acero de la humedad, la posibilidad de fuego, etc.

Las especificaciones del A.C.I. limitan la separación libre entre varillas a ser menor de a) 2.5 cms. b) el diámetro de las varillas y c) 1 1/3 veces el tamaño máximo del agregado grueso.

También especifica el Código del A.C.I. el recubrimiento mínimo abajo del refuerzo en vigas con un valor de 4 centímetros, usándose 5 cms. comúnmente. En losas el recubrimiento mínimo es de 2 centímetros.

Las losas pueden ser apoyadas en una dirección, en cuyo caso su cálculo es similar al de las vigas; y además es--

tar apoyadas en dos direcciones, en este último caso la distribución de la carga se puede efectuar mediante coeficientes.

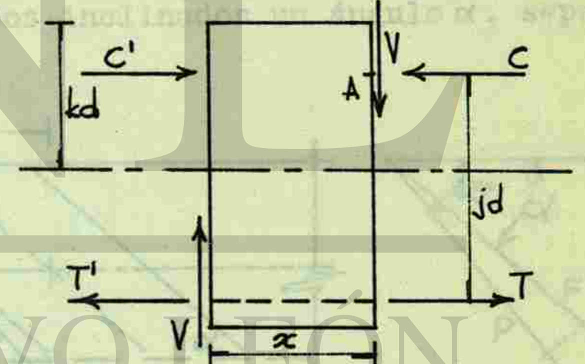
Para el primer caso se considera la losa, formada por un número determinado de vigas de 1.00 metro de ancho, siendo suficiente diseñar una de las vigas.

En las losas reforzadas en una sola dirección se colocan algunas varillas perpendiculares al armado principal para evitar la formación de grietas debidas a los cambios de temperatura.

La cantidad de acero que se colocará es, por especificación del A.C.I., 0.0025 bd, siendo el espaciamiento máximo de cinco veces el espesor de la losa ó 45 centímetros.

14. Cálculo del esfuerzo cortante en una viga de concreto reforzado.

Se analizará un pequeño segmento de viga sobre el cual no aparezca carga, de tal manera que sobre las dos caras aparece el mismo corte V.



Debido al equilibrio que existe en el segmento de viga se obtiene:

$$C - C' = T - T'$$

El esfuerzo de corte v puede ser calculado dividiendo el corte actuante sobre un área bx:

$$v = \frac{T - T'}{bx}$$

Por otra parte, si se toman los momentos con respecto al punto A, se obtiene:

$$(T - T')\, jd = Vx \qquad \text{de donde:} \qquad T - T' = \frac{V\,x}{j\,d}$$

y sustituyendo este valor en la ecuación del esfuerzo cortante, resulta:

$$v = \frac{V}{bjd}$$

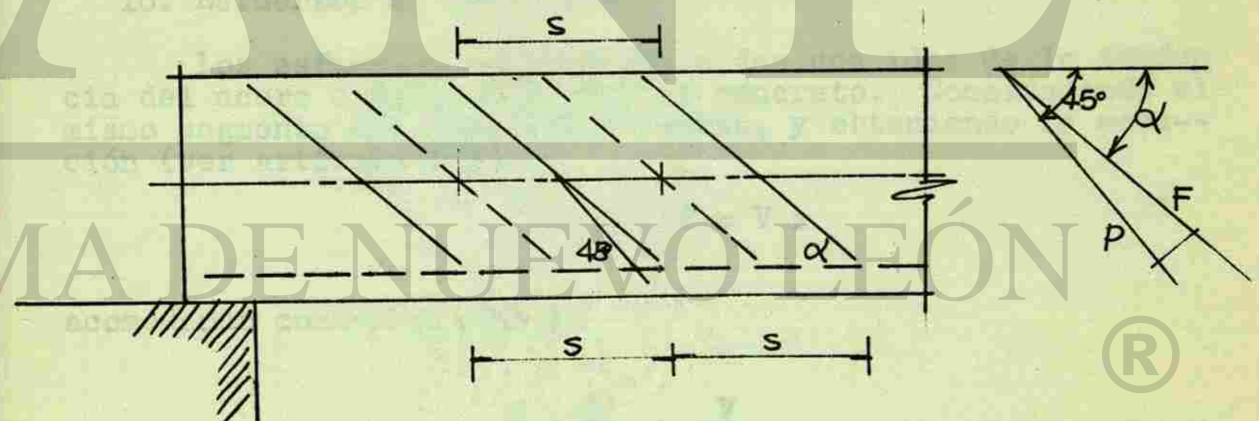
El valor de j que se adopta en casi todos los casos es 7/8.

15. Proporcionamiento de estribos en vigas de concreto reforzado.

Para diseñar el número de estribos y su separación, primero hay que calcular la distancia del apoyo hasta la cual se requiera dicho refuerzo. Dicho punto será, donde el concreto posea un esfuerzo de corte mayor de 0.03 f'c.

El siguiente problema sería determinar la separación de los estribos, para lo cual se aplica la ecuación que a continuación se deduce.

En la figura aparece un segmento de viga, en el cual se muestran tres estribos inclinados un ángulo α, separados una distancia s.



$$P = v' \, bs \, \text{sen } 45° \qquad \text{siendo } v' = v - v_c$$
$$v_c = 0.03 \, f'c.$$

La fuerza F que puede resistir una varilla es:

$$F = \frac{P}{\cos(45° - \alpha)} = \frac{v' \, bs \, \text{sen } 45°}{\cos 45° \cos\alpha + \text{sen} 45° \, \text{sen}\,\alpha}$$

o sea
$$F = \frac{v' \, bs}{\cos\alpha + \operatorname{sen}\alpha}$$

tomando en cuenta que $v' = \dfrac{V'}{bjd}$ siendo $V' = V - Vc$.

$$F = \frac{V' \, s}{jd \, (\operatorname{sen}\alpha + \cos\alpha)}$$

Sustituyendo $Av \, fv = F$ y despejando s se obtiene:

$$s = \frac{A \, v \, fv \, jd \, (\operatorname{sen}\alpha + \cos\alpha)}{V'}$$

Si se utilizan estribos verticales, o sea $\alpha = 90°$, se obtiene el espaciamiento como sigue:

$$s \quad \frac{Av \, fv \, jd}{V'}$$

16. Esfuerzos de adherencia.

Los esfuerzos de adherencia dan una idea de la tendencia del acero a deslizarse por el concreto. Considerando el mismo segmento del análisis de corte, y obteniendo la ecuación (ver artículo 14)

$$(T - T') \, jd = V \, x$$

acomodando convenientemente

$$\frac{T - T'}{x} = \frac{V}{jd}$$

El término de la izquierda representa la fuerza por unidad de longitud; por lo tanto V/jd será el esfuerzo de adherencia por unidad de longitud.

