

IC/ A/ C/ D/ NA

LA UNIVERSITARIA
QUITECTURA TECNICA
DE BARCELONA

DI

E LA ASIGNATURA
C NA TECNICA

CICULO 3

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA
Biblioteca



1400081083

Co*

IS G/ ADULLO

A 'BPA

UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE CATALUNYA



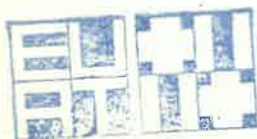
BIBLIOTECA
EX - LIBRIS

Curso 1972-1978

1700021683
624.019 cam

TEMA VII

DIMENSIONADO EN HORMIGON
Y ACERO



ESCUELA UNIVERSITARIA
DE ARQUITECTURA TECNICA

BIBLIOTECA

Registro N.º 415

BIBLIOTECA

ESCOLA UNIVERSITÀRIA POLITÈCNICA DE
ARQUITECTURA TÈCNICA
EN BARCELONA



INDICE VII

(Por A. Sanabra)

1. - INTRODUCCION

- 1.1. Las Solicitaciones
- 1.2. LOS Materiales
- 1.3. Coeficientes de Seguridad
- 1.4. Tipos de Estructura

2. HORMIGON ARMADO

- 2.1. - Materiales
 - 2.1.1. Acero de alta resistencia
 - 2.1.2. Hormigón
 - 2.1.3. Relación entre resistencia
- 2.2. Coeficientes de Seguridad
- 2.3. Solicitaciones
- 2.4. Tipos de Dimensionado
 - 2.4.1. - Método clásico
 - 2.4.2. Método a rotura
 - 2.4.3. - Tipos de rotura
- 2.5. - Cálculo Secciones
 - 2.5.1. - Hipótesis de cálculo
 - 2.5.2. - Nomenclatura
 - 2.5.3. - Abacos Dimensionado
 - 2.5.3.1. - Losas unidireccionales a flexión
 - 2.5.3.2. - Secciones rectangulares sometidas a flexión
 - 2.5.3.3. - Secciones rectangulares sometidas a flexión o Compresión compuesta.
 - 2.5.4. Abacos dimensionales.
 - 2.5.4.1. Secciones rectangulares sometidas a flexión.
 - 2.5.4.2. Secciones rectangulares sometidas a flexión o Compresión compuesta.
 - 2.5.5. - Cortantes

- 2.5.5.1. - Cálculo jácenas.
- 2.5.5.2. - Disposición armaduras
- 2.5.5.3. - Estribado soportes

3. - EJEMPLO HORMIGON ARMADO

3.1. - Solicitaciones

- 3.1.1. - Jácenas
- 3.1.2. - Soportes

3.2. - Dimensionado (Flexión)

- 3.2.1. - Predimensionado
- 3.2.2. - Momentos Negativos (apoyos)
- 3.2.3. - Momentos positivos (vanos)

3.3. - Dimensionado cortantes

3.4. - Disposición armaduras jácenas

3.5. - Dimensionado soportes (flexo compresión)

- 3.5.1. - Predimensionado
- 3.5.2. - Armaduras longitudinales
- 3.5.3. - Estribos
- 3.5.4. - Disposición armaduras

4. - ACERO

4.1. - Tipos de acero

- 4.1.1. - Acero laminado en caliente
- 4.1.2. - Acero laminado en frio

4.2. - Tipos de unión

- 4.2.1. - Soldadura
- 4.2.2. - Tornillos

4.3. - Clases de dimensionado

4.4. - Vigas de alma Hene (flexión)

- 4.4.1. - Valores caracterfsticos
- 4.4.2. - Tensiones de flexión
- 4.4.3. - Esfuerzo cortante
- 4.4.4. - Deformaciones (flechas)

4.5. - Soportes (flexo compresión)

- 4.5.1. - Pandeo

4.5.2. Dimensionado

5. EJEMPLO. ACERO

5.1. - Jácenas

5.2. - Soportes

5.3. - Detalles constructivos

6.- NORMAS

7.- BIBLIOGRAFIA

1.- INTRODUCCION

En el presente Tema se pretende resumir de forma concisa los conocimientos precisos para dimensionar o comprobar las dimensiones de elementos estructurales de los cuales suponemos conocidas sus solicitaciones.

No solo es el calculista de estructuras el que debe saber los procedimientos que vamos a exponer, sino que en la práctica cotidiana se presentan frecuentes casos en que es preciso tener conocimientos de dimensionado.

Para mencionar algunos que nos muestran la necesidad de ello - podemos pensar en :

- El armado de un tramo de pilar o jácena con armadura inferior a la del plano. En este caso antes de demoler el elemento es preciso ver si es capaz de soportar el esfuerzo previsto con el armado existente.
- Cuando se quiere levantar una o más plantas sobre una estructura existente.
- Cuando se debe utilizar una zona de un edificio con sobrecargas superiores a las precisas,
- Cuando las probetas de los materiales no dan las resistencias previstas en los cálculos.
- Cuando por razones constructivas se debe pasar un bajante u otro elemento por algún elemento estructural.

Los ejemplos son numerosos y surgen a diario en cualquier ámbito de la construcción.

1.1.- Las solicitaciones

El cálculo de estas ya se ha planteado en el Tema VI y por ello lo consideramos en este caso como dato de partida.

En caso de no disponer de estos datos deberemos de considerar las hipótesis de cálculo para llegar a la obtención de estos datos.

1.2.- Los materiales

El segundo factor en importancia a la hora de dimensionar es el conocimiento de las características de los materiales que van a intervenir o constituyen el elemento a comprobar.

Los valores de dichas resistencias vendrán expresadas normalmente en kg/cm^2 y sabremos conocer si los valores que consideramos son los límites o ya están ponderados con los correspondientes coeficientes de seguridad.

1.3.- Coefficientes de Seguridad

En todo tipo de dimensionado deben de considerarse dos tipos de coeficientes de seguridad.

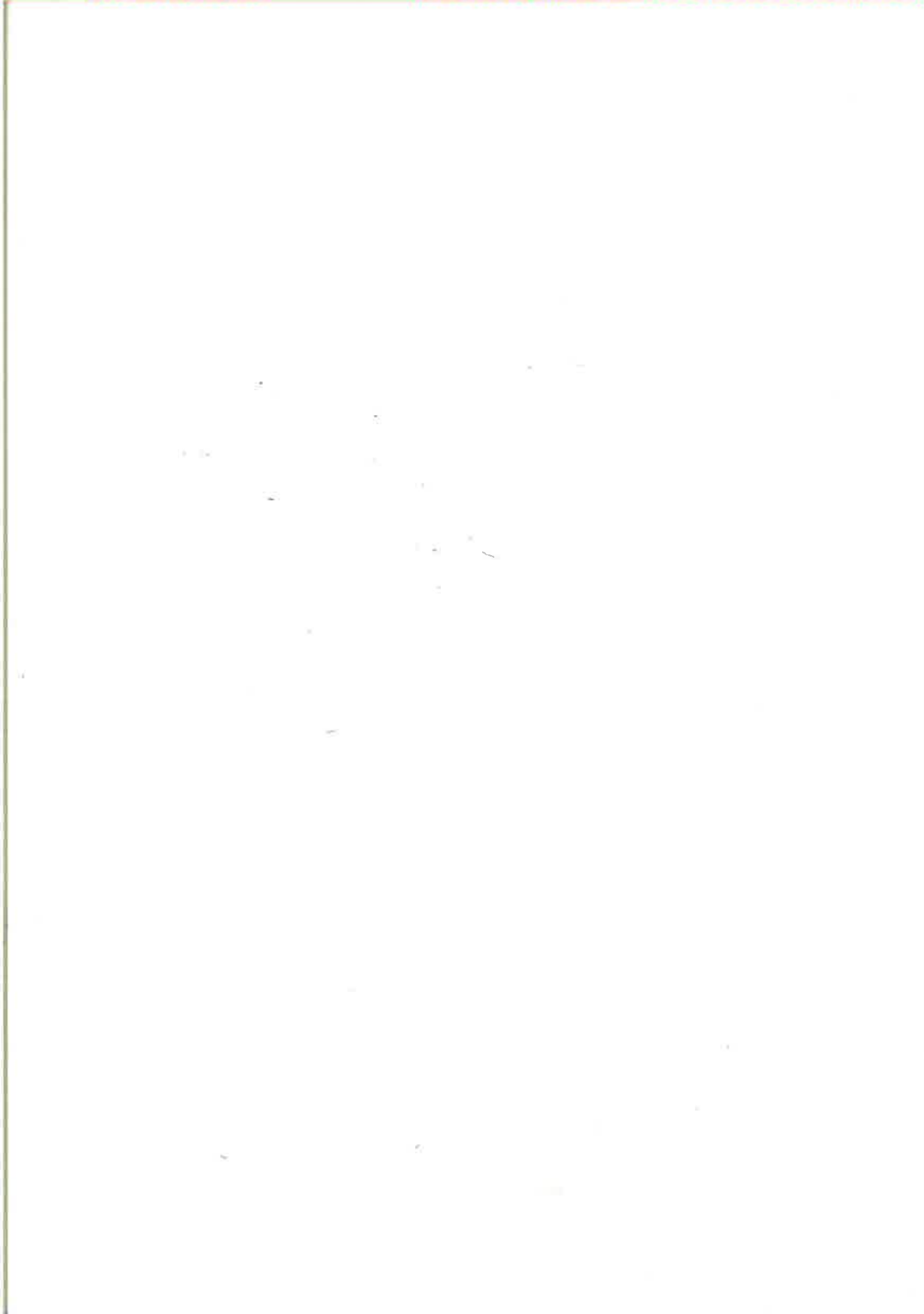
- a) Coeficientes de Mayoración de Acciones
- b) Coeficientes de Minoración de Resistencias

Bajo el primer concepto se agrupan los posibles incrementos de las acciones (gravitatorias, sísmicas, eólicas, etc.) que puedan producirse por imprevisión.

Bajo el segundo se consideran los imputables a errores constructivos y a deficiencias de los materiales.

La importancia de estos coeficientes varía según los casos y dependen en caso de la precisión con que puedan considerarse las acciones y por otro del grado de control a que se puedan someter los materiales que intervienen en cada elemento constructivo.

Pensemos que en la construcción de piezas mecánicas, (automóviles, etc.) estos coeficientes se reducen al mínimo pues existe -- perfecto conocimiento de acciones y resistencias.



En la construcción al ser cada caso diferente obliga a tomar coeficientes mucho mayores.

Una alternativa al problema de los coeficientes de seguridad existe en la construcción prefabricada pues al ser elementos repetitivos permite mayor precisión de cálculo y verificación más sistemática.

1.4.- Tipos de Estructura

Los métodos de dimensionado que se exponen a continuación se refieren a elementos de estructuras lineales.

Dentro de este tipo de estructura trataremos las de Hormigón Armado y las metálicas. En primer lugar se darán los fundamentos teóricos de cada tipo de material y a continuación unos ejemplos, que permitirán mejor comprender lo expuesto con anterioridad.

2.- HORMIGON ARMADO

Las estructuras de este tipo son las más usadas en la práctica para la construcción de viviendas y edificios comerciales.

2.1.- Materiales

Los materiales que intervienen en esta estructura son el Acero en redondos por lo general corrugado y el hormigón en masa.

2.1.1.- Acero de alta resistencia

Existen dos tipos básicos de acero de alta resistencia. El Acero de dureza natural que consigue su resistencia a base de las aleaciones de metales (Química) y los Aceros deformados en frío que obtienen el mismo resultado mediante una torsión de las barras por métodos mecánicos (Mecánica).

Las diferencias prácticas entre estos dos tipos de acero son escasas y se observan fundamentalmente en los diagramas. Tensión de formación como se ve en la Figura 1.

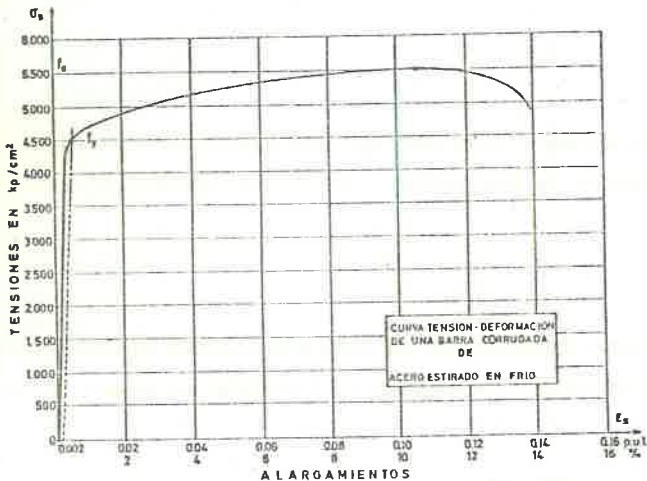
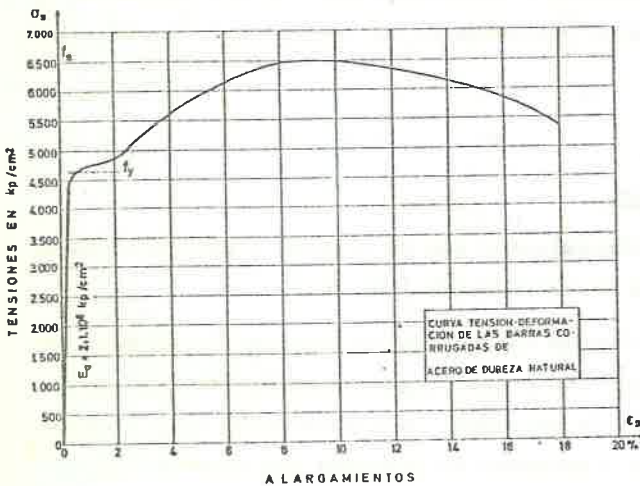


Fig. 1

ran estructurales a partir de 10 $\frac{7}{8}$, siendo preferible no utilizar del 32 en adelante por la gran dificultad de ferrallaje que representan. Los de 6 y 8 se utilizan exclusivamente en armaduras secundarias y de reparto.

La nomenclatura de estos aceros se indica como sigue :

AE 42 N AE 42 F
 AE 46 N AE 46 F
 AE 50 N AE 50 F
 AE 60 N AE 60 F

siendo :

N (natural) y F (frío) y la cifra los kg/mm². que es capaz de resistir cada tipo en el límite elástico.

En la práctica se usan los tres primeros siendo el último de 60 cm poco usado en la actualidad.

Los valores nominales de los diámetros que se hallan en el mercado son :
 \emptyset 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32, 40, 50.

De estos se conside

Quando por razones constructivas sea preciso el soldar armaduras. Estas son por lo general posibles siendo más fácil en aceros Naturales que en los deformados en frío.

Para unir dos barras podemos utilizar dos formas como indica la Fig. 2 y 3 testa mediante el achaflanado de los extremos y por solapamiento, por superposición de las barras en una longitud de 5 a 7 diámetros en este último caso se deben de realizar cordones en ambos lados de la unión este último método no es aconsejable por encima de ϕ 25.



Fig. 2

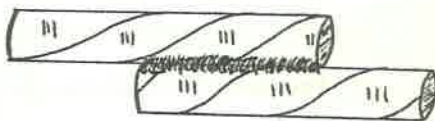


Fig. 3

Quando sea preciso soldar es aconsejable en cualquier caso el informarse con el fabricante del acero de las características del mismo y del tipo de electrodos a utilizar.

2.1.2.- Hormigón

El hormigón es el elemento básico de este tipo de estructura. La característica más importante de un hormigón a parte de su resistencia es la granulometría de sus áridos estos fijan los recubrimientos mínimos admisibles para las armaduras apareciendo en caso contrario problemas de coqueas y adherencia. Se aconseja una granulometría no superior a 25 mm. para estructuras convencionales en cimientos puede subir a 40 \div 50 mm.

La serie normalizada de resistencias para el hormigón es la siguiente :

H-125, H-150, H-175, H-200, H-225, H-250, H-300, H-350, H-400, H-500

Las resistencias más usadas en construcción son las de H-125 a H-200. Las resistencias superiores son difíciles de garantizar sin controles exhaustivos de calidad y se utilizan en construcción industrializada, en obras públicas, en especial para vigas pretensadas y con aceros de muy alta resistencia.

2.1.3.- Relación entre resistencias

La gama de resistencias que se ha expuesto en los apartados anteriores no es susceptible de combinarse de forma arbitraria.

Por razones de adherencia es conveniente no utilizar hormigones demasiado "blandos" con aceros de alta resistencia.

Por ello la resistencia mínima de un hormigón es :

$$f_{ck} \text{ min.} \geq 50 + 0,02 f_{yk}$$

siendo.

f_{ck} = Resistencia hormigón

f_{yk} = " acero

Ejemplo para AE-60 se precisa como mínimo hormigón de H-170.

Por otra parte si se dispusiera de un hormigón H-125 y de acero AE-50 se podrían usar sin embargo siempre que se utilizara dicho -- acero con una resistencia de cálculo menor a la real expresada por la siguiente igualdad.

$$f_{yk} \text{ max.} = 50 f_{ck} - 2.500$$

Según los datos anteriores se tendría.

$$f_{yk} \text{ max.} = 50 \times 125 - 2.500 = 3.750$$

es decir que el valor máximo de acero que podemos usar con H-125 es 3.750 kg/cm².

2.2.- Coefficientes de Seguridad

Los coeficientes de seguridad son función directa de los contro

les de calidad.

Los tres coeficientes de seguridad que intervienen en el hormigón armado y los valores más usuales son :

γ_s = coeficiente minoración del acero (1,15)

γ_c = coeficiente minoración del hormigón (1,5)

γ_f = coeficiente de mayoración de cargas (1,6)

Los valores de estos coeficientes vienen resumidos en la tabla de la Fig. 4 en la que se indican como varían según el nivel de control. En la Fig. 5 se amplía el detalle de los valores a adoptar para γ_f .

CORRECCIONES A LOS COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD, EN FUNCION DEL NIVEL DE CONTROL

Valor medio	NIVEL DE CONTROL	Corrección
$\gamma_s = 1,15$	Acero no controlado mediante ensayos	+ 0,05
	Acero controlado mediante ensayos no sistemáticos	—
	Acero controlado mediante ensayos sistemáticos	- 0,05
$\gamma_c = 1,50$	No se controla la resistencia del hormigón mediante rotura de probetas (Se considerará en proyecto $f_{ck} < 150 \text{ kp/cm}^2$)	+ 0,20
	Se controla la resistencia del hormigón mediante rotura de probetas (Si su número es pequeño, se considerará en proyecto $f_{ck} < 250 \text{ kp/cm}^2$)	—
	Hormigón fabricado y empleado en instalación industrial permanente (prefabricación) cuya resistencia se controla mediante rotura de probetas	- 0,10
γ_f Variable (*)	Control de ejecución a nivel inferior (control reducido, ver apartado 9.8-2*)	+ 0,20
	Control de ejecución a nivel normal (control normal, ver apartado 9.8-2*)	—
	Control de ejecución a nivel superior (control intenso, ver apartado 9.8-2*)	- 0,10

(*) Según los daños en caso de fallo: mínimos y exclusivamente materiales, $\gamma_f = 1,5$; medios, $\gamma_f = 1,6$; muy importantes, $\gamma_f = 1,8$.

Fig. 4

La razón de estos coeficientes es el prevenir en γ_s y γ_c fallos en las resistencias de los materiales por causas de fabricación o -- puesta en obra deficiente. El valor de γ_f es para paliar los aumentos

de carga y sollicitación imprevistos, así como los posibles errores de cálculo.

VALORES DE γ_f

DAÑOS Y PERJUICIOS EN CASO DE FALLO	Nivel superior de control de ejecución	Nivel intermedio de control de ejecución	Nivel inferior de control de ejecución
MUY IMPORTANTES Salas de espectáculos, tribunas, grandes escuelas, edificios públicos, grandes edificios comerciales, presas junto a núcleos urbanos, etc.	1,7	1,8	—
MEDIOS Viviendas, puentes, construcciones industriales, etc.	1,5	1,6	1,8
MINIMOS Y EXCLUSIVAMENTE MATERIALES Silos, acequias, construcciones ganaderas, etc.	1,4	1,5	1,7
PARA LOS ESTADOS LIMITES DE SERVICIO SE CONSIDERARA $\gamma_f = 1$			

Fig. 5

2.3.- Solicitaciones

Como hemos indicado las sollicitaciones deben de ser conocidas de antemano para iniciar el dimensionado. En realidad el dimensionado lo que hace es verificar una serie de secciones de la estructura a las que se conocen las sollicitaciones y armar en las zonas inmediatas de acuerdo con estos valores.

Si vemos la Fig. 6 para dimensionar el pórtico de la misma es preciso conocer las sollicitaciones en los puntos indicados en ella.

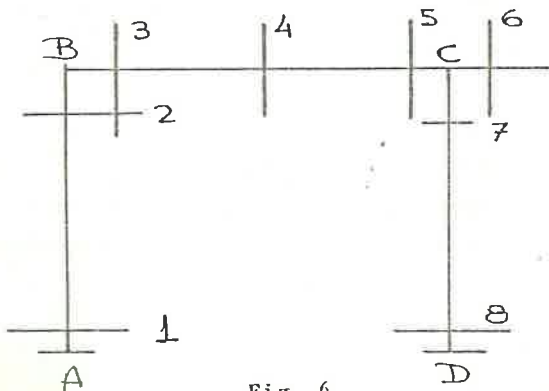


Fig. 6

En cada una de las secciones indicadas por estos puntos debemos saber como mínimo los siguientes valores.

- Momentos flectores con su signo y dirección.
- Esfuerzo cortante.
- Torsión (si existe)

- Dimensiones de la sección en el predimensionado.

Con estos valores normalmente será suficiente para el correcto dimensionado de una sección.

Si apuramos podemos prescindir de los valores en 1 y 8 pues el pilar se dimensiona de arriba hacia abajo con la misma armadura.

Hablando en general podemos decir que para jácenas debemos disponer de los valores en tres secciones o sea en los apoyos y en el centro del vano.

En los pilares una sola sección en el punto de mayores momentos flectores (recuérdese que los pilares pueden tener momento en los dos sentidos).

Nota Importante: Cuando en el punto de unión de dos tramos de jácenas, por ejemplo: en el punto C de la Fig. 6; existan dos momentos flectores distintos supongamos M_1 y M_2 se debe armar a efectos de flexión a ambas secciones con el valor del momento máximo pues en caso contrario no se dispondrá de anclaje en las barras para soportar el esfuerzo del momento mayor.

2.4.- Tipos de Dimensionado

El cálculo del hormigón armado ha evolucionado muy rápidamente en las tres últimas décadas pasándose de los típicos métodos clásicos a los actuales cálculos a rotura. En esta evolución se han conseguido mejorar mucho el aprovechamiento de los materiales.

Consideramos de interés el exponer los principios básicos del método clásico y de rotura, en la actualidad solo se utilizan los segundos, para que el hecho de calcular no se limite a saber manejar una tabla sin nociones de la forma como se comportan los materiales entre sí al soportar los esfuerzos de la estructura.

Las nociones que a continuación se van a exponer, sobre las teo

rias en que se basan los métodos de cálculo, no pretenden ser un tratado sobre el tema pues esto ya está expuesto en amplia bibliografía. Lo que si se intenta es dar unas ideas de carácter básico y a nivel-instructivo; que permitan comprender como se comportan los materiales y en que se diferencian los dos grupos de métodos de cálculo más conocidos.

2.4.1.- Método Clásico

En el inicio de la construcción con hormigón y por analogía de las estructuras metálicas se utilizó el método elástico basado en los principios de la Resistencia de Materiales en que se afirma la proporcionalidad de tensiones y deformaciones. De acuerdo con estas hipótesis los diagramas de tensiones se presentan de forma lineal para la flexión como se ve en la Fig. 7

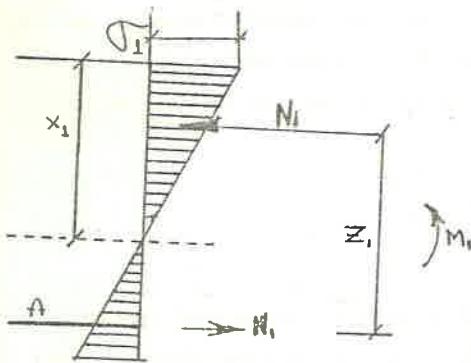


Fig. 7

En ella se representa el reparto de tensiones en el hormigón (compresión) y la tensión N de tracción del acero.

Siendo.

x_1 = distancia de la fibra neutra al punto de máxima compresión.

Z_1 = Brazo de palanca.

$M_1 = Z_1 \times N$

σ_1 = Tensión max. del hormigón.

N_1 = Tracción del hormigón y resultante de las compresiones del hormigón.

Demos cuenta de que estuvieramos en el supuesto de que σ_1 fuera la tensión máxima admisible solo estaría trabajando al máximo de sus posibilidades la línea extrema de cada sección con el consiguiente desaprovechamiento de las posibilidades del resto del material, lo que representa uno de los mayores inconvenientes de este método.

Por otra parte la forma de garantizar la seguridad en el cálculo consiste en: dimensionar con unas fatigas tres veces menores que las -

del límite elástico de los materiales. Pero esto significa que al aumentar por alguna causa la carga prevista ya salimos de este margen y por desconocerse lo que ocurre en el límite de rotura, existe la imposibilidad de afirmar cual es el margen de seguridad residual en la nueva situación.

2.4.2.- Método a Rotura

Los dos inconvenientes principales del método anterior se ven solventados por este método pues permite de una parte el que los materiales trabajen más homogéneamente y de acuerdo con sus límites de rotura y por esta misma razón al conocer cuando va a fallar la estructura sabemos mejor los coeficientes de seguridad de que disponemos.

Para ver de forma intuitiva la evolución del proceso entre clásico y rotura. Supongamos una sección que está solicitada a flexión pura y que la vamos cargando de forma creciente hasta que rompa en su estado límite: Si observamos la Fig. 8

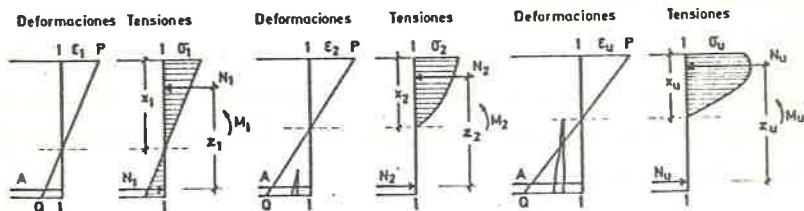


Fig. 8

Fig. 9

Fig. 10

En ella, con la misma nomenclatura de la Fig. 7, vemos como al principio las tensiones se distribuyen de forma lineal según las hipótesis del método clásico.

Al aumentar el Momento a M_2 (Fig. 9) y cuando se ha sobrepasado el estado límite de compresión de la fibra extrema las fibras inmediatamente inferior van entrando en carga hasta igualar la tensión máxima. Al tiempo que sucede esto, siempre que se disponga de suficiente sección de acero, se inician las fisuras de la parte traccionada. En este caso la fibra neutra se ha desplazado hacia arriba y el centro de presiones de compresión ha hecho lo mismo con lo que el brazo de pa-

lanca ha aumentado. Es decir, que hemos conseguido absorber este ma yor momento por aumento de N_2 y Z_2 que son los dos factores que lo de terminan.

Por fin, si aumentamos el momento hasta M_n o momento límite de rotura, observamos un reparto de tensiones Fig. 10, en el que buena parte de la zona superior está soportando la tensión de compresión - decreciendo a continuación de forma parabólica hasta anularse en la fibra neutra. También en esta ocasión han aumentado Z y N hasta alcan zar el valor máximo su producto.

En este método para saber cual es el momento con el que debemos calcular una sección en cuestión se divide el momento M_n por un coefi ciente de minoración de solicitaciones γ_f que nos permite conocer con certeza el nivel de seguridad con el que trabajamos si hay incremento de sollicitación. Recuérdese que además existen los otros coeficientes γ_s y γ_c del acero y hormigón respectivamente.

2.4.3.- Tipos de Rotura

Una sección de hormigón armado se pueden presentar tres diferen tes tipos de rotura a flexión, a compresión y a tracción aunque esta última es muy poco frecuente por no ser este un material apto para este tipo de sollicitación.

a) Roturas a Flexión.

Las roturas en una sección sollicitada a flexión son funda mentalmente de dos tipos.

a.1) Rotura por agotamiento del hormigón.- Este es el caso, se produce porque el hormigón soporta una compresión superior a la de límite de rotura. Cuando se presenta este caso se puede prever con antelación por producirse gran número de fisuras en la parte traccionada.

a.2) Rotura por agotamiento del acero.- o (Rotura Frágil). Este se presenta cuando el hormigón soporta mayor carga a compre-

sión que el acero a tracción y ante un momento de solicitación el hormigón incrementa la suya pero el acero rompe. Es te caso es muy peligroso por producirse undimiento del elemento estructural y no haber indicios de ello mediante fisuras apreciables.

- b) Rotura a Compresión.- (Soportes) Este caso es más simple que la flexión y existirá rotura cuando toda la superficie de hormigón junto a la sección de acero ha alcanzado su límite de rotura.

Nota.- Como ejercicio práctico para mejor comprender los dos tipos de cálculo es interesante dimensionar una misma solicitación, con los mismos materiales, por los dos métodos.

2.5.- Cálculo de Secciones

Para el cálculo de las secciones en el estado último de agotamiento hay que partir de una hipótesis que permita definir el Diagrama Tensiones deformaciones de forma que pueda asimilarse a unas ecuaciones matemáticas para el cálculo, de forma manual o para confeccionar los abacos o tablas de uso cotidiano para toda persona familiarizada con este campo.

En este apartado vamos a exponer como utilizar y en que hipótesis se basan de forma genérica los abacos que publica el segundo Tomo de HORMIGON ARMADO del Proy. J. Jimenez Montoya en la 7ª Edición. Nos permitimos hacerlo por ser el libro de consulta más utilizado en este campo y por ser las más completas que tenemos conocimiento.

El conjunto de estas tablas se divide en dos grupos, las primeras para aceros de Dureza Natural y las segundas para deformados en - frío lo que permite un mejor aprovechamiento de cada tipo de material.

2.5.1.- Hipótesis de Cálculo

Las Tablas mencionadas están calculadas por ordenador electrónica

co y basándose en método de la parábola rectángulo, que consiste en asimilar el diagrama de tensión de formación del Hormigón el de la Fig. 11 que consiste en una parábola de segundo grado hasta una deformación del 2‰ y recto para un valor de 0,85 fcd hasta una deformación de 3,5‰ que es cuando se observa la rotura por agotamiento.

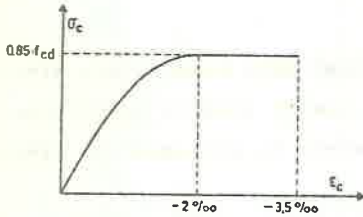


Fig. 11

anchuras concretas y en ellos se puede entrar con los valores de la sollicitación de cálculo pues ya están minorada la resistencia del hormigón en γ_c 1,5 y mayorada la sollicitación en $\gamma_f = 1,6$ que son los valores --

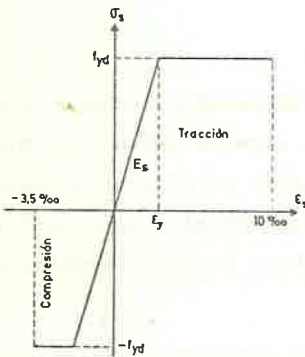


Fig. 12

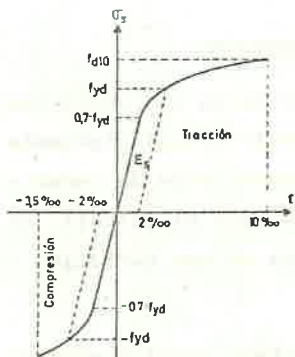


Fig. 13

estas es de $f_{yk} \leq 5.000 \text{ kg/cm}^2$.

En las tablas Dimensionales existen cuatro resistencias de hormigón 150, 175, 200 y 250 debiendose utilizar en cada caso la adecuada.

2.5.2.- Nomenclatura

A_c = Area sección de hormigón

A = Sección acero. Tracción.

A' = " " . Compresión.

f_{yd} = Resistencia cálculo del acero = f_{yk} / γ_a .

Los diagramas respectivos utilizados para los aceros de dureza natural y deformados en frío, son los indicados en la Fig. 12 y 13.

Los abacos se dividen en dimensionales y dimensionales, los primeros nos dan los valores para cantos y an

normales.. En los -- abacos adimensionales hay que trabajar como se verá introduciendo por nuestra cuenta todos los coeficientes de seguridad. Tengase también en cuenta que el límite máximo del acero en

f_{cd} = Resistencia cálculo del hormigón = f_{ck} / γ_c .

U_c = Capacidad mecánica del hormigón = $b \cdot d \cdot f_{cd}$.

U = Capacidad mecánica del acero en Tracción. = $A \cdot f_{yd}$.

U' = " " del acero en Compresión = $A' \cdot f_{yd}$

M_d = Momento flector de cálculo = $M \cdot \gamma_f$

N_d = Carga axial de cálculo = $N \cdot \gamma_f$

b = ancho de la sección

d = canto útil de la sección

ω = Cuantía mecánica = $\frac{U}{U_c} = \frac{A \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}}$

μ = Momento reducido = $\frac{M_d}{U_c \cdot d} = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$

ν = Axil reducido = $\frac{N \cdot d}{A_c \cdot f_{cd}}$

γ_c = Coeficiente de minoración. Hormigón

γ_a = " " " Acero

γ_f = " " mayoración. Solicitación

2.5.3.- Abacos Dimensionales

Son los que sirven para cantos de valores conocidos y de uso común debiendo buscarse de acuerdo con la tabla adecuada.

2.5.3.1.- Losas unidireccionales a flexión (Fig. 14)

Este diagrama permite obtener las capacidades mecánicas a partir de unos momentos de cálculo o viceversa. Está concebida para losas de un metro de ancho y cantos h indicados en la misma en cm.

La forma de utilizarla si se trata de un elemento de un metro de ancho es directo pues si tenemos un momento $M = 2,2 \text{ T} \cdot \text{m}$ y un canto $h = 15 \text{ cm}$. se obtiene una $U = 36 \text{ T}$ que es el valor que se obtiene en la intersección de la vertical de 2,2 con la curva de $U = 15$.

Se deberá armar con acero cuya sección por su resistencia equi

A. f_{yd}
(i)

CALCULO DE LOSAS SOMETIDAS A FLEXION
METODO EN ROTURA DE LA PARABOLA-RECTANGULO

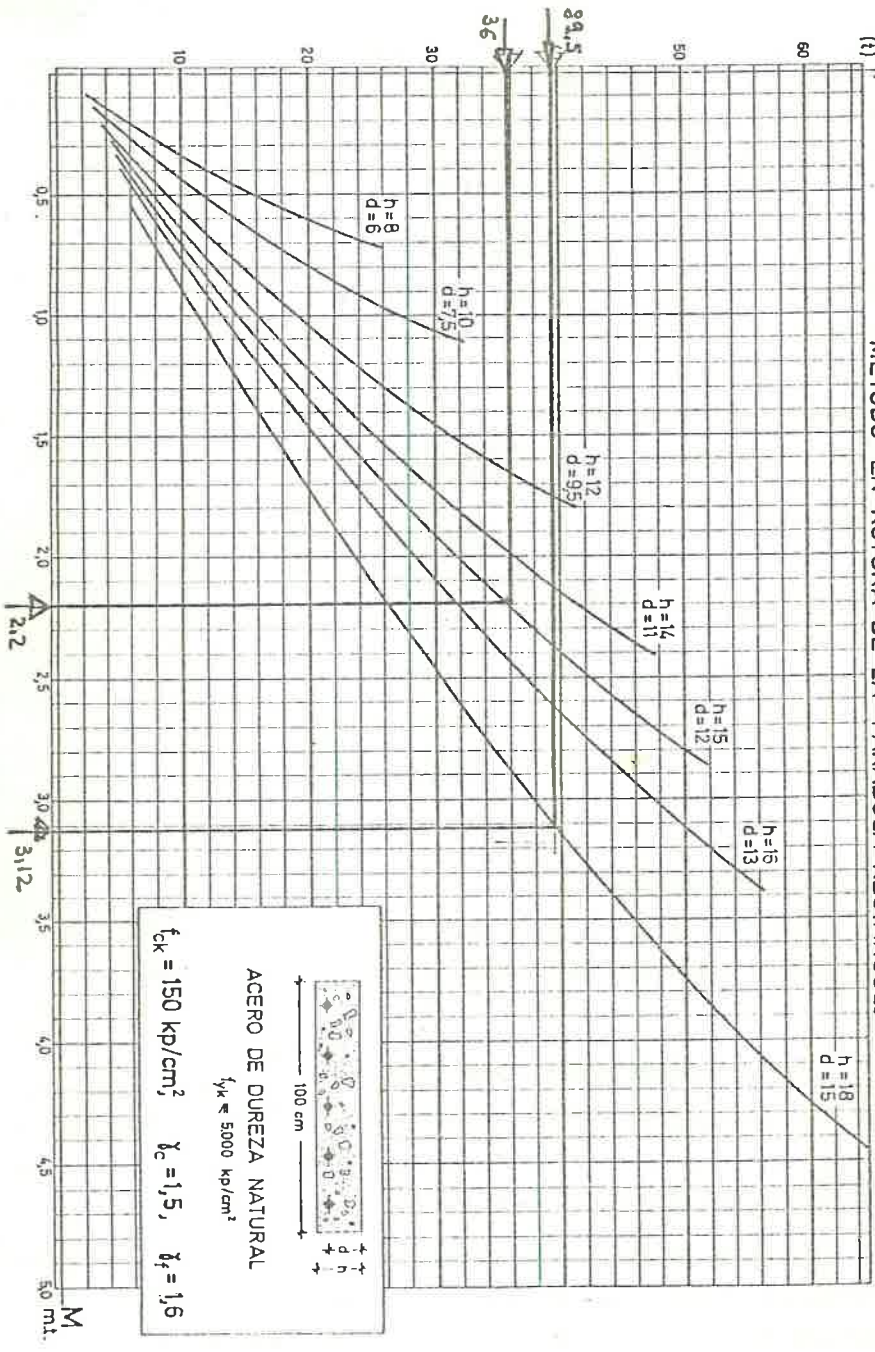


Fig. 14

valga a 36 T. Observese que estas tablas no imponen el tipo de acero pudiéndose utilizar cualquiera que sea de $f_yk \leq 5.000 \text{ kg/cm}^2$. Cuando el ancho del elemento a dimensionar sea distinto a 1 m. debe de buscarse el Momento equivalente que debería soportar una losa de 1 m. -- para poder utilizar la tabla.

Sea $M_1 = 2,5$ $b = 0,8$ $h = 18 \text{ cm.}$

Para hallar el Momento equivalente debe de dividirse el Momento de cálculo por el ancho de la losa, b, tanto si es mayor o menor que uno, resultando en este caso.

$M = \frac{2,5}{0,8} = 3,125 \text{ T x m}$ siendo este el valor que utilizamos para entrar en la tabla obteniéndose $A_{fyd} = 39,5 \text{ T}$ de capacidad mecánica equivalente para la viga de 1 metro debiéndose multiplicar este valor por el ancho correspondiente para obtener la U necesaria para el caso en particular

$$U = A_{fyd} \times b = 39,5 \times 0,8 = 31,6 \text{ T.}$$

Estas operaciones quedan reflejadas en el siguiente esquema.

PROCESO CALCULO LOSAS

DATOS LOSA	FACTORES TRANSFORMACION	DATOS TABLA
M	→ $x \frac{1}{b}$ →	$\frac{M}{b}$ ↓ Lectura Tabla ↓ $\frac{A_{fyd}}{b}$
Afyd	← $(b)x$ ←	

2.5.3.2.- Secciones Rectangulares sometidas a Flexión. (Fig. 15)

Estos abacos permiten el obtener las capacidades mecánicas de jácenas u otros elementos sometidos a flexión simple para un canto determinado.

En esta figura existen dos clases de abacos, los tres de la de

SECCIONES RECTANGULARES
SOMETIDAS A FLEXION

ACEROS DE DUREZA NATURAL

$$f_{yk} \approx 5.000 \text{ kp/cm}^2$$

$$\text{HORMIGON: } f_{ck} = 150 \text{ kp/cm}^2$$

(Entrese con M sin mayorar)

Seguridad adoptada: $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_r = 1,6$

Unidades: 1 t \approx 10 kN; 1 kp/cm² \approx 0,1 N/mm²

$h = 0,70 \text{ m.}$

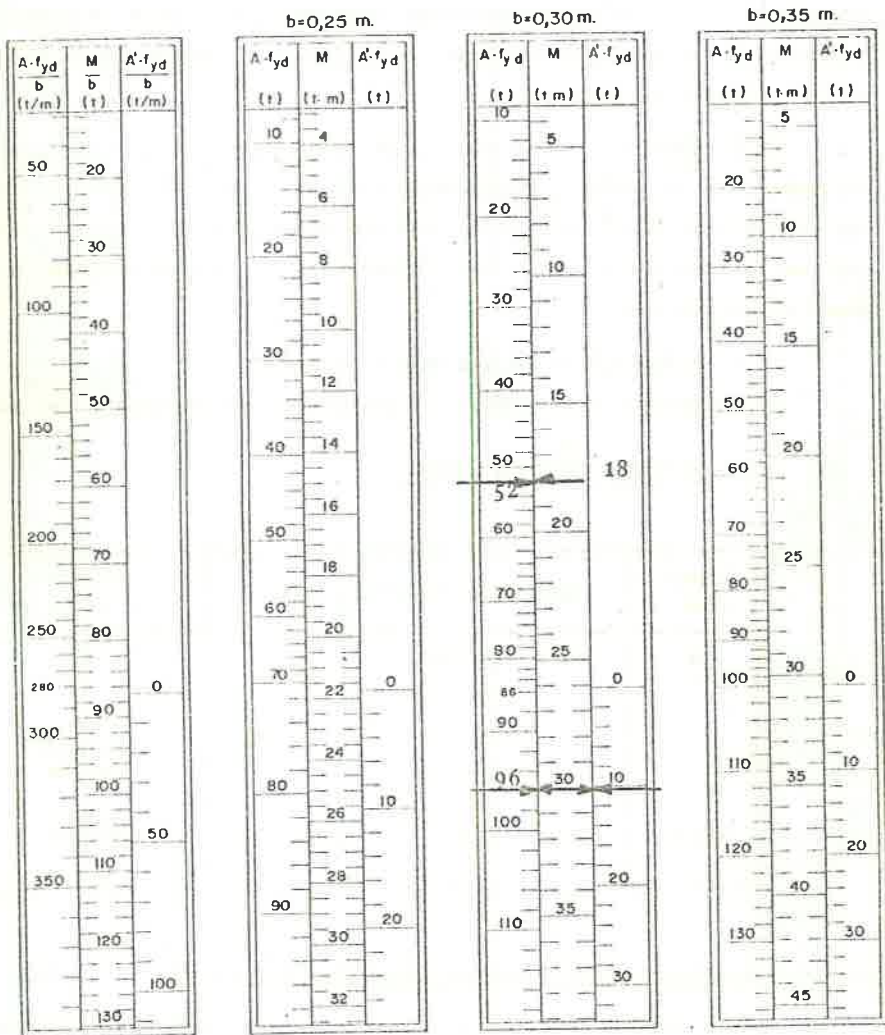
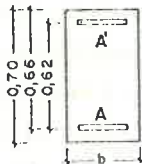


FIG 15

recha permiten obtener las capacidades mecánicas de forma directa para vigas de los anchos indicados. Y un cuarto abaco que sirve de forma directa para vigas de 1 m. de ancho o mediante las operaciones adecuadas para cualquier ancho de viga.

En cada abaco existen tres columnas en las que se tiene respectivamente.

A_{fyd} = Capacidad de tracción.

M = Momento de Cálculo

A'_{fyd} = Capacidad mecánica de compresión.

Obsérvese que la tercera columna no tiene valores más que en la parte baja de la misma que es cuando los momentos no pueden ser absorbidos con solo la compresión del hormigón y debe reforzarse este con acero.

En general no interesa deber armar las secciones a compresión pues las cuantías de acero por m^3 de hormigón son muy altas y encarecen la estructura de forma excesiva.

Supongamos una viga de 70 x 30 que debe de soportar un momento de 18 T x m en el vano y de 30 T x m en el apoyo en este caso la capacidad de la sección central es de $A_{fyd} = 52$ T. valor obtenido directamente. Para el apoyo debemos armar en los dos bordes de la viga en la parte de tracción con una capacidad $A_{fyd} = 96$ T y en la de compresión con $A'_{fyd} = 10$ T al ser este valor en general pequeño a veces queda absorbido por las armaduras de montaje.

Para utilizar la columna de la izquierda debe de operarse como se ha explicado en las losas (2.5.2.) tomando la precaución de dividir el momento por el ancho y la cuantía multiplicarla por el mismo valor.

Al deber dimensionar una sección a flexión podemos encontrarnos con varios casos.

- a) Conocer el momento y no tener fijadas las dimensiones de la sección.

b) Conocer el momento y las dos dimensiones.

c) Conocer las dimensiones y armadura y deber calcular cual es el momento que pueden soportar.

En el caso a y siempre que no tengamos limitación de canto se debe de buscar una tabla que no precise armadura de compresión y a ser posible que el valor del momento esté en el tercio central de la tabla.

En el caso b se debe de dimensionar como se ha indicado en los párrafos anteriores ya sea con lectura directa o diferida.

Para el caso c se precisa utilizar la tabla de forma inversa a la expuesta hasta aquí es decir se debe de buscar la cuantía mecánica a tracción de las armaduras conocidas y entrar por la columna de $Afyd$ obteniéndose así el momento de forma directa o diferida según el abaco utilizado.

2.5.3.3.- Secciones Rectangulares sometidas a Flexión o Compresión compuesta. (Fig. 16)

Este diagrama de curvas está confeccionado para obtener las capacidades mecánicas de los elementos sometidos a compresión o a compresión más momento que es el caso de la mayor parte de pilares o soportes de estructuras.

En este tipo de dimensionado debido a que el esfuerzo principal suele ser de compresión no se distingue entre la armadura de tracción y compresión sino que el armado es el mismo en las dos caras.

Esto no significa que en algún caso debido a un momento grande en relación de la carga vertical las armaduras trabajen a tracción y compresión en los lados opuestos.

La razón principal para que la armadura de los pilares sea simétrica respecto a uno de los ejes es para evitar posibles errores de colocación en obra. Al igual que el abaco a flexión disponemos de cuatro casos en cada diagrama. Tres para anchos definidos y el cuarto para ancho cualquiera.

Para utilizar estos diagramas si se trata de dimensionar una sección de dimensiones conocidas y solicitaciones dadas. Ejemplo.

$$a = 45, \quad b = 30, \quad M_A = 6 \text{ T x m}, \quad N = 58 \text{ T}$$

para existir el ancho b en la tabla buscamos el valor 58 en la escala horizontal, al mismo tiempo buscamos 6 en la escala vertical. En el punto de intersección con las curvas de capacidades vemos que el valor de la capacidad relativa $Afyb/b = 88 \text{ T}$ para conocer el valor de la capacidad absoluta multiplicando este valor por b en este caso $Afyb = U = 26,4 \text{ T}$. Esta es la capacidad que se debe de disponer en cada cara según indica el croquis de la Fig. 16.

Cuando se trate de una anchura no prevista. Se debe de entrar en la escala superior con los valores del momento y carga axial divididos por b y para hallar U se actua como el caso anterior. Ejemplo.

$$a = 45, \quad b = 35, \quad M_A = 7 \text{ T x m}, \quad N = 75$$

$$\frac{M_A}{b} = \frac{7}{0,35} = 20 \text{ T x m}, \quad \frac{N}{b} = \frac{75}{0,35} = 214,3 \text{ T}.$$

Buscando la intersección de estos valores en la curva se obtiene :

$$Afyd/b = 100 \longrightarrow U = 35 \text{ T}.$$

Si se tiene un elemento que esta solicitado únicamente compre - sión de acuerdo con la norma debe considerarse una excentricidad de carga según el mayor de los valores siguientes: $e = 2,6 \text{ h}/20$, el momento producido por esta excentricidad $M = N \times e$, está considerado en la línea diagonal de la parte inferior del gráfico.

Como ejemplo de este caso. Supongamos un pilar de 45×45 cargado con 130 T. obtenemos una capacidad mecánica de $Afyd/b = 90 \text{ T}$ -- $U = 90 \times 0,45 = 40,5 \text{ T}$.

2.5.4.- Abacos adimensionales.

Estos abacos permiten el cálculo de los mismos datos de los dimen

sionales pero se pueden utilizar para dimensiones cualesquiera y resistencias de los materiales en unos márgenes determinados.

Son necesarios al precisar dimensionar elementos que no se encuentran en las tablas dimensionales expuestas en el apartado 2.5.3.

Su utilización es algo más compleja y a diferencia de los dimensionales, se deben de introducir los coeficientes de seguridad en los cálculos de forma manual cosa que no ocurría con los dimensionales. Esto es un error fácil de cometer si se trabaja con los dos tipos de tablas simultáneamente.

2.5.4.1.- Secciones rectangulares sometidas a flexión (Fig. 17)

Este abaco tiene la misma función que el de la Fig. 15 y la forma de usarla es como sigue.

Para iniciar el cálculo debemos hallar el valor de μ (momento reducido) y a través de este interceptar la línea del gráfico y hallar ω (cuantía mecánica) de cuya igualdad podemos despejar Af_yd (capacidad mecánica).

Busquemos el mismo ejemplo que en 2.5.3.2. para comprobar los resultados.

$$d = 0,66 \text{ m.}, \quad b = 0,3 \text{ m.}, \quad M = 18 \text{ T x m.}, \quad f_{ck} = 150 \text{ kg/cm}^2 \\ \gamma_c = 1,5; \quad \gamma_f = 1,6; \quad = 1.500 \text{ T/m}^2.$$

Partiendo de estos valores y según la Nomenclatura de (2.5.2) -- sustituimos en las fórmulas siguientes.

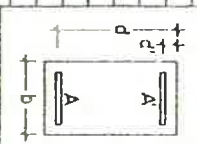
$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}; \quad \omega = \frac{A f_y d}{b \cdot d \cdot f_{cd}}$$

Antes de operar recuérdese que todos los valores deben de expresarse en las mismas unidades.

Longitud = metros.

Fuerza = toneladas.

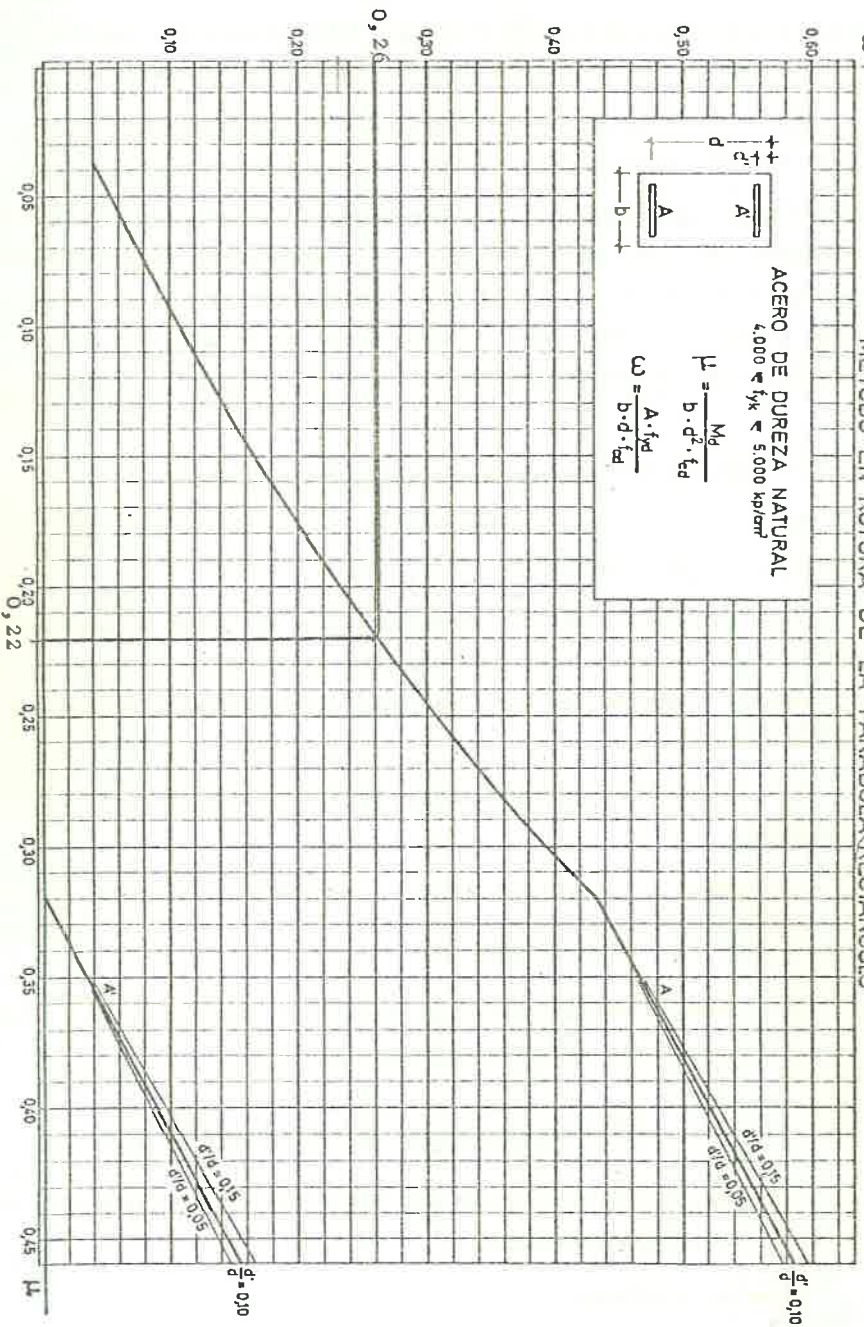
SECCIONES RECTANGULARES SOMETIDAS A FLEXION
METODO EN ROTURA DE LA PARABOLA-RECTANGULO



ACERO DE DUREZA NATURAL
 $f_y \leq 4,000$ $f_x \leq 5,000$ kp/cm^2

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot \epsilon_d}$$

$$\omega = \frac{A \cdot f_y d}{b \cdot d^2 \cdot \epsilon_d}$$



Substituyendo.

$$\left. \begin{aligned} M_d &= M \gamma_f = 18 \times 1,6 = 28,8 \text{ T x m} \\ f_{cd} &= \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{1.500}{1,5} = 1.000 \text{ T/m}^2 \end{aligned} \right\} \mu = \frac{28,8}{0,3 \cdot 0,66^2 \cdot 1.000} = 0,22$$

$$d = 0,66 \text{ m.}$$

Buscando en la tabla con $\mu = 0,22$ se halla $\omega = 0,26$.

