



**ESCUELA UNIVERSITARIA DE
ARQUITECTURA TECNICA DE
BARCELONA**

**CO
APUNTS**
Oficina Tècnica



**APUNTES PARA LA ASIGNATURA
DE OFICINA TECNICA**

FASCICULO 3

Catedrático: D. JESUS GANDULLO GUERRERO





Escola Politècnica Superior
d'Edificació de Barcelona
BIBLIOTECA

1400840301

CO-APUNTS-
Oficina Tècnica

Excdos préstec

I N D I C E 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 adimensionales.
 - 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 frío

4.2. Tipos de unión

4.2.1. - Soldadura

4.2.2. - Tornillos

4.3. - Clases de dimensionado

4.4. - Vigas de alma hueca (Flexión)

4.4.1. - Valores característicos

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

3. - CATALOGOS

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 como vemos numerosos y no precisamos deber dimensionar ningún Rascacielos para tener conocimientos de Dimensionado.

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 este dato hemos de reconsiderar 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 en cuestión.

Los valores de dichas resistencias vendrán expresadas normalmente en kg/cm² y sabremos conocer si los valores que consideramos son a rotura o bajo que circunstancias.

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 bari-llas por métodos mecánicos (Mecánica).

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

La nomenclatura de estos aceros se indi- ca 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 (frio) y la cifra los kg/mm^2 . que es capaz de resis- tir 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 nomina- les de los diámetros - que se hallan en el -- mercado son :

- ∅ 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32, 40, 50.

De estos se conside- ran

estructurales a partir de 10 ÷ 12, 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.

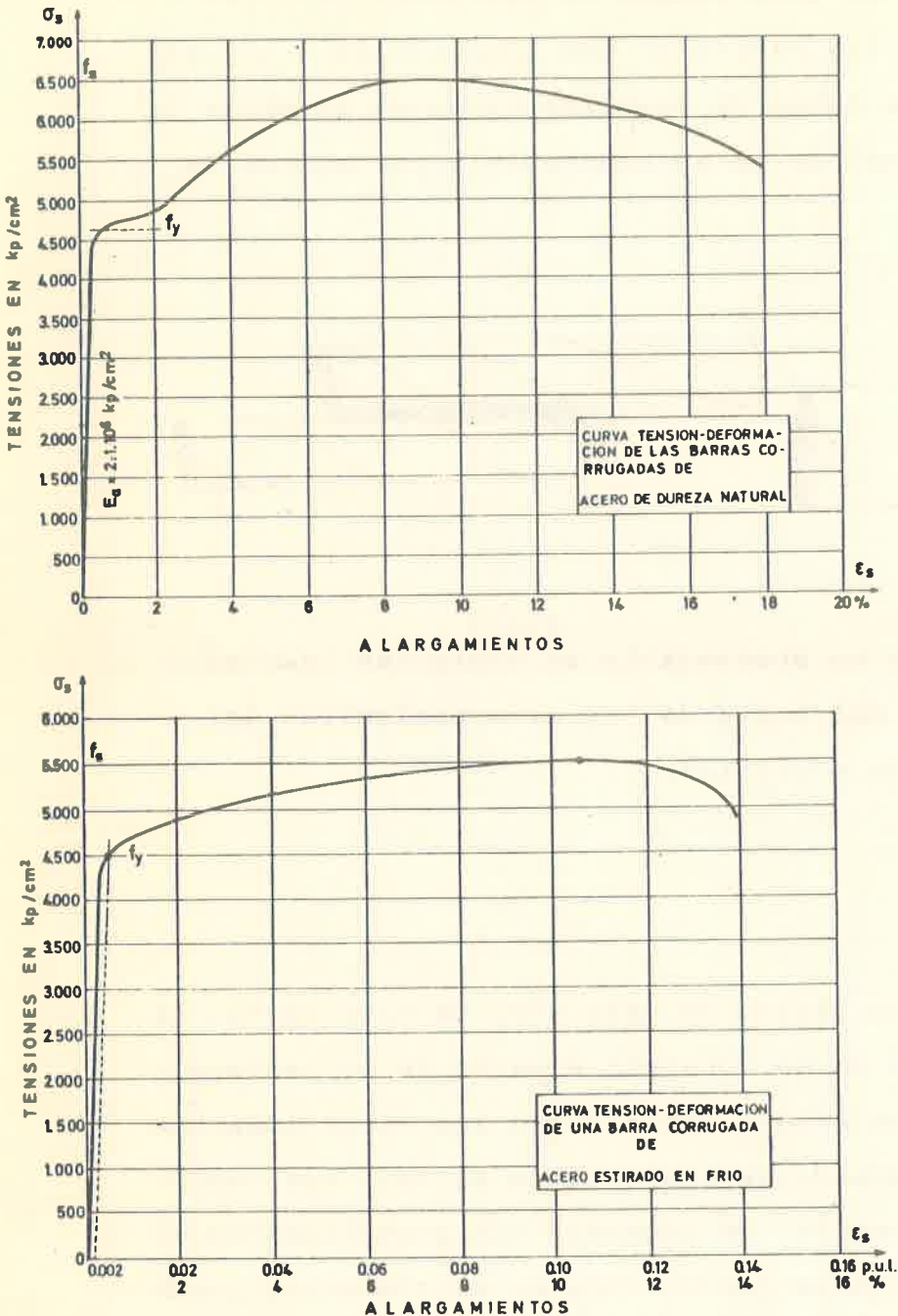


Fig. 1

Cuando 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 solapo, 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 $\varnothing 25$.

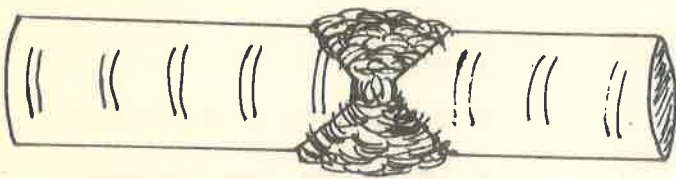


Fig. 2

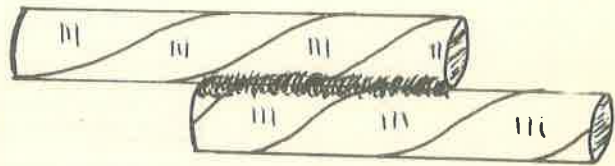


Fig. 3

Cuando 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 ÷ 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 amplia 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 $f_{ck} \leq 150 \text{ kp/cm}^2$)	+0,20
	Se controla la resistencia del hormigón mediante rotura de probetas (Si su número es pequeño, se considerará en proyecto $f_{ck} \leq 250 \text{ kp/cm}^2$)	—
	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.º)	+0,20
	Control de ejecución a nivel normal (control normal, ver apartado 9.8-2.º)	—
	Control de ejecución a nivel superior (control intenso, ver apartado 9.8-2.º)	-0,10

(*) Según los daños en caso de fallo: mínimos y exclusivamente materiales, $\gamma_f = 1,5$; medios, $\gamma_f = 1,6$; muy importantes, $\gamma_f = 1,8$. Para mayor detalle, ver la tabla 10.4 del Capítulo 10.

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 $\gamma_f = 1$			

NOTA: La definición de los niveles de control de ejecución figura en el apartado 9.8 del Capítulo 9.

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.

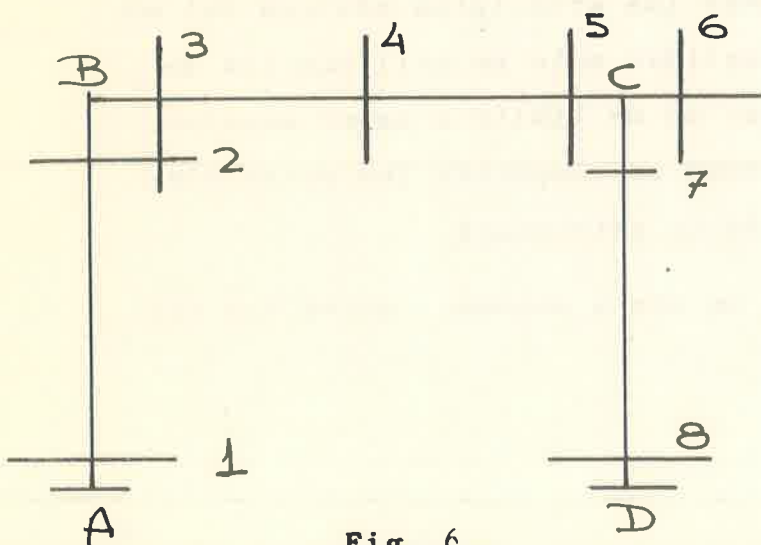


Fig. 6

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 2 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 evaluado 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 sí 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

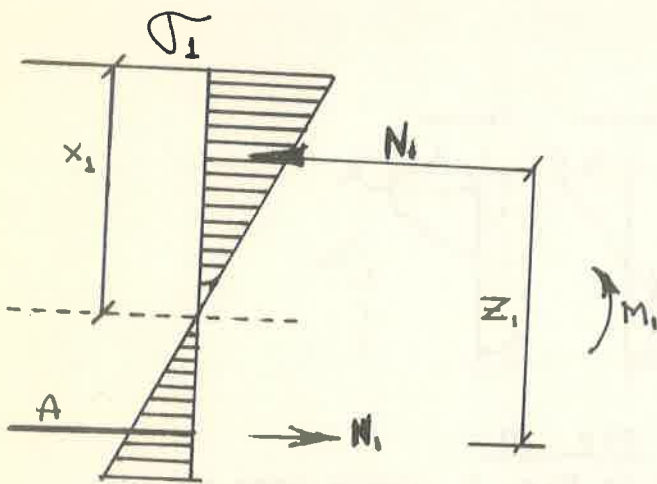


Fig. 7

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.

Demonos 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 va 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

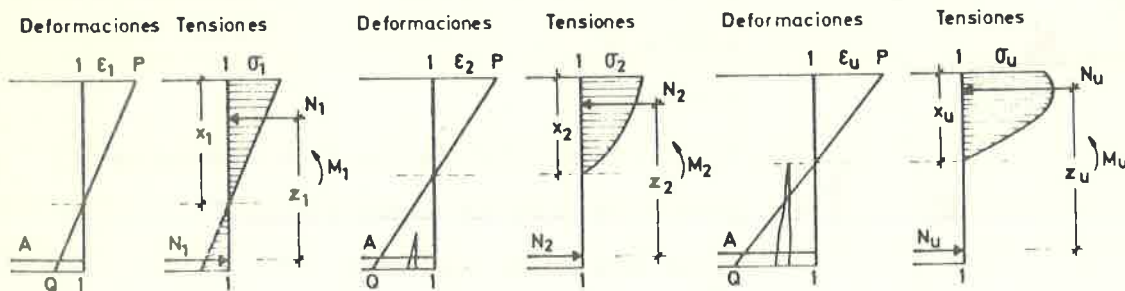


Fig. 3

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 mayor momento por aumento de N_2 y Z_2 que son los dos factores que lo determinan.

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 alcanzar 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 coeficiente de minoración de solicitaciones γ_f que nos permite conocer con certeza el nivel de seguridad con el que trabajamos si hay incremento de solicitación. 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 diferentes 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 solicitación.

a) Roturas a Flexión.

Las roturas en una sección solicitada a flexión son fundamentalmente 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 pate 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. Este 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 -frio lo que permite un mejor aprovechamiento de cada tipo de material.

2.5.1.- Hipótesis de Cálculo

Las Tablas mencionadas están calculadas por ordenador electrónico

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 $0,85 f_{cd}$ hasta una deformación de 3,5‰ que es cuando se observa la rotura por agotamiento.

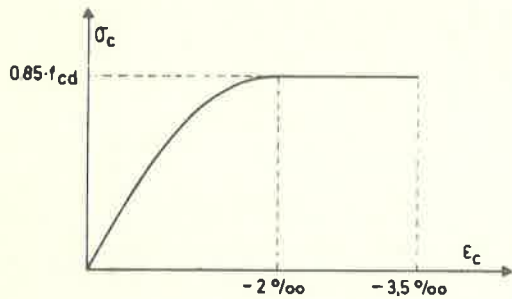


Fig. 11

Las abacos se dividen en dimensionales y adimensionales, los primeros nos dan los valores para cantos y 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 $\gamma_c 1,5$ y mayorada la sollicitación en $\gamma_f = 1,6$ que son los valores --

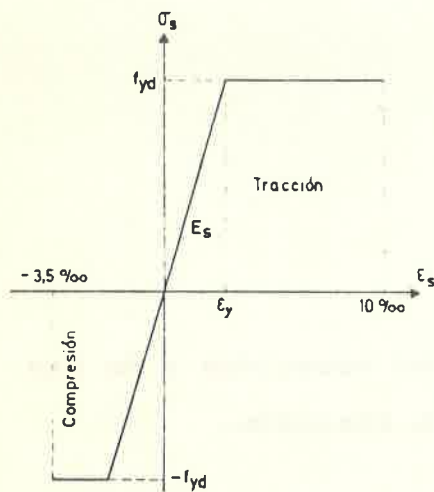


Fig. 12

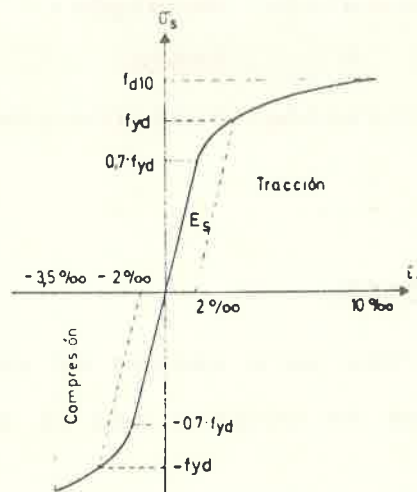


Fig. 13

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

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_{vd} = Resistencia cálculo del acero = f_{vk} / γ_a .

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 $M = 2,2 \text{ T x m}$ 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

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

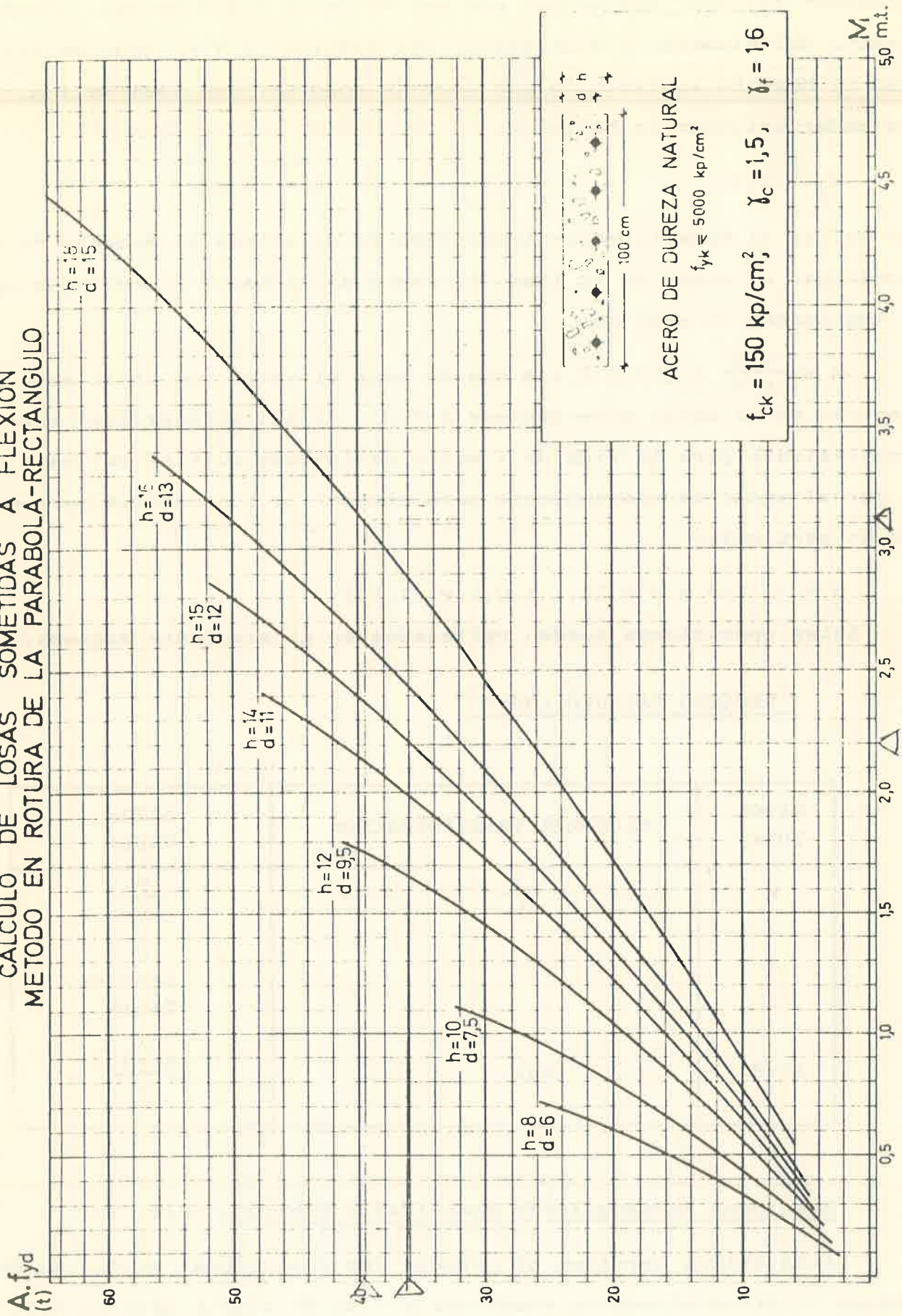


Fig. 14

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 ce ro, 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 debiendose 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
A_{fyd}	← $(b)x$ ←	↓ $\frac{A_{fyd}}{b}$

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: $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_f = 1,6$

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

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

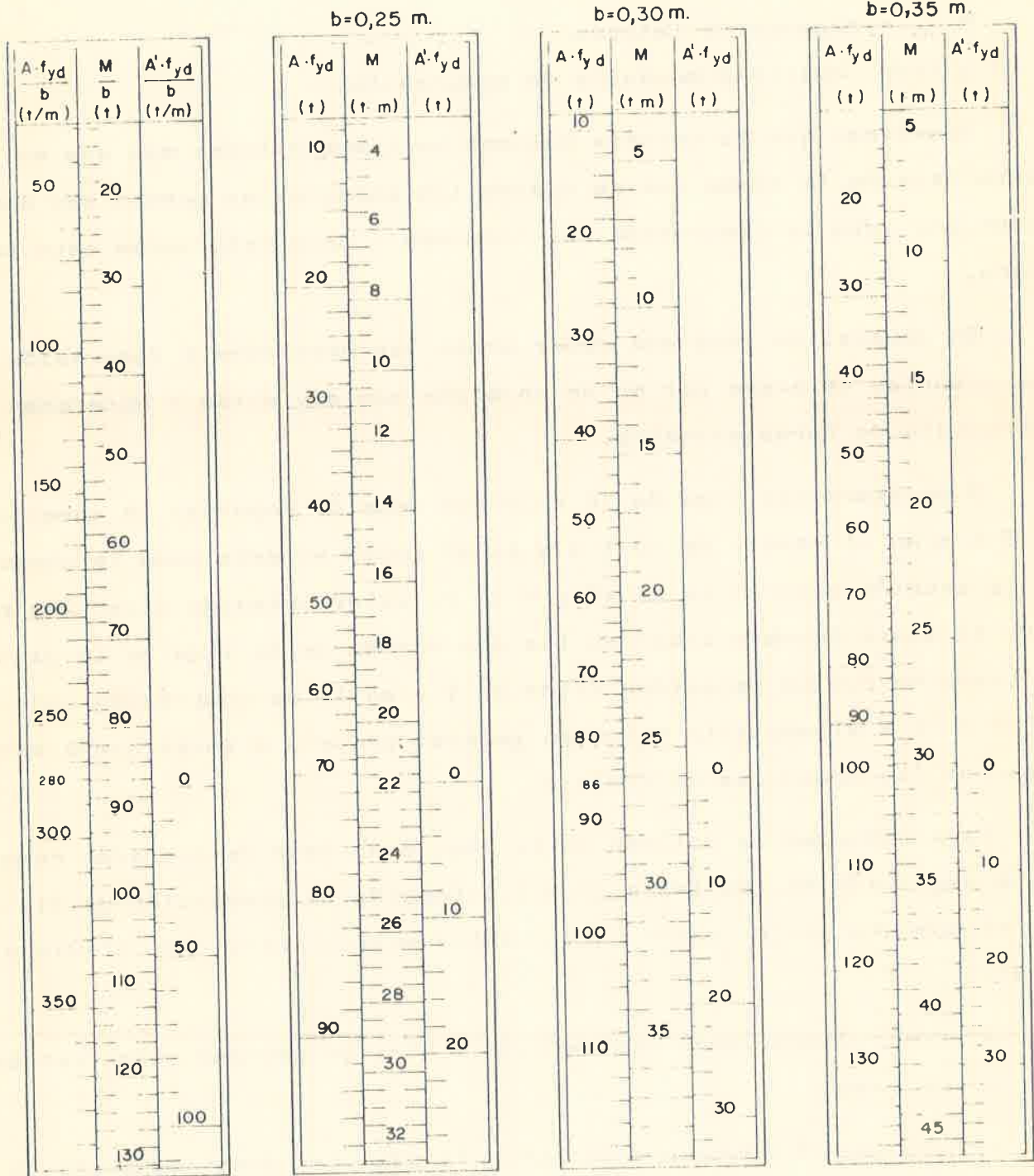
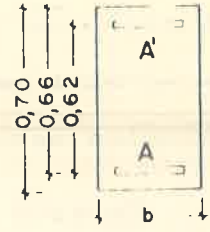


FIG 15

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 este abaco existen tres columnas en las que se tiene respectivamente.

A_{fvd} = Capacidad de tracción.

M = Momento de Cálculo

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

Observese 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 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 simétrico 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.

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

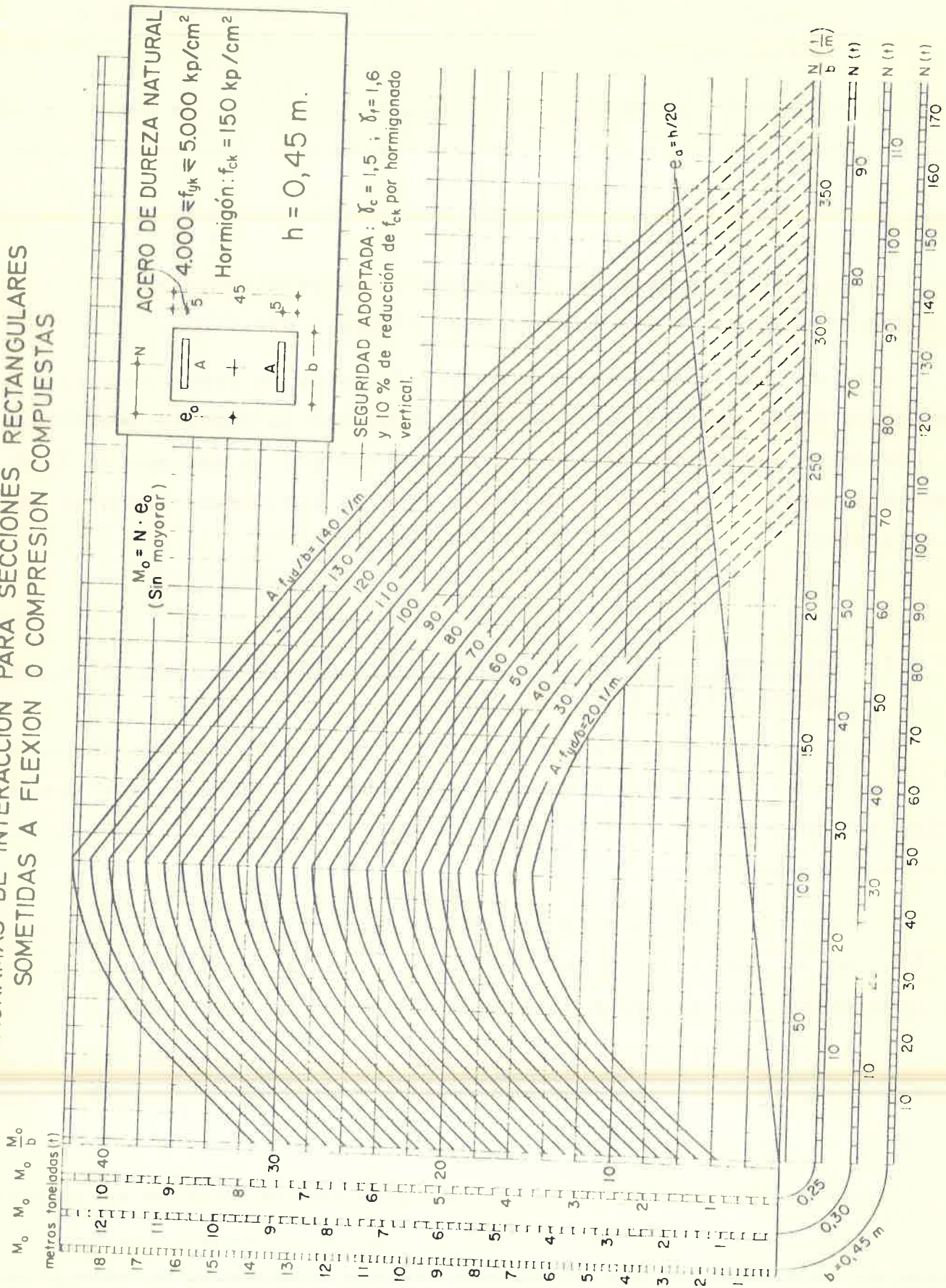


Fig. 16

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

$$a = 45, \quad b = 30, \quad M_A = 6 \text{ T x m}, \quad N = 53 \text{ T}$$

para existir el ancho b en la tabla buscamos el valor 53 en la esca la 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 $Afvd/b = 83 \text{ T}$ para conocer el valor de la capacidad absoluta multiplicando este valor por b en este caso $Afvd = U = 26,4 \text{ T}$. Esta es la capacidad que se debe de disponer en cada cara según indica el croquis de la Fig. 16.

