

FORMULARIO

PARA

PROYECTOS DE PUENTES
DE TRAMO RECTO DE
HORMIGON ARMADO

POR

CARLOS FERNANDEZ CASADO
INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



1939

IMPRESA INDUSTRIAL S. L.
BILBAO

**FORMULARIO PARA PROYECTOS DE PUENTES
DE TRAMO RECTO DE HORMIGON ARMADO**

NORMAS QUE HAN SERVIDO DE BASE PARA PROYECTAR
LA COLECCION DE PUENTES DE ALTURA ESTRICTA.

FORMULARIO

PARA

PROYECTOS DE PUENTES
DE TRAMO RECTO DE
HORMIGON ARMADO

POR

CARLOS FERNANDEZ CASADO
INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



1939

IMPRESA INDUSTRIAL S. L.
BILBAO

CAPITULADO

- I = Clasificación.
- II = Acciones que deben tenerse en cuenta.
- III = Determinación de los elementos de cálculo.
- IV = Cálculo de las tensiones.
- V = Dinteles de losa sobre apoyos transversales.
- VI = Dinteles de losa sobre columnas.
- VII = Dinteles de vigas con tablero superior.
- VIII = Dinteles de vigas con tablero inferior.
- IX = Aparatos de apoyo.
- X = Apoyos.

I = CLASIFICACION

100 Normas de clasificación. (a). Clasificamos los puentes de tramos rectos, con arreglo a sus estructuras longitudinal y transversal y los de vigas según el tipo de las mismas.

En la clasificación primera, encontramos los tipos A y B que son isostáticos, el C que en la mayoría de los casos también lo es, y los D, E y F que son hiperestáticos. El B admite una variante cuando los voladizos, que realizan la compensación por su peso propio o por el de las tierras sobrepuestas, adquieren una importancia tal, que pueden considerarse como inmóviles y el dintel como perfectamente empotrado en los apoyos. En esta variante y en los tipos E y F, cabe también desintegrar el dintel de uno de los vanos en dos ménsulas y tramo interior apoyado como en el tipo C.





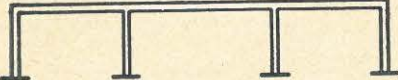
En la clasificación segunda distinguimos en primer término puentes de losa y puentes de vigas, dividiendo éstos en tablero superior o inferior. El tablero intermedio es poco frecuente y no difiere esencialmente del inferior.

La segunda clasificación se basa en la nota más característica de los puentes, y es la que utilizamos para la ordenación de las normas, pues la primera afecta principalmente a la estructura en general, no derivándose de ella modos especiales de proyecto.

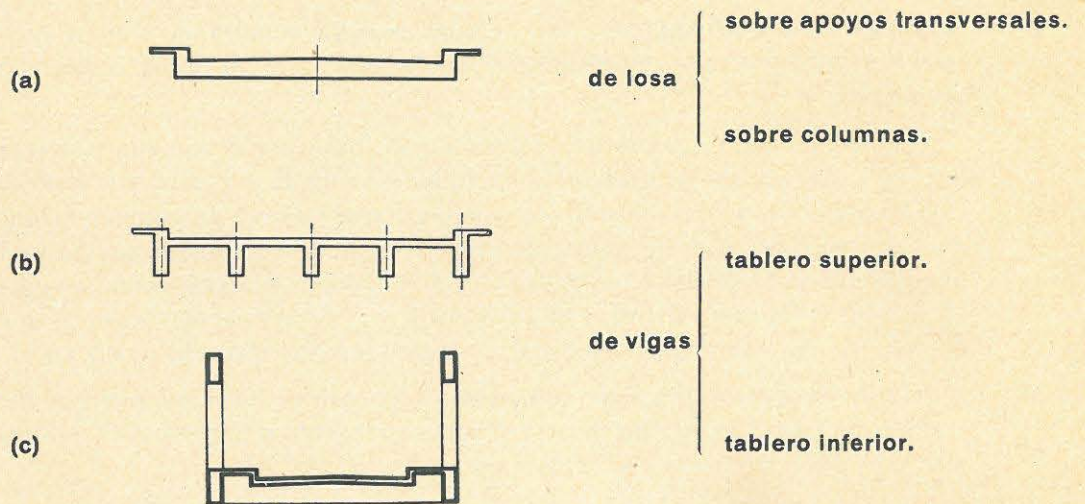
(b). Por precisión en la nomenclatura, distinguimos entre tramo y vano, que indican las porciones de dintel entre juntas y entre apoyos, respectivamente.

También se diferencia la ménsula del voladizo, siendo éste la parte del tramo que vuela para prolongarlo exclusivamente, y aquélla la que además soporta en su extremo un nuevo tramo.

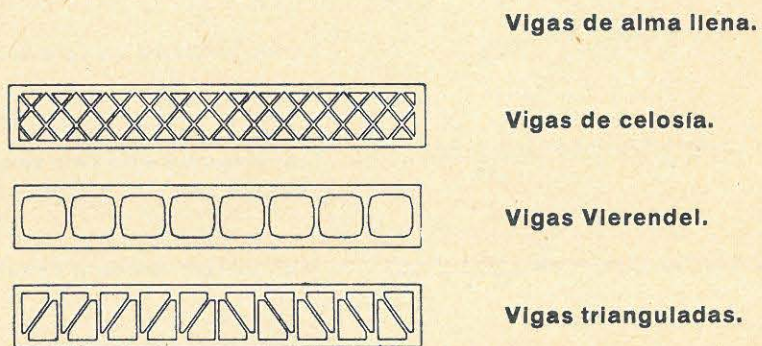
101 Clasificación por la estructura longitudinal:

- | | | |
|-----|---|--|
| (A) |  | Tramo recto de un solo vano. |
| (B) |  | Tramo recto de un solo vano con voladizos. |
| (C) |  | Tramos rectos con ménsulas. |
| (D) |  | Tramo recto de varios vanos. |
| (E) |  | Pórtico de un solo vano. |
| (F) |  | Pórtico de varios vanos. |

102 Clasificación por la estructura transversal.



103 Clasificación por el tipo de vigas.



II = ACCIONES QUE DEBEN TENERSE EN CUENTA

200 Clasificación:

- (1) Peso propio.
- (2) Carga permanente.
- (3) Sobrecarga.
- (4) Variaciones termohigrométricas.
- (5) Retracción de fraguado.
- (6) Asientos de los apoyos.
- (7) Empuje de tierras.
- (8) Empuje del agua.
- (9) Empuje del viento.
- (10) Frenado.
- (11) Fuerza centrífuga.
- (12) Esfuerzos accidentales durante construcción.

Las (1), (2) y (3) actúan en todos los puentes.

Las (4) y (5) únicamente producen efecto en los E y F.

La (6) cuando se produzca, afecta solo a los D, E y F.

La (7) actúa en los apoyos extremos y por consiguiente, se transmite a la estructura principal en los E y según los casos en los F.

Las (8) y (9) dan lugar a efectos apreciables únicamente en los apoyos intermedios y especialmente en palizadas de gran altura.

La (10) también actúa principalmente en los apoyos.

La (11) corresponde a planta en curva y solo importa en puentes de ferrocarril.

La (12) solo es de considerar en puentes de gran luz.

201 Peso propio.

A razón de: 2500 kg/m³.

202 Carga permanente.

| | kg/m ³ |
|-----------------------------------|-------------------|
| Hormigón en masa | 2.200 — 2.400 |
| Mampostería | 2.400 — 2.700 |
| Mortero de cemento | 2.200 |
| Fábrica de ladrillo | 1.800 |
| Firme de macadam | 2.200 |
| Firme de adoquín | 2.800 |
| Firme de asfalto fundido | 1.400 |
| Firme de loseta asfáltica | 1.500 |
| Firme de hormigón asfáltico | 1.900 |
| Arena | 1.600 |
| Balasto | 2.000 |
| Hierro fundido | 7.250 |
| Acero | 7.850 |
| Plomo | 11.400 |
| Madera | 800 |

203 Sobrecarga móvil.

FIG. 1

(a) Carreteras.

- Peatones: 450 kg/m².
- Camiones: fig. 1.
- Cilindro compresor: fig. 2.
- Tranvías: fig. 3.

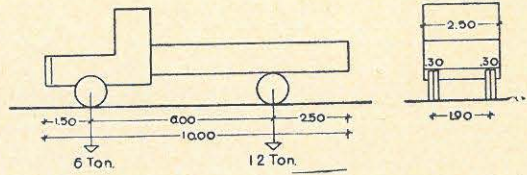
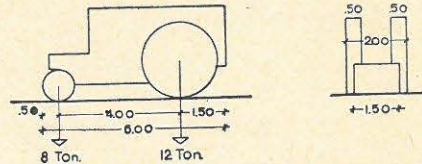


FIG. 2

(b) Ferrocarriles.

- Vía normal: fig. 4.
- Vía estrecha: fig. 5.



(c) Coeficientes de impacto. Tabla I.

| Tipo | Elementos | Carretera | Ferrocarril sobre traviesas | |
|-------|--------------------------------------|-----------|-----------------------------|---------------|
| | | | sin balasto | sobre balasto |
| a | Dintel | 1,30 | 1,30 | 1,30 |
| b y c | Tablero (losa y vigas transversales) | 1,40 | 1,60 | 1,40 |
| b | Vigas prales. y articulaciones | 1,30 | 1,50 | 1,40 |
| c | Vigas prales. y articulaciones | 1,20 | 1,20 | 1,20 |
| | Aceras | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| | Apoyos (estribos, pilas y cimientos) | 1,00 | 1,00 | 1,00 |

Los coeficientes de impacto en carretera se refieren al cruce de vehículos a velocidad; por consiguiente, en el caso de varias vías debe considerarse el ancho necesario para que esto pueda realizarse.

(d) Sobrecargas extraordinarias. Cuando se prevea la circulación de sobrecargas extraordinarias, o aumento importante de las normales en plazo muy próximo, se comprobará que al duplicar los efectos de la sobrecarga normal, las tensiones correspondientes, no superan el ciento cincuenta por ciento de las tensiones admisibles.

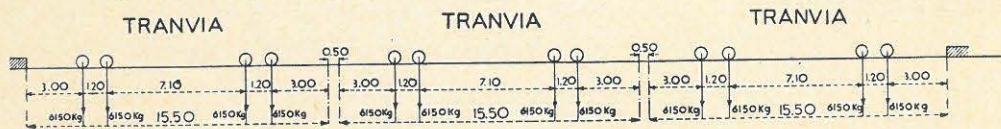


FIG. 3

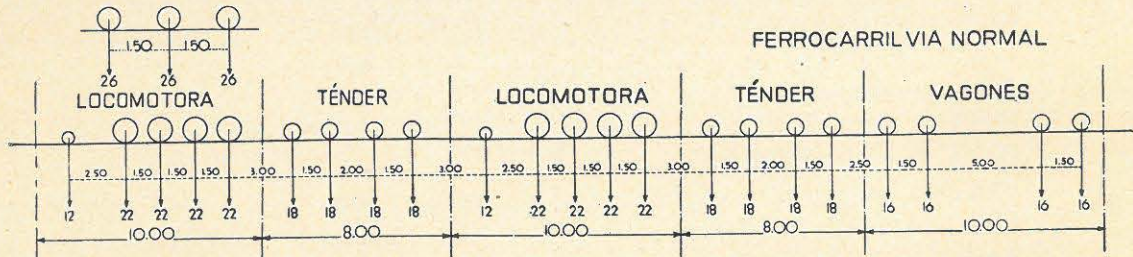


FIG. 4

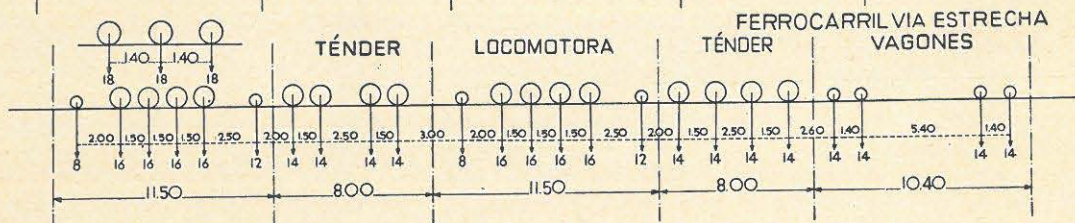


FIG. 5

304 Variaciones termohigrométricas.

Equivalente a variación de: $\pm 15^\circ$.
 Coeficiente de dilatación térmica: 0,00001.

305 Retracción de fraguado.

Equivalente a descenso de temperatura de: 15° .

306 Asientos de los apoyos. (a). Los asientos naturales se calcularán:

en cimentación directa teniendo en cuenta el coeficiente de balasto del terreno,
 en cimentación por pilotaje por el poder sustentador de éstos, según el rechazo a obtener.

Además, cuando la cimentación no se ejecute sobre roca franca, se considerará un asiento accidental de 1 cm a 2 cm en cualquiera de los apoyos.

(b). Cuando sean de temer desnivelaciones importantes por desigualdad de asientos, o efecto lento de plasticidad en terreno arcilloso, se utilizarán exclusivamente soluciones isostáticas.

307 Empuje de tierras.

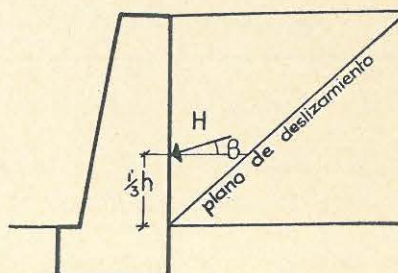
(a). El empuje de tierras se calculará en general, en la hipótesis de superficie de deslizamiento plana, figura 6, utilizándose la **fórmula 1** cuando la coronación libre es horizontal, es decir, que puede suponerse equivalente al empuje de un fluido cuyo peso específico, inferior al del agua, es 2 K, pero que no actúa perpendicularmente al paramento, sino formando con la normal a él un ángulo θ . Los valores de K y θ se dan en la tabla II.

| Tabla II | Cantidad de agua | Características del terreno | | Rozamiento muro θ | K |
|--------------------------------------|------------------|-----------------------------|----------|--------------------------|-----|
| | | φ | δ | | |
| Buen terreno: (arena poco arcillosa) | seco | 42 | 1770 | 14 | 170 |
| | mojado | 30 | 1850 | 10 | 290 |
| | saturado | 24 | 1900 | 8 | 370 |
| Tierra vegetal | seca | 40 | 1400 | 13 | 145 |
| | mojada | 33 | 1690 | 11 | 230 |
| | saturada | 27 | 1800 | 9 | 320 |
| Arena | seca | 35 | 1640 | 12 | 210 |
| | mojada | 30 | 1890 | 10 | 295 |
| | saturada | 24 | 2000 | 8 | 390 |

(1)

$$H = K h^2$$

FIG. 6



(b). Para tener en cuenta el efecto de la sobrecarga, si éste puede sustituirse por carga uniformemente repartida, se supondrá una altura de tierras suplementaria cuyo peso equivalga al de dicha carga. Si ha de considerarse el efecto de cargas aisladas, se partirá de la superficie de contacto con planos de transmisión a 45° , suponiendo que la carga actúa sobre el prisma de tierras que corresponde a la intersección de dichos planos con el paramento interior del muro. En general se supondrá en estribos y muros de acompañamiento una capa de tierras suplementaria de 0,75, 1,10 y 1,50 para carretera y ferrocarril de vía estrecha y vía ancha respectivamente.

(c). En los casos en que pueda resultar desfavorable, se tendrá en cuenta además de la hipótesis de actuación total del empuje, la de actuación de solo la mitad en uno de los extremos. Caso, por ejemplo, de los pórticos sencillos.

(d). No se tendrá en cuenta el empuje pasivo como fuerza favorable.

208. Empuje del viento. (a). Para tramo descargado se considerará una presión de 250 kilogramos por metro cuadrado sobre la superficie expuesta al viento.

Para tramo cargado, se considerará una presión de 150 kilogramos por metro cuadrado, sobre la superficie del puente y sobre la de los vehículos sustentados, que se sustituirá por una faja continua, en caso de carga total, con altura de 2,00 y 3,50 metros respectivamente para carretera y ferrocarril.

(b). La superficie del puente expuesta al viento, es la total en alzado, excepto cuando se trate de vigas de alma calada, en las que se adicionará a esta superficie la que la segunda viga destaque por encima y debajo del tablero.

209 Empuje del agua. El empuje del agua se calculará por la **fórmula 2**, siendo: s la superficie expuesta a la corriente, v la velocidad de la misma y k un coeficiente variable entre 50 y 100 según la forma del pilar.

210 Frenado. El esfuerzo por frenado que deberá considerarse es:

En ferrocarriles una fuerza horizontal equivalente a la séptima parte del peso de los vehículos motores, más la dozava parte de los vehículos remolcados.

En carreteras una fuerza horizontal equivalente a la décima parte del peso de los camiones más pesados.

211 Fuerza centrífuga. La fuerza centrífuga de dirección radial y horizontal, aplicada en el centro de gravedad del vehículo (fig. 7), se calculará por la **fórmula 3**, donde v es la velocidad en metros por segundo y r el radio de la curva.

(2)

$$q = k. s. v^2$$

(3)

$$H = \frac{P. v^2}{9,81. r}$$

FIG. 7

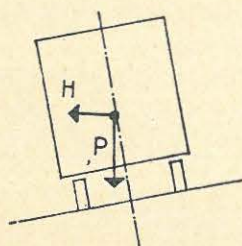


FIG. 8

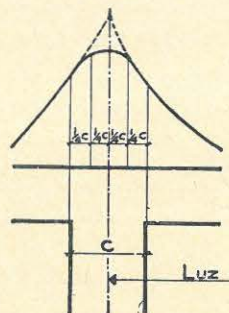
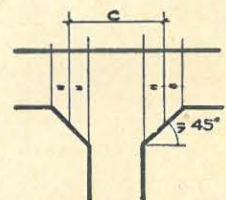


FIG. 9



III = DETERMINACION DE LOS ELEMENTOS DE CALCULO: M, N y T

300 Hipótesis. Para la determinación de M, N y T, se utilizarán los métodos válidos de la Teoría de la Elasticidad, admitiendo las hipótesis correspondientes a:

ley de Hooke, proporcionalidad de tensiones y deformaciones

hipótesis de Navier, conservación de las secciones planas.

El cálculo se llevará con rigor, sobre todo en el caso de estructuras hiperestáticas, para las que será preciso tener en cuenta:

la influencia de la variación de los momentos de inercia cuando los elementos no sean de sección constante,

el efecto de los desplazamientos de los nudos debidos a la flexión por fuerzas transversales, y al corrimiento por disimetría en estructura o cargas, además de los acortamientos o alargamientos de las barras por variaciones termohigrométricas y los asientos de los apoyos cuando los haya.

En general, se prescindirá de las deformaciones por esfuerzos tangenciales, pero no se perderá de vista la influencia de los esfuerzos longitudinales.

301 Características de las estructuras. (a). En el caso de estructura continua, las dimensiones a considerar en el cálculo son luces y alturas entre ejes de pilares y dinteles. En el caso de apoyo sencillo, se tendrá en cuenta la luz entre ejes de aparatos de apoyo, o bien en losas la luz libre, mas la mitad del espesor del elemento que apoya a cada lado.

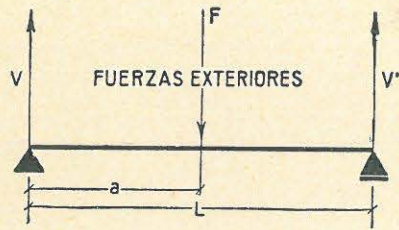
En estructuras de dinteles y apoyos solidarios (pórticos sencillos y múltiples), se tomará siempre la luz entre ejes, y no la distancia libre entre paramentos de apoyos, aunque sea importante la dimensión longitudinal de estos elementos. Esta circunstancia influirá en los cálculos: 1.º, considerando infinita la rigidez del dintel en dicha longitud; 2.º, teniendo en cuenta que las cargas que actúan sobre ella se transmiten directamente al soporte sin producir flexión; y 3.º, que la reacción del apoyo se reparte uniformemente en todo el intervalo. Esto último se traduce en el redondeamiento de los picos correspondientes a los diagramas de momentos flectores negativos como se indica en la fig. 8. Cuando en la unión del dintel y apoyo existan acartelamientos con inclinación igual o superior a 45º, la dimensión longitudinal a considerar en el cálculo se obtendrá adicionando a la del apoyo, la mitad de la de los acartelamientos, fig. 9.

(b). Para la determinación de los momentos de inercia de las secciones, se tomará el total de la geométrica del hormigón, o ésta y la de los hierros con un coeficiente de amplificación

$$m = 10.$$

En el caso de vigas con forjados superior o inferior (secciones T y doble T), se considerará un ancho de ala determinado por los ejes de los recuadros inmediatos, siempre que esta magnitud no sea superior al tercio de la luz, ni a diez veces el espesor del ala.

FIG. 10



$$V = - \frac{\sum^L F(L-a)}{L}$$

$$V' = - \frac{\sum^L F \cdot (a)}{L}$$

(4)

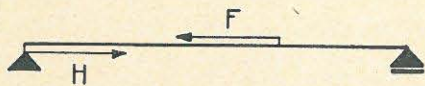


FIG. 11

$$H = - \sum F_h$$

(5)

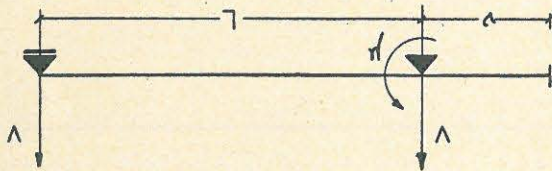


FIG. 12

$$V = + \sum_0^v \frac{Fa}{L} - \sum_1^v \frac{F(L-a)}{L}$$

$$V' = - \sum_0^L \frac{Fa}{L}$$

$$\mu = - \sum_0^v Fa$$

(6)

Los valores de a contados en el voladizo son negativos.

$$M = - \mu + V \cdot x + \sum_0^x F(x-a)$$

$$T = V + \sum_0^x F$$

(7)

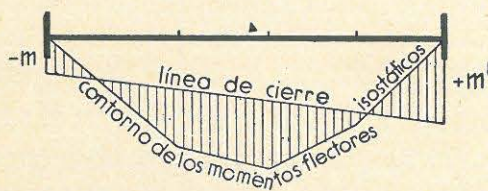


FIG. 13

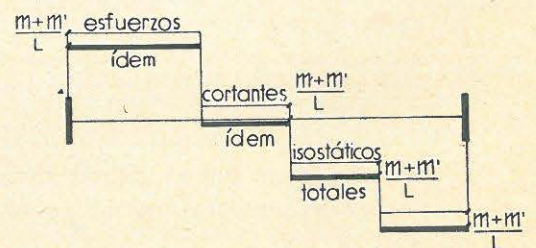


FIG. 14

302 Procedimiento de cálculo en estructuras isostáticas. (a). Se calculan primero las reacciones en los apoyos, que en el caso general (fig. 10), son verticales sistema 4, teniendo componente horizontal la del apoyo fijo (fig. 11), cuando actúen fuerzas horizontales fórmula 5. En los apoyos donde el tramo continúa en ménsula o voladizo (fig. 12), las reacciones vienen dadas por sistema 6, existiendo pares flectores en las secciones de apoyo.

(b). Determinadas las reacciones en las secciones de apoyo se calculan inmediatamente los momentos flectores y esfuerzos cortantes en cualquier sección del dintel mediante sistema 7. Los esfuerzos longitudinales no son interesantes.

(c). Las reacciones en los apoyos, combinadas con otras acciones directas—peso propio, empuje del viento, empuje del agua— son los datos para el cálculo de dichos elementos constructivos.

303 Procedimiento de cálculo en estructuras hiperestáticas. (a). Se calculan primero los elementos de cálculo y reacciones, para cada barra supuesta independiente de la estructura y con sustentación isostática. Estos elementos, que se denominan isostáticos, se obtienen mediante el procedimiento indicado en 302.

(b). Se calculan los momentos de los pares de empotramiento en las extremidades de todas las barras. Esta etapa, la más dificultosa y peculiar de las estructuras hiperestáticas la exponemos con todo detalle en 304.