Despejando.

$$A_{fyd} = 0,26 \times 0,3 \times 0,66 \times 1.000 = 51,48 \text{ T.}$$

que como vemos es equivalente del 52 que se ha obtenido en el ejemplo citado.

Cuando $\mu > 0,32$ la vertical corta dos curvas siendo la inferior el valor de la capacidad mecánica a compresión y la superior a tracción.

2.5.4.2.- Secciones rectangulares sometidas a flexión o compresión compuesta (Fig. 18)

Son abacos con la misma función que el apartado anterior y -- sirven para valores que no se hallan en las tablas o disposición -- de armaduras distintas de las convencionales.

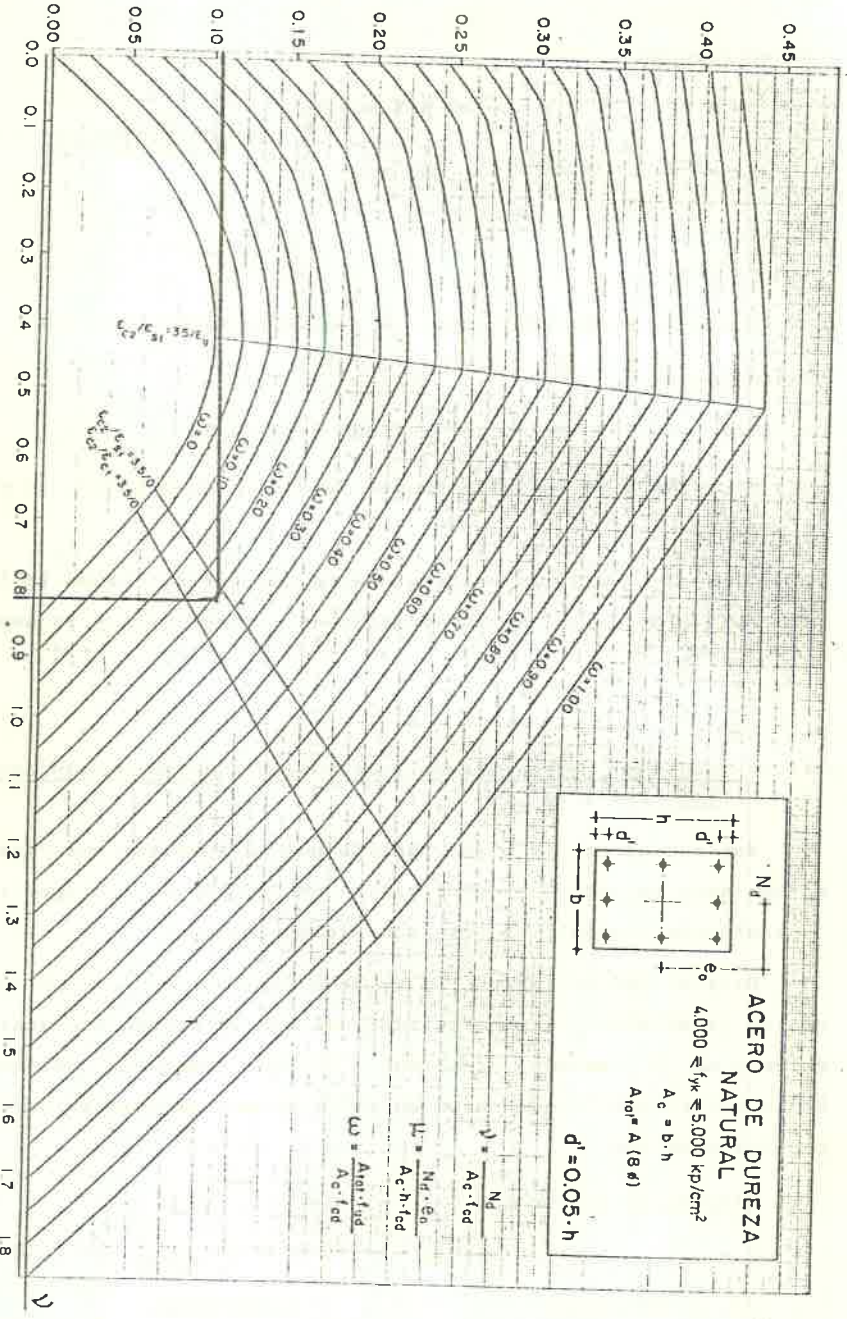
Para el uso de las tablas se debe empezar por conocer los datos de la sección y las solicitaciones que la atacan y buscar los valores de μ (momento reducido) y ν (axial reducido) que nos permitan hallar por intersección en valor de ω y la correspondiente capacidad mecánica.

Supongamos el ejemplo.

$$\begin{array}{llll} h = 0,6, & b = 0,4, & M = 12 \text{ T x m}, & N = 150 \text{ T} \\ & & & \gamma_f = 1,6 \\ f_{yb} = 200 \text{ kg/cm}^2. & & 2.000 \text{ T/m}^2. & \gamma_c = 1,5 \end{array}$$

11

DIAGRAMAS DE INTERACCION ADIMENSIONALES



Observese que la tabla usada indica $d' = 0,05 h$. que nos indica que el recubrimiento de la armadura es del 5% del canto existen otros abacos para recubrimientos del 10% y 15%.

Empezamos calculando μ y ν siendo.

$$\mu = \frac{N_d \cdot e_o}{A_c \cdot h \cdot fcd} \quad \text{y} \quad \nu = \frac{N_d}{A_c \cdot fcd}$$

$$N_d = N \times \gamma_f = 150 \times 1,6 = 240 \text{ T}$$

$$A_c = h \times b = 0,6 \times 0,4 = 0,24 \text{ m}^2.$$

$$fcd = fck \times \frac{0,9}{c} = 2.000 \times \frac{0,9}{1,5} = 1.200 \text{ T/m}^2.$$

el coeficiente 0,9 indica la reducción del 10% de la resistencia del hormigón, aparte del γ_c , en concepto de hormigonado vertical.

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{12}{150} = 0,08 \text{ (excentricidad relativa)}$$

Sustituyendo.

$$\mu = \frac{240 \times 0,08}{0,24 \times 0,6 \times 1.200} = 0,11$$

$$\nu = \frac{240}{0,24 \times 1.200} = 0,83$$

Introduciendo estos valores en el gráfico en el punto de intersección obtenemos $\omega = 0,24$.

Siendo.

$$\omega = \frac{A_{tot} \cdot f_{yd}}{A_c \cdot fcd} = \frac{A_{tot} \cdot f_{yd}}{0,24 \times 1.200} = 0,24.$$

Despejando.

$$A_{tot} \cdot f_{yd} = 0,24 \times 0,24 \times 1.200 = 69 \text{ T}.$$

Este valor es la capacidad precisa entre los ocho puntos del esquema de la Fig. 18 debiéndose dimensionar con ocho diámetros o multiples de ocho (16 ó 24) no debiendo pasarse de 3 diámetros concentrados en el mismo punto.

Del mismo modo como se ha operado en este caso se debe de hacer para utilizar las demás tablas que existen en el libro. Estas tablas son :

- Secciones rectangulares en cajón (útiles para núcleos centrales de edificios o cajas de ascensores).
- Secciones circulares (para pilares de este tipo útiles en parkings o plantas bajas por razones estéticas).
- Secciones anulares (en caso de chimeneas o postes especiales).

2.5.5.- Cortantes

El cortante es un esfuerzo que actúa de forma perpendicular al eje longitudinal de los elementos estructurales y existe en la totalidad de los casos.

De forma intuitiva en el caso de vigas isoestáticas o hiperestáticas de tramos iguales es sensiblemente igual a la reacción que aporta cada tramo al apoyo y de forma aproximada según la Fig. 19 sería.

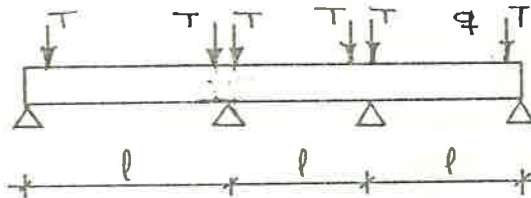


Fig. 19

$T = \frac{q \times l}{2}$ este valor varía con el reparto de momentos de Cross tal como se indicó en el capítulo VI y en particular en los tramos penúltimos.

Ahora suponemos conocido el valor de V. Una sección de hormigón armado neutraliza el esfuerzo cortante mediante el hormigón, las barras a 90° (estribos) y las barras inclinadas en general a 45°.

La forma de calcular el cortante es la siguiente partiendo de un valor T se debe de mayorar por γ_f siendo el valor de cálculo

$$V_d = T \times \gamma_f$$

este valor debe de ser menor que la suma del cortante absorbido por el hormigón (V_{cu}) y el absorbido por el acero (V_{su})

$$V_d \leq V_{cu} + V_{su}$$

Contribución Hormigón

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b \cdot d$$

siendo

$$f_{vd} = 0,5 \sqrt{f_{cd}} = \text{resistencia del hormigón a cortante.}$$

b y d = dimensiones de la sección de hormigón.

Contribución Acero

Barras a 90°

$$V_{su} = \frac{0,9 d}{s} A_{90} \cdot f_{yd 90}$$

s = separación entre estribos o barras a 45°

d = canto

Barras a 45°

$$V_{su} = \frac{0,9 d}{s} \sqrt{2} A_{45} \cdot f_{yd 45}$$

Como vemos a igualdad de sección las barras a 45° son un 41% más eficaces que los estribos a 90°. Aunque para valores de cortante moderados no suelen levantarse barras a 45° por el mayor trabajo de ferralla y que si bien la sección teórica es menor al estar las barras dispuestas de forma inclinada y sumando la longitud de anclaje esta ventaja queda rapidamente anulada.

2.5.5.1.- Cálculo Jácenas

La desigualdad $V_d < V_{cu} + V_{su}$ debe de cumplir además que el cortante máximo no supere un valor máximo pues la sección de hormigón puede fallar por agotamiento del alma a compresión debiendo cum

plirse

$V_d \leq 5 f_{vd} b d = 5 V_{cu}$ es decir no ser mayor que 5 veces lo que soporte a cortante el hormigón solo.

Cuando V_{su} se dimensione con armadura a 90° y 45° en partes iguales este valor puede aumentarse en un 40% resultando

$$N_d \leq 7 V_{cu} = V_{cu} + V_{su} 45 + V_{su} 90$$

cumpliéndose al mismo tiempo.

$$V_{su} 45 \leq 3 V_{cu}$$

$$V_{su} 45 = V_{su} 90$$

$$V_{su} 90 \leq 3 V_{cu}$$

Para el cálculo de las barras de cortante a partir de las capacidades f_{yd} se pueden utilizar las tablas de cortante como la de la fig. 20 y 21 (para acero 4.600) siendo la primera para estribos a 90° y la segunda Barras 45° en las que entrando con la capacidad mecánica U obtenemos para el diámetro y la separación entre estribos.

En estas tablas $\frac{s}{h}$ es la relación entre la separación entre estribos y el canto de la h jacena luego para hallar S debemos multiplicar dicha relación por h .

Los valores de las tablas son las capacidades mecánicas de los estribos o barras a 45° en Toneladas.

Para entrar en estas tablas se debe de venir con los valores de cortante ya mayorados.

Como ejemplo aclarativo del cálculo del cortante supongamos

$$d = 80 \text{ cm. ; } b = 40 \text{ V} = 38 \text{ T } f_{ck} = 150 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f_{yk} = 4.600 \text{ kg/cm}^2; \gamma_a = 1,1 \quad \gamma_f = 1,6 \quad \gamma_c = 1,5$$

operando

$$f_{vd} = 0,5 \sqrt{f_{ck} / \gamma_c} = 0,5 \sqrt{\frac{150}{1,5}} = 5 \text{ kg/cm}^2.$$

$$V_d = 38 \times 16 \approx 61 \text{ T}$$

$$V_{cu} = f_{vd} \times b \times d = 5 \times 40 \times 80 = 16.000 \text{ kg.} = 16T$$

$$V_d \leq V_{cu} + V_{su} = 16 + V_{su}$$

$$V_{su} \geq 61 - 16 = 45 T$$

utilizando la tabla 20 vemos que precisamos 2 ramas ϕ 12 a con una relación $\frac{S}{h} = 0,15$ $h = 0,12 \text{ cm.}$ δ
 4 ramas ϕ 10 a con una relación $\frac{S}{h} = 0,25$ $h = 20 \text{ cm.}$

Es aconsejable utilizar la solución segunda por razones de ferrallaje pues el ϕ 12 es más difícil de manipular y además con 4 ramas los esfuerzos quedan mejor distribuidos en el seno de la viga.

$\frac{S}{h}$	2 ϕ 8	2 ϕ 9	2 ϕ 10	2 ϕ 12
0,10	20,358	36,191	56,549	81,430
0,15	13,572	24,127	37,699	54,287
0,20	10,179	18,096	28,274	40,715
0,25	8,143	14,478	22,619	32,572
0,30	6,786	12,064	18,850	27,143
0,35	5,816	10,340	16,157	23,266
0,40	5,099	9,048	14,137	20,358
0,45	4,524	8,042	12,566	18,096
0,50	4,072	7,238	11,310	16,286
0,55	3,701	6,580	10,282	14,805
0,60	3,393	6,032	9,425	13,572
0,65	3,132	5,568	8,700	12,528
0,70	2,908	5,170	8,078	11,633
0,75	2,714	4,825	7,540	10,857
0,80	2,545	4,524	7,069	10,179
0,85	2,395	4,258	6,653	9,580

Acero
4600

ESTRIBO 902

fig 20

s en mm.

$\frac{s}{h}$	8	10	12	14	16	18	20	25	32	40
0,10	15,049	26,754	41,803	60,197	81,935	07,017	167,214	281,168	428,067	668,855
0,15	10,033	17,836	27,869	40,131	54,623	71,345	111,476	174,111	285,378	445,904
0,20	7,525	13,377	20,902	30,098	40,967	53,508	83,607	130,583	214,034	334,428
0,25	6,020	10,702	18,721	24,079	32,774	42,807	66,886	104,467	171,227	267,542
0,30	5,016	8,918	13,934	20,068	27,312	35,672	55,738	87,055	142,689	222,952
0,35	4,300	7,844	11,944	17,199	23,410	30,576	47,775	74,619	122,305	191,102
0,40	3,762	6,689	10,451	15,049	20,484	26,754	41,803	65,292	107,017	167,214
0,45	3,344	5,945	9,290	13,377	18,208	23,782	37,159	58,037	95,126	148,635
0,50	3,010	5,351	8,361	12,039	16,387	21,403	33,443	52,233	85,613	133,771
0,55	2,736	4,864	7,601	10,945	14,897	19,458	30,493	47,485	77,830	121,610
0,60	2,508	4,459	6,967	10,033	13,656	17,836	27,869	43,528	71,345	111,476
0,65	2,315	4,116	6,431	9,261	12,605	16,464	25,725	40,179	65,857	102,901
0,70	2,150	3,822	5,972	8,600	11,705	15,288	23,888	37,309	61,152	95,551
0,75	2,007	3,567	5,574	8,026	10,925	14,269	22,295	34,822	57,076	89,181
0,80	1,881	3,344	5,225	7,525	10,242	13,377	20,902	32,646	53,508	83,607
0,85	1,770	3,148	4,918	7,082	9,639	12,590	19,672	30,725	50,361	78,689
0,90	1,672	2,973	4,645	6,689	9,104	11,891	18,579	29,018	47,563	74,317
0,95	1,584	2,816	4,400	6,337	8,625	11,265	17,601	27,491	45,080	70,406
1,00	1,505	2,675	4,180	6,020	8,193	10,702	16,721	26,117	42,807	66,886
1,05	1,433	2,548	3,981	5,733	7,803	10,192	15,925	24,873	40,768	63,701
1,10	1,368	2,432	3,800	5,472	7,449	9,729	15,201	23,742	38,915	60,805
1,15	1,309	2,326	3,635	5,235	7,125	9,306	14,540	22,710	37,223	58,161
1,20	1,254	2,230	3,484	5,016	6,828	8,918	13,934	21,764	35,672	55,738
1,25	1,204	2,140	3,344	4,816	6,555	8,561	13,377	20,893	34,245	53,508
1,30	1,158	2,058	3,216	4,631	6,303	8,232	12,863	20,090	32,928	51,450
1,35	1,115	1,982	3,097	4,459	6,069	7,927	12,385	19,346	31,709	49,545
1,40	1,075	1,911	2,986	4,300	5,852	7,644	11,944	18,655	30,576	47,775
1,45	1,038	1,845	2,883	4,152	5,651	7,380	11,532	18,011	29,522	46,128
1,50	1,003	1,784	2,787	4,013	5,462	7,134	11,148	17,411	28,538	44,590

BARRAS 452

fig 21

A pesar de que el cálculo técnico indique que con el hormigón es suficiente para contrarrestar V_d debe colocarse como mínimo estribos a la distancia de $0,85 d$ según la fig. 22 y de diámetro 6ϕ como mínimo.

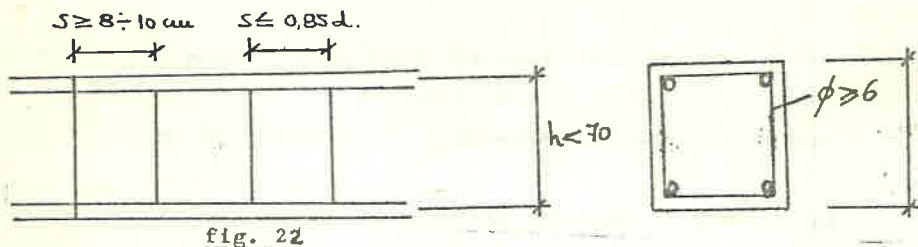


fig. 22

Por esta misma razón es imprescindible que en cualquier sección de hormigón se dispongan como mínimo 4 barras dispuestas una en cada esquina como armadura de montaje.

Como contrapartida la separación mínima entre estribos no debe de ser menor de $8 \div 10 \text{ cm}$. fig. 22 pues existen también problemas de ferrallado y hormigonado. Cuando nos encontremos en este caso se debe incrementar el diámetro o el número de ramas, para obtener las mismas capacidades mecánicas con estribos más distanciados.

Quando el canto sea mayor de 70 cm . (fig 23) además del mínimo anterior se debe de disponer independientemente de la armadura longitudinal principal una armadura de piel que consiste en unas barras longitudinales, que no estarán separadas más de 35 cm . entre si para evitar la fisuración del hormigón en esta zona.

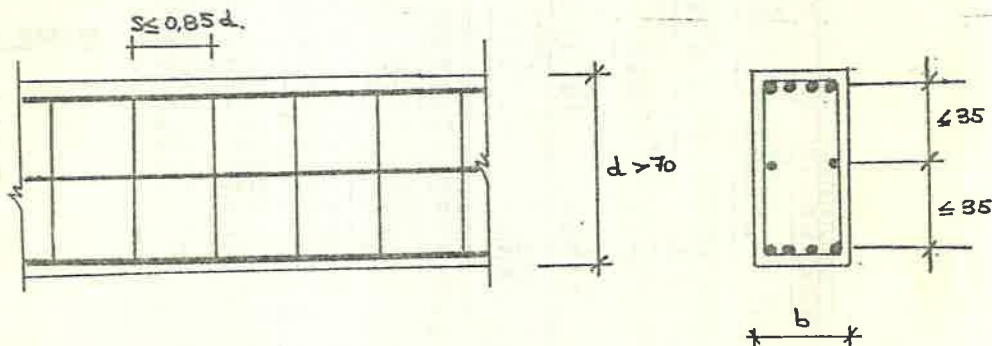


FIG. 23

Si trabajamos con las llamadas jácenas planas o con anchos superiores a 70 cm. es aconsejable colocar otro ramo de estribo quedando estas a 30 cm. como máximo (Fig. 24).

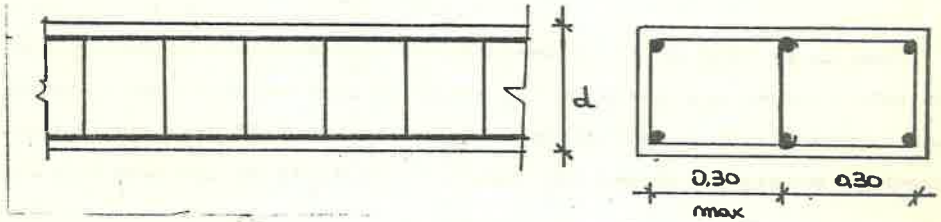


fig 24

2.5.6.3. - Estribado soportes (pilares)

En los pilares los esfuerzos cortantes suelen ser despreciables con respecto a las demás solicitaciones pero existen otras razones que nos obligan a colocar estas armaduras.

La función de los estribos en soportes es fundamentalmente el evitar el pandeo de las barras de acero que trabajan a compresión además de esta función contribuyen a la resistencia del hormigón por el efecto de zunchado que evita la rotura por deslizamiento como efecto secundario absorbe el posible cortante que existiera.

Para calcular los estribos en soportes debemos comprobar las siguientes desigualdades. fig. 25.

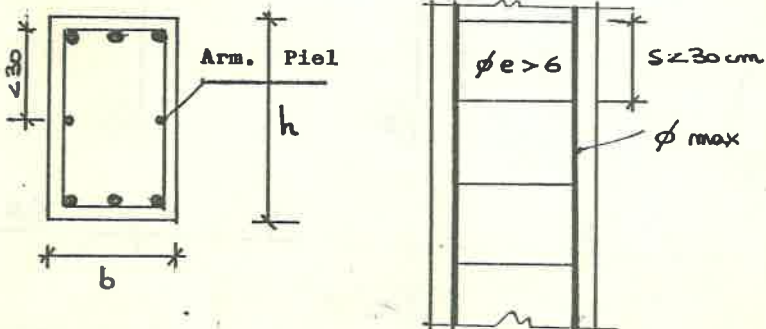


Fig. 25

siendo

S = separación entre cercos.

b = lado menor de la sección.

ϕ min = diámetro menor de las armaduras resistentes

ϕ máx = diámetro mayor de las armaduras resistentes

ϕ_e = diámetro del estribo.

Como en el caso de las jácenas existe una armadura de piel y que debe colocarse en las caras de los soportes mayores de 45 cm. y siempre que no las llevan ya por cálculo, armaduras de ϕ 12 para que no queden espacios mayores a 30 cm. sin armar en las caras de los soportes fig 25.

3. Ejemplo Hormigón Armado. fig. 26

Como complemento a los conocimientos hasta aquí expuestos y tomando los datos obtenidos en el capítulo de solicitaciones vamos a dimensionar el primer piso y los pilares de la planta baja.

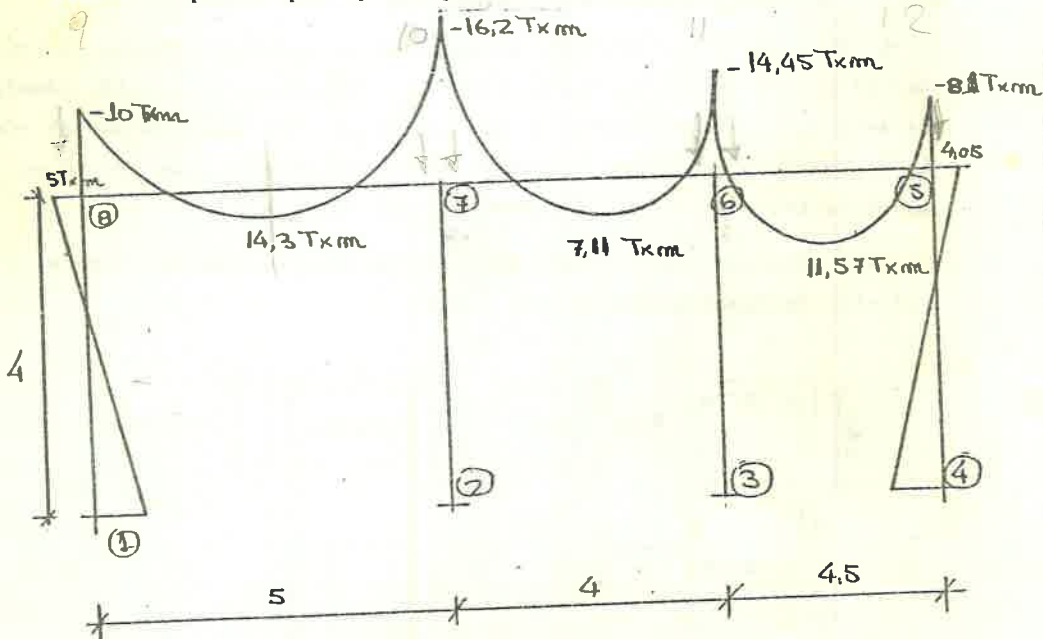


Fig. 26

Como dato de partida debemos de fijar las características de los materiales y los coeficientes de seguridad que utilizaremos en toda la es-

estructura. Supongamos para este ejemplo los siguientes

$$f_{yk} = 5.000 \text{ kg/cm}^2 ; \gamma_f = 1,6$$

$$f_{ck} = 175 \text{ kg/cm}^2 ; \gamma_c = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,1$$

10-25-25
5-25-125

3.1. - Solicitaciones

De los datos obtenidos nos faltan los cortantes y las cargas axiales de los pilares; para ello usaremos las fórmulas del 353 del Capítulo VI.

Para ello precisamos conocer las cargas por metro lineal a que están sometidas las plantas. En este caso la planta superior soporta una $q_2 = 5 \text{ T/ml}$. y la inferior que estamos dimensionando una $q_1 = 8 \text{ T/ml}$.

3.1.1. - Jácnenas

Tramo 8.7.

$$M_8 = 10 \text{ Txm}$$

$$M_{87} = 14,7 \text{ Txm}$$

$$M_7 = 16,2 \text{ Txm}$$

recado del diseñador
Capit

$$V_{87} = \frac{q_1 l}{2} = \frac{8 \times 5}{2} = 20 \text{ T}$$

$$V_{78} = 1,15 \frac{q_1 l}{2} = 1,15 \times \frac{8 \times 5}{2} = 23 \text{ T}$$

Tramo 7.6.

$$M_7 = 16,2 \text{ Txm}$$

$$M_{76} = 7,11 \text{ Txm}$$

$$M_6 = 14,45 \text{ Txm}$$

$$V_{76} = \frac{q_1 l}{2} = \frac{8 \times 4}{2} = 16 \text{ T} = V_{67}$$

Tramo 6.5.

$$M_6 = 14,45 \text{ Txm}$$

$$M_{65} = 11,57 \text{ Txm}$$

$$M_5 = 8,1 \text{ Txm}$$

$$V_{65} = 1,15 \frac{q_1}{2} = 1,15 \times \frac{8 \times 4,5}{2} = 20,7 \text{ T}$$

$$V_{56} = \frac{q_1}{2} = \frac{8 \times 4,5}{2} = 18 \text{ T}$$

3.1.2. - Soportes

Tramo 8.1.

$$N_{81} = V_{910} + V_{87} = \frac{q \times l}{2} + 20 = 32,5 \text{ T}$$

$$M_{81} = 5 \text{ Txm}$$

Tramo 7.2

$$N_{72} = V_{109} + V_{10.11} + V_{78} + V_{76} =$$
$$= 1,15 \times \frac{5 \times 5}{2} + \frac{5 \times 4}{2} + 23 + 16 = 63,4 \text{ T}$$

$$M_{72} = 0$$

Tramo 6.3.

$$N_{63} = V_{1110} + V_{1112} + V_{6-7} + V_{65} =$$
$$= \frac{5 \times 4}{2} + 1,15 \times \frac{5 \times 4,5}{2} + 16 + 20,7 = 57,6 \text{ T}$$

$$M_{63} = 0$$

Tramo 5.4

$$N_{54} = V_{12\ 11} + V_{5\ 6} = \frac{5 \times 4,5}{2} + 18 = 29,3 \text{ T}$$

$$M_{54} = 4,05 \text{ Tm}$$

3.2. Predimensionado (flexión)

Un conjunto de jácenas que deben de construirse de forma continua no pueden dimensionarse independientemente sin pensar en los elementos colindantes. Es muy importante el uniformar, dentro de lo posible, los diámetros y que las armaduras de montaje sean las mismas.

Esto permite colocar a todo lo largo el mismo armado suplementando luego con la armadura de refuerzo en unas zonas determinadas.

3.2.1. - Dimensiones sección

Para fijar las dimensiones de las secciones debemos ver si en el cálculo de las solicitaciones se fijarán unas en el predimensionado para intentar respetarlas. En caso de desconocerlas o no existir se toma el momento más desfavorable del Tramo de vigas continuas en este caso 16,2 Tm y ubuscamos en las tablas de $f_{ck} = 175$ una en que este valor este en la zona de compresión si queremos trabajar con un canto muy reducido o fuera de ella en el tercio central si no es importante el canto de la viga. En el primer caso tomaríamos unas dimensiones de 45 x 30 y en el segundo 60 x 25 como vemos en los abacos de la fig. 27 y 28.

Supongamos que por razones constructivas el canto debe de ser lo menor posible y vamos a dimensionar con 45 x 30.

3.2.2. - Momentos Negativos (apoyos)

A partir de los momentos buscamos las capacidades mecánicas.

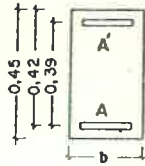
$$M_8 = 10 \text{ Tm} \longrightarrow A_8 f_{yd} = 47 \text{ T} ; \quad A'_8 f_{yd} = 0$$

SECCIONES RECTANGULARES
SOMETIDAS A FLEXION

(Entrese con M sin mayorar)
Seguridad adoptada: $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_f = 1,6$
Unidades: 1 t \approx 10 kN; 1 kp/cm² \approx 0,1 N/mm²

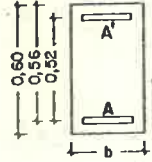
ACEROS DE DUREZA NATURAL
 $f_{yk} \approx 5.000$ kp/cm²
HORMIGON: $f_{ck} = 175$ kp/cm²

$h = 0,45$ m.



ACEROS DE DUREZA NATURAL
 $f_{yk} \approx 5.000$ kp/cm²
HORMIGON: $f_{ck} = 175$ kp/cm²

$h = 0,60$ m.



$b = 0,25$ m.



Fig. 27

$b = 0,30$ m.



$b = 0,25$ m.

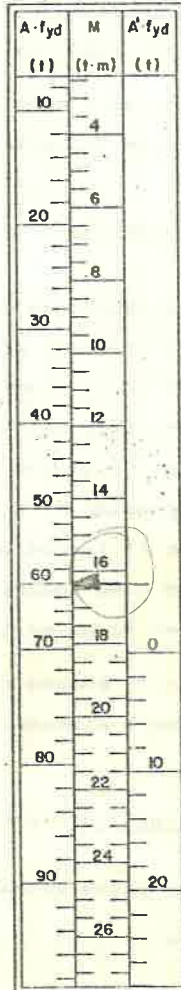
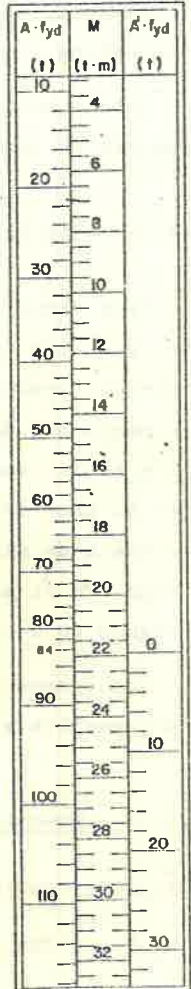


Fig. 28

$b = 0,30$ m.



$$M_7 = 16,2 \text{ T x m} \longrightarrow A_7 f_{yd} = 79 \text{ T}, \quad \underline{A_7' f_{yd} = 16 \text{ T}}$$

$$M_6 = 14,45 \longrightarrow A_6 f_{yd} = 72 \text{ T}, \quad A_6' f_{yd} = 8,5 \text{ T}$$

$$M_5 = 8,1 \longrightarrow A_5 f_{yd} = 36 \text{ T}, \quad A_5' f_{yd} = 0$$

Observemos que para una anchura de 30 cm. no son aconsejables más de $5 \div 6$ diámetros pues podrían haber problemas en el hormigonado.

Hemos de considerar dos diámetros pasantes a todo lo largo de la parte superior. Supongamos que son 2 \emptyset 14 que tienen una capacidad según la tabla de la Fig. 29 de $f_{yd} = 14 \text{ T}$.

VALORES DE LA CAPACIDAD MECANICA EN TONELADAS SEGUN NUMERO DE BARRAS.
Trabajando a tracción ($U = A \cdot \sigma_u$)

DENOMINACION	Sección útil A en cm ²	1	2	3	4	5	6	7	8	9
REA-50/6	0,283	1,285	2,570	3,856	5,141	6,426	7,711	8,996	10,282	11,567
REA-50,8	0,503	2,285	4,570	6,854	9,139	11,424	13,709	15,994	18,278	20,563
REA-50/10	0,785	3,570	7,140	10,710	14,280	17,850	21,420	24,990	28,560	32,130
REA-50/12	1,131	5,141	10,282	15,422	20,563	25,704	30,845	35,986	41,126	46,267
REA-50/14	1,539	6,997	13,994	20,992	27,989	34,986	41,983	48,980	55,977	62,975
REA-50/16	2,011	9,139	18,278	27,418	36,557	45,696	54,835	63,974	73,113	82,253
REA-50/20	3,142	14,280	28,560	42,840	57,120	71,400	85,680	99,960	114,240	128,520
REA-50/25	4,909	22,312	44,625	66,937	89,250	111,562	133,875	156,187	178,500	200,812
REA-50/32	8,042	36,557	73,113	109,670	146,227	182,784	219,340	255,897	292,454	329,010
REA-50/40	12,568	57,120	114,240	171,360	228,479	285,599	342,719	399,839	456,959	514,079

Resistencia minorada $\sigma_a = \frac{\sigma_u}{\gamma_a} = \frac{5.000}{1,1} = 4.545,45 \text{ Kg/cm}^2$

Fig. 29

Luego para hallar el armado de los apoyos debemos hallar cual es la cuantía residual para obtener el total.

$$A_8 f_{yd} - 14 = 33 \text{ T} \longrightarrow 4 \emptyset 16 \quad + \quad 2 \emptyset 14$$

$$A_7 f_{yd} - 14 = 65 \text{ T} \longrightarrow 3 \emptyset 25 \text{ ó } 4 \emptyset 20 \quad + \quad 2 \emptyset 14$$

$$A_6 f_{yd} - 14 = 58 \text{ T} \longrightarrow 3 \emptyset 25 \text{ ó } 4 \emptyset 20 \quad + \quad 2 \emptyset 14$$

$$A_5 f_{yd} - 14 = 22 \text{ T} \longrightarrow 3 \emptyset 16 \quad + \quad 2 \emptyset 14$$

El armado de las capacidades a compresión se harán una vez dimensionados los momentos de los vanos por utilizarse esta misma armadura si es suficiente para contrarestar este momento.

3.2.3.- Momentos Positivos (Vanos)

Buscamos las capacidades mecánicas de los momentos.

$$M_{87} = 14,3 \text{ T x m} \longrightarrow A_{87}^{fyd} = 71 \text{ T}, \quad A_{87}^{fyd} = 8 \text{ T}$$

$$M_{76} = 7,11 \text{ T x m} \longrightarrow A_{76}^{fyd} = 31 \text{ T}, \quad A_{76}^{fyd} = 0$$

$$M_{65} = 11,57 \text{ T x m} \longrightarrow A_{65}^{fyd} = 57 \text{ T}, \quad A_{65}^{fyd} = 0$$

En este caso también disponemos 2 \emptyset 14 como armadura de montaje resultando como capacidad residual.

$$A_{87}^{fyd} - 14 = 57 \text{ T} \longrightarrow 4 \emptyset 20 \quad + 2 \emptyset 14$$

$$A_{76}^{fyd} - 14 = 17 \text{ T} \longrightarrow 2 \emptyset 20 \quad + 2 \emptyset 14$$

$$A_{65}^{fyd} - 14 = 43 \text{ T} \longrightarrow 3 \emptyset 20 \quad + 2 \emptyset 14$$

Respecto a las cuantías a compresión vemos que respecto al punto 7 se precisa de 16 T que representan 3 \emptyset 14 como mínimo de los cuales ya existen 2 por montaje y el otro esté compensado por la cuantía del resto de la armadura. De igual forma queda absorbido el esfuerzo del punto 6. Para la compresión del centro del vano 8.7 se precisan 2 \emptyset 14 que los tenemos también de montaje en la parte superior. Luego no es preciso añadir ninguna armadura para compresión pues se ha comprobado que las existentes son suficientes.

3.3.- Dimensionado Cortantes

De acuerdo con la fórmula del cortante

$$V_d < V_{cu} + V_{su}$$

$$V_{su} = f_{yd} \times b \times h$$

$$V_{su} = \frac{99 \times \sqrt{2}}{5}$$

vemos que el valor de V_{cu} es el mismo para todo el tramo de viga.

$$f_{vd} = 0,5 \sqrt{f_{ck}/1,5} = 0,5 \sqrt{\frac{175}{1,5}} = 5,4 \text{ kg/cm}^2.$$

$$V_{cu} = f_{vd} \times h \times b = 5,4 \times 45 \times 30 = 7,300 \text{ kg} = 7,3 \text{ T.}$$

Luego el valor máximo que podrá tener el cortante sin barras a 45º será :

$$V_{cu} = 7,3 \times 5 = 36,5 \text{ T.}$$

$V_d \leq 5 V_{cu}$

El esfuerzo cortante solo se suele comprobar en los apoyos de las vigas pero en la realidad este es decreciente pudiendo en teoría ir - decaendo las separaciones entre estribos conforme nos acercamos al centro de la viga, lugar en que el valor del cortante se anula.

Veamos el cálculo de cada tramo.

a) Tramo 8.7

$$V_{87} = 20 \text{ T,} \longrightarrow V_{d87} = 32 \text{ T}$$

(20 x 1,6)

$$V_{78} = 23 \text{ T,} \longrightarrow V_{d78} = 36,8 \text{ T}$$

De acuerdo con las fórmulas expuestas y la tabla Fig. 30 operamos

$$\sigma = 4.000 \text{ Kg/cm}^2$$

t = distancia entre dos estribos consecutivos)

t/h	2 Ø8	2 Ø8	2 Ø10	2 Ø12
0,10	20,358	36,191	56,549	81,430
0,15	13,572	24,127	(37,699)	54,287
0,20	10,179	18,096	28,274	40,715
0,25	8,143	14,476	22,619	32,572
0,30	6,786	12,064	18,850	27,143
0,35	5,816	10,340	16,157	23,268
0,40	5,089	9,048	14,137	20,358
0,45	4,524	8,042	12,566	18,096
0,50	4,072	7,238	11,310	16,288
0,55	3,701	6,580	10,282	14,805
0,60	3,393	6,032	9,425	13,572
0,65	3,132	5,568	8,700	12,528
0,70	2,908	5,170	8,078	11,633
0,75	2,714	4,825	7,540	10,857
0,80	2,545	4,524	7,069	10,179
0,85	2,395	4,258	6,653	9,580

Handwritten notes on the right side of the table:
 28,824 -> 0,15
 23,619 -> 0,25
 25,111 -> 0,25
 24,01 -> 0,23

Fig. 30

$$V_{su} \geq V_d - V_{cu}$$

$$V_{su87} \geq 32 - 7,3 = 24,7 \longrightarrow 2r \text{ } \phi \text{ } 10 \text{ a } \frac{S}{h} = 0,23$$

$$V_{su78} \geq 36,8 - 7,3 = 29,5 \longrightarrow 2r \text{ } \phi \text{ } 10 \text{ a } \frac{S}{h} = 0,18$$

Valores interpolados

$$\text{siendo } h = 45 \longrightarrow \left. \begin{array}{l} t_{87} = 10 \text{ cm.} \\ t_{78} = 8,5 \text{ cm.} \end{array} \right\}$$

Estos dos valores son muy reducidos en este caso es aconsejable \emptyset 12 quedando

$$(87) \frac{S}{h} = 0,34 \longrightarrow S = 0,15 \text{ m, } 7-8 \quad \frac{S}{h} 0,28 \longrightarrow S = 0,125 \text{ m.}$$

resultando $8.7 \rightarrow 2 \text{ r } \emptyset 12 \text{ a } 15 \text{ y, } 7-8 \rightarrow 2 \text{ r } \emptyset 12 \text{ a } 12,5$

b) Tramo 7.6

$$V_{76} = V_{67} = 16 \text{ T} \longrightarrow V_d = V_{76} \times 1,6 = 25,6 \text{ T}$$

Si descontamos la contribución del hormigón queda.

$$V_{su76} \geq 25,6 - 7,3 = 18,3 \longrightarrow \text{Según tabla 30}$$

$$2 \text{ r } \emptyset 10 = 18,85 \geq 18,3 \quad \text{y} \quad \frac{S}{h} = 0,30 \longrightarrow S = 13,5 \text{ cm.}$$

resultando en ambos lados $2 \text{ r } \emptyset 10 \text{ a } 13,5$.

c) Tramo 6.5

$$\left. \begin{array}{l} V_{65} = 20,7 \longrightarrow V_{d65} = V_{65} \times \gamma_f = 33,1 \text{ T} \\ V_{56} = 18 \text{ T} \longrightarrow V_{d56} = V_{56} \times \gamma_f = 28,8 \text{ T} \end{array} \right\} \text{Descontando } V_{cu}$$

$$V_{su65} \geq 33,1 - 7,3 = 25,8 \text{ T}$$

$$V_{su56} \geq 28,8 - 7,3 = 21,5 \text{ T}$$

Según tabla 30 obtenemos

$$2 \text{ r } \emptyset 12 = 27,14 \geq 25,8 \quad \text{y} \quad \frac{S}{h} = 0,30 \longrightarrow S = 13,5 \text{ cm.}$$

$$2 \text{ r } \emptyset 12 = 23,26 \geq 21,5 \quad \text{y} \quad \frac{S}{h} = 0,35 \longrightarrow S = 16 \text{ cm.}$$

resultando.

$$65 = 2 \text{ r } \emptyset 12 \text{ a } 13,5$$

$$56 = 2 \text{ r } \emptyset 12 \text{ a } 16$$

Este dimensionado es correcto pero sería mejor que todos los estribos fueran de \emptyset 10 para lo cual se pueden reestudiar los tramos 87 y 65 de forma que en lugar de 2 ramas de estribo fueran 4 y queda-

ran todos de $\phi 10$ y además algo más distanciados.

Como ejemplo en lugar de 2 r $\phi 12$ a 15 podría ser 4 r $\phi 10$ a 20 cm. para 87 y en 78 en lugar de 2 r $\phi 12$ a 12,5 podría ser 4 r $\phi 10$ a 17 cm.

En el tramo 65 la equivalencia sería como sigue

En lugar de.

2 r $\phi 12$ a 13,5 y 2 r $\phi 12$ a 16.

se puede colocar

4 r $\phi 10$ a 20 cm. y 4 r $\phi 10$ a 22 cm.

3.4.- Disposición de las armaduras (Fig.31)

De acuerdo con los valores obtenidos vamos a indicar como representaríamos estos en un plano y las longitudes que deben tener las distintas barras

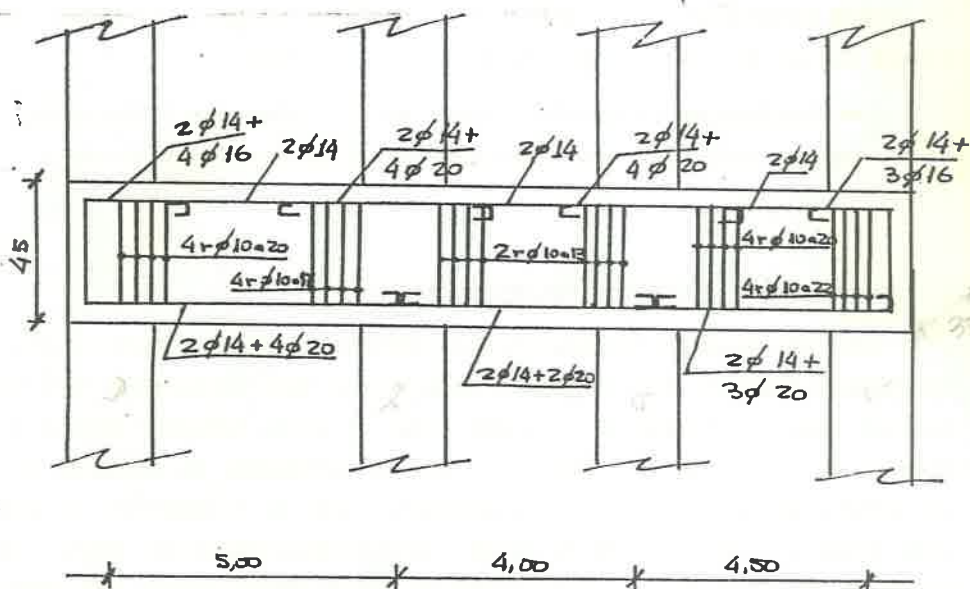
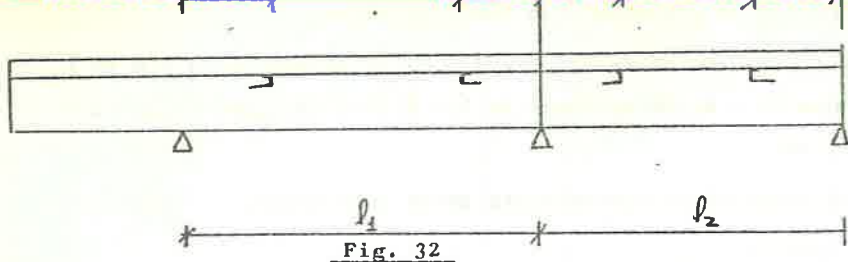


Fig. 31

Los ganchos de la Fig. 31 indica graficamente donde deben terminar las armaduras, no debiéndose en la practica curvar las armaduras pues en acero de alta adherencia no se precisan los ganchos.

La longitud de las armaduras superiores principales son según la Fig. 32.



es decir de $1/3$ de la luz de la viga en los tramos inmediatos a voladizo y de $1/4$ de la luz en el resto de tramos. Esta longitud se puede reducir a $1/5$ de la luz si se tienen datos de los momentos en 5 puntos de cada viga y tras la comprobación de los momentos a $1/5$ del apoyo.

Para las armaduras inferiores la norma exige que sean todas de la longitud total de la viga.

A la hora de hacer los solapes de las barras es importante que se haga en el centro de los vanos para las armaduras superiores y sobre los pilares para los inferiores, es decir en general en los puntos en que no hay tracción para dichas armaduras.

Los estribos en el tercio central pueden colocarse a distancia máxima que es $0,85 h$ en este caso podría ser el armado mínimo de $2 r \phi 6$ a 35 cm.

3.5.- Dimensionado Soportes (flexocompresión)

Para dimensionar los soportes no debemos en general hacer consideraciones respecto a los pilares inferiores o superiores como no sean los referentes a la sección es decir que el tramo inferior tendrá siempre medidas iguales o mayores y que la diferencia de dimensiones en los lados entre un tramo y el siguiente, superior o inferior, se procurará sea de 5 cm. y solo en casos excepcionales mayor sin pasar nunca de 10 cm. Esto obedece a la razón de que se deben doblar las armaduras y una desviación excesiva no es recomendable.

3.5.1.- Predimensionado

Al igual que para las jácenas si no existen dimensiones previas

de cálculo la forma de fijarlas es a partir de la carga axial y el momento buscar una tabla en que veamos que para los valores dados el punto de intersección quede entre las curvas centrales del Diagrama.

Es importante tener en cuenta que el pilar no sobrepase la anchura de la viga pues esto dificulta la buena transmisión de momentos entre los distintos tramos por ejemplo en este caso no es interesante un pilar de 40 x 40 sino que sería mejor uno de 30 x 50 siendo la primera dimensión coincidente con la de las jácenas. Este problema con jácenas planas o forjados reticulares desaparece pues el ancho de la jácena o capiteles siempre superior al pilar.

En este ejemplo si nos atenemos a los gráficos de la Fig. 33 y 34 de $h = 30\text{cm}$ y $h = 35\text{cm}$ respectivamente vemos que los soportes centrales y el derecho con 30 x 30 son adecuados en cambio el del extremo izquierdo que si bien tiene menor carga axial, el momento nos obliga a dimensionar con 35 x 30 siendo la primera en el sentido del momento y la otra el ancho de las jácenas.

3.5.2.- Armaduras longitudinales

Como ya se ha dicho los pilares deben de armarse simétricamente y las barras de arriba abajo no sufren variación alguna.

a) Tramo 8.1 35 x 30

$$N_{81} = 32,5 \text{ T} \quad M_{81} = 5 \text{ T x m según la tabla Fig. 34 y}$$

en la escala de $b = 30 \text{ cm}$.

$$A_{fyd}/b = 57 \text{ T} \rightarrow A_{fyd} = 57 \times 0,3 = 17,1$$

que equivale según la tabla de la Fig. 29 a 2 $\emptyset 16$ por cara lo que resulta en total 4 $\emptyset 16$.

b) Tramo 7.2 30 x 30

$$N_{72} = 63,4 \quad M_{72} = 0 \text{ según tabla Fig. 33 y en la escala}$$

de 30 cm. obtenemos.

$$A_{fyd}/b = 65 \text{ T} \rightarrow A_{fyd} = 65 \times 0,3 = 19,5 \text{ T que equivale a 3}$$

\emptyset 14 por cara resultando en total 6 \emptyset 14.

Observese que la capacidad mecánica ha quedado definida por la línea oblicua de la $e_a=2$ cm. que da la excentricidad de carga preconizada por la norma EH - 73.

c) Tramo 6.3 30 x 30

$N_{63} = 57,6$ $M_{63} = 0$ según la tabla 33 y en la escala $b = 30$ m resulta

$Afyd/b = 45$ T \rightarrow $Afyd = 45 \times 0,3 = 15$ T que equivale a 3 \emptyset 12 por cara que en total es 6 \emptyset 12

d) Tramo 5.4 30 x 30

$N_{54} = 29,3$ $M_{54} = 4,05$ T x m según la tabla 33 y la escala de $h = 30$ cm. resulta.

$Afyd/b = 65$ T \rightarrow $Afyd = 65 \times 0,3 = 19,5$ T

luego resulta 3 \emptyset 14 que en total son 6 \emptyset 14.