Quando se trate de una anchura no prevista. Se debe de entrar en la esca la superior con los valores del momento y carga axial dividi dos 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 :

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

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

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

2.5.4.- Abacos adicionales

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

sionales pero se pueden utilizar para dimensionar cualquieras y re sistencias de los materiales en unos márgenes determinados.

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

Su utilización es algo más compleja y a diferencia de los dimen- sionales, se deben de introducir los coeficientes de seguridad en - los cálculos de forma manual cosa que no ocurría con los dimensiona les. Esto es un error fácil de cometer si se trabaja con los dos ti- pos 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 re ducido) y a través de este interceptar la línea del gráfico y hallar ω (cuantía mecánica) de cuya igualdad podemos despejar $Afyd$ (capaci- dad mecánica).

Busquemos el mismo ejemplo que en 2.5.3.2. para comprobar los re sultados.

$$d = 97 \text{ m.}, \quad b = 0,3 \text{ m.}, \quad M = 18 \text{ T x m.}, \quad f_{ck} = 150 \text{ kg/cm}^2 \\ \gamma_c = 1,5; \quad \gamma_f = 1,6; \quad = 1.500 \text{ T/m}^2.$$

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

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

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

Longitud = metros.

Fuerza = toneladas.

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

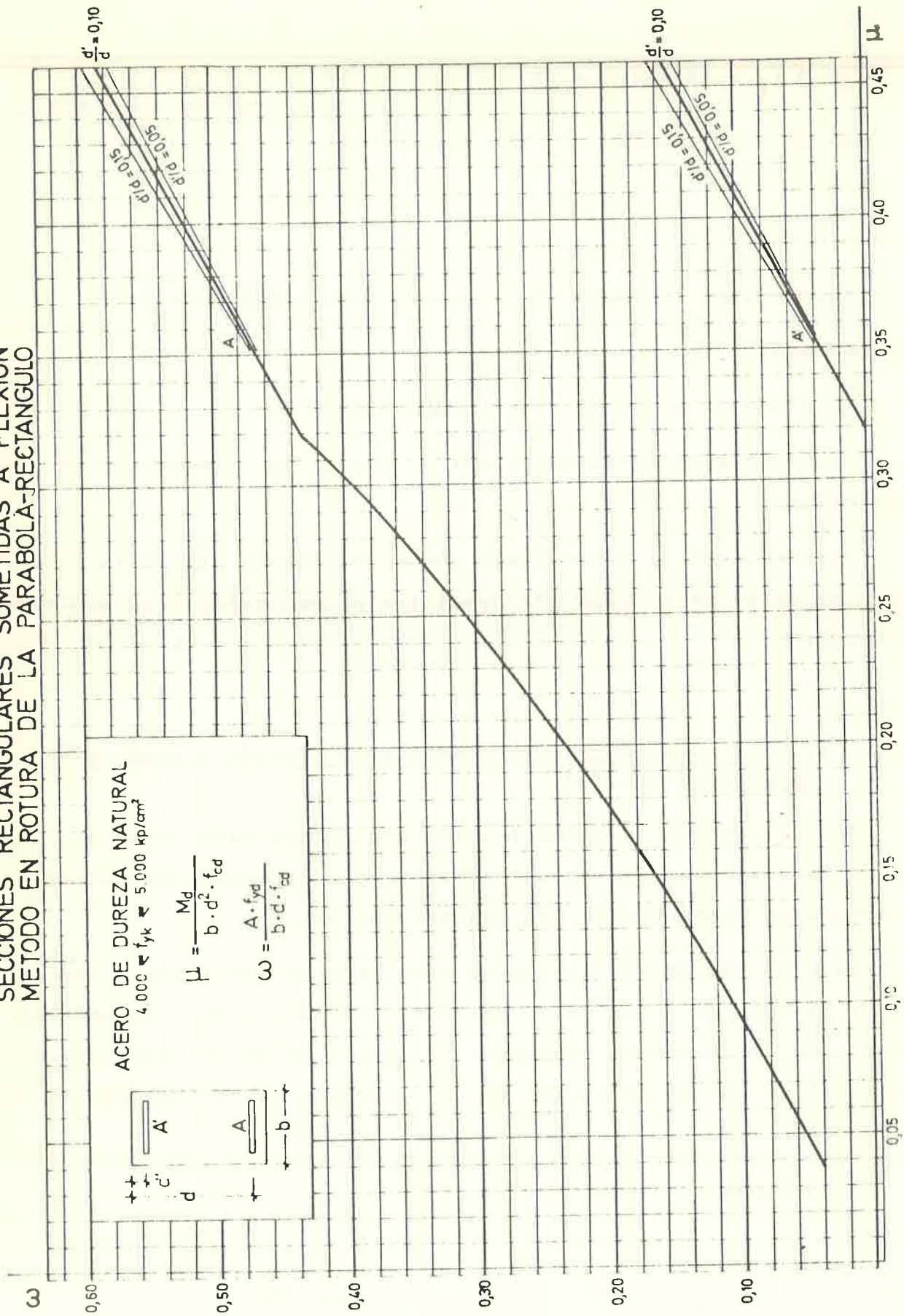


Fig. 17

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.

$$A_{fyd} = 0,26 \times 0,3 \times 0,66 \times 1.000 = 51,43 \text{ T.}$$

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.

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

DIAGRAMAS DE INTERACCION ADIMENSIONALES

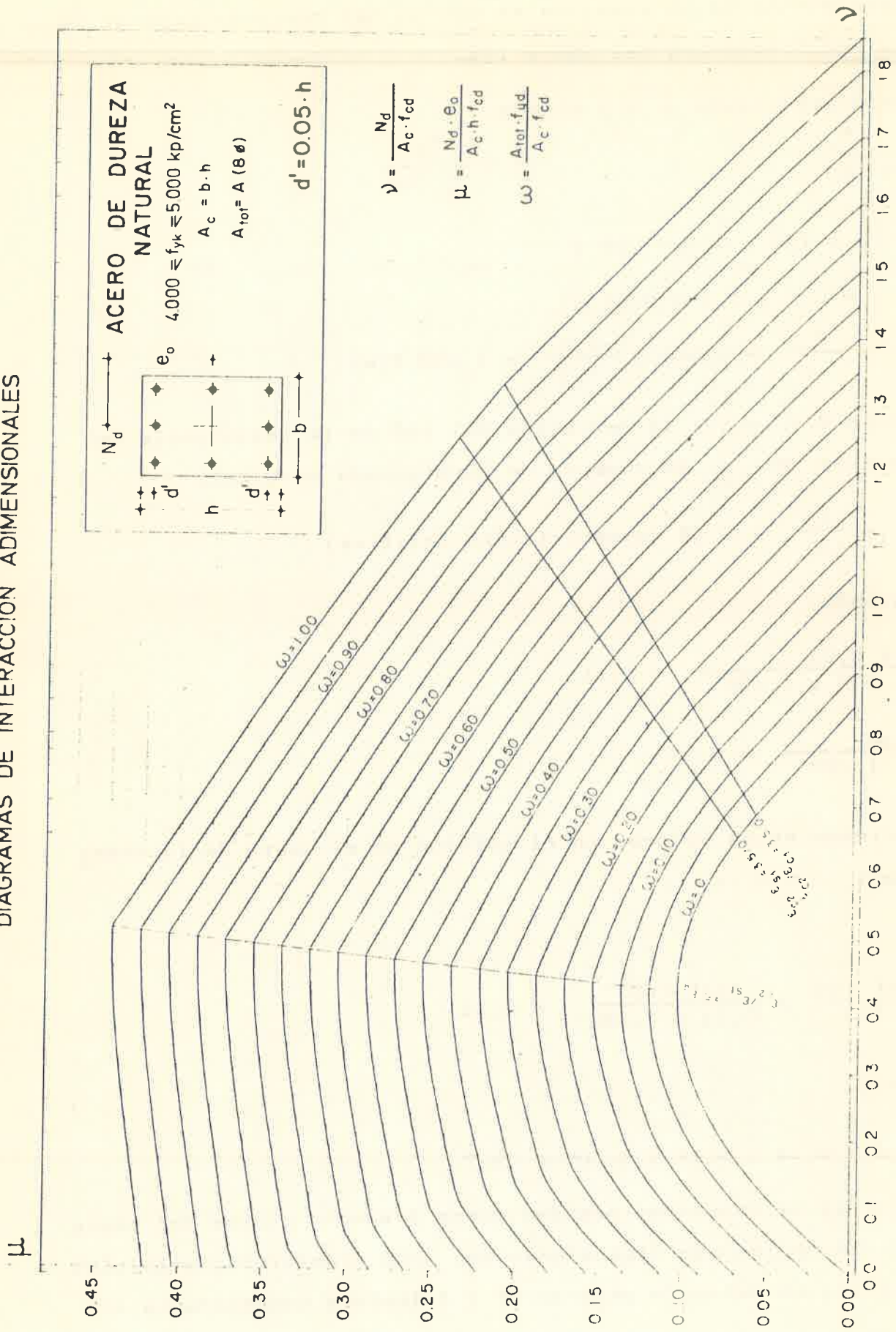


Fig. 13

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.

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

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

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

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

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.

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

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. 13 debiéndose dimensionar con ocho diámetros o multiples de ocho (16 ó 24) no debiendo pararse 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.

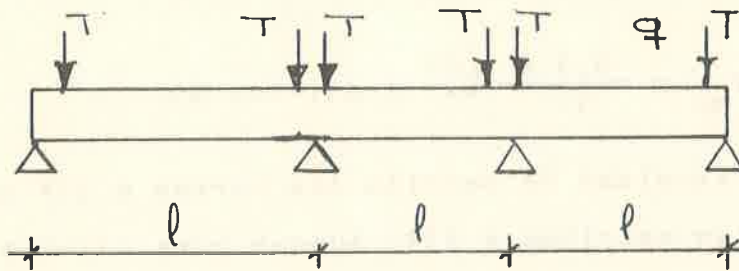


Fig. 19

$T = \frac{q \times l}{2}$ 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°

$$V_{su} = \frac{0,9 d}{s} \quad A 90 \cdot f_{vd} 90.$$

s = separación entre estribos o barras a 45°

Barras a 45°

$$V_{su} = \frac{0,9 d}{s} \sqrt{2} \quad A 45 \cdot f_{vd} 45.$$

Como vemos a igualdad de sección las barras a 45° son un 41% más eficaces que los estribos a 45°. 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 $V_d \leq V_{cu} + V_{su}$ 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 soporta 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.

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

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

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

Para el cálculo de las barras de cortante a partir de las capacidades f_{vd} se pueden utilizar las tablas de cortante como la de la fig. 20 y 21 (para $f_{ck} = 4.600$) 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 calculo del cortante supongamos

$$d = 60 \text{ cm. ; } b = 40 \text{ V} = 33 \text{ T } f_{ck} = 150 \text{ kg/cm}^2.$$

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

operando

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

$$V_d = 33 \times 16 \approx 61 \text{ T}$$

$$V_{cu} = f_{vd} \times b \times d = 5 \times 40 \times 30 = 16.000 \text{ kg.} = 16T$$

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

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

utilizando la tabla 23 vemos que precisamos 2 ramas ϕ 12 a con una relación $\frac{s}{h} = 0,15$ $h = 0,12 \text{ cm.}$ 6

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 ferrallaie 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 6	2 ϕ 8	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	14,476	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	5,089	9,048	14,137	20,358
0,45	4,524	8,042	12,566	18,096
0,50	4,072	7,238	11,310	16,286
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

fig 20

ϕ en mm.

$\frac{s}{h}$	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
0,10	15,049	26,754	41,803	60,197	81,935	07,017	167,214	261,166	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	16,721	24,079	32,774	42,807	66,886	104,467	171,227	267,542
0,30	5,016	8,918	13,934	20,066	27,312	35,672	55,738	87,055	142,689	222,952
0,35	4,300	7,644	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	30,403	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	45,060	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	12,386	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

fig 21

2.5.5.2. Disposición armaduras

A pesar de que el cálculo teórico indique que con el hormigón es suficiente para contrarrestar V_d debe colocarse como mínimo estribos a la distancia de $0,35 d$ según la fig. 22 y de diámetro 6ϕ como mínimo.

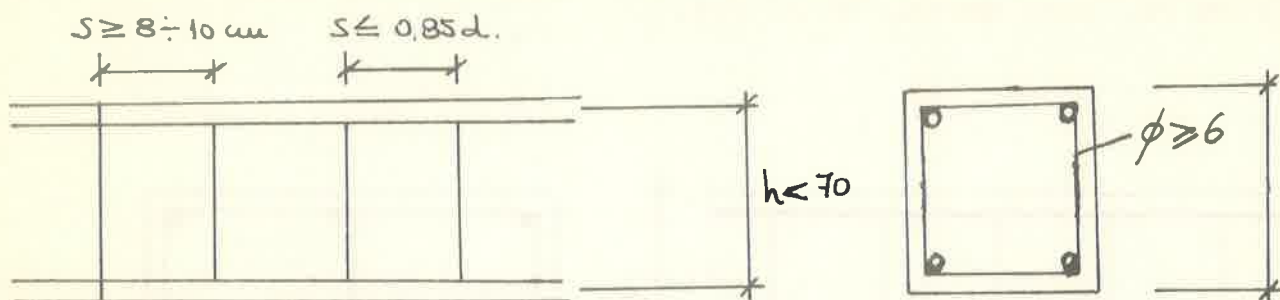


fig. 22

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 $8 \div 10$ 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.

Cuando 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 35cm. entre si para evitar la fisuración del hormigón en esta zona .

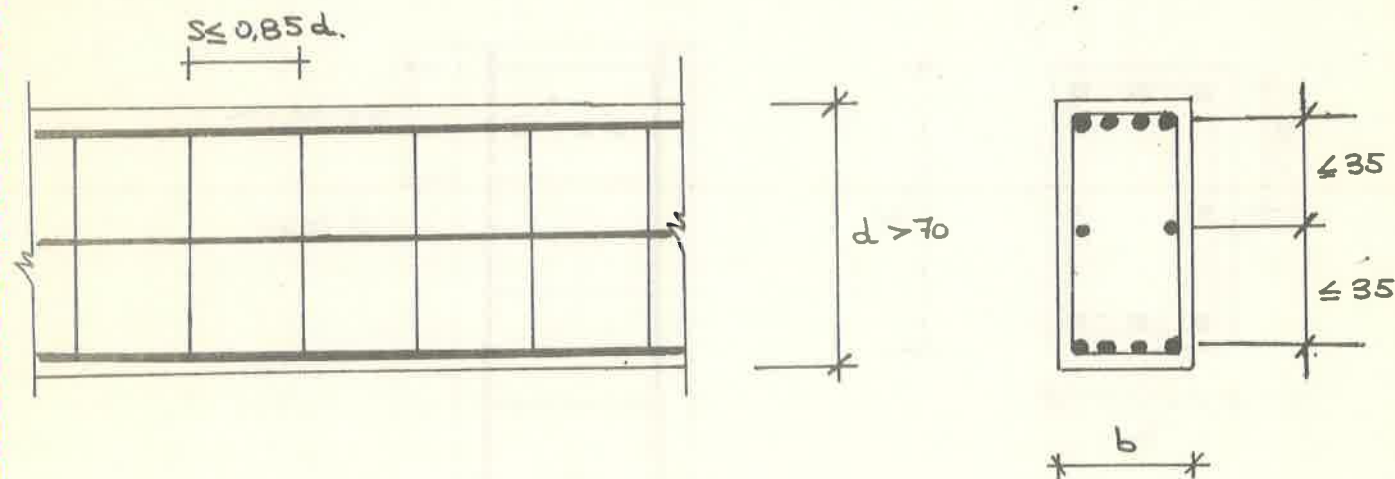


FIG. 23

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

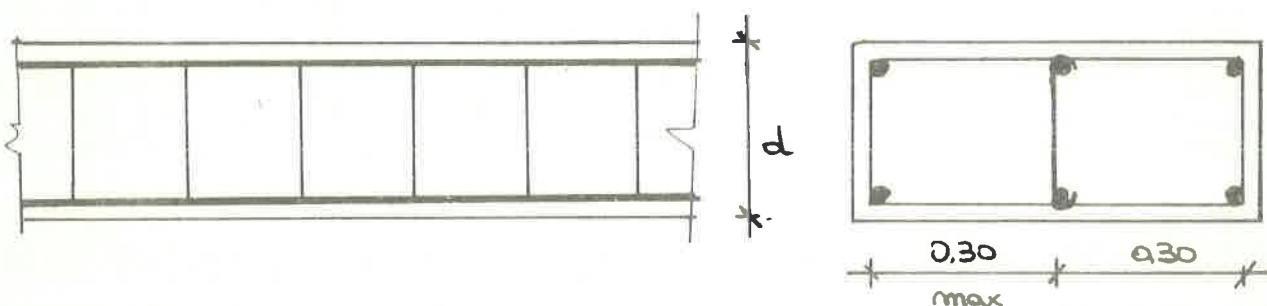


fig 24

2.5.6.3. Estribado soportes

En los pilares los esfuerzos cortantes son despreciables con respecto a los 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.

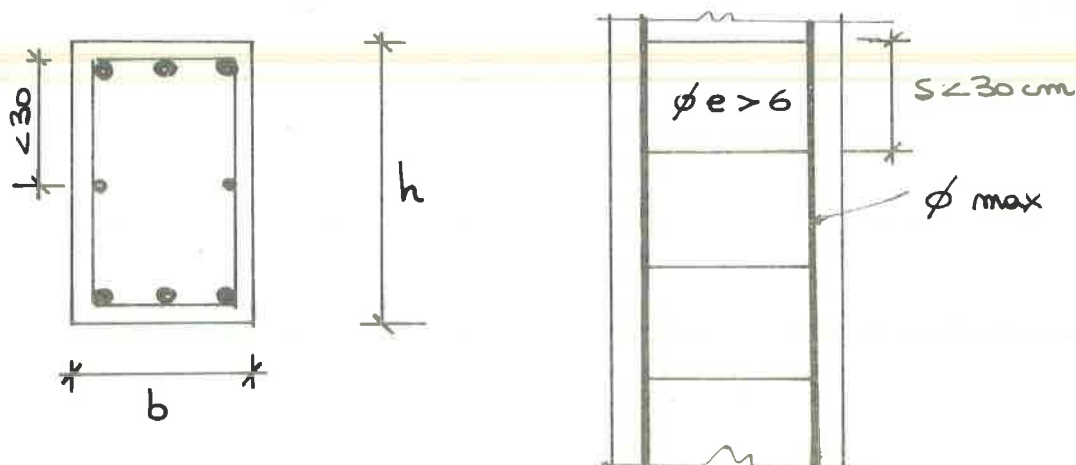


Fig. 25

$$S < 30 \text{ cm.} \quad ; \quad S \leq b \quad ; \quad S \leq 15 \phi \text{ min.} \quad ; \quad \phi_e \gg \frac{\phi \text{ máx}}{4} \quad ; \quad \phi_e > 6$$

siendo

S = separación entre cercos.

b = lado menor de la sección.

$\phi \text{ min}$ = diámetro menor de las armaduras resistentes

$\phi \text{ máx}$ = diámetro mayor de las armaduras resistentes

ϕ_e = diámetro del estribo.

Como en el caso de las jácenas existe una armadura de piel v que debe colocarse en las caras de los soportes mayores de 45 cm. v siempre que no las llevan ya por cálculo, armaduras de $\phi 12$ 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 técnicos expuestos y tomando los datos obtenidos en el apartado 4.3. (Cálculo Método EH 73) vamos a dimensionar el primer piso y los pilares de la planta baja.

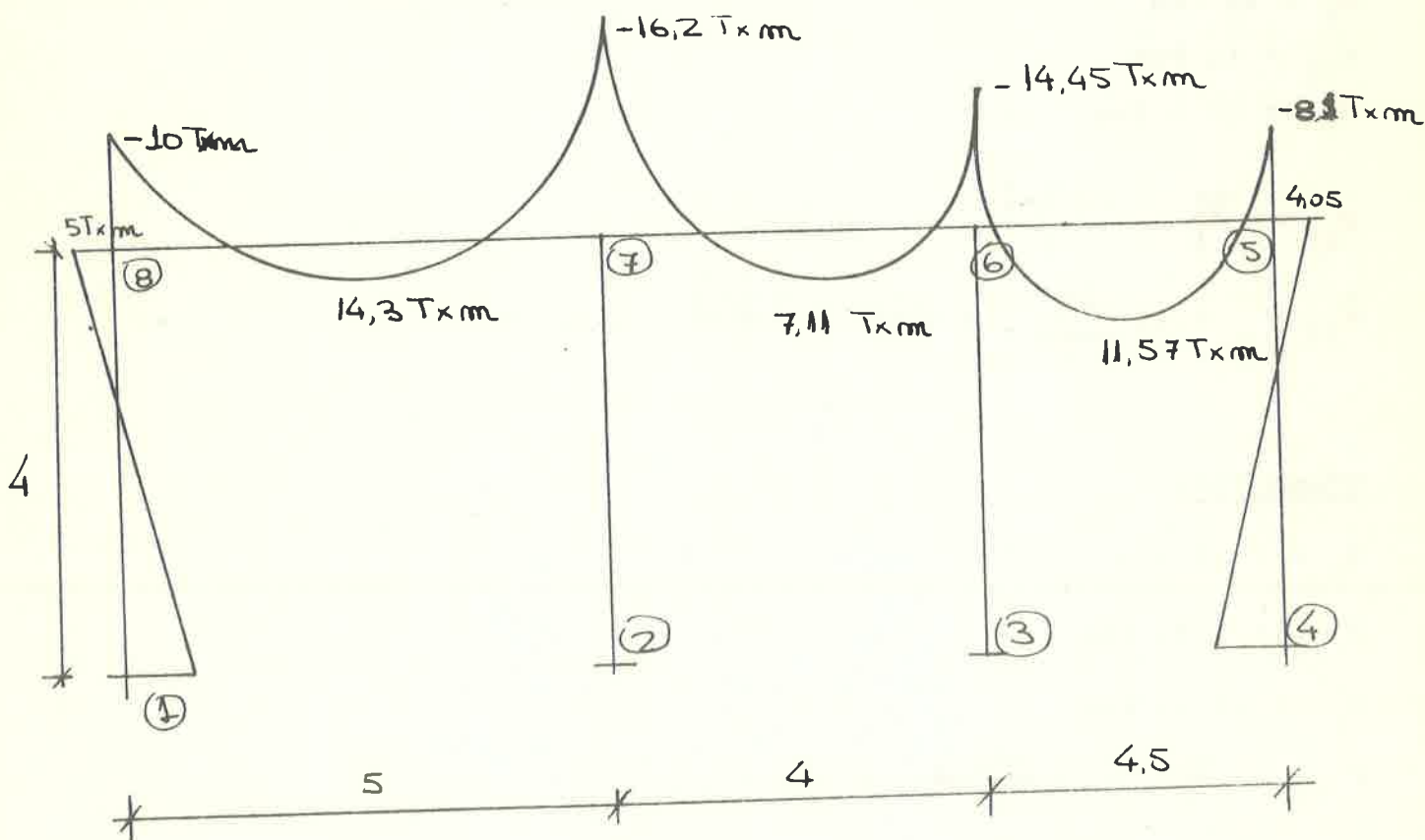


Fig. 26

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

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

$$\gamma_s = 1,1$$

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

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 $q_2 = 8 \text{ T/ml.}$ y la inferior que estamos dimensionando una $q_1 = 3 \text{ T/ml.}$

3.1.1. Jácnas

Tramo 8.7.