(c). Teniendo en cuenta los elementos calculados en (a) y (b) se deducen las reacciones en los extremos que son además de los pares de empotramiento, dos fuerzas verticales obtenidas añadiendo en cada extremo, a la reacción isostática correspondiente, términos con signos contrarios y con valor absoluto igual a la suma de los pares de empotramiento dividida por la luz.

(d). Los momentos flectores en todas las secciones se obtienen superponiendo a los isostáticos, los hiperestáticos, cuya ley de variación es lineal entre los valores correspondientes a los pares de empotramiento en los extremos cambiando de signo el de la izquierda. En representación gráfica (fig. 13), basta limitar el contorno de los isostáticos, con el segmento representativo de esta ley de variación, que se denomina línea de cierre.

(e). Los esfuerzos cortantes en todas las secciones se obtienen añadiendo a los isostáticos un término constante, cuyo valor es igual a la suma de los pares de empotramiento dividida por la luz, o sea en representación gráfica (fig. 14), corriendo el contorno de los isostáticos, paralelamente a sí mismo, en una distancia representativa de dicha magnitud.

304 Cálculo de los momentos de empotramiento en los nudos. (a). Para el cálculo de los momentos de empotramiento en los nudos, pueden seguirse los métodos válidos de la Teoría de las Estructuras que cumplan lo especificado en 300.

Teniendo en cuenta las modalidades analíticas y gráficas de los distintos métodos, seleccionamos para el cálculo de las estructuras de puentes de tramos rectos, los siguientes:

- 1). Método de las deformaciones angulares.
- 2). Método de Cross.
- 3). Método de distribución directa.
- 4). Método de los puntos fijos.

METODO SLOPE - DEFLECTION

Ecuaciones de barra:

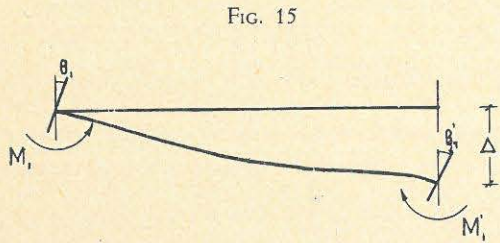


FIG. 15

$$\begin{aligned}
 M_i &= \frac{2EI_1}{L_1} \left(2\theta_1 + \theta'_1 + 3 \frac{\Delta_1}{L_1} \right) + \mu_1 \\
 M'_i &= \frac{2EI_1}{L_1} \left(\theta_1 + 2\theta'_1 + 3 \frac{\Delta_1}{L_1} \right) + \mu'_1 \\
 \dots\dots\dots \\
 M_n &= \frac{2EI_n}{L_n} \left(2\theta_n + \theta'_n + 3 \frac{\Delta_n}{L_n} \right) + \mu_n \\
 M'_n &= \frac{2EI_n}{L_n} \left(\theta_n + 2\theta'_n + 3 \frac{\Delta_n}{L_n} \right) + \mu'_n
 \end{aligned} \tag{8}$$

Ecuaciones de nudo:

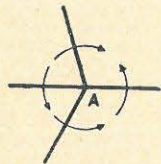


FIG. 16

$$\begin{aligned}
 \Sigma M_A &= 0 \\
 \dots\dots\dots
 \end{aligned}$$

Ecuaciones de los desplazamientos:

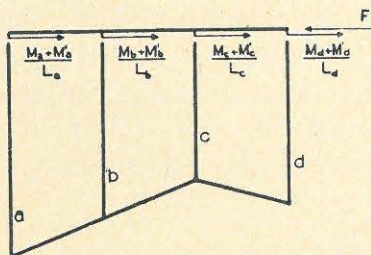


FIG. 17

$$\begin{aligned}
 \Sigma \frac{M_a + M'_a}{L_a} &= F_1 \\
 \dots\dots\dots
 \end{aligned}$$

Extremidad empotrada:

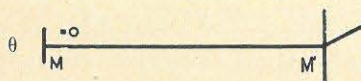


FIG. 18

$$\begin{aligned}
 M &= \frac{2EI}{L} \left(\theta' + 3 \frac{\Delta}{L} \right) + \mu \\
 M' &= \frac{2EI}{L} \left(2\theta' + 3 \frac{\Delta}{L} \right) + \mu'
 \end{aligned} \tag{9}$$

Extremidad articulada:



FIG. 19

$$M' = \frac{3EI}{L} \left(\theta' + 6 \frac{\Delta}{L} \right) + \mu' \tag{10}$$

(b). **Método de las deformaciones angulares.** Plantea explícitamente los momentos de empotramiento en función de los ángulos de giro en los extremos y de las deformaciones lineales reducidas en último término a angulares equivalentes. Tomando las ecuaciones del método norteamericano (slope-deflection), se obtiene el **sistema 8** donde se encuentran agrupadas en:

Ecuaciones de barra: momentos de empotramiento en función de las deformaciones de los extremos (fig. 15). Doble número que de barras.

Ecuaciones de nudo: condición de equilibrio de los pares de empotramiento de todas las barras que concurren en un nudo (fig. 16). Tantas como nudos.

Ecuaciones de los desplazamientos: obtenidas cortando la estructura por planos paralelos a la dirección en que se verifica el corrimiento y expresando el equilibrio entre fuerzas exteriores y esfuerzos transversales en las barras cortadas (fig. 17). Tantas como desplazamientos independientes.

Las incógnitas son: los momentos de los pares de empotramiento en número doble al de barras, los ángulos de giro tantos como nudos y los desplazamientos independientes (únicamente los producidos por flexión transversal, o corrimientos por disimetría, pues los correspondientes a variación termohigrométrica, o asiento de los apoyos son conocidos y para los debidos a esfuerzos longitudinales se procede por regla de falsa posición). Los primeros son los que vamos buscando, y se obtienen resolviendo el sistema, previa eliminación de los otros dos grupos, lo cual siempre es posible puesto que el número de ecuaciones es igual al de incógnitas.

Los términos μ son los momentos de empotramiento perfecto, y no dependen más que de la carga y de la luz.

En el caso de barras con una extremidad perfectamente empotrada o articulada (figuras 18 y 19), las ecuaciones se transforman en: **sistema 9** y **fórmula 10**

El sistema indicado corresponde al caso de barras con momento de inercia constante; si éste es variable, los coeficientes que afectan a las incógnitas son algo más complicados.

Este método tiene la ventaja de que plantea el problema inmediatamente y de un modo casi automático; los inconvenientes son los inherentes a todo sistema de ecuaciones cuando el número de éstas es algo crecido.

(c). **Método de Cross.** Se parte de una estructura virtual con nudos absolutamente rígidos (es decir, que no permiten giro ni desplazamiento de las barras) y se llega a la estructura real, deshaciendo por etapas esta rigidez, permitiendo sucesivamente los giros y los desplazamientos.

Para cada barra (fig. 20), se consideran dos grupos de coeficientes:

- 1) rigideces.
- 2) factores de transmisión.

La rigidez es la relación del momento del par aplicado en la extremidad liberada para girar de una barra, al ángulo de giro en dicha extremidad, permaneciendo la otra perfectamente empotrada; o dicho de otro modo, el momento del par que es preciso aplicar en el extremo libertado de una barra para conseguir el giro unidad, estando el otro en condiciones de empotramiento perfecto. Son dos, y según la extremidad a que corresponda se denominan izquierda y derecha.

El factor de transmisión es la relación entre los momentos del par aplicado en la extremidad libre y del par reacción correspondiente en la empotrada, o sea el momento del par que aparece en la extremidad empotrada, cuando en la libre para girar se aplica el par unidad. Son dos que se denominan especialmente izquierda-derecha y derecha-izquierda, según el sentido en que se verifica la transmisión virtual de dichos momentos.

La determinación de estos coeficientes que son privativos de cada barra dependiendo únicamente de sus características geométricas y elásticas, se lleva a cabo mediante las fórmulas **sistema 11**, que en el caso de sección constante se reducen a **sistema 12**.

En cada caso particular el mecanismo de cálculo (fig. 21), es el siguiente:

Se empieza por determinar los momentos de empotramiento perfecto en todas las barras que sufran flexión directa.

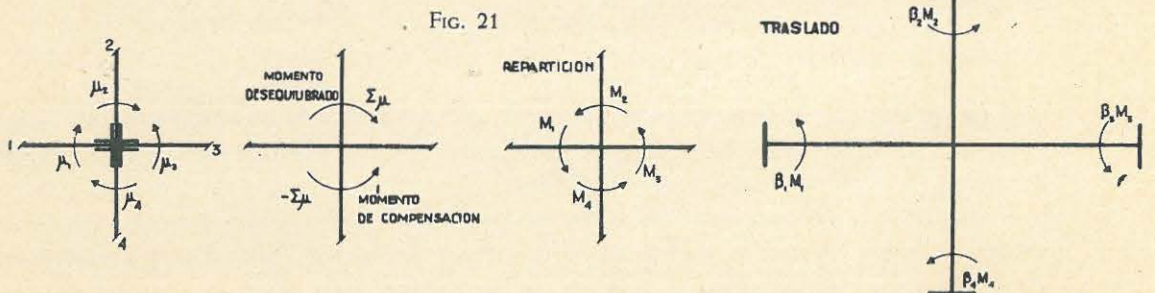
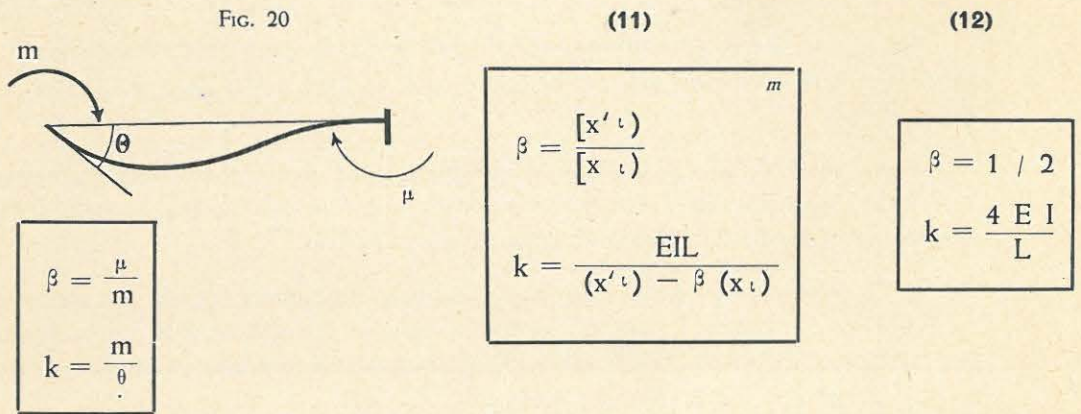
Inmediatamente se halla en cada nudo la resultante de todos estos momentos, que denominamos momento desequilibrado del primer ciclo.

Se compensa este momento desequilibrado con uno igual y de signo contrario que se reparte entre todas las barras del nudo, en razón de sus rigideces. Y esto en cada uno de los nudos.

En cada barra se transmite al extremo opuesto el momento que le haya correspondido multiplicado por el coeficiente de transmisión.

Se vuelve a determinar el momento desequilibrado en cada uno de los nudos, que será la resultante de los momentos trasladados, y se denominará momento desequilibrado del segundo ciclo, el cual se compensa y distribuye repartiéndose y trasladando como en el primer ciclo.

Estas operaciones de distribución se repiten en los ciclos precisos para llegar a la aproximación deseada; generalmente dos, y a lo sumo, tres o cuatro.



Los posibles movimientos de nudos (ver 300), se consideran agrupados en dos clases: primera, desplazamientos longitudinales debidos a cambios de longitud de ciertas barras —por variación termohigrométrica o acción de esfuerzos longitudinales— y segunda, desplazamientos transversales, ocasionados por la acción directa de fuerzas o disimetría en estructura o cargas (esfuerzos transversales sin equilibrar al terminar la etapa anterior).

Para los primeros se calculan las deformaciones lineales de todas las barras de la estructura, directamente en el caso de variaciones termohigrométricas, y procediendo por falsa posición, en el caso de esfuerzos longitudinales. Conocidas las deformaciones lineales se calculan los momentos locales, en las barras que resulten sometidas a flexión por corrimiento transversal de sus extremos (fig. 22). Las fórmulas son **sistema 13** para barras de sección constante, barras de sección variable y barras con una extremidad articulada. Con estos momentos locales se procede del modo expuesto para los momentos de empotramiento perfecto en la etapa anterior.

Para los desplazamientos transversales pueden utilizarse dos procedimientos diferentes:

o el procedimiento directo, que consiste en calcular las deformaciones y proceder como en el caso anterior,

o el procedimiento indirecto, que aborda el problema en dos fases, la primera cualitativa y la segunda cuantitativa. En la primera se estudia la desplazabilidad de la estructura determinando el grado de desplazabilidad, que es el número de apoyos ficticios que serían precisos para rendirla inmóvil. Se suponen tantos desplazamientos diferentes como indica el grado, y en función de ellos como incógnitas, se determinan los momentos locales, haciéndose la distribución de éstos para determinar al final los valores de las incógnitas mediante las ecuaciones de los desplazamientos. Estas que constituyen la fase cuantitativa, establecen el equilibrio entre los esfuerzos transversales totales y las fuerzas exteriores. Cuando éstas no existan aquéllos se igualan a cero. Fácilmente se comprende que lo más cómodo será hacer tantas distribuciones diferentes como incógnitas aparecen para operar con números y no con polinomios.

En la mayoría de los casos es más conveniente el procedimiento indirecto (pórtico sencillo, pórtico múltiple, viga Vierendel, etc.), pero el procedimiento directo resulta muy indicado en dos casos concretos: apoyo palizada de varios pisos y vigas de retícula triangular. En este último pueden superponerse los movimientos longitudinales y los transversales, determinando de una vez los totales, en general gráficamente, por ejemplo, mediante diagrama de Williot.

Todo lo que hemos establecido con carácter general para el movimiento de nudos, sirve también para los dos procedimientos de cálculo siguientes, sin más que en lugar de realizar la distribución por etapas se efectúe por el procedimiento analítico o gráfico correspondiente.

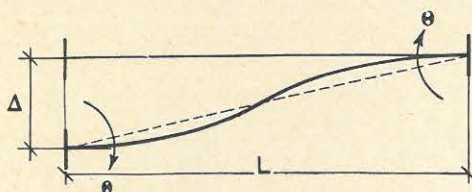


FIG. 22

(13)

$$\begin{aligned} \mu &= \frac{6EI}{L^2} \Delta \\ \mu &= k \frac{EI}{L^2} (I + \beta) \Delta \\ \mu &= k \frac{EI}{L^2} (I - \beta\beta') \Delta \end{aligned}$$

METODO DE DISTRIBUCION DIRECTA

$$\begin{aligned}
 r_1 &= \frac{e_1}{\sum e'_A} & r'_1 &= \frac{e'_1}{\sum e_B} \\
 r'_2 &= \frac{e'_2}{\sum e'_A} & r_5 &= \frac{e_5}{\sum e_B}
 \end{aligned}
 \tag{14}$$

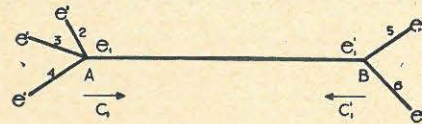


FIG. 23. Características.

$$c'_1 = \frac{I}{2 + 6 \frac{EI}{L} \frac{I}{\sum e'_A}}
 \tag{15}$$

$$e'_i = \frac{6EI}{(2 - c'_1)L}
 \tag{16}$$

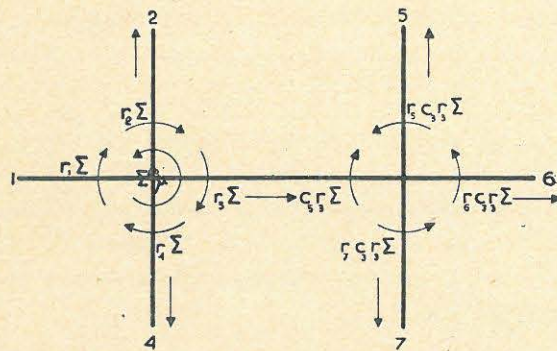


FIG. 24. Esquema de las operaciones de distribución.

(d). **Método de distribución directa de momentos de empotramiento perfecto.** Se parte como en el método de Cross de nudos absolutamente rígidos, determinando en cada uno las resultantes de los momentos de empotramiento perfecto que se distribuyen entre todas las barras de la estructura, sin proceder por etapas, mediante la determinación previa de dos grupos de coeficientes (fig. 23):

Coeficientes de repartición de momentos en cada nudo: para las barras que en él concurren.

Coeficientes de propagación de momentos: dos por barra según la dirección de propagación que se considere.

Los primeros son las fracciones que corresponden a cada barra del par aplicado al nudo, o sea en valor absoluto, el momento del par que actúa sobre la barra, cuando se aplica al nudo el unidad. Teniendo en cuenta las masas elásticas, —momento del par que es preciso aplicar a la extremidad libertada de una barra para conseguir en ella el giro unidad— estos coeficientes vienen expresados por **sistema 14**, es decir, que los momentos se reparten en cada nudo proporcionalmente a las masas elásticas de las barras.

Los segundos son las relaciones del momento del par que aparece en una extremidad de la barra, al aplicado en la opuesta que lo ha producido, o sea en valor absoluto, el momento del par que aparece en la extremidad de la barra cuando en la opuesta actúa el par unidad.

La encadenación entre masas elásticas y coeficientes de propagación es la siguiente: para cada barra, partiendo de las masas elásticas derechas de las que concurren en su extremo izquierdo, se deduce el coeficiente de propagación derecha-izquierda en virtud de **fórmula 15**, y conociendo éste se determina inmediatamente la masa elástica derecha **fórmula 16**. Por consiguiente para que esta encadenación no se rompa, es preciso poder llegar a todas las barras, conociendo las masas elásticas derechas de las que concurren en el extremo izquierdo y las izquierdas de las que concurren en el derecho.

La determinación de los coeficientes se hace partiendo de las barras con sustentación directa, que puede ser empotramiento o articulación. En primer caso el coeficiente de propagación en dirección a dicha extremidad es: 0,50 y la masa elástica igual a la rigidez (coeficiente utilizado en el método de Cross). En el segundo caso valen cero y tres cuartos de la rigidez, respectivamente. Estos son los primeros eslabones de la cadena y cuando se cumple la condición del párrafo anterior llegamos a la determinación de todos por simple aplicación de las **fórmula 15** y **fórmula 16**.

Las resultantes de los momentos de empotramiento perfecto (momentos desequilibrados del primer ciclo en el método de Cross), se equilibran por repartición proporcional a las masas elásticas entre las barras del nudo, y después dentro de cada una se transmite al extremo opuesto el momento que ha correspondido multiplicado por el coeficiente de propagación donde se equilibrará por repartición entre las restantes barras del nudo, siguiendo con esta propagación y reparto hasta que los valores resulten insignificantes (fig. 24). Así se procede desde cada nudo en todas las direcciones, y al final se superponen a los momentos de empotramiento perfecto que sirvieron de punto de partida, los momentos recibidos de todos los nudos desequilibrados, incluso de los mismos que pertenecen a la barra.

Las ventajas del método son particularmente apreciables en el caso de estructuras en cadena, es decir, sin barras que formen circuito cerrado, pues son simples operaciones aritméticas partiendo de fórmulas fáciles. En caso contrario hay que proceder haciendo hipótesis parciales y las operaciones se alargan.

(e). **Método de los puntos fijos.** Se considera en cada barra, por un lado la flexión producida por las fuerzas que actúan sobre ella, y por otro, las flexiones propagadas que provienen de las otras barras cargadas.

Lo primero que se determina son las abscisas de los puntos fijos (fig. 25), dado por **ecuaciones 17** donde las letras tienen el siguiente significado:

- α_a ángulo en $\underline{\underline{A}}$ para momento unidad en $\underline{\underline{A}}$ - b. apoyada.
- α_b ángulo en $\underline{\underline{B}}$ para momento unidad en $\underline{\underline{B}}$ - b. apoyada.
- β ángulo en $\underline{\underline{A}}$ para momento unidad en $\underline{\underline{B}}$ - b. apoyada.
- ε_a ángulo en $\underline{\underline{A}}$ para momento unidad en $\underline{\underline{A}}$ - b. suprimida.
- ε_b ángulo en $\underline{\underline{B}}$ para momento unidad en $\underline{\underline{B}}$ - b. suprimida.

Los valores de estos ángulos pueden deducirse partiendo, como en el método anterior, de las barras directamente sustentadas, resultando transformado el sistema en el caso de barras de sección constante, en el **sistema 18** donde sólo es preciso determinar $\underline{\underline{\varepsilon}}$ que vale precisamente la inversa de la suma de las masas elásticas izquierdas de las barras que confluyen a la derecha.

Para la flexión directa se define la línea de cierre mediante las ordenadas correspondientes a los puntos fijos (fig. 26), cuyos valores vienen dados por **sistema 19** en función de las abscisas de estos puntos y de dos nuevos ángulos que significan:

- α_o ángulo en $\underline{\underline{A}}$ para actuaciones en la barra - b. apoyada.
- α'_o ángulo en $\underline{\underline{B}}$ para actuaciones en la barra - b. apoyada.

Prolongando esta línea de cierre hasta las ordenadas extremas tenemos los momentos de empotramiento y limitando sus ordenadas por el contorno de momentos isostáticos obtenemos los totales correspondientes.

Para la flexión propagada se reparte en las extremidades de cada barra cargada el momento calculado en flexión directa y se efectúa la propagación en ambos lados hacia todas direcciones, trazando rectas que enlazan las ordenadas de los momentos calculados en una extremidad con el punto fijo de la barra correspondiente a la dirección de propagación; estas rectas son las líneas de momentos flectores en las barras, las ordenadas en los extremos opuestos nos dan los momentos correspondientes, a repartir entre las demás barras del nudo proporcionalmente a los factores de repartición para continuar de idéntico modo la transmisión. (Estos coeficientes de repartición son los mismos que en el método anterior).

Para el estudio de los casos en que existen movimientos de nudos, vale lo que indicamos con carácter general en el método de Cross.

Como ya lo denota la intuición de los puntos fijos, este procedimiento es esencialmente geométrico, y tiene las ventajas e inconvenientes inherentes a ello.

(17)

$$\delta = \frac{\beta}{\alpha_a + \beta + \varepsilon_a}$$

$$\delta' = \frac{\beta}{\alpha_b + \beta + \varepsilon_b}$$

(18)

$$\delta = \frac{I}{3 + \frac{6EI}{L}\varepsilon_a}$$

(19)

$$\sigma = -\frac{\delta \alpha_o}{\beta}$$

$$\sigma' = -\frac{\delta' \alpha'_o}{\beta}$$

Fig. 25



Fig. 26

305 Valores máximos totales. (a). Para cada una de las acciones que intervienen se determinarán los máximos valores de M , N y T , bien en todo el ancho, bien por vía, bien por viga, bien por metro lineal, según la naturaleza del puente y de la acción correspondiente, y ésto en las secciones precisas para definir de un modo completo la ley de variación a lo largo del elemento.

Determinados los máximos individuales en cada sección, se calcularán los totales, haciendo las hipótesis de simultaneidad más desfavorables y teniendo en cuenta que los debidos a carga permanente existen siempre. Al hacer la superposición de efectos, hay que tener muy presente el elemento transversal o ancho sobre que actúan, reduciéndolos a uno común para efectuar la suma, que suele ser el metro lineal cuando se trata de tablero de losa, y la viga en el caso de tablero de vigas.

Sin perjuicio de que al estudiar cada tipo de puente detallemos todo lo relativo a este importante problema, vamos a pasar revista a las diferentes acciones, considerando a grandes rasgos las condiciones de simultaneidad y distribución longitudinal y transversal.

(b). **Acciones (1) y (2).** Para el peso propio y carga permanente se considerará la distribución real, repartiéndose transversalmente en general de un modo uniforme.

(c). **Acción (3).** Únicamente para tramo simplemente apoyado será válido utilizar sobrecarga uniformemente repartida equivalente al tren móvil.

En los demás casos es preciso considerar el tren que produzca los efectos mayores y moverlo a lo largo del tramo para determinar en todas las secciones, los máximos momentos flectores y esfuerzos cortantes positivos y negativos. Resulta especialmente indicado el procedimiento de las líneas de influencia.

Para los efectos de distribución longitudinal se considerará puntual la actuación de fuerzas aisladas.