Para obtener dicho esfuerzo por unidad de superficie expuesta se dividirá V/jd por Σ_o, que es el perímetro to--

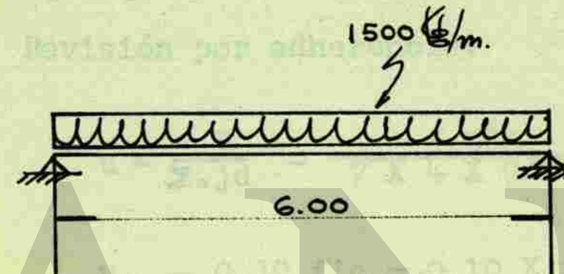
tal del acero, resultando:

$$u = \frac{V}{\Sigma_o\, jd}$$

El esfuerzo máximo permitido por el A.C.I. es 0.10f'c

Ejemplos.

Diseñar la viga que aparece en la figura; utilizando concreto con $f'c = 210$ Kg/cm². y acero con $fs = 1\,400$ Kg/cm²



Se supone una sección de: 30 X 50 cms.

Peso propio: 360 Kg/mt.

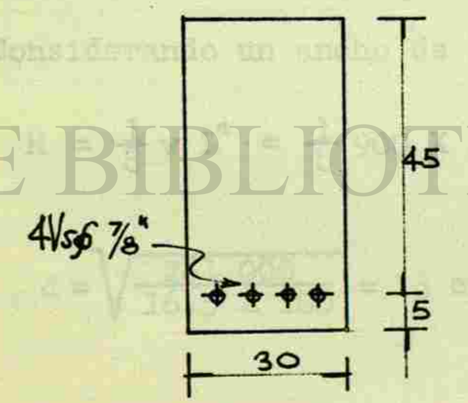
Carga total: 1 500 + 360
1 860 Kg/mt.

$$\text{Momento máximo} = \frac{1}{8}\, w\, L^2 = \frac{1}{8}\, 1\,860 \times 36 = 8\,380 \text{ mt-Kgs.}$$

Se proporciona una base de 30 centímetros.

$$d = \sqrt{\frac{M}{K\,b}} = \sqrt{\frac{838\,000}{16.5 \times 30}} = 41 \text{ cms.}$$

El peralte efectivo se puede redondear a 45 cms. y 5 cms. de recubrimiento se obtiene $h = 50$ cms.



$$As = \frac{M}{fs\ jd}$$

$$As = \frac{838\,000}{1\,400 \times 0.866 \times 45}$$

$$As = 15.3 \text{ cm}^2.$$

4 Vs ϕ 7/8"

Revisión por corte:

$$V_{máx} = \frac{1\,860 \times 6}{2} = 5\,580 \text{ Kgs.}$$

$$v_c = 0.03 \times 210 = 6.30 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$v = \frac{V}{bjd} = \frac{5\,580}{30 \times 7/8 \times 45} = 4.72 \text{ Kg/cm}^2 < 6.30 \text{ Kg/cm}^2.$$

No requiere estribos por corte.

Revisión por adherencia:

$$u = \frac{V}{\Sigma_o jd} = \frac{5\,580}{7 \times 4 \times 7/8 \times 45} = 5.04 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$u_c = 0.10 f'c = 0.10 \times 210 = 21 \text{ Kg/cm}^2.$$

No. 2 Diseñar una losa de 10.00 metros por 5.00 metros, reforzada en una sola dirección, utilizando un concreto de -- 210 Kg/cm² y acero con esfuerzo de trabajo de 1 400 Kg/cm².

Carga viva......	400	Kg/mt².
Carga muerta....	150	Kg/mt².
Peso propio.....	350	Kg/mt².
Carga total.....	900	Kg/mt².

Considerando un ancho de 1.00 metro $\quad w = 900$ Kg/mt.

$$M = \frac{1}{8} w L^2 = \frac{1}{8} 900 \times 25 = 2\,810 \text{ mt-Kg.}$$

$$d = \sqrt{\frac{281\,000}{16.5 \times 100}} = 13 \text{ cms.;} \quad \text{rec.} = 2 \text{ cms.; } h = 15 \text{ cms.}$$

$$As = \frac{M}{fs\ jd} = \frac{281\ 000}{1\ 400 \times 0.866 \times 13} = 17.8\ cm^2.$$

$$e = \frac{2.84 \times 100}{17.8} = 16\ cms. \qquad Vs\ \phi\ 3/4" @ 16\ cms.$$

Para evitar posibles agrietamientos en los apoyos se dobla una parte del refuerzo para momento positivo.

Refuerzo por temperatura:

$$As = 0.0025\ bd = 0.0025 \times 100 \times 13 = 3.25\ cm^2/mt.$$

$$e = \frac{0.71 \times 100}{3.25} = 21.8\ cms.$$

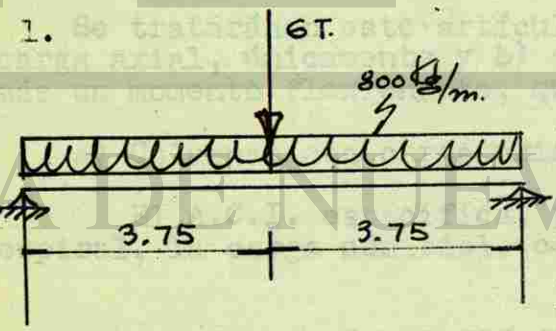
$$Vs\ \phi\ 3/8" @ 21\ cms.$$

PROBLEMAS.