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

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

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

$$V_{87} = \frac{q_1 l}{2} = \frac{3 \times 5}{2} = 20 \text{ T}$$

$$N_{78} = 1,15 \frac{q_1 l}{2} = 1,15 \times \frac{3 \times 5}{2} = 23 \text{ T}$$

Tramo 7.6.

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

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

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

$$V_{76} = \frac{q_1 l}{2} = \frac{3 \times 4}{2} = 16 \text{ T} = V_{67}$$

Tramo 6.5.

$$M_6 = 11,15 \text{ Txm}$$

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

$$M_5 = 3,1 \text{ Txm}$$

$$V_{65} = 1,15 \frac{qL}{2} = 1,15 \times \frac{3 \times 4,5}{2} = 20,7 \text{ T}$$

$$V_{56} = \frac{qL}{2} = \frac{3 \times 4,5}{2} = 13 \text{ T}$$

3.1.2. Soportes

Tramo 3.1.

$$N_{31} = V_{q10} + V_{47} = \frac{5 \times 5}{2} + 20 = 32,5 \text{ T}$$

$$M_{31} = 5 \text{ Txm}$$

Tramo 7.2

$$\begin{aligned} N_{72} &= V_{109} + V_{1011} + V_{75} + V_{76} = \\ &= 1,15 \times \frac{5 \times 5}{2} + \frac{5 \times 4}{2} + 23 + 16 = 63,4 \text{ T} \end{aligned}$$

$$M_{72} = 0$$

Tramo 6.3.

$$\begin{aligned} N_{63} &= V_{1110} + V_{1112} + V_{67} + V_{65} = \\ &= \frac{5 \times 4}{2} + 1,15 \times \frac{5 \times 4,5}{2} + 16 + 20,7 = 57,6 \text{ T} \end{aligned}$$

$$M_{63} = 0$$

Tramo 5.4

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

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

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 fijaron 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 Txm y buscamos 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.

$$M_3 = 10 \text{ Txm} \longrightarrow A_8 f_{yd} = 47 \text{ T} \quad ; \quad A'_8 f_{yd} = 0$$

SECCIONES RECTANGULARES SOMETIDAS A FLEXION

(Entrese con M sin mayorar)

Seguridad adoptada: $\chi_c = 1,5$; $\chi_f = 1,6$

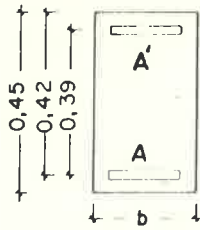
Unidades: 1 t \approx 10 kN; 1 kp/cm² \approx 0,1 N/mm²

ACEROS DE DUREZA NATURAL

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

$$\text{HORMIGON: } f_{ck} = 175 \text{ kp/cm}^2$$

$h = 0,45 \text{ m.}$

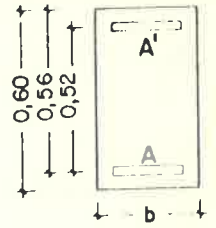


ACEROS DE DUREZA NATURAL

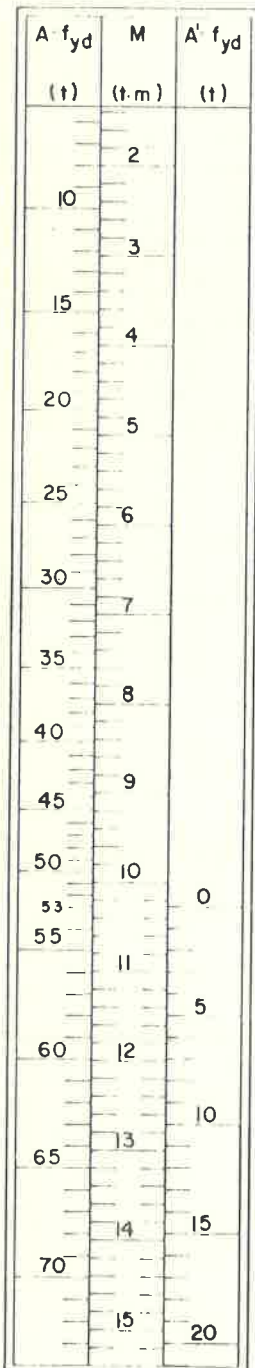
$$f_{yk} \approx 5.000 \text{ kp/cm}^2$$

$$\text{HORMIGON: } f_{ck} = 175 \text{ kp/cm}^2$$

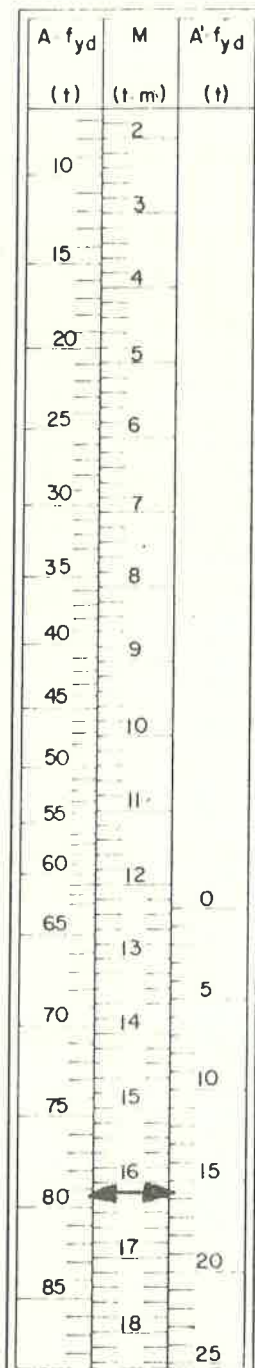
$h = 0,60 \text{ m.}$



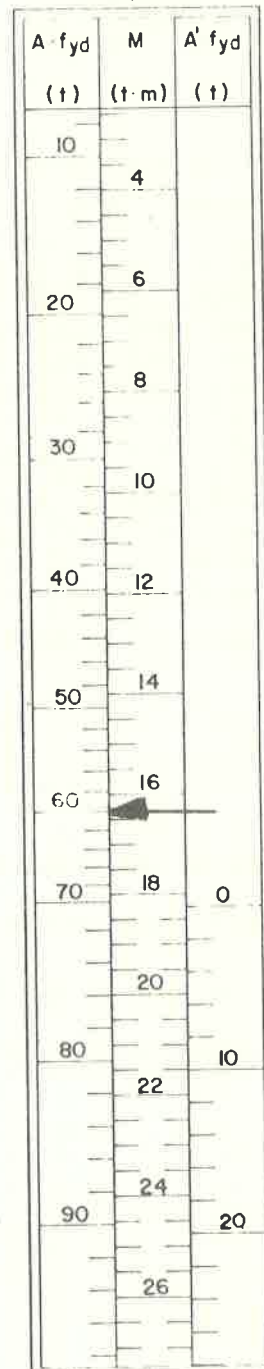
$b = 0,25 \text{ m.}$



$b = 0,30 \text{ m.}$



$b = 0,25 \text{ m.}$



$b = 0,30 \text{ m.}$

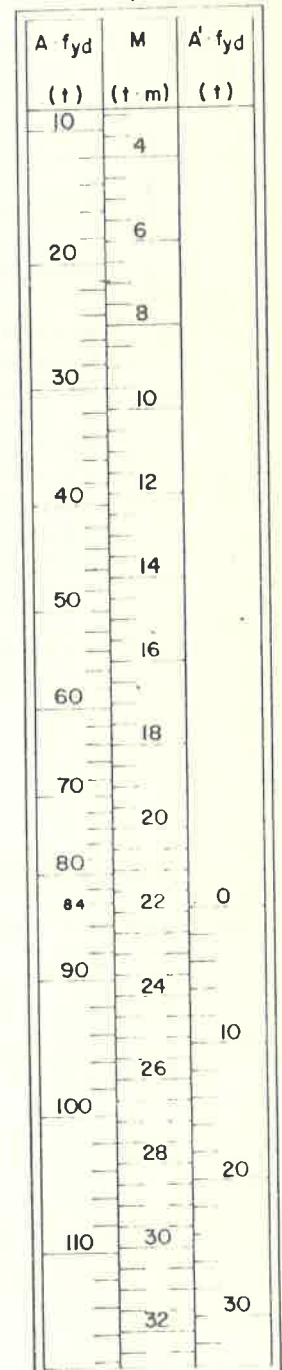


Fig. 27

Fig. 28

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

$$M_6 = 14,45 \longrightarrow A_6 f_{yd} = 72 \text{ T}, \quad A_6' f_{yd} = 3,5 \text{ T}$$

$$M_5 = 3,1 \longrightarrow A_5 f_{yd} = 36 \text{ T}, \quad A_5' f_{yd} = 0$$

Observemos que para una anchura de 30 cm. no son aconsejables más de 5 ÷ 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 Ø 14 que tienen una capacidad según la tabla de la Fig. 29 del $\mu = 14 \text{ T}$.

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

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	12,566	57,120	114,240	171,360	228,479	285,599	342,719	399,839	456,959	514,079

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

Fig. 29

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

$$A_3 f_{vd} - 14 = 33 \text{ T} \longrightarrow 4 \text{ } \emptyset \text{ 16} \quad + \quad 2 \text{ } \emptyset \text{ 14}$$

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

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

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

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.

$$M_{37} = 14,3 \text{ T x m} \longrightarrow A_{37} f_{vd} = 71 \text{ T}, \quad A'_{37} f_{vd} = 8 \text{ T}$$

$$M_{76} = 7,11 \text{ T x m} \longrightarrow A_{76} f_{vd} = 31 \text{ T}, \quad A'_{76} f_{vd} = 0$$

$$M_{65} = 11,57 \text{ T x m} \longrightarrow A_{65} f_{vd} = 57 \text{ T}, \quad A'_{65} f_{vd} = 0$$

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

$$A_{37} f_{vd} - 14 = 57 \text{ T} \longrightarrow 4 \emptyset 20 \quad + 2 \emptyset 14$$

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

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

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 va existen 2 por montaje y el otro esté compensado por la armadura -- resto de la armadura. De igual forma queda absorbido el esfuerzo del punto 6. Para la compresión del centro del vano 3.7 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

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

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 45° será :

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

El esfuerzo cortante solo se suele comprobar en los apoyos de las vigas pero en la realidad este es decreciente pudiendo en teoría ir - decalando 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

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

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

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

$\frac{t}{h}$	2 Ø 6	2 Ø 8	2 Ø 10	2 Ø 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	14,476	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	5,089	9,048	14,137	20,358
0,45	4,524	8,042	12,566	18,096
0,50	4,072	7,238	11,310	16,286
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

Fig. 30

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

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

$$\text{siendo } h = 45 \longrightarrow \left. \begin{array}{l} t_{37} = 10 \text{ cm.} \\ t_{73} = 3,5 \text{ cm.} \end{array} \right\}$$

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

$$(37) \frac{S}{h} = 0,34 \longrightarrow S = 0,15 \text{ m, } 7-3 \quad \frac{S}{h} = 0,23 \longrightarrow S = 0,125 \text{ m.}$$

resultando 3.7 \rightarrow 2 r \emptyset 12 a 15 y, 7-3 \rightarrow 2 r \emptyset 12 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.

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

$$2 \text{ r } \emptyset 10 = 18,35 \geq 18,3 \quad \text{y} \quad \frac{S}{h} = 0,30 \longrightarrow S = 13,5 \text{ cm.}$$

resultando en ambos lados 2 r \emptyset 10 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.

$$65 = 2 \text{ r } \emptyset 12 \text{ a } 135$$

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

Este dimensionado es correcto pero sería mejor que todos los estribos fueran de \emptyset 10 para lo cual se pueden reestudiar los tramos 57 y 65 de forma que en lugar de 2 ramas de estribo fueran 4 y queda-

ran todos de ϕ 10 y además algo más distanciados.

Como ejemplo en lugar de 2 r ϕ 12 a 15 podría ser 4 r ϕ 10 a 20 cm. para 37 y en 78 en lugar de 2 r ϕ 12 a 12,5 podría ser 4 r ϕ 10 a 17 cm.

En el tramo 65 la equivalencia sería como sigue

En lugar de.

2 r ϕ 12 a 13,5 y 2 r ϕ 12 a 16.

se puede colocar

4 r ϕ 10 a 20 cm. y 4 r ϕ 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

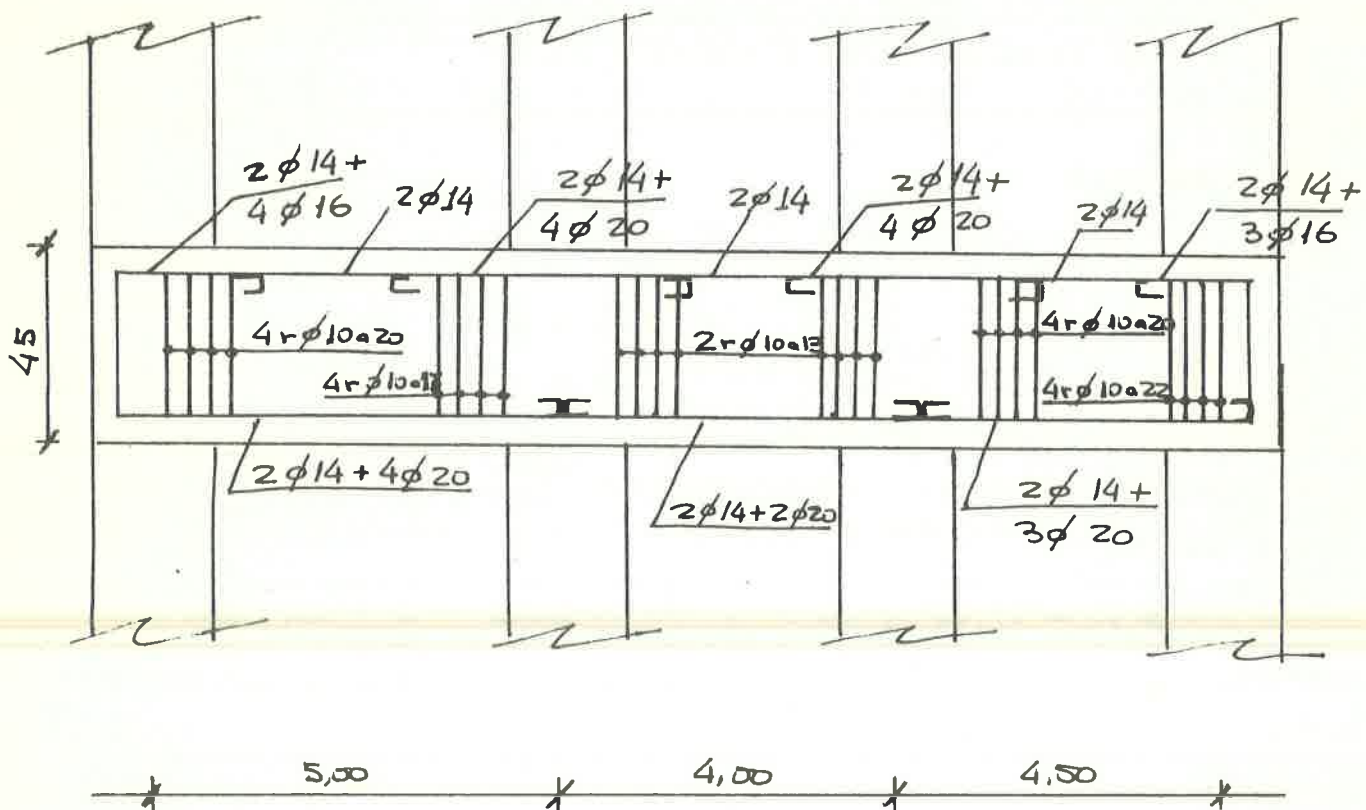
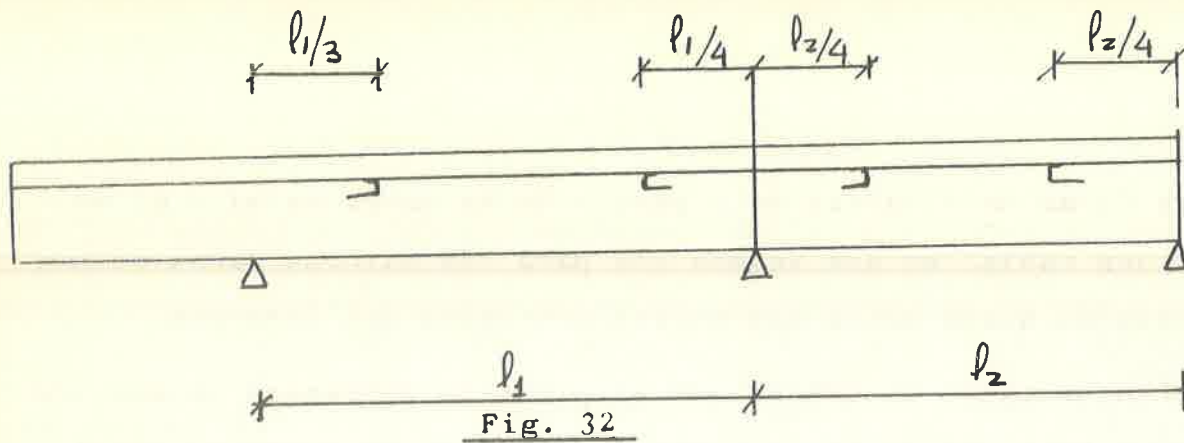


Fig. 31

Los anchos de la Fig. 31 indica graficamente donde deben terminar las armaduras, no debiéndose por ello 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 las solapas 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 armadura 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 capitel es siempre superior al pilar.

En este ejemplo si nos atenemos a los gráficos de la Fig. 33 y 34 de la 30 m y $h = 35$ m 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 3.1 35 x 30

$N_{31} = 32,5$ T $M_{31} = 5$ T x m según la tabla Fig. 34 y
en la escala de $b = 30$ cm.

$$Af_{vd}/b = 57$$
 T $\rightarrow Af_{vd} = 57 \times 0,3 = 17,1$

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

$N_{72} = 63,4$ $M_{72} = 0$ según tabla Fig. 33 y en la escala
de 30 cm. obtenemos.

$$Af_{vd}/b = 65$$
 T $\rightarrow Af_{vd} = 65 \times 0,3 = 19,5$ 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 dá 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

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

d) Tramo 5.4 30 x 30

$N_{54} = 29,3$ $M_{54} = 4,65$ 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 :

$$3 < b; \quad S \leq 15 \emptyset \text{ min.}, \quad \emptyset_e \geq \frac{\emptyset \text{ max.}}{4}$$

a) Soporte 3.1

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

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

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

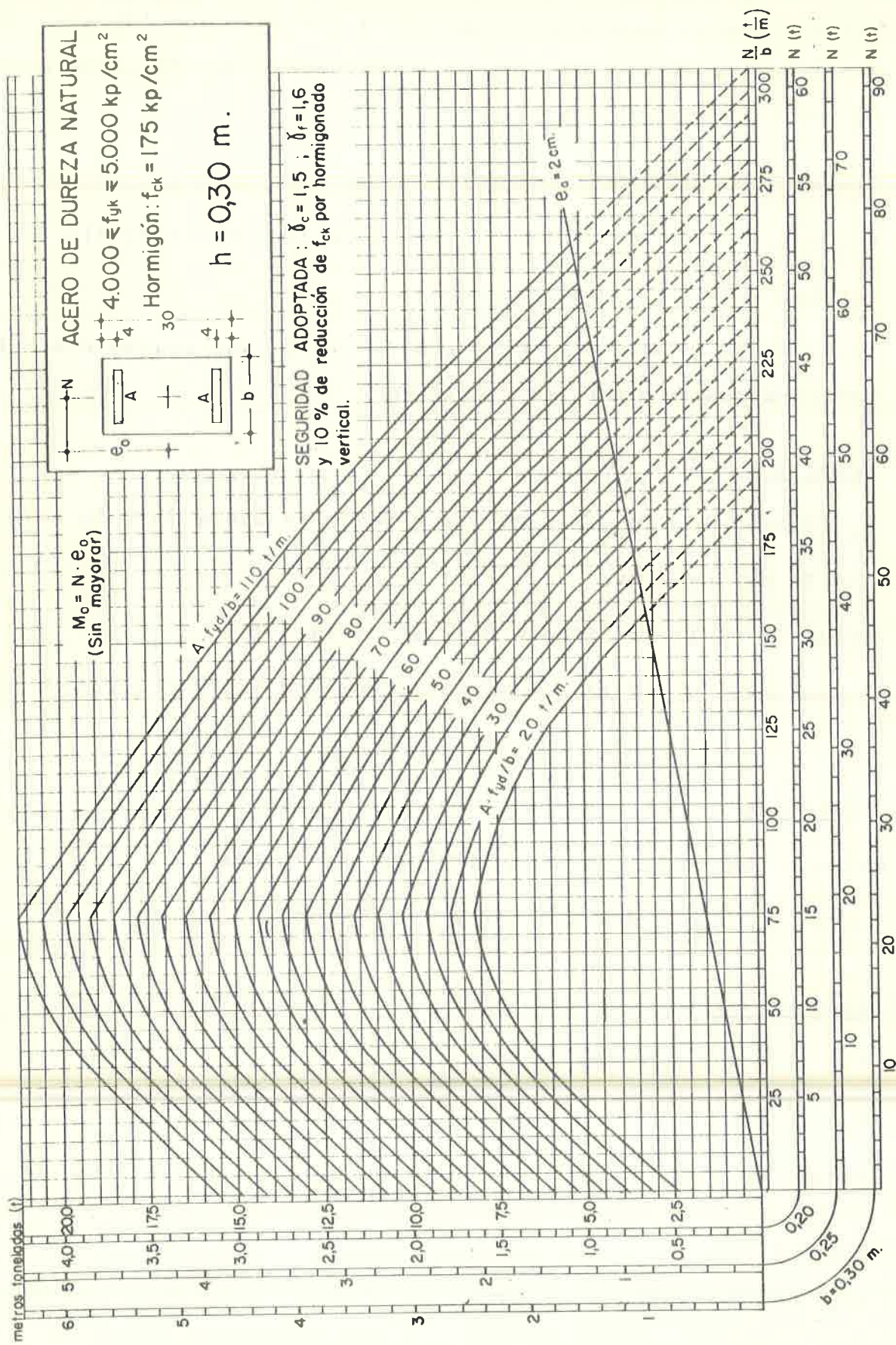


Fig. 33

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

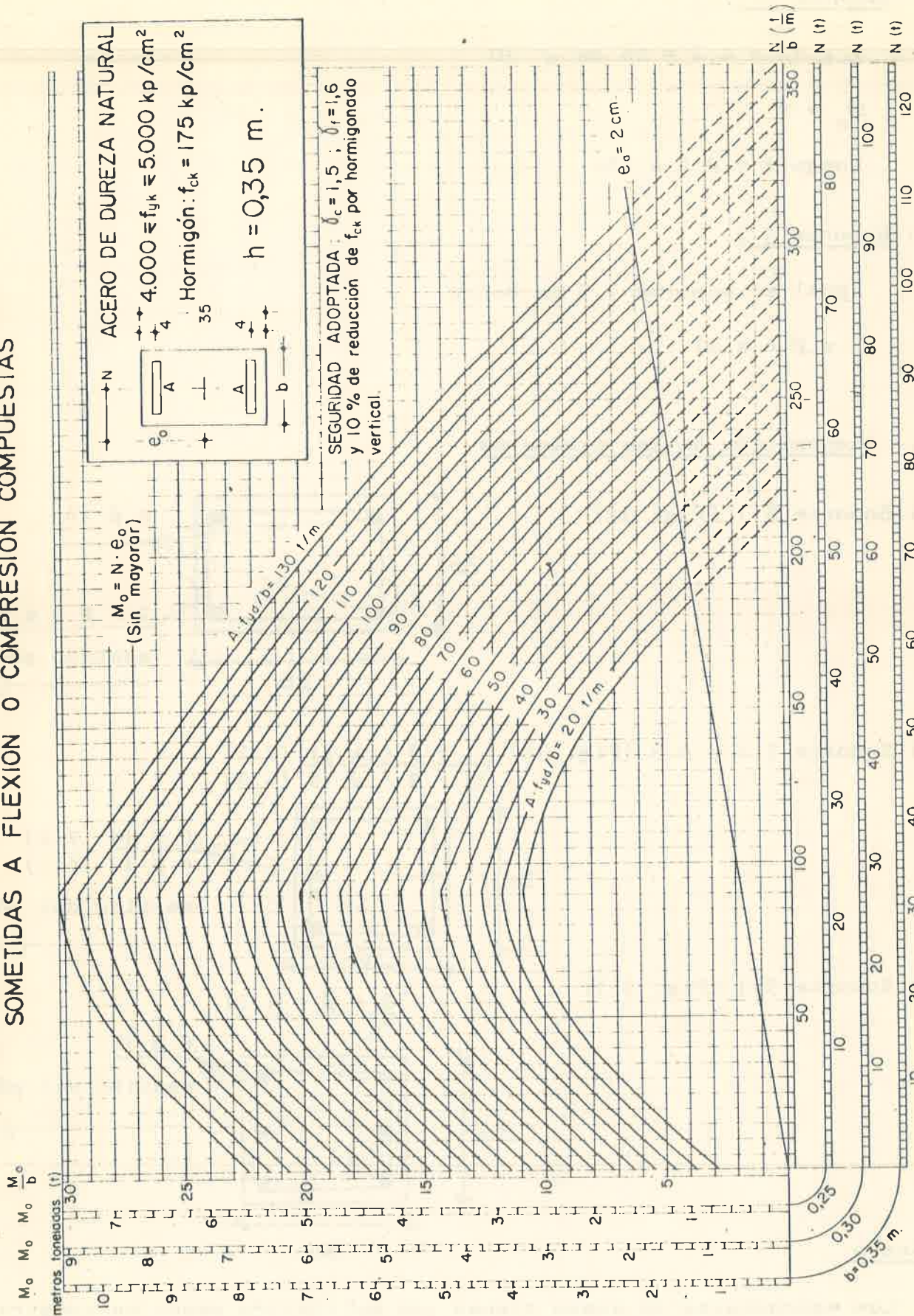


Fig. 34

c) Soporte 6.3

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

$$\phi_e = 6$$

Luego 2 r ϕ 6 a 18.