Para la distribución transversal, el caso de tablero de losa no ofrece dificultad, pues los valores obtenidos por vía o ancho total, se reducirán a unitarios por metro lineal, teniendo en cuenta lo indicado en 506 y 610 (a).

Para el caso de vigas el problema es bastante complicado y lo estudiaremos con detalle, pero debemos advertir, que es preciso realizar la repartición de fuerzas aisladas antes de proceder al cálculo de M , N y T , pues los valores correspondientes a cada viga no concuerdan en general, con los de una faja longitudinal de ancho uniforme, ya que los pesos de los distintos ejes (especialmente si se trata de rodillos) se reparten en distinta proporción entre las vigas afectadas.

(d). **Acciones (4) y (5).** Se calcularán los efectos correspondientes a la máxima elevación y descenso de la temperatura, combinando estos últimos con el total de la retracción.

(e) **Acción (6).** Se supondrá que el asiento máximo se produce en cualquiera de los apoyos aisladamente, o en la combinación de éstos que de lugar a efectos más desfavorables.

(f). **Acción (7).** Se considerará la actuación total del empuje de tierras en los pilares estribos, debiendo tenerse en cuenta las condiciones especiales que pueden presentarse durante el período de construcción. Según ya hemos indicado, cuando pueda resultar desfavorable, se supondrá además reducción del 50 % en el empuje de uno cualquiera de los lados.

(g). **Acción (8)**. Se tendrán en cuenta las dos hipótesis de actuación indicadas para tramo descargado y tramo con máxima sobrecarga.

(h). **Acción (9)**. Se calcularán los efectos correspondientes a máximas avenidas.

(i). **Acción (10)**. Se harán las hipótesis más extremas según las condiciones de tráfico; así en el caso de doble vía se supondrá el frenado simultáneo de dos trenes dentro del puente.

(j). Es preciso tener en cuenta, que casi nunca coinciden los valores máximos de los tres elementos de cálculo, por lo que hay que hacer hipótesis independientes para cada uno de ellos.

IV = CALCULO DE LAS TENSIONES

- 400 Método.** (a). Salvo en regiones especiales, se empleará el método de las secciones considerando los elementos estructurales como piezas prismáticas, sometidas en general a flexión con esfuerzos tangenciales y longitudinales según los casos.

Servirán por consiguiente, los procedimientos y fórmulas corrientes de cálculo de secciones de hormigón armado: compresión simple, compresión compuesta, desgarramiento, armaduras longitudinales y transversales, etc.

(b). Las regiones que es preciso estudiar de un modo especial son las de encuentro de piezas o extremidades de las mismas. así, por ejemplo: nudos de las celosías, uniones de dinteles y pilares, apoyo de los tramos ménsulas, etc., en las que interesa mucho conocer la dirección de las líneas isostáticas para orientación de las armaduras y anclaje de las mismas.

- 401 Repartición de tensiones.** (a). En todos los casos se considerará que el hormigón no resiste a tracción, por consiguiente, en el cálculo de áreas y momentos de inercia se prescindirá de la zona de hormigón estirado.

En el caso de vigas en T se supondrá un ancho de ala colaborando a las flexiones, limitado por los ejes de los recuadros adyacentes, si esta dimensión es menor que la cuarta parte de la luz o doce veces el espesor del ala.

Si se trata de viga con ala por un solo lado el ancho útil no pasará de la mitad de la distancia a la próxima, ni de un dozavo de la luz, ni de seis veces el espesor del ala, sumando a estos últimos valores el espesor de la viga.

(b). Se tomará como coeficiente de repartición de tensiones hierro-hormigón $m = 15$ ó $m = 10$ para cemento corriente y fundido, si no se hace un estudio especial, considerando por un lado las tensiones debidas a la carga (actuación permanente) con valores de \underline{m} comprendidas entre 15 y 25, según las condiciones de trabajo, y por otro lado las tensiones de la sobrecarga (actuación instantánea) con valores de \underline{m} comprendidos entre 8 y 15, según la naturaleza del hormigón. Para estos últimos puede tomarse un valor en función de la resistencia a compresión a los 28 días:

$$\frac{2300}{R_{28}}$$

(c). Se tendrán en cuenta, aunque solo sea cualitativamente, los efectos desfavorables que la plasticidad pueda producir alterando la distribución de tensiones.

- 402 Organización del material para resistir las tensiones.** (a). Se procurará disponer el hormigón en superficies planas, por variación lineal de cantos y espesores, adaptando la resistencia de las secciones a las formas curvas de igual resistencia mediante variación de la cuantía de las armaduras.

(b). En los acartelamientos para aumentar el canto de las piezas se considerará eficaz únicamente el material que quede dentro de taludes 1:3 cuando se trata de piezas trabajando a flexión, y de 1:1 si trabajan a compresión preferentemente (fig. 26 bis).

(c). Las armaduras se dispondrán de modo que las barras principales sigan a grandes rasgos las líneas isostáticas para absorber directamente las tensiones principales. Así debe utilizarse en todo lo posible el doblado de las barras longitudinales al resultar sobrantes en una cabeza, pasándolas a la otra con inclinación de 30° a 50° , para aprovecharlas en ella o simplemente anclarlas. En ningún caso se utilizarán barras flotantes.

Los ganchos tendrán un desarrollo de media circunferencia con diámetro mínimo de cuatro veces el de la barra, medido en el eje de la misma.

El recubrimiento mínimo de las barras en paramentos exteriores, será un diámetro de barra y siempre superior a 2 cm. Este mínimo se elevará a 4 cm cuando el paramento esté bañado por la corriente, o esté expuesto a la acción directa del humo de las locomotoras en pasos sobre ferrocarril.

Se procurará proyectar un armado lo más uniforme posible, empleando el menor número de plantillas diferentes, para conseguir no solo economía en la mano de obra, sino sencillez y claridad en la ejecución, lo que asegura una interpretación fiel de las disposiciones proyectadas.

(d). En los casos que resulte conveniente suprimir la cimbra, bien por tratarse de gran altura de rasante, bien por la dificultad de colocar apoyos intermedios en el vano (por ejemplo, paso de carretera sobre ferrocarril de gran tráfico, o cruce de un río de corriente impetuosa), podrá utilizarse armadura rígida de la que se colgarán directamente los encofrados.

Esta armadura se dispondrá en los dinteles de losa y en las longitudinales y transversales de los modelos de vigas, consistiendo en viguetas doble T, o jacenas trianguladas de perfiles laminados. Resistirán en condiciones adecuadas de tensiones y flechas los esfuerzos debidos a la carga permanente, e irán acompañadas de dos armaduras de varillas: una longitudinal que colabore en la resistencia a los esfuerzos de la sobrecarga y mejore la adherencia con el hormigón, y otra transversal que solidarice los elementos independientes de la rígida, distribuyendo las cargas entre ellos e impidiendo que se muevan durante el hormigonado.

Para el cálculo se supondrán las mismas hipótesis de las secciones compuestas de hormigón armado, reduciéndose en un 20 % el coeficiente de amplificación, calculado con arreglo a lo especificado en 401 (b).

403 Tensiones máximas admisibles. (a). **Hormigón.** En los hormigones para armar consideraremos dos clases según la categoría de la obra, con arreglo al siguiente criterio:

Hormigón α para obras de pequeña importancia en las que no se llevará una vigilancia cuidadosa durante su ejecución.

Hormigón β para obras que se lleven a cabo con vigilancia especial, realizando ensayos directos del hormigón antes de la ejecución y control de probetas durante la misma.

En este último servirá de base para la fijación de las tensiones máximas admisibles, la resistencia a la rotura por compresión, medida en probetas cúbicas de 20 cm de lado, a los 28 días. La designaremos por: R_{28} . Si al redactar el proyecto no se han determinado los valores correspondientes, se tomarán como mínimos: 180 kg/cm² si se trata de hormigón de cemento corriente y 230 si es de cemento fundido.

Teniendo en cuenta este parámetro, que es en realidad el que debe definir al hormigón en el pliego de condiciones, las tensiones máximas admisibles serán una fracción suya, que dependerá del modo de trabajar (compresión sencilla, compresión compuesta, flexión, etc.), es decir, del elemento y tipo de estructura a que se aplique. En el cuadro núm. 4 se reúnen los valores que deben adoptarse para la tensión máxima a compresión, de acuerdo con el anterior criterio, y además los correspondientes al hormigón tipo α , y un valor máximo independiente de R_{28} que no se debe rebasar en cada una de las clases de cemento ordinario o fundido. Es preciso advertir que los valores del cuadro suponen que el cálculo se ha llevado a cabo siguiendo todas las prescripciones de este formulario, y especialmente las del capítulo II. (Acciones que deben tenerse en cuenta).

CUADRO NUMERO 4

| Puente | Elemento | Hormigón α | Hormigón β | Máximos absolutos | |
|--------|------------------------|-------------------|------------------|-------------------|---------|
| | | | | ordinario | fundido |
| ABC | Dintel. | 50 | 0,30 R | 60 | 75 |
| DEF | Dintel. | 55 | 0,33 R | 70 | 85 |
| EF | Apoyos solidarios. | | 0,33 R | 70 | 85 |
| ABCDF | Apoyos independientes. | 45 | 0,28 R | 55 | 70 |
| ABCD | Articulaciones. | | 0,50 R | — 120 — | |

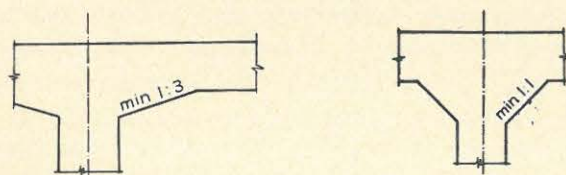
Cuando en dinteles o apoyos solidarios, se trate de losas con espesor mayor de 25 cm en todo el ancho de la estructura, podrán incrementarse los valores del cuadro en un 10 %.

Para las tensiones tangenciales máximas en resistencia al desgarramiento se tomará la séptima parte de la adoptada para compresión simple (cuadro núm. 4), y la quinta para la resistencia al deslizamiento entre el hierro y el hormigón. Para la tensión tangencial de desgarramiento aparente, es decir, sin tener en cuenta la armadura de alma, se tomará la tercera parte de dicha tensión de compresión máxima.

(b). **Acero.** Pueden utilizarse dos clases de acero, el ordinario y el de resistencia elevada (este último solo en combinación con el hormigón tipo β). Las tensiones máximas a considerar serán 1.200 y 1.500 kg/cm² respectivamente, no debiendo pasarse de 1.100 cuando se utilice en combinación con hormigón de tipo α .

(c). **Hormigón sin armar.** Para emplear en apoyos independientes y cimentaciones, debiendo adoptarse tensiones máximas de compresión de: 25 kg/cm² y 0,2 R para hormigones correspondientes a los tipos α y β definidos anteriormente. Se podrá llegar hasta un máximo de 40 kg/cm² cuando se emplee armadura de superficie para contrarrestar la retracción.

FIG. 26 (BIS)



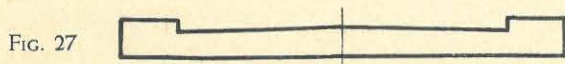


FIG. 27

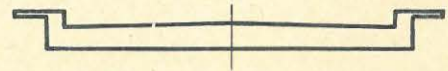


FIG. 28



FIG. 29

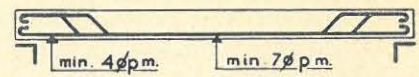


FIG. 35

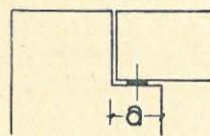


FIG. 30

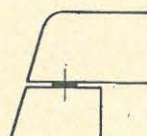


FIG. 31

(21) $a = 0,15 + 0,01 L$

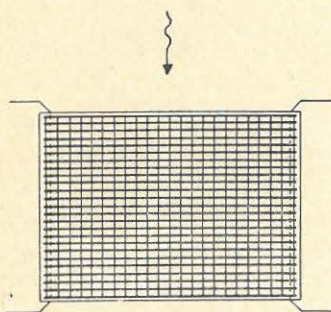


FIG. 32

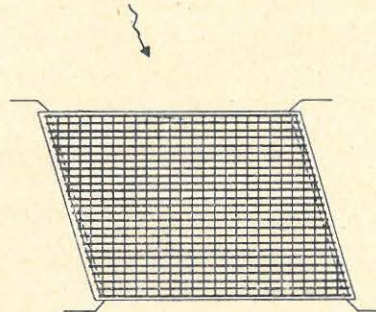


FIG. 33

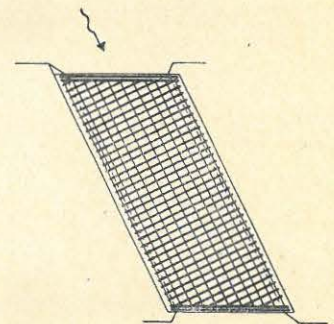


FIG. 34

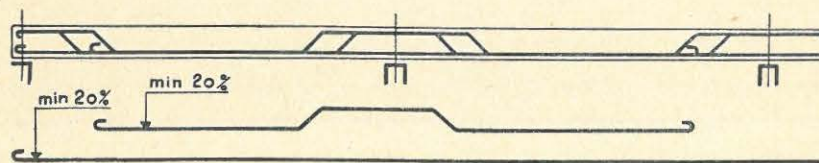


FIG. 36

(22) $\frac{w}{d} = 0,10 + 0,10 [B - (u + 2d)]$

V = DINTELES DE LOSA SOBRE APOYOS TRANSVERSALES

500 Clasificación. Distinguimos este tipo de dintel, con apoyos continuos dispuestos en líneas transversales a la dirección del camino, por oposición al de losa sobre columnas, en el que éstas llegan individualmente hasta la losa. El apoyo en sí puede ser discontinuo, caso de palizadas, pero las columnas se enlazan superiormente por viga transversal sobre la que descansa el dintel. Estos dinteles pueden pertenecer a cualquiera de los tipos de puentes indicados en 101, pero naturalmente, solo a los a de la clasificación 102.

501 Sección transversal. Se procurará englobar en la sección transversal resistente el bombeo de calzada y reforzar los bordes laterales utilizando el sobrealto de acera, aunque una parte de ésta se disponga en voladizo (figuras 27, 28 y 29).

502 Espesores mínimos. El espesor mínimo en todos los casos deberá ser: 15 cm, y según el tipo de sustentación en función de la luz:

| | |
|---|--------|
| losas de un solo vano apoyadas en sus extremos..... | 1/20 L |
| losas continuas o isostáticas de varios vanos o pórticos de uno o varios vanos | 1/30 L |

503 Sección longitudinal. (a). En general, la longitud máxima de losa sin junta será 30 m. Cuando se trate de puentes de un solo vano, difícilmente se rebasará este límite por razones económicas. En el caso de tramo de varios vanos, cuando la longitud total supere dicho límite, se dispondrá una armadura longitudinal para absorber las tensiones superficiales consecuencia de cambios termohigrométricos y retracción, debiendo existir por lo menos $3 \varnothing 15$ pml. en ambas caras o equivalente.

(b). En las extremidades libres, la longitud de losa que penetrará en el apoyo, contada desde el paramento de éste (figuras 30 y 31), se calculará por la **fórmula 21**.

El aparato de apoyo se dispondrá con el eje de la articulación, o el centro de las placas de deslizamiento, a la mitad de dicha distancia.

504 Armaduras. (a). Se dispondrán por lo menos dos armaduras, una principal, generalmente en la dirección longitudinal del camino (fig. 32), y otra de repartición perpendicular a la anterior, aun en el caso de tramo oblicuo (fig. 33); únicamente cuando la anchura del camino sea muy grande con respecto a la luz, la armadura principal se dispondrá perpendicularmente a paramentos de apoyo (fig. 34).

(b). La armadura principal se distribuirá a lo largo de la losa, según la ley de variación de los momentos flectores, debiendo disponerse un número de barras por metro lineal no inferior a 7 (separación 15 cm) en la zona de máximos momentos, ni a 4 (separación 25 cm) en las de mínimos momentos, o cara inferior de las extremidades apoyadas (fig. 35).

(c). En el caso de losas continuas de varios vanos, deberá existir una continuidad eficaz en el armado, utilizándose barras enteras o con empalmes convenientes, para que puedan considerarse, por lo menos, un 20 % de barras en continuidad total, pasando por las zonas de máximos momentos positivos, y otro 20 % de barras dobladas, que abarquen, por lo menos, tres zonas de momentos con dos inversiones de signo (fig. 36).

(d). La armadura de repartición estará constituida por barras de un calibre no inferior a 8 mm y en número suficiente para asegurar una buena repartición transversal de los esfuerzos aislados. Como mínimo en todo caso $4 \varnothing 8$ pml. y no inferior tampoco a la fracción de la principal, dada por la **fórmula 22**.

(e). Cuando las tensiones tangenciales rebasen los límites admisibles, se dispondrán estribos verticales enlazando barras de la armadura de tracción con las de compresión, que entonces serán precisas aunque el cálculo de las flexiones no las reclame.

505 Cálculo. Ni la consideración de los esfuerzos que actúan, ni la determinación de los elementos de cálculo, tienen algo de particular. El único problema especial reside en la consideración del ancho virtual de losa para la determinación de las tensiones, lo mismo en lo que afecta a la flexión (momentos flectores) que al desgarramiento (esfuerzos cortantes), y singularmente cuando se trata de actuación de cargas aisladas, (ver 506). Para las demás acciones se supondrá en general, distribución uniforme en todo el ancho de losa.

506. Ancho eficaz de losa. (a). **Superficie de transmisión.** Se supondrá que las fuerzas aisladas actúan sobre la losa, después de atravesar el pavimento y relleno (cuando lo haya) repartidas en un rectángulo (fig. 37).

$$(u + 2d) \times (o + 2d)$$

donde u y o son las dimensiones del rectángulo de contacto de las ruedas con el pavimento (como mínimo se tomará 10 cm) y d el espesor del pavimento más el relleno.

(b). El ancho de losa que se supondrá resistiendo las flexiones producidas por estos esfuerzos, será el mayor de los valores que resulten de las **fórmulas 23 y 24**, no pudiendo rebasar el segundo un valor máximo dado por **fórmula 25**.

(c). El ancho de losa que se supondrá resistiendo el desgarramiento producido por dichas fuerzas (fig. 36.^a), dependerá de la distancia a que se encuentren del apoyo, variando en función trapezoidal, con esparcimiento de uno a uno por ambos lados, desde **fórmula 23** cuando la fuerza está inmediata a él, hasta un máximo dado por **fórmula 24**, siempre que este valor sea inferior al obtenido en **fórmula 24**, y superior al de **fórmula 23**.

Si es superior al primero se tomará este valor como tope, y si inferior al segundo, el ancho se mantendrá constante e igual a dicho valor.

(d). Es preciso no olvidar la comprobación al desgarramiento de las extremidades de losas apoyadas, teniendo en cuenta estas prescripciones.

FIG. 37

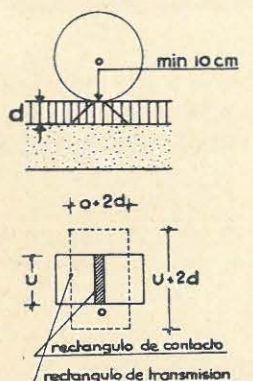
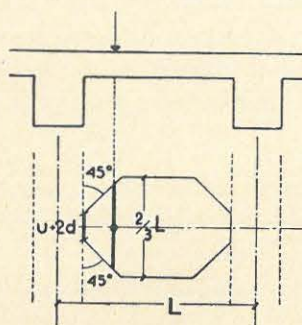


FIG. 38



$$U = u + 2d \tag{23}$$

$$\frac{2}{3} L \tag{24}$$

$$u + 2d + 2,00 \text{ mts.} \tag{25}$$

VI = DINTELES DE LOSA SOBRE COLUMNAS

600 Clasificación.

Según la superficie inferior de losa se clasifican en:

Losa con recuadros planos

Losa con recuadros reforzados;

y por el tipo de armaduras en:

Armadura de dos direcciones

Armadura de cuatro direcciones.

601 Sección transversal.

(a). Se procurará englobar en la sección transversal resistente el bombeo de la calzada y el sobrealto de aceras (fig. 39), respetando siempre el espesor obtenido por el cálculo.

(b). A partir del eje longitudinal de las columnas exteriores, la losa desbordará, por lo menos, la mitad del ancho del capitel (fig. 40), para que éste resulte completo en todas las columnas.

(c). Se reforzará el espesor en los cortes o bordes transversales de losa (fig. 41), especialmente cuando se trate de juntas de dilatación o extremidades en voladizo.

602 Espesores mínimos.

(a) Los espesores mínimos de losa se ajustarán al siguiente cuadro:

CUADRO NUMERO 5

| | En función de L | Absolutos |
|---------------------------|-------------------------------|-----------|
| | Losa con recuadros reforzados | $1/25 L$ |
| Losa con recuadros planos | $1/20 L$ | 30 |

(b). El recrecimiento mínimo del espesor en la zona de refuerzo será de 15 centímetros y se extenderá en un cuadrado concéntrico de la columna, cuyo lado será, por lo menos: $0,40 L$.

FIG. 39

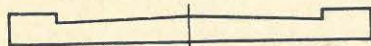


FIG. 40

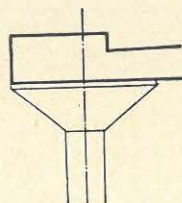
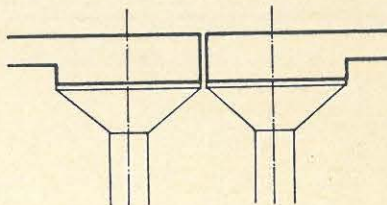


FIG. 41



603 Sección longitudinal.

(a). En general la longitud máxima de losa sin junta será de 30 metros. Cuando se rebase esta distancia será preciso un estudio especial de los efectos por variaciones termohigrométricas, particularmente en lo que se refiere a la flexión de las columnas extremas.

(b). Las extremidades de la losa se dispondrán sustentadas o por simple apoyo sobre estribo (fig. 42), o en voladizo con respecto a la última fila de columnas (fig. 41). En el primer caso se tendrá en cuenta para longitud de apoyo lo indicado en (503 b). En el segundo caso el refuerzo del borde (601 c) puede consistir en viga pantalla (fig. 43), que al mismo tiempo desempeñe la función de contener parcial o totalmente las tierras.

604 Distribución de las columnas.

(a). Las columnas se distribuirán en vértices de cuadrados o rectángulos (fig. 44), con relación máxima de 1,5 entre las longitudes de los lados, procurando que el lado mayor se oriente en dirección longitudinal.

(b). Si se quiere conservar el espesor de losa a lo largo de las tiras longitudinales, conviene estudiar la disminución de luz de los recuadros extremos para compensar los efectos de la discontinuidad. Se podrá partir de luces: $0,8 L$ si se trata de extremidad apoyada, y $0,9 L$ si de extremidad en voladizo (fig. 45).

605 Dimensiones de las columnas.

(a). Las dimensiones mínimas del fuste de las columnas serán:

Sección circular: diámetro = $0,09$ de la luz máxima.

Sección cuadrada: lado = $0,08$ » » »

(b). Las dimensiones mínimas de la sección superior del capitel serán:

Losa con refuerzo { Sección cuadrada: lado = $0,30 L$
Sección circular: diámetro = $0,35 L$

Losa sin refuerzo { Sección cuadrada: lado = $0,35$
Sección circular: diámetro = $0,40$

Respecto a la sección útil a considerar en los cálculos (fig. 46), véase lo indicado en (403 c).