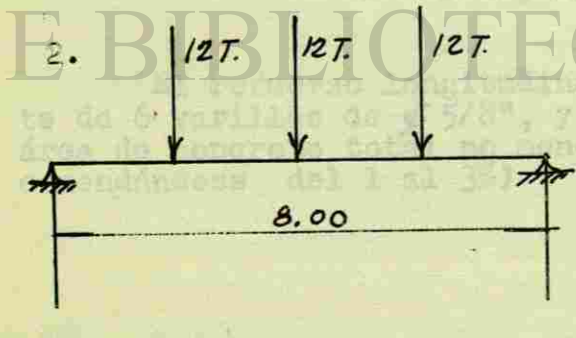
Diseñar las siguientes vigas:

Usese: $f'c = 210\ Kg/cm^2$ $\qquad fs = 1\ 400\ Kg/cm^2$.

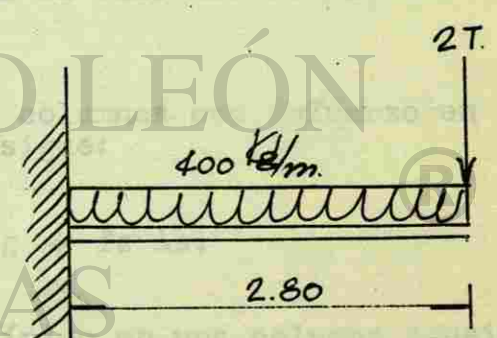
1.



2.



3.



Diseñar las siguientes losas:

Usese: $f'c = 175$ Kg/cm². (K = 13.8) fs = 1 400 Kg/cm².

4. Dimensiones: 6.00 X 4.00 metros.

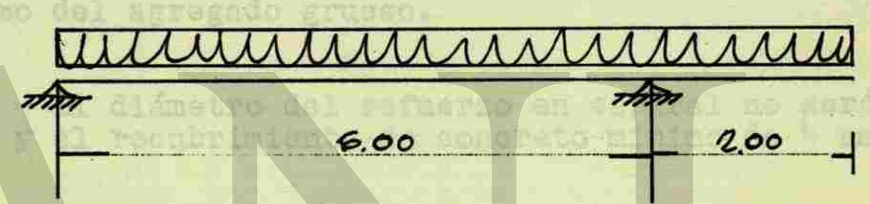
   Carga viva: 200 Kg/mt².

   Carga muerta: 180 Kg/mt².

5. Carga viva: 360 Kg/mt².

   Carga muerta: 200 Kg/mt².

   L = 10.00 metros.



17. Diseño de columnas de concreto reforzado.

Se trataránen este artículo dos casos: a) Columnas con - carga axial, únicamente y b) columnas con carga axial y además un momento flexionante, que es el caso más común.

a) Columnas con carga axial.

El A.C.I. especifica, para columnas con refuerzo en - espiral, la carga admisible como sigue:

$$P = 0.225\ f'c\ Ag + fs\ As.$$

El refuerzo longitudinal mínimo en una columna consiste de 6 varillas de ∅ 5/8", y su porcentaje con respecto al área de concreto total no menor del 1% y no mayor del 8%.(Recomendándose del 1 al 3%)

La relación del volumen del espiral y el volumen del núcleo, p', no deberá ser menos de:

$$p' = 0.45\ (R - 1)\ \frac{f'c}{f's}$$

siendo: R, relación del área total y el área del núcleo.

f's, esfuerzo límite del refuerzo en espiral (2 800 Kg/cm²).

El espaciamiento centro a centro de las espirales no será mayor de un sexto del diámetro del núcleo.

El espaciamiento libre entre espirales no será mayor de 8 centímetros, ni menor de 4 cms. o 1 1/2 veces el tamaño máximo del agregado grueso.

El diámetro del refuerzo en espiral no será menor de 1/4" y el recubrimiento de concreto mínimo de 4 cms.

Para columnas con amarres o anillos en vez de refuerzo en espiral el A.C.I. especifica una carga admisible 0.8 - veces menor que para el caso anterior, o sea:

$$P = 0.18\ f'c\ Ag + 0.8\ As\ fs$$

El refuerzo longitudinal mínimo es de cuatro varillas ∅ 5/8" y con un porcentaje con respecto al área total de -- concreto no menor de 1% y no mayor del 4%.

El recubrimiento mínimo es de 4 cms. más el diámetro del amarre.

El diámetro mínimo de los anillos será de 1/4", y su separación máxima será de 16 veces el diámetro del refuerzo longitudinal; 48 veces el diámetro de los amarres, o la mínima dimensión de la columna.

En caso de que la esbeltez en las columnas (h/d) sea mayor de 10, la carga admisible se ve reducida por la acción del flambeo, siendo dicha carga:

$$P' = P(1.3 - 0.03\ \frac{h}{d})$$

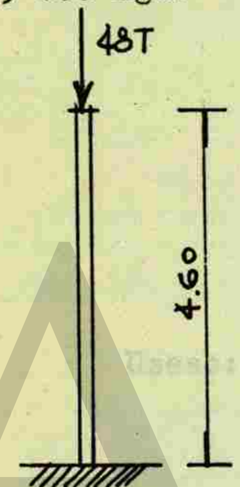
b) Columnas con carga axial y momento flexionante.

La carga admisible para este tipo de columnas se obtiene mediante nomogramas.

El procedimiento consiste precisamente en suponer una sección y encontrar su carga admisible.

Ejemplo.

Diseñar una columna para soportar una carga axial de 55 000 Kgs. $f'c = 140\ Kg/cm^2$ $fs = 1\ 400\ Kg/cm^2$.



Se supone una sección de 40 X40cms.