3.5.3.- Estribos

Debemos comprobar las desigualdades siguientes :

$$S < b; \quad S \leq 15 \emptyset \text{ min.}, \quad \emptyset_e \geq \frac{\emptyset \text{ max.}}{4}$$

a) Soporte 8.1

$$S \leq 15 \times 1,6 = 24 \text{ cm} < 30$$

$$\emptyset_e \geq \frac{16}{4} = 4 < 6$$

luego 2 r \emptyset 6 a 24

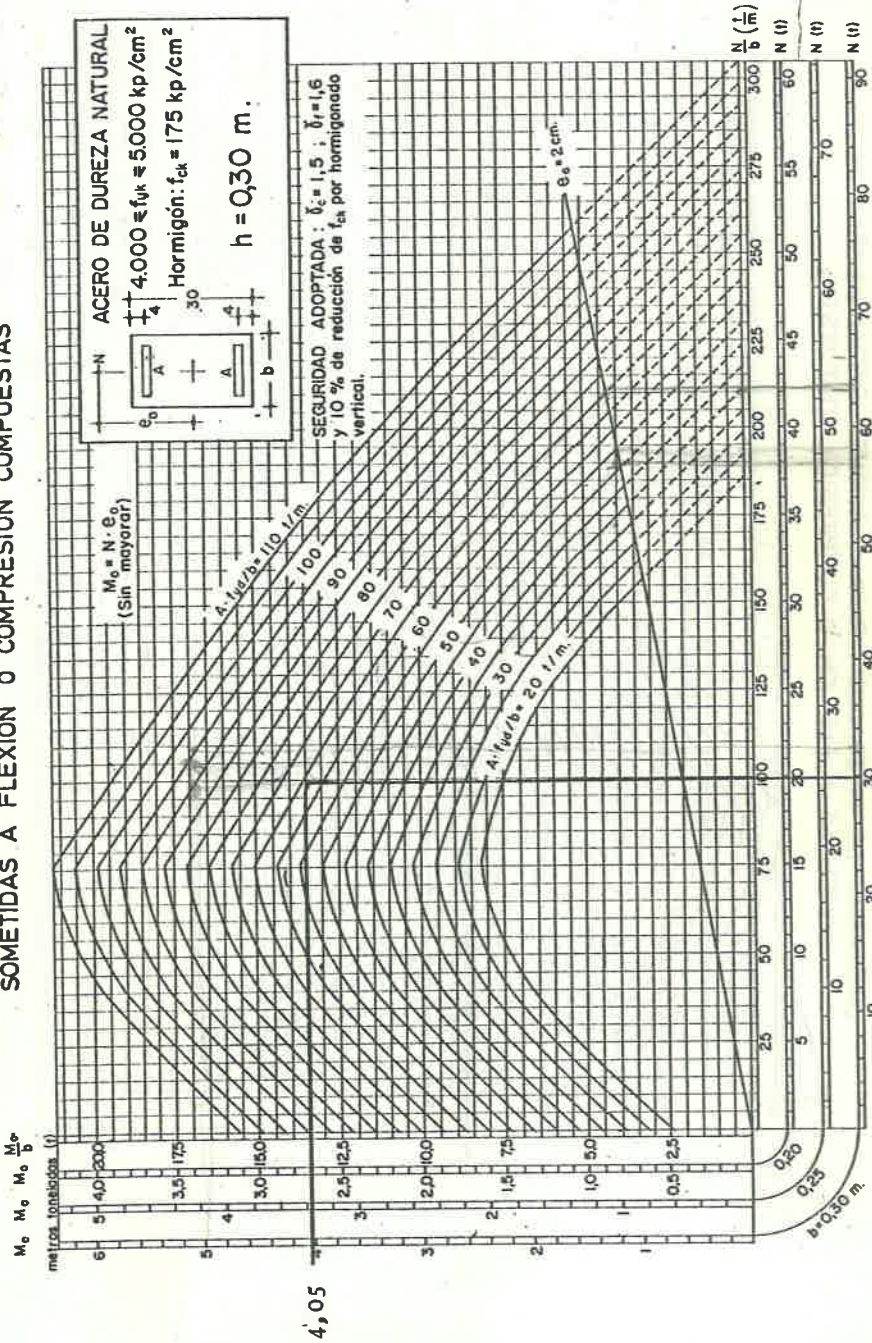
b) Soporte 7.2

$$S \leq 15 \times 1,4 = 21 \text{ cm} < 30$$

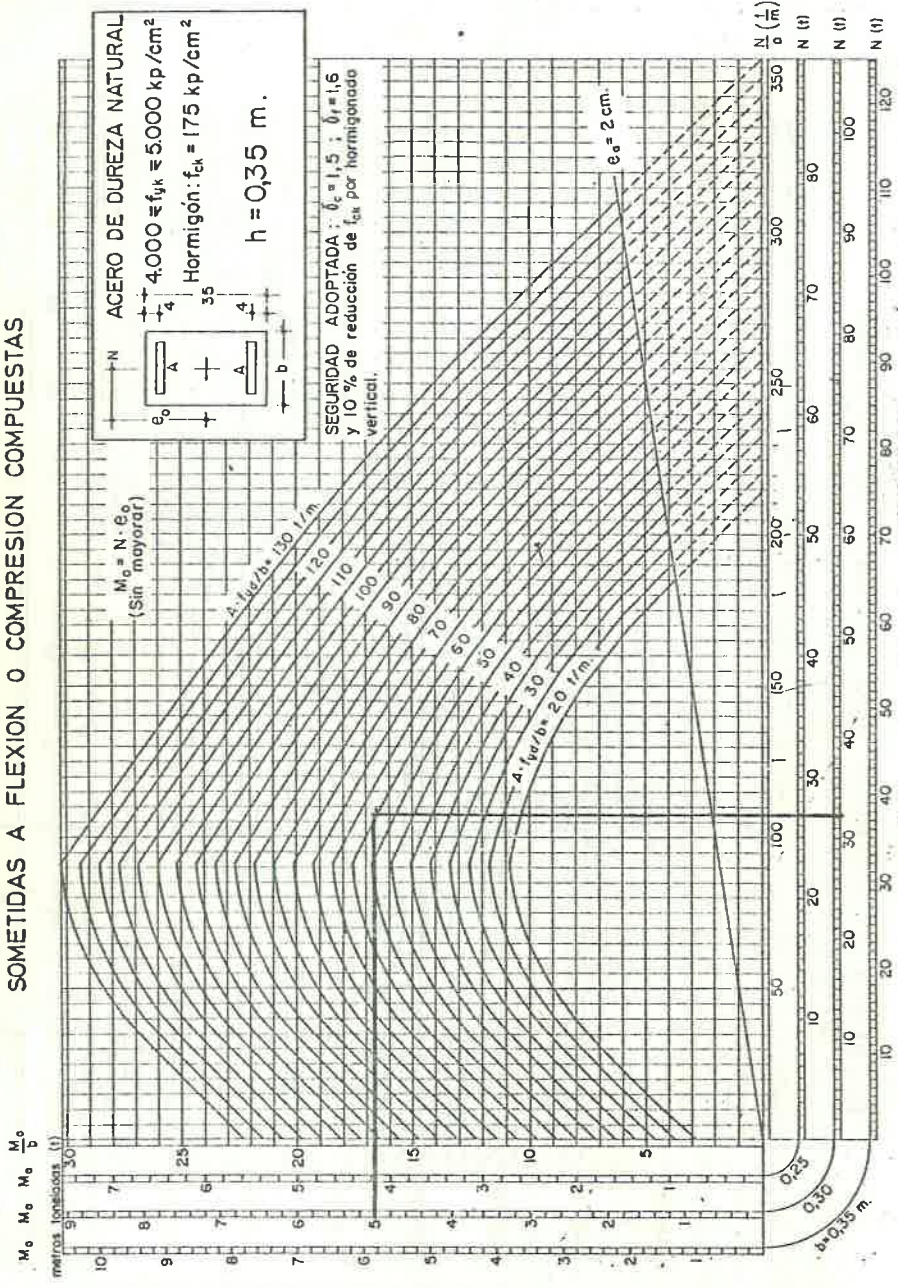
$$\emptyset_e \geq \frac{14}{4} = 3,5 < 6$$

luego 2 r \emptyset 6 a 21

DIAGRAMAS DE INTERACCION PARA SECCIONES RECTANGULARES
SOMETIDAS A FLEXION O COMPRESION COMPUESTAS



DIAGRAMAS DE INTERACCION PARA SECCIONES RECTANGULARES
SOMETIDAS A FLEXION O COMPRESION COMPUESTAS



4

Fig. 34

c) Soporte 6.3

$$S < 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm} < 30$$

$$\phi_e = 6$$

Luego 2 r ϕ 6 a 18.

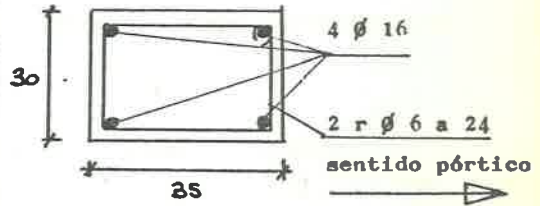
d) Soporte 5.4

Igual al soporte 7.2 es decir,

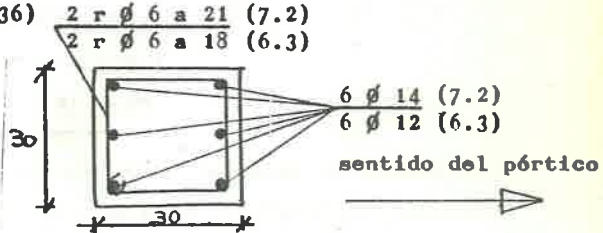
2 r ϕ 6 a 21

3.5.4.- Disposición de las Armaduras

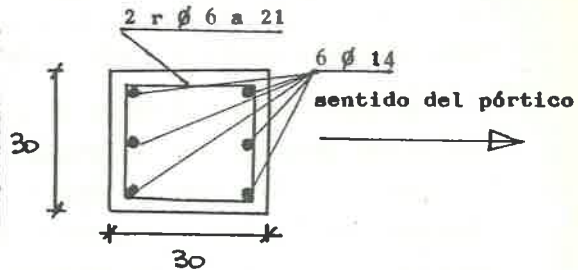
a) Soporte 8.1 (Fig. 35)



b) Soporte 7.2 y 6.3 (Fig: 36)



c) Soporte 5.4 (Fig, 37)



4.- Acero

Las estructuras de acero tienen una aplicación menor en construcción urbana adquiriendo importancia preponderante en la construcción industrial.

Las razones son múltiples pero en el primer caso es más caro aunque ofrece la ventaja de pilares de escuadrias más reducidas. Otro inconveniente puede ser la baja resistencia al fuego de este material en comparación del hormigón armado.

En la construcción industrial en la que se precisan grandes luces y sobrecargas más bajas la rapidez de montaje y su ligereza compensan sus otros inconvenientes.

4.1. - Tipos de Acero

Al igual que en el acero de armaduras (redondas) en el acero estructural existen dos tipos básicos de acero, el "laminado en caliente", al que pertenecen todos los perfiles Tipo IPN - IPE - HEB - CPN (fig. 38)

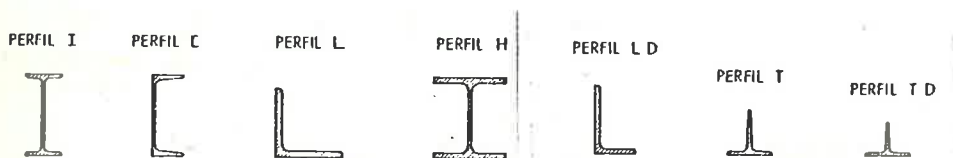


Fig. 38

angulares y la mayor parte de chapas en sus distintas variantes, y el "laminado en frío" que está fabricado a partir de chapa laminada en caliente a la que conforma en frío hasta formar perfiles cerrados tipo tubo redondo o cuadrado y tipo abierto como angulares, omegas, ces, etc.

Los perfiles laminados en caliente están perfectamente estandarizados en los prontuarios y se atienen a medidas internacionales, por lo contrario los laminados en frío se hacen en parte a criterio de los fabricantes debiéndose remitirse en caso de cálculo a catálogos particulares o a consultar a los amacénistas. Para toneladas superiores a -- 10 ó 15 T. se pueden obtener perfiles a medida según las necesidades de obra.

4.1.1.- Acero laminado en caliente

Las clases de acero que se fabrican son las de la tabla de la Fig. 39. Siendo los más utilizados en construcción el A - 37 . b y A - 42 .b

TABLA 1.1 CLASES DE ACERO				
Tipo	Calidad			
	a	b	c	d
A34		A34b	A34c	
A37	A37a	A37b	A37c	A37d
A42	A42a	A42b	A42c	A42d
A52				A52d

que son preferentemente para estructura soldada ordinaria o roblonada para estructuras con soldaduras con exigencias especiales se aconseja utilizar acero A - 52 d.

Fig. 39

El límite elástico de estos aceros es el de la tabla de la Fig. 40.

TIPO ACERO	σ_e = LIMITE ELASTICO
A - 37	2.400 Kg/cm ² .
A - 42	2.600 kg/cm ² .
A - 52	3.600 kg/cm ² .

Fig. 40

Los valores del Módulo de elasticidad, módulo de rigidez y coeficiente de poisson son comunes y tienen los siguientes valores :

Módulo de elasticidad $E = 2.100.000 \text{ kg/cm}^2.$

Módulo de rigidez $G = 810.000 \text{ kg/cm}^2.$

Módulo de poisson $\nu = 0,30$

La fatiga de cálculo para el acero es la siguiente :

$$\sigma_d = \frac{\sigma_e}{\gamma_s \gamma_f}$$

siendo :

σ_d = fatiga de cálculo del acero

σ_e = límite elástico del acero

γ_s = coeficiente minoración acero

γ_f = coeficiente mayoración de cargas

Para los valores normales de $\gamma_s = 1$ y $\gamma_f = 1,5$ se obtienen los siguientes valores de :

$$d.A37 = \frac{2400}{1 \times 1,5} = 1.600 \text{ kg/cm}^2.$$

$$d.A42 = \frac{2600}{1 \times 1,5} = 1.733 \text{ kg/cm}^2.$$

$$d.A52d = \frac{3600}{1 \times 1,5} = 2.400 \text{ kg/cm}^2.$$

4.1.2.- Acero laminado en frío

En general todo el acero laminado en frío es del tipo A - 37 siendo los valores los mismos que el caliente pero el valor de γ_s coeficiente de minoración del acero pasa a 1,1 quedando como fatiga de cálculo.

$$\sigma_{dA.37} = \frac{2.400}{1,1 \times 1,5} = 1.454 \text{ kg/cm}^2.$$

4.2.- Tipos de unión

Los aceros se unen principalmente mediante dos sistemas principales soldadura eléctrica y tornillos. El sistema de Roblon está prácticamente abandonado en la actualidad.

En la construcción en general la soldadura tiene mucha mayor aplicación que la unión atornillada esto tiene varias causas entre las que se pueden destacar:

- La fabricación más económica de la estructura, sin placas de unión, ni taladros-alineados, etc.
- El problema de las tolerancias de fabricación que en caso de falta de longitud, algunos milímetros, se puede suplementar con soldadura, precisándose chapas de distintos gruesos en la atornillada.
- La unión atornillada precisa de cálculos complejos en todos los nudos siendo suficiente en la soldada que los cordones tengan más espesores de garganta mínimos según tablas.

4.2.1.- Soldadura

La normativa vigente para uniones soldadas está expresada en el Capítulo III de la MV - 104 y en el Capítulo VIII de la MV - 103.

Se distinguen fundamentalmente tres tipos de soldadura.

a) A tope Según la Fig. 41 que se utiliza para unir elementos en

prolongación en general o - para unir elementos en T o L cuando los espesores son ma yores de 15 mm. pues este sistema mediante chaflanes permite que el material penetre mejor.

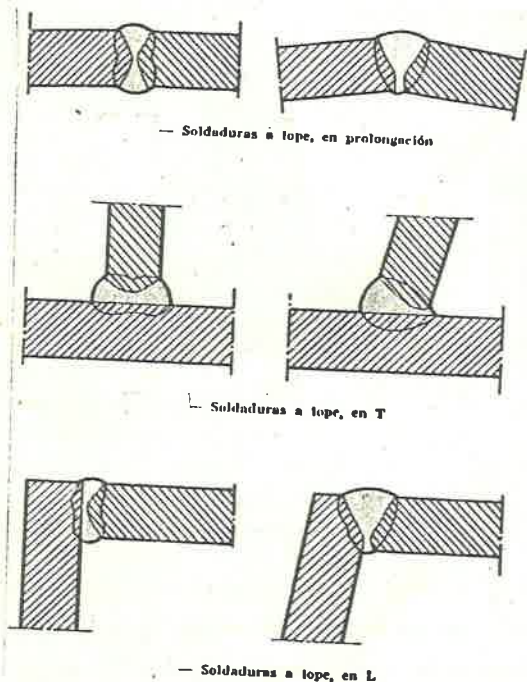


Fig. 41

b) En ángulo o por cordón

Este método no precisa de ninguna preparación entre los bordes de los elementos a unir su forma la podemos ver en la Fig. 42. Es el método más utilizado para espesores de chapa finas y medios -- hasta 15 mm.

En ambos casos la soldadura se efectúa con aportación de material mediante electrodo.

Como orientación del espesor de la garganta en los cordones, -- cuya medida se indica en la Fig. 43 por a,

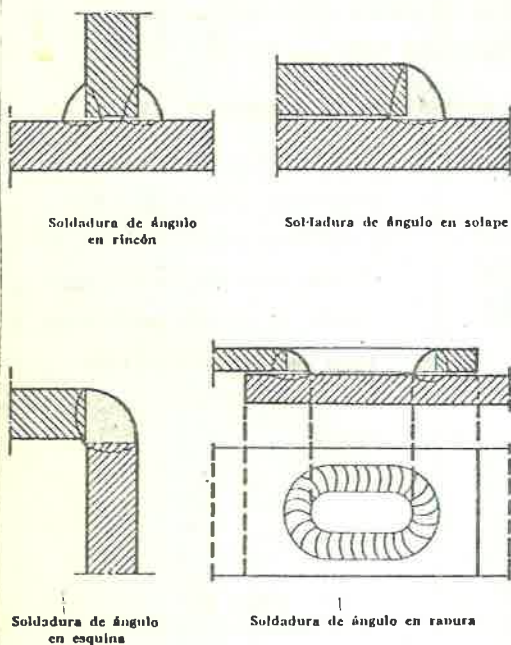


Fig. 42

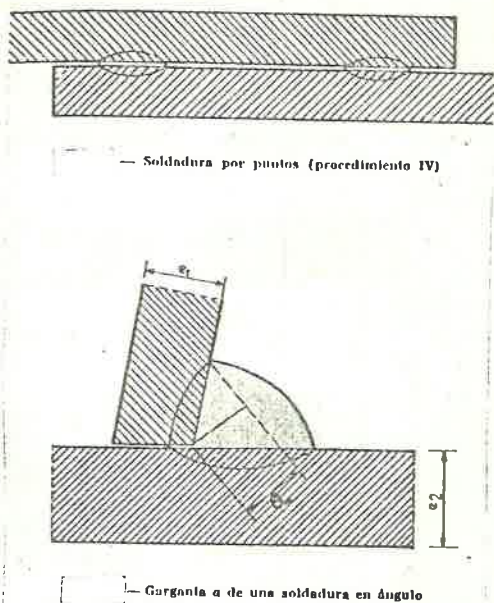


Fig. 43

esta puede ser como máximo 0,7 el siendo el el espesor del elemento más fino de la unión para mayor precisión se puede consultar la tabla de la Fig. 44 que nos dá los max. y min. para distintos espesores de chapa,

Es de importancia trascendental la adecuada calificación de los soldadores y en caso de uniones de alta responsabilidad se aconseja recurrir a la radiografía de los cordones para comprobar que no existen oclusiones ni acumulaciones de escoria.

4.2.2.- Tornillos

Esta unión se utiliza en estructuras susceptibles de ser desmontadas o en lugares donde la soldadura no es posible no se excluye por el su suso en cualquier tipo de estructura,

Existen dos tipos de tornillería los de tipo Ordinario y el de Alta resistencia.

TABLA 3.1 VALORES LIMITES DE LA GARGANTA DE UNA SOLDADURA EN ANGULO EN UNA UNION DE FUERZA

Espesor de la pieza e mm.	Garganta a	
	Valor máximo mm.	Valor mínimo mm.
4,0 - 4,2	2,5	2,5
4,3 - 4,9	3	2,5
5,0 - 5,6	3,5	2,5
5,7 - 6,3	4	2,5
6,4 - 7,0	4,5	2,5
7,1 - 7,7	5	3
7,8 - 8,4	5,5	3
8,5 - 9,1	6	3,5
9,2 - 9,9	6,5	3,5
10,0 - 10,6	7	4
10,7 - 11,3	7,5	4
11,4 - 12,0	8	4
12,1 - 12,7	8,5	4,5
12,8 - 13,4	9	4,5
13,5 - 14,1	9,5	5
14,2 - 15,8	10	5
15,9 - 16,9	11	5,5
17,0 - 18,3	12	5,5
18,4 - 19,7	13	6
19,8 - 21,2	14	6
21,3 - 22,6	15	6,5
22,7 - 24,0	16	6,5
24,1 - 25,4	17	7
25,5 - 26,8	18	7
26,9 - 28,2	19	7,5
28,3 - 31,1	20	7,5
31,2 - 33,9	22	8
34,0 - 36,9	24	8

Fig. 44

Los tornillos ordinarios se fabrican en medidas normalizadas y tienen las mismas resistencias que los aceros indicadas en el apartado 4.1.1. se designan por la letra T seguida del número de la métrica T . 10, T . 12 etc.

Los tornillos de alta resistencia son los de mayor interés en las uniones de estructuras por su mayor resistencia y se fabrican con las resistencias indicadas en la Fig. 45 (en tabla) alcanzando el tipo. A-10

CARACTERISTICAS MECANICAS DE LOS ACEROS PARA TORNILLOS Y TUERCAS DE ALTA RESISTENCIA

Tipo del acero	Resistencia a tracción σ_R mín. máx. kg/mm ²	Limite elástico convencional σ_p mín. kg/mm ²	Alargamiento de rotura ϵ_R mín. %	Resiliencia a 20° C β mín. kgm/cm ²	Dureza Brinell	Utilización
A 6 t	60 a 80	54	12	4	175 a 235	Sólo tuercas.
A 8 t	80 a 100	64	12	7	235 a 295	Tornillos y tuercas.
A 10 t	100 a 120	90	8	5	295 a 350	Sólo tornillos.

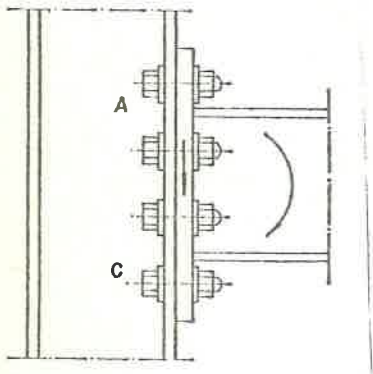
El número que designa el acero es indicativo de su mínima resistencia a tracción. La cifra de la dureza Brinell es solamente orientativa.

Fig. 45

hasta los 10.000 - kg./cm². Se designan por las siglas ATR - seguida del diámetro nominal. ATR - 16 - ATR - 24 etc.

Su principal - ventaja consiste - que al unir dos --

elementos la presión que ejercen entre ellos es suficiente para anular los esfuerzos normales a los ejes de los tornillos, debido al rozamiento que se ejerce entre las superficies unidas. Ejemplo de ello sería en la unión de la Fig. 46 los tornillos trabajan a tracción para absorber el momento pero el cortante queda anulado por rozamiento.



El tema de las uniones tornilladas es muy amplio y requiere una exposición detallada para su comprensión aquí solo hemos pretendido dar una idea muy general del mismo remitiendo a los interesados en el ala bibliografía especializada.

Fig. 46

4.3.- Clases de dimensionado

En el dimensionado de las estructuras de Acero al igual que las de hormigón existen dos métodos fundamentales. El Método elástico basado en los principios de la resistencia de materiales que nos recuerda el método elástico del hormigón armado y el método plástico que tendría una homología con el método a rotura del Hormigón Armado.

En la estructura metálica al contrario del Hormigón armado el método más utilizado es el primero pues el segundo aún no es de uso generalizado por requerir unos cálculos y comprobaciones mucho más complejos.

Esto es así en parte porque al pasar algunas zonas de la estructura a estado plástico la distribución de momentos que obtendríamos por Cross mediante ordenador queda completamente variada no siendo posible la determinación de los momentos por medio de los programas normales de ordenador debiéndose realizar todo el cálculo de forma manual.

La aplicación fundamental de los métodos plásticos se halla en pórticos simples de luces grandes en los que el cálculo es más fácil y debido a su estandarización y ahorro de material compensa su utilización.

Se ha comprobado que en la construcción convencional las diferencias entre los dos métodos no son muy importantes lo que ha permitido el seguir utilizando el elástico. Por último el método plástico produce mayores deformaciones en la estructura dando lugar a flechas que no son admisibles en la construcción de viviendas y edificios urbanos.

4.4.- Vigas de alma llena (Flexión)

Se denominan como tales los elementos estructurales sometidos a flexión y a esfuerzos cortantes. También las podemos denominar jácenas. En este tipo de elementos podemos distinguir dos clases :

a) Los perfiles laminados.

Son los que se encuentran normalmente en el mercado, pueden utilizarse aislados o agrupados formando perfiles compuestos Fig. - 47. También pueden reforzarse mediante platabandas para obtener mayores inercias (Fig. 48).

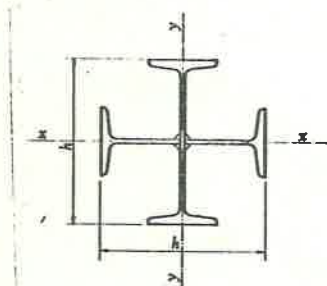


Fig. 47 a

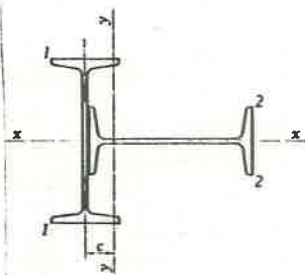


Fig. 47 b

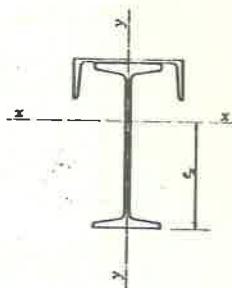


Fig. 47 c

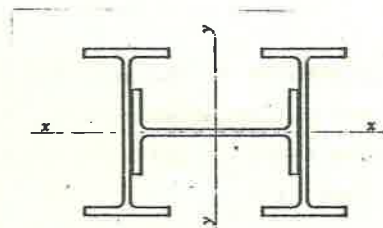


Fig. 47 d

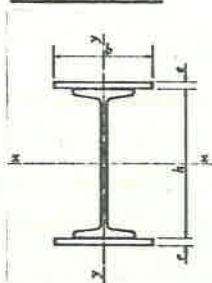


Fig. 48 a

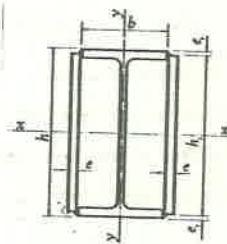


Fig. 48 b

b) Las vigas armadas

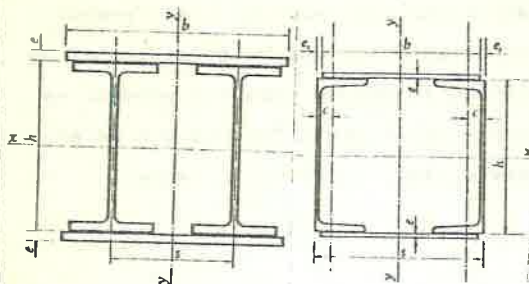


Fig. 48 c-d

Quando los perfiles laminados y sus distintas variaciones no son su ficientes para un determinado esfuer zo o no responden a nuestras necesida des se recurre a las vigas armadas, que son elementos resistentes de alma llena construidos mediante varias platabandas de chapa (Fig. 49). Estas

vigas tienen aplicación en obras públicas o en construcción naval siendo menos frecuentes en construcción.

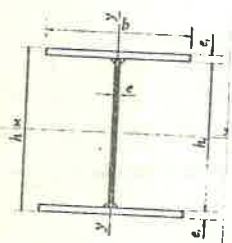


Fig. 49 a

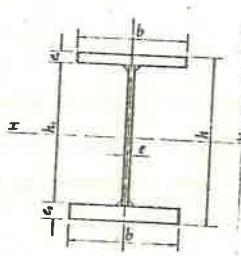


Fig. 49 b

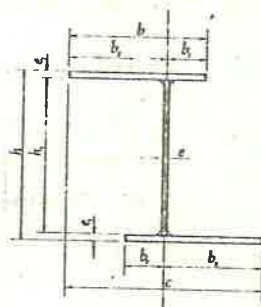


Fig. 49 c

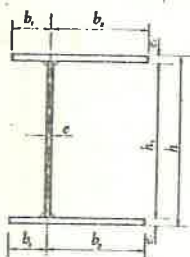


Fig. 49 d

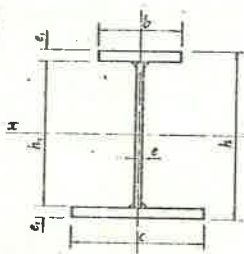


Fig. 49 e

4.4.1.- Valores caracterfsticos

Para definir las características resistentes de los perfiles de alma llena existen un conjunto de valores que nos permiten calcular las tensiones y deformaciones que sufrirían estos frente a una sollicitación y así escoger que perfil es el adecuado a cada caso.

Estos valores se encuentran tabulados en los Prontuarios para los

perfiles laminados y algunas de sus combinaciones debiéndose calcular para la mayoría de vigas armadas.

Observemos en la Fig. 50 los valores que se indican para un perfil IPE, para otros perfiles se precisan los mismos datos.

El primer grupo de valores son las dimensiones que junto con el peso no se utilizan para el cálculo.

Los valores de interés son la Sección A (cm²) y la Inercia (I), el módulo resistente (W) y el radio de giro (i). Estos tres últimos vienen por duplicado y referidos a los ejes principales de cada perfil. Esto es así para poder calcular las tensiones y deformaciones en los dos sentidos caso de elementos sometidos a momentos en los dos ejes principales.

En el caso de flexión los valores de interés son los I_x que son los mayores y nos dan las características del perfil trabajando verticalmente soportando cargas gravitatorias. Los significados de estos valores es -- complejo y se ha llegado a ellos por el interés de sus valores en la -- práctica. -

El momento de Inercia es la integral respecto a un eje de diferencia los de superficie por su distancia al cuadrado y es una

$$I_x = \int y^2 dA$$

propiedad matemática de una superficie y se expresa en cm⁴.

El Módulo Resistente es un valor que se obtiene al dividir el momento inercia por la distancia, del eje al cual se refiere dicho momento, - hasta el punto más alejado del mismo. Siendo en el caso de :

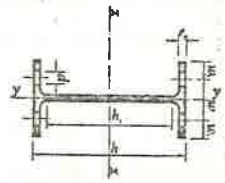
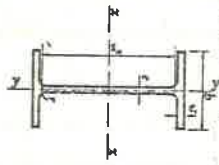
$$W_x = \frac{I_x}{h/2}$$

perfiles simétricos la mitad de la altura. Comprobemos esto (Fig. 50) -- para un IPE 270

$$W_x = \frac{5.790}{13,5} = 428,88 \approx 429 \text{ cm}^3.$$

su valor viene expresado en cm³.

valores estáticos perfiles laminados



- A = Área de la sección
- I = Momento de inercia
- W = Módulo resistente
- $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$ = Radio de giro
- Sx = Momento estático de media sección
- $e_x = \frac{I_x}{S_x}$ = Distancia entre los centros de compresión y tracción
- $\eta = \frac{I_x}{I_y}$ = Perforamiento

IPE	Dimensiones mm						Sección $\frac{I}{4}$ cm ⁴	Peso P kg/m	Referido al eje x-x				Referido al eje y-y				w mm	w ₁ mm	d mm	S _x cm ³	z _x cm	$\eta = \frac{I_x}{I_y}$	u m ² /m	IPE
	h	b	e	e ₁	r	h ₁			I _y cm ⁴	W _y cm ³	l _y cm	I _x cm ⁴	W _x cm ³	l _x cm	w	w ₁								
80	80	46	3,8	5,2	5	59	7,64	6,00	80,1	20,0	3,24	8,49	3,69	1,05	25	10,5	4,4	11,6	6,90	3,34	0,328	80		
100	100	55	4,1	5,7	7	74	10,3	8,10	171	34,2	4,07	15,9	5,79	1,24	30	12,5	8,4	19,7	8,68	4,22	0,400	100		
120	120	64	4,4	6,3	7	93	13,2	10,4	318	53,0	4,90	22,7	8,65	1,45	35	14,5	8,4	30,4	10,5	5,11	0,475	120		
140	140	72	4,7	6,9	7	112	16,4	12,9	541	77,5	5,74	41,9	12,3	1,65	40	16,5	11	44,2	12,3	6,00	0,551	140		
160	160	82	5,0	7,4	9	127	20,1	15,6	669	108	6,58	68,3	16,7	1,84	44	19	13	61,9	14,0	6,89	0,633	160		
180	180	91	5,3	8,0	9	146	23,9	18,8	1320	146	7,42	101	22,2	2,05	48	21,5	13	83,2	15,8	7,78	0,698	180		
200	200	100	5,6	8,5	12	159	28,5	22,4	1940	194	8,26	142	28,5	2,24	53	24	12	110	17,6	8,69	0,768	200		
220	220	110	5,9	9,2	12	177	32,5	26,2	2770	272	9,11	205	37,3	2,48	58	26	13	143	19,4	9,62	0,848	220		
240	240	120	6,2	9,8	15	190	39,1	30,7	3890	324	9,97	284	47,3	2,69	65	27,5	17	193	21,2	10,6	0,972	240		
260	260	130	6,6	10,2	15	219	45,9	36,1	5790	429	11,2	420	62,2	3,02	72	31,5	21	282	24,2	11,9	1,041	270		
300	300	150	7,1	10,7	15	248	53,0	42,2	8360	557	12,5	604	80,5	3,35	80	35	23	314	26,6	13,2	1,159	300		
330	330	160	7,5	11,5	18	272	62,6	48,7	11770	713	13,7	788	98,5	3,55	85	37,5	25	402	29,3	14,5	1,254	330		
360	360	170	8,0	12,7	18	298	72,7	57,1	16220	904	15,0	1020	123	3,79	90	40	25	510	31,9	15,8	1,352	360		
400	400	180	8,6	13,5	21	331	84,5	66,3	23130	1160	16,5	1320	146	3,95	95	42,5	28	654	35,4	17,4	1,467	400		
450	450	190	9,4	14,6	21	378	98,8	77,6	33740	1500	18,5	1680	176	4,12	100	45	28	851	39,7	19,3	1,605	450		
500	500	200	10,2	16,0	21	426	116	90,7	48200	1930	20,4	2140	214	4,31	110	47,5	28	1100	43,9	21,3	1,744	500		
550	550	210	11,1	17,2	24	487	134	106	67120	2440	22,3	2670	254	4,45	115	49	28	1390	48,2	23,1	1,877	550		
600	600	220	12,0	19,0	24	514	156	122	92000	3070	24,3	3390	308	4,66	120	50	28	1760	52,4	25,1	2,015	600		

Fig. 50

El radio de giro, es también un valor matemático que lo definimos como la distancia a la cual debería encontrarse toda la superficie de una sección para dar el mismo momento de inercia que el perfil real - expresándose por

$$I = i^2 A \longrightarrow i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Estos tres valores así definidos son imprescindibles en todos los cálculos utilizándose principalmente el primero para obtener las deformaciones (flechas). El segundo las tensiones, (fatigas) y el último en la obtención de las esbelteces que nos dan los coeficientes de pandeo.

4.4.2.- Tensiones de Flexión.

Para los casos de flexión para los perfiles de mayor rendimiento, menor peso a igual momento, son los IPN e IPE debiéndose utilizar estos a no ser que por razones constructivas el rendimiento pase a segundo término debiendo dimensionarse con menor canto pudiéndose usar para ello perfiles de ala ancha tipo HEB.

Para ver si un perfil es capaz de soportar un momento debemos realizar la siguiente comprobación :

$$\sigma_d \geq \frac{M}{W_x} = \sigma_t$$

siendo.

σ_d = la fatiga admisible de cálculo según se definen en el apartado 4.1.

M = Momento de cálculo sin mayorar.

W_x = Módulo resistente respecto al eje XX

σ_t = fatiga de real trabajo.

Para aplicar esta fórmula tan sencilla el único problema reside en las unidades que deben de ser equivalentes, el momento suele expresarse en T x m, el módulo resistente viene en los prontuarios en cm³., y la fatiga la solemos dar en kg/cm². Como no se puede operar directamente entre ellas se debe de buscar un factor constante que las equipare, siendo

$$\frac{M}{W_x} = \frac{T \times m}{\text{cm}^3} \times \frac{1.000}{1} \times \frac{100}{1} = \text{kg/cm}^2.$$

es decir,

$$\sigma_t = 10^5 \times \frac{M(T \times m)}{W_{xx} (\text{cm}^3)} = \text{kg/cm}^2.$$

Aunque la manera más rápida para conocer el perfil es buscar el W mínimo. Conocido M y σ_d despejamos W , siendo.

$$W_{\text{min.}} \geq \frac{M}{\sigma_d} = 10^5 \frac{M (T \times m)}{\sigma_d (\text{kg/cm}^2)} = \text{cm}^3.$$

obtenido el $W_{\text{min.}}$ buscamos en el prontuario el perfil que tenga un Módulo resistente inmediato superior al obtenido.

Como ejemplo supongamos que debemos ver que perfil IPB se precisa para absorber un momento de 12 T x m con acero A - 42 - b.

$$\sigma_d = 1.733 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$W_{\text{min.}} = \frac{10^5 \times 12}{1.733} = 692,4 \text{ cm}^3.$$

buscando en la tabla de la Fig. 50 vemos que el perfil IPB - 330 tiene un W_{xx} de 713 luego este es el adecuado. Ahora podemos comprobar cual es la tensión máxima de este perfil aplicando de nuevo la fórmula pero despejando σ_t .

$$\sigma_t = \frac{12 \times 10^5}{713} = 1.683 < 1.733 \text{ kg/cm}^2.$$

luego estamos por debajo de la fatiga máxima admisible.

4.4.3.- Esfuerzo Cortante

En las estructuras de acero las tensiones que produce el esfuerzo cortante son por lo general de magnitud muy inferior a las de flexión.

No debiéndose calcular este esfuerzo para el perfil. Aunque recuerde dese que en el caso de uniones atornilladas tienen que considerarse.

REcuérdese sin embargo cuando se trate de casos en los que las vigas tengan luces muy reducidas en relación de las cargas, por ejemplo una carga de 20 T con una luz de 2 m. en que el momento es pequeño pero el cortante es muy importante será conveniente comprobar dicho esfuerzo o disponer simplemente de unas cartelas de esfuerzo.

4.4.4.- Deformaciones (Flechas)

En el dimensionado en acero muchas veces el determinante para la -- elección de un perfil es la flecha en lugar de la tensión, esto no es - frecuente en hormigón armado pues tiene secciones de mucha más inercia.

Para calcular las flechas se sigue el proceso que a continuación exponemos, extraído de la Norma MV - 103. Una vez obtenida la flecha he- mos de ver si es admisible según el cuadro de la Fig. 51 que nos da las relaciones máximas admisibles según el tipo de elemento y su situación en la estructura.

TIPO DE ELEMENTO	RELACION FLECHA/LUZ
Vigas o viguetas de cubierta	1/ 250
Vigas hasta 5 m. de luz viguetas de forjado que no soporten muros de fábrica.	1/ 300
Vigas de más de 5 m. que no soporten muros de fábrica.	1/ 400
Vigas y viguetas de forjado que sopor- tan muros de fábrica.	1/ 500
Mensulas o voladizos, medidas en su - extremo libre.	1/ 300

FIG. 51

Para el cálculo de las flechas existen varios métodos y fórmulas exactas. El método de la MV - 103 es aproximado pero con precisión - suficiente en la mayoría de los casos prácticos.

La fórmula fundamental para el cálculo de flechas es :

$$f \text{ (mm)} \simeq \alpha \sqrt{\sigma_t} \frac{(\text{kg/mm}^2) l^2 \text{ (m)}}{h \text{ (cm)}}$$

siendo

f = la flecha real en milímetros.


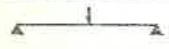



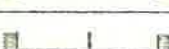






α = el coeficiente corrector según la tabla Fig. 52

$\sqrt{\sigma_t}$ = tensión máxima de trabajo calculada según el apartado 4.4.2.

l = luz libre en metros.

h = canto de la viga en centímetros.

VALORES DEL COEFICIENTE DE LA FÓRMULA
 $f \text{ (mm)} = \alpha \frac{\sigma \text{ (Kg/cm}^2) l^2 \text{ (m}^2)}{h \text{ (cm)}}$

CLASE DE SUSTENTACION Y TIPO DE CARGA	α
	1,000
	0,800
	0,300
	0,250
	0,340
	0,400
	2,380
	1,930
	2,650
	3,180
	0,415
	0,448

En la Tabla Fig. 52 dá las equivalencias entre los distintos tipos de carga y sustentación, respecto a la flecha de una viga iso estática y con carga repartida, mediante el coeficiente .

Si se trata de un caso en el que existan distintas cargas, como en la Fig. 53. Se deben de buscar los valores de α y $\sqrt{\sigma_t}$ para cada carga independientemente y sumar a continuación -- los valores de las flechas parciales operación que se justifica por el principio de superposición aplicable al cálculo elástico. Esto no sería posible en el caso de estar en el campo plástico.

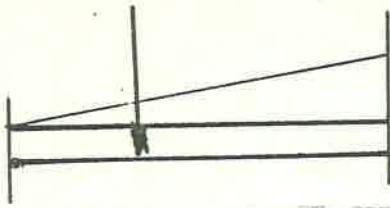


Fig. 53

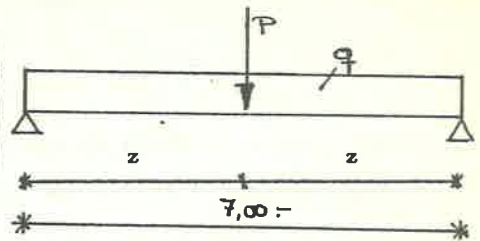


Fig. 54

Veamos con un ejemplo Fig. 54 como obtener la flecha de una viga de 7 m. simplemente apoyada y sometida a una carga uniformemente repartida 1,2 T x m y una puntual centrada de 2 T.

Para iniciar el proceso debemos dimensionar el perfil a flexión.

Datos. -

$$p = 2 \text{ T}$$

$$q = 1,2 \text{ T x ml.}$$

Acero A-37-b

$$d = 1.600 \text{ kg/cm}^2.$$

$$M = \frac{ql^2}{8} + \frac{pl}{4} = \frac{1,2 \times 7^2}{8} + \frac{2 \times 7}{4} = 7,35 + 3,5 = 10,85$$

$$M = 10,85 \text{ T x m.}$$

Módulo resistente mínimo.

$$W_{\min.} = \frac{10,85 \times 10^5}{1.600} = 678 \text{ cm}^3.$$

Si dimensionamos mediante una IPE Fig. 50 vemos que el perfil adecuado es a su vez el IPE de 330. Las tensiones parciales producidas por cada carga son :

$$\sigma_{tp} = \frac{3,5 \times 10^5}{713} = 477 \text{ kg/cm}^2. = 4,77 \text{ kg/mm}^2.$$

$$\sigma_{tq} = \frac{7,35 \times 10^5}{713} = 1.031 \text{ kg/cm}^2. = 10,31 \text{ kg/mm}^2.$$

Con estos valores vemos cual es la flecha.

$$f_{\text{tot}} = f_p + f_q = 0,8 \times \frac{4,77 \times 7^2}{33} + 1 \times \frac{10,31 \times 7^2}{33} =$$

$$f_{\text{tot}} = 5,66 + 15,3 \approx 21 \text{ m} = 2,1 \text{ cm.}$$

La relación de flecha resulta.

$$\frac{f_{\text{tot}}}{l} = \frac{2,1}{700} = \frac{1}{333}$$

este perfil no sería el adecuado por tratarse de una viga de más de 5 m. que requiere una relación máxima de 1/400, como vemos este es un caso en que el dimensionado es por flecha y no por la tensión del terreno.

Ensayemos un IPE de 360 de $W_x = 904$

$$\sigma_{tp} = \frac{3,5 \times 10^5}{904} = 376,2 \text{ kg/cm}^2. \rightarrow 3,76 \text{ kg/mm}^2.$$

$$\sigma_{tq} = \frac{7,36 \times 10^5}{904} = 813,16 \text{ kg/cm}^2. \rightarrow 8,13 \text{ kg/mm}^2.$$

Sustituyendo para la flecha.

$$f_{\text{tot}} = f_p + f_q = 0,8 \times \frac{3,76 \times 7^2}{36} + 1 \times \frac{8,13 \times 7^2}{36} = 4,1 + 11,06$$

$f_{\text{tot}} = 15,16 \text{ m.} = 1,52 \text{ cm.}$ que represente

$$\frac{f_{\text{tot}}}{l} = \frac{1,52}{700} = \frac{1}{460} < \frac{1}{400}$$

Luego el perfil adecuado es el IPE 360 que tiene como fatiga de trabajo bajo.

$$\sigma_t = 376,2 + 813,16 = 1189 \text{ kg/cm}^2. < 1.600 \text{ kg/cm}^2.$$

4.5.- Soportes (Flexo-compresión)

La mayoría de elementos verticales de las estructuras actúan como soportes pilares estando sometidos a dos tipos de esfuerzos la compresión como principal y la flexión secundario, aunque a veces adquiere mucha importancia, debido al reparto de momentos de las jácenas o a la absorción de esfuerzo horizontal, como viento, sismo, etc.

4.5.1.- Pandeo

El pandeo es un fenómeno que se presenta en las barras sometidas a compresión y depende de la esbeltez de dichos elementos. (Fig.55)

Entendemos por esbeltez la relación que existe entre la altura de un elemento y la anchura del mismo. La definición intuitiva de esbeltez que acabamos de dar se refleja en estática en la siguiente igualdad.

$$\lambda_k = \frac{L_k \text{ (cm)}}{i \text{ (cm)}}$$



siendo.

λ_k = esbeltez mecánica

L_k = longitud libre de pandeo en el plano de flexión.

i = radio de giro de la sección bruta respecto al plano de flexión.

Conocida la esbeltez de una barra y mediante las tablas de coeficientes de pandeo Fig. 56, obtenemos el valor por el cual mayoramos la carga vertical que solicita-

un elemento y que nos permite dimensionarla adecuadamente.

$$N_1 = N \times \omega$$

Los valores de ω dependen del tipo de Acero debiendo buscarse de acuerdo con ello el coeficiente de pandeo en la tabla correspondiente.

La longitud libre de pandeo (L_k) por su parte depende del tipo de apo-

yo de los extremos de la barra, obteniéndose de acuerdo con la fórmula.

Fig. 56

Coeficiente ω de pandeo función de la esbeltez $\lambda = L/i$															
Tipo del acero	λ	$\lambda +$													
		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9				
A-37	20	1,01	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02	1,03	1,03	1,03	1,03	1,03	1,03	1,03
	30	1,03	1,04	1,04	1,04	1,04	1,05	1,05	1,05	1,06	1,06	1,06	1,06	1,06	1,06
	40	1,07	1,07	1,08	1,08	1,08	1,08	1,09	1,09	1,10	1,10	1,10	1,10	1,11	1,11
	50	1,12	1,12	1,13	1,14	1,14	1,14	1,15	1,16	1,17	1,17	1,17	1,18	1,18	1,18
	60	1,19	1,20	1,21	1,22	1,23	1,24	1,25	1,26	1,26	1,28	1,28	1,29	1,29	1,29
	70	1,30	1,31	1,33	1,34	1,36	1,37	1,39	1,40	1,42	1,44	1,44	1,44	1,44	1,44
	80	1,45	1,47	1,49	1,51	1,53	1,55	1,57	1,59	1,61	1,63	1,63	1,63	1,63	1,63
	90	1,65	1,67	1,70	1,72	1,74	1,77	1,79	1,82	1,84	1,87	1,87	1,87	1,87	1,87
	100	1,89	1,92	1,95	1,97	2,00	2,03	2,06	2,09	2,12	2,15	2,15	2,15	2,15	2,15
	110	2,18	2,21	2,24	2,27	2,30	2,33	2,37	2,40	2,43	2,47	2,47	2,47	2,47	2,47
	120	2,50	2,53	2,57	2,60	2,64	2,68	2,71	2,75	2,78	2,82	2,82	2,82	2,82	2,82
	130	2,86	2,90	2,94	2,97	3,01	3,05	3,09	3,13	3,17	3,21	3,21	3,21	3,21	3,21
	140	3,25	3,29	3,33	3,38	3,42	3,46	3,50	3,55	3,59	3,63	3,63	3,63	3,63	3,63
	150	3,68	3,72	3,77	3,81	3,86	3,90	3,95	4,00	4,04	4,09	4,09	4,09	4,09	4,09
	160	4,14	4,18	4,23	4,28	4,33	4,38	4,43	4,48	4,53	4,58	4,58	4,58	4,58	4,58
170	4,63	4,68	4,73	4,78	4,83	4,88	4,94	4,99	5,04	5,09	5,09	5,09	5,09	5,09	
180	5,15	5,20	5,26	5,31	5,36	5,42	5,48	5,53	5,59	5,64	5,64	5,64	5,64	5,64	
190	5,70	5,76	5,81	5,87	5,93	5,99	6,05	6,11	6,16	6,22	6,22	6,22	6,22	6,22	
200	6,28	6,34	6,40	6,46	6,53	6,59	6,65	6,71	6,77	6,84	6,84	6,84	6,84	6,84	
210	6,90	6,96	7,03	7,09	7,15	7,22	7,28	7,35	7,41	7,48	7,48	7,48	7,48	7,48	
220	7,54	7,61	7,67	7,74	7,81	7,88	7,94	8,01	8,08	8,15	8,15	8,15	8,15	8,15	
230	8,22	8,29	8,36	8,43	8,49	8,57	8,64	8,71	8,78	8,85	8,85	8,85	8,85	8,85	
240	8,92	8,99	9,07	9,14	9,21	9,29	9,36	9,43	9,51	9,58	9,58	9,58	9,58	9,58	
250	9,66														
A-42	20	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02	1,03	1,03	1,03	1,03	1,04	1,04	1,04	1,04	
	30	1,04	1,04	1,04	1,05	1,05	1,05	1,06	1,06	1,07	1,07	1,07	1,07	1,07	
	40	1,07	1,08	1,08	1,09	1,09	1,10	1,10	1,11	1,12	1,12	1,12	1,12	1,12	
	50	1,13	1,14	1,14	1,15	1,16	1,17	1,18	1,19	1,20	1,21	1,21	1,21	1,21	
	60	1,22	1,23	1,24	1,25	1,26	1,27	1,29	1,30	1,31	1,33	1,33	1,33	1,33	
	70	1,34	1,36	1,37	1,39	1,40	1,42	1,44	1,46	1,47	1,49	1,49	1,49	1,49	
	80	1,51	1,53	1,55	1,57	1,60	1,62	1,64	1,66	1,69	1,71	1,71	1,71	1,71	
	90	1,74	1,76	1,79	1,81	1,84	1,86	1,89	1,92	1,95	1,98	1,98	1,98	1,98	
	100	2,01	2,03	2,06	2,09	2,13	2,16	2,19	2,22	2,25	2,29	2,29	2,29	2,29	
	110	2,32	2,35	2,39	2,42	2,46	2,49	2,53	2,56	2,60	2,64	2,64	2,64	2,64	
	120	2,67	2,71	2,75	2,79	2,82	2,86	2,90	2,94	2,98	3,02	3,02	3,02	3,02	
	130	3,06	3,11	3,15	3,19	3,23	3,27	3,32	3,36	3,40	3,45	3,45	3,45	3,45	
	140	3,49	3,54	3,58	3,63	3,67	3,72	3,77	3,81	3,86	3,91	3,91	3,91	3,91	
	150	3,96	4,00	4,05	4,10	4,15	4,20	4,25	4,30	4,35	4,40	4,40	4,40	4,40	
	160	4,45	4,51	4,56	4,61	4,66	4,72	4,77	4,82	4,88	4,93	4,93	4,93	4,93	
170	4,99	5,04	5,10	5,15	5,21	5,26	5,32	5,38	5,44	5,49	5,49	5,49	5,49		
180	5,55	5,61	5,67	5,73	5,79	5,85	5,91	5,97	6,03	6,09	6,09	6,09	6,09		
190	6,15	6,21	6,27	6,34	6,40	6,46	6,53	6,59	6,65	6,72	6,72	6,72	6,72		
200	6,78	6,85	6,91	6,98	7,05	7,11	7,18	7,25	7,31	7,38	7,38	7,38	7,38		
210	7,45	7,52	7,59	7,66	7,72	7,79	7,86	7,93	8,01	8,08	8,08	8,08	8,08		
220	8,15	8,22	8,29	8,36	8,44	8,51	8,58	8,66	8,73	8,80	8,80	8,80	8,80		
230	8,88	8,95	9,03	9,11	9,18	9,26	9,33	9,41	9,49	9,57	9,57	9,57	9,57		
240	9,64	9,72	9,80	9,88	9,96	10,04	10,12	10,20	10,28	10,36	10,36	10,36	10,36		
250	10,44														

$$L_k = \beta \cdot l \text{ siendo.}$$

β = factor de esbeltez

l = longitud real de la barra

Los valores de β y el tipo de apoyo los vemos en la Fig. 57 siendo.

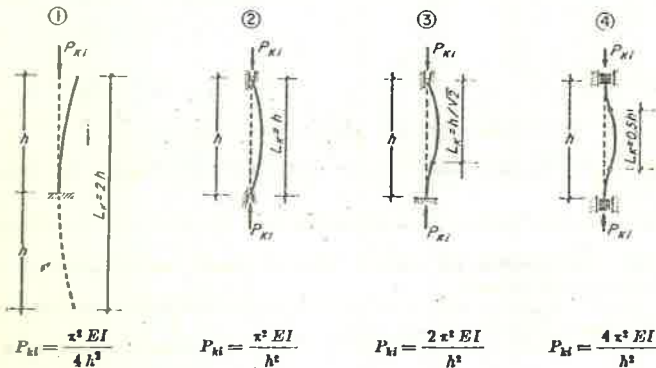


Fig. 57

Caso 1.- Empotrado en un extremo y libre en otro (mastil)

Caso 2.- Biarticulado.

Caso 3.- Articulado y empotrado.

Caso 4.- Biempotrado.