FIG. 42

FIG. 43

FIG. 44

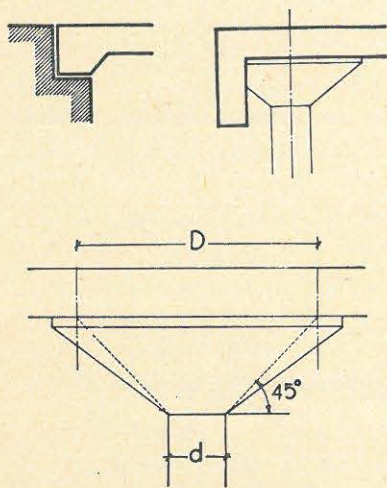


FIG. 46

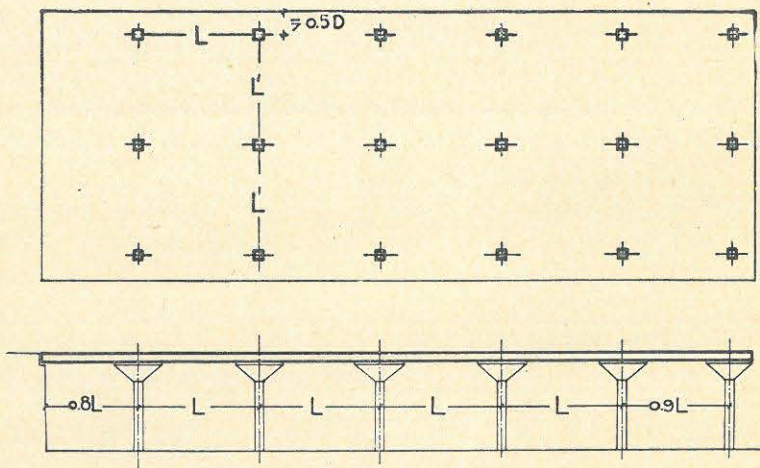


FIG. 45

606 Armadura de losa de dos direcciones.

(a). En este tipo de losa se distinguirán las siguientes zonas (fig. 47):

Zonas centrales, con dimensiones mitad de la de los recuadros y centradas en los mismos.

Fajas longitudinales, a lo largo de las filas longitudinales de columnas, con anchura abarcando la cuarta parte de la luz de los recuadros adyacentes.

Fajas transversales, análogas a las anteriores con relación a las filas transversales de columnas.

Las fajas longitudinales y transversales se entrecruzan determinando: por superposición las zonas de capiteles, centradas en el eje del mismo, y por exclusión las zonas centrales antes indicadas; quedando otras zonas mediatrices privativas de faja longitudinal o de transversal. Cuando los recuadros sean cuadrados todas estas zonas son de iguales dimensiones.

(b). Estas zonas tienen virtualidad para el cálculo (610), y por consiguiente, para el armado que se realizará con arreglo a las siguientes normas:

las zonas centrales se armarán como losas flectando en dos direcciones, distribuyendo barras rectas que se prolongarán hasta anclarse en las líneas de contorno del recuadro y barras, con dos quebrantos (mínimo el 33 % del total), que se prolongarán por las caras superiores de las fajas mediatrices inmediatas, hasta anclarse en el contorno de las mismas;

las zonas mediatrices se armarán como losas, flectando únicamente en la dirección correspondiente a la faja a que pertenecen, disponiendo barras rectas en ambas caras y barras con dos quebrantos (mínimo el 50 % del total) pasando de la cara inferior en el centro a la cara superior en las zonas de capitel, donde se prolongarán hasta anclarse en el contorno de las mismas.

Las barras prolongadas de las zonas centrales forman la armadura de repartición de las zonas mediatrices y las prolongadas de estas últimas constituyen las de las zonas de capiteles, en las que se reúnen cuatro armaduras, dos en cada dirección, correspondiendo a las dos fajas que se cruzan en el capitel de que se trate.

De acuerdo con el cálculo pueden hacerse otras combinaciones de armaduras, siempre que se respeten las condiciones de continuidad mínima que acabamos de indicar.

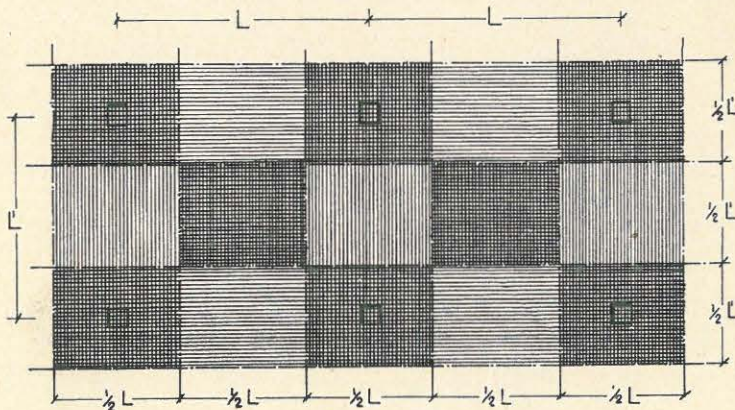


FIG. 47

607 Armadura de losa en cuatro direcciones.

(a). En este tipo de losa se distinguirán las siguientes zonas (fig. 48).

Fajas longitudinales, que enlazan los capiteles de las filas longitudinales, abarcando una anchura de $0,4 L_2$ por lo menos.

Fajas transversales, que enlazan los capiteles de las filas transversales, abarcando una anchura de $0,4 L_1$ por lo menos.

Fajas diagonales, que enlazan los capiteles situados en las diagonales de los recuadros, con una anchura de $0,20 (L_1 + L_2)$ por lo menos.

(b). La armadura se repartirá en la superficie de estas fajas, y de un modo uniforme en cada una de ellas. En los recuadros interiores, las barras de las armaduras pasarán a los inmediatos, solapando con las correspondientes a éstas en una longitud, por lo menos igual al ancho de la faja. En los recuadros exteriores, las armaduras que correspondan se prolongarán hasta el borde de la losa, anclándose convenientemente en la cara inferior.

Cada armadura se compondrá de barras rectas y quebrantadas (mínimo el 33 % en fajas diagonales, y el 50 % en las otras fajas), debiendo ser disimétricas, por lo menos las de fajas longitudinales y transversales.

608 Cuantía mínima.

En todos los casos la cuantía mínima de armadura en una dirección principal será: 0,003.

609 Armadura de las columnas.

(a) El fuste de las columnas se armará como en el caso corriente de flexión compuesta: barras longitudinales y cercos transversales. Las primeras se prolongarán hasta anclarse en la cara superior de la losa.

(b). La armadura de los capiteles (fig. 49), se compondrá de barras, siguiendo unas las aristas y subdividiendo otras la superficie exterior de los mismos. Se anclarán por un lado en la cara superior de la losa, y por el otro en el núcleo de la columna. Se enlazarán entre sí mediante cercos.

(c). Cuando existan recuadros de refuerzo de capiteles, se dispondrá un empaillado en la cara inferior de dichos recuadros.

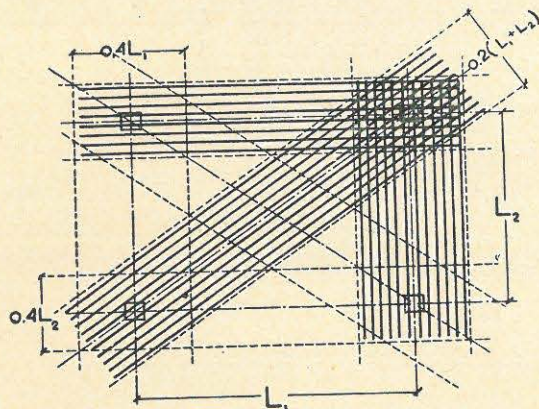


FIG. 48

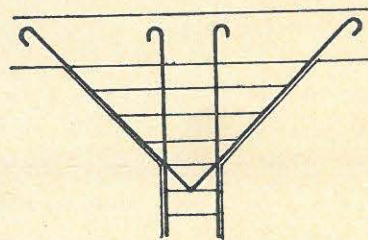


FIG. 49

610 Cálculo.

(a). **Flexión.** Para el cálculo de la estructura será válido en todos los casos el método de los pórticos virtuales, que se desarrollará del siguiente modo:

(α). Se considerarán dos sistemas independientes de pórticos en las direcciones longitudinal y transversal (fig. 50), integrados por las columnas de una fila longitudinal o transversal, y dinteles virtuales equivalentes a la faja de losa limitada por los ejes de los recuadros adyacentes.

Se tendrá en cuenta la influencia del capitel, suponiendo rígida una zona del dintel que abarque la mitad del ancho útil de aquél, y una zona de la columna conteniendo del mismo la mitad de su altura útil.

(β). Se determinan las características de las barras, rigideces y factores de transmisión, y los momentos de empotramiento perfecto para las distintas cargas, teniendo en cuenta la condición anterior, es decir, suponiendo un momento de inercia infinito en las zonas indicadas, y considerando además sin efecto flector las cargas y sobrecargas que sobre ellas actúen.

(γ) Se determinan los elementos de cálculo, momentos flectores y esfuerzos cortantes máximos, para los pórticos longitudinales y transversales, considerando para cada uno el total de las acciones que tengan cabida en la superficie del dintel virtual correspondiente.

Para la actuación de la sobrecarga se tomarán los trenes de fuerza, que en caso justificado, pueden reemplazarse por sobrecargas uniformemente repartidas, actuando en todos los recuadros, en un solo recuadro, o en filas alternadas con valores mínimos para la misma de 1.500, 2.500, y 2.000 kg/m² respectivamente, en caso de puentes de carretera y siempre que los recuadros tengan dimensiones de 4,50 x 4,50 o superiores.

Los momentos flectores que resulten en los nudos se redondearán para dinteles y columnas (fig. 51), teniendo en cuenta las zonas de rigidez respectiva, dentro de las cuáles se considerará la reacción vertical uniformemente repartida (ver 301 a).

FIG. 50

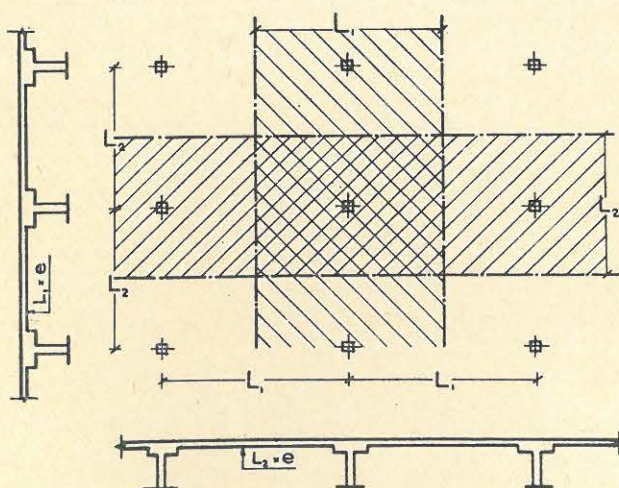
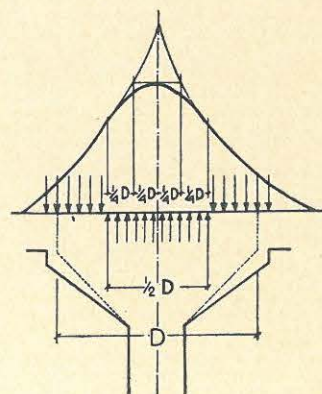


FIG. 51



(δ) De los momentos flectores obtenidos como hemos indicado, se tomarán únicamente los correspondientes a centro y extremos del dintel virtual, M_C y M_E , procediéndose a su repartición transversal del siguiente modo:

se considerará el ancho de dicho dintel virtual dividido en tres zonas, una centrada con la línea de columnas, abarcando las cuartas partes de los recuadros adyacentes y las otras dos a los lados que, por consiguiente, tendrán ancho mitad del anterior; dentro de cada una de estas zonas, se distribuirán los momentos M_C y M_E de un modo uniforme, considerando los valores unitarios que figuran en el adjunto cuadro y en la figura 52.

| SECCION | Momento total | Momento unitario | |
|-------------------|---------------|---------------------|---------------------|
| | | zona columnas | zona central |
| Eje de recuadros | M_C | $1,1 \frac{M_C}{L}$ | $0,9 \frac{M_C}{L}$ |
| Línea de columnas | M_E | $1,5 \frac{M_E}{L}$ | $0,5 \frac{M_E}{L}$ |

(ε). Los momentos flectores obtenidos en las columnas del pórtico virtual se considerarán actuando en los reales de la estructura pero no simultánea sino sucesivamente los obtenidos en pórticos transversal y longitudinal.

(b). Desgarramiento. En todos los casos será preciso comprobar la losa al desgarramiento en la zona más desfavorable, que es la inmediata al capitel (fig. 53), considerando un contorno paralelo a la sección superior de éste, y a una distancia igual al espesor de losa. Si existe recuadro de refuerzo de capitel, su contorno sustituye al de la sección extrema de éste para la determinación del desgarramiento.

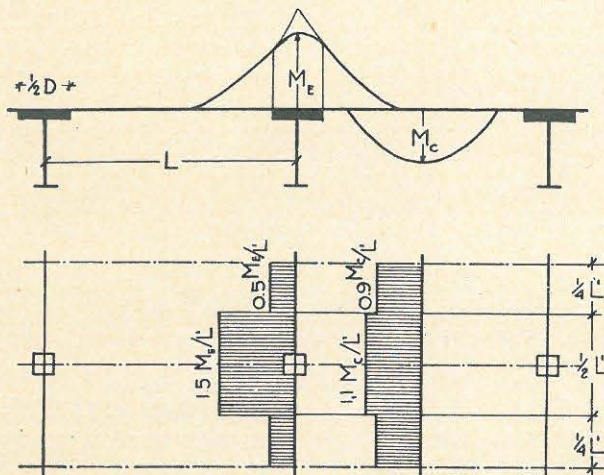


FIG. 52

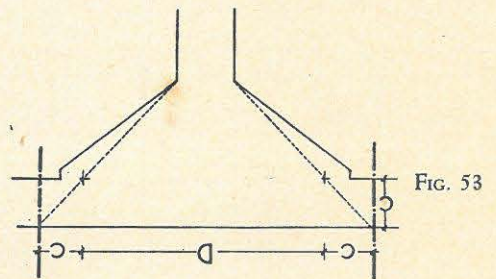


FIG. 53

VII = DINTELES DE VIGAS CON TABLERO SUPERIOR

700 Organización.

(a). Constan de dos o más vigas longitudinales, denominadas también principales, que se enlazan por un forjado superior (figs. 54 y 55), y en algunos casos además por vigas transversales (o de arriostramiento) o forjado inferior (fig. 56).

(b). Las vigas pueden ser iguales o diferentes y cada una de altura y espesor constantes o variables. La variación de altura se obtiene, o disponiendo el intrados en curva a todo lo largo, o bien con acartelamientos rectos o curvos limitados a las zonas extremas. La variación del ancho se realiza en las extremidades mediante variación continua en paramentos planos, o por retallos escalonados.

Las formas de la sección transversal (fig. 57), resultan o simple T o alveolar, o doble T, obteniéndose esta última, o por doble forjado o por ensanchamiento de la cabeza inferior.

(c). El forjado superior puede ser de espesor constante, o de espesor variable por recrecimiento obtenido en la cara superior al absorber el bombeo, o bien mediante acartelamientos en las zonas laterales de la cara inferior (fig. 58), con objeto de disminuir el espesor en el centro.

Las zonas correspondientes a aceras se disponen generalmente en su totalidad o parcialmente en voladizo. A veces, y principalmente cuando solo hay dos vigas, el voladizo afecta también a la zona de calzada.

(d). El forjado inferior se dispone a todo lo largo del dintel, o en las zonas junto a los apoyos, pudiendo en éstas sustituir al superior, rellenando de tierra u hormigón hasta la superficie de calzada.

(e). En el caso de sección transversal celular (fig. 59), desaparece la especialización en forjados y vigas, transformándose éstas en simples tabiques que enlazan los tableros de las cabezas.

FIG. 54

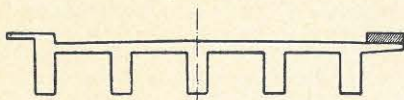


FIG. 55

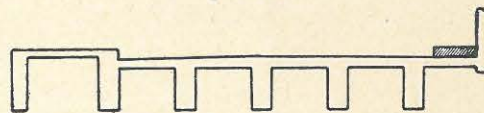


FIG. 56

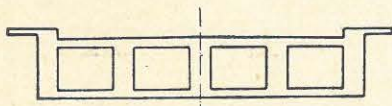


FIG. 59

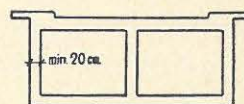


FIG. 57

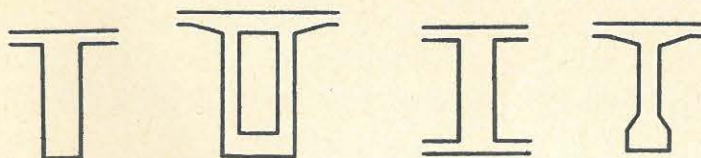
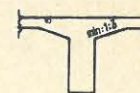


FIG. 58



FORJADOS

701 Espesor mínimo.

(a). En los forjados sometidos a flexión por actuación directa de la sobrecarga, los espesores mínimos se ajustarán a lo indicado en 502.

(b). En los forjados que no reciben directamente las cargas rodantes, por ejemplo, los inferiores en zonas de doble forjado, el espesor, cumpliendo siempre las necesidades del cálculo, puede reducirse a 10 cm.

702 Disposición de las armaduras.

(a) Se dispondrán, por lo menos, dos armaduras, siguiendo las direcciones longitudinal y transversal del puente, (esto aun en el caso de tramo oblicuo).

(b). Las armaduras de trabajo serán disimétricas con un mínimo de $2 \varnothing$ p. m. en la cabeza de compresión y $7 \varnothing$ p. m. en la de tracción, para las secciones de momentos flectores máximos.

(c). Cuando se trate de recuadros paralelos, se combinarán las armaduras de los contiguos, de modo que se superpongan en las zonas divisorias, para resistir los momentos negativos correspondientes y obtener una continuidad de armado eficaz.

(d). Para la armadura de repartición ver lo indicado en 503 (d).

703 Cálculo.

Para el cálculo de los forjados se distinguirán tres casos:

(a). Cuando no existan vigas transversales o la distancia entre éstas sea igual o mayor que vez y media la separación de las vigas principales, el forjado se calculará:

o bien como losa de varios vanos apoyada en las vigas principales, teniendo en cuenta los asientos correspondientes a las diferencias de flecha entre éstas, a consecuencia de la desigualdad en las cargas que soportan;

o bien (fig. 60), como losas perfectamente empostradas en las vigas para la carga permanente y momentos negativos de la sobrecarga; y como semi-empotradas (ángulo de giro mitad del correspondiente a apoyo libre) para los momentos positivos de la sobrecarga (o sea en la segunda hipótesis, tomando la semisuma de los correspondientes a losas independientes simplemente apoyadas en las vigas y a losas perfectamente empostradas en las mismas).

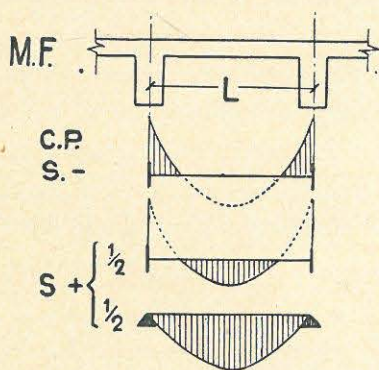


FIG. 60

Se tendrá en cuenta la rigidez a la torsión de las vigas, reduciendo a las dos terceras partes los momentos negativos obtenidos en el centro del vano por actuación de la sobrecarga en los contiguos.

(b). Cuando la separación entre vigas principales es igual o mayor que vez y media la distancia entre vigas transversales, los forjados se calcularán como losa de varios vanos en dirección longitudinal, haciendo las mismas hipótesis que en el caso (a).

(c). Cuando cualquiera de dichas separaciones no supere a vez y media la otra, los recuadros se calcularán como perteneciendo a losas de varios vanos, flectando en dos direcciones y teniendo en cuenta la resistencia a la torsión. Resulta muy indicado el método aproximado de Marcus.

(d). Para la determinación de los anchos eficaces se tendrá en cuenta lo especificado en 506.

VIGAS PRINCIPALES

704 Dimensiones.

(a). Salvo excepción justificada las vigas serán de alma llena, procurando además que ésta sea de sección rectangular. Se recurrirá lo menos posible al ensanchamiento de la cabeza inferior para alojar la armadura correspondiente.

(b). Los peraltes mínimos en función de la luz (fig. 61), serán:

| | |
|---|---------|
| Para tramo simplemente apoyado de altura constante | 0,075 L |
| Para tramos de vanos continuos o dinteles de pórticos de altura constante | 0,050 » |
| Para tramos de vanos continuos o dinteles de pórticos de altura variable | 0,035 » |

(c). La anchura de las vigas cuando no venga determinada por los momentos de flexión o esfuerzos cortantes, será la necesaria para poder alojar la armadura correspondiente en dos capas (o a lo sumo en tres), con los recubrimientos debidos, (ver 402 - c). La esbeltez máxima (relación de canto libre a anchura) será siempre inferior a 5.

(d). Cuando convenga proyectar vigas de momento de inercia variable, se dispondrán con variación de canto o anchura, procurando que esta variación sea conforme a ley lineal.

705 Armadura.

(a). La armadura principal de las vigas será siempre disimétrica, disponiéndose como mínimo en la cabeza de compresión, dos barras de 12 para sostener los estribos.

La cuantía mínima de la armadura de tracción será de: 0,025.

En las vigas continuas (fig. 62), por lo menos, una cuarta parte de la armadura longitudinal inferior, continuará a lo largo de esta cara y se prolongará más allá de los ejes de los apoyos intermedios en una longitud no inferior a 15 diámetros. En los apoyos extremos simplemente apoyados, terminará, por lo menos, la mitad de la armadura longitudinal inferior.

(b). Como armadura de alma se dispondrán barras inclinadas y estribos perpendiculares (fig. 63). Sólo en casos especiales, y justificándolo, podrá prescindirse de las barras inclinadas.

FIG. 61

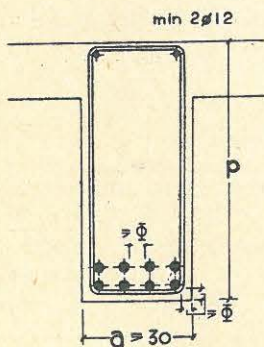


FIG. 62

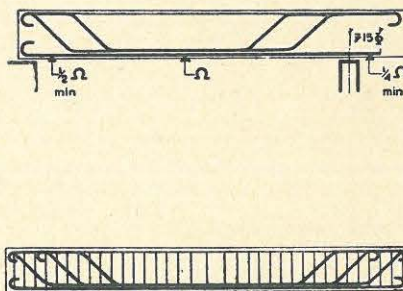


FIG. 63

(c). Los hierros inclinados (fig. 64), procederán exclusivamente de las armaduras de tracción y al llegar a la cara opuesta, o pasarán a formar parte de la armadura correspondiente, o se anclarán, según lo permita el esfuerzo cortante, bien con simple gancho o prolongándose además paralelamente al contorno en una longitud de 15 diámetros, por lo menos.

El ángulo de inclinación variará entre 30° y 45° , y la distancia entre contiguas no rebasará de la que permite que cualquiera vertical corte, por lo menos, dos barras inclinadas. La distancia de la primera barra inclinada al paramento de apoyo, medida a lo largo del eje de la viga, no será superior a la cuarta parte del canto útil.

No se dispondrán ganchos en las zonas de tracción importante. Las barras que terminen en dichas zonas se llevarán a través del alma hasta las zonas de compresión.

(d). Los estribos (fig. 65), se dispondrán, siempre que sea posible, como horquillas dobles, enlazando una barra de la armadura de compresión con las correspondientes a su vertical en la armadura de tracción. Se unirán a éstas por soldadura o en contacto apretado en el semicontorno.

La distancia máxima entre estribos será la mitad del canto de la viga.

Cuando la armadura quede ordenada en cuchillos independientes se dispondrán cercos, abarcando la totalidad de aquéllos, y a una distancia igual o menor que 50 centímetros.

(e). Cuando la altura de la viga supere a 1,50 metros, se dispondrá además una armadura horizontal en sus dos costados, formada como mínimo por hierros de 10 mm cada 50 cm.

706 Cálculo.

Como ya hemos advertido en 303 (c), el problema más complicado y especial que plantea el cálculo de esta estructura es el de repartición transversal de las fuerzas que actúan, particularmente en el caso de sobrecarga a través de ruedas. Para la consideración de los esfuerzos y características de las secciones, ver lo dicho en capítulos II y III.