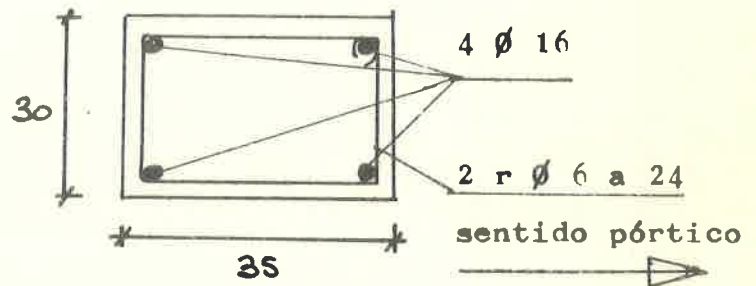
d) Soporte 5.4

Igual al soporte 7.2 es decir,

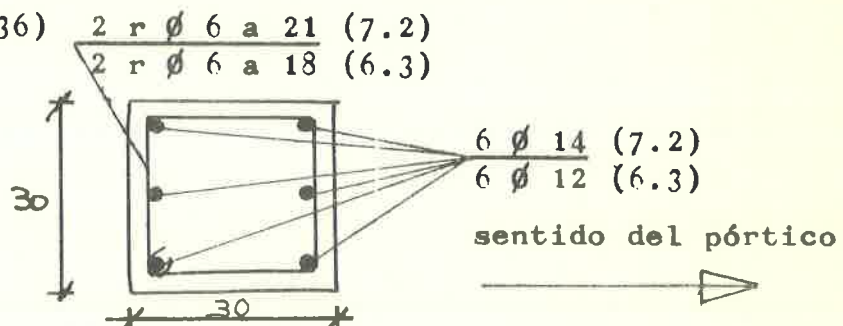
2 r ϕ 6 a 21

3.5.4.- Disposición de las Armaduras

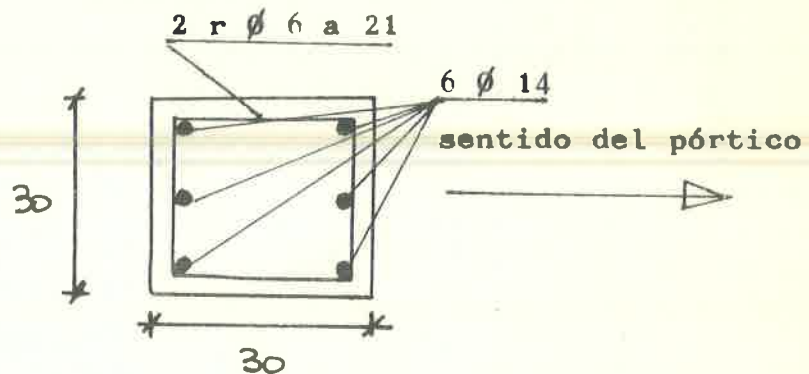
a) Soporte 8.1 (Fig. 35)



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 -- compresión 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. 33)

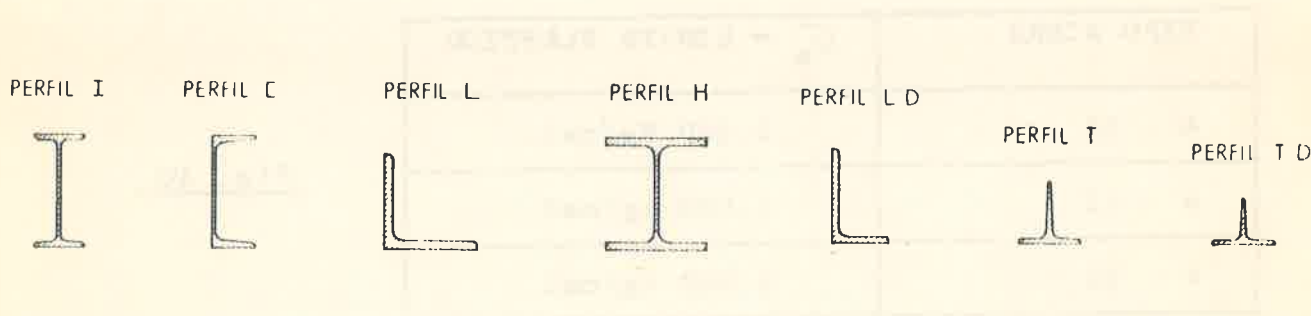


Fig. 38

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 se lamina 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 fabrican en parte a criterio de los fabricantes debiéndose remitirse en caso de cálculo a catálogos particulares o a consultar a los almacenistas. Para tonelajes 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

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 $\gamma_s = 1$ v $\gamma_f = 1,5$ 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 frio

En general todo el acero laminado en frio 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 remadado 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.

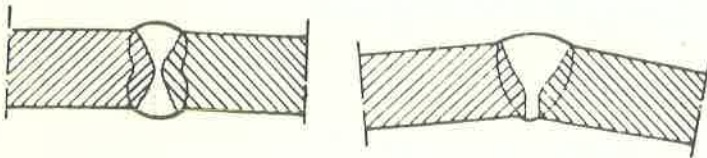
4.2.1.- Soldadura

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.

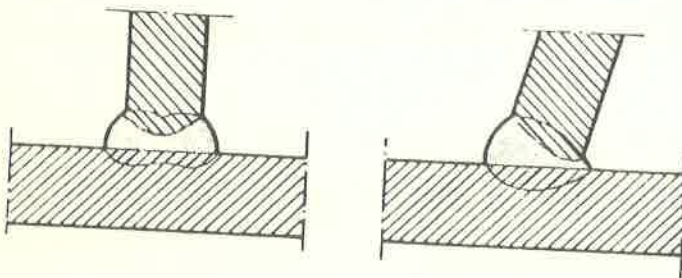
Se distinguen fundamentalmente tres tipos de soldadura.

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

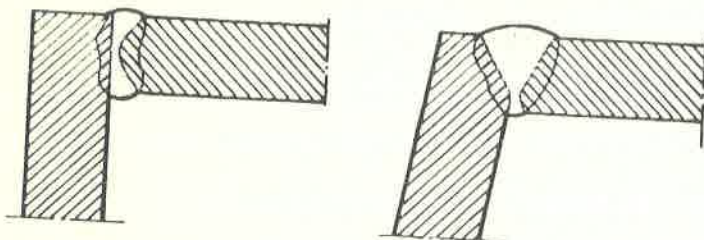
prolongación en general o - para unir elementos en T o L cuando los espesores son mayores de 15 mm. pues este sistema mediante chaflanes permite que el material penetre mejor.



-- Soldaduras a tope, en prolongación



-- Soldaduras a tope, en T



-- Soldaduras a tope, en L

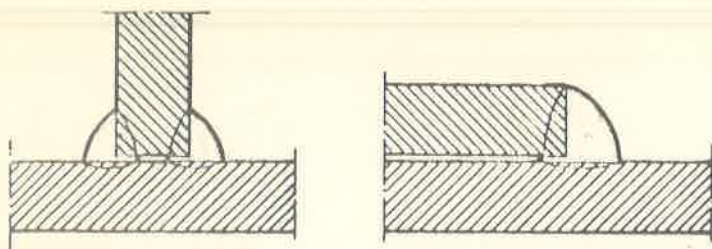
Fig. 41

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.

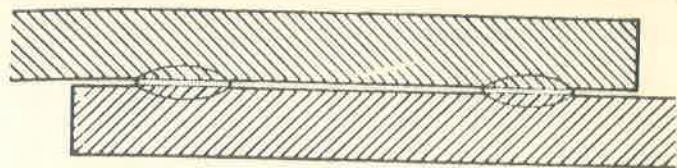
En ambos casos la soldadura se efectua con aportación de material mediante electrodo.

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

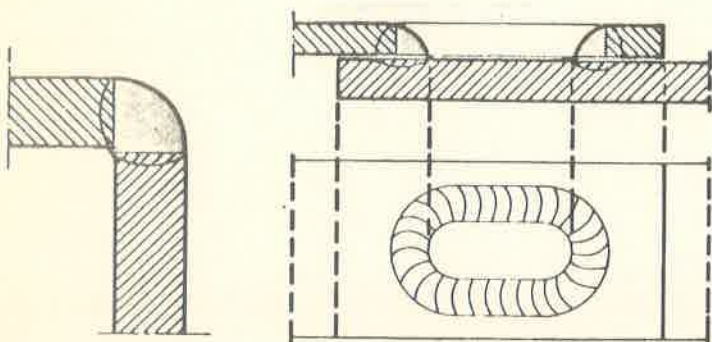


Soldadura de ángulo en rincón

Soldadura de ángulo en solape

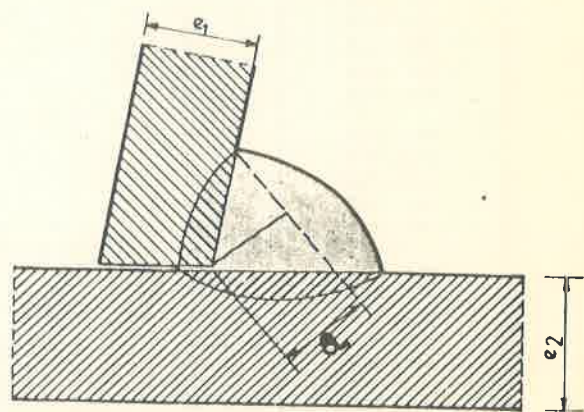


Soldadura por puntos (procedimiento IV)



Soldadura de ángulo en esquina

Soldadura de ángulo en ranura



Garganta a de una soldadura en ángulo

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 transcendental 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 elb 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 <i>c</i> mm.	Garganta <i>a</i>	
	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 - 15,5	10	5
15,6 - 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 - 36,0	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

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 --

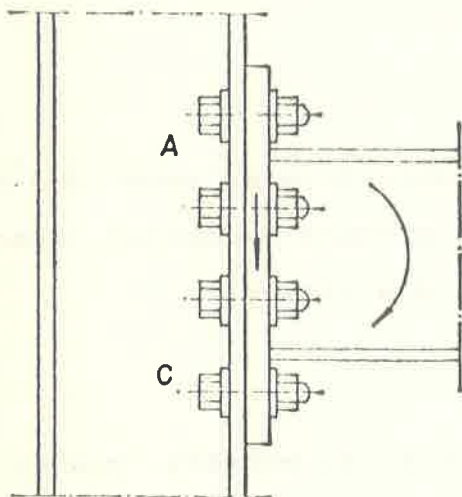
CARACTERISTICAS MECANICAS DE LOS ACEROS PARA TORNILLOS Y TUERCAS DE ALTA RESISTENCIA

Tipo del acero	Resistencia a tracción σ_R mín. máx. kg/mm ²	Límite elástico convencional σ_F mín. kg/mm ²	Alargamiento de rotura δ_R mín. %	Resiliencia a 20° C β mín. kgn/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

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 atornilladas 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 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 iácnas. 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).

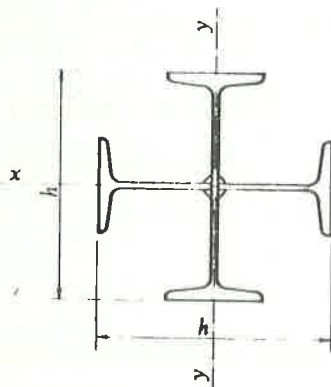


Fig. 47 a

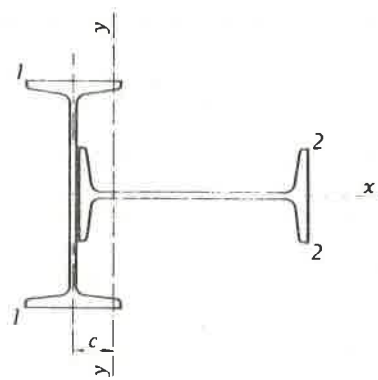


Fig. 47 b

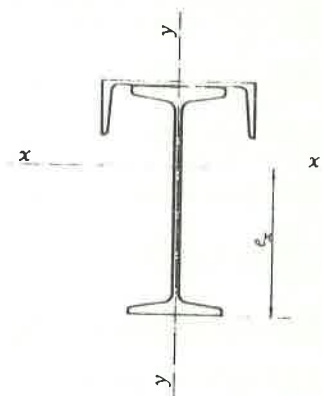


Fig. 47 c

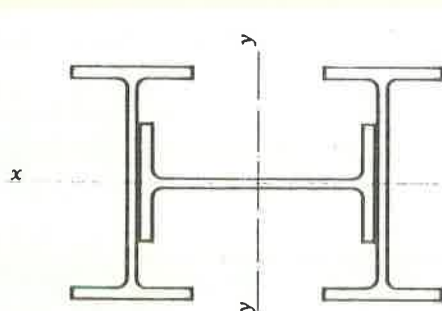


Fig. 47 d

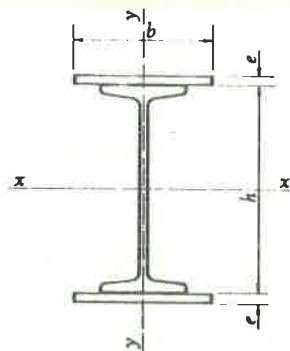


Fig. 48 a

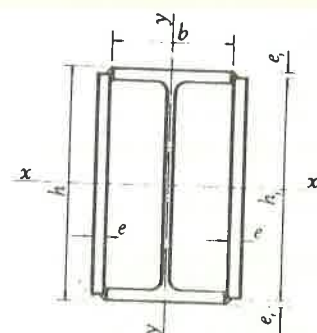


Fig. 48 b

b) Las vigas armadas

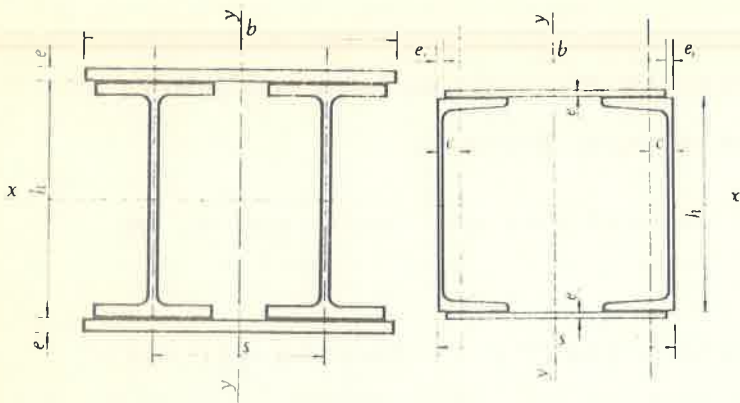


Fig. 43 c-d

Cuando los perfiles laminados y sus distintas variaciones no son suficientes para un determinado esfuerzo o no responden a nuestras necesidades 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.

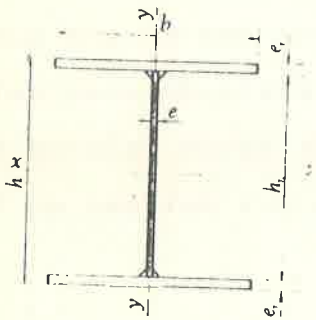


Fig. 49 a

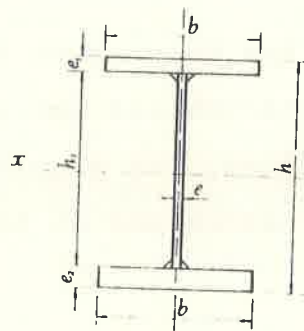


Fig. 49 b

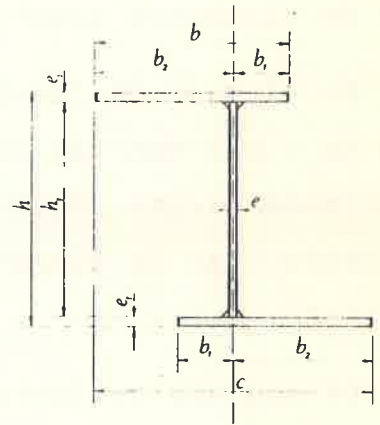


Fig. 49 c

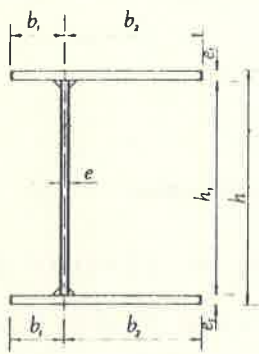


Fig. 49 d

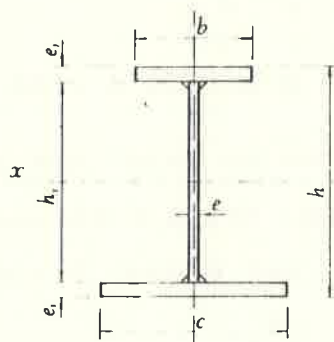


Fig. 49 e

4.4.1.- Valores característicos

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 -- abstracto 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 les 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 :

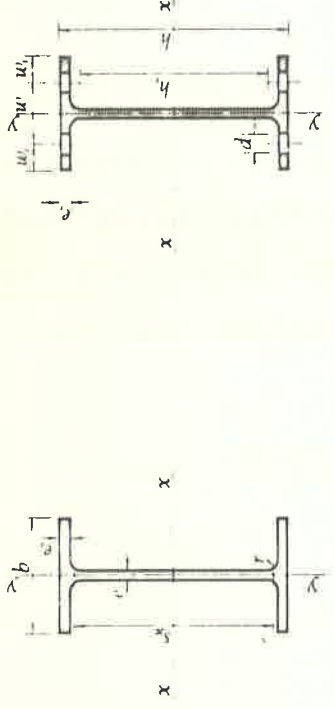
$$W_x = \frac{I_x}{h/2}$$

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 : Area de la sección
- I : Momento de inercia
- W : Módulo resistente
- $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$: Radio de giro
- S_x : Momento estático de media sección
- $s_x = \frac{I_x}{S_x}$: Distancia entre los centros de compresión y tracción
- $\eta = \frac{W_x}{P}$: Rendimiento
- μ : Perímetro

perfil IPE

IPE	Dimensiones mm						Sección A cm ²	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	s _x cm	$\eta = \frac{W_x}{P}$	μ m ² /m	IPE			
	h	b	e	e ₁	r	h ₁			I _x cm ⁴	W _x cm ³	i _x cm	I _y cm ⁴	W _y cm ³	i _y cm									I _x cm ⁴	W _x cm ³	i _x cm
80	46	3,8	5,2	5	59	80,1	20,0	3,24	8,49	3,69	1,05	8,49	3,69	1,05	25	10,5	6,4	11,6	6,90	3,34	0,328	80			
100	55	4,1	5,7	7	74	171	34,2	4,07	15,9	5,79	1,24	15,9	5,79	1,24	30	12,5	8,4	19,7	8,68	4,22	0,400	100			
120	64	4,4	6,3	7	93	318	53,0	4,90	27,7	8,65	1,45	27,7	8,65	1,45	35	14,5	8,4	30,4	10,5	5,11	0,475	120			
140	73	4,7	6,9	7	112	541	77,3	5,74	44,9	12,3	1,65	44,9	12,3	1,65	40	16,5	11	44,2	12,3	6,00	0,551	140			
160	82	5,0	7,4	9	127	869	109	6,58	68,3	16,7	1,84	68,3	16,7	1,84	44	19	13	61,9	14,0	6,89	0,623	160			
180	91	5,3	8,0	9	146	1320	146	7,42	101	22,2	2,05	101	22,2	2,05	48	21,5	13	83,2	15,8	7,78	0,698	180			
200	100	5,6	8,5	12	159	1940	194	8,26	142	28,5	2,24	142	28,5	2,24	52	24	13	110	17,6	8,69	0,768	200			
220	110	5,9	9,2	12	177	2770	252	9,11	205	37,3	2,48	205	37,3	2,48	58	26	17	143	19,4	9,62	0,848	220			
240	120	6,2	9,8	15	190	3890	324	9,97	284	47,3	2,69	284	47,3	2,69	65	27,5	17	183	21,2	10,6	0,922	240			
270	135	6,6	10,2	15	219	5790	429	11,2	420	62,2	3,02	420	62,2	3,02	72	31,5	21	242	23,9	11,9	1,041	270			
300	150	7,1	10,7	15	248	8360	557	12,5	604	80,5	3,35	604	80,5	3,35	80	35	23	314	26,6	13,2	1,159	300			
330	160	7,5	11,5	18	271	11770	713	13,7	788	98,5	3,55	788	98,5	3,55	85	37,5	25	402	29,3	14,5	1,254	330			
360	170	8,0	12,7	18	298	16270	904	15,0	1040	123	3,79	1040	123	3,79	90	40	25	510	31,9	15,8	1,353	360			
400	180	8,6	13,5	21	331	23130	1160	16,5	1320	146	3,95	1320	146	3,95	95	42,5	28	654	35,4	17,4	1,467	400			
450	190	9,4	14,6	21	378	33740	1500	18,5	1680	176	4,12	1680	176	4,12	100	45	28	851	39,7	19,3	1,605	450			
500	200	10,2	16,0	21	426	48200	1930	20,4	2140	214	4,31	2140	214	4,31	110	45	28	1100	43,9	21,3	1,744	500			
550	210	11,1	17,2	24	467	67120	2440	22,3	2670	254	4,45	2670	254	4,45	115	47,5	28	1390	48,2	23,1	1,877	550			
600	220	12,0	19,0	24	514	92080	3070	24,3	3390	308	4,66	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 defor_maciones (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 pura 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 IPE se precisa para absorber un momento de $12 T \times m$ 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 IPE - 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 recuértese 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, extruido 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 fábrics.	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 :

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

siendo

f = la flecha real en milímetros.