$\beta = 2$ Caso 1

$\beta = 1$ Caso 2

$\beta = 0,7$ Caso 3

$\beta = 0,5$ Caso 4

El radio de giro i es el valor que tenemos en los prontuarios para los perfiles y se tomará el que corresponda al plano de flexión, si existe. Cuando en la barra exista solo compresión y no esté arriostrada en ningún sentido se toma el radio de giro mínimo entre i_x e i_y . Si está arriostrado en un sentido, mediante pared cerramiento, correas, etc. se tomará el radio en el sentido de libre pandeo.

Ejemplo: Si tenemos un perfil IPE-300, A-42-b, de una altura de 7m. con empotramiento en su base y libre en el otro extremo. Dispuesto en el cerramiento de una nave industrial según la Fig. 58, y sometido a compresión simple de 10 T.

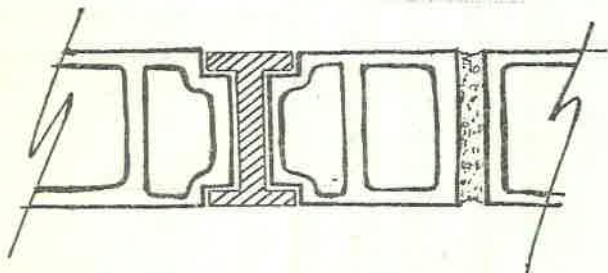


Fig. 58

tendremos.

$$\lambda_k = \frac{L_k}{i}$$

siendo

$$30 \quad L_k = 700 \times 2 = 1.400 \text{ cm.}$$

$$i = i_x = 12,5 \text{ cm.}$$

obtenemos :

$\lambda_k = \frac{1.400}{12,5} = 112$ que buscando en la tabla de la Fig. 56 para A-42 obtenemos $\omega = 2,39$ que nos transforma la carga real N en N* -- carga de pandeo. Resultando:

$$N^* = 10 \times 2,39 = 23,9 \text{ T.}$$

4.5.2.- Dimensionado

Vamos a exponer el caso más general a que puede estar sometido un soporte que es el de compresión acompañada de flexión en los dos planos principales del perfil.

Los otros dos casos posibles que son compresión simple y compresión con flexión en uno de los planos que pueden resolver como casos-particulares.

Para el caso general y para piezas con doble eje de simetría en general todas las utilizadas (Como ejemplos de piezas que no cumplen esta regla veamos la Fig. 59). Se deben comprobar las dos fórmulas siguientes y tomar el caso más desfavorable.

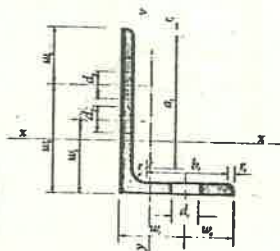


Fig. 59 a

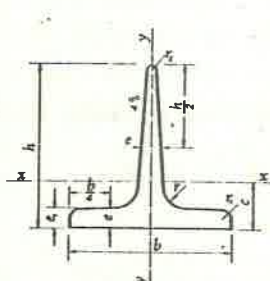


Fig. 59 b

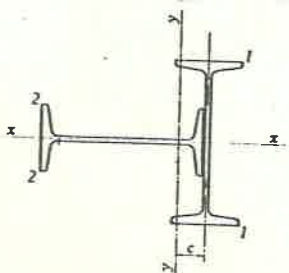


Fig. 59 c

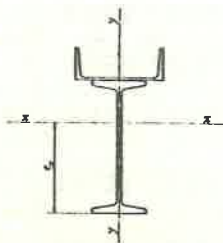


Fig. 59 d

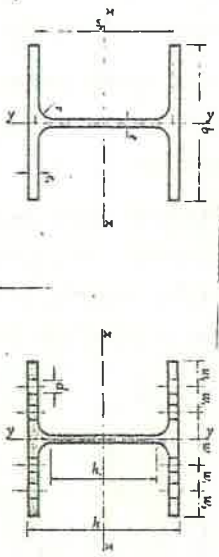
$$(1) \sigma_t = \frac{N}{F} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq \sigma_d.$$

$$(2) \sigma_t = \omega \frac{N}{F} + 0,9$$

$$\left[\frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \right] \leq \sigma_d.$$

Como fórmula única - del lado de la seguridad se puede utilizar.

valores estáticos perfiles laminados



- A = Área de la sección
- I = Momento de inercia
- W = Módulo resistente
- $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$ = Radio de giro
- S_x = Momento estático de media sección
- $s_x = \frac{I}{S_x}$ = Distancia entre los centros de compresión y tracción
- η = Rendimiento
- n = Perfilmetro

Un perfil HEB

HEB	Dimensiones mm							Sección A cm ²	Peso P kg/m	Referido al eje x-x'				Referido al eje y-y'				w	w ₁	w ₂	d	S _x	s _x	$\eta = \frac{W_x}{P}$	u	HEB
	h	b	e	e ₁	r	h ₁	I _x			W _x	I _x	I _y	W _y	I _y	w	w ₁	w ₂									
100	100	100	6	10	12	56	26,0	20,4	450	89,9	4,16	14,7	31,5	2,52	53	—	22,5	10	52,1	8,63	4,41	0,567	100			
120	120	120	6,5	11	12	74	37,0	28,7	864	144	3,94	14,7	32,9	3,06	55	—	27,5	17	41	10,5	5,29	0,686	120			
140	140	140	7	12	12	82	47,0	32,7	1.514	214	3,75	14,7	34,3	3,58	57	—	32,5	21	57	12,1	6,41	0,805	140			
160	160	160	8	13	12	92	61,0	42,7	2.490	314	3,57	14,7	35,7	4,05	55	—	37,5	23	77	14,1	7,30	0,978	160			
180	180	180	8,5	14	15	122	85,3	51,2	3.830	428	3,36	13,60	1,51	4,57	60	—	40	25	241	15,9	8,32	1,04	180			
200	200	200	9	15	16	134	108	61,3	5.700	570	3,14	13,00	2,00	5,07	110	—	45	25	321	17,7	9,30	1,15	200			
225	220	220	9,5	16	18	152	140	71,5	8.090	736	2,93	12,80	2,59	5,59	120	45	50	25	41	17,6	10,3	1,27	220			
240	240	240	10	17	21	164	166	83,2	11.260	938	2,72	12,60	3,17	6,08	130	35	40	25	57	21,3	11,2	1,37	240			
260	260	260	10	17,5	24	177	177	93,0	14.920	1.150	2,51	11,50	3,95	6,58	100	40	40	25	641	23,1	12,4	1,50	260			
280	280	280	10,5	18	24	196	131	103	19.270	1.380	2,21	11,20	4,71	7,09	110	45	40	25	767	25,1	13,4	1,62	280			
300	300	300	11	19	27	208	149	117	25.170	1.680	2,00	11,00	5,71	7,58	120	50	40	25	934	26,9	14,4	1,73	300			
320	320	320	11,5	20,5	27	225	161	127	30.820	1.920	1,80	10,80	6,16	7,57	130	40	40	25	1.070	28,7	15,2	1,77	320			
340	340	300	12	21,5	27	243	171	134	36.660	2.160	1,66	10,60	6,46	7,53	120	50	40	25	1.200	30,4	16,1	1,81	340			
360	360	300	12,5	22,5	27	261	181	142	43.190	2.400	1,55	10,40	6,76	7,49	120	50	40	25	1.340	32,2	16,9	1,85	360			
400	400	300	13,5	24	27	298	198	155	57.680	2.880	1,41	10,80	7,21	7,40	120	50	40	25	1.620	35,7	18,6	1,93	400			
450	450	300	14	24	27	344	218	171	79.890	3.550	1,30	11,20	7,81	7,33	120	50	40	25	1.990	40,1	20,8	2,03	450			
500	500	300	14,5	28	27	390	219	187	107.200	4.290	1,22	11,620	8,42	7,27	120	45	45	28	2.410	44,5	22,9	2,12	500			
550	550	300	15	29	27	438	234	199	136.700	4.970	1,15	13.080	8,72	7,17	120	45	45	28	2.800	48,9	25,0	2,22	550			
600	600	300	15,5	30	27	486	270	212	171.000	5.700	1,08	13.530	9,02	7,08	120	45	45	28	3.210	53,2	26,9	2,32	600			

Fig. 60

$$\sigma_t = \omega \frac{N}{F} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq \sigma_d$$

Quando es compresión pura se toma el primer término de la fórmula por anularse los dos últimos. Cuando hay flexión en un plano se elimina el término del otro quedando la fórmula con solo dos factores.

Como ejemplo, supongamos que deseamos dimensionar un pilar con dos rotulas mediante perfil HEB-A-42-b Tabla Fig. 60, siendo los datos - los siguientes :

$$l = 4 \text{ m.} \quad M_y = 3,5 \text{ T x m}$$

$$N = 35 \text{ T} \quad M_x = 6 \text{ T x m}$$

Veamos en la tabla Fig. 60 un perfil para ensayar. Supongamos el - HEB-220, cuyos valores son.

$$A = 91 \text{ cm}^2. \quad i_{\text{min.}} = 5,59 \text{ cm.} \quad W_x = 736 \text{ cm}^3.$$

$$W_y = 258 \text{ cm}^3.$$

Quando hay flexión en los dos sentidos se toma el radio de giro mínimo.

Esbeltéz es :

$$\lambda_k = \frac{L_k}{i} = \frac{400}{5,59} = 71,5 \longrightarrow \omega = 1,36$$

$$L_k = 400 \times 1,0 = 400 \text{ cm.}$$

Comprobemos las dos fórmulas:

$$\sigma_{t1} = \frac{35}{91} + \frac{6 \times 100}{736} + \frac{3,5 \times 100}{258} = 2,55 \text{ T/cm}^2.$$

$$\sigma_{t2} = 1,36 \frac{35}{91} + 0,9 \left[\frac{6 \times 100}{736} + \frac{3,5 \times 100}{258} \right] = 2,47 \text{ T/cm}^2$$

$$\text{en los dos casos } \sigma_t > \sigma_d = 1733 \text{ kg/cm}^2.$$

Debemos ensayar un perfil superior que supondremos el HEB-280 de características.

$$A = 131 \text{ cm}^2. \quad i_{\text{min.}} = 7,09 \text{ cm.} \quad W_x = 1380 \text{ cm}^3. \quad W_y = 471 \text{ cm}^3.$$

La esbeltez es :

$$\lambda_{\text{lc}} = \frac{400}{7,09} = 56,4 \quad \rightarrow \quad \omega = 1,18$$

sustituyendo:

$$\sigma_{t1} = \frac{35}{131} + \frac{600}{1380} + \frac{350}{471} = 1,445 \text{ T/cm}^2.$$

$$\sigma_{t2} = 1,18 \frac{35}{131} + 0,9 \left[\frac{600}{1380} + \frac{350}{471} \right] = 1,375 \text{ T/cm}^2.$$

luego este perfil es suficiente pues,

$$\sigma_{t1} = 1445 \text{ kg/cm}^2. < 1.733 \text{ kg/cm}^2.$$

Se podría ensayar con HEB-260 para ver si es posible pero no parece así pues 1445 está bastante aproximado a 1733.

5.- Ejemplo Acero

Vamos a tomar las mismas solicitaciones que el ejemplo de hormigón armado según el apartado 3.1.4.

5.1.- Jácenas

En los perfiles de acero por ser de sección constante no es preciso el realizar el dimensionado en cada sección.

Si se desea ajustar más los cálculos se pueden reforzar con platabandas los perfiles en las zonas de mayor sollicitación pero esta práctica no es siempre la más económica por cuanto hay incremento de mano de obra.

En este caso no utilizaremos platabandas limitándonos a perfiles simples de tipo IPE de A-42-b.

Si observamos la Fig. 26 vemos que el tramo 8.7 y 7.6 deben dimensionarse para el momento del apoyo 7 que es 16,2 T x m y que el tramo 6.5 debe de serlo para M = 14,45. Para este caso consideraremos una flecha

máxima de 1/500.

Tramo 6.5

Cálculo por fatiga admisible. Buscamos el W mínimo

$$W_{\min.} = \frac{14,45 \times 10^5}{1733} = 833,8 \text{ cm}^3.$$

luego corresponde a un IPE-360 que resulte una fatiga real de :

$$\sigma_t = \frac{14,45 \times 10^5}{904} = 1598 \text{ kg/cm}^2. = 15,98 \text{ kg/mm}^2.$$

Cálculo Flecha, como se trata de un caso de carga repartida con empotramiento y apoyo tipo viga continua tomaremos $\alpha = 0,415$
Luego.

$$f = 0,415 \times \frac{15,98 \times 4,5^2}{36} = 3,73 \text{ mm.}$$

$f = 0,373 \text{ cm.}$ resultando una relación

$$\frac{f}{l} = \frac{0,373}{450} = \frac{1}{1206} < \frac{1}{500}$$

luego no hay problemas de flecha

Tramo 8.7 y 7.6

Buscamos el momento resistente mínimo $W_{\min.}$

$$W_{\min.} = \frac{16,25 \times 10^5}{1733} = 934,8 \text{ cm}^3.$$

Luego corresponde un perfil IPE-400 de $W = 1160 \text{ cm}^3$. que trabaja a una tensión de :

$$\sigma_t = \frac{16,2 \times 10^5}{1060} = 1528 \text{ kg/cm}^2.$$

que equivale a

$$\sigma_t = 15,28 \text{ kg/mm}^2.$$

El cálculo de la flecha no es preciso pues hemos visto que para el tramo 6.5 estábamos muy por encima de lo necesario y los valores son muy similares.

5.2.- Soportes

Tomamos asimismo los valores del apartado 3.1. y dimensionamos mediante perfiles HEB Tabla Fig. 60 A-42-b.

Tramo 8.1

$$N_{81} = 32,5 \text{ T} \quad M = 5 \text{ T x m}$$

Suponemos un HEB-200 de características $A = 78,1 \text{ cm}^2$. $i_x = 8,54$

$$W_x = 570 \quad h = 4 \text{ m.}$$

Consideramos un valor de $\beta = 0,5$ por ser biempotrado luego la esbeltez es :

$$\lambda_k = \frac{l \beta}{i} = \frac{400 \times 0,5}{8,54} = 23 \rightarrow \omega = 1,02$$

Sustituyendo.

$$\sigma_{t1} = \frac{32,5}{78,1} + \frac{5 \times 100}{570} = 0,416 + 0,877 = 1,293 \text{ T/cm}^2.$$

$$\sigma_{t2} = 1,02 \times \frac{32,5}{781} + 0,9 \frac{5 \times 100}{570} = 0,424 + 0,789 = 1,213 \text{ T/cm}^2.$$

Este perfil es suficiente pero como $\sigma_d = 1733$ podemos ensayar el inferior HEB-180 de características.

$$A = 65,3 \text{ cm}^2., \quad i_x = 7,66, \quad W_x = 426, \quad h = 400$$

Esbeltez.

$$\lambda_k = \frac{400 \times 0,5}{7,66} = 26 \rightarrow \omega = 1,03$$

Sustituyendo.

$$\sigma_{t1} = \frac{32,5}{65,3} + \frac{5 \times 100}{426} = 0,497 + 1,173 = 1,670 \text{ T/cm}^2.$$

$$\sigma_{t2} = 1,03 \times \frac{32,5}{65,3} + 0,9 \frac{5 \times 100}{426} = 0,512 + 1,056 = 1,567 \text{ T/cm}^2$$

que como vemos es el perfil adecuado para este caso.

Tramo 5.4

$$N_{54} = 29,3 \text{ T}$$

$$M_{54} = 4,65 \text{ T x m.}$$

Este tramo por ser de solicitaciones muy parecidas al 8.1 se considera igual a este con HEB-180 pues si ensayamos HEB-160 veremos que no es suficiente.

Tramo 7.2. y 6.3

$$N_{72} = 63,4,$$

$$M_{72} = 0$$

$$N_{63} = 57,6,$$

$$M_{63} = 0$$

En este caso no existe flexión y consideraremos los pilares sin arriostar luego el radio de giro será el mínimo.

Spongamos un HEB-160 de características $A = 54,3$, $i_y = 4,05$.

Esbeltez.

$$\lambda_k = \frac{400 \times 0,5}{4,05} = 49,38 \rightarrow \omega = 1,12$$

Sustituyendo solo en el caso 2.

$$\sigma_t = 1,12 \frac{63,4}{54,3} = 1,30 \text{ T/cm}^2. < 1,733 \text{ T/cm}^2.$$

Ensayamos con HEB-140 de características. $A = 43 \text{ cm}^2$. $i_y = 3,58$

Buscando la esbeltez

$$\lambda_k = \frac{400 \times 0,5}{3,58} = 55,8 \rightarrow \omega = 1,17$$

Sustituyendo en el caso 2.

$$\sigma_t = 1,17 \times \frac{63,4}{43} = 1,725 \text{ T/cm}^2. < 1,733 \text{ T/cm}^2.$$

Luego el perfil adecuado para los dos tramos es un HEB-140 pues si ensayáramos el 120 con N_{63} no sería suficiente.

5.3.- Detalles constructivos. (Fig. 61)

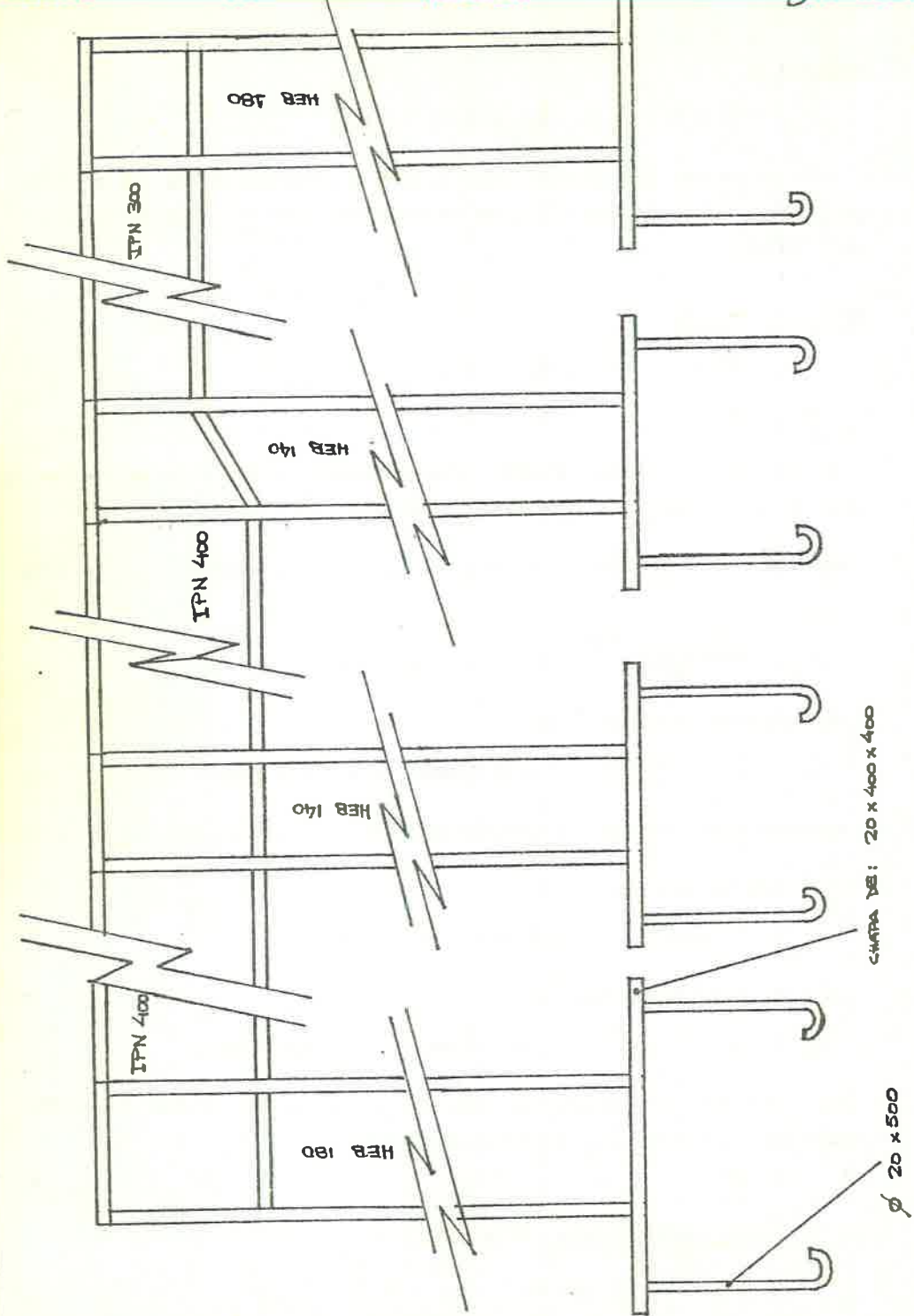


Fig. 61

6.- NORMAS

Las normas de interés para el dimensionado de estructuras son las siguientes, agrupándose primero las de Hormigón y luego las de Acero.

Hormigón.--

EH-73. Instrucción para el proyecto y la Ejecución de obras de hormigón en masa y armado (1.973) NTE - EHV/1.975 Estructuras de Hormigón armado vigas.

Acero.-

- MV - 102/1.964 Acero laminado. Estructuras de edificación.
- MV - 103/1.972 Estructuras de Acero laminado.
- MV - 104/1.967 Acero laminado de Ejecución de Estructuras.
- MV - 105/1.967 Roblones de Acero.
- MV - 106/1.968 Tornillos ordinarios y calibrados para estructuras de acero.
- MV - 107/1.968 Tornillos de alta resistencia para estructuras de acero.
- NTE-EAV/1.975 Estructuras de Acero. Vigas.

7.- BIBLIOGRAFIA

- Hormigón Amado 7ª Edición - 2 Tomos.
Jimenez Montoya
Ed. Gustavo Gili 1.974.
- La Estructura Metálica Hoy.
Rodriguez Arguelles
Librería Técnica Belisco 1.975.
- Prontuario Ensidesa Tomo I 4ª Edición
Ed. Ensidesa 1.975.
- Prontuario Altos Hornos Vizcaya
Ed. Altos Hornos de Vizcaya 1.968.

- Abacos. Aceros Rea
Ed. Altos Hornos de Cataluña 1.972
- Estructuras Metálicas de Edificios
Ed. Altos Hornos de Vizcaya 1.971

TEMA VIII

FORJADOS

1. - INTRODUCCION

2. - CARACTERISTICAS DE LOS FORJADOS

- 2.1.- Resistencia al fuego.
- 2.2.- Estanqueidad.
- 2.3.- Rápida entrada en carga.
- 2.4.- Aislamiento Térmico y Acústico.
- 2.5.- Acabado Superficial.
- 2.6.- Facilidad paso instalaciones.

3. - CLASIFICACION DE LOS FORJADOS

- 3.1.- Elementos aligerantes.
- 3.2.- Forjados Unidireccionales.
 - 3.2.1.- Semiresistentes.
 - 3.2.2.- Pretensados.
 - 3.2.3.- Metálicos.
 - 3.2.4.- Placas aligeradas.
 - 3.2.5.- Hormigón in situ.
- 3.3.- Forjados Bidireccionales.

4. - CALCULO UNIDIRECCIONALES

- 4.1.- Definición de las Acciones.
- 4.2.- Cálculo solicitaciones.
- 4.3.- Dimensionado.
- 4.4.- Normas NTE.
 - 4.4.1.- NTE-EHU/1.973 "Estructuras de Hormigón armado, forjados unidireccionales".
 - 4.4.2.- NTE-EHU/1.973 "Estructuras de Acero, forjados".

5. - EJEMPLO FORJADOS UNIDIRECCIONALES

5.1.- Esquemas de cálculo.

5.2.- Cálculo de las solicitudes:

5.2.1.- Tramo a

5.2.2.- Tramo b

5.2.3.- Tramo c

5.2.4.- Tramo d

6.- CALCULO BIDIRECCIONALES

1.- INTRODUCCION

Entendemos por forjados aquellos elementos estructurales que se paran diferentes niveles al tiempo que absorben las acciones en primer grado.

Análogamente las jácenas absorben los esfuerzos en segundo grado, los pilares en tercero y las zapatas en el cuarto.

En la actualidad existen innumerables tipos de forjados diferenciándose por sus materiales y el distinto grado de prefabricación en obra de los mismos.

No se puede afirmar que exista un tipo de forjado como ideal, razón por la cual se sigue construyendo con diferentes métodos. En este campo como en muchos otros existen "modas" en el uso de determinados tipos por su novedad o interés. Desde hace unos años se observa una gran difusión de los forjados bidireccionales (Tipo Reticular) -- pues permiten una mayor facilidad en las distribuciones al tener los pilares una cierta movilidad de situación y aseguran al mismo tiempo un gran monolitismo a la estructura que garantiza su mayor estabilidad. Por el contrario su puesta en obra permite poco grado de prefabricación y en el momento de realizar las instalaciones o pasar conductos presentan inconvenientes.

Por ello vamos a definir los tipos más comunes de que se dispone en el mercado dando una orientación de sus características.

En el capítulo siguiente se indicarán las formas de cálculo para los de tipo unidirección con ejemplos de cálculo.

A continuación expondremos los principios de cálculo de los bidireccionales. Exponiendo por fin el uso de las Tablas NTE de los diferentes tipos de forjados.

2.- CARACTERISTICAS DE LOS FORJADOS

Un forjado además de la función de soportar unas cargas, por lo general gravitatorias debe de cumplir con el mayor número de las condiciones que indicamos a continuación. Esto no significa que el que las cumpla todas sea el mejor pues posiblemente será el más caro Pero que de acuerdo con el uso que de unos a un forjado debemos prestar atención a cuales son las características adicionales que nos sean de mayor interés.

2.1.- Resistencia al fuego.

Los forjados para edificios de uso público y vivienda deben de cumplir unas exigencias mínimas de :

Estabilidad al fuego (EF) es decir, el que ante la presencia de fuego en una de sus caras dicho forjado siga soportando las cargas previstas sin derrumbarse y por otra parte ser Retardadores al fuego (RF) que -- significa que son capaces de impedir la propagación del fuego durante un tiempo protegiendo a los elementos y personas situadas en la otra cara de la acción del fuego.

Como valores orientativos de EF y RF según la aplicación y situación podemos considerar los siguientes mínimos :

- Para viviendas situadas en edificios de altura inferior a 28 m. ---- (≈ 10 plantas) los forjados deberán ser RF - 60 y los de la planta baja que tengan aparcamiento debajo RF - 120.
- Para viviendas en edificios de altura comprendida entre 28 y 40 m. - deberán ser RF -120 y para los forjados aparcamiento RF - 240.
- Para edificios de viviendas en Edificios de gran altura $h > 40$ m. -- los valores serán de RF - 180 en las plantas elevadas y de RF - 240 en las plantas subterráneas.

Evidentemente estas medidas en los forjados deben estar acompañadas por las del resto de componentes del edificio para ser eficaces.

2.2.- Estanqueidad

Los forjados deben asegurar la perfecta estanqueidad a fin de impedir el paso de líquidos en especial ante escapes de agua u otros accidentes similares. Esta función se suele reforzar mediante los pavimentos.

Esta función viene mejorada en los forjados con capa de compresión que dá homogeneidad al conjunto impidiendo los poros y orificios.

2.3.- Rápida entrada en carga:

La práctica de los apuntalamientos en la construcción para soportar los encofrados de las plantas superiores repercuten en una puesta a carga inmediata de forjados recién construidos. Por ello los forjados cuyos elementos presentan el máximo de su resistencia al ponerlos en obra tipo-viguetas pretensadas o metálicas permiten un ahorro en puntales pues se puede desapuntalar más rápidamente al no precisar tiempo de fraguado.

En otra parte este apuntalamiento, en tres plantas como mínimo, en forjados de tipo semiresistente o reticulares, es una garantía de su resistencia pues estos suelen soportar cargas superiores en esta fase que las de uso que deberá soportar cuando entre en servicio.

2.4.- Aislamiento Térmico y Acústico

Estos factores son muy importantes al considerar la calidad en la construcción y por lo general no se tienen en cuenta en la elección de forjados. La falta de organismos oficiales que homologen de forma adecuada estas características hace muy difícil el conocer y cuantificar estos valores para poder elegir con conocimiento de causa.

La forma de conseguir este efecto es el utilizar como material aliante para substituir las bobedillas o casetones, materiales porosos - como el Poliestireno expandido que aparte de tener coeficientes de transmisión del calor 4 ó 5 veces menores que los materiales normales su menor peso propio es otra ventaja al calcular las cargas de la estructura.

2.5.- Acabado superficial

A la hora de realizar los cielos rasos es un factor importante el grado de uniformidad y acabado de la cara inferior de los forjados.

Existen tipos que permiten dejar vista esta superficie como elemento decorativo, casetones, plásticos recuperables, y otros que dejan superficies lo suficientemente lisas, como para poder pintar directamente como los de tipo placa aligerada autoportante.

2.6.- Facilidad paso instalaciones

Una de las necesidades más comunes en los forjados es la necesidad de pasar instalaciones entre las distintas plantas, ya sean conductos de desagües, conducciones de agua, gas, electricidad, etc.

Si se tuviera la precaución de proyectar todas estas instalaciones con anterioridad al inicio de la obra con el fin de dejar ya los agujeros y pasos necesarios casi todos los forjados son adecuados pero cuando se deja a la improvisación estas instalaciones hay tipos de forjados que permiten en mayor o menor grado el realizar modificaciones en los mismos.

De forma general los unidireccionales son menos dificultosos que los bidireccionales para este tipo de trabajos.

3.- CLASIFICACION DE LOS FORJADOS

Para clasificar los forjados podríamos basarnos en diferentes principios. En este caso lo haremos de acuerdo con las características constructivas de los mismos y los dividiremos en dos familias principales.

- a) Unidireccionales
- b) Bidireccionales.

De acuerdo con esta clasificación inicial se hacen las siguientes subclasificaciones según los materiales y grado de prefabricación de cada uno de ellos así los Unidireccionales se dividirán en :

- a - 1 Semiresistentes.
- a - 2 Pretensados.
- a - 3 Metálicos.
- a - 4 Placas aligeradas.
- a - 5 Hormigón insitu

y en cada una de estas subdivisiones aún podríamos distinguir entre ellas según el tipo de elemento aligerante o "Bobedilla" que pueden utilizar.

Por su parte los Bidireccionales los podríamos agrupar en otros grupos según la forma constructiva.

- b - 1 Cuadrados.
- b - 2 Rectangulares.
- b - 3 Losas.

Según la forma de la retícula los dos primeros y por carecer de elementos aligerantes los últimos.

Pasemos a continuación a exponer las principales características de cada uno de ellos y sus aplicaciones.

3.1. - Elementos aligerantes

En la mayoría de forjados se utilizan elementos con funciones aligerantes.

Estos elementos se denominan de diferentes formas pero la más usual es bovedillas en los forjados unidireccionales y casetones en las bidireccionales.

Los materiales que componen estos elementos son muy variados siendo los más utilizados los siguientes :

- Cerámicos Fig. 1 (bovedillas y casetones)
- Hormigón aligerado Fig. 2 (bovedillas y casetones)
- Escayola Fig. 3 (bovedillas)
- Plástico (recuperables) Fig. 4 (casetones)
- Poliestireno (casetones)
- Bloques Hormigón Celular (casetones)

Cada uno de los ripos enumerados se fabrica en diferentes formas que se aplican a los casos particulares de :

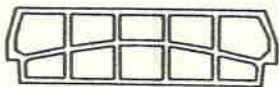


Fig. 1

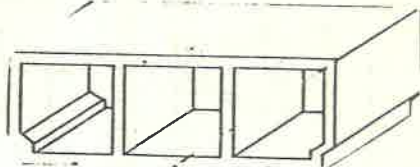


Fig. 2

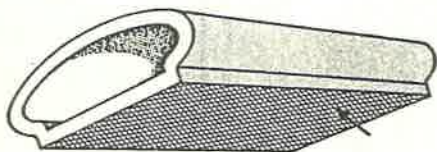


Fig. 3

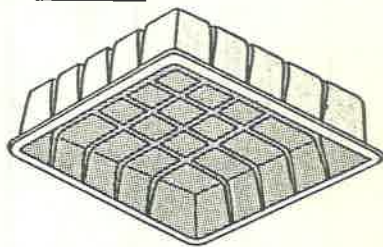


Fig. 4

3.2.- Forjados Unidireccionales

El principio del forjado unidireccional es el más antiguo de los utilizados y su aplicación data del principio de la construcción cuando mediante troncos de madera más o menos elaborados se construían los pisos de las edificaciones. Al crearse nuevos materiales a la construcción se ha substituido la madera pero aplicando el mismo principio.

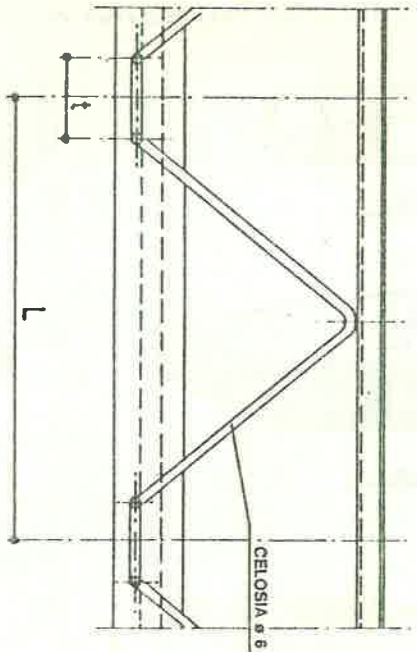
Este consiste en disponer una estructura portante lineal a base de jácenas sobre las que se apoyarán los elementos de este forjado. En un principio todos los forjados eran isoestáticos es decir simplemente apoyados en la estructura.

En la actualidad se consigue un mayor aprovechamiento de los materiales y reducción de flechas dando continuidad a los forjados mediante uniones rígidas en sus apoyos y calculándolos como vigas continuas. Para que esto sea posible el proyectista debe pensar en disponer el sentido del forjado según, la longitud de la planta para que el número de tramos de las vigas sea el máximo posible.

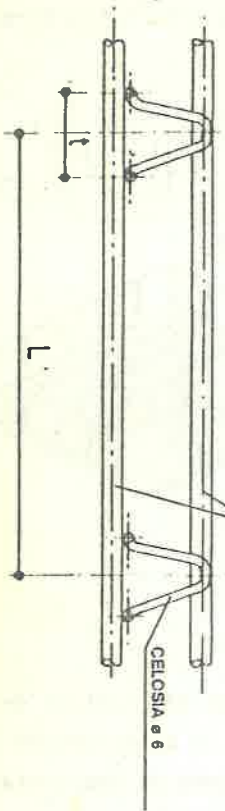
3.2.1.- Semiresistentes

Este sistema consiste en la fabricación en taller de unas suelas-

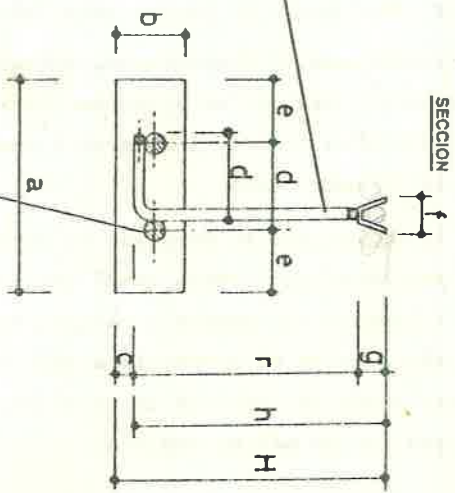
ALZADO



PLANTA ARMADURAS EN BASE



SECCION



o zapatillas de hormigón (Fig. 5) o de cerámica (Fig. 6) las cuales están provistas de una armadura inferior embebida en ello y de una celosía de acero electrosoldada según se ve en las figuras anteriores.

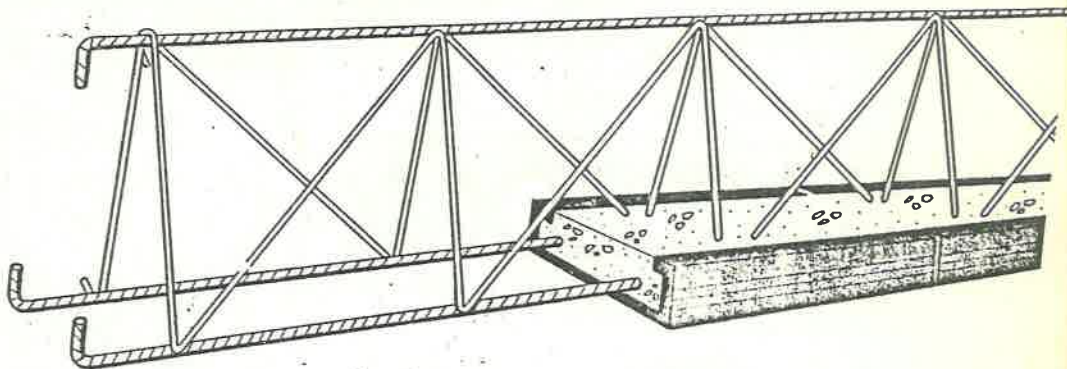


Fig. 6

Este conjunto tiene la suficiente rigidez para su transporte y soportar el peso de las operaciones de montaje y posterior hormigonado mediante un apuntalamiento cada 1,5 a 2 m.

Esta solera y celosía constituyen el elemento básico del forjado que se coloca en todos los tramos de la obra. Una vez hormigonado, tras la colocación de las correspondientes armaduras de refuerzo en los vanos y apoyos, la capa de compresión, de 3 a 5 cm. según los casos, forma según vemos la Fig. 7 una sección de hormigón en "T" que aumenta las características resistentes de dichos forjados ante los momentos positivos.

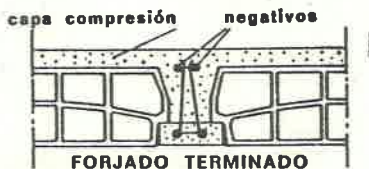


Fig. 7

Estos forjados suelen construirse con interejes de 60 a 70 cm. Fig. 8 v con viga simple, los cantos más comunes suelen ser de 17 + 3; 17 + 4; 20 + 3; 20 + 4; 25 + 5; siendo la primera cifra la altura de la bovedilla y la segunda el espesor de la capa de compresión estos valores son

función de las luces y las sobrecargas que deban soportar.

Cuando por necesidades de canto o las sobrecargas son elevadas se puede recurrir a la colocación de doble viga Fig. 9 lo que permite

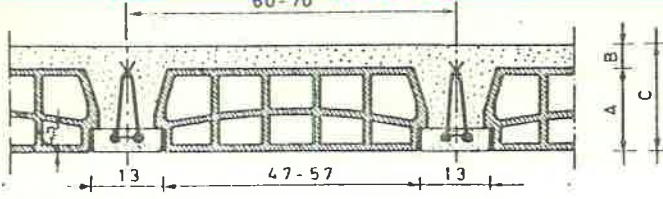


Fig. 8

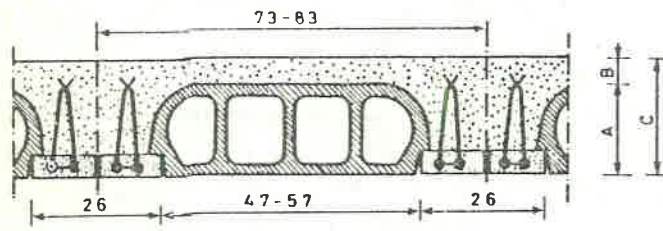


Fig. 9

aumentar las características resistentes al doble.

Su forma de empalmar con las estructuras permite todas las soluciones posibles tanto en estructuras metálicas de hormigón armado ya sean de canto reducido o de gran canto como ejemplos de unión veamos las -- Figuras 10-11-12 y 13 estas uniones pueden adoptar la forma isoestática (Fig. 10) o empotrada (Fig. 11-12 y 13).

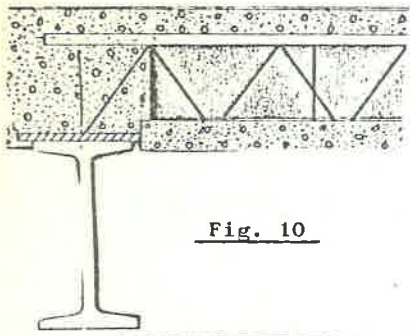


Fig. 10

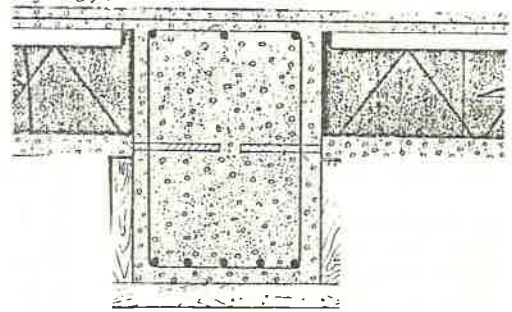


Fig. 11

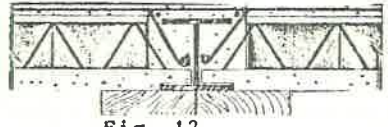


Fig. 12

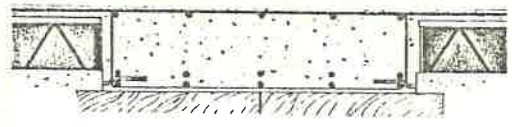


Fig. 13

Su utilización no se limita a los elementos horizontales sino que es muy común su utilización en zancas de escalera (Fig. 14.)

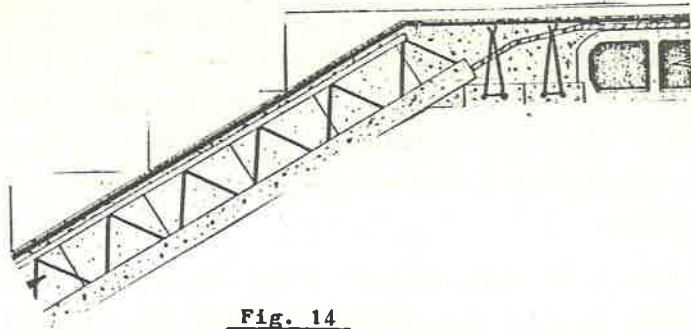


Fig. 14

Este sistema es uno de los más extendidos en la actualidad pues reúne buenas condiciones estructurales junto a una fácil puesta en obra.

3.2.2.- Pretensados

Este sistema se basa en la utilización de viguetas que ya vienen de taller completamente fabricadas y capaces de resistir el esfuerzo máximo en el momento de su puesta en obra.

La forma constructiva de estas viguetas consiste en un perímetro en forma de doble T (Fig. 15)

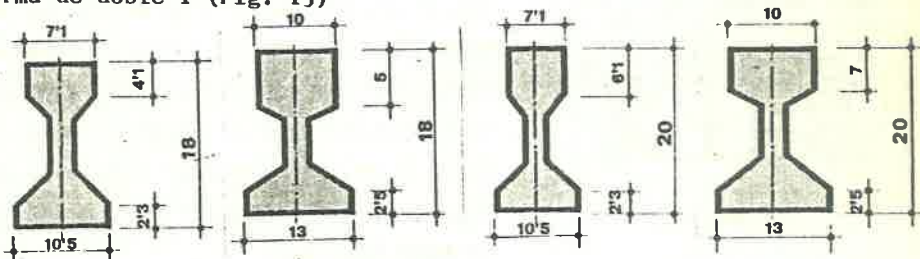


Fig. 15

en hormigón que está complementada mediante armaduras pretensadas con una disposición parecida a la de la Fig. 15.

Esta distribución de armadura con la mayor parte de la misma en el ala inferior, se mantiene a lo largo de toda la viga por razones de fabricación.

Esto implica que estas viguetas no admitan ningún tipo de refuerzo con armaduras convencionales y por ello solo están preparadas para absorber los momentos positivos producidos por cargas gravitatorias.

Es un error frecuente y muy grave el construir voladizos mediante este tipo de vigueta aunque a veces se les dé la vuelta y se pongan en obras invertidas pues entonces el tramo que no trabaja adecuadamente es el inmediato al voladizo. También se suelen colocar armaduras en la parte superior pero como ya hemos indicado no hay ninguna garantía de adherencia con la vigueta por lo que hay grandes probabilidades de fisuración y flechas excesivas.

Debido a esta misma razón la única forma adecuada de utilizar estas vigas es en apoyo simple o isoestático no permitiendo la continuidad entre ellas ni el adecuado monolitismo con el resto de la estructura por lo que en estructuras de varios pisos sometidas a esfuerzos horizontales (viento, sismo, etc) son desaconsejables.

Por el contrario y en razón de su fácil puesta en obra por no precisar encofrados son muy utilizadas en obras de pocas plantas y de baja responsabilidad estructural. Suele ser frecuente el verlas en estructuras de jácenas metálicas.

Este tipo de forjado al igual que el anterior se construye situando las viguetas a distancias que oscilan entre 50 y 70 cm. Fig. 16 y aligerados mediante cualquiera de los elementos enunciados en el apartado 3.1.

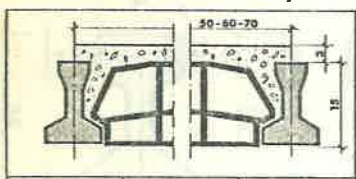


Fig. 16

Para dar cohesión al conjunto se hormigonan los elementos así dispuestos recubriéndolos mediante una capa de compresión por lo general de 3 cm. En este caso esta capa no cumple funciones estructurales de Sección en T como el caso anterior.

3.2.3.- Metálicos

Este tipo de forjado es el constituido por viguetas laminadas en caliente por lo general IPN o de doble T. Se usan casi exclusivamente con estructura metálica por su facilidad de unión mediante soldadura. Puede apoyarse de la forma que se desee ya sea isoestático (Fi.17) o empotrado (Fig. 18) .



3.2.4.- Losas aligeradas

Este tipo tiene como principal característica la ausencia de elementos aligerantes intermedios para formar parte constituyente de ellas unos huecos que hacen esta función (Fig. 21) varios alveolos o (Fig.22) uno solo

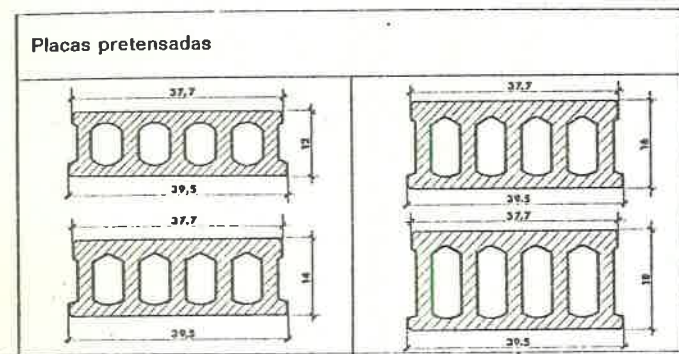


Fig. 21

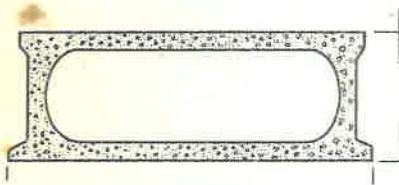


Fig. 22

La forma constructiva es análoga a las viguetas pretensadas mediante armaduras incorporadas.

Las ventajas e inconvenientes estructurales son análogas a las de las viguetas pretensadas. Aunque cabe destacar su más rápida puesta en obra por no ser precisa la colocación de bovedillas o elementos análogos. Cuando la obra es de forma irregular es más dificultosa su puesta en obra por ser preciso el cortar las losas en diagonal. Para dar mayor cohesión a los distintos tramos se aconseja colocar una capa de compresión como en los otros casos. Es aconsejable que las losas dispongan de un sistema de unión lateral tipo machiembrado (Fig.23) que evita la posible fisuración producida por cargas concentradas en una sola losa.

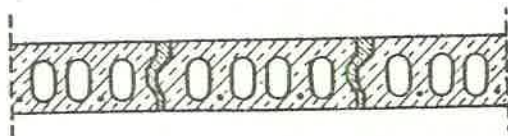


Fig. 23

3.2.5.- Hormigón in situ

Este sistema es idéntico al utilizado para la construcción de jácenas en estructuras convencionales. Su forma constructiva la vemos indicada en la (Fig. 24) pudiendo ser mediante elementos aligerantes o con

EHU-7 Forjado Industrializado nervado - B-C-H-S-n Ø

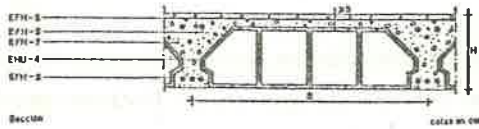


Fig. 24

que dá mayor dificultad a la puesta en obra.

Como se desprende de las figuras anteriores es preciso encofrar a todo lo largo de las líneas de vigueta para retener el hormigón, además de este punto. Sus características son análogas a los del tipo semiresistente.

Una forma constructiva de este tipo lo constituyen los zunchos -- (Fig. 25) que se construyen normalmente in situ para rematar todos los

EHU-8 Forjado nervado - F-G-H-S-n Ø

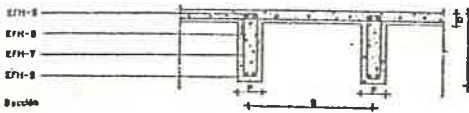
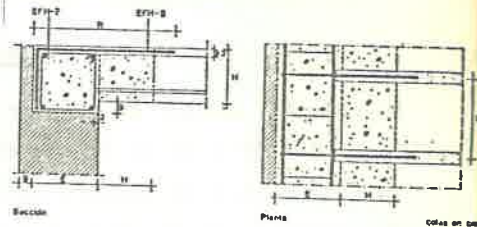


Fig. 24

de forjados mencionados hasta ahora. Estos elementos se deben construir en todos los bordes de la obra donde no existan jácenas estructurales, -- patios, medianeras, etc. y por lo general deben de calcularse para la -- carga de los cerramientos. Sus dimensiones dependen de la carga a soportar pero es aconsejable que el canto sea el mismo del forjado y su anchura de 20 cm. como mínimo.

EHU-11 Apoyo sencillo sobre fábrica - E-H-R-S-n Ø



EHU-12 Apoyo doble sobre fábrica - E-H-R-S-n Ø

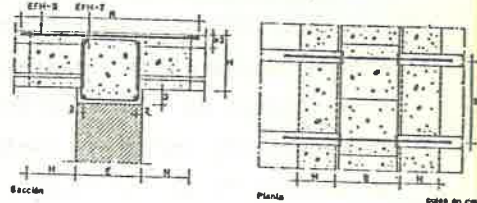


Fig. 25

3.3.- Forjados bidireccionales

Los forjados bidireccionales o reticulares son de aplicación reciente en construcción. Pues las teorías de placas no han sido puestas a punto de forma práctica hasta la década de los años cuarenta. En nuestro país a partir de los años sesenta se observa una aplicación creciente de esta solución para forjados.

El desarrollo de este tipo de forjado ha venido impulsado por la tendencia a eliminar resaltes en los techos que en el forjado unidireccional se ha realizado con las jácenas planas.

La forma constructiva de este tipo de forjado la podemos observar en la (Fig. 26) y consiste en la disposición de una retícula cuadrada por

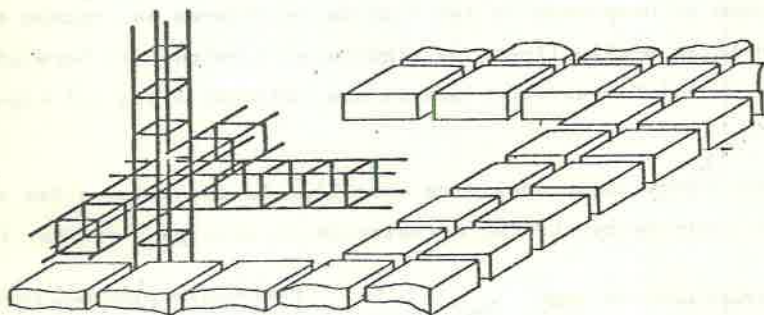


Fig. 26

lo general, aunque en ciertos casos se pueda utilizar rectangular, de 60×60 ó 80×80 en la que se colocan piezas aligerantes cuadradas de 50×50 ó 70×70 dejando espacios libres de 10 cm. de anchura que forman los nervios resistentes. Los cantos para estos forjados dependen de las luces y cargas y varían de $17 + 3$ a $40 + 5$ o más en casos de grandes sobrecargas, los más usuales son $20 + 3$; $20 + 4$; $23 + 3$; $25 + 3$; que permiten con cargas más sobrecargas de 500 a 750 kg. luces de 5 a 7 m. siendo estos valores de tipo genérico. En caso que sea preciso aumentar las solicitaciones sin variar el canto por razones constructivas se pueden utilizar nervios de 15 cm. lo que aumenta la retícula a 65×65 ó 85×85 por mantenerse las mismas dimensiones de los elementos aligerantes.

Su puesta en obra requiere un encofrado y apuntalado de toda la su

perficie de la planta y su grado de mecanización es muy bajo.

Entre las ventajas más importantes cabe destacar su mayor flexibilidad en el momento de situar los pilares y su gran monolitismo estructural que liga la estructura con igual rigidez en las dos direcciones.

El hecho de que no existan armaduras previas permite el calcular cada una en particular lo que permite cuantías de acero bajas si se realiza el cálculo con suficiente precisión.

Este tipo de forjado requiere ser calculado al mismo tiempo que la estructura general del edificio.

Se están construyendo muchos edificios de gran altura con este sistema siendo normal el ver estructuras de 20 y más plantas con dichos forjados.