707 Repartición de esfuerzos entre las vigas longitudinales.

(a). Para la repartición de los esfuerzos que actúan sobre el tablero, se tendrá en cuenta la interdependencia de las vigas longitudinales a través de forjados y vigas de arriostramiento, calculando el intercambio, que mediante estos elementos se establece, de los esfuerzos que les corresponderían directamente. Se procederá por etapas del siguiente modo:

Etapa (z). Repartición estática, considerando rota la interdependencia transversal, es decir, suponiendo que las losas de forjado y vigas transversales están cortadas en los ejes de las longitudinales, y se apoyan simplemente sobre estas vigas que además no ceden. En esta hipótesis, los esfuerzos se reparten entre las vigas, proporcionalmente a la distancia a que se encuentran de los ejes.

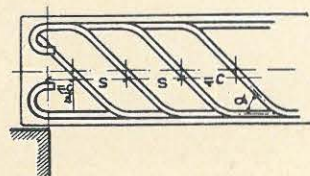


FIG. 64

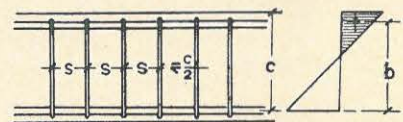


FIG. 65

Etapa (β). Repartición hiperestática, suponiendo restablecida la continuidad transversal de forjados y vigas de arriostramiento, pero continuando apoyados sobre las vigas longitudinales que siguen sin ceder. En esta etapa, basta corregir la distribución de la anterior, adicionando las reacciones hiperestáticas correspondientes a los momentos de empotramiento que aparecen en las secciones de apoyo (ejes de las vigas principales) al restablecer la continuidad.

Etapa (γ). Repartición elástica que corresponde al intercambio de fuerzas entre las vigas longitudinales, a consecuencia de las diferencias de flecha entre las mismas, por ser diferentes los esfuerzos que soportan. Prescindiendo de la rigidez de la unión entre elementos longitudinales y transversales que se sustituye por simple apoyo, el problema se reduce al de la viga o losa de varios vanos sobre apoyos elásticos; la elasticidad de estos apoyos depende de la flecha de las vigas longitudinales, y por consiguiente de su rigidez, luz y modo de sustentación y las reacciones elásticas que aparecen, además de ser función de estas mismas características lo son de la rigidez, luz y número de vanos transversales. En definitiva el coeficiente que define la corrección correspondiente a distribución elástica, depende de la rigidez relativa y modo de sustentación de ambos elementos perpendiculares.

(b). En general, podrá prescindirse de estos cálculos para la distribución de los efectos que no sean debidos a la sobrecarga, considerando, según los casos, o distribución uniforme entre todas las vigas, o limitada para cada una a la zona entre ejes de los recuadros inmediatos.

(c). Para la distribución de los esfuerzos aislados correspondientes a la sobrecarga, si no están aplicados en una viga riostra, se considerarán transmitidos por un elemento de forjado cuya anchura sea la eficaz para los esfuerzos de desgarramiento, (ver 506 c), y se supondrá que en todo este ancho la flecha de la viga principal se mantiene constante. En general, se prescindirá de la redistribución compensadora a todo lo largo de las vigas, considerando únicamente el intercambio de esfuerzos a través de la zona anteriormente definida y de todas las vigas transversales que existan.

Como ya hemos indicado, los datos que sirven para la deducción de los esfuerzos elásticos son: las fuerzas aplicadas, la rigidez de los elementos transversales y la flecha de la viga longitudinal en el punto de intercambio de esfuerzos. Se hará la determinación para cada una de las fuerzas aplicadas y en cada uno de los elementos transversales (faja de transmisión directa y vigas riostras). El cálculo de flechas habrá que realizarlo, por consiguiente, para las distintas posiciones de cada fuerza en los puntos de aplicación y en los de situación de vigas riostras; podrá utilizarse el método de Mohr analítica o gráficamente.

708 Determinación de los elementos de cálculo.

Los cálculos del artículo anterior se repetirán en cada viga hasta obtener las distribuciones de fuerzas que producen los máximos esfuerzos en la misma (es decir, los máximos efectos de M, N y T) y la determinación de los elementos de cálculo totales máximos, se ajustará a lo especificado en 305.

FIG. 66

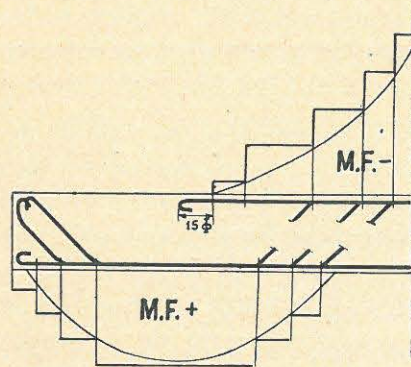


FIG. 67

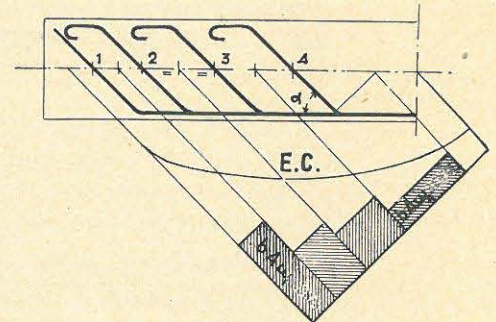
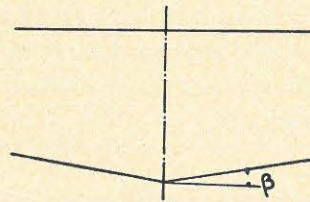


FIG. 68



$$T_e = \frac{b A \varepsilon}{s} \quad (26)$$

$$T_i = \frac{b A (\sin \alpha + \cos \alpha)}{s} \quad (27)$$

$$T_v = T - \frac{M}{c} \operatorname{tag} \beta \quad (28)$$

$$t_a = \frac{T}{a b} \quad (29)$$

$$t_o = \frac{T}{b \sum o} \quad (30)$$

709 Cálculo de la armadura principal.

(a). Teniendo en cuenta lo especificado en IV, se calculará la armadura principal en las secciones más características y se hará una distribución de barras para que en todas las secciones quede asegurada la resistencia a la flexión (fig. 66).

(b). Las barras que se destinen a la armadura de alma podrán doblarse en el punto donde no precisan para flexión, deducido mediante la curva de los momentos flectores máximos. Pero si las barras han de quedar en la misma cara terminando en gancho, se prolongarán, al menos, quince diámetros más allá de dicho punto.

710 Cálculo de la armadura de alma.

(a). Para el cálculo de la armadura de alma, barras inclinadas y estribos, se tendrá en cuenta lo especificado en capítulo IV, y que cuando se empleen conjuntamente ambas soluciones, no absorberá cada una más de las dos terceras partes de los esfuerzos totales.

(b). Para la determinación del esfuerzo absorbido por los estribos (fig. 65), se empleará la **fórmula 26**, y para el correspondiente a las barras inclinadas (fig. 67), la **fórmula 27**.

(c). Cuando la altura de la viga no sea constante (fig. 68), se tendrán en cuenta para las fórmulas anteriores un esfuerzo cortante virtual T_v dado por **fórmula 28**.

(d). Independientemente del cálculo de la armadura de alma, será preciso comprobar que la tensión de desgarramiento aparente del hormigón obtenido mediante la **fórmula 29**, no rebasa el límite especificado en 40.

711 Comprobación de la adherencia entre el hierro y el hormigón.

(a). La tensión de adherencia entre el hierro y el hormigón se calculará por la **fórmula 30**.

(b). La adherencia en la extremidad de un gancho no se considerará superior a 400 kg/cm^2 ni a 700 kg/cm^2 en la incurvación más próxima de las barras inclinadas.

(c). No será necesaria la comprobación de adherencia, en barras cuyo calibre sea inferior a 25 mm, si están provistas de ganchos terminales.

DINTELES DE TABLERO INFERIOR

FIG. 69

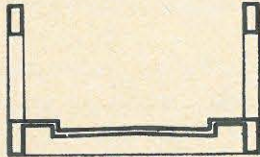


FIG. 70

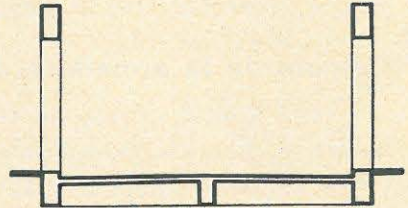


FIG. 71

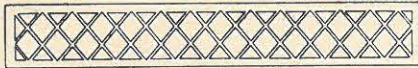


FIG. 72

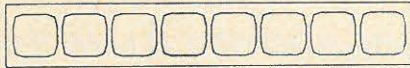


FIG. 73

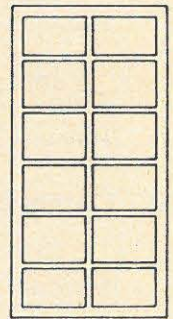
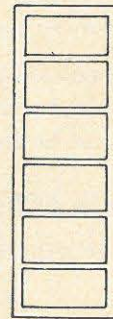
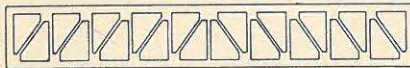


FIG. 74

FIG. 75

FIG. 76

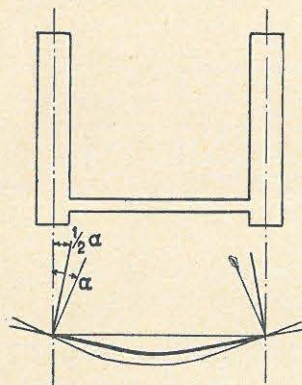
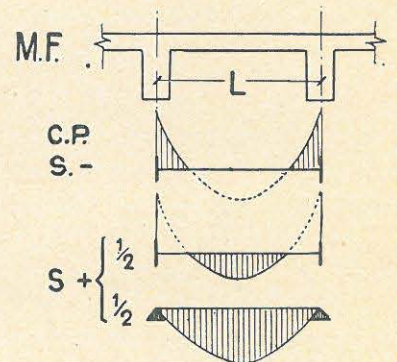


FIG. 60



VIII = DINTELES CON VIGAS TIPO C

800 Disposición general.

(a). Constan generalmente de dos vigas principales, entre las cuales va un tablero enlazando las cabezas inferiores, o a una altura intermedia. Estas vigas sirven de pretilos del puente, o bien separan la zona de calzada de las aceras (figs. 69 y 70).

La disposición con tres vigas, partiendo la central los tráfico de calzada, no será empleada sino en circunstancias muy particulares.

(b). Las vigas pueden ser de alma llena o alma calada, y en este último caso, de retícula rectangular o trapecial (Vierendel), de celosía o de retícula triangular (figuras 71, 72, y 73).

(c). El tablero puede ser de losa sencilla empotrada en las vigas, cuando la separación entre ellas es reducida (simple vía), o de forjado con viguetas transversales, y según los casos, además con largueros longitudinales (figs. 74 y 75).

801 Tablero.

(a). Se adoptarán las mismas disposiciones y dimensiones que en los dinteles del tipo B (ver 702).

(b). **Hipótesis de cálculo.** Cuando no existan vigas transversales o la distancia entre ellas sea superior a vez y media, la separación entre vigas principales se calculará la losa como semiempotrada en éstas. Esta hipótesis se valora estableciendo que el ángulo de giro de las extremidades de la losa (fig. 76), es la mitad del total que correspondería, el caso de apoyo libre con idéntica carga.

Cuando existan viguetas transversales y la separación entre ellas sea inferior a la mitad de la distancia de vigas principales, se calculará el forjado como de varios vanos, apoyado únicamente en aquéllas. Para ello puede utilizarse el método aproximado expuesto en 703 (a), (fig. 60), o bien calcularse directamente, no siendo preciso considerar los asientos relativos de las viguetas, debidos a las diferencias de flechas en los puntos correspondientes de las vigas principales. Para tener en cuenta el enlace rígido con las viguetas y la resistencia de éstas a la torsión, se tomarán únicamente las dos terceras partes de los momentos negativos que resultan en el centro de los vanos, a consecuencia de la actuación de la sobrecarga en los contiguos.

Cuando los recuadros que limitan las vigas o viguetas longitudinales, y las transversales tengan dimensiones tales que la mayor no llegue a ser vez y media la menor, se calcularán como continuas en dos direcciones semiempotradas en las vigas principales y apoyadas simplemente en las restantes. Se tendrá en cuenta la resistencia a la torsión de las losas, disponiendo la armadura en dos direcciones calculada para los momentos flectores y los de torsión de cada zona.

(c). Para la determinación de los anchos eficaces contra la rotura por flexión o por desgarramiento se tendrá en cuenta lo indicado en 506.

802 Vigas principales.

(a). Las vigas principales pueden ser de uno o de varios vanos, y en el caso de alma llena, también de varios tramos con ménsulas.

(b). En el caso de un solo vano el contorno inferior suele ser recto y el superior, o paralelo a éste, o parabólico (fig. 77) o poligonal.

En el caso de varios vanos y vigas de alma llena, generalmente ésta tiene el contorno superior recto y el inferior horizontal, o bien acartelado. Estos acartelamientos pueden ser rectos o curvos, y naturalmente en estos casos el tablero no es completamente inferior, sino que resulta a una altura intermedia.

El caso de vigas de alma calada y varios vanos, es poco frecuente, debiendo adoptarse la solución de altura constante, para no aumentar las complicaciones constructivas que de por sí tienen las vigas reticulares.

(c). Siempre que la altura de las vigas y el gálibo del material lo permita se arriostrarán las cabezas superiores de aquéllas mediante un sistema de viguetas transversales que en el caso de alma calada enlazarán, por lo menos, los nudos correspondientes, reforzándose con retícula apropiada cuando la separación entre vigas lo exija.

(d). Las cabezas inferiores de las vigas se enlazarán en las extremidades y en las secciones donde correspondan aparatos de apoyo, mediante vigas transversales de gran rigidez. Los aparatos de apoyo se dispondrán exclusivamente debajo de las vigas principales y centrados con el eje de las mismas.

803 Vigas de alma llena.

(a). En las vigas de alma llena se tendrán en cuenta las condiciones correspondientes establecidas en dinteles con tablero superior (ver 704, 705, 708, 709, 710, 711 y 712). Por las condiciones especiales de la estructura que ahora nos ocupa, con solo dos vigas, y por consiguiente mayor altura, será más admisible la solución de ensanchamientos de las cabezas enlazadas por un alma de espesor estricto (fig. 79), que a veces se refuerza con montantes uniformemente espaciados. También se admitirá mayor número de capas de armadura en las cabezas de las vigas.

(b). Para la determinación de las fuerzas que actúan sobre las vigas, se considerará el tablero como simplemente apoyado sobre ellas.

(c). Se deberá estudiar con atención el armado de las zonas extremas, especialmente cuando se trata de vigas de altura variable, considerando particularmente las condiciones de anclaje de las barras.

FIG. 77

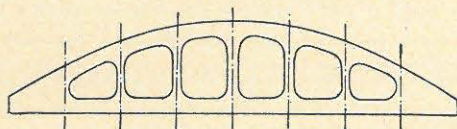


FIG. 79

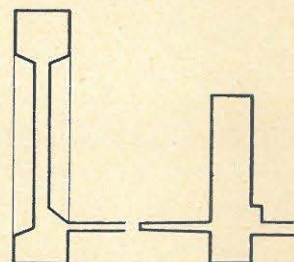


FIG. 78

804 Vigas Vierendel.

(a). El número de recuadros será, por lo menos, siete, y la relación de la luz a la altura total 7,5 como mínimo.

(b). Se acartelarán los enlaces entre montantes y cabezas, bien por acuerdo circular con radio mínimo del quinto de la altura (fig. 80), o por doble acartelamiento recto (fig. 81), inscrito en dicha circunferencia.

(c). Cuando se disponga la cabeza superior curva o poligonal (fig. 77), se cuidará especialmente el armado de las extremidades, dejando el último recuadro con alma llena para asegurar el anclaje de las armaduras y la resistencia al esfuerzo cortante en los extremos.

(d). La mitad de las barras de las armaduras de los montantes seguirá el contorno de los acartelamientos hasta el punto medio del arco de circunferencia (fig. 80), si el acuerdo es de esta forma o hasta el punto correspondiente si no lo es (fig. 81). A partir de él continuarán en recta o curva a anclarse junto a la cara exterior del contorno, esparciéndose para no concentrar los ganchos en una misma zona. En las curvas o quebrantos de estas barras se dispondrán estribos radiales, para absorber el correspondiente empuje hacia el vacío.

(e). El cálculo se efectuará teniendo en cuenta la influencia de los acartelamientos en la variación de los momentos de inercia de las barras, determinándose sus características en estas condiciones.

Para la determinación de los elementos de cálculo debidos a la carga permanente se supondrá el peso propio de las barras repartido a lo largo de los ejes, y el del tablero, según la disposición del mismo, bien concentrado en los nudos, o bien a lo largo del eje del cordón inferior. Para la acción de la sobrecarga se supondrá en los mismos casos, o fuerzas móviles a lo largo del cordón inferior, o las reacciones de éstos en los nudos extremos de las barras correspondientes.

Se tendrán en cuenta los desplazamientos verticales de los nudos por flexión de la viga y los correspondientes a acortamientos o alargamientos de las barras por acción de los esfuerzos longitudinales.

Para el cálculo de los momentos de empotramiento de las distintas barras, recomendamos el método de Cross. Para la determinación de los elementos de cálculo máximos, deberán obtenerse sus líneas de influencia, por lo menos en los nudos y en los puntos medios de las barras, moviendo luego el tren de sobrecarga hasta conseguir los máximos efectos.

(f). Cuando el forjado trabaje eficazmente en dirección de las vigas principales, se considerará en el cordón inferior la torsión correspondiente a la mitad del ángulo de giro, que correspondería al borde del tablero en caso de estar simplemente apoyado.

FIG. 80

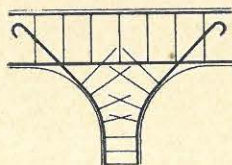
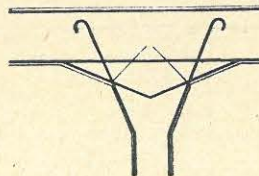


FIG. 81



805 Vigas de retícula triangular.

(a). Se emplearán únicamente mallas sencillas, de preferencia las de tipo Warren, Pratt, Howe y celosía con nudos rígidos.

(b). El número de recuadros será, por lo menos, seis.

La relación entre la luz y la altura no bajará de siete.

Como ya hemos indicado en general, pero en este tipo especialmente, se deberá reducir todo lo posible el empleo de cabeza superior curva o poligonal.

(c). Se acartelarán convenientemente los enlaces de barras cuando el ángulo de cruce sea inferior a 90° (fig. 82).

(d). Se estudiará cuidadosamente el anclaje de las barras de alma en las cabezas y no sólo de las sometidas a tracción, sino también de las comprimidas. Para las primeras se recurrirá a una prolongación de barra determinada por las condiciones de adherencia y rematando en gancho (figs. 82 y 83). Para las segundas se dispondrá la terminación paralela al contorno de las cabezas (fig. 82), incurvándolas en doble sinusoide cuando la magnitud de las tensiones lo requiera (fig. 83).

(e). No se tendrán en cuenta los pequeños acartelamientos para el cálculo de las características de las barras. El peso propio se supondrá actuando uniformemente repartido a lo largo de las mismas. El peso del tablero según la disposición de éste, se supondrá concentrado en los nudos, o uniformemente repartidos a lo largo del cordón inferior. Lo mismo debe considerarse para la actuación de las fuerzas móviles de la sobrecarga. Se tendrán en cuenta las flexiones de las barras por desplazamiento de los nudos a consecuencia de los cambios de longitud de las barras, para lo cual se procederá del siguiente modo:

- 1.º Se calcularán los momentos de empotramiento en todas las barras, suponiendo la estructura indeformable.
- 2.º Se determinarán las reacciones en los extremos de cada barra integradas de términos isostáticos e hiperestáticos.
- 3.º Suponiendo los nudos articulados y que actúan en ellos las resultantes de las reacciones que acabamos de calcular, se obtendrán mediante los métodos de la Estática Gráfica los esfuerzos longitudinales en todas las barras.
- 4.º De los esfuerzos longitudinales suponiendo las áreas de las secciones se determinarán los acortamientos o alargamientos, y mediante un diagrama de Williot los desplazamientos de los nudos.
- 5.º Se deducirán inmediatamente los corrimientos transversales en cada barra, y por tanto, los momentos locales correspondientes.
- 6.º Estos momentos locales se distribuirán entre todas las barras, determinando los momentos de empotramiento que se sumarán a los primeramente calculados.
- 7.º Si la exactitud del caso lo requiere se rectificaran todos los cálculos, partiendo de estos nuevos momentos de empotramiento.

FIG. 82

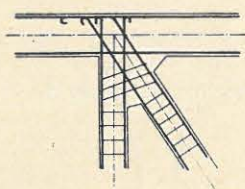
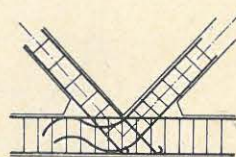


FIG. 83



IX = APARATOS DE APOYO

900 Clasificación.

Las articulaciones entre los elementos aislados de la estructura (partes del dintel, dintel y estribos o pilas, estribos o pilas y cimentación), pueden clasificarse en:

- α). Articulaciones fijas.
- β). Articulaciones móviles o de desplazamiento.
- γ). Articulaciones en ménsulas.

901 Disposición general.

(a). Entre dos elementos independientes se interpondrá, por lo menos, una placa de plomo de 1 cm de espesor.

(b). Se procurará disponer las articulaciones de modo que la superficie de transmisión sea perpendicular a la dirección del esfuerzo correspondiente a carga permanente.

(c). Para las articulaciones fijas y móviles, podrán utilizarse aparatos de acero (placas, rótulas y rodillos) análogos a los empleados en puentes metálicos, articulaciones de piedra como en los arcos de fábrica, o bien disposiciones peculiares de hormigón armado.

En este último caso el juego de articulación se obtendrá en las fijas, realizando la transmisión de esfuerzos a través de una sección estrangulada (de área $\geq \frac{1}{5}$ de la normal) que permita el libre giro, y en las móviles duplicando la estrangulación de modo a obtener una biela intermedia. Las cabezas de los apoyos, así como la biela intermedia se armará no solo para resistir los esfuerzos longitudinales, sino que también, y principalmente para absorber las tracciones horizontales que nacen a consecuencia de la concentración y dispersión de aquellos esfuerzos.

(d). Cuando se empleen barras pasantes se dispondrán de modo que no puedan oxidarse; recomendamos especialmente el empleo de plomo para constituir la superficie de contacto, que vertido líquido en la zona correspondiente realizará una protección muy eficaz.

902 Esfuerzos que deben tenerse en cuenta.

(a). En las articulaciones de estructuras hiperestáticas, se considerarán los esfuerzos máximos correspondientes a la actuación de todas las acciones enumeradas en el capítulo II.

(b). En las articulaciones deslizantes de estructuras isostáticas, se tendrá en cuenta además del esfuerzo vertical correspondiente a la transmisión de pesos de carga y sobrecarga, un esfuerzo horizontal con valor:

$$H = 0,2 V \text{ si se trata de placas de deslizamiento,}$$

$$H = 0,03 V \text{ si se trata de rodillos,}$$

$$H = 0,01 V \text{ si se trata de péndulos,}$$

siendo V la reacción vertical correspondiente a la carga permanente y a la sobrecarga en la posición más desfavorable.

En las articulaciones fijas que forman juego con las anteriores, además del esfuerzo vertical máximo, es preciso considerar un esfuerzo horizontal cuyo valor será el máximo de los que resulten en las **expresiones 31**:

$$\begin{aligned} H_1 &= T - Vf - V' f' - V'' f'' \\ H_2 &= Pf + P' f' + P'' f'' \end{aligned} \quad (31)$$

siendo V la reacción total máxima en el apoyo, y P la que corresponde exclusivamente a la carga permanente (ver además 1003 e).

Como punto de actuación de los esfuerzos horizontales, se tomará el más bajo del elemento superior de la articulación (punto de contacto superior del rodillo o péndulos, o plano de deslizamiento cuando se trate de placas).

903 Tensiones máximas admisibles.

(a). Para el cálculo de las máximas tensiones admisibles en las secciones de estrangulación o superficies de contacto (fig. 84), se tendrá en cuenta la fórmula de Hertz **32** donde:

- r_1 máxima tensión admisible en la sección estrangulada,
- r máxima tensión admisible para el material correspondiente,
- w área de la sección estrangulada o superficie de contacto,
- W área de la sección normal de la pieza que recibe las presiones.