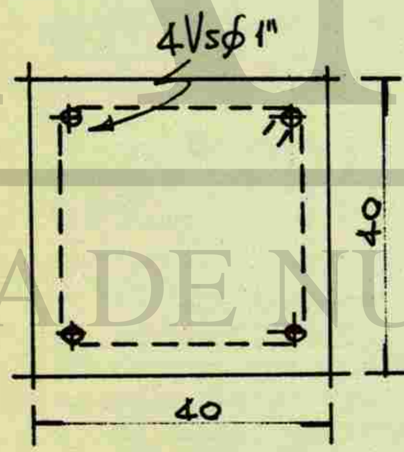
Refuerzo longitudinal: 1%.

Peso propio: $0.40 \times 0.40 \times 4.60 \times 2\ 400$

$= 1\ 765$ Kgs.

Carga total: 57 000 Kgs.

$$\epsilon = \frac{L}{d} = \frac{460}{40} = 11.5$$



$$P = 0.18\ f'c\ Ag + 0.8\ fs\ As$$

$$P = 0.18 \times 140 \times 1600 + 0.8 \times 1400 \times 20.16$$

$P = 62\ 900$ kilogramos.

Carga admisible:

$$P = 62\ 900(1.3 - 0.03 \times 11.5)$$

$P = 60\ 000$ Kgs.

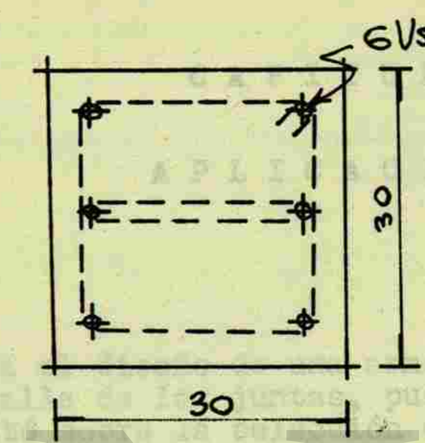
$As = 5.04 \times 4$

$As = 20.16\ cm^2$.

PROBLEMAS.

1. Diseñar una columna circular de concreto reforzado con longitud de 4.5 metros y con una carga axial de 40 Tons.

2. Calcular la máxima carga axial que puede soportar la columna que aparece en la figura.



Usese: $f'c = 210\ Kg/cm^2$.

$fs = 1\ 400\ Kg/cm^2$.

CAPITULO V

APLICACIONES

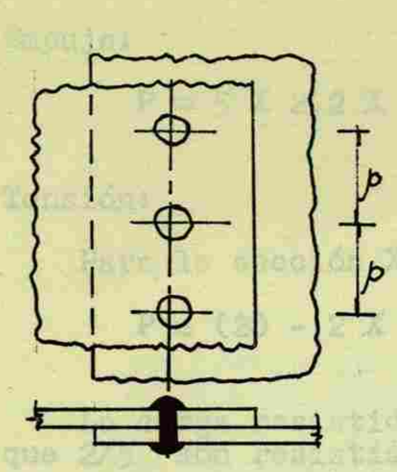
Para el diseño de una armadura común, se tratará aquí el detalle de las juntas, pues ya en capítulos anteriores se trató sobre la selección de perfiles en miembros a tensión y compresión.

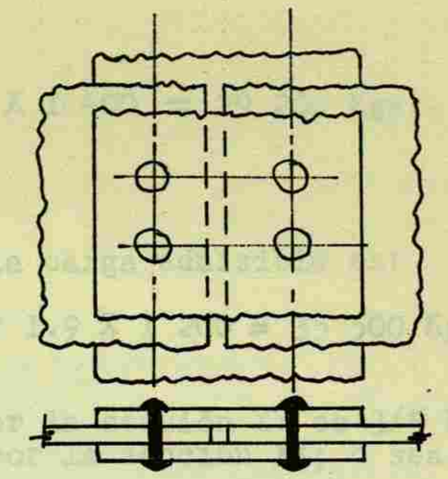
20. Juntas remachadas.

La hipótesis principal en el diseño de juntas remachadas es que la carga actúa en el centro del sistema, y además, que cada uno de los remaches soportan cargas iguales.

Existen dos tipos principales de juntas; las traslapadas y las juntas a tope.

El proceso de diseño consiste, en primer término, en suponer una distribución de remaches, en tal forma que el margen sea cuando menos de 1.5 a 2 veces el diámetro; y en seguida revisar el esfuerzo cortante en los remaches, el esfuerzo de tensión en la placa sobre una línea que pase por un eje de remaches y el esfuerzo de empuje sobre el remache.

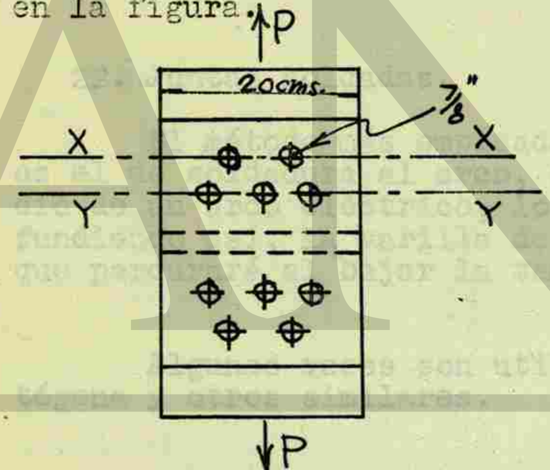




Juntas traslapadas   Juntas a tope

Ejemplo.

Calcular la carga admisible en la junta que aparece - en la figura.



Esfuerzos admisibles:

s_s (corte) = 800 Kg/cm^2.

s_t (tensión)=1 200 Kg/cm^2.

s_b (empuje) =1 400 Kg/cm^2.

Area de un remache = $\frac{\pi}{4}\, 2.2^2$ = 3.8 cm^2.

Corte:

$P = 2 \times 5 \times 3.8 \times 800 = 30\ 400$ Kgs.

Por tener dos áreas de corte.