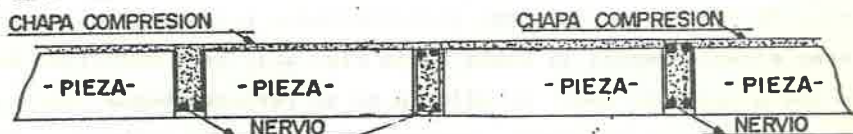


Fig. 27

En un forjado reticular debemos distinguir varios elementos estructurales siendo los más destacados los siguientes : Fig. 27

- Capitel.- Zona que rodea a los pilares y de forma rectangular que no dispone de elementos aligerantes quedando por ello maciza.
- Nervio.- Parte de la placa que soporta momentos negativos y que se encuentran por lo general en las zonas entre capiteles o en sus inmediaciones.
- Te .- Parte de la placa situada en el centro de los recuadros y que soporta momentos positivos lo que el nervio junto a la capa de compresión forma una sección en "T" como en el caso del forjado semiresistente,
- Zunchos.- Todos los bordes de las placas tanto exteriores como de huecos.

4.- CALCULO DE UNIDIRECCIONALES

Como ya hemos indicado los forjados unidireccionales pueden tomar diferentes formas constructivas, según el tipo de apoyo de que dispongan. Por ello para proceder al cálculo de un forjado debemos conocer cada plan

ta de la construcción y definir el sentido de las viguetas y el tipo de apoyo dando si es posible continuidad a los tramos adyacentes.

4.1.- Definición de las acciones.

Al igual que para el cálculo de las estructuras debemos empezar por definir cuáles son las cargas que gravitan sobre cada zona del edificio. Para hallar estos valores es preciso conocer que uso tendrá cada una de las plantas y de acuerdo con los valores definidos por la Norma MV-101, "Acciones en la edificación" procederemos a calcular esta carga.

El único valor que no nos facilita dicha norma, aunque sí de forma orientativa, es el peso propio del forjado. Este valor lo podremos definir mediante los abacos de pesos proporcionados por las casas comerciales, como ejemplo veamos la tabla de la (Fig. 28). Esto significa que -- cuando nos proponemos hacer el cálculo de un forjado debemos tener ya de cidido el tipo, semiresistente, pretensado, etc. y la marca pues solo-- a través de los abacos particulares de cada firma comercial podremos rea lizar el dimensionado correcto de cada. Esto es así debido a que no exig te una normativa internacional que defina como en el caso de los perfiles de acero, cuáles son las dimensiones y características estáticas de cada tipo de forjado.

En el supuesto que ya tengamos escogido el tipo y la marca del forjado el canto del mismo y su interese quedan por decidir.

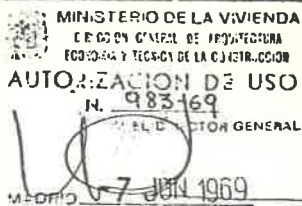
Es por ello que al iniciar el cálculo de las cargas deberemos confiar a un tanteo o a nuestra experiencia el valor del peso propio del mismo.

Como ejemplo en el caso de una planta de vivienda de lujo, podríamos considerar los siguientes valores considerando un forjado semiresistente de 20 + 4 según (Fig. 28).

- Sobrecarga de Uso	200 kg/m ² .
- Peso terrazo sobre mortero	80 kg/m ² .
- Peso tabiquería ladrillo (9 cm)		100 kg/m ² .
- Peso forjado	<u>230 kg/m²</u>
Carga Total de Cálculo	q =	<u>610 kg/m²</u>

Ficha de Características Técnicas del Forjado semirresistente

Fabricante:
Dirección:
Localidad:



Hojas nº 2, consta de 13 hojas

2 - Dimensiones

TIPOS DE VIGUETAS	Long. máx. de fabricac.	Dimensiones en mm.								PESOS Kg./m
		a	b	c	h	f	p	j		
H: 12	5.10	120	40	95	135	40	160	150		12
H: 15	5.70	120	40	125	165	40	160	150		12
H: 17	6.30	120	40	145	185	40	160	150		12
H: 20	7.50	120	40	175	215	40	200	150		12

TIPOS DE BLOQUES	Dimensiones en mm.						Peso por un.
	m	n	s	u	t	v	
Altura 13	570	23	82	250	130	8	9.000
Altura 15	570	23	102	250	150	8	10.000
Altura 17	570	23	122	250	170	8	11.500
Altura 20	570	23	152	250	200	8	13.000

TIPOS DE FORJADOS	Dimensiones en mm.				Paso aprox. Kgs./m ²
	a,	b,	c,	d,	
13-3	700	130	30	160	165
13-4	700	130	40	170	185
15-3	700	150	30	180	175
15-4	700	150	40	190	195
17-3	700	170	30	200	200
17-4	700	170	40	210	220
20-3	700	200	30	230	210
20-4	700	200	40	240	230
17-3	820	170	30	200	230
20-3	820	200	30	230	260
20-5	820	200	50	250	300

} doble vigueta

3 - Hormigón

Resistencia característica medida en probeta

Garantizado en las viguetas	Tipos de viguetas	Resist. Kg./cm ²			
		H: 12	H: 15	H: 17	H: 20
		170	170	170	170

Especificado en los forjados	Tipos de forjados	Resist. 28 días									
		13-3	13-4	15-3	15-4	17-3	17-4	20-3	20-4	20-5	
		180	180	180	180	180	180	180	180	180	

4 - Armaduras

CARACTERÍSTICAS GARANTIZADAS DE LAS ARMADURAS

ELEMENTOS DE ARMADURA	Inferior	Superior	Celosía	Suplementos
CLASE DE ACERO	NERFIL DC	FLEJE acero normal	acero normal	Refuerzos Negativos
LÍMITE APARENTE DE ELASTICIDAD Kg./cm ²	4.400	2.400	2.400	4.400

ARMADURAS Z		ARMADURAS Y		ARMADURAS X		CELOSÍA	
n φ	S/cm ²	n φ	S/cm ²	n φ	S/cm ²	n φ	S/cm ²
2 φ 8	0,57	1 φ 6	0,28	2 φ 6	0,57	1 φ 6	0,28
2 φ 8	1,01	1 φ 8	0,50	1 φ 6 + 1 φ 8	0,78		
2 φ 10	1,57	1 φ 10	0,79	2 φ 8	1,01		
2 φ 12	2,26	1 φ 12	1,13	1 φ 8 + 1 φ 10	1,29		
		1 φ 14	1,54	2 φ 10	1,57		
		1 φ 16	2,01	1 φ 10 + 1 φ 12	1,92		
				2 φ 12	2,26		

Fig. 28

Este sería el valor de la carga más sobrecarga que deberíamos aplicar.

4.2.- Cálculo de las solicitaciones

Para definir las solicitaciones de cada tramo volvemos a insistir sobre el tipo de apoyos en que se sitúa y en segundo lugar la distancia entre ejes de las viguetas pues lo que debemos ahora hallar es el valor de las solicitaciones que deberá soportar cada una de las viguetas por sí misma.

Para ello debemos hallar la carga por metro lineal "Q" que gravita en cada vigueta este valor es.

$$Q = q \times a_1 \quad \text{siendo.}$$

Q = carga por metro lineal

q = carga por metro cuadrado

a_1 = separación entre ejes de viguetas (Fig. 29)

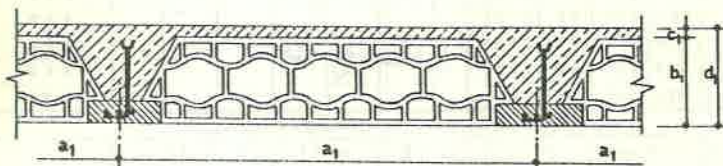


Fig. 29

Obtenido el valor de Q podemos buscar el valor de los momentos. Estos valores se pueden dar de forma aproximada en función del tipo de empotramiento y tomando los valores de las fracciones de la Tabla (Fig. 30)

TIPO DE VIGUETA	Mtos POSITIVOS		Mtos NEGATIVOS	
	Mmax	Mmin	Mmax	Mmin
Inempotrable	5/40	5/48	1/48	0
Semiempotrable	4/40	4/48	2/48	1/40
Empotrable	3/40	3/48	3/48	2/40

y multiplicandolos por $Q l^2$ siendo Q el valor antes definido y l la menor de las dos distancias siguientes:

Fig. 30

a) Distancia entre ejes de los apoyos.

b) Luz libre más el canto del forjado.

Es aconsejable utilizar el valor máximo de los indicados tanto para momentos positivos como negativos.

Cuando los vanos continuos sean varios es aconsejable el cálculo exacto de los momentos y cortantes mediante un abaco de vigas continuas, o por el reparto de momentos mediante el teorema de los tres momentos o por Cross.

En los ejemplos se verán de forma práctica las explicaciones anteriores.

4.3.- Dimensionado

Para el dimensionado se deben de utilizar tablas como las de las Figuras 31 a-b-c-d, 32 a-b-c-d y 33.

En estas tablas en función del momento flector de cálculo nos indican las características de la vigueta y las armaduras de refuerzo que se precisan según los casos.

En el caso de las tablas Fig. 31 y 32 por tratarse de viguetas semirresistentes, se indica la armadura superior (Momento negativo o -- apoyo) y la armadura inferior (Momento positivo o vano). Para utilizar estas tablas debemos conocer los momentos del apoyo y el vano según se ha indicado en el apartado anterior.

Además de las armaduras principales estas tablas indican el esfuerzo cortante máximo para cada vigueta.

Estas tablas deben de estar aprobadas por la Dirección General de Arquitectura y Tecnología de la Edificación el cual las autoriza según unas resistencias de materiales concretas que deberían aparecer al pie de cada hoja. En estos ejemplos que se dan en las Figuras 31 y 32 los materiales son :

Fig. 31 y 32 Acero - 5.000 kg/cm² y Hormigón 175 kg/cm².

CARACTERÍSTICAS MECANICAS DEL FORJADO

TIPO 13 + 3 PASO DE CELOSIA 20

Armadura de base	Sección cm ² nervio	Módulo de flecha Tm ³ nervio	M. F. útil positivo Kg nervio	Armadura en apoyo	Sección cm ² nervio	M. F. útil negativo Kg nervio
2 R 6	0,560	184	210	1 R 8	0,503	178
2 R 6 + 1 R 6	0,840	192	313	1 R 6 + 1 R 8	0,783	265
2 R 8	1,006	196	374	3 R 6	0,840	282
2 R 6 + 1 R 8	1,063	197	394	2 R 8	1,006	329
2 R 8 + 1 R 6	1,286	203	475	1 R 8 + 1 R 10	1,288	402
2 R 6 + 1 R 10	1,345	204	496	3 R 8	1,509	454
2 R 8 + 1 R 8	1,509	208	554	2 R 10	1,570	467
2 R 6 + 1 R 12	1,691	213	619	1 R 12 + 1 R 8	1,634	588
2 R 8 + 1 R 10	1,791	215	654	1 R 12 + 1 R 10	1,926	700
2 R 6 + 2 R 10	2,130	223	772	1 R 14 + 1 R 8	2,042	740
2 R 8 + 1 R 12	2,137	223	774	2 R 12	2,262	915
2 R 8 + 1 R 8 + 1 R 10	2,294	227	828	1 R 14 + 1 R 10	2,324	836
2 R 8 + 1 R 14	2,545	233	913	1 R 14 + 1 R 12	2,670	953
2 R 8 + 2 R 10	2,576	233	924	1 R 16 + 1 R 10	2,796	995
2 R 8 + 1 R 10 + 1 R 12	2,922	241	1039	2 R 14	3,078	1088
2 R 8 + 1 R 16	3,017	243	1070	1 R 16 + 1 R 12	3,142	1108
2 R 8 + 2 R 12	3,268	248	1153	3 R 12	3,393	1190
2 R 8 + 2 R 10 + 1 R 12	3,707	257	1294	1 R 16 + 1 R 14	3,550	1240
2 R 8 + 2 R 12 + 1 R 10	4,053	264	1403	2 R 16	4,022	1388
2 R 8 + 2 R 12 + 1 R 12	4,399	271	1510	1 R 16 + 2 R 12	4,273	1465

FIG 31-a

Esfuerzo cortante absorbido por el hormigón 472 Kg
 Esfuerzo cortante absorbido por la celosía 384 Kg
 Esfuerzo cortante absorbido por el nervio 856 Kg
 Momento negativo máximo sin hormigonar 465 mkg

CARACTERÍSTICAS MECANICAS DEL FORJADO

TIPO 15 + 3 PASO DE CELOSIA 20

Armadura de base	Sección cm ² nervio	Módulo de flecha Tm ³ nervio	M. F. útil positivo Kg nervio	Armadura en apoyo	Sección cm ² nervio	M. F. útil negativo Kg nervio
2 R 6	0,560	260	240	1 R 8	0,503	205
2 R 6 + 1 R 6	0,840	270	359	1 R 6 + 1 R 8	0,783	308
2 R 8	1,006	276	428	3 R 6	0,840	328
2 R 6 + 1 R 8	1,063	278	452	2 R 8	1,006	384
2 R 8 + 1 R 6	1,286	285	545	1 R 8 + 1 R 10	1,288	473
2 R 6 + 1 R 10	1,345	287	569	3 R 8	1,509	537
2 R 8 + 1 R 8	1,509	293	636	2 R 10	1,570	553
2 R 6 + 1 R 12	1,691	299	711	1 R 12 + 1 R 8	1,634	570
2 R 8 + 1 R 10	1,791	302	751	1 R 12 + 1 R 10	1,926	643
2 R 6 + 2 R 10	2,130	313	887	1 R 14 + 1 R 8	2,042	851
2 R 8 + 1 R 12	2,137	313	890	2 R 12	2,262	938
2 R 8 + 1 R 8 + 1 R 10	2,294	318	952	1 R 14 + 1 R 10	2,324	963
2 R 8 + 1 R 14	2,545	325	1051	1 R 14 + 1 R 12	2,670	1098
2 R 8 + 2 R 10	2,576	326	1064	1 R 16 + 1 R 10	2,796	1147
2 R 8 + 1 R 10 + 1 R 12	2,922	337	1198	2 R 14	3,078	1255
2 R 8 + 1 R 16	3,017	339	1234	1 R 16 + 1 R 12	3,142	1280
2 R 8 + 2 R 12	3,268	347	1330	3 R 12	3,393	1374
2 R 8 + 2 R 10 + 1 R 12	3,707	359	1495	1 R 16 + 1 R 14	3,550	1433
2 R 8 + 2 R 12 + 1 R 10	4,053	369	1623	2 R 16	4,022	1607
2 R 8 + 2 R 12 + 1 R 12	4,399	378	1749	1 R 16 + 2 R 12	4,273	1698

FIG 31-b

Esfuerzo cortante absorbido por el hormigón 540 Kg
 Esfuerzo cortante absorbido por la celosía 481 Kg
 Esfuerzo cortante absorbido por el nervio 1021 Kg
 Momento negativo máximo sin hormigonar 613 mkg

CARACTERISTICAS MECANICAS DEL FORJADO

TIPO 17 + 3 PASO DE CELOSIA 20

Armadura de base	Sección cm²	Módulo de flecha Tm²	M. F. útil positivo Kg	Armadura en apoyo	Sección cm²	M. F. útil negativo Kg
2 R 6	0,560	354	271	1 R 8	0,503	232
2 R 6 + 1 R 6	0,840	367	404	1 R 6 + 1 R 8	0,783	351
2 R 8	1,006	375	483	3 R 8	0,840	374
2 R 6 + 1 R 8	1,063	377	510	2 R 8	1,006	439
2 R 8 + 1 R 6	1,286	387	615	1 R 8 + 1 R 10	1,288	543
2 R 6 + 1 R 10	1,345	389	642	3 R 8	1,509	619
2 R 8 + 1 R 8	1,509	396	718	2 R 10	1,570	639
2 R 6 + 1 R 12	1,631	404	802	1 R 12 + 1 R 8	1,634	660
2 R 8 + 1 R 10	1,791	408	848	1 R 12 + 1 R 10	1,928	748
2 R 6 + 2 R 10	2,130	422	1003	1 R 14 + 1 R 8	2,042	781
2 R 8 + 1 R 12	2,137	422	1006	2 R 12	2,262	1061
2 R 8 + 1 R 8 + 1 R 10	2,294	429	1077	1 R 14 + 1 R 10	2,324	1089
2 R 8 + 1 R 14	2,545	439	1190	1 R 14 + 1 R 12	2,670	1244
2 R 8 + 2 R 10	2,576	440	1204	1 R 16 + 1 R 10	2,796	1289
2 R 8 + 1 R 10 + 1 R 12	2,922	453	1357	2 R 14	3,078	1423
2 R 8 + 1 R 16	3,017	457	1398	1 R 16 + 1 R 12	3,142	1451
2 R 8 + 2 R 12	3,268	467	1508	3 R 12	3,393	1559
2 R 8 + 2 R 10 + 1 R 12	3,707	483	1697	1 R 16 + 1 R 14	3,550	1627
2 R 8 + 2 R 12 + 1 R 10	4,053	495	1843	2 R 16	4,022	1826
2 R 8 + 2 R 12 + 1 R 12	4,399	507	1988	1 R 16 + 2 R 12	4,273	1931

FIG 31-c

Esfuerzo cortante absorbido por el hormigón 607 Kg
 Esfuerzo cortante absorbido por la celosía 542 Kg
 Esfuerzo cortante absorbido por el nervio 1150 Kg
 Momento negativo máximo sin hormigonar 781 mkg

CARACTERISTICAS MECANICAS DEL FORJADO

TIPO 20 + 3 PASO DE CELOSIA 20

Armadura de base	Sección cm²	Módulo de flecha Tm²	M. F. útil positivo Kg	Armadura en apoyo	Sección cm²	M. F. útil negativo Kg
2 R 6	0,560	533	316	1 R 8	0,503	273
2 R 6 + 1 R 6	0,840	550	473	1 R 6 + 1 R 8	0,783	415
2 R 8	1,006	561	565	3 R 8	0,840	442
2 R 6 + 1 R 8	1,063	564	597	2 R 8	1,006	521
2 R 8 + 1 R 6	1,286	578	719	1 R 8 + 1 R 10	1,299	649
2 R 6 + 1 R 10	1,345	581	752	3 R 8	1,509	743
2 R 8 + 1 R 8	1,509	591	841	2 R 10	1,570	768
2 R 10	1,570	595	875	1 R 12 + 1 R 8	1,634	793
2 R 6 + 1 R 12	1,691	602	940	1 R 12 + 1 R 10	1,926	906
2 R 8 + 1 R 10	1,791	608	994	1 R 14 + 1 R 8	2,042	948
2 R 6 + 2 R 10	2,130	627	1177	2 R 12	2,262	1025
2 R 8 + 1 R 12	2,137	627	1180	1 R 14 + 1 R 10	2,324	1046
2 R 8 + 1 R 8 + 1 R 10	2,294	636	1264	1 R 14 + 1 R 12	2,670	1153
2 R 8 + 2 R 10	2,576	652	1414	1 R 16 + 1 R 10	2,796	1527
2 R 8 + 1 R 10 + 1 R 12	2,922	671	1595	2 R 14	3,078	1674
2 R 10 + 2 R 10	3,140	682	1708	1 R 16 + 1 R 12	3,142	1707
2 R 8 + 2 R 12	3,268	689	1774	3 R 12	3,393	1936
2 R 10 + 1 R 16	3,581	705	1935	1 R 16 + 1 R 14	3,550	1916
2 R 10 + 2 R 12	3,832	718	2062	2 R 16	4,022	2155
2 R 10 + 2 R 10 + 1 R 12	4,271	740	2283	1 R 16 + 2 R 12	4,273	2280
2 R 10 + 2 R 14	4,648	758	2470	3 R 14	4,617	2450
				1 R 16 + 2 R 14	5,089	2680
				3 R 16	6,033	3128

FIG 31-d

Esfuerzo cortante absorbido por el hormigón 708 Kg
 Esfuerzo cortante absorbido por la celosía 631 Kg
 Esfuerzo cortante absorbido por el nervio 1340 Kg
 Momento negativo máximo sin hormigonar 1072 mkg

CARACTERISTICAS MECANICAS DEL FORJADO

TIPO 20 + 6 PASO DE CELOSIA 20

Armadura de base	Sección cm² nervio	Módulo de flecha Tm² nervio	M. F. útil positivo Kg nervio	Armadura en apoyo	Sección cm² nervio	M. F. útil negativo Kg nervio
2R 6	0,560	695	347	1R 8	0,503	301
2R 6 + 1R 6	0,840	716	519	1R 6 + 1R 8	0,783	457
2R 8	1,006	729	620	3R 6	0,840	488
2R 6 + 1R 8	1,063	733	654	2R 8	1,006	576
2R 8 + 1R 6	1,298	750	789	1R 8 + 1R 10	1,288	719
2R 6 + 1R 10	1,345	754	825	3R 8	1,509	825
2R 8 + 1R 8	1,509	766	923	2R 10	1,570	853
2R 10	1,570	770	960	1R 12 + 1R 8	1,634	883
2R 6 + 1R 12	1,691	779	1032	1R 12 + 1R 10	1,926	1011
2R 8 + 1R 10	1,791	786	1082	1R 14 + 1R 8	2,042	1080
2R 6 + 2R 10	2,130	810	1292	2R 12	2,262	1148
2R 8 + 1R 12	2,137	811	1297	1R 14 + 1R 10	2,324	1172
2R 8 + 1R 8 + 1R 10	2,294	822	1389	1R 14 + 1R 12	2,670	1299
2R 8 + 2R 10	2,576	841	1554	1R 16 + 1R 10	2,796	1680
2R 9 + 1R 10 + 1R 12	2,922	865	1754	2R 14	3,078	1842
2R 10 + 2R 10	3,140	880	1879	1R 16 + 1R 12	3,142	1878
2R 8 + 2R 12	3,268	888	1952	3R 12	3,393	2021
2R 10 + 1R 16	3,581	909	2129	1R 16 + 1R 14	3,550	2110
2R 10 + 2R 12	3,832	925	2271	2R 10	4,022	2374
2R 10 + 2R 10 + 1R 12	4,271	953	2515	1R 16 + 2R 12	4,273	2513
2R 10 + 2R 14	4,648	976	2722	3R 14	4,617	2701
2R 10 + 2R 12 + 1R 12	4,963	996	2894	1R 16 + 2R 14	5,099	2957
2R 10 + 2R 12 + 1R 14	5,371	1020	3113	3R 16	6,033	3456

FIG 32-a

Esfuerzo cortante absorbido por el hormigón 775 Kg
 Esfuerzo cortante absorbido por la celosía 631 Kg
 Esfuerzo cortante absorbido por el nervio 1407 Kg
 Momento negativo máximo sin hormigonar 1291 mkg

CARACTERISTICAS MECANICAS DEL FORJADO

TIPO 30 + 6 PASO DE CELOSIA 20

Armadura de base	Sección cm² nervio	Módulo de flecha Tm² nervio	M. F. útil positivo Kg nervio	Armadura en apoyo	Sección cm² nervio	M. F. útil negativo Kg nervio
2R 6	0,560	1638	499	1R 8	0,503	438
2R 6 + 1R 6	0,840	1884	747	1R 6 + 1R 8	0,783	670
2R 8	1,006	1911	893	3R 6	0,840	716
2R 6 + 1R 8	1,063	1921	943	2R 8	1,006	850
2R 8 + 1R 6	1,286	1957	1139	1R 8 + 1R 10	1,298	1069
2R 6 + 1R 10	1,345	1967	1190	3R 8	1,509	1238
2R 8 + 1R 8	1,509	1993	1333	2R 10	1,570	1291
2R 10	1,570	2003	1387	1R 12 + 1R 8	1,634	1327
2R 6 + 1R 12	1,691	2022	1492	1R 12 + 1R 10	1,926	1536
2R 8 + 1R 10	1,791	2038	1578	1R 14 + 1R 8	2,042	1616
2R 6 + 2R 10	2,130	2091	1871	2R 12	2,262	1765
2R 8 + 1R 12	2,137	2092	1877	1R 14 + 1R 10	2,324	1806
2R 8 + 1R 9 + 1R 10	2,294	2116	2012	1R 14 + 1R 12	2,670	2027
2R 8 + 2R 10	2,576	2160	2254	1R 16 + 1R 10	2,796	2105
2R 8 + 1R 10 + 1R 12	2,922	2212	2548	2R 14	3,078	2273
2R 10 + 2R 10	3,140	2245	2732	1R 16 + 1R 12	3,142	2309
2R 8 + 2R 12	3,268	2264	2840	3R 12	3,393	2450
2R 10 + 1R 16	3,581	2309	3103	1R 16 + 1R 14	3,550	2535
2R 10 + 2R 12	3,832	2346	3312	2R 16	4,022	2774
2R 10 + 2R 10 + 1R 12	4,271	2409	3676	1R 16 + 2R 12	4,273	3675
2R 10 + 2R 14	4,648	2461	3985	3R 14	4,617	3957
2R 10 + 2R 12 + 1R 12	4,963	2505	4242	1R 16 + 2R 14	5,089	4341
2R 10 + 2R 12 + 1R 14	5,371	2561	4572	3R 16	6,033	5098

FIG 32-b

Esfuerzo cortante absorbido por el hormigón 1113 Kg
 Momento negativo máximo sin hormigonar 2695 mkg

CARACTERÍSTICAS MECANICAS DEL FORJADO

TIPO 20 + 5 DOBLE VIGA PASO DE CELOSIA 20

Armadura de base	Sección cm²	Módulo de flecha m³	M. F. útil positivo Kg	Armadura en apoyo	Sección cm²	M. F. útil negativo Kg
2 R 6	1,120	1166	691	1 R 8	1,006	604
2 R 6 + 1 R 6	1,680	1200	1030	1 R 6 + 1 R 8	1,566	921
2 R 8	2,012	1220	1229	3 R 6	1,680	983
2 R 6 + 1 R 8	2,126	1227	1296	2 R 8	2,012	1162
2 R 8 + 1 R 6	2,572	1253	1560	1 R 8 + 1 R 10	2,576	1453
2 R 6 + 1 R 10	2,690	1260	1630	3 R 8	3,018	1671
2 R 8 + 1 R 8	3,019	1279	1922	2 R 10	3,140	1730
2 R 10	3,140	1266	1893	1 R 12 + 1 R 8	3,268	1791
2 R 6 + 1 R 12	3,382	1300	2033	1 R 12 + 1 R 10	3,852	2058
2 R 8 + 1 R 10	3,582	1311	2148	1 R 14 + 1 R 8	4,084	2160
2 R 6 + 2 R 10	4,260	1349	2534	2 R 12	4,524	2345
2 R 8 + 1 R 12	4,274	1350	2542	1 R 14 + 1 R 10	4,648	2396
2 R 8 + 1 R 8 + 1 R 10	4,588	1367	2719	* 1 R 14 + 1 R 12	5,340	2666
2 R 8 + 2 R 10	5,152	1398	3033	1 R 16 + 1 R 10	5,592	2759
2 R 8 + 1 R 10 + 1 R 12	5,844	1435	3412	2 R 14	6,156	2955
2 R 10 + 2 R 10	6,280	1458	3647	1 R 16 + 1 R 12	6,284	3643
2 R 8 + 2 R 12	6,536	1471	3784	3 R 12	6,786	3910
2 R 10 + 1 R 16	7,162	1503	4115	1 R 16 + 1 R 14	7,100	4075
2 R 10 + 2 R 12	7,664	1528	4376	2 R 16	8,044	4562
2 R 10 + 2 R 10 + 1 R 12	8,542	1571	4825	1 R 16 + 2 R 12	8,546	4816
2 R 10 + 2 R 14	9,296	1607	5202	3 R 14	9,234	5158
				1 R 16 + 2 R 14	10,178	5616
				3 R 16	12,066	6494

FIG 32-c

Esfuerzo cortante absorbido por el hormigón 1707 Kg
 Esfuerzo cortante absorbido por la celosía 1262 Kg
 Esfuerzo cortante absorbido por el nervio 2970 Kg
 Momento negativo máximo sin homigonar 2942 mkg

CARACTERÍSTICAS MECANICAS DEL FORJADO

TIPO 25 + 5 DOBLE VIGA PASO DE CELOSIA 20

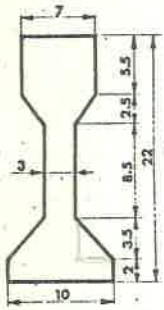
Armadura de base	Sección cm²	Módulo de flecha Tm³	M. F. útil positivo Kg	Armadura en apoyo	Sección cm²	M. F. útil negativo Kg
2 R 6	1,120	2004	843	1 R 8	1,006	741
2 R 6 + 1 R 6	1,680	2057	1258	1 R 6 + 1 R 8	1,566	1134
2 R 8	2,012	2087	1502	3 R 6	1,680	1212
2 R 6 + 1 R 8	2,126	2098	1585	2 R 8	2,012	1436
2 R 8 + 1 R 6	2,572	2139	1910	1 R 8 + 1 R 10	2,576	1804
2 R 6 + 1 R 10	2,690	2150	1995	3 R 8	3,018	2082
2 R 8 + 1 R 8	3,019	2179	2232	2 R 10	3,140	2158
2 R 10	3,140	2190	2319	1 R 12 + 1 R 8	3,268	2236
2 R 6 + 1 R 12	3,382	2212	2492	1 R 12 + 1 R 10	3,852	2583
2 R 8 + 1 R 10	3,582	2229	2635	1 R 14 + 1 R 8	4,084	2716
2 R 6 + 2 R 10	4,260	2298	3113	2 R 12	4,524	2962
2 R 8 + 1 R 12	4,274	2290	3123	1 R 14 + 1 R 10	4,648	3030
2 R 8 + 1 R 8 + 1 R 10	4,588	2317	3342	1 R 14 + 1 R 12	5,340	3394
2 R 8 + 2 R 10	5,152	2364	3733	1 R 16 + 1 R 10	5,592	3521
2 R 8 + 1 R 10 + 1 R 12	5,844	2422	4206	2 R 14	6,156	3795
2 R 10 + 2 R 10	6,280	2458	4500	1 R 16 + 1 R 12	6,284	3855
2 R 8 + 2 R 12	6,536	2479	4672	3 R 12	6,786	4084
2 R 10 + 1 R 16	7,162	2529	5088	1 R 16 + 1 R 14	7,100	4220
2 R 10 + 2 R 12	7,664	2568	5418	2 R 16	8,044	4604
2 R 10 + 2 R 10 + 1 R 12	8,542	2636	5986	1 R 16 + 2 R 12	8,546	5979
2 R 10 + 2 R 14	9,296	2693	6465	3 R 14	9,234	6415
				1 R 16 + 2 R 14	10,178	7002
				3 R 16	12,066	8138

FIG 32-d

Esfuerzo cortante absorbido por el hormigón 2079 Kg
 Esfuerzo cortante absorbido por la celosía 1542 Kg
 Esfuerzo cortante absorbido por el nervio 3621 Kg
 Momento negativo máximo sin homigonar 4248 mkg

VIGUETAS AUTO - RESISTENTES 22 cms. ALTURA (APOYO 30 cms.).

Tipo de vigueta	M.F. m.Kg.	500 Kgs/m ² Interojes			600 Kgs/m ² Interojes			Precio m.l. Pesetas
		0,60	0,70	0,80	0,60	0,70	0,80	
		22- 1	261	2,96	2,80	2,60	2,70	
22- 2	330	3,28	3,08	2,88	3,03	2,82	2,64
22- 3	382	3,50	3,30	3,06	3,22	3,02	2,82
22-4	455	3,77	3,54	3,30	3,50	3,26	3,00
22- 5	562	4,15	3,90	3,63	3,84	3,58	3,35
22- 6	631	4,38	4,10	3,82	4,05	3,76	3,53
22- 7	685	4,55	4,26	4,00	4,20	3,90	3,66
22- 8	730	4,70	4,38	4,10	4,32	4,01	3,78
22- 9	825	4,98	4,65	4,35	4,60	4,25	4,00
22-10	911	5,22	4,88	4,56	4,80	4,45	4,20
22-11	958	5,35	5,00	4,67	4,92	4,57	4,30
22-12	1.070	5,65	5,27	4,93	5,20	4,80	4,52
22-13	1.200	5,97	5,55	5,20	5,48	5,08	4,78
22-14	1.250	6,10	5,66	5,32	5,60	5,18	4,87



Peso por metro 28,7 Kg/m.

Fig. 33

Respecto a los coeficientes de seguridad y a los valores con que debe de accederse a las tablas es conveniente remitirse a los valores particulares de cada tabla. En el caso de los de las Fig. 31 y 32 este valor es $\gamma_f = 1,6$ $\gamma_c = 1,5$ y $\gamma_s = 1,10$ estando los valores de cada abaco ya ponderados con γ_f por lo que se podrá acceder a ellas de forma directa como era el caso de los abacos de hormigón utilizados en capítulos anteriores.

En cuanto al valor de los cortantes están asimismo mayorados y - cabe tener en cuenta que el cortante máximo es la suma de los tres-valores indicados en las tablas que se indican osea la suma del absorbido por el hormigón más la celosía cuya suma es el valor total denominado cortante absorbido por el nervio.

Quando se trata de elementos pretensados ya sean viguetas o losas-aligeradas dispondremos de tablas similares a la de la Fig. 33. En ellas suele haber distintos valores del momento con los armados posibles para cada sección de vigueta. Estos valores de momentos si colocamos la vigueta en su posición adecuada, (lado ancho en su parte inferior) son - los positivos. Como ya indicamos los momentos negativos no suelen poder se absorber con este tipo de forjados. Para calcular los cortantes, que no viene indicado en las tablas, se hará por el método convencional comprobando en primer lugar la sección de hormigón y viendo a continuación si necesaria la contribución del acero.

Cuando se deban utilizar viguetas metálicas como elementos resis-
tentes, el problema se resume a disponer de un prontuario y conocer-
las fórmulas del dimensionado a flexión según se expuso en el capítu-
lo anterior. Se recuerda la importancia de las flechas debiéndose rea-
lizar su comprobación.

4.4.- Normas NTE

El Ministerio de la Vivienda tiene editadas dos normas referentes
a forjados unidireccionales. Estas son concretamente :

a) NTE - EHU/1.973 "Estructuras de Hormigón Armado - Forjados uni-
direccionales".

b) NTE - EAF/1.973 "Estructuras de Acero - Forjados".

Estas normas que no son de caracter obligatorio pretenden dar una
orientación de tipo práctico y facilitar el cálculo de este tipo de -
forjados. Pasamos a continuación a dar una orientación de su uso y un
comentario sobre su utilidad.

4.4.1.- NTE - EHU/1.973 "Estructuras de Hormigón Armado - Forjados uni- direccionales".

Esta Norma que expone por sí misma la forma de uso nos remite a ..
los abacos comerciales en los tipos de viguetas que existen en el mer-
cado mencionando que deben de estar aprobados por la Dirección General
de Arquitectura como es el caso de las Tablas Fig. 31 y 32.

Para los forjados no industrializados, que son los que hemos indica-
do en el apartado 3.2.5. dá unos abacos de cálculo para distintos can-
tos e interejes. Su utilidad es muy restringida pues estas tablas se-
limitan a unas características de materiales concretas (Acero - 4.200
y hormigón 175) y además no hacen ningún tipo de combinación de diáme-
tros dando uno o dos del mismo diámetro lo que por una parte es poco
económico y dá saltos de momento muy exagerados resultando de muy baja
precisión.

A nivel de detalles constructivos dá algunos ejemplos de utilidad

pero sin especial relieve.

En nuestra opinión es una norma poco útil debiendo disponerse en todos los casos de las tablas de firmas comerciales.

Una normativa que sería de mucha utilidad pero que el Ministerio no ha abordado, es la unificación y estandarización de viguetas que permitiría la homologación de todas las existentes y la existencia de unos abacos de cálculo universales y válidos para cualquier tipo comercial.

4.4.2.- NTE - EHU/1.973 "Estructuras Forjados".

En esta norma de características similares a la anterior tiene sin embargo una mayor utilidad por el hecho de tratarse de perfiles normalizados en Acero del tipo IPN.

En ella se hallan tres tipos de tablas uno para tramos simplemente apoyados, otro segundo para tramo simple con un voladizo que dispone de cuatro variantes para distintas cargas y por último una de dos tramos continuos de longitudes desiguales. La ventaja principal, aunque esto se limite a un número de casos restringidos, es que nos dá el valor del perfil considerando de antemano los factores de resistencia y flecha al mismo tiempo por lo cual no hace falta ningún tipo de comprobación adicional para su utilización.

Por último y como en el caso del forjado anterior comprende un cierto número de detalles constructivos de uniones y apoyos.

5.- EJEMPLO - FORJADOS UNIDIRECCIONALES

Para exponer la forma de calcular un forjado unidireccional partiremos del esquema de una planta y de su carga por metro cuadrado. A continuación dimensionaremos algunos tramos con las tablas dadas con anterioridad.

Supongamos la planta de la Figura 34.

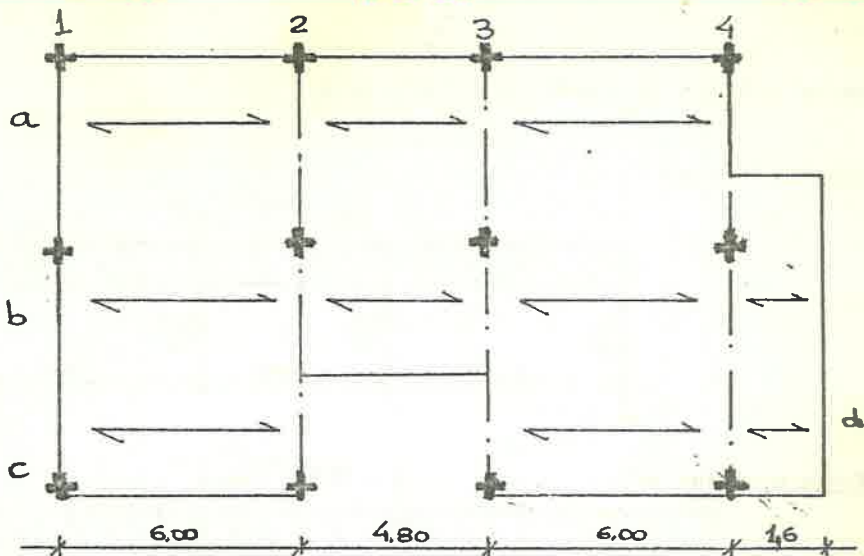


Fig. 34

En este esquema solo definimos las dimensiones en el sentido del forjado.

Consideremos los datos siguientes :

Intereje = 0,7

Hormigón = 175 kg/cm².

Acero = 5.000 kg/cm².

Carga Total = 0,6 T/m².

} Tabla Fig. 32

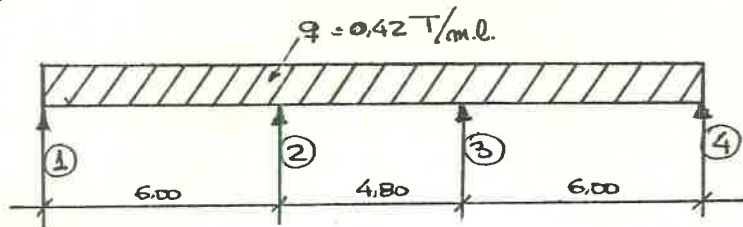
5.1.- Esquemas de cálculo

En la planta propuesta vamos que hay cuatro tramos de forjado diferentes que han sido indicados mediante las letras a, b, c y d - tienen como esquemas de cálculo los que indicamos a continuación.

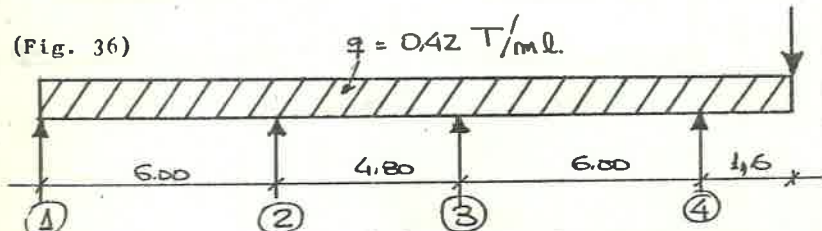
En este ejemplo no trataremos los problemas referentes a zunchos y riostras de borde considerando solo la vigueta aislada soportando una carga repartida proporcional al intereje del forjado e igual a $q = 0,6 \times 0,7 = 0,42$ T/ml. y la puntual que le corresponde en extre

mo de voladizo de $p = 0,2 \times 0,7 = 0,14 \text{ T}$.

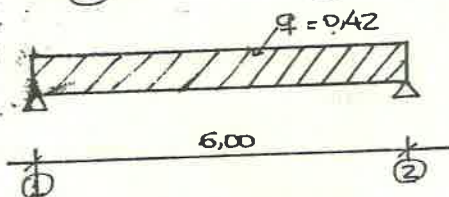
Tramo a (Fig. 35)



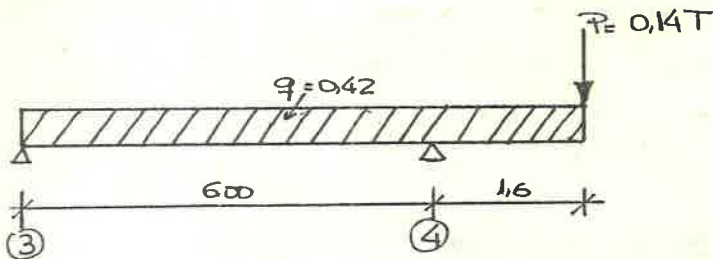
Tramo b (Fig. 36)



Tramo c (Fig. 37)



Tramo d (Fig. 38)



5.2.- Cálculo de las solicitaciones

A continuación indicaremos como hallar los momentos flectores y cortantes de los cuatro tramos que existen en el ejemplo propuesto.

Para el cálculo debemos ver si el esquema es posible encontrarlo resuelto en un abaco o tabla, en el caso contrario deberemos de realizar el cálculo de forma manual como se indicaba en cada caso.

5.2.1.- Tramo "a"

Este tramo está compuesto por una viga continua de tres vanos en que los extremos son de igual longitud. Este esquema está ya resuelto en los acros de vigas continuas del Tomo I de Ensidesa como vemos en la Gih. 39 en la que están tabulados los valores del cortante y de los momentos en función de la luz y la carga por metro lineal.

Por ser este tramo simétrico vamos que los valores de los momentos y cortantes también lo son respecto al punto medio del vano central.

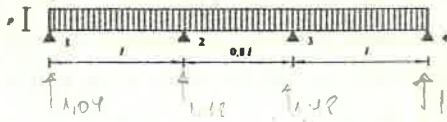
Resultando los valores siguientes :

$$q \times l = 0,42 \times 6 = 2,52$$

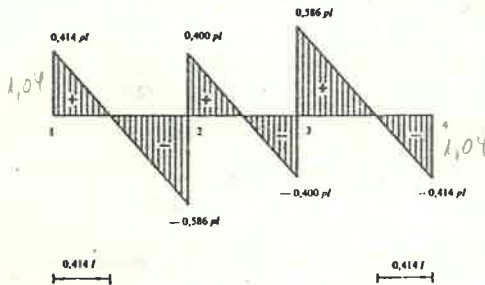
$$q \times l^2 = 0,42 \times 6^2 = 15,12$$

T x m.

LEY DE DISTRIBUCION DE CARGAS



LEY DE ESFUERZOS CORTANTES



LEY DE MOMENTOS FLECTORES

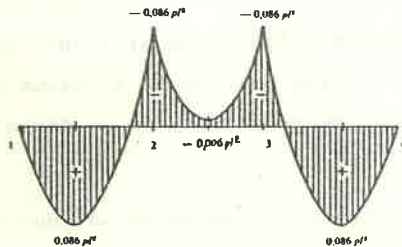


Fig. 39

a) Cortantes

$$T_{12} = 0,414 \times p \times l = 0,414 \times 2,52 = 1,04 \quad T = T_{43}$$

$$T_{21} = 0,586 \times p \times l = 0,586 \times 2,52 = 1,48 \quad T = T_{34}$$

$$T_{23} = 0,4 \times p \times l = 0,4 \times 2,52 = 1,01 \quad T = T_{32}$$

Respecto al signo de los esfuerzos cortantes no es de ningún interés en el cálculo y solo es útil a efectos de representación en los diagramas de esfuerzos cortantes.

b) Momentos Flectores

$M_{12} = M_{43} = 0$ Este es el teórico valor en el caso de apoyo isostático perfecto. Si consideramos que hay un zuncho de borde que puede dar lugar a un simiempotramiento y recurriendo a la tabla Fig. 30 tomaremos un valor para este caso de :

$$M_1 = M_4 = - \frac{2}{48} \times q \times l^2 = - 0,63 \text{ T x m.}$$

$$M_{12} = M_{43} = + 0,086 \times q \times l^2 = + 1,30 \text{ T x m.}$$

$$M_2 = M_3 = -0,086 \times q \times l^2 = - 1,30 \text{ T x m.}$$

$$M_{23} = - 0,006 \times q \times l^2 = - 0,09 \text{ T x m.}$$

Observese que en esta circunstancia con momento M_{23} es negativo cuando en los casos habituales suele ser positivo.

En el caso de los momentos los signos si tienen importancia pues nos indican que la tracción aparece en la parte superior de la viga cuando el momento es negativo y en su parte inferior cuando es positivo.

De acuerdo con estos valores y según se ha indicado en el apartado 4.3. Busquemos con ayuda de la Tabla 31-d (Forjado semirresistente de 20 + 3) qué armaduras corresponderían a cada tramo y si son precisos estribos.

c) Dimensionado Cortante

Según la Fig. 31-d el cortante que absorbe el hormigón es 708 kg y el de la celosía de montaje 631 luego el valor máximo es :

$$T' = 708 + 631 = 1.339 = 1,34 \text{ T}$$

$$T_{21} = 1,48 \text{ T} > 1,34$$

Como vemos el cortante máximo de este tramo que es el del punto T_{21}

T_{34} es mayor que el máximo admisible luego hay que disponer ningún tipo de armadura suplementaria de cortante y para ello sería preciso el disponer estribos realizándose el cálculo del mismo modo que se indicó para las jácenas de Hormigón Armado suplementado con estribos para el valor del cortante que superase al admisible.

d) Dimensionado Momentos

Aquí debemos diferenciar entre los momentos positivos y negativos, utilizando las tablas de la izquierda para los primeros y las de la derecha para los segundos.

Recuerdese que cuando dimensionamos vigas de sección rectangular no se hacía distinción de tabla, sino que solo era preciso observar la adecuada disposición de las armaduras, según el signo del momento y que correspondía la misma capacidad mecánica a igual valor absoluto del momento.

No es así en este caso pues debido a la capa de compresión los momentos positivos los absorbemos mediante secciones en "T" Fig. 40 y los negativos mediante secciones rectangulares convencionales Fig. 41.

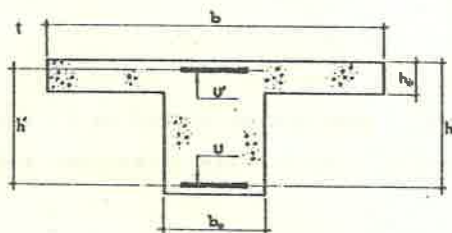


Fig. 40

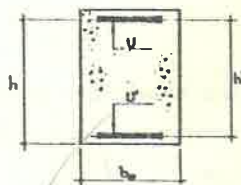


Fig. 41

Es por ello que para un mismo valor absoluto del momento las armaduras serán distintas.

Este es el caso de este tramo pues para

$$M_{12} = M_{43} = + 1,30 \longrightarrow 2 \phi 8 + 2 \phi 10$$

$$M_2 = M_3 = - 1,30 \longrightarrow 1 \phi 16 + 1 \phi 10$$

Corresponden respectivamente . $2 \phi 8 + 2 \phi 10$ y $1 \phi 16 + 1 \phi 10$ siendo mayor la capacidad mecánica en el segundo caso por tratarse de sección rectangular.

Respecto a la armadura para el apoyo del primer y último tramo es

$$M_1 = M_4 = - 0,63 \text{ T x m} \rightarrow 1 \phi 8 + 1 \phi 10$$

Correspondiendo al vano central.

$$M_{23} = - 0,09 \text{ T x m.} \rightarrow 1 \phi 8 \text{ (parte superior)}$$

La disposición de estos esfuerzos sería la indicada en la Fig. 42

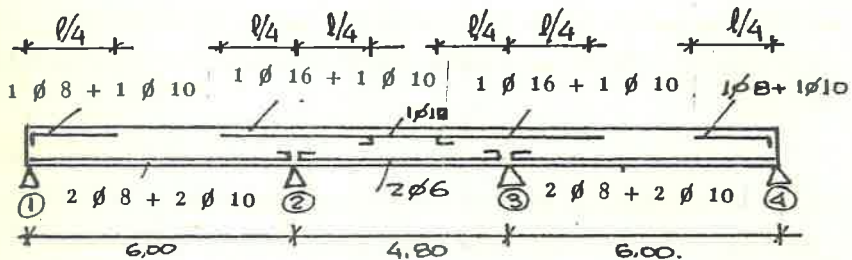


Fig. 42

Las armaduras superiores, tendrán como mínimo el 25% de la longitud del tramo a que corresponden debiéndose disponer las inferiores a todo lo largo del mismo.

En el tramo central en lugar de colocar $2 \phi 6$ en la parte superior se corre el $\phi 10$ que a está previsto en la zona de los apoyos por ser más fácil ferrallado a pesar de ser de mayor sección. Colocándose en la parte inferior $2 \phi 6$ que es la armadura mínima para el vano y que se dispone en cualquier caso.

e) Comprobación de la flecha.

Es aconsejable en forjados una flecha de $1/400$ pudiendo ser de $1/300$ si no se debe sopotar paredes ni tabiquería. Para los voladizos el valor

es 1/300. Para dicha comprobación debemos de utilizar la Tabla 1 de la NTE - EHU que reproducimos en la (Fig. 43) que nos indica según el can to del forjado el tipo de apoyo, la longitud máxima para la cual no será preciso comprobar la flecha, siempre que la sobrecarga de uso no supere los 200 kg/m².

Tabla 1		Condiciones de borde	Luz en m.												
Condiciones de borde	↓	Validez	1,4	1,6	1,8	1,7	1,8	1,8	2,0	2,1	2,4	2,7	3,3		
	↓	Simple apoyo	3,6	3,7	4,0	4,2	4,4	4,8	4,8	5,2	5,7	6,5	7,7		
	↓	Continuo	4,3	4,8	4,8	5,1	5,3	5,6	5,8	6,3	7,0	8,2	9,5		
Condiciones de borde forjado		Canto mínimo del forjado en cm	14	16	18	17	18	19	20	22	25	30	35		

Fig. 43

En el caso de que la luz o la sobrecarga superen los valores de la tabla Fig. 43 deberemos hacer las comprobaciones según las siguientes -- fórmulas :

- Viga simplemente apoyada

$$f_{\max.} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q l^4}{E I}$$

- Viga con momento en los apoyos.

$$f_{\max.} = \frac{1}{E I} \left(\frac{5}{384} \cdot q l^4 + \frac{1}{8} M_e l^2 \right)$$

siendo.

$f_{\max.}$ = flecha máxima en metros.

q = carga repartida T/ml.

l = longitud libre en metros.

EI = Modulo de flecha T m² (indicado en las tablas).

M_e = Semisuma de los momentos de los apoyos a T x m. con su signo el cual evidentemente será negativo en la mayoría de los casos.

En el presente caso y de acuerdo con la Fig. 43 vemos que no precisamos verificar la flecha.

Sin embargo como aclaración a las fórmulas expuestas comprobamos la flecha del primer tramo.

Al tratarse de apoyos empotrados debemos utilizar la segunda fórmula resultando :

$$f_{12} = f_{34} = \frac{1}{E I} \left(\frac{5}{384} q l^4 - \frac{1}{8} M_e l^2 \right)$$

$$M_e = \frac{M_1 + M_2}{2} = \frac{-0,63 - 1,3}{2} = -0,96 \text{ T x m.}$$

El modulo de flecha tomado es el del vano es decir para $M = + 1,30$

$$f_{\max.} = \frac{1}{652} \left(\frac{5}{384} 0,42 \times 6^4 - \frac{1}{8} (-0,96) \times 6^2 \right) =$$

$$= \frac{1}{652} \left(7,08 - 4,32 \right) = 0,004 \text{ m.} = 0,4 \text{ cm.}$$

La relación resultante es :

$$\frac{0,4}{600} \approx \frac{1}{1.500} < \frac{1}{400}$$

que como vemos es menor que la prescrita.

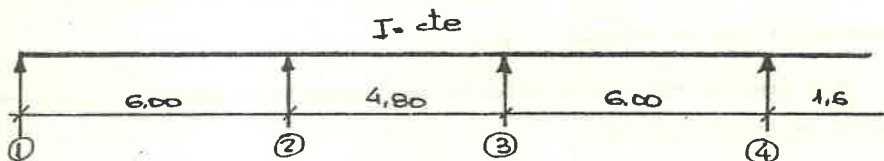
Recuérdese al substituir los valores en las fórmulas de la flecha que deben de estar en las unidades adecuadas.

5.2.2. - Tramo b

Para el cálculo de este tramo podemos realizar el reparto de momentos según los principios expuestos en el Capítulo IV o sea por Cross-- También es posible la utilización del método de los tres momentos median-- te la fórmula de Clapeyron.

En este caso utilizaremos la tabla Fig. 31.-b.

Sea el esquema de la Fig. 44



a) Rigideces y coeficientes de reparto.