(b). Cuando se trate de transmisiones a lo largo de una faja, con estrangulación en una sola dirección (fig. 85), la fórmula anterior se transformará en **33** donde

- a_0 ancho de la faja de contacto,
- a ancho del elemento sustentador.

(c). Independientemente del valor que resulte en las fórmulas anteriores, existe un máximo para r_1 que depende del material. Así en hormigón armado no debe pasar de 120 kg/cm²

En el cuadro VI se indican las características de los materiales más interesantes para el cálculo de articulaciones, y entre ellas las máximas tensiones admisibles.

CUADRO NUMERO 6

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES UTILIZADOS EN LAS ARTICULACIONES

| MATERIAL | E kg/cm ² | Tensión de rotura kg/cm ² | Máxima tensión admisible | |
|---------------|-------------------------|---|----------------------------------|--------------------------------------|
| | | | Normal r kg/cm ² | Contacto r_1 kg/cm ² |
| Hormigón | 200.000 | 300 | 50 | 120 |
| Hierro dulce | 1.000.000 | 1.500 | 1.000 | 6.000 |
| Acero dulce | 2.100.000 | 5.000 | 1.100 | 8.000 |
| Acero fundido | 2.150.000 | 3.700 | 2.000 | 10.000 |
| Acero forjado | 2.100.000 | 3.500 | 2.200 | 12.000 |

$$r_1 = r \sqrt[3]{\frac{w}{W}} \quad (32)$$

FIG. 84

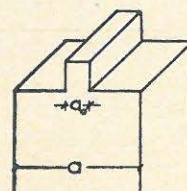
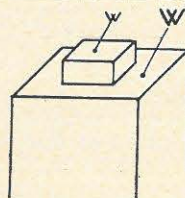


FIG. 85

$$r_1 = r \sqrt[3]{\frac{a_0}{a}} \quad (33)$$

904 Articulaciones fijas.

(a) Disposición.

Según los tipos de estructura adoptados para el dintel y para los apoyos, la articulación puede constar de varias unidades independientes, o ser única en todo el ancho de transmisión. Se presenta generalmente el primer caso en tableros de vigas sobre apoyos continuos o discontinuos, y el segundo en tableros de losa sobre apoyos continuos.

Como ya hemos indicado, la transmisión de esfuerzo se realizará a través de una sección estrangulada, cuyas dimensiones no serán inferiores a la quinta parte de las normales. La zona de estrangulación puede ser de hormigón o disponerse placas de plomo u otro material plástico y duradero (fig. 86). Se cuidará de mantener perfectamente libre el juego de la articulación una separación de $1 \frac{1}{2}$ a 2 cm entre las cabezas, para lo cual resulta muy práctico interponer placas de corcho, que además materializan eficazmente esta separación durante el hormigonado.

Cuando la presión de contacto sea superior a 120 kg/cm^2 , se protegerán las cabezas de la articulación mediante piezas de acero.

Para el enlace de las cabezas, se dispondrá generalmente una armadura pasante de fierros verticales o inclinados.

La dosificación del hormigón utilizado en estas zonas no bajará de 350 kg/m^3 pudiendo tomarse como normal 400 kg/m^3 .

(b). Cálculo de las dimensiones.

En el caso de articulaciones en unidades independientes por viga, las dimensiones del rectángulo de contacto a_o y b_o se deducirán mediante las **fórmulas 34**, siendo a_1 y b_1 el ancho y entrega de la viga o bien las dimensiones del elemento de apoyo.

La altura deberá ser, por lo menos, igual a la mayor dimensión a_1 o b_1 .

El valor de r_1 se deducirá teniendo en cuenta lo descrito en 903. Si sobrepasa los 120 kg/cm^2 , será preciso utilizar, como ya hemos indicado, piezas metálicas para reforzar las cabezas.

En el caso de articulación única en todo el ancho de dintel, valen las **fórmulas 35**.

La altura h será, por lo menos igual a a_1 .

Salvo excepción, en este caso no será preciso el empleo de piezas metálicas, pues la presión de contacto resulta generalmente muy moderada.

$$a_o = \frac{Pm_1}{100 r_1}$$

$$a_o \geq \frac{1}{5} a_1$$

(35)

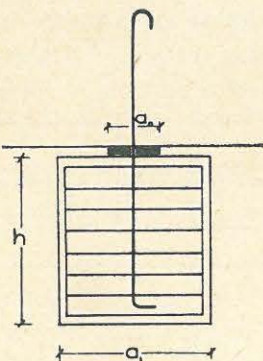


FIG. 86

$$a_o b_o = \frac{P}{r_1}$$

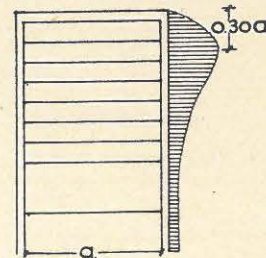
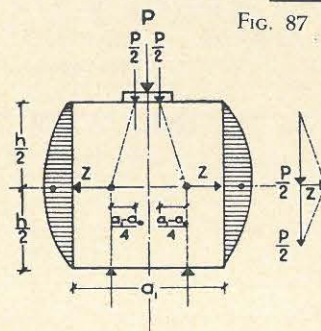
$$a_o \geq \frac{1}{5} a_1$$

$$b_o \geq \frac{1}{5} b_1$$

(34)

FIG. 87

FIG. 88



(c). Cálculo de la armadura horizontal.

Si la pieza tiene altura limitada (fig. 87), como en el caso de sillares de hormigón armado independientes del cuerpo del apoyo, puede suponerse que el esfuerzo total de tracción horizontal que le corresponde es fórmula 36, distribuyéndose las tensiones en las secciones verticales mediante ley parabólica según la altura, con un valor máximo fórmula 37.

Si la altura de la pieza no está limitada, se trata, por ejemplo, de un tabique o un pilar (fig. 88), se supondrá una máxima tensión de tracción horizontal fórmula 38, a una distancia de $0,3 a_1$ de la cabeza.

La armadura se distribuirá en espiral o en cercos y estribos, calculados para la tracción unitaria máxima, y uniformemente distribuidos en toda la superficie lateral cuando la pieza tiene altura limitada, o distribuidos en una longitud $h = a_1$ cuando no la tenga.

(d). Para el cálculo de los hierros pasantes (verticales o inclinados), se considerarán los esfuerzos horizontales y verticales indicados en (903 b), resistidos exclusivamente por la armadura, sin tener en cuenta la transmisión a través de la zona de contacto.

(e). La armadura vertical de la cabeza del apoyo sirve para enlace y repartición entre las barras horizontales, y no se tendrá en consideración para el cálculo de las tensiones de compresión en el hormigón de la pieza.

905 Articulaciones deslizantes.

(a). Disposición.

Constan de dos placas de plomo, bronce o acero inoxidable, la superior anclada en el dintel y la inferior anclada o encajada en el sillar de apoyo (fig. 89). El espesor mínimo de las placas de plomo será 5 mm, y el de las de bronce o acero 10 mm.

En el caso de plomo la sujeción puede conseguirse por rugosidad de la superficie en contacto con el hormigón, procurando además dejarlas algo embebidas en él. Las placas de acero o bronce se anclarán con espárragos como se indica en la figura. Las superficies en contacto mutuo estarán pulimentadas.

(b). Utilización.

Constituyen la articulación móvil más simple, siendo preciso utilizarla para luces superiores a 5 metros. Hasta esta luz puede admitirse el empleo de chapas de plomo sencillas en las dos extremidades. Hasta 10 metros puede seguirse empleando chapa sencilla en la extremidad fija, pero deberá utilizarse placa doble en la deslizante.

Los defectos del sistema son debidos a la gran superficie de contacto, que por un lado origina un esfuerzo horizontal importante por resistencia al deslizamiento, y por otro, no se amolda a los cambios de inclinación que deben producirse en el dintel a consecuencia de las flexiones, lo que en ciertos casos puede reducir extraordinariamente la superficie de transmisión. Por estas razones el sistema no debe utilizarse sino para luces pequeñas, hasta unos 15 metros en tramos corrientes.

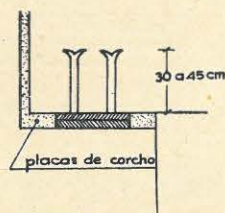


FIG. 89

$$(36) \quad Z = P \frac{a_1 - a_0}{4 h_1} \quad z = 0,25 \frac{P}{a_1 b_1} \quad (38)$$

$$z = 1,5 \frac{Z}{b_1 h_1} = 1,5 \frac{P (a_1 - a_0)}{4 b_1 h_1^2} \quad (37)$$

En cuanto al material a utilizar, puede considerarse más indicado el plomo, cuando se trata de dinteles de losa, es decir, transmisión en todo el ancho del tablero, y el bronce o acero para dinteles de vigas, es decir, transmisión en superficies limitadas transversalmente por el ancho de aquéllas.

(c). Cálculo.

Para el cálculo se tendrán en cuenta las presiones unitarias máximas, no sólo en lo que se refiere al material de las placas, sino también con respecto a la transmisión al apoyo, debiendo considerarse estas últimas mitad de las normalmente admitidas, para tener en cuenta la indeterminación de superficie útil que originan las causas indicadas en el apartado anterior.

906 Articulaciones de rodillos.

(a). Disposición.

Constan de uno o varios rodillos de acero entre dos placas del mismo metal, ancladas al dintel y al apoyo respectivamente. Se dispondrá el enlace entre unos y otros de modo a asegurar la invariabilidad de la posición media de los rodillos.

Cuando exista un solo rodillo se asegurará el paralelismo de las dos placas, durante la ejecución del elemento superior, disponiendo entre ellos barras de fijación que se cortarán después.

Cuando se dispongan varios rodillos, será preciso complementar la articulación mediante rótula en la placa superior para asegurar el libre giro de la sección de apoyo.

(b). Cálculo de los rodillos.

Para el cálculo del diámetro de los rodillos (fig. 90), se utilizarán las fórmulas de Hertz o de Dumas:

| | | | | |
|--------------------|---|-------------------|------------------------------|---|
| Caso de un rodillo | { | Fórmula de Hertz: | $D = 0,36 \frac{PE}{br_1^2}$ | con un mínimo $D = 10 \frac{P}{b}$ |
| | | Fórmula de Dumas: | $D = 300 \frac{PH^2}{b}$ | $H =$ coeficiente de dureza Brinell = 2,8 R |

En el caso de varios rodillos el diámetro se deducirá de las fórmulas anteriores, dividiendo el segundo miembro por el número de rodillos y afectándola de un coeficiente λ que vale:

$\lambda = 0,75$ para $n = 2$ sin rótula superior.

$\lambda = 1,00$ íd. íd. con » »

$\lambda = 0,80$ para $n > 2$ con » »

(c). Cálculo de las placas de transmisión.

Para el cálculo de las dimensiones suponiéndolas cuadradas:

$a = 5 \sqrt{P}$ si varios rodillos

$a = 5,4 \sqrt{P}$ si un solo rodillo

P en toneladas.

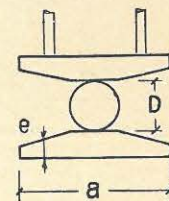


Fig. 90

y el espesor medio: $e = 0,12 a.$

907 Articulaciones pendulares.

(a). Disposición.

Constan de una pieza paralelepípedica (fig. 91), con las superficies superior e inferior, planas o curvas, que se enlaza a los elementos del dintel y del apoyo mediante disposición análoga a la articulación fija (905).

La pieza intermedia se armará para resistir las tracciones horizontales originadas por la doble estrangulación de los esfuerzos transmitidos, disponiéndose cercos y estribos o bien armadura espiral.

Para el enlace de los elementos superior e inferior, se dispondrá generalmente una armadura pasante de hierros verticales o inclinados.

Las zonas de estrangulación pueden ser de hormigón, de plomo, o de otro material plástico y duradero. Se cuidará de mantener perfectamente libre el doble juego de articulación, mediante disposiciones análogas a las que ya hemos indicado para las articulaciones fijas, (ver 904 a).

Cuando la presión de contacto sea superior a 120 kg/cm^2 , se protegerán las superficies de transmisión del péndulo y las correspondientes de los elementos de la estructura con piezas de acero.

La dosificación del hormigón utilizado no bajará de 350 kg/m^3 , pudiendo tomarse como valor normal 400 kg/cm^2 .

(b). Para el cálculo de las dimensiones se tendrán en cuenta las mismas fórmulas que en las fijas (ver 905 b).

La altura del péndulo será, por lo menos, igual a la mayor de las otras dos dimensiones.

(c). Para el cálculo de la armadura horizontal se considerará una tracción horizontal total dada por fórmula 43, distribuyendo las cargas unitarias en las secciones transversales mediante distribución parabólica según la altura, con un valor máximo dado por fórmula 44.

La armadura espiral, o la de cercos y estribos se calculará para esta tensión máxima, distribuyéndola uniformemente en toda la altura del péndulo.

(d). La armadura vertical constará de cercos enlazando los de la armadura horizontal. No se tendrá en cuenta su aportación para el cálculo de las tensiones de compresión en el hormigón.

FIG. 91

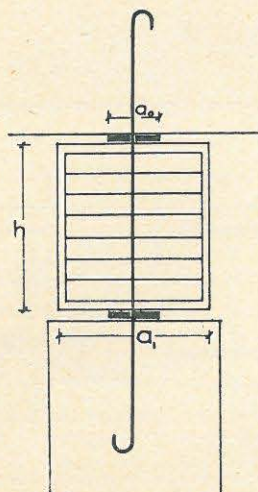
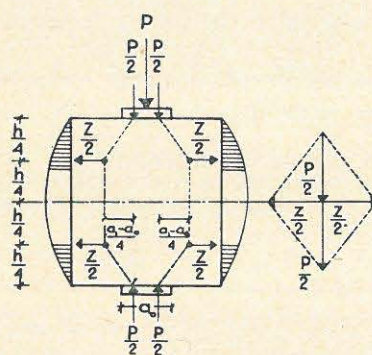


FIG. 92



$$Z = p \frac{a_1 - a_0}{h_1} \quad (43)$$

$$z = 1,5 \frac{Z}{b_1 h_1} \quad (44)$$

908 Articulaciones en ménsulas.**(a). Disposición.**

Las articulaciones en ménsulas pueden ser de simple giro o de deslizamiento.

Se realizarán cortando los dos elementos del dintel, de modo a disponer de una superficie horizontal todo lo más próxima a la mitad de su altura, que permita el alojamiento de los aparatos de articulación. En el caso de ser ésta fija, aquéllos son los ya estudiados, desde simple placa de plomo hasta juego de rótula metálica (fig. 93). Cuando la articulación es móvil, se dispondrá en la mayoría de los casos placas de deslizamiento (fig. 94), y en los restantes rodillos (fig. 95), pues la altura disponible no permite la utilización de péndulos.

Cuando se disponga de poco espesor, por tratarse de dinteles de losa, pueden cortarse las extremidades de los dos elementos en bisel de 45° (fig. 96), pero entonces, naturalmente, solo podrán disponerse articulaciones fijas.

(b). Armaduras.

Tratándose de un punto débil de la estructura, se atenderá muy particularmente a su armado (figs. 97 y 98), cuidando de disponer barras horizontales y estribos para resistir la flexión en la ménsula local, y barras inclinadas y verticales convenientemente enlazadas con las principales del dintel para asegurar la unión de dicha ménsula, sometida a fuertes cargas, con el resto de la estructura, reforzando los puntos angulosos para absorber las tensiones locales extraordinarias y fuera de cálculo posible.

FIG. 93

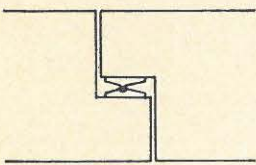


FIG. 94

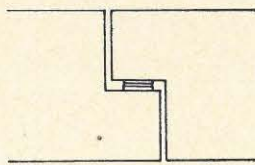


FIG. 95

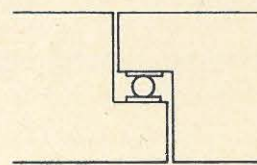


FIG. 96

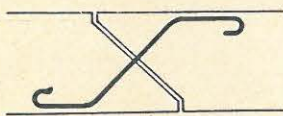


FIG. 97

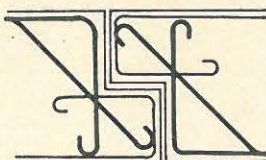
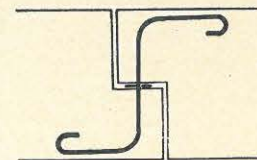


FIG. 98



(c). Cálculo.

Para el cálculo puede seguirse el método de Gehler (fig. 99), comprobando secciones verticales y secciones inclinadas pasando por el punto A , suponiendo para las primeras que se prescinde de la zona que resulta por debajo de un plano inclinado a 45° pasando por A .

Los momentos flectores para las secciones verticales serán los de **fórmula 45**, y los de **fórmula 46** para las secciones inclinadas.

El esfuerzo cortante será: $N = \begin{cases} F & \text{para las verticales} \\ F \cos \alpha & \text{para las inclinadas} \end{cases}$

y la compresión longitudinal: $N = \begin{cases} 0 & \text{para las verticales} \\ F \sin \alpha & \text{para las inclinadas} \end{cases}$

Las tensiones normales máximas serán **fórmula 47**, determinando las máximas en cada caso, pues no puede predecirse de antemano la sección correspondiente, ya que además de variar N y M , varían las características de la sección no solo en altura sino también muchas veces en ancho. Generalmente el máximo corresponde a una sección inclinada.

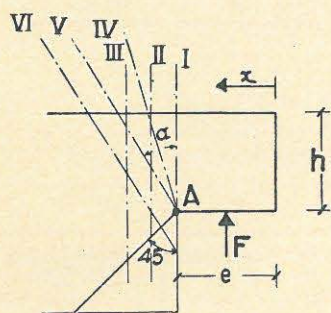
910 Sillares de apoyo.

Pueden ser de piedra o de hormigón armado. Deberán existir siempre que se trate de transmisión de cargas concentradas por vigas, a menos que el elemento de sustentación sea de hormigón armado. Sus dimensiones serán, por lo menos iguales al ancho y altura de la viga.

Cuando sean de piedra (granito, basalto), tendrán la superficie de contacto labrada, pero recibirán los esfuerzos a través de placa de plomo o capa de mortero de cemento. Su altura no será inferior a cualquiera de las otras dos dimensiones.

Para el cálculo se tendrá en cuenta las presiones unitarias máximas del cuadro, y además que la fuerza transmitida al estribo sea inferior a 25 kg/cm^2 , si es hormigón, y 15 kg/cm^2 , si es mampostería.

FIG. 99

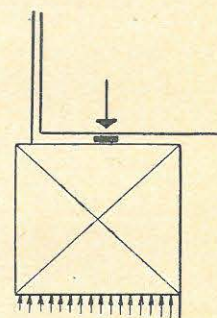


$$M = F \left(x - \frac{e}{2} \right) \quad (45)$$

$$M = F \left(\frac{e}{2} + \frac{h}{2} \tan \alpha \right) \quad (46)$$

$$n = \frac{N}{S} \pm \frac{M f}{I} \quad (47)$$

FIG. 100



X = APOYOS

APOYOS INTERMEDIOS

1001 Clasificación.

(a). Los apoyos intermedios pueden ser solidarios del dintel como en tipo F, o independientes como en los tipos C y D. En el primer caso, son necesariamente de hormigón armado; en el segundo, pueden ser también de fábrica (sillería, mampostería u hormigón en masa).

En cualquiera de estos materiales pueden ser, o continuos o de palizada, aunque esta última forma se reserva casi exclusivamente para el hormigón armado (figuras 102, 103 y 104).

1002 Disposición.

(a). La disposición lo mismo en forma que en armaduras (si es de hormigón armado), varía muy poco de la de los elementos sustentantes corrientes en construcción. Únicamente es preciso tener especialmente en cuenta, cuando se trata de apoyo dentro de corrientes de agua, la forma en tajamar de los dos frentes.

(b). En las soluciones de hormigón armado el tajamar se reduce a un simple bisel en el caso de tabique (fig. 101). Si se emplea palizada conviene disponer elementos inclinados a ambos lados de los sustentantes (fig. 104), para dar mayor estabilidad y recibir el choque de los cuerpos flotantes. Pero la solución más indicada para los cursos de agua es el tabique, debiendo tenerse muy presente lo especificado para recubrimientos (dos diámetros como mínimo), o forrar de piedra la superficie en contacto con el agua, cuando la violencia de la corriente o su acción erosiva lo justifique. Este forrado se dispondrá antes de realizar el hormigonado, provisto de los engarces convenientes para quedar íntimamente unido al cuerpo del tabique.

FIG. 101

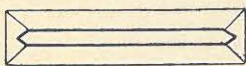


FIG. 102

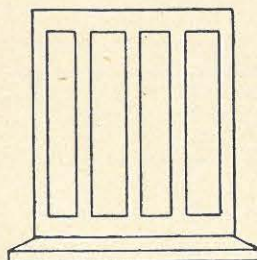


FIG. 103

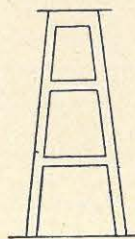
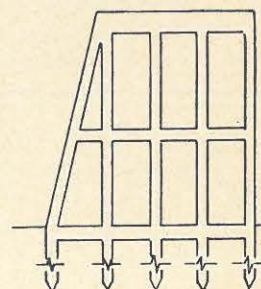


FIG. 104



(c). Cuando se utilicen soluciones de hormigón en masa, convendrá disponer en todos los paramentos una armadura en malla de \varnothing de 10 a 250 mm o equivalente, a distancia de unos 4 cm de la superficie, para evitar agrietamientos por retracción y cambios de temperatura.

(d). Los dinteles de vanos independientes se apoyan por un lado mediante articulación fija y por el otro en deslizante, debiendo procurarse cuando haya varios, aparear en los mismos apoyos los fijos y los móviles (fig. 105), para que las juntas de dilatación en pavimento se reduzcan al mínimo.

(e). Los dinteles continuos con sustentación de libre dilatación, realizarán ésta mediante articulación fija en uno de los apoyos, y deslizante en todos los demás. Conviene disponer el apoyo de articulación fija en el centro, para evitar la acumulación de esfuerzos horizontales, por funcionamiento imperfecto de las articulaciones móviles.

En los apoyos de articulación móvil puede adoptarse disposición pendular repitiendo la articulación fija en la cabeza y en el pie del apoyo, siendo muy conveniente que los hierros pasantes de esta última sean de acero inoxidable, lo cual es necesario si los pies han de quedar sumergidos.

(f). En los pilares aislados de las palizadas, las dimensiones mínimas serán 35×35 , y la cuantía de armadura superior a 1 %, realizada con barras de calibre no inferior a 25 mm. La armadura transversal mínima estará constituida por cercos de 8 mm separados 30 cm.

1003 Cálculo.

(a). Las acciones que es preciso tener en cuenta son las mismas que en el dintel, y en ocasiones otras nuevas no consideradas en éste, por producirle efectos de poca importancia. Así ocurre con el empuje transversal del viento, empuje del agua y frenado de los vehículos.

(b). En el caso de estructura solidaria, la determinación de los elementos de cálculo se llevará a cabo al mismo tiempo que en el dintel. El problema de cálculo se reduce al de losas verticales o pilares sometidos a flexión compuesta.

(c). En el caso de apoyos independientes trabajan en distintas condiciones los de articulación fija y los de articulación móvil, especialmente si éstos son pendulares, pues únicamente entonces el tabique o palizada trabaja a compresión sencilla con la carga axial correspondiente a la máxima reacción del dintel.

(d). En los apoyos de articulación móvil, será preciso considerar además de la compresión axial correspondiente a la reacción vertical del dintel, la flexión debida al esfuerzo horizontal transmitido por cabeza, cuyo valor máximo corresponde al caso de actuación de la sobrecarga en la posición más desfavorable y frenando, o sea:

$$\boxed{R \cdot f}$$

donde R es la reacción total, es decir debida a la carga y a la sobrecarga y f el coeficiente de rozamiento de la articulación cuyos valores hemos indicado en (902 b).