Empuje:

$$P = 5 \times 2.2 \times 1.9 \times 1\,400 = 29\,200 \text{ Kgs.}$$

Tensión:

Para la sección XX, la carga admisible es:

$$P = (20 - 2 \times 2.2)\ 1.9 \times 1\,200 = 35\,500 \text{ Kgs.}$$

La carga resistida por la sección YY es 3/5 P, puesto -- que 2/5 son resistidos por la sección XX; o sea

$$P = \frac{5}{3}\,(20 - 3 \times 2.2)\ 1.9 \times 1\,200 = 50\,900 \text{ Kgs.}$$

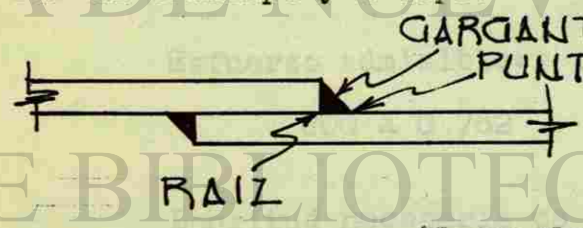
La carga admisible es la menor de las calculadas, o sea 29 200 Kgs.

22. Juntas soldadas.

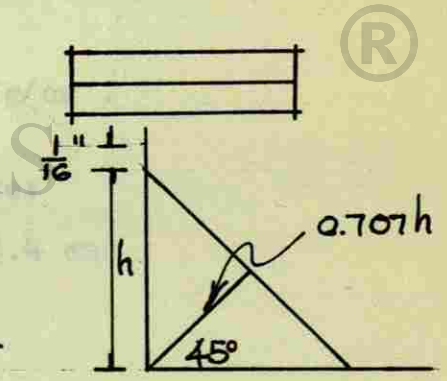
El método más empleado para producir juntas soldadas es el de soldadura al arco, que consiste en calentar por medio de un arco eléctrico, los extremos de los metales a unir fundiendo así, la varilla de soldar y provocandose la fusión que perdurará al bajar la temperatura.

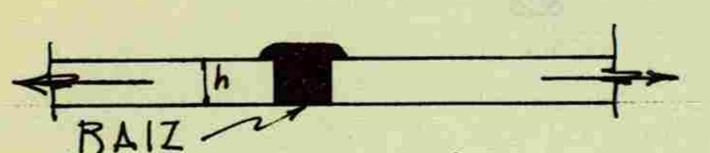
Algunas veces son utilizados sistemas de soldadura autógena y otros similares.

Existen dos tipos principales de uniones con soldadura: al traslape y a tope.



Al traslape





A tope

Para que la soldadura sea eficiente las líneas de separación que aparecen en la gráfica, no deben ser perceptibles en la realidad.

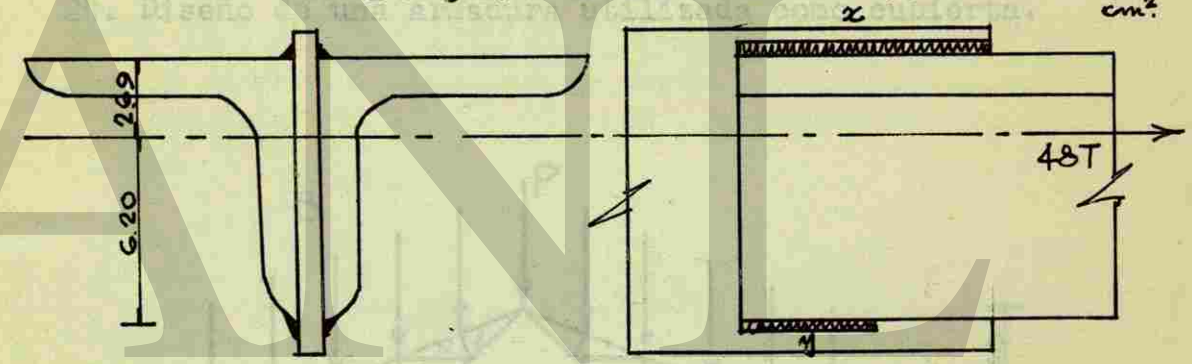
En las juntas al traslape se considera la sección crítica en la garganta; por lo que la carga admisible es: $P = 0.707\ h \times f$, siendo f el esfuerzo de trabajo de la soldadura.

En las juntas a tope la carga admisible es $P = h\ f$.

En la soldadura los esfuerzos recomendables en condiciones favorables son: al corte 800 Kg/cm², a la tensión 900 Kg/cm² y a la compresión de 1 000 Kg/cm².

23. Ejemplos.

2 Γ 3 1/2" X 1/2"   A = 20.97 X 2 = 41.94 cm²



Carga por ángulo = 24 000 Kgs.

Se utilizará un filete de: $\frac{1"}{2} - \frac{1"}{16} = \frac{7"}{16}$

Esfuerzo admisible:

$$800 \times 0.782 = 626 \text{ Kg/cm}.$$

Longitud necesaria de filete:

$$L = \frac{24\ 000}{626} = 38.4 \text{ cms.}$$

Se distribuirá esta longitud en tal forma que la resultante de los esfuerzos laterales pase exactamente por el eje centroidal de los ángulos, con el fin de no provocar cargas - excéntricas.