Suponemos la viga de inercia constante e igual a 10 luego las rigideces son inversamente proporcionales a las luces excepto la primera que es $3/4$ por ser apoyo en rotula.

$$r_{12} = \frac{3}{4} \frac{I}{l_{12}} = \frac{3 \times 10}{4 \times 6} = 1,25$$

$$r_{23} = \frac{I}{l_{23}} = \frac{10}{4,8} = 2,08$$

$$r_{34} = \frac{I}{l_{34}} = \frac{10}{6} = 1,66$$

$$r_{44'} = \frac{0}{l_{44'}} = \frac{0}{1,6} = 0$$

Nudo 2

$$C_{21} = \frac{r_{12}}{r_{12} + r_{23}} = 0,37$$

$$C_{23} = \frac{r_{23}}{r_{12} + r_{23}} = 0,63$$

Nudo 3

$$C_{32} = \frac{r_{23}}{r_{23} + r_{34}} = 0,56$$

$$C_{34} = \frac{r_{34}}{r_{23} + r_{34}} = 0,44$$

Nudo 4

$$C_{43} = \frac{r_{34}}{r_{34} + r_{44'}} = \frac{1,66}{1,66} = 1$$

$$C_{44'} = \frac{r_{44'}}{r_{34} + r_{44'}} = \frac{0}{1,66} = 0$$

observese que los voladizos tienen siempre como coeficiente de reparto cero.

b) Momentos de empotramiento.

Tramo 1.2

$$M_{12} = 0$$

$$M_{21} = \frac{ql^2}{8} = \frac{0,42 \times 5^2}{8} = -1,89$$

Tramo 2.3

$$M_{23} = -M_{32} = \frac{ql^2}{12} = \frac{0,42 \times 4,8^2}{12} = 0,80 \text{ T x m.}$$

Tramo 3.4

$$M_{34} = -M_{43} = \frac{0,42 \times 6^2}{12} = 1,26 \text{ T x m.}$$

Tramo 4

$$M_{44} = \frac{ql^2}{2} + p \times l = \frac{0,42 \times 1,6^2}{2} + 0,14 \times 1,6 = +0,76 \text{ T x m.}$$

c) Reparto de los momentos (Fig. 45)

NUDO		1	2	3	4			
BARRA		12	2,1	2,3	3,2	3,4	4,3	4,4
COEF.REP.		0	0,37	0,63	0,56	0,44	1	0
M. INICIAL		0	-1,89	+0,80	-0,30	+1,26	-1,26	+0,76
	4					+0,25	+0,5	
	3			-0,2	-0,40	-0,31	-0,15	
	2		+0,47	+0,31	+0,4			
	3			-0,11	-0,22	-0,18	-0,09	
	4					+0,12	+0,24	
	3			-0,03	-0,07	-0,05		
	2		+0,05	+0,09				
		0	-1,37	+1,37	-1,09	+1,09	-0,76	+0,76

Fig. 45

siendo los valores :

$$M_2 = - 1,37$$

$$M_3 = - 1,09$$

$$M_4 = - 0,76$$

Para M_1 vamos a considerar como en el tramo anterior un valor de semiempotramiento de :

$$M_1 = \frac{2}{48} \times ql^2 = - 0,63 \text{ T.}$$

aunque este valor no lo utilizaremos para el cálculo de M_{12} y a este efecto lo consideraremos nulo.

De acuerdo con estos valores resulta un diagrama de momento como en la Fig. 46.

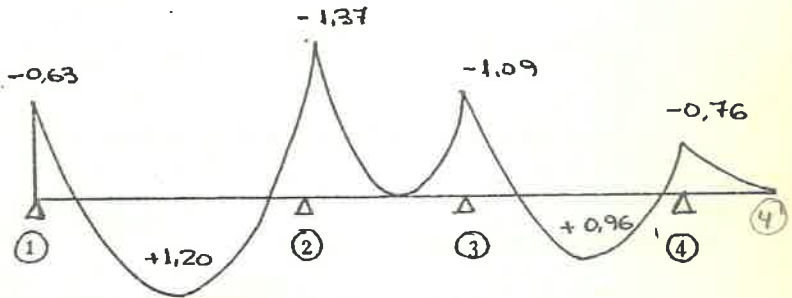


Fig. 46

Los valores de los momentos en los vanos se obtienen restando al momento isoestático la semisuma de los momentos de los apoyos.

$$M_{12} = \frac{ql^2}{8} - \frac{1,37 + 0}{2} = \frac{0,42 \times 6^2}{8} - \frac{1,37}{2} = + 1,20 \text{ T x m.}$$

$$M_{23} = \frac{ql^2}{8} - \frac{1,37 + 1,09}{2} = \frac{0,42 \times 4,8^2}{8} - \frac{2,46}{2} = - 0,03 \text{ T x m.}$$

$$M_{34} = \frac{ql^2}{8} - \frac{1,09 + 0,76}{2} = \frac{0,42 \times 6^2}{8} - \frac{1,85}{2} = + 0,96 \text{ T x m.}$$

d) Cálculo del cortante

Para el cálculo del cortante vamos a considerar el método aproxima

do de la EH - 73 que considera los valores siguientes para cargas uniformemente repartida.

$$1,15 q \frac{1}{2} \text{ en el primer soporte interior y}$$

$$q \frac{1}{2} \text{ en el resto de soportes.}$$

si se desean obtener los valores exactos se pueden aplicar las fórmulas del apartado 3.3.10 del Tema VI.

Según el método simplificado los valores son :

$$T_{12} = q \frac{1}{2} = 0,42 \times \frac{6}{2} = 1,26 \quad T = T_{43}$$

$$T_{21} = 1,15 q \frac{1}{2} = 1,15 \times 0,42 \times \frac{6}{2} = 1,45 \quad T = T_{34}$$

$$T_{23} = q \frac{1}{2} = 0,42 \times \frac{4,8}{2} = 1,01 \quad T = T_{32}$$

$$T_{44} = ql + p = 0,42 \times 1,6 + 0,14 = 0,81 \quad T$$

e) Dimensionado Cortantes

Según la Fig.31-bel valor máximo que puede absorber por sí sola la vigueta es de 1.021 T. Como vemos no es preciso estribar para T_{23} y T_{44} , pero para los demás casos debemos operar como sigue :

$$T_{21} = T_{34} = 1,45$$

$$\text{Cortante residual} = 1,45 - 1,02 = 0,43T.$$

este valor hay que mayorarlo por γ_f para utilizar la tabla Fig. 47 que es para acero de 4.200 que es el mismo utilizado en la celosía de este tipo de viguetas luego:

$$T_{12} = 0,26 \times 1,6 = 0,42 \quad T.$$

Para determinar la distancia y el diámetro de los estribos según la tabla Fig. 47 que para un diámetro 6 y a la máxima separación absorbe 2,28 T luego será preciso un estribado de 2 r ϕ 6 a una distancia de $0,85 \times 18 = 15$ cm. que es el mínimo. Este estribado no es --

$\frac{l}{h}$	2 Ø 6	2 Ø 8	2 Ø 10	2 Ø 12
0.10	19.432	34.546	53.978	77.729
0.15	12.955	23.031	35.986	51.819
0.20	9.716	17.273	26.989	38.864
0.25	7.773	13.818	21.591	31.091
0.30	6.477	11.515	17.993	25.910
0.35	5.552	9.870	15.422	22.208
0.40	4.858	8.637	13.495	19.432
0.45	4.318	7.677	11.995	17.273
0.50	3.886	6.909	10.796	15.546
0.55	3.533	6.281	9.814	14.132
0.60	3.239	5.758	8.996	12.955
0.65	2.990	5.315	8.304	11.958
0.70	2.778	4.935	7.711	11.104
0.75	2.591	4.606	7.197	10.364
0.80	2.429	4.318	6.747	9.716
0.85	2.286	4.064	6.350	9.145

T Fig. 47 T T T T

preciso que se extienda a todo lo largo de la vigueta sino solo en el 25% de la luz junto a los apoyos, pues se entiende que en el tramo central con la propia vigueta es suficiente.

Para $T_{12} = T_{43} = 1,26 T$ consideramos el mismo estribado que para T_{21} y T_{34} .

f) Dimensionado Momentos

De acuerdo con la tabla 31-b, y una separación entre ejes de 0,70 el armado para los momentos positivos es como sigue:

$$M_{12} = 1,20 \rightarrow 2 \text{ Ø } 8 + 1 \text{ Ø } 16$$

$$M_{23} = - 0,03 \rightarrow 2 \text{ Ø } 6 \text{ (Mínimo) en la parte superior.}$$

$$M_{34} = 0,96 \rightarrow 2 \text{ Ø } 8 + 1 \text{ Ø } 14$$

Para los momentos negativos se debe armar con :

$$M_1 = - 0,63 \rightarrow 1 \text{ Ø } 12 + 1 \text{ Ø } 10$$

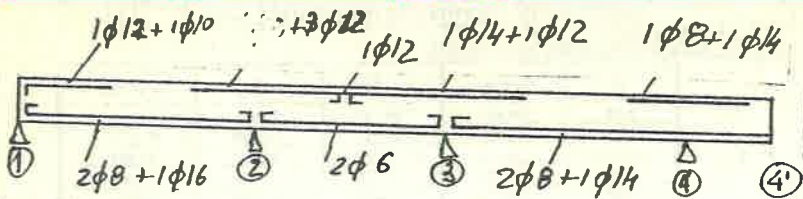
$$M_2 = - 1,37 \rightarrow 3 \text{ Ø } 12$$

$$M_3 = - 1,09 \rightarrow 1 \text{ Ø } 14 + 1 \text{ Ø } 12$$

$$M_4 = - 0,76 \rightarrow 1 \text{ Ø } 8 + 1 \text{ Ø } 14$$

La disposición de las armaduras será como vemos en la Fig. 48

Fig. 48



La longitud de las armaduras negativas será del 25% como en el caso anterior.

g) Comprobación de la flecha

Según la tabla Fig. 43 vemos que es precisa comprobación de la flecha.

Luego :

$$M_e = \frac{-0,03 - 1,37}{2} = -0,68 \text{ (Caso más desfavorable)}$$

$$f_{\max} = \frac{1}{339} \left[\frac{5}{384} \cdot 0,42 \times 6^4 + \frac{1}{8} (-0,68) \times 6^2 \right] =$$

$$f_{\max} = \frac{1}{339} (7,08 - 3,06) = \frac{4,02}{339} = 0,0118 \text{ m.}$$

$$f_{\max} = 1,18 \text{ cm} \rightarrow \frac{1,18}{600} \approx \frac{1}{508} < \frac{1}{400} \text{ luego cumple.}$$

5.2.3. Tramo C

Este es el caso típico de vigueta simplemente apoyada en que el momento a considerar es el isoestático a parte de armar los apoyos de acuerdo con la tabla Fig. 30 para su valor máximo de $1/48 q l^2$.

a) Cálculo de los momentos

Según el esquema de la Fig. 37 tenemos :

Momento en el vano.

$$M_{12} = \frac{q l^2}{8} = \frac{0,42 \times 6^2}{8} = +1,89 \text{ T x m.}$$

Momento en apoyos (Tabla 30)

$$M_1 = M_2 = -\frac{q l^2}{48} = \frac{0,42 \times 6^2}{48} = -0,315 \text{ T x m.}$$

El cortante máximo que se presenta en los apoyos es:

$$T = q \frac{l}{2} \quad T_1 = T_2 = 0,42 \times \frac{6}{2} = 1,26 \text{ T.}$$

A partir de estos valores dimensionamos con la tabla Fig. 31-c y obtenemos.

c) Dimensionado momentos

vano.

$$M_{\text{max.}} = 1,89 \rightarrow 2 \text{ } \phi \text{ 8} + 3 \text{ } \phi \text{ 12}$$

apoyos

$$M = - 0,315 \rightarrow 1 \text{ } \phi \text{ 6} + 1 \text{ } \phi \text{ 8}$$

d) Dimensionado Cortantes

En este caso tenemos un caso igual al del tramo anterior y dispondremos en los apoyos de un estriado de 2 r ϕ 6 a 15 cm. que sería el mínimo.

e) Comprobación de la flecha

Según tabla Fig. 43 se observa que se supera la luz máxima en que no se precisa comprobar la flecha.

Por ello vamos a hallar su valor de acuerdo con la fórmula del apartado 5.2.1. - e que para tramos simplemente apoyados nos indica.

$f_{\text{max.}} = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{EI}$ que substituyendo para un valor del Módulo de flecha de 507 T m² se obtiene.

$$f_{\text{max.}} = \frac{5}{384} \frac{0,42 \times 6^4}{507} = 0,014 \rightarrow 1,4 \text{ cm.}$$

que resulta una relación de :

$$\frac{1,4}{600} = \frac{1}{428} < \frac{1}{400} \quad \text{valor admisible.}$$

valor solo admisible en el caso de no deber soportar paredes ni tabique ría como ya se ha indicado.

5.2.4.- Tramo d

Este caso lo vamos a dimensionar en vigueta de acero y lo tenemos resuelto en la NTE - EAF/1.973.

Para mejor comprensión se efectuará el cálculo por los métodos convencionales y se comprobarán mediante las tablas de la mencionada norma.

Vamos a considerar las mismas cargas y sobrecargas que en los casos anteriores aunque sería más exacto en este caso el haber buscado el peso propio del forjado de acero.

a) Cálculo de los momentos

El diagrama es el expuesto en la Fig. y su reparto de momentos es el indicado en la Fig. 49.

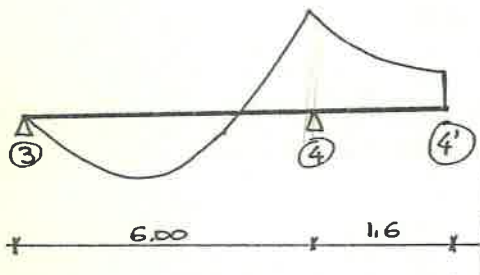


Fig. 49

$$= \frac{0,42 \times 1,6^2}{2} + 0,14 \times 1,6 = - 0,76 \text{ T x m.}$$

Este es el mismo que el de M_{43} por deber igualarse los momentos en este punto luego,

$$M_4 = - 0,76$$

El momento en el vano es el isoestático menos la semisuma de los de los apoyos resultando :

$$M_{34} = \frac{ql^2}{8} - \frac{M_4 + M_3}{2} = \frac{0,42 \times 6^2}{8} - \frac{0,76 + 0}{2} = - 1,89 - 0,38 = 1,51 \text{ T x m.}$$

En el apoyo 3 recordando la tabla 30 tendremos :

$$M_3 = ql^2 \times \frac{1}{48} = - 0,315 \text{ T x m.}$$

b) Cálculo del cortante

El valor máximo es :

Para obtener los momentos vemos que el momento invariable es el del voladizo que debe de ser obligatoriamente contrarrestado por el vano.

El momento en el voladizo es :

$$M_{44'} = \frac{ql^2}{2} + pl =$$

$$T_{\max.} = 1,15 \times q \frac{l}{2} = 1,15 \times 0,42 \times \frac{6}{2} = 1,45 \text{ T.}$$

c) Dimensionado a flexión.

Según la fórmula de la flexión pura.

$$\sigma = \frac{M}{W} \quad \text{si consideramos un acero A-42-b}$$

$$\text{con una } \sigma_{\text{adm}} = \frac{2.600}{1,5} = 1,733 \text{ kg/cm}^2.$$

El módulo resistente preciso con vigueta IPN es :

$$W_{\text{min.}} = \frac{M}{\sigma_{\text{adm}}} = \frac{1,51 \times 10^5 \text{ kg/cm}}{1,733} = 87,13 \text{ cm}^3.$$

que significa una IPN 160 cuyo $W_x = 117 \text{ cm}^3$.

Recuérdese que en acero solo debe de dimensionarse para el momento máximo de cada tramo.

d) Cálculo cortante

En viguetas de acero esta comprobación es innecesaria, en condiciones normales.

e) Comprobación de flechas

En este tramo debemos verificar la flecha para el tramo de 6 m. y para el voladizo según las fórmulas indicadas en el Tema VII para estructuras de acero en que la flecha viene dada por.

$$f_{\text{max.}} (\text{mm}) = \alpha \frac{\sigma (\text{kg/mm}^2) l^2 (\text{m}^2)}{h (\text{cm})} =$$

$\alpha = 0,700$ en el vano (valor estimado)

$\alpha = 2,38$ voladizo con carga repartida

$\alpha = 3,18$ voladizo con carga puntual en el borde.

Según estos valores y substituyendo . Tenemos :

Flecha Vano. -

$$\sigma = \frac{1,51 \times 10^5}{117} = 1.290 \text{ kg/cm}^2 = 12,90 \text{ kg/m}^2.$$

$$f_{\max.} = 0,700 \frac{12,90 \times 6^2}{16} \approx 20 \text{ mm.} = 2 \text{ cm.}$$

cuya relación es de $\frac{2}{600} = \frac{1}{500} > \frac{1}{400}$ luego es un valor excesivo.

Flecha voladizo.-

La flecha en este caso será la suma de las flechas parciales producidas por la carga repartida y por la puntual luego tenemos,

Flecha de la carga repartida f_q

$$M_q = \frac{0,42 \times 1,6^2}{2} = 0,537 \text{ T x m.}$$

$$\sigma_q = \frac{0,537 \times 10^5}{117} = 458 \text{ kg/cm}^2. = 4,58 \text{ kg/mm}^2.$$

$$f_{\max.q} = 2,38 \times \frac{4,58 \times 1,6^2}{16} = 1,74 \text{ mm.}$$

Flecha de la carga puntual f_p

$$M_p = 0,14 \times 1,6 = 0,224 \text{ T x m.}$$

$$\sigma_p = \frac{0,224 \times 10^5}{117} = 191 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow 1,91 \text{ kg/mm}^2.$$

$$f_{\max.p} = 3,18 \times \frac{1,91 \times 1,6^2}{16} = 1,04 \text{ mm.}$$

Flecha total = 2,8 mm. \rightarrow 0,28 cm.

Relación de flecha.

$$\frac{0,28}{160} = \frac{1}{571} < \frac{1}{300}$$

luego en este lado si cumple.

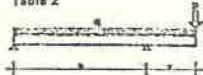
Parece que por la flecha del vano sería conveniente un perfil superior quedando en IPN-180 del que deberíamos antes de verificar su correspondiente flecha.

f) Cálculo según NTE/EAF/1.973.

Como vemos en esta norma, este caso está contemplado en la tabla 2

que reproducimos en la Fig. 50.

Tabla 2



$P = 125 \text{ kg}$

$q \text{ kg/m}$	L en m																H mm			
	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	4,75	5,00	5,25	5,50	5,75	6,00	6,25		6,50	6,75	7,00
250	0,00	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	80
300	0,00	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	100
350	0,00	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	120
400	0,00	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	140
500	0,00	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	180
600	0,00	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	220

Válido y útil

Fig. 50

Según el esquema de la tabla es para carga repartida y una puntal en el extremo de $0,125 T$ que es el valor más aproximado de nuestro caso.

Esta tabla es válida para distintos valores de q y en este caso tomamos $q = 0,4 T/ml.$ por ser la más aproximada a $0,42 T.$

Para utilizar esta tabla y partiendo de los valores de p y q definidos debemos buscar el valor de $a = 6$ en la fila superior y descender por dicha columna hasta el recuadro de $q = 0,4$. En este punto y en función del voladizo obtenemos el perfil. Como el valor máximo del voladizo es de 2,61 m. y es mayor del 1,6 de nuestro caso, el perfil adecuado es el de 180 que leemos en la margen derecha de la tabla.

No es precisa ninguna otra consideración al usar esta tabla. Como vemos el valor hallado coincide con el del cálculo anterior.

6.- CALCULO BIDIRECCIONALES

El cálculo de los forjados bidireccionales tanto aligerados como macizos está definido en la EH - 73 en su artículo 51. También se dispone de la norma NTE - EHR/1.973 "Estructuras de Hormigón Armado-Forjados reticulares".

Existen dos formas fundamentales para el cálculo de estos forjados.

- a) El método directo o por placas independientes.
- b) El método de los pórticos virtuales.

Estos dos métodos se diferencian fundamentalmente en que el primero considera cada forjado como una losa independiente y apoyada en unos pilares de forma no vinculante. Y el segundo obtiene el cálculo de los momentos según el cálculo de varios pórticos en que las rigideces de los pilares se tienen en cuenta en el reparto de momentos.

6.1.- Definiciones

En los forjados bidireccionales tanto en su cálculo como en la construcción es importante el conocer la terminología y las diferentes partes que lo componen por ello damos a continuación los principales.

- a) Abaco. - Normalmente llamado "capitel" Fig. 51. Es zona rectangular maciza alrededor de los soportes, debe de tener unas di

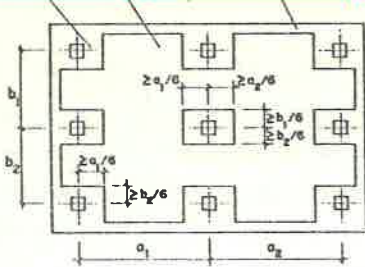


Fig. 51

mensiones de $1/6$ de las luces contiguas como mínimo.

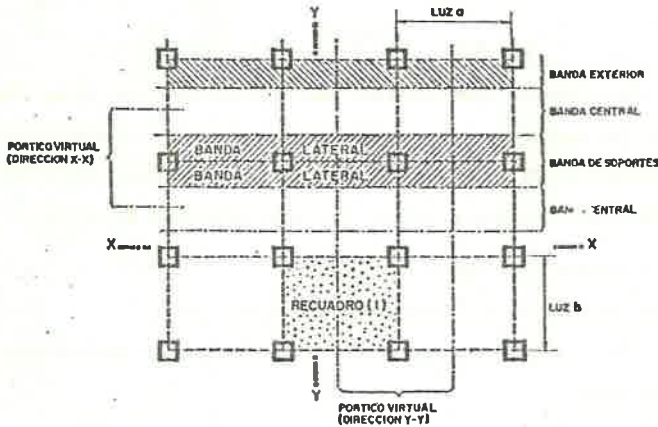


Fig. 52

b) Recuadro.- Fig. 52.

Es la zona rectangular limitada por cuatro soportes.

c) Banda.- Fig. 52.

Es la zona de la placa paralela a la alineación de uno de los pórticos y limitada por líneas paralelas.

d) Banda Central.- Fig. 52. Es la zona central del 50% de la luz entre dos alineaciones de pilares.

e) Banda lateral.- Fig. 52. Es la zona lateral del 25% de la luz entre dos alineaciones siempre que el pórtico no sea extremo.

f) Banda de Soportes.- Fig. 52. El conjunto de dos bandas laterales que concurren en un pórtico.

g) Banda exterior.- Fig. 52. Banda lateral de un pórtico de borde.

h) Pórtico virtual.- Fig. 52. Elemento ideal de cálculo que se utiliza para la definición de los esfuerzos de la placa en una dirección dada. En una placa existen tantos pórticos virtuales como alineaciones de pilares se puedan definir en cada dirección.

i) Nervio.- Fig. 53. Es la sección rectangular de hormigón que absorbe momentos negativos que normalmente están cerca de los capiteles.

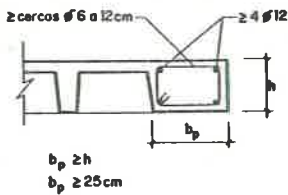


FIG. 53

6.2.- Método directo.

Es un método de cálculo que define los esfuerzos por recuadros. Este método no es posible aplicarlo en cualquier losa sino que al igual que el método de cálculo del EH - 73 para cálculo de estructuras reticulares planas tiene unas limitaciones entre las que podemos mencionar.

- tres recuadros consecutivos como mínimo.
- que las luces sucesivas no difieran en unas del 30%.
- que los lados de los recuadros no tengan una relación entre mayor de 2 : 1 o viceversa.
- que la sobrecarga no sea mayor de tres veces la permanente.

Si se cumplen las condiciones prescritas se obtienen los valores de los esfuerzos de acuerdo con unas fórmulas en función de los elementos variables de cada placa.

6.3.- Método de los Pórticos virtuales.

Este es el método más extendido de cálculo pues permite ser utilizado en cualquier caso.

Como hemos indicado en la definición se deben de considerar para cada alineación de soportes una banda de ancho la semisuma de la distancia entre las alineaciones laterales (Fig. 55.)

Al igual como indicamos en el Tema VI se debe de definir la Topología de cada pórtico virtual hallando para cada tramo las Acciones que soporta, las hipótesis de carga, el predimensionado y el cálculo de las sollicitaciones según un método cualquiera de los definidos. Utilizándose por lo general el de Cross por medio de ordenador.

j) Te.- Fig. 54. Es la sección rectangular de hormigón que junto con la capa de compresión es capaz de absorber momentos positivos. Por lo general se sitúan en los centros de las Bandas.

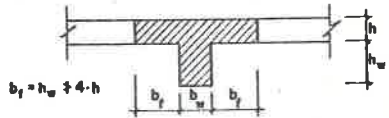


FIG. 54

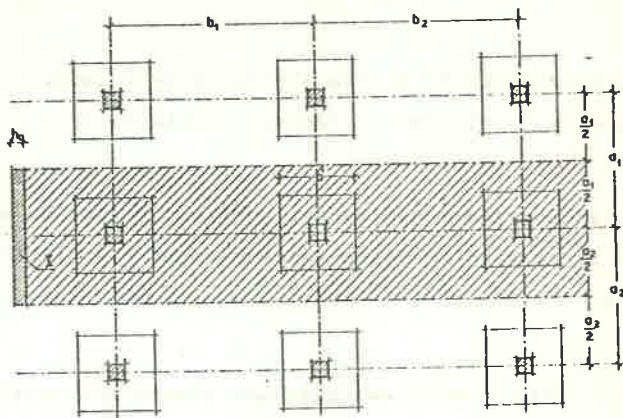


FIG. 55

PORCENTAJES DE REPARTO DE LOS MOMENTOS DE REFERENCIA
ENTRE LAS DISTINTAS BANDAS

Campo de validez: - Para $a/b < 4/3$ y se calcula en la dirección del lado a . - Para $a/b > 4/3$ y se calcula según el lado menor	RECUADROS INTERIORES RESPECTO A LA DIRECCION DE CALCULO		RECUADROS EXTERIORES RESPECTO A LA DIRECCION DE CALCULO. (Momento negativo sobre el último apoyo) (2)	
	Momento negativo	Momento positivo	Caso A	Caso B
Banda de soportes	76	60	80	60
Banda central (1)	24	40	20	40
Banda exterior (caso A)	38 /	30	40	30
Banda exterior (caso B)	19	15	20	15

Caso A: Placa apoyada en el borde sobre soportes sin vigas.

Caso B: Placa apoyada en el borde sobre muro de hormigón armado, o sobre soportes con vigas de canto igual o mayor que tres veces el de la placa.

- (1) Se refiere a las dos semibandas situadas exteriormente en el pórtico virtual.
- (2) Los demás momentos, como en los recuadros interiores.

FIG. 56

En la definición de las rigideces se consideran la de los pilares de forma normal y la de las jácenas ficticias la de la placa multiplicada por el ancho de la banda.

Obtenidos los momentos del pórtico virtual de esta forma, se debe proceder al reparto de estos valores entre las distintas bandas según el cuadro de Fig. 56.

Este cuadro indica en tanto por ciento que parte debe absorber cada una de ellas según la situación de los apoyos o soportes respecto al propio pórtico virtual.

6.4.- Armado del Forjado

Una vez definido por uno de los métodos el momento que le corresponde a cada banda se divide el esfuerzo entre los nervios o tes que tiene cada una de ellas.

Las tablas utilizadas para definir para cada nervio o "T" la armadura que le corresponde son parecidas a los de los forjados unidireccionales y en ellas se entra con la fracción del momento de la banda que le corresponde a cada uno y se obtiene la armadura correspondiente.

Estas tablas no existen en el mercado y suelen ser particulares de

cada firma o centro de cálculo por lo cual es muy difícil el calcular estos forjados bidireccionales sin recurrir a empresas especializadas. Esto no es por la dificultad intrínseca del cálculo sino por lo arduo y costoso que representa el confeccionar estas tablas que por lo general se deben de hacer mediante ordenador.

6.5.- Representación

Los planos de reticulado suelen ser tres por cada planta siendo uno para indicar la disposición de la retícula y capiteles indicándose además los capiteles que precisan crucetas de punzonamiento y/o estribos, este plano se suele denominar de cortante.

Además de este se precisan dos más, que a veces pueden ser cuatro, en los que se indica en uno las armaduras longitudinales, sentido, superior e inferior y el otro las armaduras transversales, sentido y superior e inferior. Cuando son cuatro los planos se obtienen por desdoblamiento de los anteriores de forma que uno indica la armadura superior y el otro la inferior exclusivamente.

7.- NORMAS

MV - 101 (1.962) Acciones en la Construcción.

EH - 3(1.973) Artículos 43 y 51.

Normas tecnológicas de la Edificación.

NTE - EAF/1.973 Estructuras de Aceros-Forjados.

NTE - EHR/1.973 Estructuras de Hormigón Armado-Forjados, reticulares.

NTE - EHU/1.973 Estructuras de Hormigón Armado-Forjados unidireccionales.

TEMA IX
CELOSIAS PLANAS

I N D I C E

CELOSIAS PLANAS (CERCIAS)

1.- INTRODUCCION

1.1.- Definición de Celosía Plana

1.2.- Clases de Celosías Planas

1.2.1.- Celosías Planas Isoestáticas

1.2.2.- Celosías Planas Hiperestáticas

2.- DISEÑO Y CALCULO DE LAS CELOSIAS

2.1.- Diseño

2.2.- Acciones a considerar

2.3.- Reducción de Acciones a los nudos

2.4.- Cálculo de las Reacciones

2.4.1.- Reacciones Estáticamente Determinadas

2.4.2.- Reacciones Estáticamente Indeterminadas

2.5.- Métodos de Cálculo de las Tensiones

2.5.1.- Método de Maxwell ó Cremona

2.5.1.1.- Notaciones

2.5.1.2.- Sentido Giro Nudos

2.5.1.3.- Obtención Reacciones

2.5.1.4.- Construcción Diagrama

2.5.1.5.- Valor y sentido Fuerzas

2.5.2.- Método de las Secciones o de Culman

2.6.- Tensiones Secundarias

3.- DIMENSIONADO DE LAS BARRAS EN ACERO

- 3.1.- Barra a Tracción Simple
- 3.2.- Barra a Compresión Simple
- 3.3.- Barra a Flexo-Tracción
- 3.4.- Barra a Flexo-Compresión

4.- UNIONES Y DETALLES CONSTRUCTIVOS

- 4.1.- Uniones Soldadas
 - 4.1.1.- Espesor Cartelas
 - 4.1.2.- Gargantas Soldadura
 - 4.1.3.- Longitudes de Soldadura
- 4.2.- Detalles Constructivos (Uniones soldadas)
 - 4.2.1.- Apoyos
 - 4.2.2.- Nudos

5.- EJEMPLO 1 (CELOSIA BAJO ACCION GRAVITATORIA)

- 5.1.- Cálculo de las Acciones y Reacciones
- 5.2.- Cálculo de las Tensiones
- 5.3.- Dimensionado de Barras
 - 5.3.1.- Cordón Inferior (Flexo-Tracción)
 - 5.3.2.- Cordón Superior (Compresión)
 - 5.3.3.- Montantes
 - 5.3.4.- Diagonales

6.- EJEMPLO 2 (CUBIERTA CON VIENTO)

- 6.1.- Cálculo de las Correas
 - 6.1.1.- Acciones gravitatorias
 - 6.1.2.- Acción del viento

6.2.- Cálculo de las Cargas en los Nudos

6.2.1.- Cargas Gravitatorias

6.2.2.- Cargas Eólicas

6.2.3.- Disposición de las Cargas

6.3.- Cálculo de las REacciones

6.3.1.- Caso A

6.3.2.- Casos B y C

6.4.- Cálculo Tensiones

6.4.1.- Caso A

6.4.2.- Caso B

6.4.3.- Caso C

6,4.4.- Quadro Resumen Tensiones

6.5.- Dimensionado de las Barras

6.5.1.- Flexión Cordón Superior

6:5.2.- Cordón Superior

6.5.3.- Cordón Inferior

6.5.4.- Diagonales

6.5.5.- Montantes

6.6.- Medición Peso

6.7.- Cartelas y presillas

7.- BIBLIOGRAFIA

CELOSIAS PLANAS (CERCHAS)

1.- INTRODUCCION

Para las soluciones constructivas en que se precisan cubrir grandes luces, en especial por encima de los 15 m. la forma más utilizada suele ser la de Celosías Planas isoestáticas, pues -- permiten con gran economía de materiales resolver este tipo de problemas.

Estas celosías planas tanto se pueden construir en madera, - hormigón armado como acero, habiendo casos en los que se combinan acero y madera o acero y hormigón.

En la práctica la madera ya no se utiliza, aunque en la actualidad existen gran cantidad de edificios que conservan este tipo de Cerchas en buen estado de uso.

Las celosías en hormigón han tenido buena aceptación y siguen construyendo aunque aplicando técnicas de pretensado que las hacen más ligeras en proporción de las de hormigón armado convencional, estas celosías tienen como inconveniente su mayor peso, en relación de las metálicas, su dificultad de transporte y puesta en obra, ya que sino se construyen a pie de obra, lo que eleva su coste, deben realizarse por lo general de una pieza lo que limita sus dimensiones, por el contrario son de gran utilidad en la construcción de industrias con atmósfera corrosiva o muy húmeda debido a que en estas condiciones el acero tiene problemas de mantenimiento debido a la corrosión.

1.1.- DEFINICION DE CELOSLA PLANA

Una celosía plana es un sistema de barras contenidas en un plano y unidas por sus extremos de modo que formen una estructu-

ra rígida.

Las uniones mencionadas deben reunir la condición de rotura articulada, es decir que permita el giro libre de unas barras - respecto a las otras. Esta idealización de las uniones que reduce las acciones de las barras a puramente axiales en la práctica, se ha sustituido por uniones roblonadas, atornilladas o soldadas lo que implica una más fácil construcción pero introduce tensiones secundarias en los nudos que según su importancia deberán ser consideradas.

1.2.- CLASES DE CELOSIAS PLANAS

Según la disposición de las barras y teniendo en cuenta que la forma más sencilla de celosía es la formada por tres barras unidas en sus extremos de forma triangular, las celosías se dividen básicamente en simples isoestáticas y complejas o hiperestáticas.

1.2.1.- CELOSIAS PLANAS ISOESTATICAS (Fig. 1)

Una celosía la denominaremos isoestática cuando se ha construido a partir de un triángulo base y los demás nudos se han creado por pares de barras que partiendo de dos nudos ya existentes converjan creando un nuevo vértice de la celosía. Asimismo es preciso que se cumpla la relación,

$$b = 2 n - 3$$

entre sus barras "b" y sus nudos "n" un número mayor de piezas convierte la celosía en hiperestática y un número menor permite la deformación de la estructura por perder la rigidez en alguno de sus puntos.

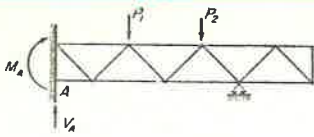


Fig 1



Fig 2

1.2.2.- CELOSIAS HIPERESTATICAS (Fig. 2)

Por oposición a la definición de isoestáticas son las que cumplen la desigualdad,

$$b > 2n - 3$$

es decir, que hay más barras de las precisas para conseguir - la rigidez de la celosía.

Se denomina grado de hiperestaticidad al número de barras superabundantes que existen en una celosía es decir que podrán eliminarse tantas barras como grados de hiperestaticidad existan sin por ello la estructura perdiese su rigidez.

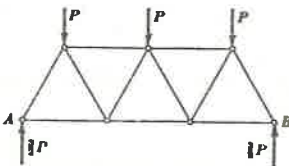
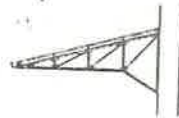


Figura 101

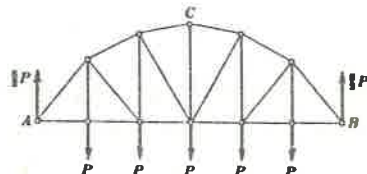


Figura 102

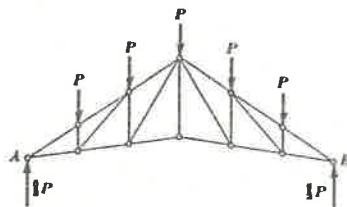


Fig 3

2.- DISEÑO Y CALCULO DE LAS CELOSTIAS

Para el cálculo de una celosía debe de considerarse en primer lugar su función en el contexto más amplio del sistema estructural del cual forma parte analizando qué elementos gravitan sobre ella y cuáles son las acciones que sobre estos a su vez existen.

2.1.- DISEÑO

En primer lugar y si no nos viene fijado de antemano se deberá fijar el tipo de celosía más adecuado a cada caso.

Los condicionantes de diseño de una celosía son múltiples y dependen de su función estructural pero en el caso de cubiertas, los factores determinantes suelen ser principalmente:

- a) La pendiente de la cubierta que es función del material que la constituya.
- b) Separación y tipo de las correas.
- c) Tipo - lucernarios (Caso Diente de Sierra)
- d) Luz del tramo a cubrir.
- e) Forma en que trabajan las barras.
- f) Cargas que debe soportar, etc.

estos entre otros pueden ser los tipos de factores que influyen en un tipo de diseño u otro de las cerchas.

En la Fig. 3 se dan ejemplos de algunos de los tipos de cerchas más utilizados en la práctica.

2.2.- ACCIONES A CONSIDERAR

Debido a su forma constructiva y a la forma en que se desarrollan los cálculos como se verá en los apartados posteriores, las acciones que se deben considerar sobre una cercha serán en cualquier caso concentradas en los nudos por lo que todas las acciones que existan deberán ya sea actuar directamente sobre estos o reducirse a fuerzas equivalentes que sobre ellos actúen.

Las acciones que por lo general se considerarían sobre la cubierta son las siguientes:

Estado I

- a) Cargas permanentes que incluyen peso de los materiales que constituyen la cubierta tanto la propia cubierta como el aislamiento térmico, las correas, instalaciones y conducciones fijas, etc.
- b) Cargas de explotación como uso o mantenimiento.
- c) Sobrecargas de nieve según la zona geográfica.
- d) Sobrecargas de ejecución o transporte.

Estado II

Solicitaciones a, b, c y d y además,

- e) Acción eólica.
- f) Efectos térmicos.

Por lo general en las celosías debe de considerarse siempre la acción del viento, el estado II, pero no debe de olvidarse que su acción puede ser distinta en los dos sentidos de la cercha y aunque esta sea simétrica geoméricamente hablando será preciso considerar en todos los casos tres hipótesis para cada

celosía.

Hipótesis 1	Estado I
Hipótesis 2	Estado II Viento Derecha
Hipótesis 3	Estado II Viento Izquierda

Si recordamos los coeficientes de seguridad de la Norma -- MV-103-1.973, los coeficientes de ponderación de $\gamma_f = 1,5$ para la hipótesis 1 y de $\gamma_f = 1,33$ para las hipótesis 2 y 3 lo que nos indica que en el caso de viento las solicitaciones admisibles pueden ser mayores cuando actúa el viento.

No obstante y para no prolongar los cálculos en exceso y siempre que no se trate de una celosía con gran serie de fabricación en cuyo caso es muy conveniente ajustar los cálculos, se puede considerar quedando del lado de la seguridad $\gamma_f = 1,5$ para las tres hipótesis, simplificación que se va a considerar en este caso.

2.3.- REDUCCION DE ACCIONES A LOS NUDOS

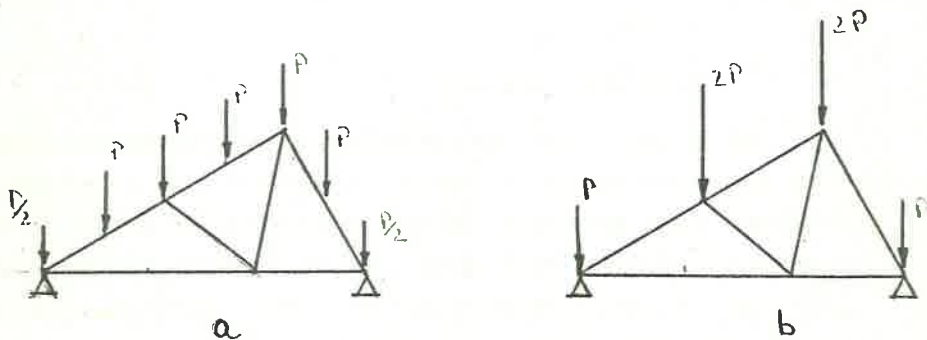


Fig. 4

Si por razones de diseño, las acciones exteriores como en el caso de la Fig. 4a no coinciden con los nudos, se deberá pasar a la Fig. 4b mediante los cálculos estáticos correspondientes - que en el caso de la Fig, 4 por ser las cargas iguales ap y sus puntos de aplicación equidistantes, su valor es de $2p$ como se deduce de inmediato.

2.4.- CALCULO DE LAS REACCIONES

Como paso previo al inicio del proceso de cálculo, es preciso el definir las reacciones de los apoyos sobre los que se apoya una celosía, las cuales pueden ser:

- a) Estáticamente determinadas.
- b) Estáticamente indeterminadas.

2.4.1.- REACCIONES ESTATICAMENTE DETERMINADAS

Una celosía tiene las reacciones estáticamente determinadas cuando sus condiciones de vinculo son las mínimas para fijar el sistema de forma estática, lo cual equivale a decir que en el caso de celosías planas, se pueden obtener sus valores mediante las tres ecuaciones de equilibrio de un sistema en el plano o - mediante un polígono funicular que es la expresión gráfica de - las ecuaciones de equilibrio mencionadas.

Esto equivale a decir que las reacciones tienen tres incógnitas como máximo que son las que nos permiten despejar las tres ecuaciones mencionadas.

De aquí se deduce el interés de que los apoyos de una celosía se materialicen mediante una rótula fija Fig. 5a y un apoyo de rodillos, ^{5b} que materializan físicamente las condiciones de las reacciones estaticamente determinadas.

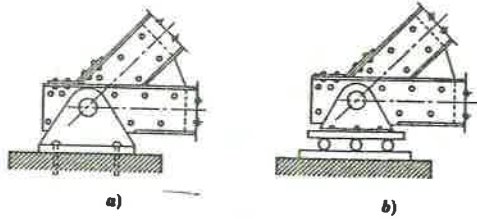


Fig 5

2.4.2.- REACCIONES ESTÁTICAMENTE INDETERMINADAS

Es el caso en que el número de apoyos es tal que el número de incógnitas a despejar en las reacciones es superior a tres -- con lo que para su definición es preciso tener en cuenta además de las tres ecuaciones de la estática en el plano, las propiedades elásticas de las barras que dan lugar a unos cálculos mucho más complejos que no pasaremos a detallar en este caso.

2.5.- MÉTODOS DE CÁLCULO DE LAS TENSIONES

Para la definición de la magnitud y sentido de las tensiones en cada una de las barras de una celosía existen distintos métodos tanto analíticos como gráfico, debiéndose utilizar unos u otros -- según el tipo de dato que se piense y la forma en que están dispuestas las barras, los métodos más conocidos y utilizados son los siguientes:

- a) Método de los nudos (gráfico y analítico)
- b) Diagrama de Maxwell o Cremona (Gráfico)
- c) Método de las Secciones (Gráfico o analítico)

Estos tres métodos están expuestos a nivel teórico en cualquier manual de estática y en particular en la bibliografía indicada al final del capítulo.

La utilización de un método u otro viene dada normalmente -- por la práctica de cada calculista o los métodos de que disponga a su alcance en cada caso, en según que circunstancias deberán --

aplicarse dos o más métodos de forma simultánea o alternativa - para resolver algunas situaciones de nudos más complejos o aparentemente insolubles.

Por lo general son de mayor utilidad los métodos gráficos por su rapidez y posibilidad de aplicación de forma inmediata.

Los métodos analíticos que si bien son más precisos exigen cálculos muy laboriosos o la utilización de medios mecánicos como ordenadores en cuyo caso son los más apropiados.

2.5.1.- METODO DE MAXWELL O CREMONA (Fig. 6)

El método de Maxwell o de Cremona es el de mayor difusión- para el cálculo completo de celosías por métodos ~~analíticos~~ gráficos y con respecto al de los nudos (gráfico) se diferencia de él en que se superponen los diagramas de todos los nudos de forma que coincidan las fuerzas comunes constituyendo un solo diagrama para toda la celosía.

Para indicar la forma de utilizar dicho método de forma teórica vease la Fig. 6, en la que se pasa a comentar la forma de obtener dicho diagrama aunque en los ejemplos posteriores se desarrollan de forma numérica otros casos.

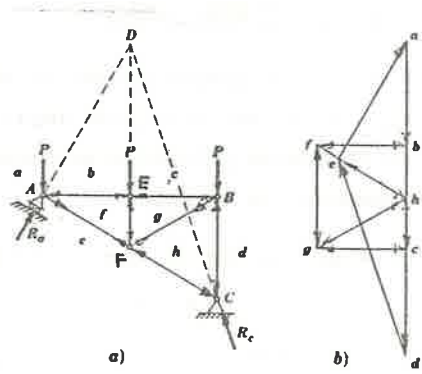


FIG. 6

2.5.1.1.- NOTACIONES.

La mejor forma de operar es utilizando la denominada notación de Bow, que consiste en numerar los espacios que separan las barras y fuerzas que actúan sobre los nudos mediante letras minúsculas que dando cada barra o fuerza definida con los símbolos de las letras correspondientes a los espacios que separe.

En el caso de la Fig. 6a existen cinco semi-espacios abiertos que son los definidos por las fuerzas exteriores y las propias barras de la estructura y cuyos símbolos son: a, b, c, d y e y los tres espacios interiores de referencia f, g y h que son cerrados y limitados por barras.

Así queda con ocho letras definidas todas las fuerzas de la estructura.

2.5.1.2.- SENTIDO DE GIRO EN LOS NUDOS

Para complementar la notación de Bow debemos establecer un sentido, que puede ser el de las agujas del reloj, para recorrer las fuerzas de cada uno de los nudos y así poder definir sus valores de forma correlativa.

De este modo, la fuerza P del nudo A será definida por ab y la del nudo C por cd. etc.

2.5.1.3.- OBTENCIÓN DE LAS REACCIONES

En primer lugar y teniendo en cuenta todas las acciones exteriores y el tipo de apoyos que darán lugar a las reacciones debemos obtener la dirección y sentido de estas como dato previo para el inicio del proceso de cálculo.

En la Fig. 6a vemos que el apoyo A es móvil y de rodillos y el

B consiste en una rótula por ello la reacción R_a será perpendicular al plano de deslizamiento de los rodillos y la R_c tendrá una dirección cualquiera lo que dá lugar a tres incógnitas que se despejan rápidamente con el correspondiente polígono funicular de fuerzas que queda reflejado por el diagrama de trazos de la Figura 6a con lo que se definen R_a y R_c .

Este gráfico se ha obtenido mediante la intersección de la línea que parte de A y es perpendicular al plano de apoyo de A y la prolongación de la línea que pasa por P_E que es la resultante de las tres fuerzas, exteriores con lo que se define el punto D, el cual unido con c nos dá la dirección de la reacción R_c cuya magnitud se obtiene trazando el triángulo de fuerzas correspondiente que vemos en la Fig. 6b que está formada por las rectas. e_a (R_a), de (R_c) y ad($P_A + P_E + P_B$).

2.5.1.4.- CONSTRUCCION DE DIAGRAMA

La construcción del diagrama se hace por nudos y de forma progresiva siguiendo un orden tal que empezando por uno de los nudos de los apoyos en el cual no haya más de dos barras desconocidas - se continúe sucesivamente en nudos contiguos en los que asimismo sean dos las barras que se desconozcan como máximo. Debe recordarse que se utilizará una escala para la representación de las fuerzas conocidas.

Teniendo en cuenta esta condición y el sentido de giro en las barras. Empezamos el diagrama por el nudo A en el cual la fuerza e_a (R_a) es conocida, la ab (P_A) también lo es y por el contrario hay que obtener bf y fe de las cuales sabemos sus direcciones y los puntos de paso que son b y e luego podremos definir el punto f que nos falta mediante la intersección de la recta que pasando por b - es paralela a la barra A_E y la que pasando por e es paralela a la barra A_F con lo que queda definido el punto f y sus correspondientes fuerzas bf y fe quedando completas todas las fuerzas del nudo A.

A continuación se debe de iniciar el cálculo de otro nudo que no podrá ser el F por tener tres barras desconocidas (FG, FB y FC,) sino el E que solo tiene dos (EF y EB), luego recorriendo el nudo E según el sentido establecido conocemos fb (barra AE), bc (P_E) y para definir cg y gf es preciso hallar el punto g que de igual modo que f en el nudo anterior se halla por intersección obtenido - el cual ya quedan definidas las barras cg (EB) y gf (BF).

Definidos los nudos A y E el que le corresponde a continuación puede ser indistintamente el B o el F pues en este caso ambos tienen solo dos barras incognitas por lo que su elección es opcional, obteniéndose en los dos casos el punto h que define las barras dh y hg en el caso de B.

Por último obtenidos B y F ya no sería preciso el hallar el nudo C pues ya tendría todas sus barras definidas.

2.5.1.5.- VALOR Y SENTIDO DE LAS FUERZAS

Obtenido el diagrama y de acuerdo con la escala con que se hayan representado las fuerzas conocidas, se podrá medir la magnitud de las acciones en las barras que se han determinado mediante el diagrama .

Para definir por el contrario el sentido de estas fuerzas, es decir, si son de tracción o compresión, lo cual es sumamente importante pudiendo ser un error en este, punto de fatales consecuencias, deberemos recurrir al siguiente sistema con el cual las barras que en el esquema de la celosía estén definidas según la Fig. 7a serán a compresión y las indicadas según la Fig. 7b a tracción.



FIG. 7

Para determinar en cada barra el sentido de la acción que actúa sobre ella se deberá en primer lugar recorrer en el diagrama de Maxwell y de acuerdo con el sentido de rotación establecidas las fuerzas correspondientes a cada nudo colocando en el diagrama las flechas correspondientes al sentido de recorrido de los espacios o sea que en el caso del nudo E y empezando por el espacio c cg nos define la flecha cg que iniciándose en c termina en g y cuyo sentido lo trasladaremos a la barra correspondiente, a continuación la barra siguiente gf y por último fb con lo que ya tenemos los -- sentidos de todas las barras del nudo pues P_E es de por sí conocida como acción exterior.

Operando de este modo con todos los nudos y trasladando todas las flechas al esquema de la celosía obtenemos el sentido de todas las barras siendo según el esquema de la Fig. 6 los siguientes :

TRACCION

AF

FB

COMPRESION

AE

EB

EF

BC

FC

con lo que quedan definidas todas las acciones principales sobre las barras.

2.5.2.- METODO DE LAS SECCIONES O DE CULMAN.

El método de las secciones a diferencia del de Maxwell permite básicamente obtener los valores de las tensiones de algunas barras elegidas de una celosía sin que haya sido preciso el cálculo de t_0 dos los nudos anteriores para llegar hasta ellos. Por ello es un -

método interesante de comprobación para asegurarse del cálculo completo por otro método o para determinar las tensiones de algunas - barras aisladas.

El método consiste en cortar una celosía mediante una línea que seccione como máximo tres barras que no sean las tres concurrentes y considerar la parte así seccionada como un cuerpo en equilibrio - por las fuerzas exteriores, la reacción correspondiente y las acciones de las tres barras que se han cortado. De este modo y según las ecuaciones de equilibrio en el plano aplicadas adecuadamente - se pueden hallar los valores de las barras intermedias.

Si tomamos de nuevo la estructura que se ha considerado en el método anterior Fig.8 y cortamos la celosía por una línea que pase entre EB y FC intersectando las tres barras EB, FB y FC nos queda - el sistema de la izquierda en equilibrio por las fuerzas de las tres barras mencionadas.

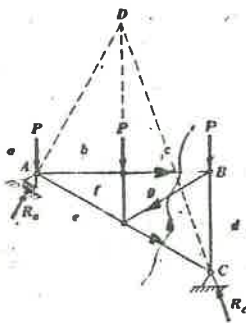


FIG. 8

Luego si igualamos la ecuación de los momentos respecto al punto B, obtendremos el valor de la fuerza FC pues las otras dos no - intervienen por ser su momento nulo respecto a este punto.

A continuación igualamos la ecuación de los momentos respecto a F con lo que se despeja la fuerza EB por la misma razón anterior.

Y por último utilizando la ecuación de equilibrio de fuerzas verticales u horizontales al estar ya definido el valor de todas las demás quedará determinada la componente vertical u horizontal de FB por lo que al ser conocida su dirección queda asimismo fijado su valor, con lo que se habría obtenido el valor de la tensión de estas tres barras sin necesidad del cálculo de las anteriores.

En los ejemplos numéricos se tratará con valores precisos la forma de practica de aplicación de los dos sistemas de cálculo hasta aquí enumerados.

2.6.- TENSIONES SECUNDARIAS

Las tensiones secundarias son debidas a que los nudos de unión entre las barras no son roturas sin rozamiento sino que tienen un cierto grado de rigidez por estar dichas uniones realizadas mediante cartelas soldadas o atornilladas que originan ciertos momentos flectores en las barras.

El sistema de cálculo de dichas tensiones es muy largo y complejo y en los casos más usuales de celosías no se tienen en cuenta pero conviene tomar las consideraciones de diseño:

- a) Que ninguna barra forme ángulos menores de 30° o mayores de 60° sus barras colindantes.
- b) Que las cartelas sean de dimensiones reducidas pero compatibles con la solidez de las uniones.
- c) Que los triángulos y recuadros sean lo más amplios posible y las barras esbeltas.