α = el coeficiente corrector según la tabla Fig. 52

σ_t = tensión máxima de trabajo calculada según el apartado 4.4.2.

l = luz libre en metros.

h = canto de la viga en centímetros.

En la Tabla Fig. 52 dá las equivalencias entre los distintos tipos de carga y sus tación, 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 σ_t para cada carga independientemente y sumar a continuación los valores de las flechas parciales operación que se justifica por el principio de su perposición aplicable al cálculo elástico. Esto no sería posible en el caso de estar en el campo plástico.

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

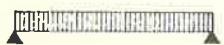

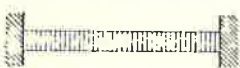
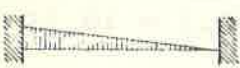

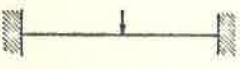

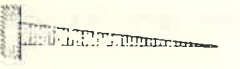
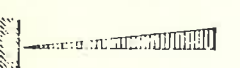

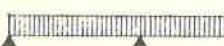

CLASE DE SUSTENTACION Y TIPO DE CARGA	α
	1,000
	0,800
	0,300
	0,250
	0,340
	0,400
	2,380
	1,930
	2,650
	3,180
	0,415
	0,448

Fig. 52

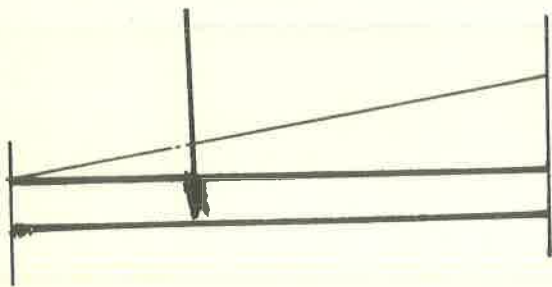


Fig. 53

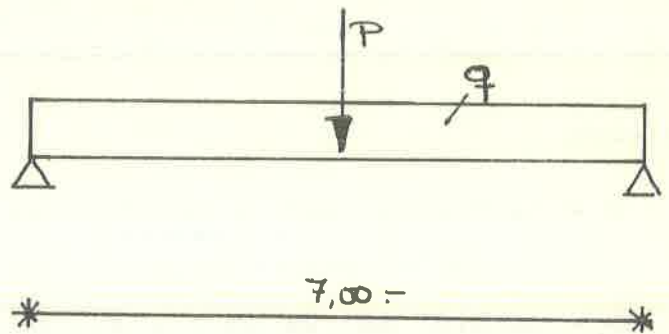


Fig. 54

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.

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

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 330 que tiene como fatiga de trabajo.

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

4.5.- Soportes (Flexo compresión)

La mayoría de elementos verticales de las estructuras actúan como soportes o pilares estando sometidos a dos tipos de esfuerzos la compresión como principal y la flexión secundaria, 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.

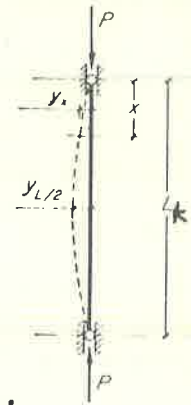
4.5.1.- Pandeo

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

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.

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

fig 55.



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.

Coefficiente ω de pandeo función de la esbeltez $\lambda = L/i$

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

vertical que solicita un elemento y que nos permite dimensionarla adecuadamente.

$N_1 = N \times \omega$
 Los valores de 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 apoyo de los extremos de la barra, obteniéndose de acuerdo con la fórmula.

Fig. 56

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

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.

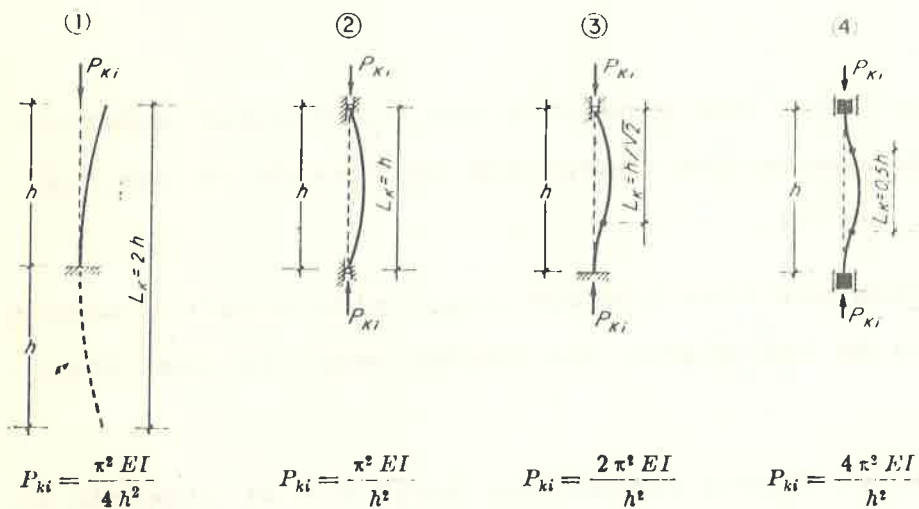


Fig. 57

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

Caso 2.- Biarticulado.

Caso 3.- Articulado y empotrado.

Caso 4.- Biempotrado.

$$\beta = 2$$

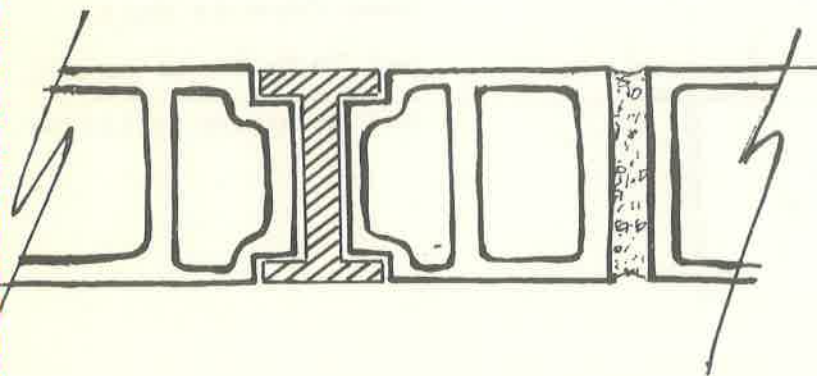
$$\beta = 1$$

$$\beta = 0,7$$

$$\beta = 0,5$$

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. 53, y sometido a compresión simple de 10 T.



tendremos.

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

siendo

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

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

Fig. 53

obtenemos :

$$\lambda_k = \frac{1.400}{12,5} = 112 \text{ que buscando en la tabla de la Fig. 56 para}$$

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.

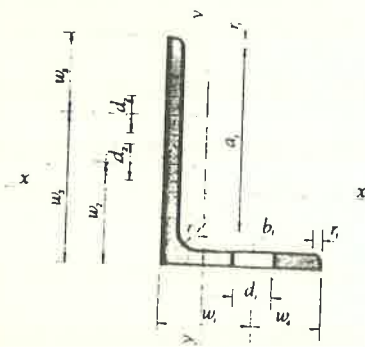


Fig. 59 a

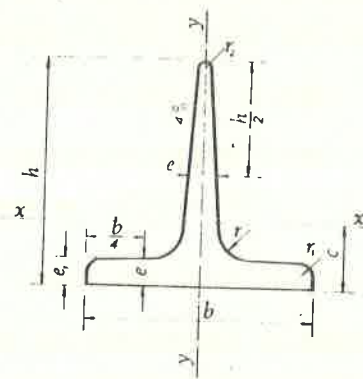


Fig. 59 b

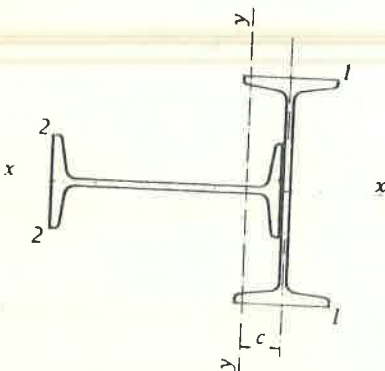


Fig. 59 c

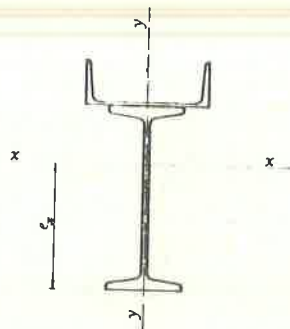


Fig. 59 d

$$(1) \sigma_t = \frac{N}{F} + \frac{M_x}{W_x}$$

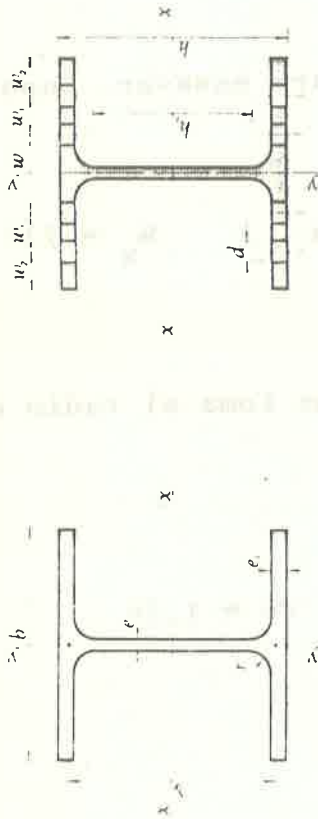
$$+ \frac{M_y}{W_y} \leq \sigma_d$$

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

$$\frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq \sigma_d$$

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
- $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$: Ratio de giro
- S_x : Momento estático de media sección
- $s_x = \frac{I_x}{S_x}$: Distancia entre los centros de compresión y tracción
- η : Rendimiento
- u : Perímetro

Un perfil HEB

HEB	Dimensiones mm					Peso P kg/m	Referido al eje x-x			Referido al eje y-y			w_1	w_2	d mm	S_x cm ³	s_x cm	$\eta = \frac{W_x}{P}$	u m ² /m	HEB
	h	b	e	e_1	r		h_1	I_x cm ⁴	W_x cm ³	i_x cm	I_y cm ⁴	W_y cm ³								
100	100	6	10	12	56	20,4	450	89,9	4,16	167	33,5	2,53	—	22,5	52,1	8,63	4,41	0,567	100	
120	120	6,5	11	12	74	26,7	864	144	5,04	318	52,9	3,06	—	27,5	82,6	10,5	5,39	0,686	120	
140	140	7	12	12	92	33,7	1 510	216	5,93	550	78,5	3,58	—	32,5	123	12,3	6,41	0,805	140	
160	160	8	13	15	104	42,6	2 490	311	6,78	889	111	4,05	—	37,5	177	14,1	7,30	0,918	160	
180	180	8,5	14	15	122	51,2	3 830	426	7,66	1 360	151	4,57	—	40	241	15,9	8,32	1,04	180	
200	200	9	15	18	134	61,3	5 700	570	8,54	2 000	200	5,07	—	45	321	17,7	9,30	1,15	200	
220	220	9,5	16	18	152	71,5	8 090	736	9,43	2 840	258	5,59	—	50	414	19,6	10,3	1,27	220	
240	240	10	17	21	164	83,2	11 260	938	10,3	3 920	327	6,08	35	40	527	21,4	11,3	1,38	240	
260	260	10	17,5	24	177	93,0	14 920	1 150	11,2	5 130	395	6,58	40	40	641	23,3	12,4	1,50	260	
280	280	10,5	18	24	196	103	19 270	1 380	12,1	6 590	471	7,09	45	40	767	25,1	13,4	1,62	280	
300	300	11	19	27	208	117	25 170	1 680	13,0	8 560	571	7,58	50	40	934	26,9	14,4	1,73	300	
320	320	11,5	20,5	27	225	127	30 820	1 930	13,8	9 240	616	7,57	50	40	1 070	28,7	15,2	1,77	320	
340	300	12	21,5	27	243	134	36 660	2 160	14,6	9 690	646	7,53	50	40	1 200	30,4	16,1	1,81	340	
360	300	12,5	22,5	27	261	142	43 190	2 400	15,5	10 140	676	7,49	50	40	1 340	32,2	16,9	1,85	360	
400	300	13,5	24	27	298	155	57 680	2 880	17,1	10 820	721	7,40	50	40	1 620	35,7	18,6	1,93	400	
450	300	14	26	27	344	171	79 890	3 550	19,1	11 720	781	7,33	50	40	1 990	40,1	20,8	2,03	450	
500	300	14,5	28	27	390	187	107 200	4 290	21,2	12 620	842	7,27	45	45	2 410	44,5	22,9	2,12	500	
550	300	15	29	27	438	199	136 700	4 970	23,2	13 080	872	7,17	45	45	2 800	48,9	25,0	2,22	550	
600	300	15,5	30	27	486	212	171 000	5 700	25,2	13 530	902	7,08	45	45	3 210	53,2	26,9	2,32	600	

Fig. 60

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

Cuando 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.

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

$$W_y = 253 \text{ cm}^3.$$

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

Esbeltez es :

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

$$L_k = 400 \times 1,5 = 400 \text{ cm.}$$

Comprobemos las dos fórmulas:

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

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

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.

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

La esbeltez es :

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

sustituyendo:

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

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

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.- Jácnas

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 solicitación 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 v 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.

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

$f = 0,456 \text{ cm.}$ 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 $W = 160 \text{ cm}^3$. 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 3.1

$$N_{31} = 32,5 \text{ T} \quad M = 5 \text{ T x m}$$

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

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

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.

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

$$\sigma_{t2} = 1,02 \times \frac{32,5}{78,1} + 0,9 \frac{5 \times 100}{570} = 0,424 + 0,739 = 1,213 \text{ T/cm}^2.$$

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 sollicitaciones muy parecidas al 3.1 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 arrios trar luego el radio de giro será el mínimo.

Supongamos un HEB-160 de características $A = 54,3$, $i_v = 4,05$.

Esbeltez.

$$\lambda_k = \frac{400 \times 0,5}{4,05} = 49,33 \rightarrow \omega = 1,12$$

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. $A = 43 \text{ cm}^2$. $i_v = 3,53$

Buscando la esbeltez

$$\lambda_k = \frac{400 \times 0,5}{3,53} = 55,8 \rightarrow \omega = 1,17$$

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)

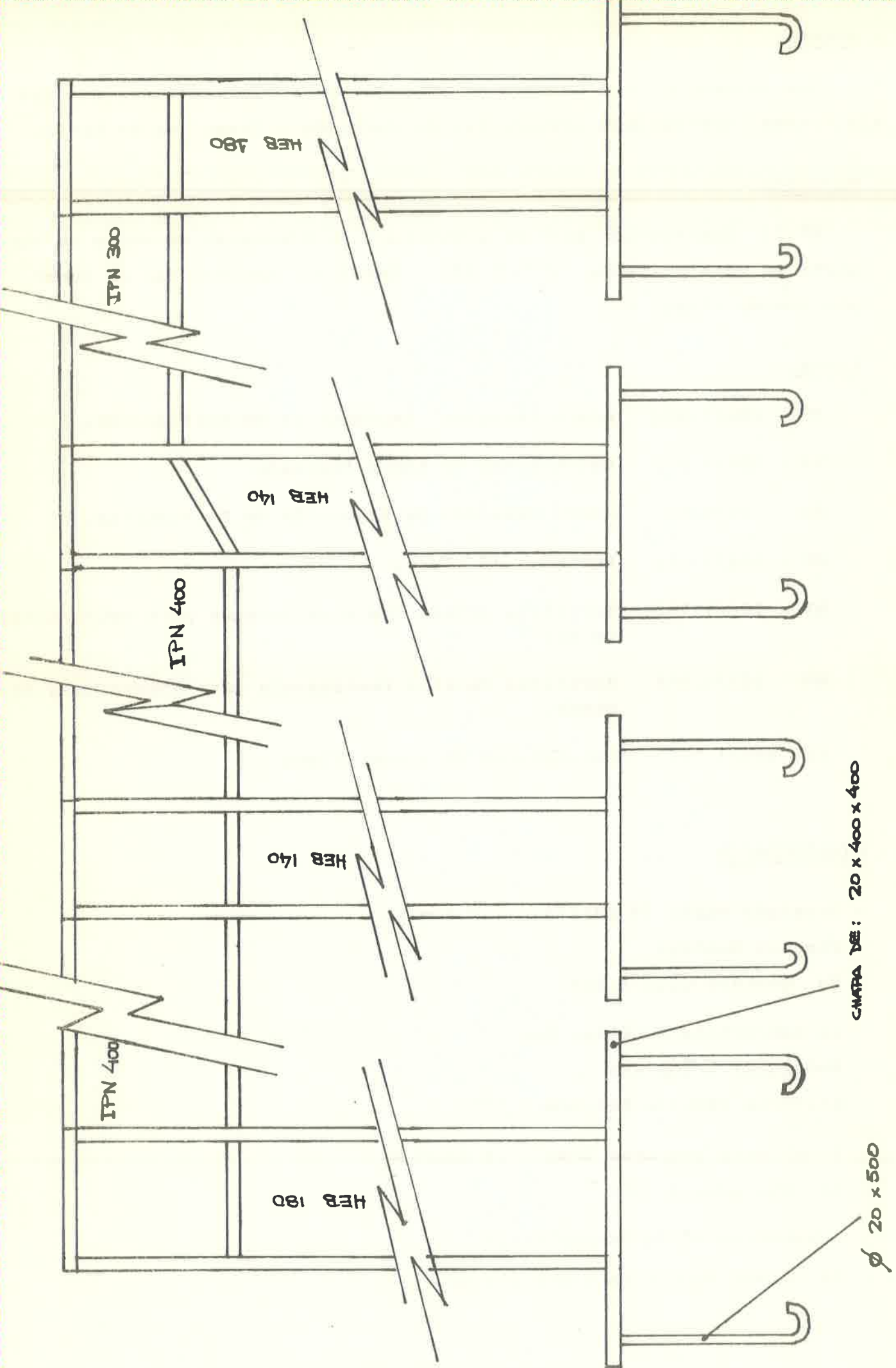


Fig. 61

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

3. - CATALOGOS

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 graves 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 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 - 130 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.- Rapida 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 ali-gerante 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 "Bovedilla" 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)
- Escavola 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 :

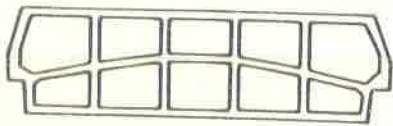


Fig. 1

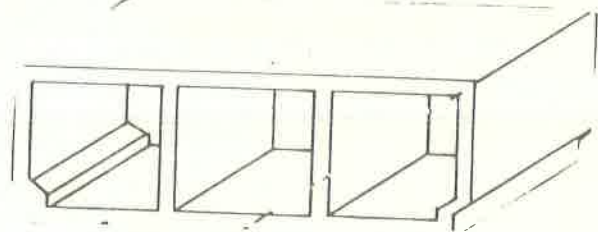


Fig. 2

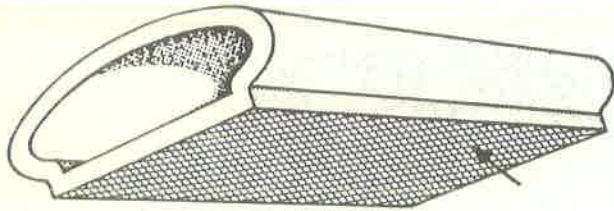


Fig. 3

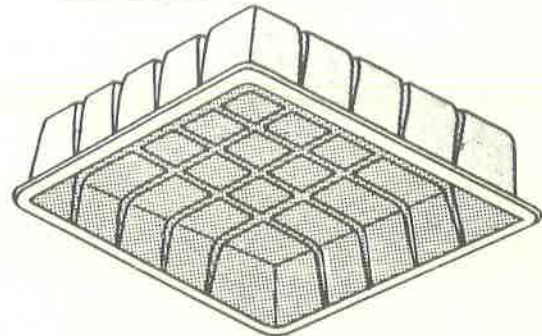


Fig. 4

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.

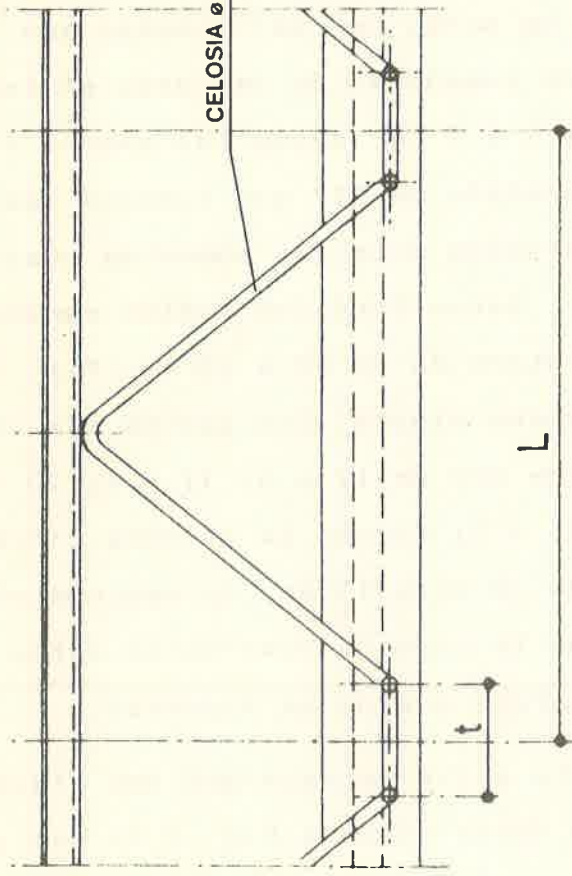
Este consiste en disponer una estructura portante lineal a base de jácenas sobre las que se apoyarán los elementos de este forjado. En un principio todos los forjados eran isoestáticos es decir simplemente apoyados en la estructura.

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.

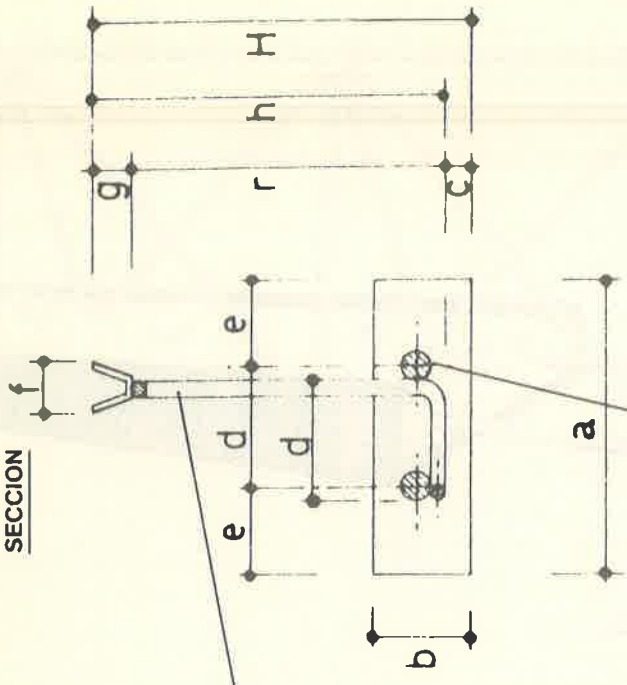
3.2.1. - Semiresistentes

Este sistema consiste en la fabricación en taller de unas suelas

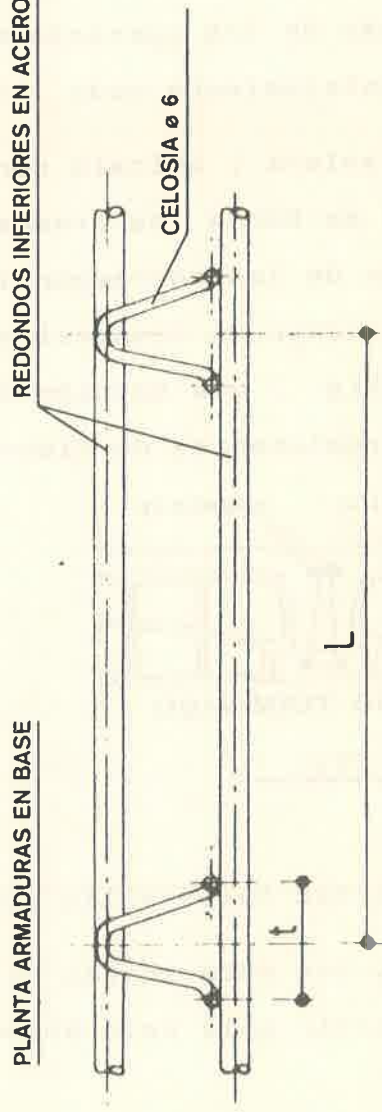
ALZADO



SECCION



PLANTA ARMADURAS EN BASE



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.