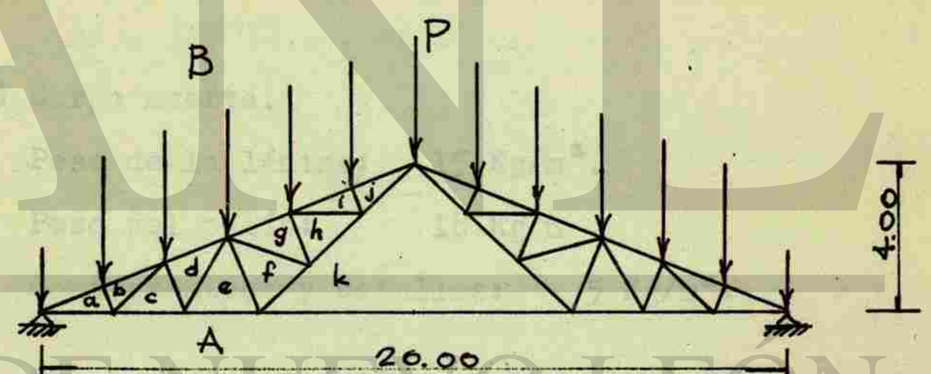
$$x\ 2.69 = y\ 6.20 \qquad\qquad x = 2.31\ y$$

y por otra parte: $x + y = 38.4$

sustituyendo x: $2.31\ y + y = 38.4$

$$y = 11.6 \text{ cms.} \qquad\qquad x = 26.8 \text{ cms.}$$

24. Diseño de una armadura utilizada como cubierta.



Separación entre armaduras: 5.00 metros

Determinación de las cargas.

a) Carga de viento. Para calcular la presión horizontal producida por el viento se utilizan dos fórmulas que están - en función de la velocidad máxima del viento.

$$p = 0.078\ v^2$$

utilizada en estructuras de gran tamaño.

(p se obtiene en Kg/m , si v se expresa en mts/seg.)

y para estructuras secundarias: $p = 0.066\ v^2$

Considerando la velocidad máxima del viento como 120 Km/hr., se obtiene $p = 70$ Kg/cm².

La presión normal a la armadura se calcula mediante la fórmula empírica de Duchemin:

$$P = P_1 \frac{2\ \text{sen}\alpha}{1 + \text{sen}^2\alpha} = 70 \frac{2 \times 0.37}{1 + 0.37^2} = 45.6\ \text{Kg/m}^2.$$

b) Carga viva. Se considera una carga viva de 100 Kg/m².

A esta carga y a la de viento se les llama alternadas, pues no actúan simultáneamente; tomando en cuenta, por lo tanto, la mayor de ellas que en este caso, resulta ser la viva con un valor de 100 Kg/m². (En proyección horizontal)

c) Carga muerta.

Peso de la lámina: 15 Kg/m².

Peso del polín: 18 Kg/m .

Contraventeos y detalles: 5 Kg/m².

El peso propio de la armadura se calcula con la fórmula empírica:

$W = 0.64\ L + 1.95$ (L en metros y W en Kg/m .)

Otro procedimiento para determinar el peso propio de la armadura es realizar un diseño preliminar y calcular los pesos reales de los miembros y detalles.

En igual forma, después de diseñado el polín, se revisa su peso por metro lineal.

d) Carga total.

Carga viva:	100 X 5.00 X 1.68 =	840 Kgs.
Carga muerta:	15 X 5.00 X 1.80 =	135 Kgs.
	18 X 5.00 =	90 Kgs.
Peso propio de la armadura:		85 Kgs.
Carga total por nudo:		1 150 Kgs.

Tanto la cuerda superior como la inferior se construyen con sección uniforme, respectivamente, y correspondiente al esfuerzo mayor de la cuerda considerada.

A continuación se presenta el diseño de un miembro a tensión y otro a compresión.

Diseño del miembro Aa:

$$a = \frac{P}{s} = \frac{15\ 800}{1\ 265} = 12.5 \text{ cm}^2.$$

Dos ángulos de 2 1/2" X 1/4" proporcionan una sección de 15.36 cm^2.

Diseño del miembro Ba:

L = 180 cms.

P = 17 100 Kgs. Para $\varepsilon = 120$; $\frac{P}{A} = 703$ Kg/cm^2.

$$A = \frac{17\ 100}{703} = 24.2 \text{ cm}^2.$$

Seleccionando: 2 Γ 2 1/2" X 3/8" A = 11.16 cm^2.
r = 1.91 cms.

$$\varepsilon = \frac{180}{1.91} = 94 \qquad \frac{P}{A} = 849 \text{ Kg/cm}^2.$$

P = 2 X 11.16 X 849 = 19 000 Kgs. Aceptando la secc.

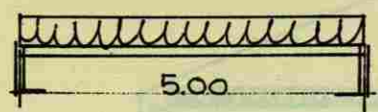
	Kgs.	cms.	d i s e ñ o		cms²
Ba	-17 100	180	2Γ 21/2"X3/8"	r = 1.91 cms.	22.32
Bb	-16 650	180	2Γ2 1/2"X3/8"	r = 1.91 cms.	22.32
Bd	-14 900	180	2Γ2 1/2"X3/8"	r = 1.91 cms.	22.32
Bg	-14 400	180	2Γ2 1/2"X3/8"	r = 1.91 cms.	22.32
Bi	-15 350	180	2Γ2 1/2"X3/8"	r = 1.91 cms.	22.32
Bj	-14 900	180	2Γ2 1/2"X3/8"	r = 1.91 cms.	22.32
Aa	15 800	195	2Γ2 1/2"X1/4"	a = 12.50 cm².	15.36
Ac	14 400	195	2Γ2 1/2"X1/4"	a = 12.50 cm².	15.36
Ae	13 000	195	2Γ2 1/2"X1/4"	a = 12.50 cm².	15.36
Ak	8 620	417	2Γ2 1/2"X1/4"	a = 12.50 cm².	15.36
ab	- 1 070	73	1Γ1 1/4"X1/8"	r = 0.64 cms.	1.93
bc	1 440	195	1Γ1" X 1/8"	a = 1.14 cm².	1.52
cd	- 1 600	145	1Γ1 1/2"X1/4"	r = 0.74 cm .	4.40
de	1 720	231	1Γ1" X 1/8"	a = 1.36 cm².	1.52
ef	- 3 320	217	1Γ2 1/2"X1/4"	r = 1.24 cms.	7.68
fg	1 720	231	1Γ1" X 1/8"	a = 1.36 cm².	1.52
gh	- 1 600	145	1Γ1 1/2"X1/4"	r = 0.74 cms.	4.40
hi	1 440	195	1Γ1" X 1/8"	a = 1.14 cm².	1.52
ij	- 1 070	73	1Γ1 1/4"X1/8"	r = 0.64 cms.	1.93
fk	4 310	195	2Γ2" X 1/8"	a = 3.40 cm².	6.20
hk	5 750	195	2Γ2" X 1/8"	a = 4.55 cm².	6.20
jk	7 200	195	2Γ2" X 1/8"	a = 5.70 cm².	6.20