En el caso que sea preciso el definir dichas tensiones secundarias por tratarse de celosías de gran responsabilidad estructural se puede recurrir al cálculo por métodos digitales con ayuda de

computadores que nos darán con exactitud no solo las tensiones secundarias sino los desplazamientos de cada uno de los nudos.

3.- DIMENSIONADO DE LAS BARRAS

Una vez obtenido el valor de las tensiones más desfavorables para cada una de las barras quedando definido si trabajan a tracción o compresión o de forma mixta o flexo-tracción o flexocompresión, es preciso el dimensionar con los perfiles adecuados cada una de ellas. Así vamos a exponer según las fórmulas del Capítulo VII para el acero la forma de cálculo, para cada caso. Para ello supondremos la cercha de la Fig. 9 que deberá estar construida -- con angulares de lados iguales.

3.1.- BARRA A TRACCION SIMPLE

Este es el caso más sencillo que puede presentarse. Y normalmente cuando se trata de acciones gravitatorias es el del cordón inferior y de algunas diagonales.

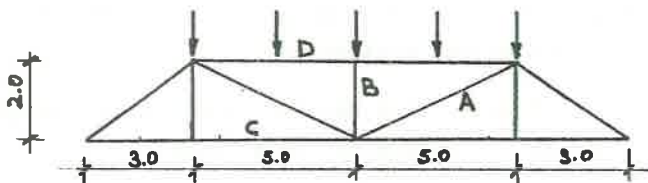
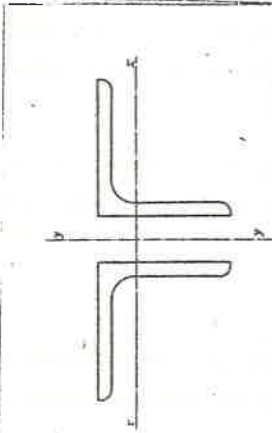


FIG. 9

Supongamos que la barra A de la celosía de la Fig. 9 está solicitada con una carga $N = 20T$ luego si utilizamos un acero A-37-b y una $\chi_f = 1,5$.

$$\sigma_d = \frac{2.400}{1 \times 1,5} = 1.600 \text{ kg/cm}^2.$$

Luego si,



Perfiles sometidos a compresión centrada
Solicitación de agotamiento N°

Los perfiles L con distintas separaciones

Acero A-1
 $\sigma_a = 2.400 \text{ kg/cm}^2$

L	Sección A cm ²	A _{so} t	Resistencia, en t, para unalargitud de pandero l _e en metros													L																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																														
			1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00		4,50	5,00																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																												
			19,3	16,7	12,6	10,0	7,9	6,4	5,2	4,4	3,7	3,2	2,8	2,8	4,2		3,7	2,9	4,5	5,2	5,2	70 x 8	80 x 8	90 x 8	100 x 8	100 x 10	120 x 10	120 x 12	150 x 12	150 x 15	180 x 15	200 x 16	200 x 18																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																													
50 x 5	9,60	24,36	19,3	16,7	12,6	10,0	7,9	6,4	5,2	4,4	3,7	3,2	2,8	2,8	4,2	3,7	2,9	4,5	5,2	5,2	70 x 8	80 x 8	90 x 8	100 x 8	100 x 10	120 x 10	120 x 12	150 x 12	150 x 15	180 x 15	200 x 16	200 x 18																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																														
50 x 6	11,38	29,59	23,4	19,6	14,7	11,5	9,2	7,4	6,1	5,1	4,3	3,7	3,1	2,6	2,3	2,0	1,7	1,4	1,2	1,1	1,0	0,9	0,8	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																														
60 x 5	11,64	30,26	25,8	21,7	19,5	16,0	13,0	10,7	9,0	7,5	6,4	5,5	4,8	4,1	3,5	3,0	2,6	2,2	1,9	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																													
60 x 6	13,82	35,93	30,7	27,0	23,1	19,0	15,4	12,7	10,6	8,9	7,6	6,5	5,7	5,0	4,4	3,8	3,3	2,9	2,5	2,2	1,9	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																												
70 x 6	18,06	46,96	39,8	35,3	29,9	24,4	19,9	16,4	13,6	11,4	9,7	8,3	7,3	6,4	5,6	4,8	4,1	3,5	3,0	2,6	2,2	1,9	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
70 x 7	18,80	48,88	38,0	34,9	31,5	27,2	22,9	19,3	16,5	14,0	11,9	10,3	9,0	7,9	7,0	6,2	5,4	4,6	3,9	3,3	2,8	2,4	2,1	1,9	1,8	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																								
70 x 8	21,20	55,12	49,6	45,3	40,5	35,1	29,6	24,8	21,3	18,0	15,4	13,2	11,5	10,1	8,9	7,9	7,0	6,2	5,4	4,6	3,9	3,3	2,8	2,4	2,1	1,9	1,8	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																						
80 x 8	24,60	57,96	59,2	56,1	51,5	46,4	41,2	35,3	30,6	26,4	22,9	19,8	17,4	15,4	13,5	10,9	9,9	8,7	7,7	6,8	5,9	5,0	4,3	3,7	3,2	2,8	2,5	2,2	2,0	1,8	1,6	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																					
80 x 10	30,20	78,52	72,7	68,9	64,3	58,4	52,0	45,4	39,8	34,9	27,8	24,0	21,1	18,4	16,4	14,1	12,2	10,5	9,2	8,1	7,1	6,2	5,4	4,6	4,0	3,4	2,9	2,5	2,2	2,0	1,8	1,6	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																				
90 x 8	27,80	72,28	68,1	65,7	61,7	57,3	52,0	46,6	41,0	35,9	31,5	28,1	24,2	21,1	18,4	16,4	14,1	12,2	10,5	9,2	8,1	7,1	6,2	5,4	4,6	4,0	3,4	2,9	2,5	2,2	2,0	1,8	1,6	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																			
90 x 10	34,20	88,52	83,8	80,8	76,0	70,5	63,5	56,6	49,6	43,8	38,3	33,6	29,4	26,1	23,3	20,8	18,4	16,4	14,1	12,2	10,5	9,2	8,1	7,1	6,2	5,4	4,6	4,0	3,4	2,9	2,5	2,2	2,0	1,8	1,6	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																	
100 x 8	31,00	80,60	76,7	74,6	71,9	67,7	63,4	57,7	52,0	46,3	41,3	36,8	32,7	28,8	25,9	23,1	20,8	18,4	16,4	14,1	12,2	10,5	9,2	8,1	7,1	6,2	5,4	4,6	4,0	3,4	2,9	2,5	2,2	2,0	1,8	1,6	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																
100 x 10	38,40	99,84	95,0	92,4	89,1	83,2	77,4	71,3	64,4	57,3	50,4	44,9	40,1	35,7	31,7	28,8	25,9	23,1	20,8	18,4	16,4	14,1	12,2	10,5	9,2	8,1	7,1	6,2	5,4	4,6	4,0	3,4	2,9	2,5	2,2	2,0	1,8	1,6	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																														
120 x 10	46,40	120,64	117,3	114,9	111,7	107,7	104,0	98,0	92,0	84,9	77,8	70,5	64,8	58,5	51,6	45,2	39,4	34,2	30,0	26,6	23,6	20,9	18,4	16,4	14,1	12,2	10,5	9,2	8,1	7,1	6,2	5,4	4,6	4,0	3,4	2,9	2,5	2,2	2,0	1,8	1,6	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
150 x 12	55,00	143,00	138,8	136,1	132,4	127,6	122,2	115,3	109,1	100,7	92,4	83,6	75,6	68,4	61,6	51,2	42,5	35,7	30,6	26,8	23,6	20,9	18,4	16,4	14,1	12,2	10,5	9,2	8,1	7,1	6,2	5,4	4,6	4,0	3,4	2,9	2,5	2,2	2,0	1,8	1,6	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
150 x 15	69,60	180,96	177,4	175,6	172,3	169,1	166,0	156,0	156,0	148,3	142,4	133,0	125,6	116,7	109,0	92,8	79,0	69,6	61,6	51,2	42,5	35,7	30,6	26,8	23,6	20,9	18,4	16,4	14,1	12,2	10,5	9,2	8,1	7,1	6,2	5,4	4,6	4,0	3,4	2,9	2,5	2,2	2,0	1,8	1,6	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																							
180 x 15	86,00	223,60	219,2	217,0	212,9	208,9	205,1	199,6	191,1	183,2	173,3	164,4	153,1	144,2	137,7	114,6	97,6	86,0	76,0	67,6	59,6	51,6	43,6	35,6	27,6	20,9	18,4	16,4	14,1	12,2	10,5	9,2	8,1	7,1	6,2	5,4	4,6	4,0	3,4	2,9	2,5	2,2	2,0	1,8	1,6	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																							
200 x 16	123,60	321,36	315,0	315,0	315,0	312,0	309,0	303,1	297,5	292,1	286,9	279,4	270,0	261,2	253,0	231,1	210,0	193,2	180,0	169,2	160,4	151,6	142,8	134,0	125,2	116,4	107,6	98,8	89,9	81,1	72,2	63,3	54,4	45,5	36,6	27,7	18,8	9,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	3,0	3,1	3,2	3,3	3,4	3,5	3,6	3,7	3,8	3,9	4,0	4,1	4,2	4,3	4,4	4,5	4,6	4,7	4,8	4,9	5,0	5,1	5,2	5,3	5,4	5,5	5,6	5,7	5,8	5,9	6,0	6,1	6,2	6,3	6,4	6,5	6,6	6,7	6,8	6,9	7,0	7,1	7,2	7,3	7,4	7,5	7,6	7,7	7,8	7,9	8,0	8,1	8,2	8,3	8,4	8,5	8,6	8,7	8,8	8,9	9,0	9,1	9,2	9,3	9,4	9,5	9,6	9,7	9,8	9,9	10,0	10,1	10,2	10,3	10,4	10,5	10,6	10,7	10,8	10,9	11,0	11,1	11,2	11,3	11,4	11,5	11,6	11,7	11,8	11,9	12,0	12,1	12,2	12,3	12,4	12,5	12,6	12,7	12,8	12,9	13,0	13,1	13,2	13,3	13,4	13,5	13,6	13,7	13,8	13,9	14,0	14,1	14,2	14,3	14,4	14,5	14,6	14,7	14,8	14,9	15,0	15,1	15,2	15,3	15,4	15,5	15,6	15,7	15,8	15,9	16,0	16,1	16,2	16,3	16,4	16,5	16,6	16,7	16,8	16,9	17,0	17,1	17,2	17,3	17,4	17,5	17,6	17,7	17,8	17,9	18,0	18,1	18,2	18,3	18,4	18,5	18,6	18,7	18,8	18,9	19,0	19,1	19,2	19,3	19,4	19,5	19,6	19,7	19,8	19,9	20,0	20,1	20,2	20,3	20,4	20,5	20,6	20,7	20,8	20,9	21,0	21,1	21,2	21,3	21,4	21,5	21,6	21,7	21,8	21,9	22,0	22,1	22,2	22,3	22,4	22,5	22,6	22,7	22,8	22,9	23,0	23,1	23,2	23,3	23,4	23,5	23,6	23,7	23,8	23,9	24,0	24,1	24,2	24,3	24,4	24,5	24,6	24,7	24,8	24,9	25,0	25,1	25,2	25,3	25,4	25,5	25,6	25,7	25,8	25,9	26,0	26,1	26,2	26,3	26,4	26,5	26,6	26,7	26,8	26,9	27,0	27,1	27,2	27,3	27,4	27,5	27,6	27,7	27,8	27,9	28,0	28,1	28,2	28,3	28,4	28,5	28,6	28,7	28,8	28,9	29,0	29,1	29,2	29,3	29,4	29,5	29,6	29,7	29,8	29,9	30,0	30,1	30,2	30,3	30,4	30,5	30,6	30,7	30,8	30,9	31,0	31,1	31,2	31,3	31,4	31,5	31,6	31,7	31,8	31,9	32,0	32,1	32,2	32,3	32,4	32,5	32,6	32,7	32,8	32,9	33,0	33,1	33,2	33,3	33,4	33,5	33,6	33,7	33,8	33,9	34,0	34,1	34,2	34,3	34,4	34,5	34,6	34,7	34,8	34,9	35,0	35,1	35,2	35,3	35,4	35,5	35,6	35,7	35,8	35,9	36,0	36,1	36,2	36,3	36,4	36,5	36,6	36,7	36,8	36,9	37,0	37,1	37,2	37,3	37,4	37,5	37,6	37,7	37,8	37,9	38,0	38,1	38,2	38,3	38,4	38,5	38,6	38,7	38,8	38,9	39,0	39,1	39,2	39,3	39,4	39,5	39,6	39,7	39,8	39,9	40,0	40,1	40,2	40,3	40,4	40,5	40,6	40,7	40,8	40,9	41,0	41,1	41,2	41,3	41,4	41,5	41,6	41,7	41,8	41,9	42,0	42,1	42,2	42,3	42,4	42,5	42,6	42,7	42,8	42,9	43,0	43,1	43,2	43,3	43,4	43,5	43,6	43,7	43,8	43,9	44,0	44,1	44,2	44,3	44,4	44,5	44,6	44,7	44,8	44,9	45,0	45,1	45,2	45,3	45,4	45,5	45,6	45,7	45,8	45,9	46,0	46,1	46,2	46,3	46,4	46,5	46,6	46,7	46,8	46,9	47,0	47,1	47,2	47,3	47,4	47,5	47,6	47,7	47,8	47,9	48,0	48,1	48,2	48,3	48,4	48,5	48,6	48,7	48,8	48,9	49,0	49,1	49,2	49,3	49,4	49,5	49,6	49,7	49,8	49,9	50,0	50,1	50,2	50,3	50,4	50,5	50,6	50,7	50,8	50,9	51,0	51,1	51,2	51,3	51,4	51,5	51,6	51,7	51,8	51,9	52,0	52,1	52,2	52,3	52,4	52,5	52,6	52,7	52,8	52,9	53,0	53,1	53,2	53,3	53,4	53,5	53,6	53,7	53,8	53,9	54,0	54,1	54,2	54,3	54,4	54,5

$$\sigma_t = \frac{N}{A} \leq \sigma_o \longrightarrow A_{\min.} = \frac{N}{\sigma_t}$$

Siendo A_{\min} la sección de acero mínima para soportar N luego sustituyendo,

$$A_{\min} = \frac{20}{1,6} = 12,5 \text{ cm}^2.$$

por lo tanto si dimensionamos con angulares de lados iguales empa
rejados, la sección mínima será de 12,5 cm² lo que según la tabla
de la Fig. 10, corresponden 2L 60 x 6 pues, $A = 13,8 > 12,5$

Observese que al tratarse de tracción pura solo se comprueba que
la sección A de los perfiles escogidos supera o iguala al mínimo-
previsible para la sollicitación máxima de dicha barra.

3.2.- BARRA A COMPRESION SIMPLE

En este caso al contrario del anterior se deberá tener en -
cuenta no solo la carga que soporta sino que será imprescindible
tener en cuenta la longitud libre de pandeo, su radio mínimo de
giro y en consecuencia el coeficiente de pandeo para cada caso.

En este caso será de interés conocer la tabla 3.1 de la Nor-
ma MV-103 (Fig. 11) que nos indica para los casos más comunes la
longitud de pandeo.

De esta tabla cabe recordar que las barras externas o perime-
trales tienen un valor de $k = 1$ y que en los montantes y diago-
nales se puede considerar $k = 0,8$ es decir,

$$L_k = L \times \beta \quad \text{siendo}$$

L_k = Longitud teórica de pandeo

β = Coeficiente de esbeltez

L = Longitud entre centros de nudos

CASO	ESQUEMA		β	
a) Pandeo en el plano de la estructura	1		Cordón comprimido.	1
	2		Diagonales externas.	1
	3		Montantes y diagonales.	0,8.
	4		Barra que cruza con otra con condiciones de unión.	Se considera el punto del cruce como inmovilizado.
b) Pandeo perpendicularmente al plano de la estructura	1		Cordón comprimido.	1
	2		Cordón con nudo intermedia no inmovilizado con esfuerzos N_1 y N_2 ($N_1 > N_2$).	$0,75 + 0,25 \frac{N_2}{N_1}$
	3		Montantes y diagonales.	1
	4		Diagonal que se cruza con otra sometida a tracción (N_1) con condiciones de unión.	$\sqrt{1 - 0,75 \frac{N_2}{N_1} \frac{d}{d_1}} < 0,5$
	5		Montantes con esfuerzos N_1 y N_2 ($N_1 > N_2$).	$0,75 + 0,25 \frac{N_2}{N_1} < 0,5$

FIG. 11

Luego suponiendo que la barra B estuviera comprimida con una carga $N = 30 T$ y que su longitud es de 2 m. vamos a determinar con ayuda de la Tabla 10 cuáles serían los perfiles que les correspondieran y luego comprobarlo con las correspondientes fórmulas teóricas.

Tengase en cuenta que la tabla debe utilizarse con valores de N^+ es decir solicitaciones en agotamiento osea,

$$N^* = N \times \gamma_F \text{ y para longitudes de pandeo,}$$

$$L_k = l \times \beta$$

en este caso,

$$N^* = 30 \times 1,5 = 45 \text{ T}$$

$$l_k = 2 \times 0,8 = 1,6 \text{ m.}$$

según la tabla 10 los perfiles adecuados son: 2L 80 x 10 ó 2L 90 x 8 que se han obtenido para la columna de $l_k = 1,75$ y que definen un valor de $N^* = 54,0$ y $54,2$ respectivamente.

En el caso que no se disponga de la tabla indicada o sean otro tipo de perfiles, la fórmula a utilizar será:

$$\sigma_t = \omega \frac{N}{A} \leq \sigma_d$$

siendo el coeficiente de pandeo de las tablas de la Fig. 56 del capítulo VII en la cual accedemos con el valor de la esbeltez mecánica de la barra, que es

$$\lambda_k = \frac{L_k}{i_x}$$

en el caso que nos ocupa la comprobación sería la siguiente y precisaríamos del valor de i_x de los perfiles angulares que estamos utilizando o de los radios mínimos de giro i_x de los perfiles que se utilizarán.

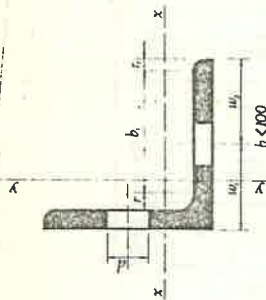
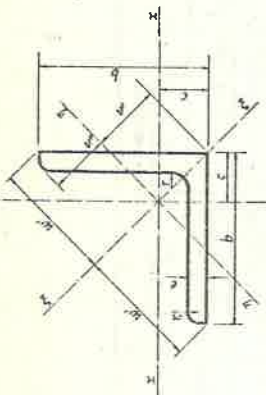
Veamos en la Fig. 12 que nos da los valores característicos de los angulares que nos ocupan.

Luego si ensayamos 2L 80 x 10 vemos,

$$i_x = 2,41 \text{ es decir, } \lambda_k = \frac{160}{2,41} = 66,4 \text{ luego,}$$

según la tabla del capítulo VII;

Un perfil L



A = Área de la sección
 J = Momento de inercia
 W = Módulo resistente

$$i = \sqrt{\frac{J}{A}}$$

u = Superficie lateral por metro lineal

L	Dimensiones mm			Sección A cm²	Peso P kg/m	Posición de los ejes cm				Referido a los ejes							w ₁ mm	w ₂ mm	d mm	I _{xy} cm⁴	b ₁ mm	u m²/m							
	b	e	r			r ₁	c	w'	v'	v''	ξ-ξ			η-η									I _x cm⁴	I _y cm⁴	I _{xy} cm⁴	I _x cm³	I _y cm³	i _x cm	i _y cm
											I _x cm⁴	I _y cm⁴	I _{xy} cm⁴	W _x cm³	W _y cm³	W _{xy} cm³													
20 x 3 *	20	3	4	2,0	0,60	1,41	0,84	0,70	0,39	0,28	0,59	0,61	0,74	0,16	0,19	0,38	12	8	4,3	0,23	11,0	0,077	20 x 3 *						
20 x 4 *	20	4	4	2,0	0,63	1,41	0,90	0,71	0,49	0,38	0,58	0,72	0,21	0,23	0,38	15	10	6,4	0,28	10,0	0,097	20 x 4 *							
25 x 3 *	25	3	4	2,0	0,72	1,77	1,02	0,87	0,80	0,45	0,75	1,26	0,94	0,33	0,48	17	13	8,4	0,87	16,0	0,136	25 x 3 *							
25 x 4 *	25	4	4	2,0	0,76	1,77	1,07	0,89	1,01	0,58	0,74	1,60	0,93	0,43	0,40	18	17	11	0,59	15,0	0,136	25 x 4 *							
25 x 5 *	25	5	4	2,0	0,80	1,77	1,13	0,91	1,20	0,71	0,75	1,89	0,91	0,52	0,46	18	18	11	0,69	14,0	0,136	25 x 5 *							
30 x 3 *	30	3	5	2,5	0,84	2,12	1,18	1,04	1,40	0,65	0,90	2,23	1,13	0,58	0,49	17	13	8,4	0,83	19,5	0,116	30 x 3 *							
30 x 4 *	30	4	5	2,5	0,88	2,12	1,24	1,05	1,80	0,85	0,89	2,85	1,12	0,75	0,61	18	17	11	1,05	18,5	0,116	30 x 4 *							
30 x 5 *	30	5	5	2,5	0,92	2,12	1,30	1,07	2,16	1,04	0,88	3,41	1,11	0,92	0,71	18	18	11	1,25	17,5	0,116	30 x 5 *							
35 x 3 *	35	3	5	2,5	0,96	2,47	1,36	1,23	2,29	0,90	1,06	3,63	1,34	0,95	0,70	18	17	11	1,34	24,5	0,136	35 x 3 *							
35 x 4 *	35	4	5	2,5	1,00	2,47	1,42	1,24	2,95	1,18	1,05	4,68	1,33	1,23	0,86	18	17	11	1,73	23,5	0,136	35 x 4 *							
35 x 5 *	35	5	5	2,5	1,04	2,47	1,48	1,25	3,56	1,45	1,04	5,64	1,31	1,49	1,01	18	17	11	2,08	22,5	0,136	35 x 5 *							
40 x 4 * P	40	4	6	3,0	1,12	2,83	1,58	1,40	4,47	1,55	1,21	7,09	1,52	1,86	1,17	22	18	11	3,17	26,0	0,155	40 x 4 * P							
40 x 5 * P	40	5	6	3,0	1,16	2,83	1,64	1,42	5,43	1,91	1,37	8,60	1,51	2,26	1,37	22	18	11	3,67	25,0	0,155	40 x 5 * P							
40 x 6 *	40	6	6	3,0	1,20	2,83	1,70	1,43	6,31	2,26	1,19	9,98	1,49	2,65	1,56	22	18	11	3,67	25,0	0,155	40 x 6 *							
45 x 4 * P	45	4	7	3,5	1,23	3,18	1,75	1,57	6,43	1,97	1,36	10,2	1,71	2,67	1,55	25	20	13	3,77	30,5	0,174	45 x 4 * P							
45 x 5 * P	45	5	7	3,5	1,28	3,18	1,81	1,58	7,84	2,43	1,35	12,4	1,70	3,26	1,80	25	20	13	4,57	29,5	0,174	45 x 5 * P							
45 x 6 *	45	6	7	3,5	1,32	3,18	1,87	1,59	9,16	2,88	1,34	14,5	1,69	3,82	2,05	25	20	13	5,34	28,5	0,174	45 x 6 *							
50 x 4 * P	50	4	7	3,5	1,36	3,54	1,92	1,75	8,97	2,46	1,52	14,2	1,91	3,72	1,94	30	20	13	5,24	35,5	0,194	50 x 4 * P							
50 x 5 * P	50	5	7	3,5	1,40	3,54	1,99	1,76	11,0	3,05	1,52	17,4	1,90	4,54	2,29	30	20	13	7,43	34,5	0,194	50 x 5 * P							
50 x 6 *	50	6	7	3,5	1,45	3,54	2,04	1,77	12,8	3,61	1,50	20,3	1,89	5,33	2,61	30	20	13	7,49	33,5	0,194	50 x 6 *							
50 x 7 *	50	7	7	3,5	1,49	3,54	2,10	1,78	14,6	4,16	1,49	23,1	1,88	6,11	3,19	30	20	13	8,50	32,5	0,194	50 x 7 *							
50 x 8 *	50	8	7	3,5	1,52	3,54	2,16	1,80	16,3	4,68	1,48	25,7	1,86	6,87	3,19	30	20	13	9,42	31,5	0,194	50 x 8 *							

* Perfiles recomendados en la Norma UNE 36-531-72.
 P Perfiles recomendados en la Norma MV 102.

L	Dimensiones					Sección			Peso p kg/m	Posición de los ejes						Relación a los ejes								w ₁ mm	w ₂ mm	d mm	f _{xy} cm ⁴	b ₁ mm	u m ² /m	L
	b	e	f	r ₁	A	J	e	w'		v'	w''	x-x = y-y		Eξ				T-η												
												f _x	f _y	f _x	f _y	f _x	f _y	f _x	f _y	I _x	I _y	I _{xy}	I _{xy}							
60 × 5 * P	60	5	8	4.0	5.82	4.57	1.64	4.34	2.12	2.41	19.4	4.45	1.82	30.7	2.30	8.02	3.45	1.17	35	25	17	11.2	43.0	60 × 5 * P						
60 × 6 * P	60	8	8	4.0	5.91	5.06	1.67	4.54	2.16	2.41	22.8	5.22	1.82	36.2	2.29	9.43	3.83	1.17	35	25	17	13.4	42.0	60 × 6 * P						
60 × 8 * P	60	10	8	4.0	6.0	6.19	1.77	4.54	2.30	2.41	29.2	6.89	1.80	40.2	2.16	12.2	4.89	1.16	35	25	17	17.0	40.0	60 × 8 * P						
60 × 10 * P	60	10	8	4.0	6.11	6.83	1.85	4.54	2.51	2.41	34.9	8.41	1.70	55.1	2.23	14.8	5.87	1.16	35	25	17	20.3	38.0	60 × 10 * P						
70 × 6 * P	70	6	9	4.5	8.13	6.38	1.93	4.55	2.73	2.46	7.9	7.37	2.13	58.5	2.68	15.3	5.59	1.37	40	30	21	21.6	50.5	70 × 6 * P						
70 × 7 * P	70	7	9	4.5	8.40	7.38	1.97	4.55	2.79	2.47	42.3	8.41	2.12	67.1	2.67	17.5	6.27	1.36	40	30	21	24.6	47.2	70 × 7 * P						
70 × 8 * P	70	8	9	4.5	8.68	8.36	2.01	4.55	2.85	2.50	47.5	9.52	2.11	75.3	2.66	19.7	6.91	1.36	40	30	21	27.6	47.2	70 × 8 * P						
70 × 10 * P	70	10	9	4.5	13.10	10.30	2.09	4.55	2.96	2.50	57.2	11.7	2.09	90.5	2.63	23.9	8.10	1.35	40	30	21	33.3	48.5	70 × 10 * P						
80 × 8 * P	80	8	10	5.0	12.30	9.63	2.26	5.66	3.19	2.82	77.2	12.6	2.43	115	3.06	28.9	9.36	1.56	45	33	23	42.7	57.0	80 × 8 * P						
80 × 10 * P	80	10	10	5.0	15.10	11.90	2.41	5.66	3.30	2.85	87.5	13.4	2.41	139	3.03	36.3	11.0	1.55	45	33	23	51.6	55.0	80 × 10 * P						
80 × 12 * P	80	12	10	5.0	17.90	14.00	2.58	5.66	3.41	2.89	102	18.2	2.39	161	3.00	42.7	12.5	1.55	45	33	23	59.0	53.0	80 × 12 * P						
90 × 8 * P	90	8	11	5.5	13.90	10.90	2.50	6.36	3.53	3.17	104	16.1	2.74	146	3.45	43.1	12.2	1.76	50	40	25	61.5	65.5	90 × 8 * P						
90 × 10 * P	90	10	11	5.5	17.10	13.40	2.58	6.36	3.55	3.19	127	19.8	2.72	201	3.43	52.5	14.4	1.75	50	40	25	74.2	63.5	90 × 10 * P						
90 × 12 * P	90	12	11	5.5	20.30	15.90	2.66	6.36	3.76	3.22	148	23.3	2.70	234	3.40	61.7	16.4	1.74	50	40	25	88.1	61.5	90 × 12 * P						
100 × 8 * P	100	8	12	6.0	15.5	11.2	2.74	7.07	3.87	3.52	145	19.7	3.06	230	3.85	59.8	15.5	1.96	60	40	25	85.1	74.0	100 × 8 * P						
100 × 10 * P	100	10	12	6.0	19.2	15.0	2.82	7.07	3.99	3.54	177	24.6	3.04	280	3.83	72.9	18.3	1.95	60	40	25	104	72.0	100 × 10 * P						
100 × 12 * P	100	12	12	6.0	22.7	17.8	2.90	7.07	4.11	3.57	207	29.1	3.02	338	3.80	85.7	20.9	1.94	60	40	25	121	70.0	100 × 12 * P						
100 × 15 * P	100	15	12	6.0	27.9	21.9	3.02	7.07	4.27	3.61	249	35.6	2.89	393	3.75	104	24.4	1.93	60	40	25	145	67.0	100 × 15 * P						
120 × 10 * P	120	10	13	6.5	23.2	18.2	3.31	8.49	4.69	4.23	313	38.0	3.67	407	4.62	129	27.5	2.36	80	40	25	184	90.5	120 × 10 * P						
120 × 12 * P	120	12	13	6.5	27.5	21.6	3.40	8.49	4.80	4.28	368	45.7	3.45	584	4.60	152	31.5	2.35	80	40	25	216	88.5	120 × 12 * P						
120 × 15 * P	120	15	13	6.5	31.9	26.6	3.51	8.49	4.97	4.31	445	52.4	3.62	705	4.56	188	37.1	2.33	80	40	25	260	85.5	120 × 15 * P						
150 × 12 * P	150	12	16	8.0	34.8	27.3	4.12	10.6	5.83	5.39	737	67.7	4.60	1170	5.80	307	52.0	2.95	105	45	28	434	114	150 × 12 * P						
150 × 15 * P	150	15	16	8.0	43.0	33.8	4.25	10.6	6.01	5.33	898	83.5	4.57	1430	5.76	460	61.6	2.93	105	45	28	530	131	150 × 15 * P						
180 × 15 * P	180	18	16	8.0	51.0	40.1	4.37	10.6	6.17	5.38	1050	98.7	4.54	1670	5.71	435	70.4	2.92	105	45	28	612	128	180 × 15 * P						
180 × 20 * P	180	20	18	9.0	52.1	40.9	4.98	12.7	7.05	6.36	1590	122	5.52	2320	6.96	653	92.6	3.54	135	45	28	933	138	180 × 20 * P						
200 × 20 * P	200	20	18	9.0	61.9	48.6	5.18	12.7	7.52	6.41	1870	145	5.49	2766	6.92	818	106	3.52	135	45	28	1096	135	200 × 20 * P						
200 × 24 * P	200	24	18	9.0	69.6	58.4	5.84	14.1	8.36	7.21	2540	162	6.16	3720	7.76	960	123	3.94	150	45	28	1380	157	200 × 24 * P						
200 × 16 * P	200	16	18	9.0	61.8	48.5	5.23	14.1	7.91	7.08	2540	162	6.16	3720	7.76	960	123	3.94	150	45	28	1380	157	200 × 16 * P						
200 × 18 * P	200	18	18	9.0	69.1	54.2	5.60	14.1	7.93	7.12	2850	189	6.13	4300	7.73	1070	135	3.93	150	45	28	1580	153	200 × 18 * P						
200 × 10 * P	200	10	18	9.0	76.3	60.4	6.44	14.1	8.04	7.15	3250	198	6.11	4930	7.70	1170	146	3.92	150	45	28	1880	155	200 × 10 * P						
200 × 24 * P	200	24	18	9.0	90.6	71.1	6.84	14.1	8.36	7.21	3300	225	6.06	5380	7.64	1380	167	3.90	150	45	28	1950	149	200 × 24 * P						

Perfiles recomendados en la Norma UNE-36-531-72.
Perfiles recomendados en la Norma MY 102.

$\omega = 1,25$ es decir,

$$\sigma_t = 1,25 \times \frac{30}{30,2} = 1,24 \text{ T/cm}^2.$$

que es inferior al máximo de 1,6 T/cm². es decir que el cálculo es correcto pero excesivo debido a que al entrar en la tabla -- con el valor de $\lambda_k = 1,75$ se mayor la esbeltez, si se quiere-ajustar se podrían ensayar unos perfiles menores por ejemplo -- 2L 80 x 8 con lo que tendríamos,

$$i_x = 2,43 \rightarrow \lambda_k = \frac{1,60}{2,48} = 65,8 \simeq 66$$

luego $\omega = 1,25$

$$\sigma_t = 1,25 \times \frac{30}{24,6} = 1,524 < 1,6$$

pero que permite un cálculo más ajustado. Es decir que la tabla 10 es útil pero que en algunos casos se puede mejorar el dimensionado por métodos más exactos.

3.3.- BARRA A FLEJO-TRACCION

Como ya se indicó en otro apartado si bien los cálculos - suelen hacerse con las cargas concentradas en los nudos no siempre es esto posible y esta circunstancia da lugar a casos de flejón que acompaña a la tracción o compresión.

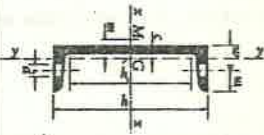
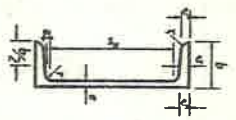
En este caso vamos a estudiar la Flexo-Tracción que es el caso más sencillo. Para ello no hay tablas y deberán utilizarse las fórmulas matemáticas.

La fórmula a utilizar en este caso es :

$$\sigma_t = \frac{N}{A} + \left(\frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \right)$$

luego si suponemos la barra C de la Fig. 9 que soporta una carga

Un perfil UPN



UPN	Dimensiones mm						Sección cm ²		Peso kg/m		Referido al eje x-x'			Referido al eje y-y'			w	w ₁	d	e ₁	e ₂	S _x	e _x	e	m	η = $\frac{W_x}{P}$	u	UPN
	a	b	e	e ₁ = r	r ₁	A ₁	A	P	I _x	W _x	I _y	W _y	I _y = I	w	w ₁	d												
80	80	45	6,0	6,0	4,0	46	11,0	0,64	106	26,5	3,10	19,4	6,36	1,33	25	30	13	9,90	6,30	15,9	6,65	1,45	2,67	3,07	0,312	80		
100	100	50	6,0	8,5	4,5	64	13,5	10,6	206	41,2	3,91	29,2	8,49	1,47	30	20	13	10,50	6,50	24,5	8,42	1,55	2,93	3,69	0,372	100		
120	120	55	7,0	9,0	4,5	82	17,0	13,4	264	60,7	4,62	43,2	11,1	1,59	30	20	13	11,20	6,80	36,3	10,0	1,60	3,03	4,55	0,434	120		
140	140	60	7,0	10,0	5,0	98	20,4	16,0	605	86,4	5,45	62,7	14,8	1,73	35	25	17	12,40	7,60	51,4	11,8	1,75	3,37	5,40	0,489	140		
160	160	65	7,5	10,5	5,5	115	24,0	18,8	725	116	6,21	85,3	18,3	1,89	35	30	21	13,10	7,90	68,8	13,3	1,84	3,56	6,13	0,546	160		
180	180	70	8,0	11,0	5,5	133	28,0	22,0	1 350	150	6,95	114	23,4	2,02	40	30	21	13,90	8,20	89,6	15,1	1,92	3,75	6,82	0,611	180		
200	200	75	8,5	11,5	6,0	151	32,2	25,2	1 610	181	7,70	148	27,0	2,14	40	35	23	14,50	8,50	114	16,8	2,01	3,94	7,56	0,661	200		
220	220	80	9,0	12,5	6,2	167	37,4	29,4	1 890	215	8,48	167	30,6	2,29	45	35	23	15,70	9,20	146	18,5	2,14	4,20	8,35	0,718	220		
240	240	85	9,5	13,0	6,5	187	42,7	33,4	2 200	245	9,26	187	33,8	2,43	45	40	25	16,40	9,60	179	20,1	2,14	4,39	9,23	0,775	240		
260	260	90	10,5	14,0	7,0	209	48,3	37,2	2 530	277	9,94	209	37,2	2,56	50	40	25	17,60	10,40	221	21,8	2,36	4,66	9,78	0,834	260		
280	280	95	10,0	15,0	7,5	216	53,3	41,8	2 900	311	10,70	239	39,9	2,74	50	45	25	18,90	11,20	266	23,6	2,33	5,02	10,70	0,890	280		
300	300	100	10,0	16,0	8,0	232	58,8	46,2	3 030	335	11,70	245	49,5	2,90	55	45	25	20,00	12,00	316	25,4	2,70	5,41	11,60	0,950	300		

FIG. 13

- A = Área de la sección
- I = Momento de inercia
- W = Módulo resistente
- $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$ = Radio de giro
- S_x = Momento estático de media sección
- $e = \frac{I}{S_x}$ = Distancia entre los centros de compresión y tensión
- m = Distancia del baricentro G al centro de esfuerzos
- η = Rendimiento
- u = Superficie lateral por metro lineal

a tracción de $N = 20 \text{ T}$ y un momento $M_x = 1 \text{ T x m}$. deberemos buscar los perfiles que se adecuan mejor a esta sollicitación.

Ensayemos primero con dos angulares de 2L 100-10

$$\sigma_t = \frac{20}{38,4} + \frac{1 \times 100}{49,2} = 0,520 + 2,03 =$$

$\sigma_t = 2,55 > 1,6$ luego se precisa un valor mayor - por lo que ensayamos 2L 150 x 12 que resulta

$$\sigma_t = \frac{20}{67,8} + \frac{1 \times 100}{104,8} = 1,25 < 1,6$$

valor que es válido y cuyo peso por ml. sería de:

$$P = 54,6 \text{ kg/ml.}$$

observese que para la flexión los angulares son poco adecuados - por lo que si en su lugar utilizarámos 2 CPN unidas, se deberían obtener mejores resultados del punto de vista de la economía de peso por lo que vamos a ensayar 2 CPN de 12 cuyos valores estáticos están en la tabla de la Fig. 13.

Luego,

$$\sigma = \frac{20}{34,0} + \frac{1 \times 100}{121,4} = 1,41 < 1,6 \text{ T/cm}^2.$$

Observese que A_y ω_x son el doble de la tabla de la Fig. 13 por

ser esta referida a un solo perfil.

Luego 2 CPN 12 dispuesto como la Fig. 14.

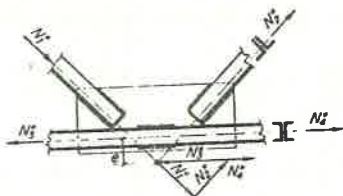


FIG. 14

son suficientes y su peso es de solo 26,8 kg/ml. es decir menos de la mitad del obtenido con los angulares lo que es muy importante de considerar.

3.4.- BARRA A FLEJO-COMPRESION

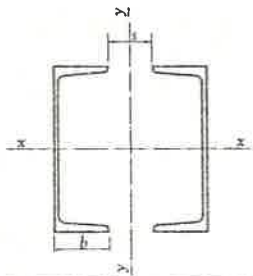
Es un caso análogo al anterior pero debido a la compresión interviene asimismo el concepto de pandeo; tampoco se encuentran tablas para este caso y su fórmula es la ya conocida de:

$$\sigma_t = \omega \frac{N}{A} + \left(\frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \right)$$

si suponemos:

$$N = 20 \text{ T} \quad \text{y} \quad M_x = 1 \text{ T x m.}$$

es decir igual que el caso anterior y $L = 3 \text{ m.}$ veamos cual es la diferencia producida por la compresión.



Dos perfiles UPN con distintas separaciones entre alas.

UPN	Sección A cm^2	I_x cm^4	I_y cm^4	i cm	Valores de:		$I_y = \text{cm}^4$ $I_x = \text{cm}^4$			
					0	8	10	12	15	20
80	22,0	212	3,10	1,33	243 3,33	301 3,70	316 3,79	332 3,88	356 4,03	—
100	27,0	412	3,91	1,47	380 3,75	459 4,12	480 4,22	501 4,31	535 4,45	—
120	34,0	728	4,62	1,59	604 4,21	715 4,59	745 4,68	775 4,77	822 4,92	—
140	40,8	1 210	5,45	1,75	862 4,59	1 010 4,97	1 050 5,06	1 090 5,16	1 145 5,30	—
160	48,0	1 850	6,21	1,89	1 210 5,03	1 400 5,40	1 450 5,49	1 500 5,59	1 580 5,73	—
180	56,0	2 700	6,95	2,02	1 670 5,47	1 910 5,84	1 970 5,93	2 030 6,03	2 130 6,17	—
200	64,4	3 820	7,70	2,14	2 240 5,89	—	2 610 6,36	2 680 6,46	2 800 6,60	3 020 6,84
220	74,8	5 380	8,48	2,30	2 960 6,29	—	3 420 6,76	3 520 6,86	3 660 7,00	3 920 7,24
240	84,6	7 200	9,22	2,42	3 820 6,72	—	4 370 7,19	4 490 7,28	4 670 7,43	4 970 7,65
260	96,6	9 640	9,99	2,56	4 890 7,12	—	5 560 7,59	5 700 7,68	5 910 7,82	6 200 8,00
280	107	12 560	10,9	2,74	5 980 7,49	—	6 750 7,96	6 910 8,05	7 150 8,19	7 600 8,32
300	118	16 060	11,7	2,90	7 260 7,86	—	8 140 8,32	8 330 8,42	8 610 8,56	9 090 8,77

Fig 15

Para ello nos será útil la tabla de la Fig. 15, en la que tenemos los valores estáticos de dos perfiles CPN unidos mediante una presilla intermedia de espesor

Supongamos 2 CPN de 140 y una cartela de 8 mm.

$$A_x = \frac{500}{4,97} = 100 \longrightarrow \omega = 1,89$$

$$\sigma_t = 1,89 \times \frac{20}{40,8} + \frac{1 \times 100}{172,8} = 1,5 < 1,6 \text{ T/cm}^2.$$

Luego vemos que los dos perfiles escogidos son los adecuados y - que los de 120 serían insuficientes por lo que se observa la influencia del coeficiente de pandeo en la compresión y con cargas de la misma magnitud.

4.- UNIONES Y DETALLES CONSTRUCTIVOS

Los conceptos de Uniones y Detalles constructivos van íntimamente ligados pues dependen unos de otros, en este caso solo - vamos a tratar de uniones soldadas por lo que el tipo de detalles se referirán a este tipo de unión. En primer lugar las uniones - soldadas se suelen dividir en uniones con cartelas y sin cartelas las primeras suelen referirse a perfiles abiertos tipo L o CPN - como la Fig. 14 y las segundas son el ejemplo de la Fig. 16.

4.1.- UNIONES SOLDADAS.

4.1.1.- ESPESOR DE LAS CARTELAS

En el caso de cartelas se debe empezar por definir el espesor de estas que viene relacionado con la tensión máxima que deben soportar o según el espesor del elemento más grueso que deba mos soldarla según el primer concepto y según la norma DIN se es

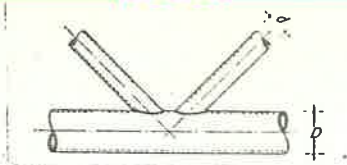


Fig 16

tablece el siguiente baremo:

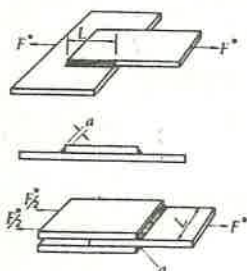
<u>TENSION</u>	<u>ESPESOR</u>
$N < 15 T$	$e = 8 \div 10 \text{ mm.}$
$15 < N < 25T$	$e = 10 \div 12 \text{ mm.}$
$25 < N < 35$	$e = 12 \div 14 \text{ mm.}$
$35 < N$	$e = 14 \div 20 \text{ mm.}$

4.1.2.- GARGANTAS DE SOLDADURA

Con respecto al espesor de garganta de las soldaduras se debe tener en cuenta que el espesor de la garganta según la Fig. 17, es como máximo de 0,7 el espesor de la menor de las dos piezas o chapas a unir no obstante y además de esta norma general-cabe tener en cuenta los valores indicados en la ya mencionada- Fig. 17.

4.1.3.- LONGITUD DE LAS SOLDADURAS

En los elementos comprimidos se debe de procurar que su -- unión sea tal que exista continuidad física entre los elementos a unir lo que permite una transmisión de esfuerzos directa.



[7.38]

Valores mínimos de garganta en función del espesor de la pieza

Espesor de la pieza e mm	Garganta a mm
4,0 a 6,0	2,5
6,1 a 8,0	3,0
8,1 a 10,0	3,5
10,1 a 12,0	4,0
12,1 a 14,0	4,5
14,1 a 16,0	5,0
16,1 a 18,0	5,5
18,1 a 20,0	6,0
20,1 a 24,0	6,5
24,1 a 28,0	7,0
28,1 a 32,0	7,5
32,1 a 36,0	8,0

[7.39]

Valores límites máximos de gargantas, en milímetros

IPN				UPN				T				L			
IPN	a_1 alma	a_2 alas	a_3	UPN	a_1 alma	a_2 alas	a_3	a_4	T	a_1	a_2	a_3	L y LD espesor del ala	$a_1 = a_2$	a_3
80	2,7	4,1	3,1	80	4,2	5,6	4,3	6,9	30	2,0	2,0	2,0	4	2,0	3,4
100	3,1	4,9	3,5	100	4,2	6,0	4,5	7,3	35	3,1	3,1	3,1	5	3,5	4,2
120	3,6	5,4	4,0	120	4,9	6,3	4,8	7,0	40	3,5	3,5	3,5	6	4,2	5,0
140	4,0	6,0	4,4	140	4,9	7,0	5,3	8,7	45	3,0	3,0	3,0	7	4,9	5,8
160	4,4	6,6	4,8	160	5,2	7,3	5,5	9,2	50	4,2	4,2	4,2	8	5,6	6,7
180	4,8	7,3	5,3	180	5,6	7,7	5,7	9,7	60	4,9	4,9	4,9	9	6,3	7,5
200	5,2	7,9	5,7	200	6,0	8,0	6,0	10,1	70	5,6	5,6	5,6	10	7,0	8,4
220	5,7	8,5	6,1	220	6,3	8,7	6,5	11,0	80	6,3	6,3	6,3	11	7,7	9,2
240	6,1	9,2	6,4	240	4,6	9,1	6,7	11,5	—	—	—	—	12	8,4	10,0
260	6,4	9,9	7,1	260	7,0	9,8	7,3	12,3	—	—	—	—	13	9,1	10,9
280	7,1	10,6	7,7	280	7,0	10,5	7,8	13,2	—	—	—	—	14	9,0	11,7
300	7,6	11,3	8,3	300	7,0	11,2	8,4	14,0	—	—	—	—	15	10,5	12,6
320	8,0	12,1	8,9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	16	11,2	13,4
340	8,5	12,8	9,5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	17	11,9	14,2
360	9,1	13,6	10,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	18	12,6	15,1
380	9,6	14,4	10,7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	19	13,3	16,0
400	10,1	15,1	11,3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	20	14,0	16,8
450	11,3	17,0	12,6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	21	14,7	17,6
500	12,6	18,9	14,4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	22	15,4	18,4
550	13,3	21,0	16,1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	23	16,1	19,3
600	15,1	22,7	17,4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	24	16,8	20,1

FIG. 17

Fórmulas generales de la Norma Básica MV-103.

La distribución de los esfuerzos en cada cordón se hace según los procedimientos de la Resistencia de Materiales. La Norma Básica MV-103 en su anejo 6, recoge los casos estudiados en la UNE 14035, debidamente adaptados al cálculo en agotamiento, que reproducimos en 7.6 1a y 7.6 1b.

Uniones planas

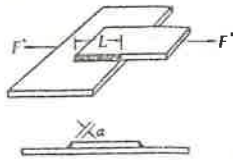

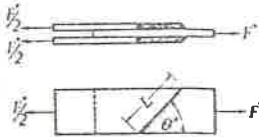
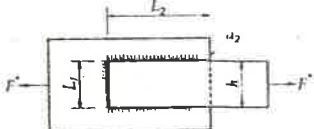
Caso	Solicitación	Unión	Expresión práctica										
1	Tracción	<p>Sólo soldaduras laterales</p> 	$\frac{F^*}{0,75 \sum a L} \leq \sigma_u$										
2	Tracción	<p>Sólo soldaduras frontales</p> 	$\frac{F^*}{0,85 \sum a L} \leq \sigma_u$										
3	Tracción	<p>Sólo soldaduras oblicuas</p> 	$\frac{F^*}{\beta \sum a L} \leq \sigma_u$ <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th>θ</th> <th>β</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0</td> <td>0,75</td> </tr> <tr> <td>30</td> <td>0,77</td> </tr> <tr> <td>60</td> <td>0,81</td> </tr> <tr> <td>90</td> <td>0,85</td> </tr> </tbody> </table>	θ	β	0	0,75	30	0,77	60	0,81	90	0,85
θ	β												
0	0,75												
30	0,77												
60	0,81												
90	0,85												
4	Tracción	<p>Soldaduras frontales y laterales, combinadas</p> 	<p>Para $L_2 \geq 1,5 h$. Sólo se consideran los cordones laterales.</p> $\frac{F^*}{0,75 \sum a L} \leq \sigma_u$ <p>Se debe evitar: El cordón L_2 del caso 6</p>										

FIG. 18

Quando se trate de tracción se debe tener en cuenta las fórmulas de la Tabla de la Fig. 18 que procede del Anexo 6 de la Norma MV-103 en el que vemos los casos más comunes con que solemos hallarnos pudiéndose consultar la mencionada Norma para casos más complejos.

En las fórmulas de la Fig. 18.

F^* es la fuerza ponderada, es decir, $F \times \gamma_f$

σ_u = tensión de cálculo del acero.

4.2.- DETALLES CONSTRUCTIVOS (UNIONES SOLDADAS)

4.2.1.- APOYOS.

Apoyo fijo Fig. 19 y 20

Apoyo móvil Fig. 21 y 22

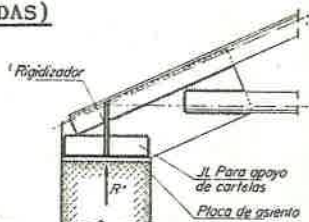


Fig. 19

4.2.2.- NUDOS

Cumbrera Fig. 23

Apoyo Correa Fig. 24

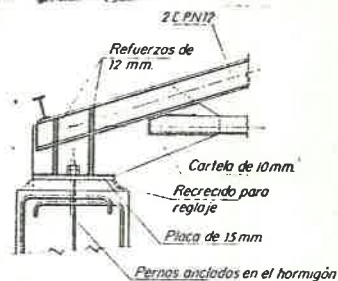


Fig. 20

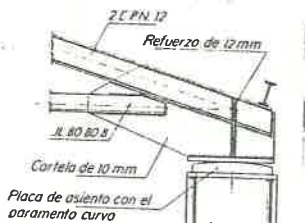


Fig. 21

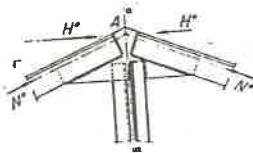


Fig. 23

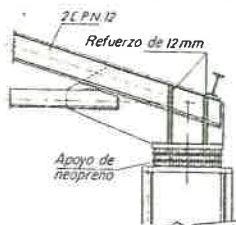


Fig. 22

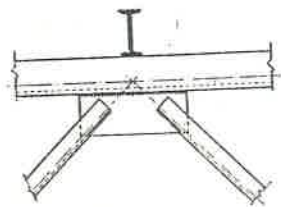


Fig. 24

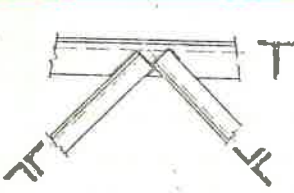


Fig. 25

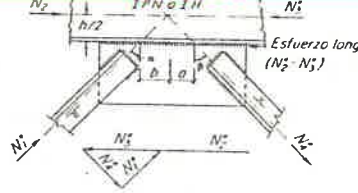


Fig. 26

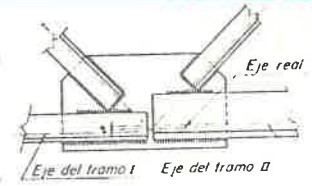


Fig. 27

Cordón superior Fig. 25 y 26

Cordón inferior Fig. 27 y Fig. 14

5.- EJEMPLO 1 (CELOSIA BAJO ACCION GRAVITATORIA)

Supongamos el puente de la Figura 28 del cual se conocen los siguientes datos:

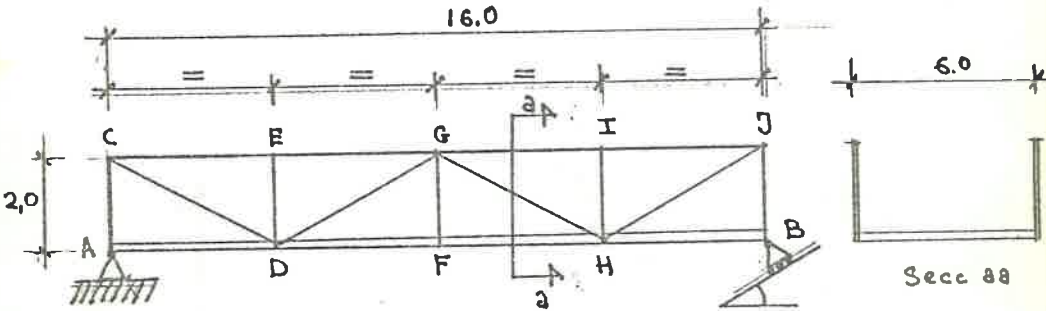


FIG. 28

- Carga total por metro cuadrado = 1 T incluyendo peso propio, agentes atmosféricos y sobrecarga de uso.
- Acero A-42-b.
- Dimensionar con perfiles CPN y L
- Apoyos izquierda (A) Rotulas fijas.
- Apoyos derecha (B) deslizante sobre plano 30° sobre la horizontal.