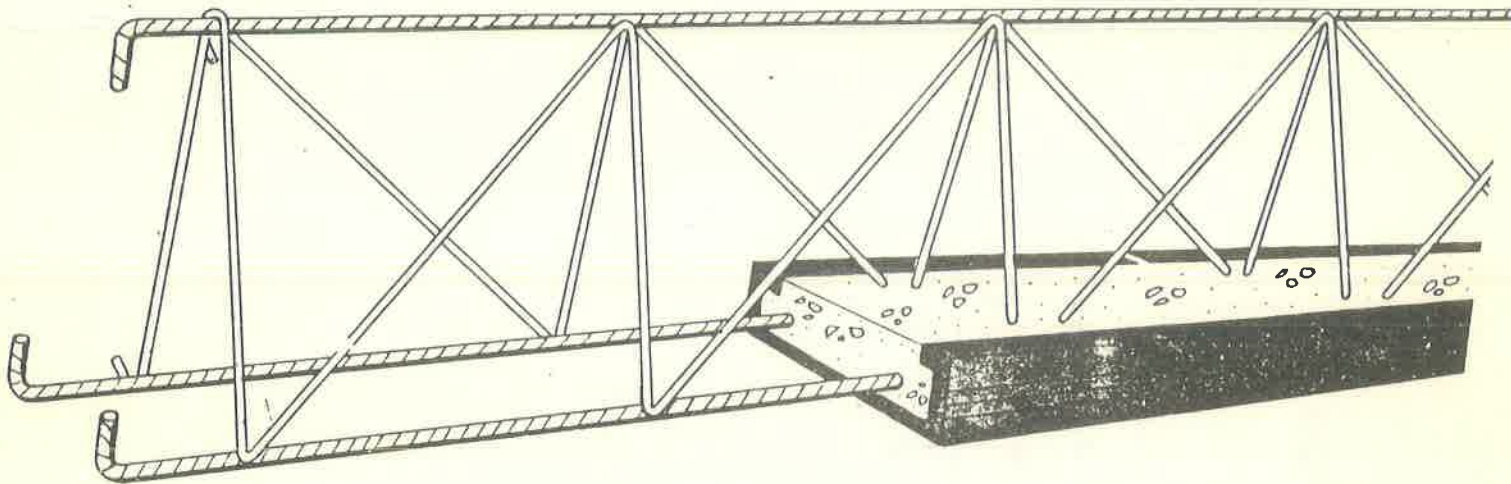


Fig. 6

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 apovos, 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.

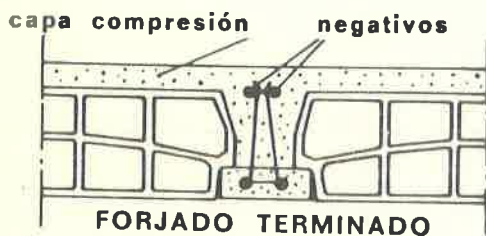


Fig. 7

Estos forjados suelen construirse con interejos de 60 a 70 cm. Fig. 8 y con vigueta 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 vigueta Fig. 9 lo que permite

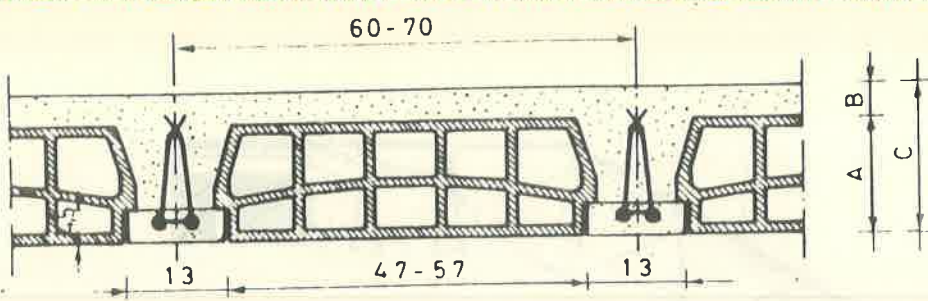


Fig. 8

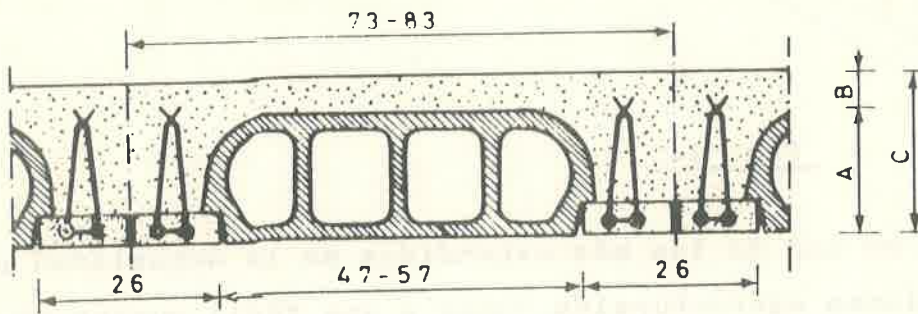


Fig. 9

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 va 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).

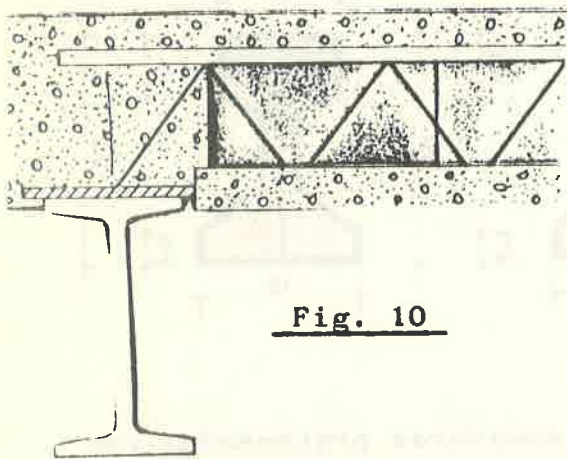


Fig. 10

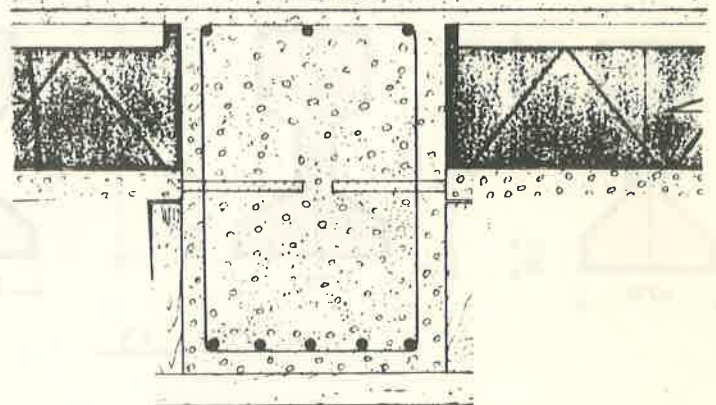


Fig. 11

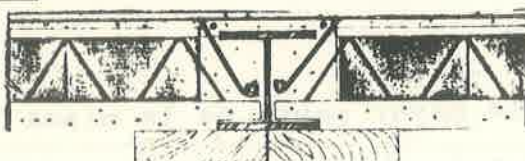


Fig. 12

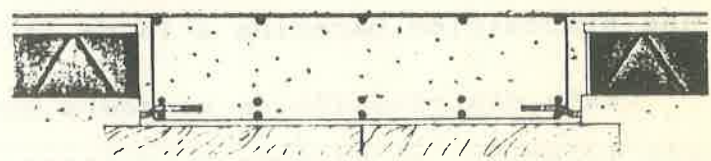


Fig. 13

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

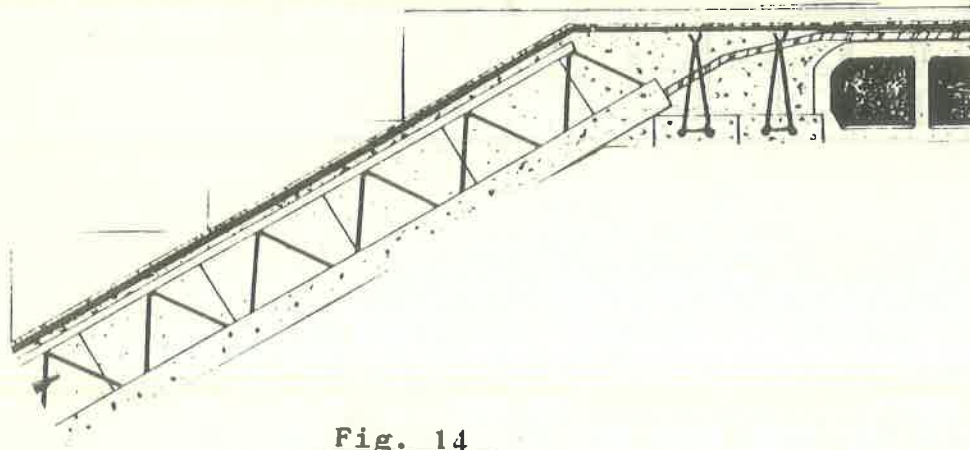


Fig. 14

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)

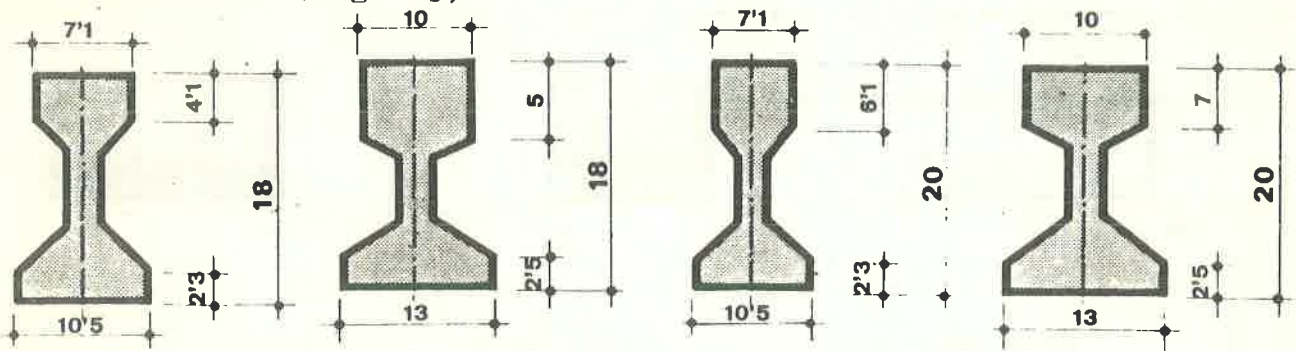


Fig. 15

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

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 va 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.

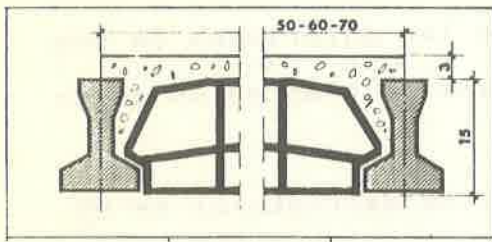


Fig. 16

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. 13) .

Alzado
EAF-4 Embrochafado simple en viga de acero-G-K

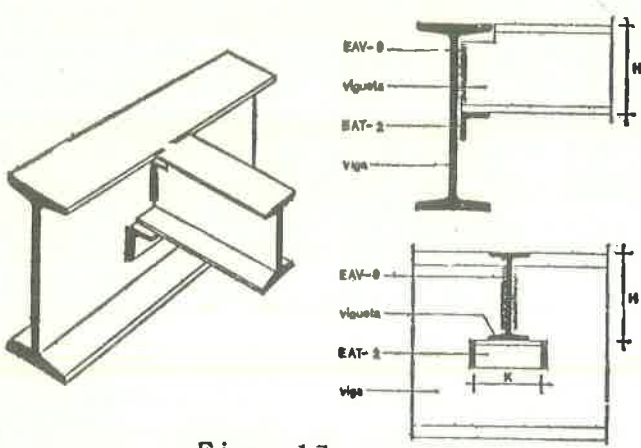


Fig. 17

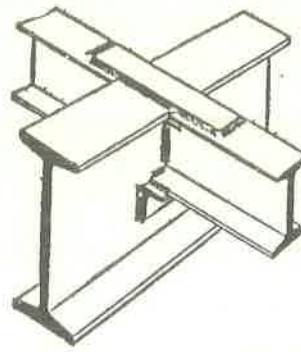
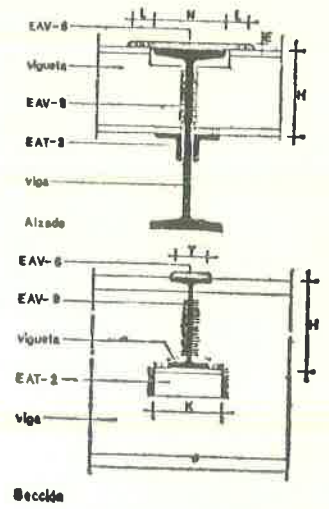


Fig. 18



Cuando no hay problemas de canto también pueden colocarse pasantes por encima de las jácenas principales (Fig. 19).

EAF-3 Apoyo continuo sobre viga de acero-G

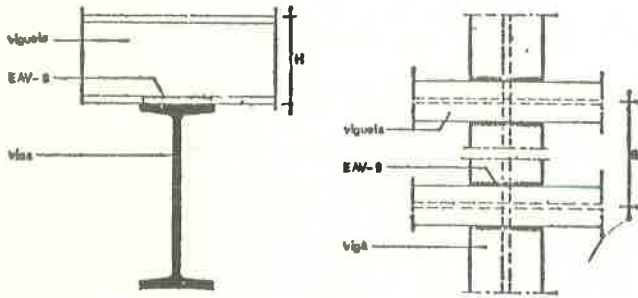
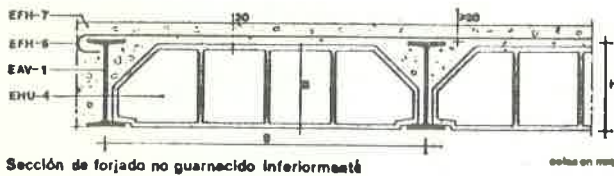


Fig. 19

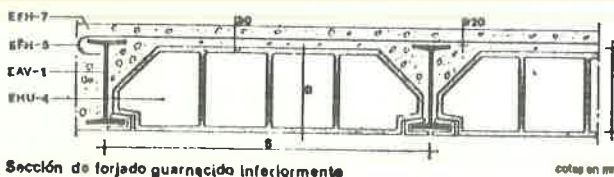
El hecho de que el material sea homogéneo permite absorber momentos positivos y negativos indistintamente por lo cual no hay problemas para la construcción de voladizos. Al igual que con las viguetas pretensadas no precisa encofrados para su puesta en obra.

La forma constructiva de este tipo al igual que las anteriores se complementa mediante los elementos aligerantes y la capa de compresión según vemos en la (Fig. 20)

EAF-1 Forjado de acero-H-S



Sección de forjado no guarnecido inferiormente



Sección de forjado guarnecido inferiormente

Fig. 20

Del punto de vista estructural se obtiene una gran rigidez con la estructura si utilizamos uniones hiperestáticas que permiten que los forjados absorban parte de los momentos debidos a acciones horizontales.

La utilización del forjado metálico está bastante restringida por razones económicas por no ser competitiva con las dos anteriores. También

cabe mencionar su baja resistencia al fuego que debe de paliarse mediante recubrimiento adicional en su parte inferior.

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

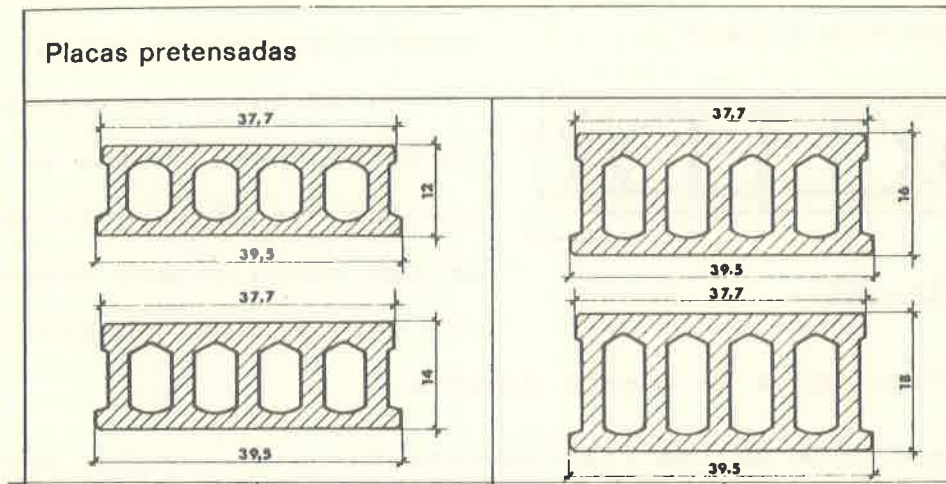


Fig. 21

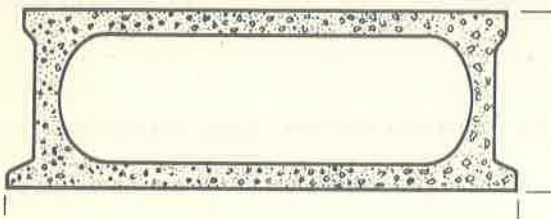


Fig. 22

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.

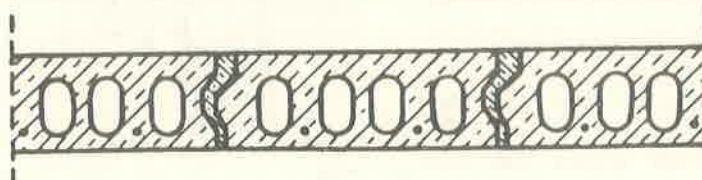


Fig. 23

3.2.5. - Hormigón in situ

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

EHU-7 Forjado Industrializado nervado - B-C-H-S-n \emptyset

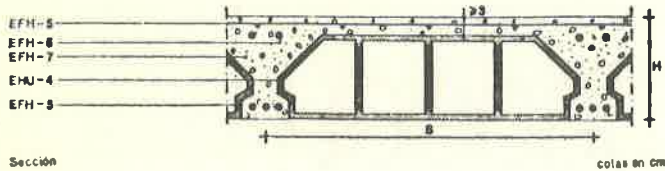


Fig. 24

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 semiresis tente.

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 \emptyset

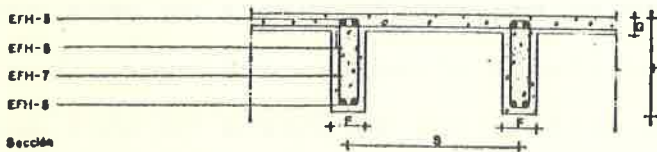


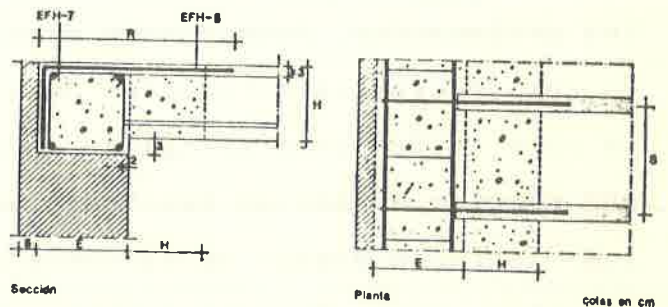
Fig. 24

de forjados mencionados hasta ahora.

Estos elementos se deben construir en todos los bordes de la obra donde no existan já cenas estructurales, -- patios, medianeras, etc. y por lo ge neral deben de calcularse para la -- carga de los cerramientos. Sus dimen siones dependen de la carga a sopor tar pero es aconsejable que el canto sea el mismo del forjado y su anchura de 20 cm. como mínimo.

encofrados recuperables. Su utili zación es muy restringida aunque no por razones obvias si pensamos que los forjados reticulares pre sentan estas mismas característi cas pero en los dos sentidos lo --

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



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

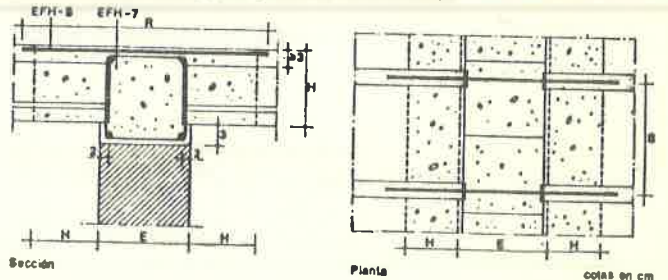


Fig. 25

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

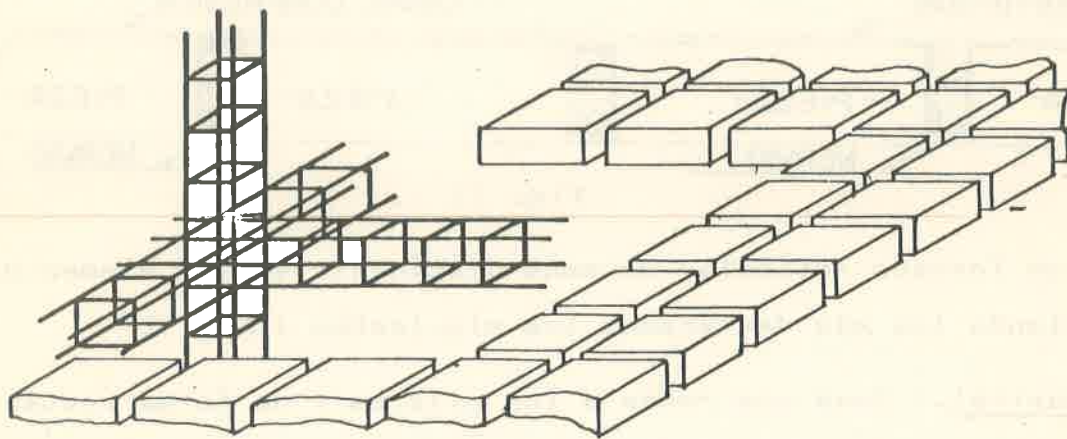


Fig. 26

lo general, aunque en ciertos casos se pueda utilizar rectangular, de 60 x 60 ó 80 x 80 en la que se colocan piezas aligerantes cuadradas de 50 x 50 ó 70 x 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 sollicitaciones sin variar el canto por razones constructivas se pueden utilizar nervios de 15 cm. lo que aumenta la retícula a 65 x 65 ó 85 x 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.

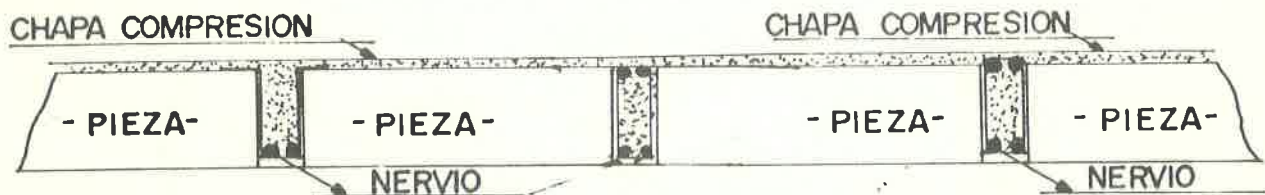


Fig. 27

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.