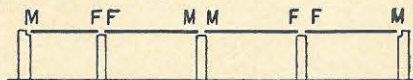


FIG. 105

(e). En los apoyos de articulación fija, el esfuerzo horizontal que es preciso considerar en cabeza vale: **fórmula 49** para frenado de vehículos (fig. 106), no contando los apoyos pendulares pues no absorben esfuerzo alguno.

Por funcionamiento imperfecto de las articulaciones (fig. 107), el valor viene dado por **fórmula 50** en la que \underline{P} , \underline{P}' y \underline{P}'' son reacciones debidas únicamente a la carga permanente.

(f). Cuando se trate de palizadas de gran altura, será preciso considerar, además de la flexión longitudinal correspondiente a los esfuerzos anteriores, la flexión transversal debida al empuje del viento, y en algunos casos también al empuje del agua.

(g). Las máximas esbelteces —relación de altura a dimensión transversal mínima— que pueden admitirse para no tener en cuenta el pandeo son 4, para apoyos de fábrica y 15 para hormigón armado.

(h). Las riostras de enlace entre los pilares de la palizada, se calcularán teniendo en cuenta la flexión por acciones transversales, o bien, cuando resulte más desfavorable, la correspondiente a sobrecarga doble, que su propio peso.

$$H_1 = T - Rf - R' f' - R'' f'' \quad (49)$$

$$H_2 = Pf + P' f' + P'' f'' \quad (50)$$

FIG. 106

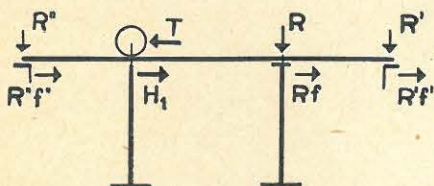
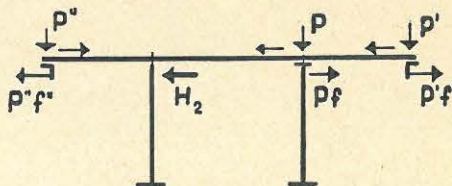


FIG. 107



APOYOS EXTREMOS

1005 Clasificación.

(a). Los apoyos extremos pueden ser o solidarios del dintel como en tipos E y algunos F, o independientes como en los restantes tipos. En el primer caso son necesariamente de hormigón armado; en el segundo pueden ser también de fábrica (mampostería, sillería u hormigón en masa).

(b). Las dos funciones que desempeña un estribo: sustentar las extremidades del tramo y contener el terraplén, puede cumplirlas en una misma estructura (caso más frecuente), puede cumplirlas en dos elementos independientes (pilares de apoyo y pantalla de contención), y puede incluso no cumplir la de sustentación del terraplén (caso de estribos perdidos).

1006 Disposición.

(a). El estribo de fábrica cumple generalmente las dos funciones en un solo macizo (fig. 108). Se dispone como un muro de contención de tierras, que además recibe una carga vertical muy próxima a uno de los paramentos. Esta distancia se determina teniendo en cuenta la zona de apoyo del dintel según lo especificado en (503 b).

(b). En los estribos de hormigón armado si son solidarios del dintel la estructura depende de la de éste. Si son independientes se adopta generalmente el tipo de pantalla vertical con o sin contrafuertes interiores (fig. 109), separándose ésta de los pilares de sustentación del tramo, cuando se adopte el sistema de desintegrar las funciones (fig. 110.)

En el caso de adoptar la solución de estribos perdidos, la estructura consistirá en palizada de pilares unidos por sus cabezas mediante viga transversal que servirá para asiento del dintel (fig. 111).

Otra solución que puede adoptarse en los estribos cuando el dintel se apoye mediante articulación móvil (es decir, en uno de los de vano único, o en los dos de varios vanos, si se dispone la articulación fija en un apoyo interior) es la pendular por repetición de articulación fija en cabeza y pie. La forma será tabique de espesor constante en el caso general (fig. 112), y palizada en el de estribos perdidos (fig. 113).

(c). Pueden combinarse los estribos con los acompañamientos prolongándose mediante aletas transversales o aletas longitudinales en voladizo, como luego veremos al tratar de los acompañamientos.



FIG. 108

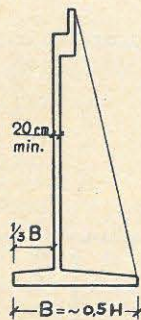


FIG. 109

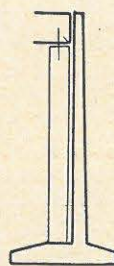


FIG. 110

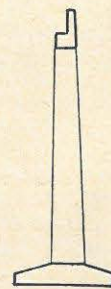


FIG. 111

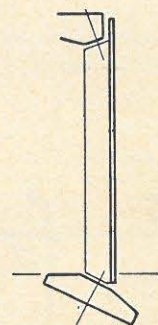


FIG. 112



FIG. 113

1007 Cálculo.

(a). Las acciones que es preciso tener en cuenta son las transmitidas por el dintel, el peso propio, el empuje de las tierras, y en ciertos casos el empuje del agua. Entre las primeras hay que tener presente el esfuerzo de frenado, que si se trata de apoyo con articulación deslizante, es la componente horizontal por funcionamiento imperfecto de las articulaciones, cuyo valor es:

$$R f$$

y puede actuar en los dos sentidos contrarios.

R es la reacción total máxima y f el coeficiente de rozamiento de la articulación (ver 902 b). Si es apoyo con articulación fija, el esfuerzo en apoyo iguala al total de frenado, menos el absorbido por los otros apoyos de articulación fija del mismo freno.

En el empuje transmitido por las tierras hay que considerar la hipótesis de actuación de la sobrecarga más desfavorable en el terraplén, combinando, naturalmente, con la correspondiente reacción del dintel que no será la máxima.

(b). En los estribos de fábrica que resisten por gravedad, el cálculo consiste en comprobar la estabilidad de un macizo sometido a esfuerzos horizontales, verticales y su propio peso (fig. 114). Por consiguiente, se determinarán las resultantes para las secciones horizontales más importantes, estudiando el punto de paso con relación al núcleo central, su inclinación y el coeficiente de estabilidad al vuelco. Pueden admitirse tracciones inferiores al décimo de la tensión de compresión máxima admisible, sin armadura en el paramento en contacto con las tierras, y hasta el quinto de dicha tensión máxima, cuando se disponga la armadura precisa en dicho paramento.

Al proyectar la forma del estribo debe tenerse en cuenta que lo principal es centrar la resultante.

(c). Los estribos de pantalla de hormigón armado, con o sin contrafuertes, se calcularán como los muros de contención de este tipo, considerando además la reacción más desfavorable del dintel. El espesor mínimo de la pantalla vertical será 20 cm. El ancho más conveniente de la base es, aproximadamente, la mitad de la altura, disponiéndose con respecto a la pantalla con una zarpa del tercio de dicha magnitud.

(d). En el caso de adoptar los estribos perdidos en palizada, se considerará que, sobre los pilares de ésta actúa el empuje correspondiente a la totalidad de la altura, sobre una superficie triple de la interior de éstos, sin compensación por el otro lado (figura 115).

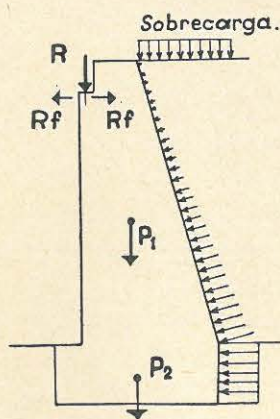


FIG. 114

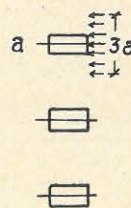


FIG. 115

(e). En los estribos de hormigón armado pendulares actúa una compresión axial por reacción del dintel y el empuje pasivo de las tierras que para dilatación puede convertirse en activo.

(d). Cuando las funciones del estribo se cumplen en estructuras independientes (fig. 110), se calculará cada una con arreglo a las normas que hemos establecido.

(g). En los estribos continuos para sustentación de dinteles de vigas, se supondrá la reacción de éstos uniformemente repartida a todo lo largo del cuerpo del mismo. (Naturalmente ésto no es válido en la cabeza, es decir, para el cálculo de los sillares de apoyo y para el de la carga local que éstos transmiten a la fábrica del estribo).

ACOMPAÑAMIENTOS.

1010 Clasificación.

Clasificaremos los acompañamientos en longitudinales y transversales, correspondiendo los primeros a la dirección paralela al eje del camino, y los segundos a cualquier otra perpendicular o inclinada. En el primer tipo tenemos los muros, que pueden ser de fábrica o de hormigón armado, y las aletas de hormigón armado en voladizo. En el segundo tipo las aletas que pueden ser de uno u otro material.

1011 Disposición.

(a). En los muros de acompañamiento de fábrica o de hormigón armado, se adoptarán las disposiciones corrientes en estos elementos. No es recomendable el atirantamiento entre muros paralelos, por las dificultades constructivas e incertidumbre en su funcionamiento.

Conviene disponerlos independientes del estribo, arrancando del plano de éste y prolongándose por el otro lado hasta el fin del terraplén, o hasta conseguir que el pie del mismo caiga fuera de la zona de máximas avenidas del cauce.

(b). Las aletas de hormigón armado longitudinales solidarias del estribo son posibles cuando éste es también de hormigón armado. Son trapeciales (fig. 116), con un lado horizontal en coronación, uno inclinado siguiendo la pendiente del terreno o la del terraplén, según los casos, y los otros dos coincidiendo con el paramento del estribo y el plano de su cimentación.

Cuando estas aletas tienen gran longitud se atirantan entre sí para contrarrestar parcialmente el empuje de las tierras, debiendo procurarse emplear un solo tirante (fig. 117). A veces, también se sustentan mediante pilares intermedios cimentados independientemente (fig. 118).

También pueden combinarse las aletas en voladizo con soluciones de estribos perdidos, disponiendo losa horizontal que ahorra el relleno de tierras (fig. 119). Estas no empujan ni sobre las aletas ni sobre el estribo.

FIG. 116

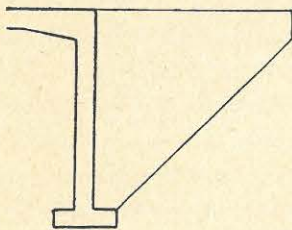


FIG. 117

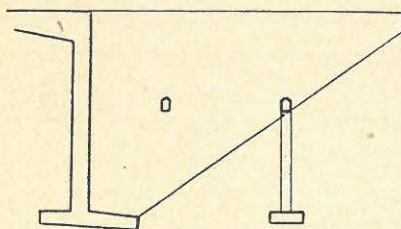
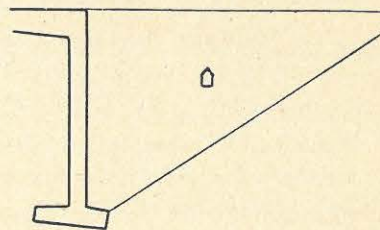


FIG. 118

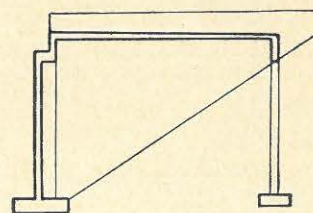


FIG. 119

(c). Las aletas transversales, como ya hemos dicho, pueden ser de fábrica o de hormigón armado, y en este segundo caso de pantalla con o sin contrafuertes interiores.

Son independientes del estribo y se disponen en planta con inclinación variable según las circunstancias del terreno, oblicuidad de la obra, naturaleza del cauce o tráfico inferior, etcétera. Esta disposición en planta de la aleta determina, la longitud de la misma y el talud de la coronación, que se calcula por intersección del plano de paramento con las superficies libres del terraplén.

Algunas veces las aletas transversales se complementan con muros de pie para reducir su longitud, los cuáles defienden las regiones inferiores del terraplén, evitando sean arrastradas por la corriente.

1012 Cálculo.

(a). En el cálculo de los muros de acompañamiento, se tendrá en cuenta el empuje máximo de las tierras, debido a su peso y al de la sobrecarga actuando en las condiciones más desfavorables.

Si se construyen de hormigón en masa, se aceptarán las mismas condiciones que para los estribos de este material (1007 b). Se dispondrán los paramentos: en talud inclinado el exterior de 1 a 5 normalmente, y de 1 a 10 como mínimo y vertical o escalonado el interior, ajustando el espesor de coronación a la altura, y conservándole constante en planta a distancias, por lo menos, de 5 metros. La longitud máxima de muro sin junta será de 10 metros.

En el caso de muros de hormigón armado, se preferirá el tipo de pantalla con contrafuertes interiores, dando a éstos perfil triangular y espaciándolos uniformemente. El espesor mínimo de la pantalla será de 15 cm. La longitud máxima sin junta será 15 metros.

(b). Las aletas de acompañamiento en voladizo, se calcularán principalmente como pantallas verticales sometidas al empuje horizontal de las tierras, comprobándose también al peso propio, aunque ésto produce generalmente efectos de poca importancia.

Para el cálculo de la flexión correspondiente al empuje de las tierras, se tendrá en cuenta la verdadera repartición de los empujes, y se determinarán los momentos de empotramiento, considerando la transmisión en fajas horizontales, y suponiendo que junto al arranque la repartición de los efectos transmitidos en una horizontal abarca una altura de la cuarta parte del vuelo correspondiente, extendida simétricamente por arriba y por abajo.

Cuando se disponga tirante de contrarresto de empujes entre las dos aletas gemelas (fig. 120), se procurará elegir la situación de éste, de modo que el momento flector máximo en la superficie de la aleta sea lo más reducido posible. Determinada la situación, se calculará aproximadamente el esfuerzo que recibe, suponiendo transmisión íntegra de las cargas correspondientes al triángulo determinado por la vertical que pasa por él y la tercera parte de las que corresponden al trapecio restante.

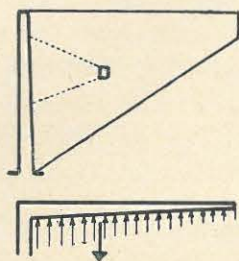


FIG. 120

Una vez calculado este esfuerzo, se determinará la distribución de los momentos flectores que produce en la losa, suponiendo que los efectos se van transmitiendo en distribución triangular con ángulo de 45° a partir del punto de anclaje del tirante. Debe rectificarse esta distribución calculando de nuevo el esfuerzo absorbido por el tirante, suponiendo la losa reducida a una barra empotrada en su extremo, y prolongada por el otro, de simple apoyo, mediante voladizo. Para las armaduras del tirante se emplearán redondos con calibre mínimo de 30 mm.

1013 Combinación de estribos y acompañamientos.

(a). En las figuras 116 a 119 aparecen las disposiciones más frecuentes de acompañamientos solidarios de los estribos. También pueden enlazarse rígidamente con los muros longitudinales si son de corta longitud.

(b). En todos los casos de estribos de fábrica, conviene disponer los acompañamientos —muros longitudinales o aletas transversales— independientes, materializando dicha separación en una junta. En las figuras 121 a 124 se esquematizan en planta y alzado las disposiciones típicas.

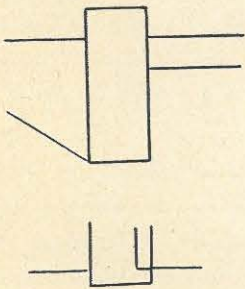


FIG. 121

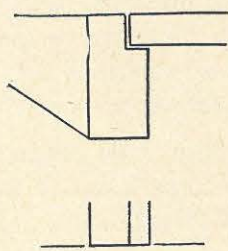


FIG. 122

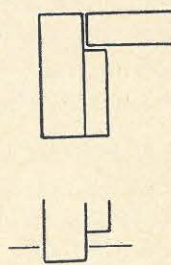


FIG. 123

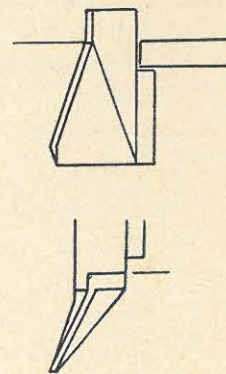


FIG. 124

CIMENTACIONES

1015 Sistema.

(a). La cimentación de los apoyos de puentes de tramo recto será, en general, sencilla, pues precisamente esta cualidad es la más valiosa, para la competencia con soluciones de puentes en arco.

Se llevará a cabo por apoyo directo sobre terreno firme (la firmeza se refiere a resistencia para las cargas transmitidas y a la seguridad contra socavaciones del cauce), o bien indirectamente mediante pilotes. El primer sistema se ejecutará o por excavación sencilla, o mediante hinca de cajón sin fondo, recurriéndose como excepción al empleo de aire comprimido.

(b). Como ya hemos advertido en (306 b), cuando el terreno de cimentación sea dudoso en lo relativo a producción de asientos permanentes, se utilizarán exclusivamente soluciones isostáticas.

(c). En cimentación directa, la transmisión de presiones al terreno se realizará a través de macizo de hormigón en masa, o de zapata de hormigón armado. La cimentación sobre pilotes puede ejecutarse moldeando éstos previamente, o *insitu*.

1016 Cimentación directa. - Macizos.

(a). Los macizos de hormigón en masa tendrán una altura no inferior a 2 metros, disponiéndose con paramentos verticales, inclinados o escalonados. El talud de los paramentos no pasará de 45° , siendo ésta la inclinación límite para realización de los escalonamientos.

(b). Se proyectarán centrados o descentrados con respecto al plano de simetría del apoyo, de modo a conseguir el centrado de la resultante por acción de su propio peso y por situación conveniente de la sección transversal. Así, por ejemplo, en la cimentación de los estribos de hormigón en masa, conviene adelantar el paramento del cuerpo de cimientos, hacia el centro del río, conservando el opuesto en prolongación con el interior del estribo.

(c). Se calcularán como macizos sometidos a la acción de las fuerzas transmitidas por el apoyo, su propio peso y la reacción de las tierras en la cara inferior. No se tendrá nunca en cuenta la acción favorable del rozamiento de los paramentos laterales con el terreno.

1017 Cimentación directa. - Zapatas.

(a). Las zapatas de hormigón armado se proyectarán de modo a obtener una repartición lo más uniforme posible de las presiones transmitidas al terreno, disponiéndose con relación al plano de simetría del apoyo de modo a realizar esta condición. Los espesores mínimos serán 30 cm en extremidad, y 50 cm junto al apoyo. La disminución de espesor se realizará mediante plano inclinado.

(b). Cuando se trata de zapata distribuyendo cargas en una sola dirección (caso de cimentación de tabiques), se calculará como voladizo sometido a la reacción del terreno, distribuida en la cara inferior con arreglo a los resultados de la fórmula de compresión compuesta. La luz de vuelo se contará a partir del paramento del tabique. Se comprobarán teniendo presente que, mediante la armadura ha de asegurarse la resistencia a la flexión en todas las secciones, y mediante los espesores la correspondiente al desgarramiento. Podrá prescindirse de esta última comprobación, si el vuelo de la zapata es inferior a las dos terceras partes del espesor junto al apoyo.

(c). Si se trata de zapata, cuadrada o rectangular, distribuyendo cargas alrededor de un centro (caso de cimentación aislada de columnas), se calculará como voladizo en las dos direcciones, suponiendo un ancho resistente junto al apoyo, como máximo igual a las dimensión correspondiente de éste, más el doble de su espesor en dicha zona.

(d). El calibre mínimo de las barras que se empleen en armadura principal será 30 mm, debiendo terminar en ganchos y disponerse recubrimientos no inferiores a 4 cm.

1018 Cimentación por pilotaje.

(a). Se recurrirá al empleo de pilotes, cuando el terreno firme esté a profundidad relativamente grande. El límite para casos corrientes es de unos 6 metros, debiendo tenerse presente que el firme, como ya hemos indicado, se refiere lo mismo a resistencia para soportar las cargas, que a seguridad contra socavación.

(b). Los pilotes pueden prolongarse directamente en las columnas de la superestructura de las palizadas, pero en general, corresponderán varios a cada apoyo aislado, cuyas cabezas se enlazarán mediante zapata de hormigón armado con espesor mínimo de 45 cm.

(c). La separación mínima entre ejes de pilotes será 75 cm, y la distancia desde paramento a borde de zapata, no bajará de 20 cm.

(d). Las dimensiones mínimas de la sección transversal de un pilote son $30 \times 30 \text{ cm}^2$, y su armadura principal $4 \text{ } \varnothing 25$.


La armadura transversal estará constituida por espiral o cercos aislados de un calibre no inferior a 8 mm, espaciándose a 5 cm en una longitud de 1,50 m, a partir de la cabeza. Los recubrimientos mínimos serán 4 cm.

Se cuidará especialmente del enlace de las barras longitudinales en la cabeza, siendo muy adecuado el empalmar directamente las que corresponden a esquinas opuestas.

En la punta se dispondrá un azuche de fundición, o de chapa soldada, para facilitar la hinca.

(e). Los pilotes se calcularán para soportar la carga íntegra que les transmite el apoyo, que estará limitada entre 25 y 35 ton. como máximo por cada uno, y además para resistir la flexión a que está sometido durante transporte, e izado. Para ésto se considerará en general, si no se toman precauciones especiales, que el pilote se apoyará en sus dos extremos.