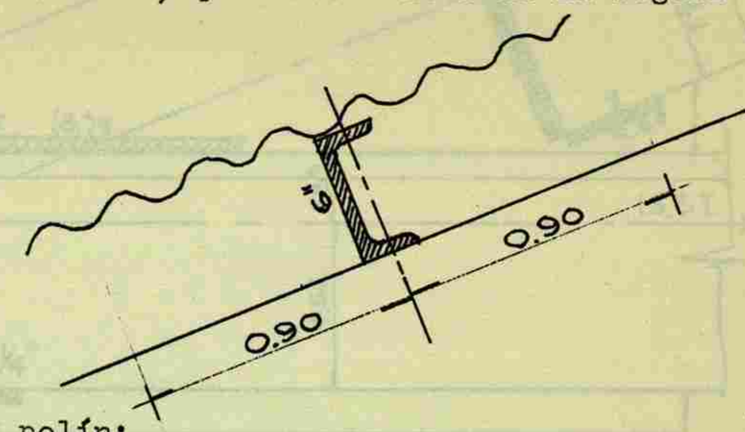
r, radio de giro.

a, área requerida.

Diseño de polines.

Aunque existe continuidad en los polines, se tomará un momento máximo de $1/8\ wL^2$, quedando dentro de la seguridad.





Carga sobre el polín:

w = 100 X 1.80 + 15 X 1.8 + 18 = 225 Kg/m.

$$M = \frac{1}{8}\, w\, L^2 = \frac{1}{8}\ 225 \times 5^2 = 703 \text{ mt-Kgs.}$$

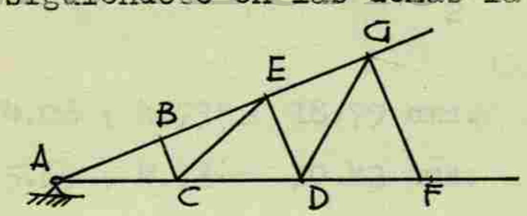
$$z = \frac{M}{s} = \frac{70\ 300}{1\ 265} = 55.6 \text{ cm}^3.$$

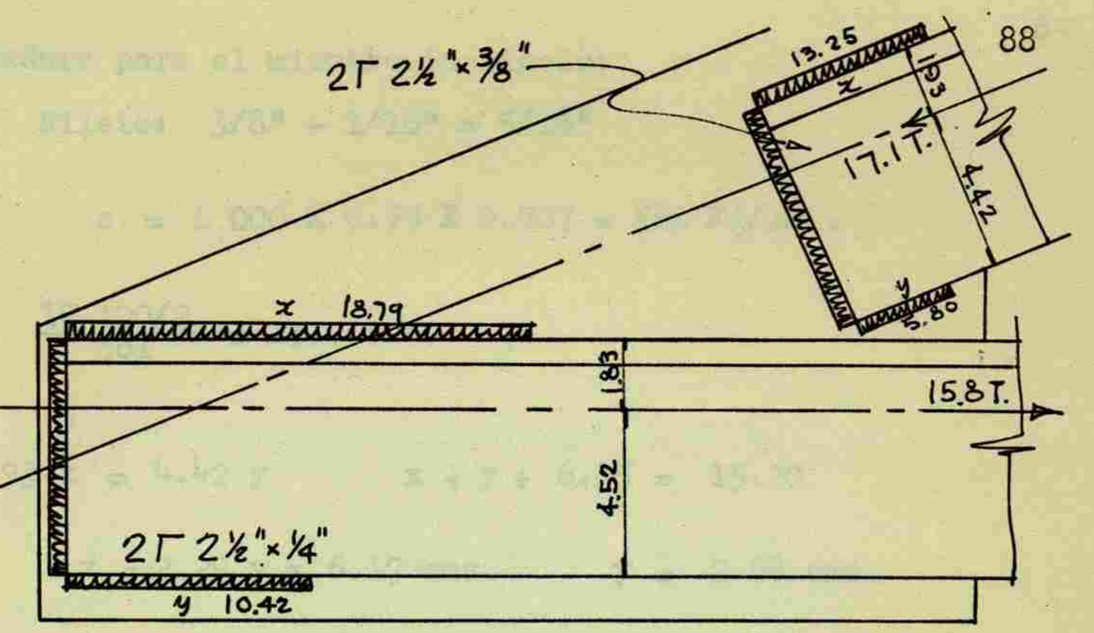
1] 6" $z = 71$ cm³. peso: 12.2 Kg/mt.

En el caso de haber colocado polines, no solamente en los nudos, sino en puntos intermedios, habría la necesidad de diseñar a flexo-compresión los miembros de la cuerda superior.

Diseño de la soldadura.

Se diseñarán las juntas A y B solamente, por falta de espacio; siguiéndose en las demás la misma secuela.