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 realizar el dimensionado correcto de cada. Esto es así debido a que no existe 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 intereje 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 = 610 kg/m²

Ficha de Características Técnicas del Forjado semirresistente

Fabricante :
Dirección :
Localidad :

MINISTERIO DE LA VIVIENDA
DIRECCIÓN GENERAL DE ARQUITECTURA
ECONOMÍA Y TÉCNICA DE LA CONSTRUCCIÓN
AUTORIZACION DE USO

N. 983-169
DIRECCIÓN GENERAL
MEXICO 7 JUN 1969

Hoja nº 2, consta de 13 hojas

2 - Dimensiones	TIPOS DE VIGUETAS		Long máx de fabricac		Dimensiones en mm								PES: Kg./ft
	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 c. x 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	
2 - Dimensiones	TIPOS DE FORJADOS		Dimensiones en mm								Peso aprox. Kgs/m ²		
			a ₁	b ₁	c ₁	d ₁							
	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	
3-Hormigón	Resistencia característica medida en probata												
	Garantizado en las viguetas	Tipos de viguetas	H: 12	H: 15	H: 17	H: 20							
		Resist Kg/cm ²	170	170	170	170							
Especificado en los forjados	Tipos de forjados	13.3	13.4	15.3	15.4	17.3	17.4	20.3	20.4	20.5			
	Resist 28 días	180	180	180	180	180	180	180	180	180			
4-Armaduras	CARACTERÍSTICAS GARANTIZADAS DE LAS ARMADURAS												
	ELEMENTOS DE ARMADURA		Inferior	Superior	Celosia	Suplementos							
	CLASE DE ACERO		NERFIL DC	FLEJE acero normal	acero normal	Refuerzos	Negativos						
	LIMITE APARENTE DE ELASTICIDAD Kgs/cm ²		4400	2400	2400	4400	4600						
	ARMADURAS Z		ARMADURAS Y		ARMADURAS X		CELOSIA						
	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	0,70								
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								

} doble vigueta

Fig. 23

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)

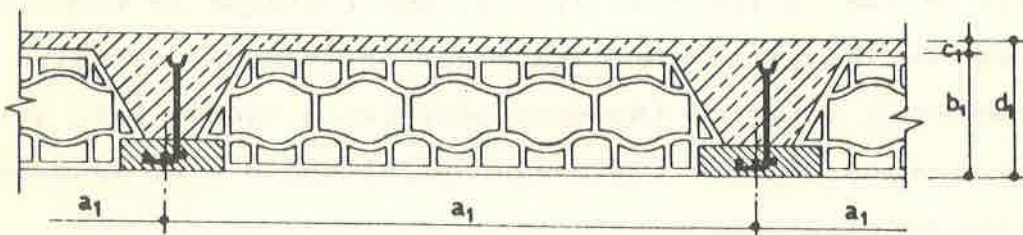


Fig. 29

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)

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

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

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, 32 ó 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 semiresistentes, 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 - Acero - 1.200 y Hormigón 100 kg/cm².

Fig. 32 - Acero 4.600 y Hormigón 170 kg/cm².

FICHA DE CARACTERISTICAS TECNICAS DEL FORJADO SEMIRRESISTENTE

FABRICANTE:
DIRECCION:
LOCALIDAD:



MINISTERIO DE LA VIVIENDA
DIRECCION GENERAL DE ARQUITECTURA
Y TECNOLOGIA DE LA EDIFICACION

AUTORIZACION DE USO

N.º 1.805-73

P. EL DIRECTOR GENERAL

[Signature]

MADRID 7 MAR. 1973

FORJADO 18 + 3

5.-CARACTERISTICAS MECANICAS

ARMADURA INFERIOR	A cm ²	MOMENTO UTIL EN M. Kg. PARA SEPARACION EN M. ENTRE EJES DE				ARMADURA APOYO	A cm ²	M. UTIL APOYO M. Kg.
		0.50	0.60	0.70	0.80			
2ø6	0.57	274	274	275	275	1ø6	0.29	
2ø6+1ø6	0.85	405	406	406	407	1ø8	0.51	236
2ø8	1.01	481	482	483	484	2ø6	0.57	266
2ø6+1ø8	1.07	504	506	507	508	1ø6+1ø8	0.70	363
2ø8+1ø6	1.29	610	612	613	615	1ø10	0.79	359
2ø6+1ø10	1.36	630	632	634	635	2ø8	1.01	455
2ø8+1ø8	1.51	708	711	713	714	1ø6+1ø10	1.07	483
2ø10	1.58	739	743	745	747	1ø12	1.14	501
2ø6+1ø12	1.70	780	784	787	789	1ø8+1ø10	1.29	570
2ø8+1ø10	1.80	831	835	838	841	1ø6+1ø12	1.42	624
2ø10+1ø6	1.86	865	870	873	876	1ø14	1.54	657
2ø10+1ø8	2.08	961	967	971	974	2ø10	1.58	676
2ø6+1ø14	2.11	954	960	964	967	1ø8+1ø12	1.64	704
2ø8+1ø12	2.14	979	985	990	993	1ø6+1ø14	1.83	778
2ø12	2.27	1047	1054	1059	1062	1ø10+1ø12	1.92	803
2ø10+1ø10	2.36	1082	1090	1095	1099	1ø16	2.02	821
2ø8+1ø14	2.55	1150	1158	1165	1169	1ø8+1ø14	2.05	852
2ø12+1ø6	2.55	1170	1178	1185	1189	2ø12	2.27	916
2ø10+1ø12	2.71	1227	1237	1244	1249	1ø6+1ø16	2.30	944
2ø12+1ø8	2.77	1263	1273	1281	1286	1ø10+1ø14	2.33	942
2ø12+1ø10	3.05	1381	1393	1402	1409	1ø8+1ø16	2.52	1009
2ø10+1ø14	3.11	1394	1407	1416	1423	1ø18	2.55	986
2ø12+1ø12	3.40	1522	1537	1548	1557	1ø12+1ø14	2.67	1044
2ø10+2ø10+1ø8	3.65	1648	1666	1679	1688	1ø10+1ø16	2.80	1088
2ø12+1ø14	3.81	1684	1704	1718	1728	1ø6+1ø18	2.83	1112
2ø10+2ø10+1ø10	3.93	1762	1782	1797	1808	1ø8+1ø18	3.05	1168
2ø12+2ø10+1ø6	4.12	1844	1867	1884	1896	2ø14	3.08	1153
2ø10+2ø10+1ø12	4.28	1898	1922	1940	1953	1ø20	3.15	-1146
2ø12+2ø12	4.53	2011	2038	2058	2073	1ø10+1ø18	3.33	-1236
2ø12+2ø12+1ø6	4.81	2123	2154	2177	2193	1ø6+1ø20	3.43	-1278
2ø12+2ø12+1ø8	5.03	2206	2243	2267	2285	1ø14+1ø16	3.55	-1274
2ø12+2ø12+1ø10	5.31	2297	2354	2381	2401	1ø8+1ø20	3.65	-1324
2ø12+2ø12+1ø12	5.66	2288	2487	2518	2541			
Módulo flecha Sección T en T. m ²		314	336	355	371	Esfuerzo cortante en Kg. absorbido por: Hormigón 809 Celosía 379 Total 1188		
Momento tope Sección T en M. Kg.		3344	3772	4199	4627			
Momento tope Sección Apoyo Macizado M. Kg.		7163	8596	10028	11461			
Cortante útil Apoyo Macizado		3751	4426	5100	5775	Momento tope en apoyo M. Kg. 1719		

Fig. 31

Ficha de Características Técnicas del Forjado semirresistente

Fabricante :
Dirección :
Localidad :



Hoja n° 10 . consta de 13 hojas

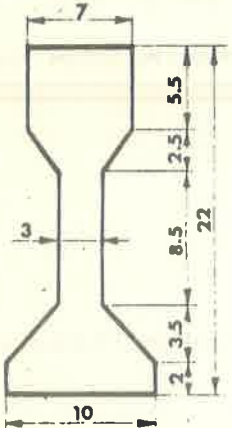
TIPO : 20 + 4

5 - CARACTERISTICAS MECANICAS DEL FORJADO

Armadura base	Sección cm ²	Módulo de flecha cm ²	M F útil positivo por nervio. Kgm	Armadura en apoyo limite elástico ± 600	Sección cm ²	M F útil negativo por nervio. Kgm
2 ϕ 6	0,57	88	332	2 ϕ 6	0,56	324
2 ϕ 6 + 1 ϕ 6	0,85	124	482	1 ϕ 6 + 1 ϕ 8	0,78	440
2 ϕ 8	1,01	148	575	3 ϕ 6	0,84	473
2 ϕ 6 + 1 ϕ 8	1,07	156	605	2 ϕ 8	1,00	555
2 ϕ 8 + 1 ϕ 6	1,29	184	725	1 ϕ 8 + 2 ϕ 6	1,07	587
2 ϕ 6 + 1 ϕ 10	1,36	194	765	1 ϕ 8 + 1 ϕ 10	1,29	695
2 ϕ 8 + 1 ϕ 8	1,51	202	850	1 ϕ 10 + 2 ϕ 6	1,35	723
2 ϕ 10	1,57	218	905	3 ϕ 8	1,50	793
2 ϕ 6 + 1 ϕ 12	1,70	232	955	2 ϕ 10	1,58	827
2 ϕ 8 + 1 ϕ 10	1,80	244	1010	1 ϕ 12 + 1 ϕ 8	1,63	847
2 ϕ 10 + 1 ϕ 6	1,86	253	1045	1 ϕ 12 + 2 ϕ 6	1,69	880
2 ϕ 10 + 1 ϕ 8	2,08	277	1.170	1 ϕ 10 + 2 ϕ 8	1,79	917
2 ϕ 8 + 1 ϕ 12	2,14	286	1.190	1 ϕ 12 + 1 ϕ 10	1,92	970
2 ϕ 12	2,26	300	1.290	1 ϕ 14 + 1 ϕ 8	2,04	1.020
2 ϕ 10 + 1 ϕ 10	2,36	313	1.310	1 ϕ 12 + 2 ϕ 8	2,13	1.050
2 ϕ 8 + 1 ϕ 14	2,55	340	1.420	2 ϕ 12	2,26	1.100
2 ϕ 10 + 1 ϕ 12	2,70	348	1.493	1 ϕ 14 + 1 ϕ 10	2,33	1.125
2 ϕ 8 + 1 ϕ 16	3,02	383	1.665	3 ϕ 10	2,37	1.140
2 ϕ 10 + 1 ϕ 14	3,11	395	1.725	1 ϕ 14 + 2 ϕ 8	2,54	1.195
2 ϕ 12 + 1 ϕ 12	3,39	418	1.865	1 ϕ 14 + 1 ϕ 12	2,67	1.430
2 ϕ 10 + 1 ϕ 16	3,58	438	1.970	1 ϕ 12 + 2 ϕ 10	2,71	1.453
2 ϕ 12 + 1 ϕ 14	3,80	458	2.080	1 ϕ 16 + 1 ϕ 10	2,80	1.480
2 ϕ 12 + 1 ϕ 16	4,27	516	2.322	1 ϕ 16 + 2 ϕ 8	3,01	1.587
				2 ϕ 14	3,08	1.620
				1 ϕ 16 + 1 ϕ 12	3,14	1.640
				3 ϕ 12	3,39	1.760
				1 ϕ 16 + 1 ϕ 14	3,55	1.820
				1 ϕ 16 + 2 ϕ 10	3,59	1.840
				1 ϕ 14 + 2 ϕ 12	3,80	1.920
				2 ϕ 16	4,02	2.010
				1 ϕ 16 + 2 ϕ 12	4,27	2.112
				3 ϕ 14	4,62	2.240
				1 ϕ 16 + 2 ϕ 14	5,09	2.400
				3 ϕ 16	6,03	2.695

Esfuerzo cortante absorbido por el hormigón : 1.140
 Esfuerzo cortante absorbido por la celosía : 700
 Momento negativo máximo sin hormigonar : 1.220

Fig. 32



Tipo de vigueta	M.F. =Kg.	500 Kgs/m ² Interejes			600 Kgs/m ² Interejes			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	2,55	2,37
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

En cuanto respecta a los coeficientes de seguridad en estas tablas comerciales hay que distinguir las aparecidas con anterioridad a la publicación de la NTE-EHN (4-IV-1.973) y las aparecidas con posterioridad a esta fecha.

En las primeras, como es el caso de las que incluimos en este Tema Fig. 31 y 32, los valores que aparecen en ellas están ya ponderados por sus respectivos coeficientes que son : $\gamma_c = 1,5$ y $\gamma_f = 1,5$ y $\gamma_s = 1,1$ pudiéndose entrar en ellas directamente con los momentos y corrientes de cálculo.

En el caso de disponer de tablas de fecha posterior será preciso antes de usarlas multiplicar los valores del momento y el cortante por el coeficiente de mayoración de cargas ($\gamma_f = 1,6$).

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 poderse 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 resistentes, el problema se resume a disponer de un prontuario y conocer las fórmulas del dimensionado a flexión según se expuso en el capítulo anterior. Se recuerda la importancia de las flechas debiéndose realizar 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 unidireccionales".

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

Estas normas que no son de carácter 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 unidireccionales".

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 mercado 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 indicado en el apartado 3.2.5. da unos abacos de cálculo para distintos cantos 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 diámetros dando uno o dos del mismo diámetro lo que por una parte es poco económico y da saltos de momento muy exagerados resultando de muy baja precisión.

A nivel de detalles constructivos da 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 validos 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.

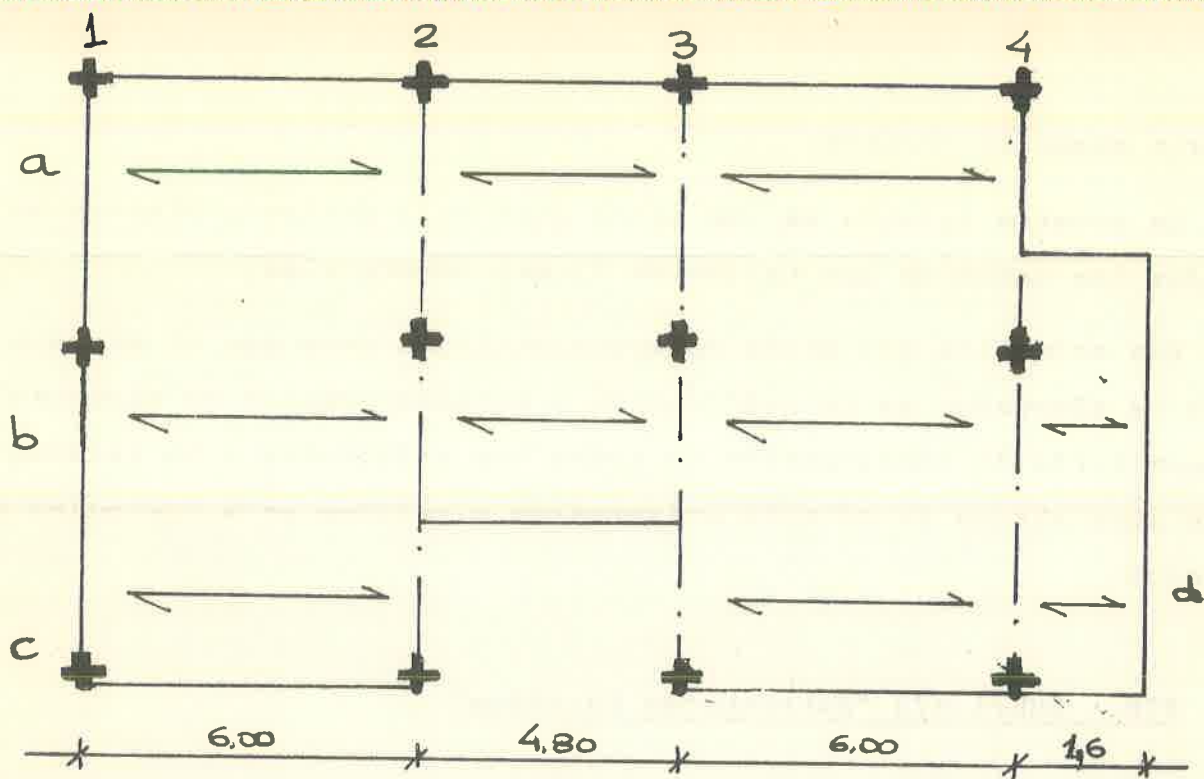


Fig. 34

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

Consideremos los datos siguientes :

Intereie = 0,7

Hormigón = 170 kg/cm².

Acero = 4.600 kg/cm².

Carga Total = 0,6 T/m².

Tabla Fig. 32

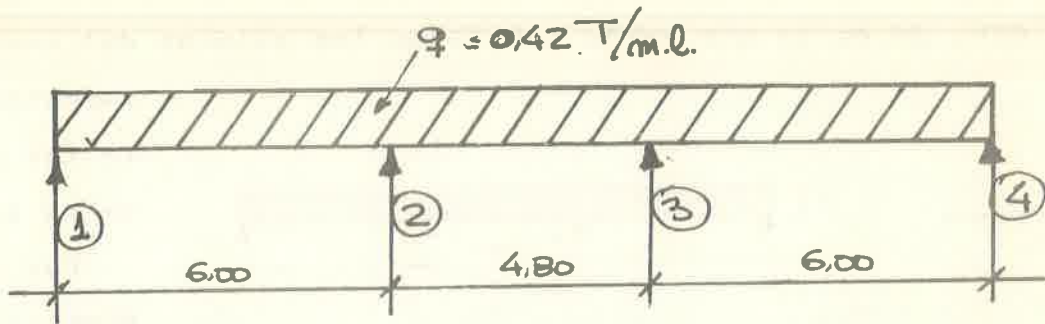
5.1.- Esquemas de cálculo

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

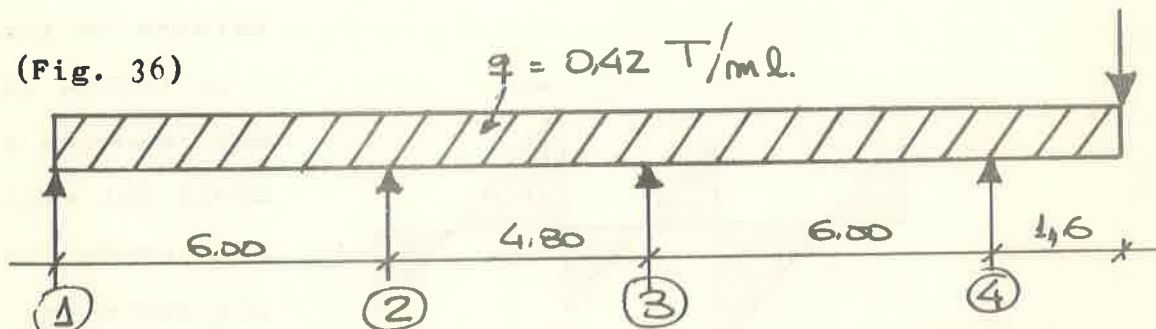
En este ejemplo no trataremos los problemas referentes a zunchos y riostras de borde considerando solo la vigueta aislada soportando una carga repartida proporcional al intereie del forjado e igual a $q = 0,6 \times 0,7 = 0,42$ T/ml. y la puntual que le corresponde en extre

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

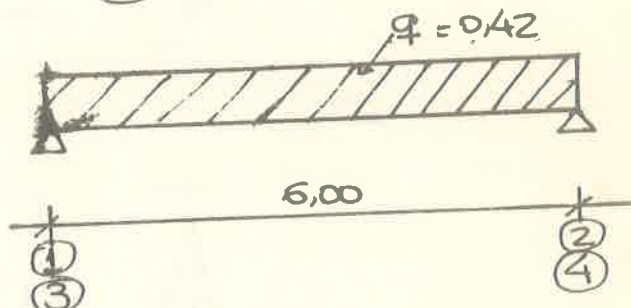
Tramo a (Fig. 35)



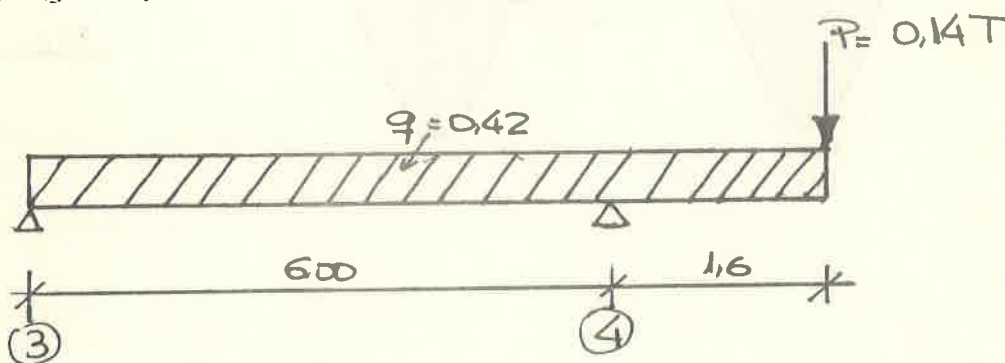
Tramo b (Fig. 36)



Tramo c (Fig. 37)



Tramo d (Fig. 38)



2. - Cálculo de las solicitaciones

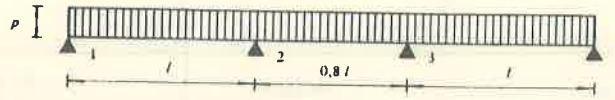
A continuación indicaremos como hallar los momentos flectores y cortantes de los cuatro tramos que existen en el ejemplo propuesto.

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.

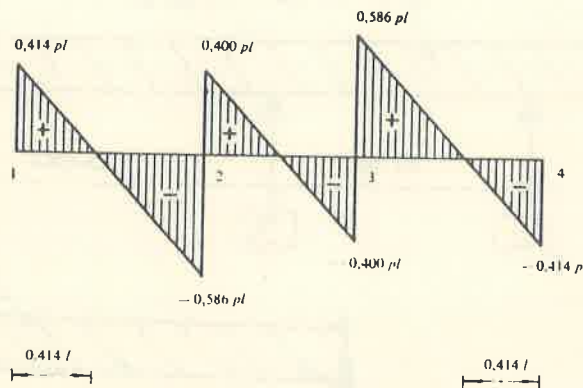
5.2.1.- Tramo "a"

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 ~~datos~~ 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.

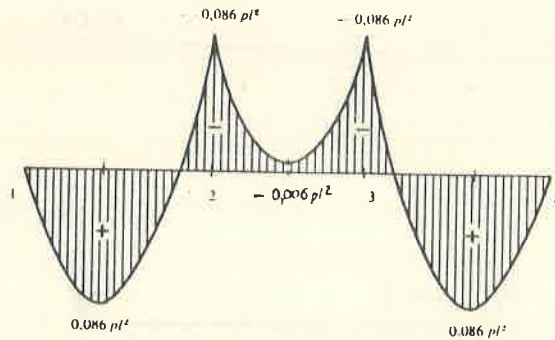
LEY DE DISTRIBUCION DE CARGAS



LEY DE ESFUERZOS CORTANTES



LEY DE MOMENTOS FLECTORES



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 :

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

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

Fig. 39

a) Cortantes

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

$$T_{21} = 0,536 \times p l = 0,536 \times 2,52 = 1,43 \quad T = T_{34}$$

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

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

$M_{12} = M_4 = 0$ Este es el teórico valor en el caso de apoyo isoestático 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 :

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

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

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

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

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. Esta disposición de armaduras es válida cuando se trata de cargas gravitatorias, si fueran de sentido contrario como en las zapatas continuas la disposición de armaduras estaría invertida.

De acuerdo con estos valores y según se ha indicado en el apartado 4.3. Busquemos con ayuda de la Tabla 32 (Forjado semiresistente de 20 + 4) qué armaduras corresponderían a cada tramo y si son precisos estribos.

c) Dimensionado Cortante

Según la Fig. 32 el cortante que absorbe el hormigón es 1,140 kg el de la celosía de montaje 700 luego el valor máximo es :

$$T' = 1140 + 700 = 1.840 \ kg. = 1,84 \ T.$$

$$T_{21} = 1,48 \ T < 1,84 \ T = T'$$

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

T_{34} es menor que el máximo admisible luego no hay que disponer ningún tipo de armadura suplementaria de cortante.