5.1.- CALCULO DE LAS ACCIONES Y REACCIONES.

Debido a que el ancho del puente es de 6 m. y que la carga se repartirá entre las dos celosías, que lo constituyen la carga por

metro lineal repartida en el cordón inferior de cada una de las cerchas será de 3 T x ml. Como la mayor parte de la carga gravita sobre el cordón inferior y de acuerdo con el apartado 2.3, la reducción de acciones en los nudos es la siguiente:

$$\text{Nudos A y B} = \frac{4}{2} \times 3 = 6 \text{ T (Vertical)}$$

$$\text{Nudos D, F y H} = 4 \times 3 = 12 \text{ T (Vertical)}$$

Luego la resultante general será vertical y de $R_G = 16 \times 3 = 48 \text{ T}$ y su punto de aplicación será el centro de la misma. Por lo cual si buscamos el valor de las resultantes en los apoyos analfiticamente y según vemos en la Fig. 29

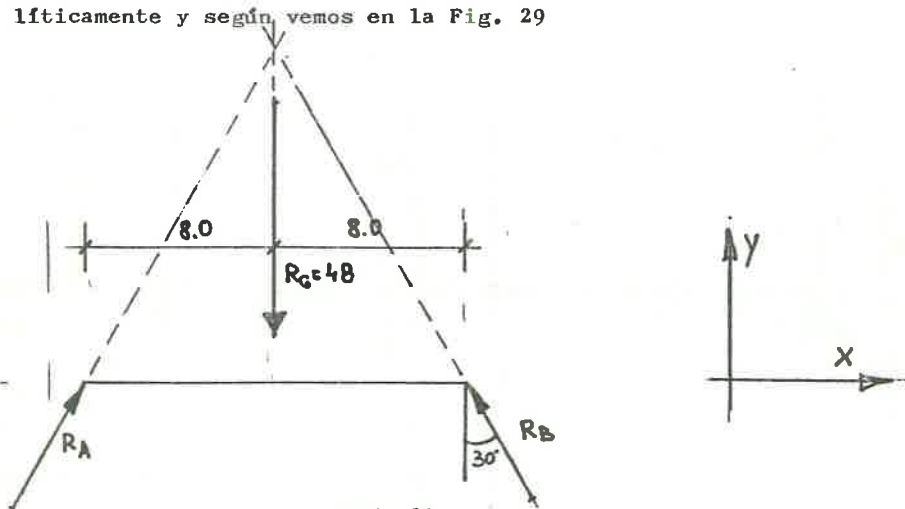


FIG. 29

si equilibramos el sistema respecto al punto A se deberá cumplir - que,

$$R_G \times 8 + R_B \times 16 \times \cos 30^\circ = 0$$

$$48 \times 8 + R_B \times 16 \times 0,866 = 0$$

luego $R_B = 27,7 \text{ T} \longrightarrow \begin{cases} R_{Bx} = - 13,85 \text{ T} \\ R_{By} = + 24 \text{ T} \end{cases}$

siendo este el valor de su módulo y su dirección viene obligada por la pendiente sobre la que se desliza el apoyo B.

Obtenida la reacción B y repitiendo la operación, es decir buscando el equilibrio, las reacciones y la resultante R_G planteamos dos ecuaciones que nos quedan por utilizar pues una de ellas ya se ha empleado igualando momentos a cero respecto al punto A.

Luego si hacemos:

$$\sum F_x = 0$$

$$\sum F_y = 0$$

$$R_{Ax} + R_{Ay} = 0$$

$$R_G + R_{Ay} + R_{By} = 0$$

} sustituyendo y resolviendo el sistema

$$R_{Ax} - 13,85 = 0 \quad \longrightarrow \quad R_{Ax} = + 13,85 \text{ T}$$

$$- 48 + R_{Ay} + 24 = 0 \quad \longrightarrow \quad R_{Ay} = + 24 \text{ T}$$

como vemos las componentes verticales son iguales y del mismo signo y las horizontales son de mismo módulo y signo opuesto con lo que el sistema queda en equilibrio.

5.2.- CALCULO DE LAS TENSIONES

Utilizaremos el método gráfico de Maxwell y empezamos por numerar los espacios entre barras y fuerzas. Fig. 30.

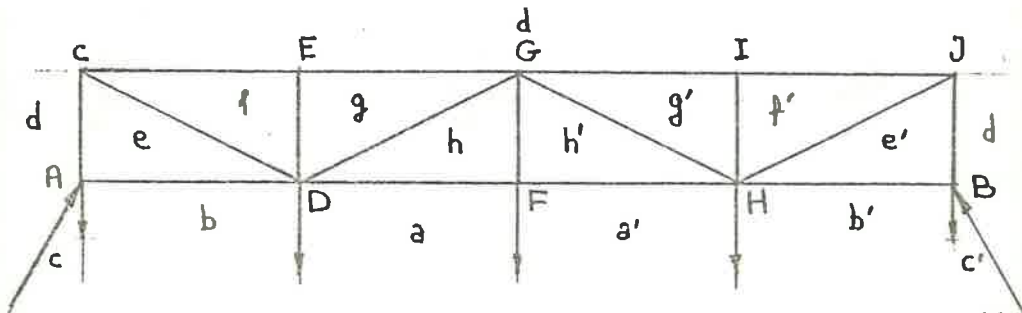
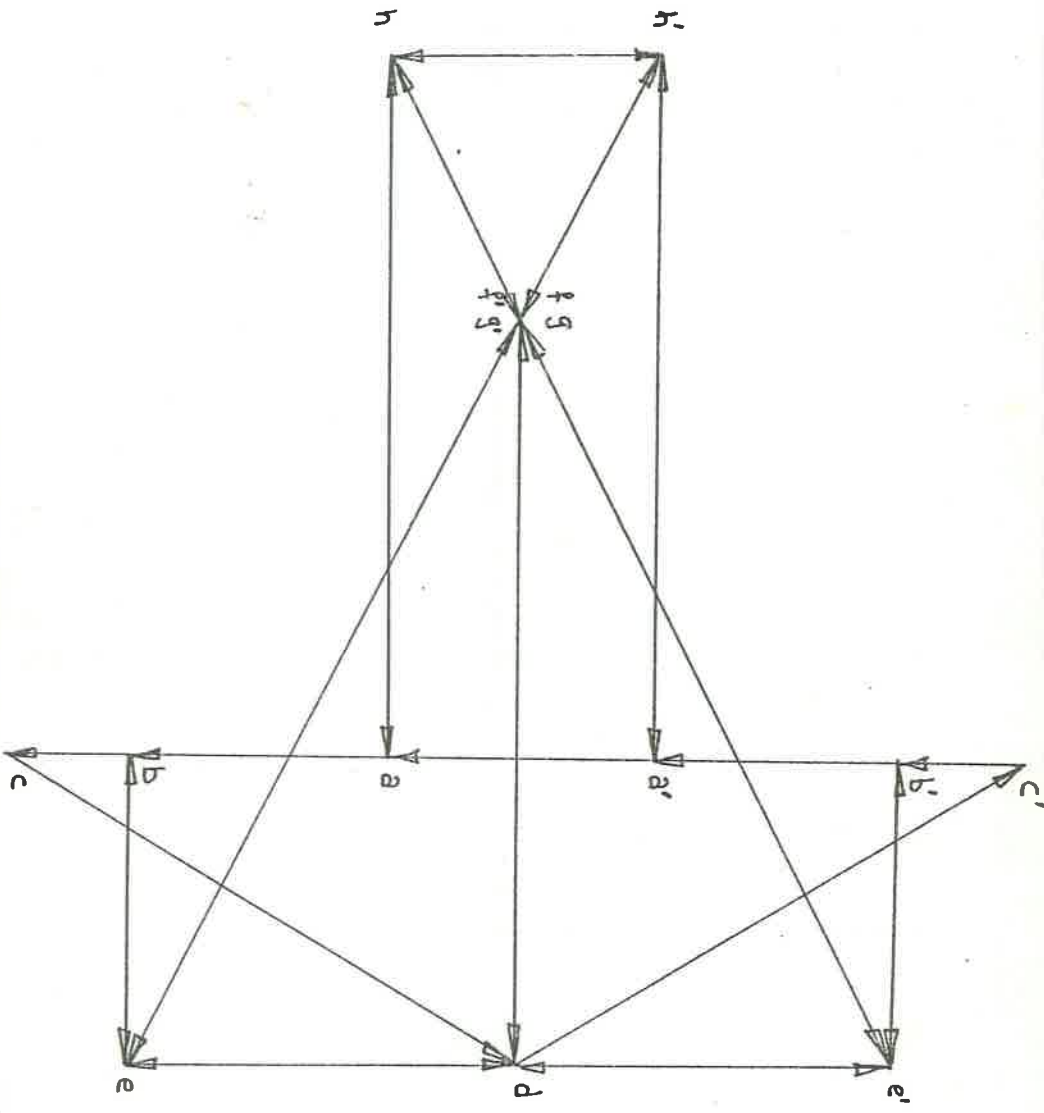


FIG. 30



Recordando que las acciones y reacciones son simétricas las tensiones en las barras serán asimismo simétricas por lo que los espacios son designados por letras minúsculas con sobrefijo "prima" en los simétricos.

Luego obtenemos el diagrama de tensiones indicado en la Fig. 31 de la que vemos que es simétrica y con unas tensiones como se indican en la Tabla de la Fig. 32.

BARRA	TRAC. (+)	COMP. (-)
AD=HB	————	- 14,2
DF=PH	+ 32,5	————
AC=BJ	————	- 18,0
CD=IJ	+ 38 T	————
CE=IJ	————	- 34,5
EG=GI	————	- 34,5
ED=IH	0	0
GF	+ 12	
DG=GH		- 13,5

FIG. 32

5.3.- DIMENSIONADO DE LAS BARRAS

De acuerdo con los valores obtenidos y considerando que los cordones superior e inferior es aconsejable que sean de la misma sección en toda la longitud se deben considerar los siguientes - casos.

5.3.1.- CORDON INFERIOR

El cordón inferior es el elemento más complejo de la celosía por la razón de que a lo largo de su longitud trabaja a flexión - debido a la carga repartida y al mismo tiempo a tracción en tramo central y a compresión en los tramos extremos.

En primer lugar es preciso el dimensionar a flexión todo el cordón considerándolo como una viga continua de cuatro vanos con una carga repartida de 3 T. ml. y con un diagrama de momentos como el de la Fig. 33.

LEY DE DISTRIBUCION DE CARGAS

LEY DE ESFUERZOS CORTANTES

LEY DE MOMENTOS FLECTORES

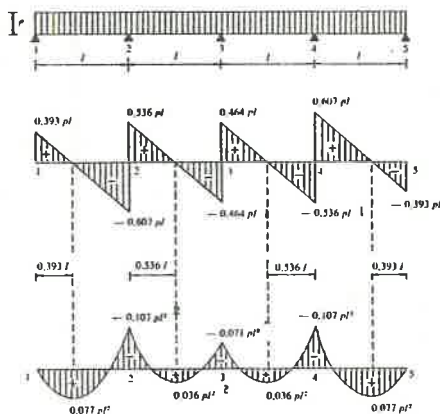


FIG. 33

Luego el valor del momento máximo es de $0,107 ql^2$ T x m que según los valores de este caso son :

$$M_{\max.} = 0,107 \times 3 \times 4^2 = 5,136 \text{ T x m.}$$

obtenido este valor es preciso dimensionar los dos tramos y tomar el más desfavorable.

a) TRAMO A.D

$$N = - 14,2$$

$$M = 5,14$$

Ensayamos con 2 CPN 200 de características,

$$W_x = 382 \text{ cm}^3 \quad i_x = 7,77 \text{ y } \Lambda = 74,8$$

$$\text{Esbeltez} = \frac{400}{7,77} = 51 \longrightarrow \omega = 1,14$$

$$\sigma_{\text{max.}} = 1,14 \frac{14,2}{74,8} + \frac{5,14 \times 100}{382} =$$

$$= 0,216 + 1,345 = 1561 < 1733$$

b) TRAMO D.F

$$N = + 32,5$$

$$M = 5,14$$

Ensayamos con el anterior perfil,

$$\sigma_{\text{max.}} = \frac{32,5}{74,8} + \frac{5,14 \times 100}{382} =$$

$$= 0,434 + 1345 = 1779 > 1733$$

Luego para este tramo se deberá utilizar el siguiente perfil pasando a 2 CPN 220 quedando este elemento a todo lo largo del cordón inferior.

5.3.2.- CORDON SUPERIOR

En este caso solo hay compresión y se dimensiona para el valor máximo de todos los tramos que es de 34,5 T.

Luego utilizando asimismo 2 CPN, ensayando con 2 CPN de 120 de características,

$$W_x = 121,4$$

$$i_x = 4,62 \quad \Lambda = 34,00$$

$$\text{Esbeltez} = \frac{400}{5,45} = 87 \longrightarrow \omega = 1,66$$

$$\sigma_{\text{max.}} = 1,66 \frac{34,5}{34,00} = 1,684 \text{ T/cm}^2 < 1783$$

valor que es inferior al admisible.

5.3.3.- MONTANTES

De acuerdo con el diagrama de Maxwell se observa que los montantes intermedios no trabajan, luego se deberán dimensionar los perfiles mínimos constructivamente hablando que puede considerarse en el caso de utilizarse angulares, 2 L 45.5

En los otros montantes distinguimos los exteriores que trabajan a una compresión de - 18 T o el central que está solicitado a tracción con + 12 T.

a) TRAMO A.C - 18 T

Si utilizamos la tabla de la Fig. 10 y conociendo su longitud de 2 m. serán suficientes 2 L 60.8.

b) TRAMO GF + 12 T

Al ser a tracción es suficiente el hallar la sección mínima precisa.

$$\lambda_{\text{min.}} = \frac{12}{1,733} = 6,92 \text{ cm}^2$$
, lo que resulta 2 L 45.5 que tienen una sección de 8,6 cm² que es superior al necesario.

5.3.4.- DIAGONALES

Los diagonales diferentes son las CD y DG la primera a tracción de + 38 y la segunda a compresión de -13,5. Utilizando la tabla de la Fig. 10 los valores son los siguientes:

a) TRAMO CD + 38

Multiplicando su valor por el coeficiente de mayoración 1,5 el valor ponderado resulta.

$$A_{\sigma_{\mu}} = 38 \times 1,5 = 57 \text{ T lo que resultan } 2 \text{ L } 80.8$$

b) TRAMO DG - 13,5

La longitud de las diagonales de,

$$L = \sqrt{2^2 + 4^2} = 4,5 \text{ m lo que en la tabla Fig. 10 -- resulta } 2 \text{ L } 90.10.$$

6.- EJEMPLO -2 (Celosía con viento)

Sea una nave industrial con cerramiento de muros de fábrica que dispone de una cubierta no accesible constituida por tres celosías de 12 m. de luz que mediante cuatro vanos de viguetas (correas) y cubierta de uralita cubren de la nave cuya planta y sección están indicadas en la Fig. 34.

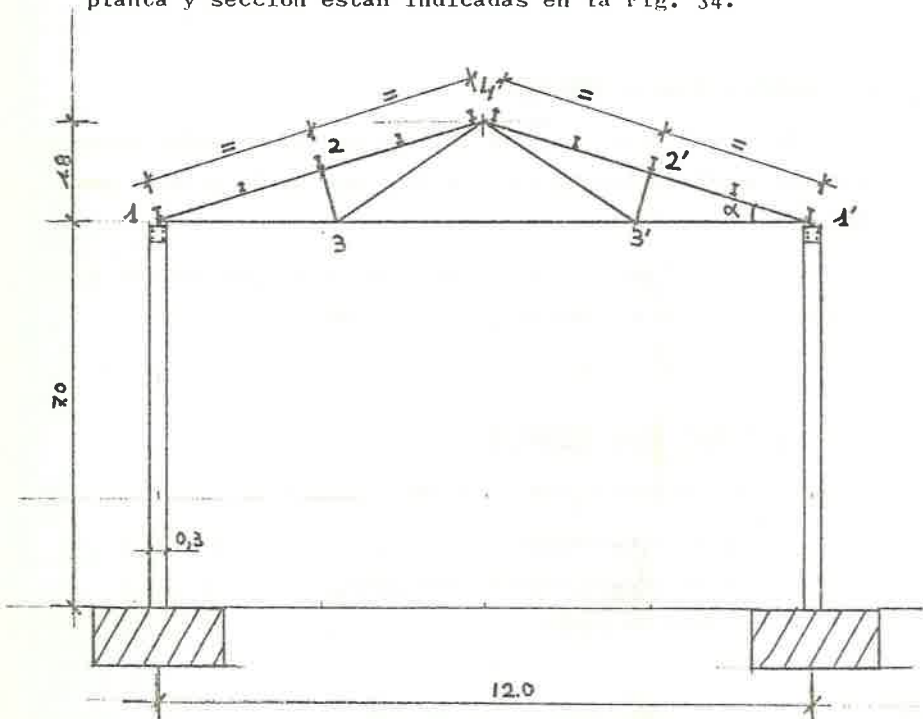
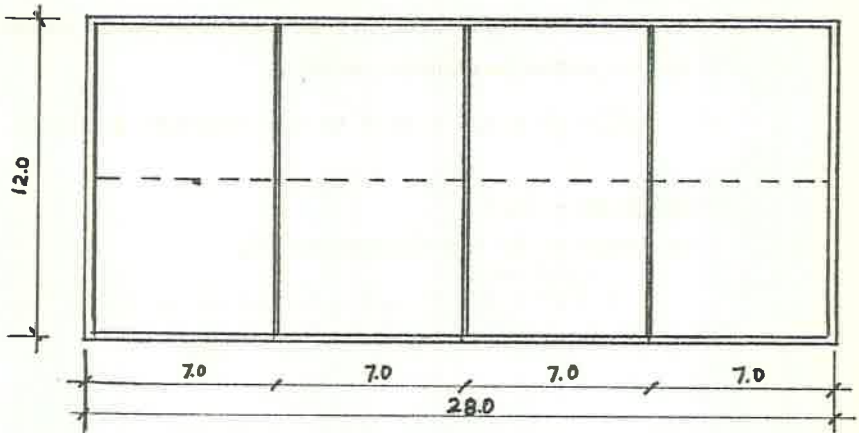


Fig. 34

Fig. 34 bis



Como datos a tener en cuenta debe considerarse:

- zona construcción en Zaragoza
- zona eólica expuesta
- Cubierta de fibrocemento
- Correas CPN separadas 1,56
- Acero A-42-b

6.1.- CALCULO DE LAS CORREAS

En primer lugar para el cálculo de las celosías deberemos ver que acciones actúan sobre ellas, que serán en este caso -- las reacciones de las correas.

Para ello vamos a considerar dos casos que son las acciones gravitatorias y las acciones eólicas.

6.1.1.- ACCIONES GRAVITATORIAS

Estas comprenden los siguientes valores:

- | | |
|-----------------------------------|------------------------------|
| - Peso fibrocemento + | 15 kg/m ² |
| - Peso propio correa (estimado).. | 5 kg/m ² |
| - Carga de nieve | 50 kg/m ² x cos.α |

Luego consideramos una carga total por m² de :

$$Q = 15 + 6 + 50 \times \cos. 16,7^\circ = 69 \text{ kg/m}^2.$$

Luego como las correas están separadas 1,56 m. su carga lineal será de,

$$q = 69 \times 1,56 = 107,6 \text{ kg/ml.}$$

Según la Fig. 33 el momento máximo y la reacción más desfavorable son:

$$M_{\text{max}} = -0,105 q l^2 = 0,553 \text{ T x m.}$$

$$T_{\text{max.}} = (0,607 + 0,536) \times q l = 0,860 \text{ T.}$$

Luego el momento resistente mínimo para estos valores será de:

$$W_{\text{min.}} = \frac{0,553 \text{ T x m x } 100}{1,733} = 31,9 \text{ cm}^3.$$

lo que resulta una IPN - 100 de $W_x = 34,2 \text{ cm}^3$.

6.1.2.- ACCION DEL VIENTO

Por ser zona eólica expuesta la presión dinámica Fig. 35, siendo la altura menor de 30 m. será de $= 100 \text{ kg/m}^2$.

Según los coeficientes de la Fig. 36 tenemos a barlovento $C_1 = + 0$ y a sotavento $C_2 = - 0,4$ valores obtenidos asimilando a 20° como valor inmediato aproximado.

Luego no habrá acción de compresión debida al viento en la cara de barlovento o cara sobre lo que incide el viento en primer lugar y a sotavento será $p_1 = w_R - 0,4 = - 40 \text{ kg/m}^2$ que es una succión por tratarse de un valor negativo.

PRESION DINAMICA DEL VIENTO

Altura de coronación del edificio sobre el terreno en m cuando la situación topográfica es		Velocidad del viento v^*		Presión dinámica w kg/m ²
Normal	Expuesta	m/s	km/h	
De 0 a 10	—	28	102	50
De 11 a 30	—	34	125	75
De 31 a 100	De 0 a 30	40	144	100
Mayor de 100	De 31 a 100	45	161	125
—	Mayor de 100	49	176	150

Fig. 35

COEFICIENTE EOLICO DE SOBRECARGA LOCAL EN UNA CONSTRUCCION CERRADA

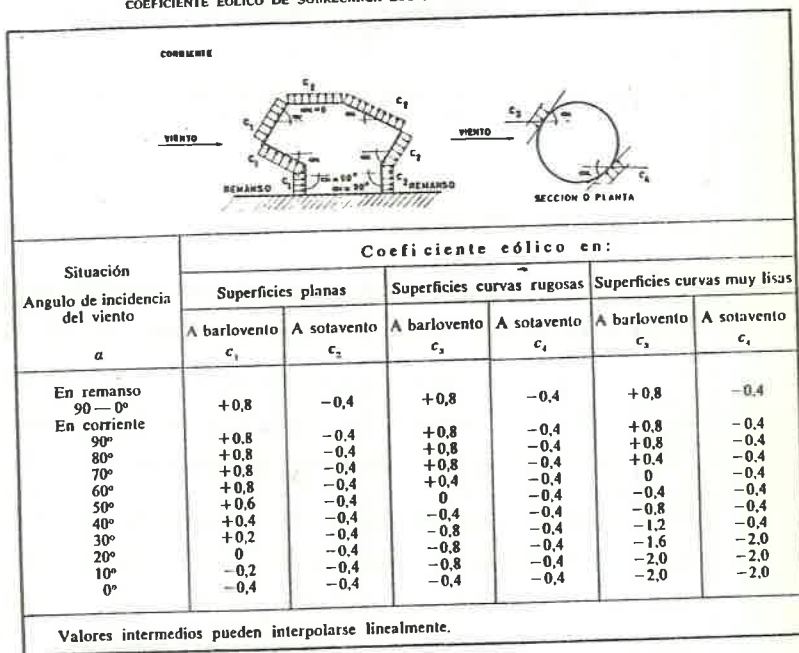


Fig. 36

Según estos valores la distribución de fuerzas son las de la Fig. 37.

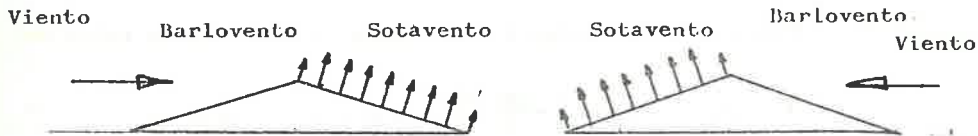


FIG. 37

A efectos de cálculo de las correas como no hay acción de presión en barlovento no se verán otras sobrecargadas por este concepto y al ser la acción de sotavento de succión ésta no se considera pues una acción favorable en cuanto a las correas se refiere.

6.2.- CALCULO DE LAS CARGAS EN LOS NUDOS.

Para obtener las cargas en los nudos nos basta con añadir al valor de las reacciones de las correas el del peso propio de la celosía, este valor es de difícil precisión y la práctica nos debe indicar su valor, lo normal es estimar un valor algo alto para no errar por defecto pues su importancia relativa comparada con el total de las cargas que inciden en la celosía es bastante despreciable. De cualquier forma es conveniente el comprobar al final del proceso de cálculo que el peso de real no supere al estimado.

En el caso que nos ocupa vamos a considerar que el peso de cada celosía sea de: 420 kg. lo que resulta una repercusión de 5 kg/m².

6.2.1.- CARGAS GRAVITATORIAS

Estas cargas deben de obtenerse acumulando en los nudos los valores totales de las reacciones de las correas más el peso propio mencionado.

Luego para los nudos 1 y 1' según la Fig. 34, su valor es:

$$P_1 = P_{1'} = 430 + \frac{860}{2} + 1,5 \times 7 \times 5 = 9125 \text{ kg.}$$

$$P_2 = P_{2'} = P_4 = 2 \cdot \frac{860}{2} + 860 + 3 \times 7 \times 5 = 1824 \text{ kg.}$$

observese que para obtener estos valores se han sumado, al valor de la correa propia del nudo la semi-suma de las reacciones de las correas colindantes a parte del peso propio de la celosía.

6.2.2.- CARGAS EOLICAS

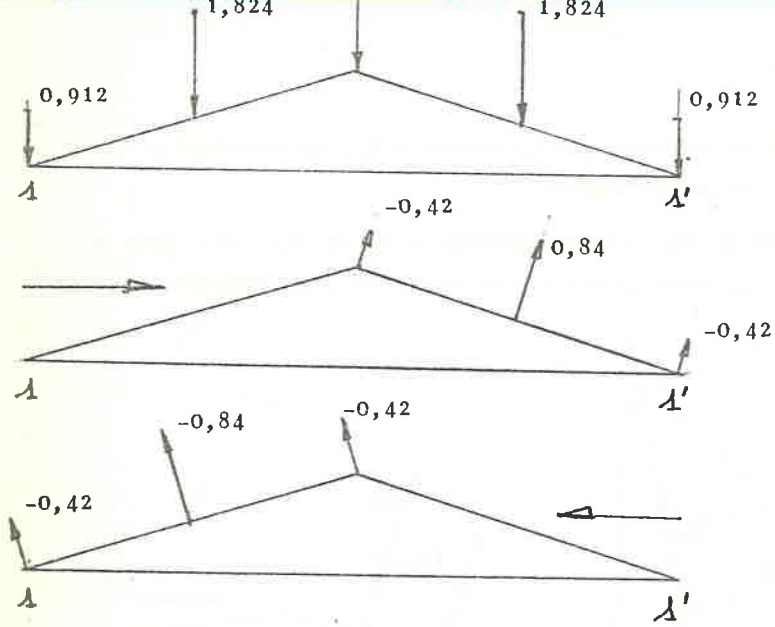
Solo actuan en la pendiente de sotavento y son de succión -- al igual que en el caso anterior hay que concentrar las cargas en los nudos, siendo :

$$V_{1'} = V_4 = 1,5 \times 7 \times -40 = - 420$$

$$V_2 = V_{2'} = 3 \times 7 \times - 40 = - 840$$

6.2.3.- DISPOSICION DE LAS CARGAS

Para los tres casos que se presentan las cargas se deben disponer como se indica en la Fig. 38.



CASO A
Gravitatoria

CASO B
Viento Izq.

CASO C
Viento Der.

FIG. 38

6.3.- CALCULO DE LAS REACCIONES

6.3.1.- CASO A

Para el cálculo de las reacciones en el Caso A no hay más que hallar la resultante de las fuerzas y dividir por dos, que - resulte,

$$\Sigma P = 0,912 \times 2 + 1,824 \times 3 = 7,296 \text{ T.}$$

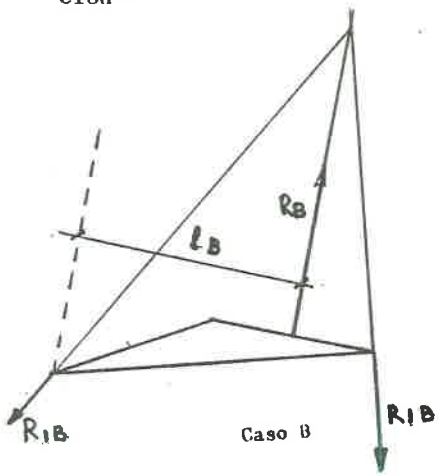
$$R_{1A} = R_{1'A} = \frac{7296}{2} = 3,648 \text{ T.}$$

6.3.2.- CASO B y C

Los casos B y C considerando el apoyo movil en el lado -

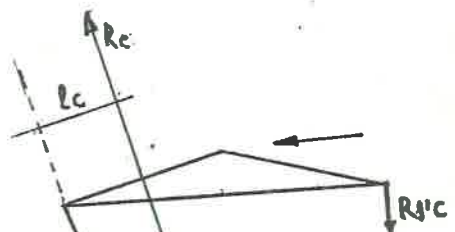
derecho nudo 1' resulta que la reacción $R_{1'}$ es vertical y la R_1 es inclinada en ambos casos.

Luego según el polígono funicular de la Fig. 39-a para B - y el de la Fig. 39-b para el C se obtienen gráficamente las reacciones:



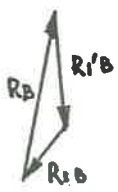
Caso B

Fig. 39-a



Caso C

Fig. 39-b



Valores que análíticamente se hallan del siguiente modo:

$$\left. \begin{aligned} R_{1Bx} + R_{Bx} &= 0 \\ R_{1By} + R_{1'By} + R_{By} &= 0 \\ R_{D1B} + R_{1'By12} &= 0 \end{aligned} \right\}$$

resolviendo el sistema de ecuaciones con los valores :

$$\alpha = 16,699 \simeq 16,7$$

$$R_{Bx} = 1,680 \times \text{sen. } \alpha = 0,48 \text{ T}$$

$$R_{By} = 1,680 \times \text{cos. } \alpha = 1,61 \text{ T}$$

$$l_B = \frac{3}{4} \times 12 \times \text{cos. } \alpha = 8,62 \text{ m.}$$

$$R_{1Bx} = - 0,48 \text{ T}$$

$$R_{1By} + R_{1'By} + 1,6 = 0$$

$$1,68 \times 8,62 + R_{1'By} \times 12 = 0$$

Luego,

$$R_{1'By} = R_{1'B} = - \frac{1,68 \times 8,62}{12} = - 1,20 \text{ T}$$

$$R_{1By} = - 1,61 + 1,20 = - 0,41$$

Luego,

$$R_{1B} = \sqrt{0,48^2 + 0,41^2} = 0,63 \text{ T}$$

o sea en módulo,

$$R_{1B} = 0,63 \text{ T}$$

$$R_{1'B} = 1,20 \text{ T}$$

Caso B

y con las direcciones de la Fig. 37-a.

Hallando igualmente analíticamente para el caso C y tomando igualmente momentos respecto al apoyo 1, las ecuaciones son :

$$\left. \begin{aligned} R_{1cx} + R_{cx} &= 0 \\ R_{1cy} + R_{1'cy} + R_{cy} &= 0 \\ R_{clc} + R_{1'cy} \times 12 &= 0 \end{aligned} \right\}$$

resolviendo el sistema con los valores:

$$R_{cx} = -0,48 \text{ T}; \quad R_{cy} = 1,6 \text{ T} \quad \text{y} \quad l_c = 3,13$$

Tenemos:

$$R_{1cx} = +0,48$$

$$R_{1cy} + R_{1'cy} + 1,6 = 0$$

$$1,68 \times 3,13 + R_{1'c} \times 12 = 0$$

Luego,

$$R_{1'cy} = R_{1'c} = - \frac{1,68 \times 3,13}{12} = 0,44 \text{ T}$$

$$R_{1cy} = -1,6 + 0,44 = -1,16 \text{ T}$$

Luego,

$$R_{1c} = \sqrt{0,48^2 + 1,16^2} = 1,25 \text{ T}$$

o sea en módulo,

$R_{1c} = 1,25 \text{ T}$
$R_{1'c} = 0,44 \text{ T}$

Caso C

y con las direcciones de la Fig. 39-b.

6.4.- CALCULO DE LAS TENSIONES

Con estas reacciones y las acciones ya obtenidas, tendremos los datos precisos para calcular las tensiones de las barras en

los tres casos que se presentan.

6.4.1.- CASO A

Este caso por ser acciones, reacciones y barras simétricas nos podemos limitar al cálculo de la mitad del diagrama de Maxwell y al igual que el apartado 5.2 procedemos como se ve a continuación

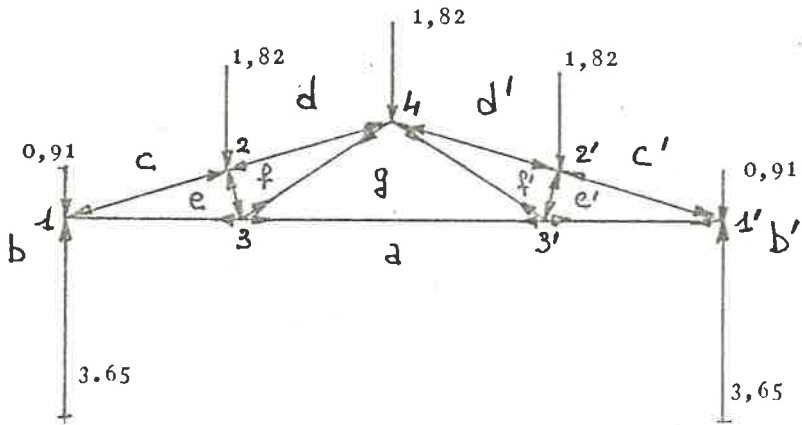
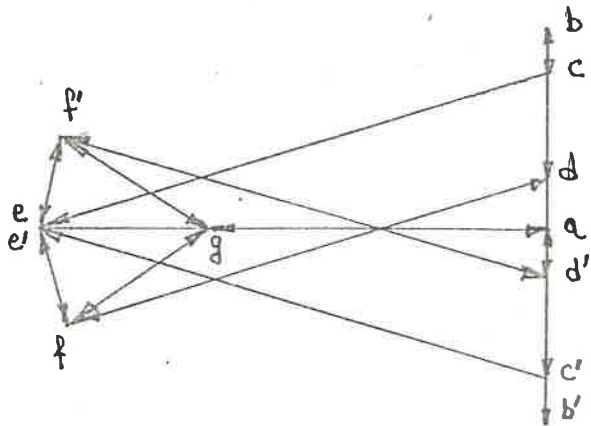


FIG. 40



6.4.2.- CASO B

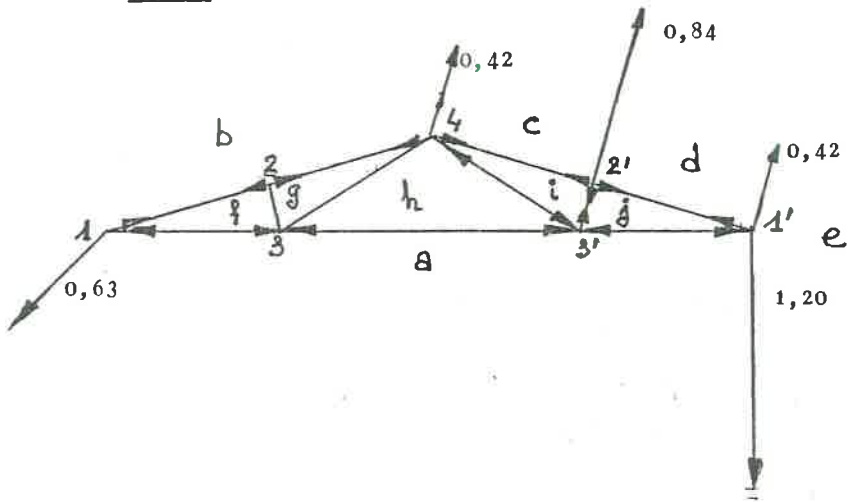
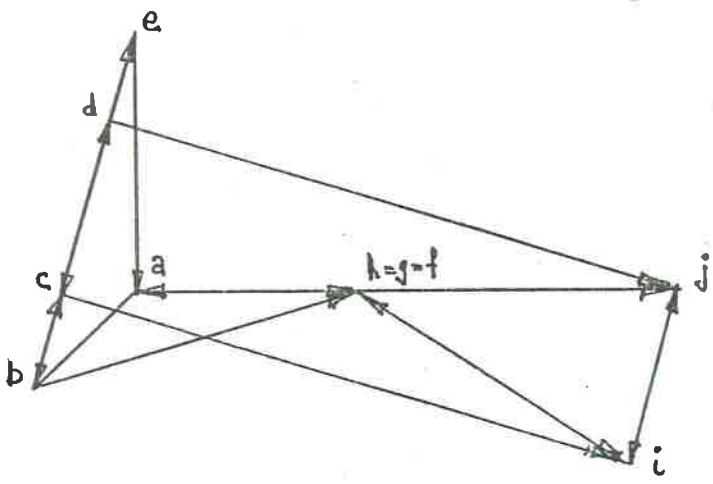


FIG. 41



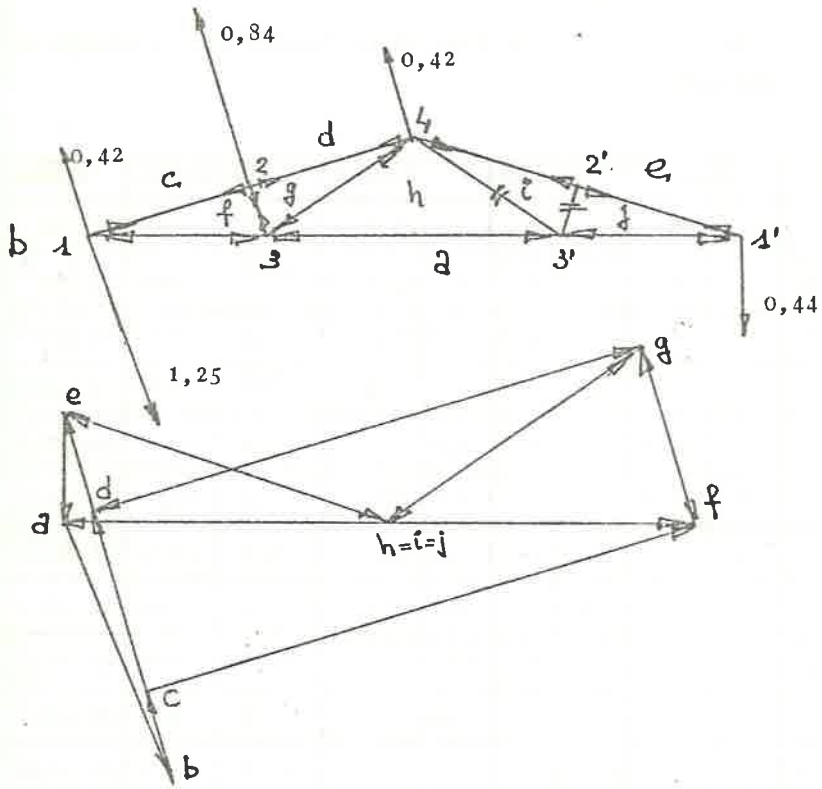


FIG. 42

6.4.4.- CUADRO RESUMEN TENSIONES

En el cuadro de la Fig. 43 se resumen las tensiones a que da lugar cada caso.

BARRA	CASO A		CASO B		CASO C		HIP.DESVA.		BARRAS	LONG.
	C	T	C	T	C	T	C	T		
1 - 2	-9,7	—	—	+1,6	—	+2,6	-9,7	—	2C 100	3,13
2 - 4	-9,2	—	—	+1,6	—	+2,6	-9,2	—	2C 100	3,13
4 - 2'	-9,2	—	—	+2,8	—	+1,6	-9,2	—	2C 100	3,13
2'-1'	-9,7	—	—	+2,8	—	+1,6	-9,7	—	2C 100	3,13
1 - 3	—	+9,2	-1,1	—	-2,9	—	-2,9	+9,2	2L-60-5	3,27
3 - 3'	—	+6,2	-1,1	—	-1,5	—	-1,5	+6,2	2L-60-5	5,46
3'- 1'	—	+9,2	-2,5	—	-1,5	—	-2,5	+9,2	2L-60-5	3,27
2 - 3	-1,8		—	—	—	+0,8	-1,8	—	2L-45-5	1,00
2'- 3'	-1,8		—	+0,8	—	—	-1,8	—	2L-45-5	1,00
4 - 3	—	+3,2	—	—	-1,4	—	-1,4	+3,2	2L-50-5	3,30
4 - 3'	—	+3,2	-1,6	—	—	—	-1,6	+3,2	2L-50-5	3,30
	C	T	C	T	C	T	C	T	BARRAS	

FIG. 43

Para obtener el caso más desfavorable debería sumarse el caso A + B y A + C obteniéndose la hipótesis más desfavorable. No obstante y considerando en el caso de cubiertas ligeras como el caso que nos ocupa la nieve es hasta el 70% de la carga del caso A, si sumamos los casos enumerados veriamos que el más desfavorable sería el caso A pero en el caso de que se presente un fuerte viento sin haber nieve, caso más que probable, consideramos -

los casos independientes que si bien quedamos algo de lado de la seguridad es más exacto que considerar, lo primeramente enunciado.

Por ello en la columna de hipótesis más desfavorable se considera el mayor valor de compresión si este es el de mayor valor absoluto de entre los tres casos y se indican los dos - de mayor valor absoluto, compresión y tracción si el mayor valor absoluto de compresión es menor que el de tracción, siendo preciso en estos casos dimensionar estas barras para las dos - hipótesis y colocar la más desfavorable.

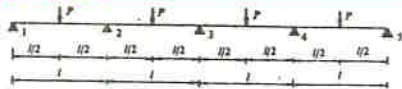
6.5.- DIMENSIONADO BARRAS

Para dimensionar las barras debemos empezar por analizar si existen otras tensiones además de las hasta aquí obtenidas- para ello debe recordarse que existen apoyos de correas intermedias que producirán flexión en el cordón superior.

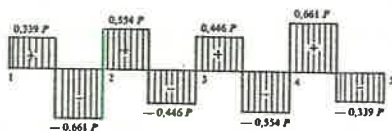
6.5.1.- FLEXION CORDON SUPERIOR

Debido a que las reacciones de las correas intermedias actúan en el punto medio de las barras y se pueden considerar como cargas puntuales, realizaremos el cálculo de dichos momentos como una viga continua de cuatro vanos iguales apoyada en cinco puntos y con cargas puntuales en el centro de los vanos.

LEY DE DISTRIBUCIÓN DE CARGAS



LEY DE ESFUERZOS CORTANTES



LEY DE MOMENTOS FLECTORES

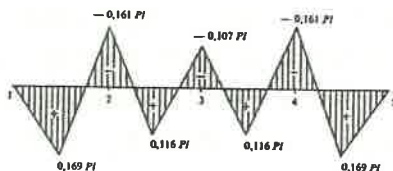


FIG. 44

Vemos con el diagrama de la Fig. 44 que el momento más desfavorable para una carga puntual de $p = 0,86 \text{ T}$ resulta

$$M_{\text{max.}} = p \times l \times 0,169 = 0,86 \times 3,13 \times 0,169 = 0,456 \text{ T x m.}$$

$$M_{\text{max.}} = 0,456 \text{ T x m.}$$

6.5.2.- CORDON SUPERIOR (FLEXO-COMPRESION)

Según el cuadro de la Fig. 43 la compresión y momento máximos son de:

$$N = 9,7 \text{ T} \quad \text{y} \quad M_x = 0,456 \text{ T}$$

y su longitud de : $l = 3,13 \text{ m.}$

Luego utilizando perfiles CPN y ensayando 2 CPN-80 de características,

$$A = 22 \text{ cm}^2 = i_x = 3,1, \quad W_x = 53 \text{ cm}^3$$

$$\text{Luego } \sigma_t = \omega \frac{N}{A} \pm \left(\frac{M_x}{W_x} \right)$$

esbeltez máxima

$$\lambda = \frac{313}{3,1} \approx 100$$

y el coeficiente de pandeo es de $\omega = 2,01$

Luego,

$$\sigma_t = 2,01 \frac{9,7}{22} + \frac{0,456 \times 100}{53} =$$

$$\sigma_t = 0,886 + 0,860 = 1,746 > 1,733$$

que es un valor aproximadamente igual al máximo admisible pero debido a que sobrepasa en algo este valor y como medida de seguridad colocaremos 2 CPN-100

6.5.3.- CORDON INFERIOR

En este caso nos encontramos en el cuadro resumen con dos valores posibles en las barras extremas.

$$N_{13} = - 2,9 \text{ (compresión)}$$

$$N_{13} = + 9,2 \text{ (tracción)}$$

y otras dos en la central de

$$N_{33} = - 1,5 \text{ (compresión)}$$

$$N_{33} = - 6,2 \text{ (tracción)}$$

De estos cuatro valores podemos eliminar de entrada el $N_{33} = + 6,2$ pues si se dimensiona para $N_{13} = + 9,2$ también admitirá

el descartado no obstante y debido al pandeo no es posible el definir cual será el más desfavorable de los casos.

$$N_{13} = +9,2 \quad \text{longitud} = 3,27$$

$$N_{13} = - 2,9 \quad \text{longitud} = 3,27$$

$$N_{33} = - 1,5 \quad \text{longitud} = 5,46$$

a) Tracción + 9,2 ensayamos 2L-45-5

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{9,2}{8,3} = 1,100 \text{ T/cm}^2 > 1.733$$

Luego cumpliría con 2L-45-5

b) Compresión - 2,9 ($l=3,27$) ensayamos 2L-45-5; $i_x = 1,35$

$$\lambda = \frac{327}{1,35} = 242 \rightarrow \omega = 9,8$$

lo que es excesivo.

Mediante la tabla de la Fig. 10 vemos que son precisos para 3,50 m. 2L-60.5 que es superior a 2L 45.5

c) Compresión - 1,5 ($l=5,35$)

Para esta longitud la tabla no es valida y vamos a utilizar el cálculo convencional para comprobar si 2L 60.5 son suficientes,

$$i_x = 1,82$$

$$\lambda = \frac{5,35}{1,82} = 293 > 250$$

luego es la esbeltez mayor que el máximo aconsejable de 250 para lo cual hay dos soluciones posibles, la primera aumentar los perfiles que suele ser la más cara y en segundo lugar colocar -

un montante que una la cumbreira con el centro de la barra 3 3' de forma que reduzca la longitud de pandeo a la mitad, pudiendo ser este montante de perfiles mínimos, es decir 2L 45-5.

Sin embargo si esta opción no fuera deseable por alguna razón, deberían colocarse perfiles mayores cuyo cálculo sería

$$\text{Ensayando } 2L \ 70-6 \quad i_x = 2,13$$

$$\lambda = \frac{535}{2,13} = 250 \rightarrow \omega = 10,4$$

$$\sigma = 10,4 \times \frac{1,5}{16,2} = 0,962 < 1,733$$

Luego sería válido 2L 70-6 ó 2L 60-5 pero disponiendo de un montante adicional en el centro.

6.5.4.- DIAGONALES

A pesar de que podríamos considerar las dos diagonales 4-3 y 4-3' como distintas debido a su simetría y la escasa por no decir nula diferencia entre sus sollicitaciones las consideraremos iguales a efectos constructivos y con unos valores de:

$$N_{43} = + 3,2 \quad \text{Tracción} \quad \text{longitud} = 3,37$$

$$N_{43} = - 1,6 \quad \text{Compresión} \quad \text{longitud} = 3,30$$

a) Tracción + 3,2

Suponiendo 2L-45-5, $A = 8,6$ es válido pues es superior la superficie en cm^2 a la carga de tracción.

b) Compresión - 1,6 $l = 3,30$

$$\text{Ensayamos } 2L \ 45-5, \quad i_x = 1,35$$

$$\lambda = \frac{327}{1,35} = 244 \rightarrow \omega = 9,96$$

$$\sigma = \frac{9,96 \times 1,6}{8,6} = 1,853 \text{ T/cm}^2 > 1,733$$

Luego será preciso el disponer 2L 50-5 como mínimo en las diagonales como se ve en este caso, el viento también ha in - fluido en el dimensionado de esta barra.

6.5.5.- MONTANTE

Aquí solo existe compresión y en los dos tiene el mismo - valor la carga más desfavorable.

Luego ensayamos 2L 45-5 siendo la tensión,

$$N = 1,8 \qquad l = 1,00 \text{ m.}$$

$$i_x = 1,35 \qquad A = 8,6$$

$$\lambda = \frac{100}{1,35} = 74 \rightarrow \omega = 1,40$$

$$\sigma = 1,4 \times \frac{1,8}{8,6} = 0,293 \text{ T/cm}^2 < 1.733 \text{ T/cm}^2.$$

Luego también cumple quedando en el la última columna del cuadro.

6.6.- MEDICION PESO

Para comprobar el peso vamos a hacer la medición del mismo, cerciorarnos con ello si al haber supuesto 420 kg. en total ha sido suficiente.

Cordón Superior	= 3,13 x 4 x 21,2	= 265,4
Cordón Inferior	= 12 x 9,14	= 109,7
Diagonales	= 3,30 x 2 x 7,54	= 49,8
Montantes	= 1,00 x 2 x 6,72	= 13,5
Montante central	= 1,8 x 1 x 6,72	= 12,1
		<hr/>
		450 Kg.
Cartelas y presillas 10%	=	45 Kg.
		<hr/>
		495 Kg.

Luego vemos que el peso real es un 17% superior al previsto en cuanto a peso propio de la celosía se refiere pero en realidad sería aproximadamente 0,85 kg/m² que ante el total de la carga es aproximadamente el 1 % por lo cual no será preciso revisar los cálculos por este concepto.

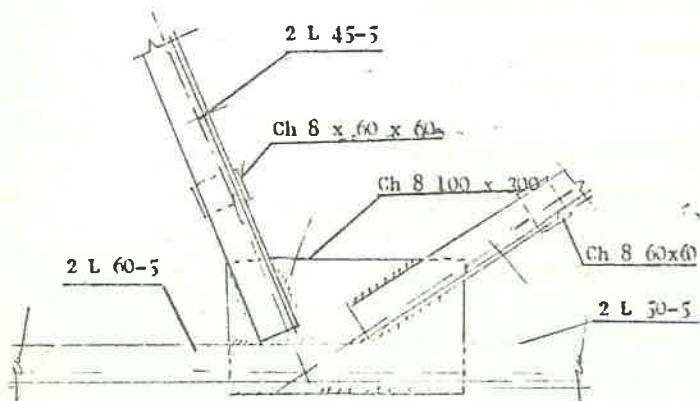
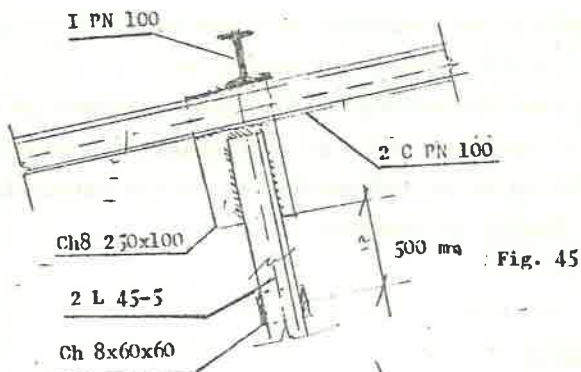
6.7.- CARTELAS Y PRESILLAS

Las cartelas serán en este caso de 8 mm. como mínimo y los detalles de los nudos son los siguientes :

Nudo apoyo derecho como Fig. 21 ó 22

Nudo apoyo izquierdo como Fig. 20

Nudo 2 y 2' Fig. 45



NUDO 3 y 3'

FIG. 46

NUDO 4

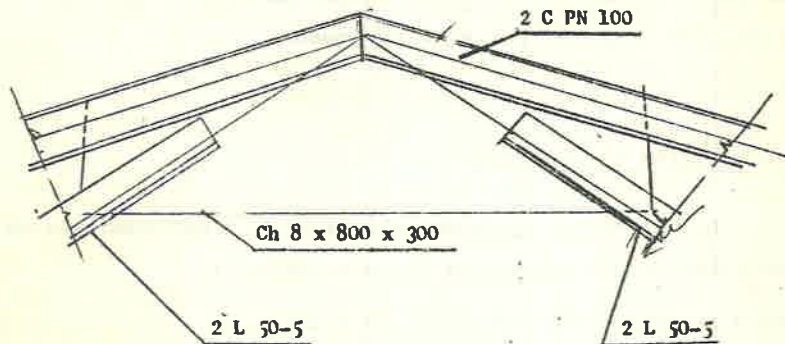


FIG. 47

Respecto a las presillas debe recordarse que al utilizarse perfiles apareados tanto CPN como L deben de unirse entre sí - mediante presillas en puntos intermedios además de las caras - las pues en caso contrario no se compartirían como dos perfiles solidarios si no independientes lo que falsearía las hipótesis de cálculo utilizadas.

7.- BIBLIOGRAFIA

- Teoría de las Estructuras
Timoshenko y Yoms
URMO, S.A. - 1.974
- La Estructura Metálica Hoy
Ramón Arguelles Alvarez
Librería Técnica Belisco - 1.975
- Prontuario Ensidesa
Tomo I y II.