NOTACION

| | | | | | |
|---|-------|--|---|-------|--|
| A | | Máxima tensión admisible en acero. | T | | Esfuerzo tangencial. |
| a | | Abscisa de la sección de una viga. | t | | Tensión tangencial. |
| | | Ancho de una sección o recuadro. | U | | Dimensión del rectángulo de transmisión en el sentido del ancho de llanta. |
| B | | Ancho eficaz de losa. | V | | Reacción vertical. |
| | | Ancho eficaz en cabezas de T. | v | | Velocidad. |
| b | | Brazo del par flector resistente. | X | | Componente de fuerza o reacción según eje X. |
| | | Dimensión perpendicular a las principales. | x | | Abscisa del punto de aplicación de una fuerza. |
| c | | Canto útil de una viga. | Y | | Componente de fuerza o reacción según eje Y. |
| | | Coefficiente de propagación (método de propagación directa). | y | | Ordenada. |
| D | | Dimensión útil de un capitel. | Z | | Componente de fuerza o reacción según eje Z. |
| d | | Diámetro. | | | Tracción horizontal total en articulaciones pendulares. |
| | | Espesor de pavimento + relleno. | z | | Coordenada. |
| E | | Coefficiente de elasticidad longitudinal. | | | Máxima tensión de tracción horizontal en articulaciones pendulares. |
| e | | Espesor. | α | | Inclinación barras dobladas. |
| | | Masa elástica. | | | Coefficiente de rigidez (método de Cross). |
| F | | Fuerza exterior. | | | Angulo típico en método puntos fijos. |
| f | | Flecha. | β | | Inclinación de los acartelamientos. |
| | | Profundidad fibra neutra. | | | Coefficiente de transmisión (método de Cross). |
| G | | Coefficiente de elasticidad transversal. | | | Angulo típico en método puntos fijos. |
| g | | Aceleración de la gravedad. | Δ | | Desplazamiento transversal. |
| H | | Fuerza o reacción horizontal. | δ | | Desplazamiento longitudinal. |
| | | Máxima tensión admisible en hormigón. | | | Peso específico de las tierras. |
| | | Coefficiente de dureza Brinell. | \mathcal{E} | | Area sección de una fila de estribos. |
| h | | Altura. | | | Angulo típico en método de puntos fijos. |
| I | | Momento de inercia. | φ | | Profundidad unitaria de fibra neutra |
| K | | Coefficiente de empuje de tierras. | t | | Coefficiente de variación de inercia. |
| k | | Rigidez (Método de Cross). | λ | | Esbelted. |
| L | | Luz de cálculo. | μ | | Momento del par de empotramiento perfecto (método de Cross). |
| l | | Distancia entre paramentos. |  | | Area sección de armadura principal. |
| M | | Momento flector. | ω | | Area sección de armadura de repartición. |
| m | | Coefficiente de proporcionalidad. | θ | | Angulo de giro de una sección. |
| N | | Esfuerzo longitudinal. | σ | | Ordenada de la línea de cierre sobre los puntos fijos (método de los puntos fijos). |
| n | | Tensión normal. | γ | | Angulo entre las direcciones del cauce y de la normal al camino en puentes oblicuos. |
| O | | Ancho del rectángulo de transmisión en losas. | | | |
| o | | Contorno de una barra. | | | |
| P | | Peso concentrado en un punto. | | | |
| p | | Carga uniformemente distribuida. | | | |
| | | Peralte. | | | |
| q | | Cuantía de hierro en sección transversal. | | | |
| R | | Resistencia de rotura. | | | |
| r | | Radio. | | | |
| | | Máxima tensión admisible. | | | |
| S | | Area sección. | | | |
| s | | Separación de barras en armadura de alma. | | | |

INDICE POR MATERIAS

| | | |
|---|--------------------|--|
| Abscisa | | |
| de los puntos fijos | 304 e | |
| Acartelamientos | | |
| inclinaciones máximas | 402 b | |
| en forjados de tablero | 700 b | |
| en planta o en alzado de vigas | 700 d | |
| en nudos de vigas Vierendel | 804 b | |
| en nudos de vigas trianguladas | 805 c | |
| Acciones | Cap. II | |
| Aceras | | |
| en voladizo | 501 y 700 b | |
| utilización del sobrealto de | 501 y 601 a | |
| Acero | | |
| clases de | 403 b | |
| máximas tensiones admisibles en | 403 b | |
| articulaciones de | 901 c | |
| piezas de, en articulaciones | 904 a | |
| Acompañamientos | | |
| clasificación | 1010 | |
| muros de | 1011 a | |
| cálculo de | 1012 | |
| combinados con estribos | 1013 | |
| Adherencia | | |
| máximas tensiones admisibles | 403 a | |
| comprobación en armadura principal de vigas | 711 | |
| Aletas | | |
| longitudinales | 1011 b | |
| transversales | 1011 c | |
| trazado de | 1011 c | |
| cálculo de | 1012 | |
| Alma | | |
| clasificación de vigas por | 103 | |
| vigas de, aligerada | 804 y 805 | |
| vigas de, llena | 704 a | |
| anchura de | 704 c y 80 x | |
| armadura de | 705 b y 710 | |
| Ancho | | |
| eficaz de losa | 506 | |
| virtual de fajas en losa sobre columnas | 606 a y 607 a | |
| de vigas | 704 c y 80 x | |
| Anclaje | | |
| ganchos de | 402 c | |
| de armadura de alma | 402 c y 705 b | |
| de armaduras principales | 705 a | |
| de armadura de losa sobre columnas | 606 b y 607 b | |
| de armadura montantes Vierendel | 804 d | |
| de armadura de vigas trianguladas | 805 d | |
| Apoyos | | |
| intermedios | 1000 a 1005 | |
| extremos | 1005 a 1010 | |
| longitud de, en losas | 503 b | |
| aparatos de | Cap. IX | |
| asientos de los | 206 | |
| solidarios del dintel | 1003 b | |
| Armadura | | |
| rígida | 402 d | |
| principal en losas | 504 b | |
| de dos direcciones | 606 b | |
| de cuatro direcciones | 607 b | |
| de columnas | 609 a | |
| de capiteles | 609 b | |
| de repartición en losas | 504 d | |
| de repartición en losas oblicuas | 504 a | |
| transversal en losas | 504 e | |
| de retracción en losas | 503 a | |
| principal en vigas | 705 b, c y d y 710 | |
| horizontal en vigas | 705 e | |
| de articulaciones fijas | 904 c, d y e | |
| de articulaciones pendulares | 908 c y d | |
| de articulaciones en ménsulas | 909 b | |
| de tracción en estribos de fábrica | 1006 b | |
| en tirantes | 1012 c | |
| Articulaciones | | |
| fijas | 904 | |
| deslizantes | 905 | |
| de rodillos | 906 | |
| pendulares | 907 | |
| en ménsulas | 908 | |
| funcionamiento imperfecto de las | 1003 e y 1007 a | |
| Asientos | | |
| de los apoyos | 206 | |
| consideración en el cálculo | 300 | |
| Barras | | |
| pasantes | 901 d | |
| Bielas | | |
| de articulaciones pendulares | 901 c | |
| Bombeo | | |
| inclusión del | 501, 601 a y 700 b | |
| Borde | | |
| de la losa | 501 | |
| refuerzo en extremidades | 601 c y 603 b | |
| Cabezas | | |
| de compresión en vigas T. | 301 b | |
| Cálculo | | |
| elementos de | Cap. III | |
| de estructuras irostáticas | 302 | |
| de estructuras hiperestáticas | 303 | |
| de momentos de empotramiento | 304 | |
| de tensiones | Cap. IV | |
| de dinteles de losa | 505 | |
| de losa sobre columnas | 610 | |
| de forjados | 703 y 903 | |
| de vigas en tablero superior | 706 | |
| de armadura principal en vigas | 709 | |
| de armadura de alma en vigas | 710 | |
| de vigas Vierendel | 804 e | |
| de vigas de retícula triangular | 805 e | |
| de articulaciones fijas | 904 b y c | |
| de articulaciones móviles | 905 c | |

| | | | |
|--|----------------------|--|--|
| Cálculo | | | |
| de rodillos para articulaciones | 906 b y c | | |
| de péndulos | 908 b, c y d | | |
| de articulaciones en ménsulas | 909 c | | |
| de apoyos intermedios | 1003 | | |
| de apoyos extremos | 1007 | | |
| de acompañamientos | 1012 | | |
| de macizos de cimentación | 1016 c | | |
| de zapatas | 1017 c | | |
| de pilotes | 1018 e | | |
| Camiones | 203 a | | |
| Capiteles | | | |
| dimensiones mínimas | 605 b | | |
| armadura de | 609 b | | |
| sección útil de | 605 b | | |
| Características | | | |
| de las estructuras | 301 | | |
| del terreno | 307 a | | |
| de los materiales para articulaciones | 903 c | | |
| Carga | | | |
| permanente | 202 | | |
| uniformemente repartida equivalente a tren | 305 | | |
| uniformemente repartida equivalente a sobre- carga en empuje de tierras | 207 b | | |
| distribución de la | 305 b | | |
| Celosía | | | |
| vigas de | 103 y 805 | | |
| Cercos | | | |
| en armaduras de alma | 705 d | | |
| en armaduras de articulaciones | 904 c y 907 c | | |
| Chapa | | | |
| de plomo en articulaciones | 901 a, 904 a y 905 a | | |
| de corcho en articulaciones | 904 a y 907 a | | |
| Cilindro compresor | 203 a | | |
| Cimentación | | | |
| sistemas de | 1015 | | |
| directa sobre macizo | 1016 | | |
| directa sobre zapata | 1017 | | |
| por pilotaje | 1018 | | |
| Clases | | | |
| de hormigón | 403 a | | |
| de acero | 403 b | | |
| Clasificación | | | |
| normas de | 100 | | |
| por estructura longitudinal | 101 | | |
| por estructura transversal | 102 | | |
| por tipo de vigas | 103 | | |
| de las acciones | 200 | | |
| de dinteles de losa | 500 | | |
| de dinteles de losa sobre columnas | 600 | | |
| dinteles de tablero inferior | 700 | | |
| aparatos de apoyo | 900 | | |
| apoyos intermedios | 1000 | | |
| apoyos extremos | 1005 | | |
| acompañamientos | 1010 | | |
| Coefficientes | | | |
| de dilatación térmica | 204 | | |
| de empuje de tierras | 207 | | |
| de empuje del agua | 209 | | |
| de impacto | 203 | | |
| de amplificación | 301 b | | |
| del método de Cross | 304 c | | |
| del método de distribución directa | 304 d | | |
| de repartición de tensiones | 401 b | | |
| de repartición de esfuerzos entre vigas | 707 a | | |
| de rozamientos en articulaciones | 902 | | |
| de repartición de carga entre rodillos | 906 b | | |
| de dureza Brinell | 906 b | | |
| Contacto | | | |
| rectángulo de, con ruedas | 506 a | | |
| presión de | 903 | | |
| Continuidad | | | |
| en los tramos de varios vanos | 101 d | | |
| en armadura de losa | 504 c | | |
| en armadura de losa sobre columnas | 606 b | | |
| Contorno | | | |
| Contrafuertes | | | |
| estribo de hormigón armado de | 1006 b y c | | |
| muro de hormigón armado de | 1011 | | |
| Corcho | | | |
| placas de | 904 a y 907 a | | |
| Cross-Método | 304 c | | |
| aplicación a estructuras trianguladas | 805 e | | |
| Cuantía | | | |
| mínima en losa sobre columnas | 608 | | |
| mínima en armadura principal de vigas | 5 a | | |
| Desgarramiento | | | |
| tensiones máximas de | 403 a | | |
| comprobación losas al | 506 d y 610 b | | |
| Desplazabilidad | | | |
| grado de | 304 c | | |
| Desplazamientos | | | |
| ecuación de los | 304 c | | |
| Fábrica | | | |
| articulaciones de apoyos intermedios de | 1001, 1002 c | | |
| apoyos extremos de | 1005 a | | |
| estribos de | 1006 a y 1007 b | | |
| Forjado | | | |
| superior | 700 b | | |
| inferior | 700 c | | |
| espesor mínimo del | 701 | | |
| armaduras en | 702 | | |
| cálculo del | 703 | | |
| Forado | | | |
| de sillería en apoyos intermedios | 1002 b | | |
| Frenado | | | |
| acción de | 210 | | |
| efectos en los apoyos fijos | 1007 c | | |
| efectos en los apoyos móviles | 1007 a | | |
| Fuerza centrífuga | | | |
| acción | 211 | | |
| Funciones | | | |
| que deben cumplir los apoyos extremos | 1005 b | | |
| Gancho | | | |
| diámetro mínimo de | 402 c | | |
| adherencia en extremidades de | 711 b | | |
| Gehler | | | |
| método de, para cálculo de articulaciones en ménsulas | 909 c | | |
| Hertz | | | |
| fórmulas de | 903 a y b | | |
| Hipótesis | | | |
| para la determinación de M, N y T | 300 | | |
| de simultaneidad de cargas | 305 | | |
| para el cálculo de tensiones | 400 y 401 | | |
| Hiperestáticas | | | |
| cálculo de estructuras | 303 | | |
| Impacto | | | |
| coeficientes de | 203 c | | |

| | |
|---|-------------------|
| Isostáticas | |
| cálculo de estructuras | 302 |
| Juntas | |
| en losas | 503 a |
| en losa sobre columnas | 603 a |
| en muros de hormigón | 1012 a |
| en muros de hormigón armado | 1012 a |
| entre estribos y acompañamientos | 1011 a |
| de separación de tramos. | 1002 d |
| Longitud | |
| máxima de losa sin juntas | 503 a y 503 b |
| de losa que penetra en el apoyo | 503 b |
| máxima de muros sin juntas | 1012 a |
| Longitudinal | |
| esfuerzo | Cap. III |
| desplazamientos. | 304 c |
| sección, de losas | 503 y 603 |
| armadura | 504 a |
| fajas | 606 a y 607 a |
| acompañamientos | 1010, 1011 y 1012 |
| aletas | 1011 b y 1012 b |
| Losa | |
| dinteles de | 102 a |
| sobre apoyos transversales | Cap. IV |
| sobre columnas | Cap. V |
| espesor mínimo de | 502 y 602 |
| ancho eficaz de | 602 a |
| longitud máxima de | 5032 y 603 a |
| armaduras de | 504, 606 y 607 |
| Luz | |
| de cálculo. | 301 a |
| Macizos | |
| de cimentación. | 1016 |
| Ménsula | |
| definición | 100 c |
| tramos con | 101 c |
| cálculo de dinteles con | 302 |
| articulaciones en | 908 |
| Momentos | |
| flectores | Cap. III |
| de los pares de empotramiento | 303 b y 304 |
| de empotramiento perfecto. | 304 c y 304 d |
| flectores en losa sobre columnas | 610 a |
| Muros | |
| empuje de tierras sobre | 307 a |
| de acompañamiento. | 1011 a, 1012 a |
| Nudos | |
| movimientos de | 304 c |
| acartelamientos en | 804 b y 805 c |
| desplazamientos de los, en vigas trianguladas | 805 e |
| Oblicuos | |
| armadura en losas | 504 a |
| armadura de forjados en tramos. | 702 a |
| Palizadas | |
| en apoyos intermedios. | 1001 b |
| tajamares en | 1002 b |
| de gran altura | 1003 f |
| en apoyos extremos. | 1006 c |
| empuje de tierras sobre | 1007 d |
| Pantalla | |
| en extremidad de losa. | 603 |
| estribos de | 1006 b y 1007 c |
| espesor mínimo de | 1007 c |
| muros de | 1011 a |
| aletas de | 1011 c |
| Péndulos | |
| de hormigón armado en articulaciones | 907 |

| | |
|--|---------------|
| Peso | |
| propio | 201 |
| distribución del | 305 b |
| Placas | |
| deslizantes | 905 |
| de corcho en articulaciones | 904 a y 907 a |
| de acero para refuerzo de articulaciones | 904 a |
| de transmisión en rodillos | 906 c |
| de apoyo sobre ménsulas | 909 a |
| Pilas | |
| apoyos intermedios. | 1000 a, 1004 |
| Pilotes | |
| cimentación por | 1018 |
| Plasticidad | |
| del terreno, influencia de la | 206 b |
| del hormigón, consideración de la. | 401 c |
| del hormigón, influencia en <u>m</u> | 401 b |
| Plomo | |
| placas de, en articulaciones | 901 a |
| en zona de estrangulación | 904 a y 907 a |
| en placas deslizantes | 905 a |
| Pórticos | |
| de un solo vano | 101 e |
| de varios vanos | 101 f |
| virtuales (método) | 610 |
| Pratt | |
| triangulación | 805 a |
| Presión | |
| de contacto en articulaciones | 803 a y b |
| Pretiles | |
| vigas | 800 |
| Propagación | |
| coeficientes de. | 304 d |
| Puntos fijos | |
| método. | 304 c |
| Reacciones | |
| en estructuras isostáticas | 302 c |
| en estructuras hiperestáticas | 303 c |
| Recrecimiento | |
| del espesor en losas reforzadas | 602 b |
| Refuerzo | |
| del espesor en cortes y bordes de losa | 601 c |
| Retracción | |
| de fraguado | 305 |
| armadura de, en losas | 305 a |
| armadura de, en apoyos | 1002 c |
| Repartición | |
| coeficiente de | 401 b |
| armadura de. | 504 a y d |
| Rígidez | |
| | 304 c |
| Riostras | |
| vigas | 700 a y 800 a |
| en palizadas | 1003 h |
| Rodillos | |
| articulaciones de. | 906 |
| cálculo de | 906 b |
| Rozamiento | |
| en articulaciones | 902 b |
| Recuadro | |
| de losas sobre columnas. | 600 |
| dimensiones de, ídem | 604 a |
| disminución de luz en extremos. | 604 b |

| | | | |
|---|----------|---------------|---|
| Recubrimientos | | | |
| mínimos | 402 | c | |
| Sección | | | |
| momento de inercia de la | 301 | b | |
| método de las | 400 | a | |
| transversal en losas | 501, 601 | | |
| longitudinal en losas | 503, 603 | | |
| transversal en vigas | 700 | d | |
| Semiempotramiento | | | |
| de forjados de tablero superior | 703 | a | |
| de forjados de tablero inferior | 801 | c | |
| Sillar de apoyo | 909 | | |
| Sobrecarga | | | |
| móvil | 203 | | |
| extraordinarias | 203 | d | |
| equivalente para empuje contra muros y estribos | 207 | b | |
| uniformemente repartida equivalente al tren | 305 | c | |
| móvil | 305 | c | |
| Tajamares | 1002 | b | |
| Tablero | | | |
| superior | 102 | b y Cap. VII | |
| inferior | 102 | c y Cap. VIII | |
| intermedio | 100 | a | |
| Tabiques | 102 | b | |
| Tensiones | | | |
| cálculo de las | Cap. IV | | |
| máximas admisibles | 403 | | |
| admisibles en estrangulación | 903 | a y b | |
| de tracción admisibles en estribos de fábrica | 107 | b | |
| Tirantes | | | |
| entre muros de acompañamiento | 1011 | a | |
| entre aletas longitudinales | 1011 | b y 1012 | b |
| Tramo | | | |
| definición | 100 | b | |
| clasificación | 101 | | |
| Transmisión | | | |
| factor de | 304 | c | |
| superficie de | 506 | a | |
| Tranvías | 203 | a | |
| Tren | | | |
| de sobrecarga | 203 | | |
| Variaciones | | | |
| termohigrométricas | 304 | | |
| Vieredel | | | |
| viga | 103 | y 804 | |
| Vigas | | | |
| clasificación 'de | 103 | | |
| secciones transversales de | 709 | d | |
| de sección T | 301 | b y 401 | a |
| pantalla | 603 | b | |
| principales | 704 | a 711 | |
| transversales | 700 | a | |
| riostros | 700 | a y 800 | a |
| Virtual | | | |
| ancho | 610 | | |
| método pórticos | 710 | c | |
| esfuerzo cortante virtual | 710 | c | |
| Voladizo | | | |
| definición | 100 | b | |
| tramo con | 101 | b | |
| cálculo de dinteles con | 302 | a | |
| extremidades de losa en | 603 | b | |
| Warren | | | |
| triangulación | 805 | a | |
| Williot | | | |
| diagrama | 805 | e | |
| Zapatas | | | |
| de cimentación | 1017 | | |

INDICE NUMERICO

| | Pág. | | Pág. |
|---|------|--|------|
| Capítulo I - Clasificación | | | |
| 100 Normas de clasificación | 7 | 502 Espesores mínimos | 29 |
| 101 Clasificación por la estructura longitudinal | 7 | 503 Sección longitudinal | 29 |
| 102 Clasificación por la estructura transversal | 8 | 504 Armaduras | 29 |
| 103 Clasificación por el tipo de vigas | 8 | 505 Cálculo | 30 |
| | | 506 Ancho eficaz de losa | 30 |
| Capítulo II - Acciones que deben tenerse en cuenta. | | Capítulo VI - Dinteles de losa sobre columnas. | |
| 200 Clasificación | 9 | 600 Clasificación | 31 |
| 201 Peso propio | 9 | 601 Sección transversal | 31 |
| 202 Carga permanente | 9 | 602 Espesores mínimos | 31 |
| 203 Sobrecarga móvil | 10 | 603 Sección longitudinal | 32 |
| 204 Variaciones termohigrométricas | 11 | 604 Distribución de las columnas | 32 |
| 205 Retracción de fraguados | 11 | 605 Dimensiones de las columnas | 32 |
| 206 Asientos de los apoyos | 11 | 606 Armadura de losa en dos direcciones | 33 |
| 207 Empuje de tierras | 11 | 607 Armadura de losa en cuatro direcciones | 34 |
| 208 Empuje del viento | 12 | 608 Cuantía mínima | 34 |
| 209 Empuje del agua | 12 | 609 Armadura de las columnas | 34 |
| 210 Frenado | 12 | 610 Cálculo | 35 |
| 211 Fuerza centrífuga | 12 | | |
| Capítulo III - Determinación de los elementos de cálculo M, N y T. | | Capítulo VII - Dinteles de vigas con tablero superior. | |
| 300 Hipótesis | 13 | 700 Organización | 37 |
| 301 Características | 13 | FORJADOS | |
| 302 Procedimiento de cálculo en estructuras isostáticas | 15 | 701 Espesor mínimo | 38 |
| 303 Procedimiento de cálculo en estructuras hiperestáticas | 15 | 702 Disposición de las armaduras | 38 |
| 304 Cálculo de los momentos de empotramiento en los nudos | 15 | 703 Cálculo | 38 |
| b) Método de las deformaciones angulares | 17 | VIGAS PRINCIPALES | |
| c) Método de Cross | 17 | 704 Dimensiones | 39 |
| d) Método de distribución directa | 21 | 705 Armadura | 39 |
| e) Método de los puntos fijos | 22 | 706 Cálculo | 40 |
| 305 Valores máximos totales | 23 | 707 Repartición de los esfuerzos entre vigas | 40 |
| | | 708 Determinación de los elementos de cálculo | 41 |
| Capítulo IV - Cálculo de las tensiones. | | 709 Cálculo de la armadura principal | 43 |
| 400 Método | 25 | 710 Cálculo de la armadura de alma | 43 |
| 401 Repartición de tensiones | 25 | 711 Comprobación de la adherencia | 43 |
| 402 Organización del material para resistir las tensiones | 25 | | |
| 403 Tensiones máximas admisibles | 26 | Capítulo VIII - Dinteles de vigas con tablero inferior. | |
| Capítulo V - Dinteles de losa sobre apoyos transversales. | | 800 Disposición general | 45 |
| 500 Clasificación | 29 | 801 Tablero | 45 |
| 501 Sección transversal | 29 | 802 Vigas principales | 46 |
| | | 803 Vigas de alma llena | 46 |
| | | 804 Vigas Vierendel | 47 |
| | | 805 Vigas de retícula triangular | 48 |

| | <u>Pág.</u> | | <u>Pág.</u> |
|---|--|----------------------------------|--|
| Capítulo IX - Aparatos de apoyo. | | APOYOS EXTREMOS | |
| 900 | Clasificación | 1005 | Clasificación |
| 901 | Disposición general | 1006 | Disposición |
| 902 | Esfuerzos que deben tenerse en cuenta .. | 1007 | Cálculo |
| 903 | Tensiones máximas admisibles | ACOMPAÑAMIENTOS | |
| 904 | Articulaciones fijas | 1010 | Clasificación |
| 905 | Articulaciones deslizantes | 1011 | Disposición |
| 906 | Articulaciones de rodillos | 1012 | Cálculo |
| 907 | Articulaciones pendulares | 1013 | Combinación de estribos y acompaña- mientos |
| 908 | Articulaciones en ménsulas | CIMENTACIONES | |
| 909 | Sillares de apoyo | 1015 | Sistema |
| Capítulo X - Apoyos. | | 1016 | Cimentación directa.-Macizos |
| APOYOS INTERMEDIOS | | 1017 | Cimentación directa.-Zapatas |
| 1001 | Clasificación | 1018 | Cimentación por pilotaje |
| 1002 | Disposición | NOTACION | |
| 1003 | Cálculo | INDICE POR MATERIAS | |

FE DE ERRATAS

- Fig. 12 (pág. 14) invertida
 Fórmula (13) (pág. 19) en lugar de k debe ponerse z
 Fórmula (15) (pág. 20) en numeradores en lugar de I aislada debe ponerse 1
 Fórmula (18) (pág. 22) íd. íd. íd. íd. íd. íd.
 Pág. (11) en lugar de epígrafes 304 a 307 debe ponerse 204 a 207

COLECCION DE PUENTES DE ALTURA ESTRICTA

LOSA

SERIE I

6 - 7 - 8 - 9 - 10

PORTICO SENCILLO



VIGAS

SERIE II

12-14-16-18-20

SERIE III

14-16-18-20-25

PÓRTICO EN π



SERIE IV

30-35-40-45-50

SERIE V

14-16-18-20-22 25

DINTELES
TRES VANOS



SERIE VI

30-35-40-45-50

SERIE VII

18-20-22-25-35-40

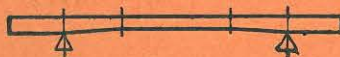


SERIE VIII

30-35-40-45-50

SERIE IX

6 - 7 - 8 - 9 - 10



SERIE X

12-14-16-18-20

PALIZADAS PARA DOS-TRES-CUATRO VÍAS

PUBLICADAS: SERIES III y IV

En preparación, del mismo autor:

TEORIA GENERAL DE ESTRUCTURAS

Primera parte. — Fundamentos

1. Materiales.
2. Morfología.
3. Estática.
4. Resistencia y Elasticidad.
5. Métodos de cálculo.
6. Experiencias y reglamentos.

Segunda parte. — Estructuras puras

7. Cálculo de vigas y columnas.
8. Cálculo de arcos.
9. Cálculo de estructuras reticulares.
10. Cálculo de losas planas.
11. Cálculo de estructuras superficiales.
12. Cálculo de macizos.
13. Cálculo de estructuras complejas.

Tercera parte. — Estructuras funcionalizadas

14. Estructuras de edificación.
15. Estructuras industriales.
16. Puentes de tramo recto.
17. Puentes de arco.
18. Estructuras hidráulicas.
19. Estructuras marinas.
20. Infraestructuras.

Publicado: CALCULO DE ESTRUCTURAS RETICULARES.

En prensa: PUENTES DE TRAMO RECTO DE HORMIGON ARMADO.