Si en lugar de trabajar con la Tabla 32 debiéramos de usar la 31 - (13 + 3) en que el cortante total $T' = 1,19 T$ sería preciso el disponer estribos realizándose el cálculo del mismo modo que se indicó en el Tema VII para las jácenas de Hormigón Armado.

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.

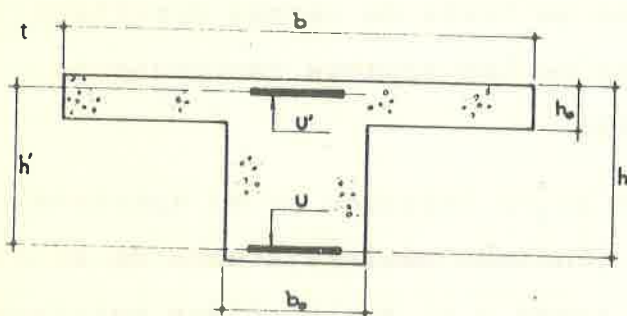


Fig. 40

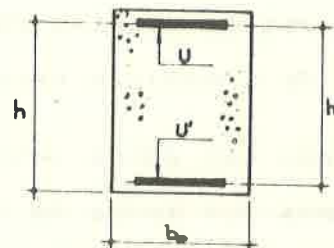


Fig. 41

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

Este es el caso de este tramo pues para

$$M_{12} = M_{43} = + 1,30 \longrightarrow 3 \phi 10$$

$$M_2 = M_3 = - 1,30 \longrightarrow 1 \phi 14 + 1 \phi 12$$

Corresponden respectivamente . 3 ϕ 10 y 1 ϕ 14 + 1 ϕ 12
 siendo mayor la capacidad mecánica en el segundo caso por tratarse de
 sección rectangular.

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

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

Correspondiendo al vano central.

$$M_{23} = - 0,09 \text{ T x m.} \longrightarrow 2 \phi 6 \text{ (parte superior)}$$

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

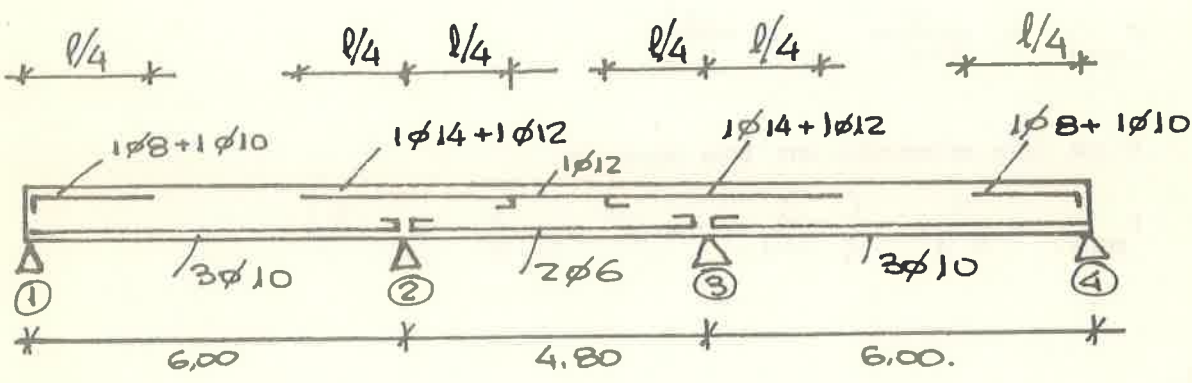


Fig. 42

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 tramo.

En el tramo central en lugar de colocar 2 ϕ 6 en la parte superior se corre el ϕ 12 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 ϕ 6 que es la armadura mínima para el vano.

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 canto 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.

Condiciones de borde	Cantón del forjado	Cantón de borde		Luz en m											
		Voladizo	Simple apoyo	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	2,1	2,4	2,7	3,2	
Condiciones de borde	Cantón del forjado	Voladizo	Simple apoyo	3,6	3,7	4,0	4,2	4,4	4,6	4,8	5,2	5,7	6,8	7,7	
		Continuo	Continuo	4,3	4,5	4,8	5,1	5,3	5,6	5,8	6,3	7,0	8,2	9,5	
		Canto mínimo del forjado en cm		14	15	16	17	18	19	20	22	26	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

$$f_{\max.} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q l^2}{E I}$$

- Viga con momento en los apoyos.

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

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.

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 :

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

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

$$f_{\text{max.}} = \frac{1}{313} \left(\frac{5}{334} 0,42 \times 6^4 - \frac{1}{8} 0,96 \times 6^2 \right) =$$

$$= \frac{1}{313} (7,08 - 4,32) = 0,009 \text{ m.} = 9 \text{ mm.}$$

La relación resultante es :

$$\frac{9}{6.000} \approx \frac{1}{666} < \frac{1}{400}$$

que como vemos es menor que la prescrita.

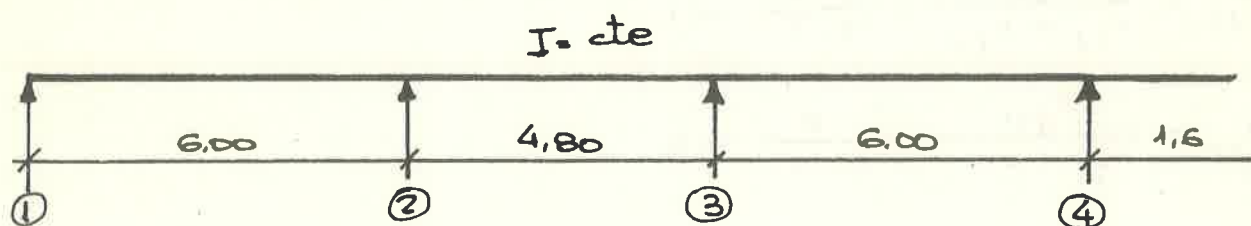
Recuérdese al substituir los valores en las fórmulas de la flecha que deben de estar en las unidades adecuadas.

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 mediante la fórmula de Clapeyron.

En este caso utilizaremos la tabla Fig. 31.

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.

$$r_{12} = \frac{3}{4} \frac{I}{l_{12}} = \frac{3 \times 10}{4 \times 6} = 1,25$$

$$r_{23} = \frac{I}{l_{23}} = \frac{10}{4,3} = 2,08$$

$$r_{34} = \frac{I}{l_{34}} = \frac{10}{6} = 1,66$$

$$r_{44'} = \frac{0}{l_{44'}} = \frac{0}{1,6} = 0$$

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	-0,80	+1,26	-1,26	+0,76
	4					+0,25	+0,5	
	3			-0,2	-0,40	-0,31	-0,15	
	2		+0,47	+0,81	+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 :

$$M_1 = \frac{2}{43} \times ql^2 = - 0,63 \text{ T.}$$

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.

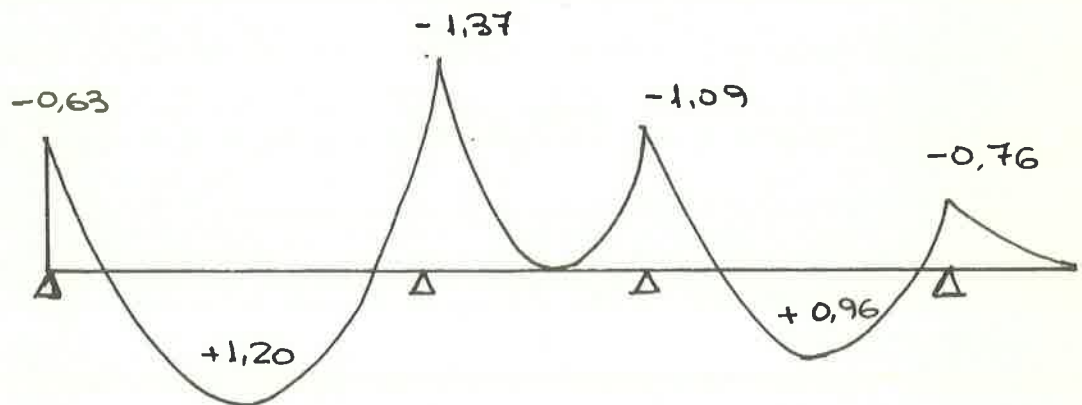


Fig. 46

Los valores de los momentos en los vanos se obtienen restando al momento isoestático la semisuma de los momentos de los apoyos.

$$M_{12} = \frac{ql^2}{3} - \frac{1,37 + 0}{2} = \frac{0,42 \times 6^2}{3} - \frac{1,37}{2} = + 1,20 \text{ T x m.}$$

$$M_{23} = \frac{ql^2}{3} - \frac{1,37 + 1,09}{2} = \frac{0,42 \times 4,8^2}{3} - \frac{2,46}{2} = - 0,03 \text{ T x m.}$$

$$M_{34} = \frac{ql^2}{3} - \frac{1,09 + 0,76}{2} = \frac{0,42 \times 6^2}{3} - \frac{1,85}{2} = + 0,96 \text{ T x m.}$$

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.

$$1,15 q \frac{l}{2} \text{ en el primer soporte interior y}$$
$$q \frac{l}{2} \text{ en el resto de soportes.}$$

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 :

$$T_{12} = q \frac{l}{2} = 0,42 \times \frac{6}{2} = 1,26 \text{ T} = T_{43}$$

$$T_{21} = 1,15 q \frac{l}{2} = 1,15 \times 0,42 \times \frac{6}{2} = 1,45 \text{ T} = T_{34}$$

$$T_{23} = q \frac{l}{2} = 0,42 \times \frac{4,8}{2} = 1,01 \text{ T} = T_{32}$$

$$T_{44'} = ql + p = 0,42 \times 1,6 + 0,14 = 0,81 \text{ T}$$

e) Dimensionado Cortantes

Según la Fig. 31 el valor máximo que puede absorber por sí sola la vigueta es de 1,188 T. Como vemos no es preciso estribar para T_{33} , T_{23} y $T_{44'}$, pero para los demás casos debemos operar como sigue :

$$T_{21} = T_{34} = 1,45$$

$$\text{Cortante residual} = 1,45 - 1,19 = 0,26 \text{ T.}$$

este valor hay que mayorarlo por γ_f y queda :

$$T_{12} = 0,26 \times 1,6 = 0,42 \text{ T.}$$

Para determinar la distancia y el diámetro de los estribos utilizaremos la tabla Fig. 47 que para un diámetro 6 y a la máxima separación absorbe 2,40 T luego será preciso un estribado de 2 r \emptyset 6 a una distancia de $0,85 \times 22 = 18 \text{ cm.}$ que es el mínimo. Este estribado no es

ESFUERZO CORTANTE, EN TONELADAS, QUE ABSORBE, EN EL AGOTAMIENTO,
UN ESTRIBO DE DOS RAMAS, NORMAL AL EJE DE LA PIEZA
 $\sigma_s = 3.818,18 \text{ Kg/cm}^2$
(t = distancia entre dos estribos consecutivos)

$\frac{t}{h}$	2 ϕ 6	2 ϕ 8	2 ϕ 10	2 ϕ 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	2,776	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

Fig. 47

preciso que se extienda a todo lo largo de la vigueta sino solo en el 25% de la luz junto a los apoyos.

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 y una separación entre ejes de 0,70 el armado para los momentos positivos es como sigue :

$$M_{12} = 1,20 \rightarrow 2 \phi 10 + 1 \phi 12$$

$$M_{23} = - 0,03 \rightarrow 2 \phi 6 \text{ (Mínimo) en la parte superior.}$$

$$M_{34} = 0,96 \rightarrow 2 \phi 6 + 1 \phi 14$$

Para los momentos negativos se debe armar con :

$$M_1 = - 0,63 \rightarrow 1 \phi 14$$

$$M_2 = - 1,37 \rightarrow 1 \phi 8 + 1 \phi 20$$

este tramo trabaja al límite de las posibilidades del forjado.

$$M_3 = - 1,09 \rightarrow 1 \phi 6 + 1 \phi 16$$

$$M_4 = - 0,76 \rightarrow 1 \phi 6 + 1 \phi 14$$

La disposición de las armaduras será como vemos en la Fig. 48.

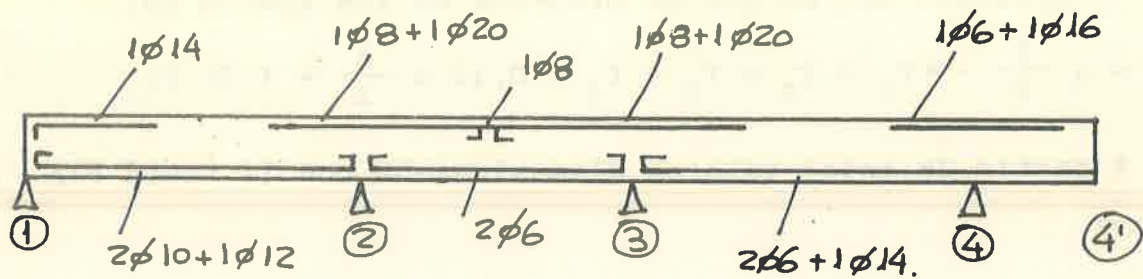


Fig. 48

La longitud de las armaduras negativas será del 25% como en el caso anterior.

g) Comprobación de la flecha

Según la tabla Fig. 43 e interpolando entre $h = 20$ y 22 tenemos que el canto de 21 permite una luz máxima de :

$$l_{\max.} = 5,8 + \frac{6,3 - 5,8}{2} = 6,05 \text{ m.}$$

es decir que estamos en el límite de lo admisible luego no verificamos ninguna otra comprobación.

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.

$$M_{12} = M_{34} = \frac{ql^2}{48} = \frac{0,42 \times 6^2}{8} = + 1,89$$

Momento en apoyos (Tabla 30).

$$M_1 = M_2 = M_3 = M_4 = - \frac{ql^2}{48} = - \frac{0,42 \times 6^2}{48} = - 0,315$$

b) Cortante

El cortante máximo que se presenta en los apoyos es:

$$T = q \frac{l}{2} \rightarrow T_1 = T_2 = T_3 = T_4 = 0,42 \times \frac{6}{2} = 1,26 \text{ T.}$$

A partir de estos valores dimensionamos con la tabla Fig. 31 y obtenemos.

c) Dimensionado momentos

vano.

$$M_{\text{max.}} = 1,39 \rightarrow 4 \text{ } \emptyset \text{ 10} + 1 \text{ } \emptyset \text{ 12} + 3 \text{ } \emptyset \text{ 14}$$

apoyos

$$M = 0,315 \rightarrow 3 \text{ } \emptyset \text{ 6} + 2 \text{ } \emptyset \text{ 8}$$

d) Dimensionado Cortantes

En este caso tenemos un valor igual al del tramo anterior y dispondremos en los cuartos próximos a los apoyos un estribado de 2 r \emptyset 6 a 13 cm.

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 355 T m². se obtiene.

$$f_{\text{max.}} = \frac{5}{384} \frac{0,42 \times 6^4}{355} = 0,02 \text{ m} \rightarrow 2 \text{ cm.}$$

que resulta una relación de :

$$\frac{2}{600} = \frac{1}{300} > \frac{1}{400}$$

valor solo admisible en el caso de no deber soportar paredes ni tabiquería 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 y los que se ha utilizado la Tabla 31 el haber buscado el peso propio para cada uno de ellos.

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.

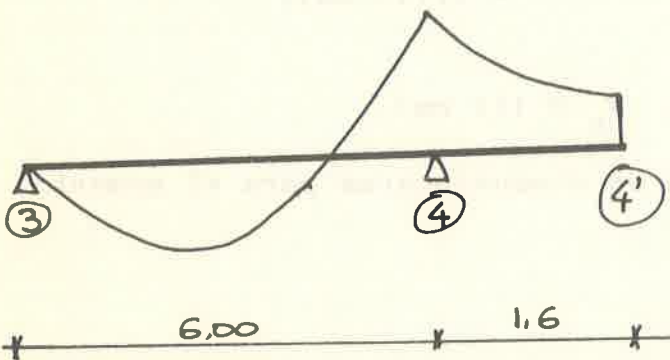


Fig. 49

$$= \frac{0,42 \times 1,6^2}{2} + 0,14 \times 1,6 = - 0,76 \text{ T x m.}$$

Para obtener los momentos vemos que el momento que prevalece es el del voladizo que debe de ser obligatoriamente contrarrestado por el vano.

El momento en el voladizo es :

$$M_{44'} = \frac{ql^2}{2} + pl =$$

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 :

$$T_{\max.} = 1,15 \times q \frac{l}{2} = 1,15 \times 0,42 \times \frac{6}{2} = 1,45 \text{ T.}$$

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 dimensionarse para el momento máximo de cada tramo.

d) Cálculo cortante

En viguetas de acero esta comprobación es innecesaria.

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 es 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 es tomado)

$\alpha = 2,38$ voladizo con carga repartida

$\alpha = 3,13$ voladizo con carga puntual en el borde.

Según estos valores y substituyendo . Tenemos :

Flecha Vano.-

$$\sigma = \frac{1,51 \times 10^5}{117} = 1.290 \text{ kg/cm}^2 = 12,90 \text{ kg/m}^2.$$

$$f_{\max.} = 0,700 \frac{12,90 \times 6^2}{16} \approx 20 \text{ mm.}$$

cuya relación es de . $\frac{20}{600} = \frac{1}{500} > \frac{1}{400}$

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

$$M_p = 0,14 \times 1,6 = 0,224 \text{ T x m.}$$

$$\sigma_p = \frac{0,224 \times 10^5}{117} = 191 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow 1,91 \text{ kg/mm}^2.$$

$$f_{\max.p} = 3,18 \times \frac{1,91 \times 1,6^2}{16} = 1,04 \text{ mm.}$$

$$\text{Flecha total} = 2,8 \text{ m.} \rightarrow 0,28 \text{ cm.}$$

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

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 v en función del voladizo obtenemos el perfil. Como el valor mínimo del voladizo es de 2,61 m. v es mayor del 1,6 de nuestro caso, el perfil adecuado es el de 130 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

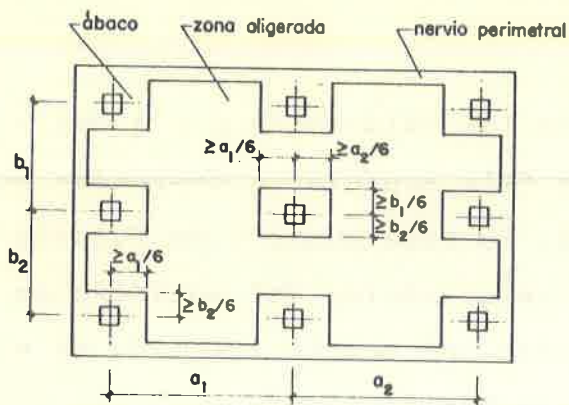


Fig. 51

mensiones de $1/6$ de las luces con tiguas como mínimo.

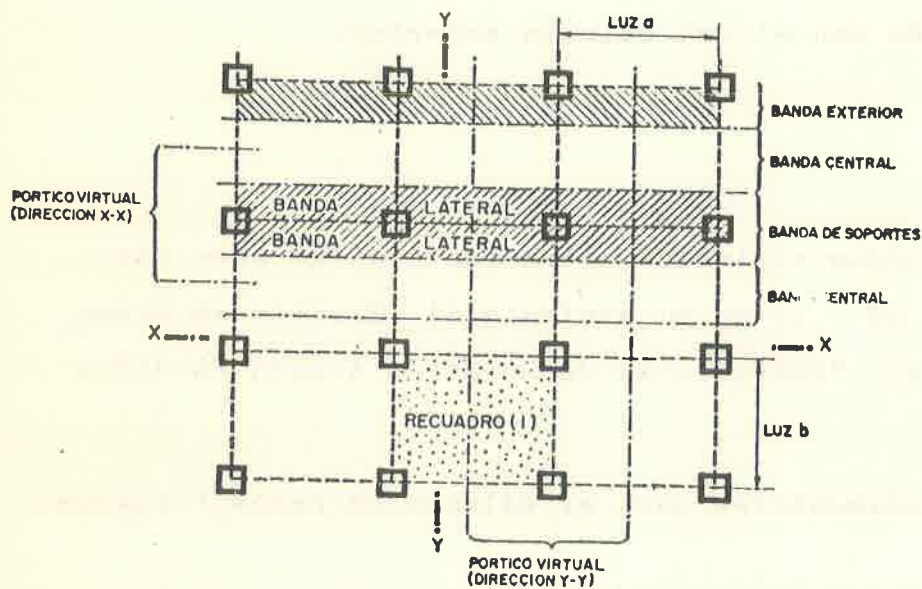


Fig. 52

b) Recuadro.- Fig. 52.

Es la zona rectangular limitada por cuatro soportes.

c) Banda.- Fig. 52.

Es la zona de la pla-ca paralela a la alineación de uno de los pó-rticos y limitada por dos líneas paralelas.

d) Banda Central.- Fig. 52. Es la zona central del 50% de la luz en tre dos alineaciones de pilares.

e) Banda lateral.- Fig. 52. Es la zona lateral del 25% de la luz en tre dos alineaciones siempre que el pórtico no sea extremo.

f) Banda de Soportes.- Fig. 52. El conjunto de dos bandas laterales que concurran 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 ab-sorbe momentos negativos que normalmente están cerca de los capiteles.

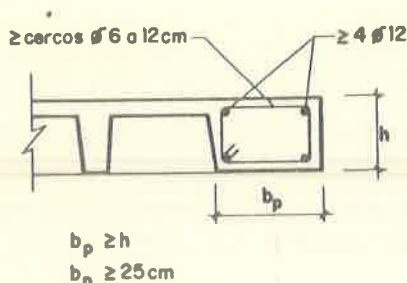


FIG. 53

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.

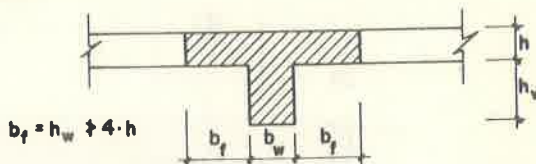


FIG. 54

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 solicitaciones según un método cualquiera de los definidos. Utilizándose por lo general el de Cross por medio de ordenador.

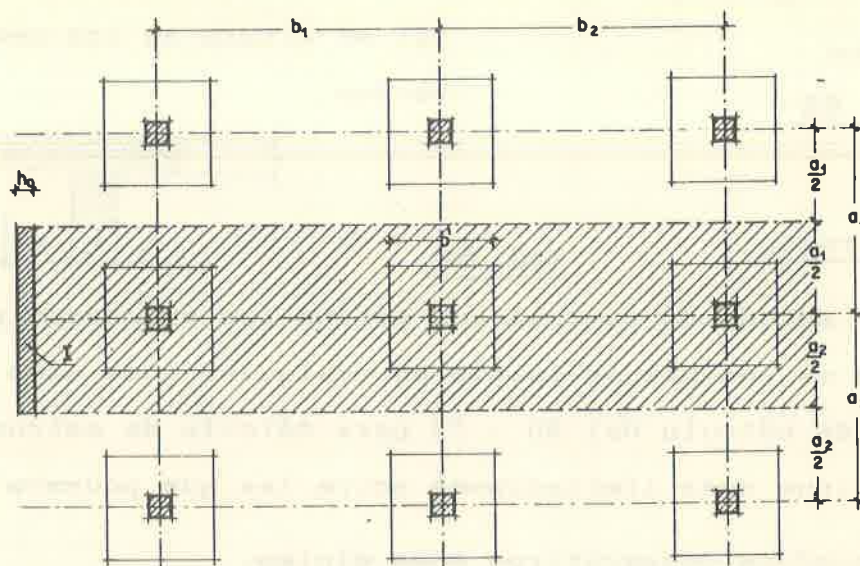


FIG. 55

**PORCENTAJES DE REPARTO DE LOS MOMENTOS DE REFERENCIA
ENTRE LAS DISTINTAS BANDAS**

Campo de validez: - Para $a/b \leq 4/3$ 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 parecidos 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 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 - B(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.

8. - CATALOGOS

- Datab - Forjado DC - Placa DC - Viga TUL.