Nudo A

Se utiliza para el miembro horizontal soldadura de:

$$\frac{1"}{4} - \frac{1"}{16} = \frac{3"}{16} = 0.475 \text{ cms.}$$

$$s = 900 \times 0.707 \times 0.475 = 303 \text{ Kg/cm.}$$

Longitud necesaria de soldadura $L_1 = \dfrac{15\ 800/2}{303} = 26.1$ cms.

$$1.83\ x_1 = 4.52\ y_1 \qquad x_1 + y_1 + 6.35 = 26.10$$

$$x_1 = 14.06 \text{ cms.} \qquad y_1 = 5.69 \text{ cms.}$$

Ahora, considerando el empuje vertical del miembro inclinado, se obtiene:

$$\frac{17\ 100}{2}\ 0.372 = 3\ 190 \text{ Kgs.}$$

$$L_2 = \frac{3\ 190}{337} = 9.45 \text{ cms.} \qquad x_2 = y_2 = \frac{9.45}{2} = 4.73 \text{ cms.}$$

$$x = x_1 + x_2 = 14.06 + 4.73 = 18.79 \text{ cms.}$$

$$y = y_1 + y_2 = 5.69 + 4.73 = 10.42 \text{ cms.}$$

Soldadura para el miembro inclinado:

Filete: 3/8" - 1/16" = 5/16"

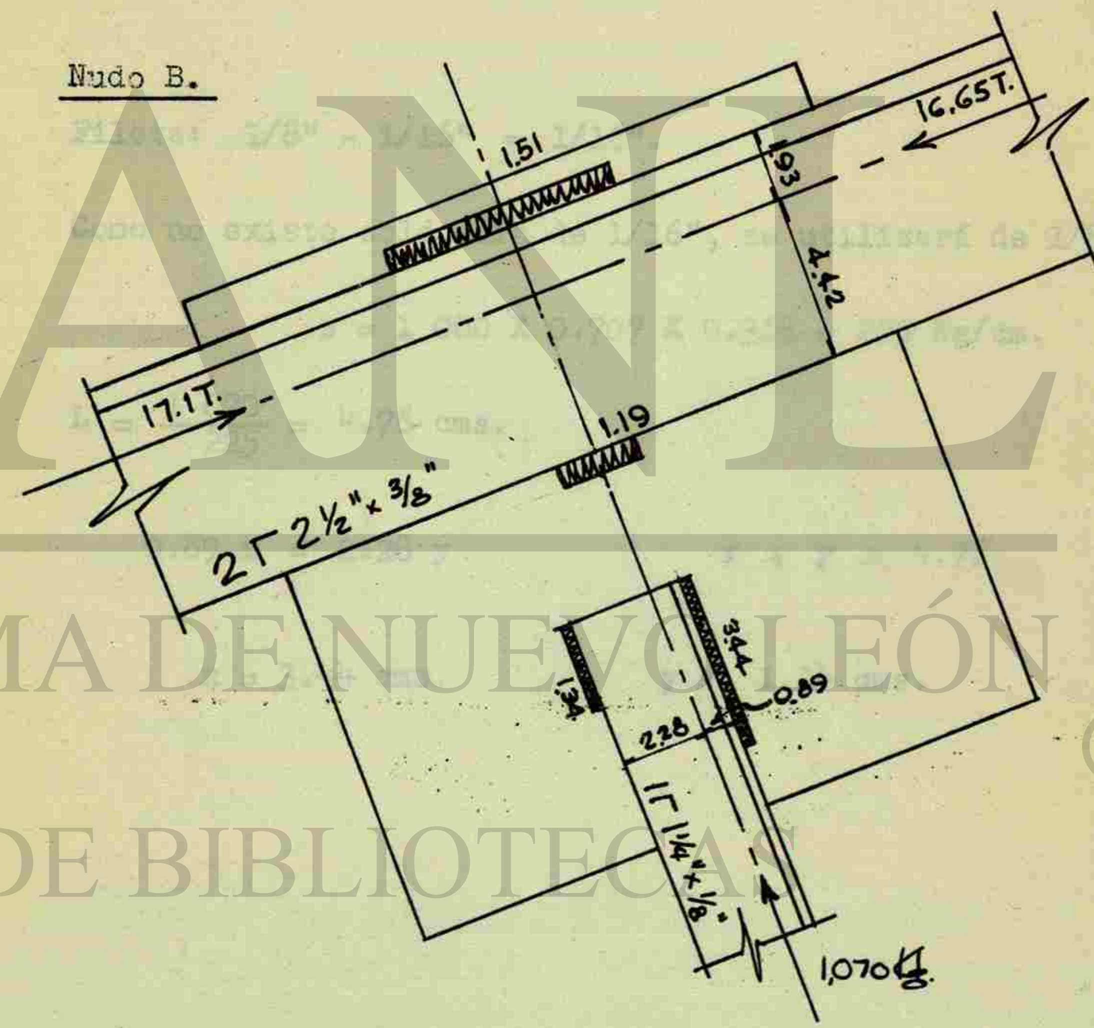
$$s = 1\ 000 \times 0.79 \times 0.707 = 561 \text{ Kg/cm}.$$

$$L = \frac{17\ 100/2}{561} = 15.2 \text{ cms.}$$

$$1.93\ x = 4.42\ y \qquad x + y + 6.35 = 15.20$$

$$x = 2.29\ y = 6.17 \text{ cms.} \qquad y = 2.68 \text{ cms.}$$

Nudo B.



Filete: 3/8" - 1/16" = 5/16"
Carga resultante: 17 100 - 16 650 = 450 Kgs.

$L_1 = \frac{450}{561} = 0.8$ cms.

$1.93\, x_1 = 4.42\, y_1$ $\qquad$ $x_1 + y_1 = 0.8$

$x_1 = 0.557$ cms. $\qquad$ $y_1 = 0.243$ cms.

$L_2 = \frac{1\,070}{561} = 1.9$ cms. $\qquad$ $x_2 + y_2 = 0.95$ cms.

$x = 0.557 + 0.950 = 1.507$ cms.

$y = 0.243 + 0.950 = 1.193$ cms.

Filete: 1/8" - 1/16" = 1/16".

Como no existe soldadura de 1/16", se utilizará de 1/8".

$s = 1\,000 \times 0.707 \times 0.318 = 225$ Kg/cm.

$L = \frac{1\,070}{225} = 4.76$ cms.

$0.89\, x = 2.28\, y$ $\qquad$ $x + y = 4.76$

$x = 3.44$ cms. $\qquad$ $y = 1.34$ cms.

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

Mecánica Analítica para ingenieros. Seely y Ensign.

Resistencia de materiales. F. B. Seely.

Design of concrete structures. Urquhart and O'Rourke.

Concreto. Muñoz Casas.

Modern timber design. Hansen.

Manual para constructores.