

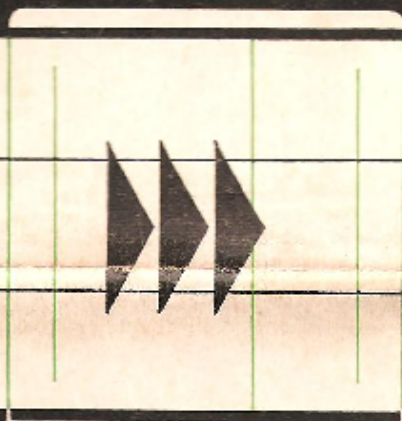


INSTRUCCIONES



Reglas de cálculo
de precisión
Hormigón armado

No. 2/31



I. Campo de aplicación y descripción de la regla de cálculo 2/31

La regla de cálculo especial 2/31 está diseñada como regla bilateral y presenta así la ventaja, que el anverso de ella esté desarrollado como en una regla de cálculo técnica generalmente usual, para cuyo efecto está provista con todas las escalas necesarias, en tanto que el reverso de la regla muestra una particular disposición de escalas, para todos los problemas y cálculos que se presentan en la práctica de la construcción del hormigón armado, en los cuales se encuentran las soluciones sin ayuda de tablas o comprobaciones.

En el anverso de la regla se encuentran las escalas principales C y D con la escala recíproca CI, las escalas de cuadrados A y B con la escala recíproca BI, las escalas trigonométricas S, T₁, T₂, y ST, la escala cúbica K y la escala de mantisas L.

Al reverso de la regla de cálculo están ubicadas las escalas especiales para el momento de flexión M, el ancho de sección b y los valores h, x , $\frac{x}{3}$, y f_o . Además se encuentran en el cuerpo de regla los grupos de escalas para ajustar los valores σ_b , utilizando las marcas para σ_o al reverso del cursor.

II. Base de cálculo

La ejecución de los problemas de medición se efectúa según DIN 1045, donde el número de relación de la masa de elasticidad del acero hacia el hormigón está considerado con $n = 15$ (para la relación $n = 10$ fué diseñado un cursor especial, con el cual, usando la misma regla, es posible efectuar cálculos de medición en igual forma). Para estos cálculos valen por tanto las siguientes relaciones:

$$h = k_h \cdot \sqrt{\frac{M}{b}} \quad x = k_x \cdot k_h \cdot \sqrt{\frac{M}{b}} = k_x \cdot \sqrt{\frac{M}{b}} \quad y \quad f_e = k_{fe} \cdot \sqrt{\frac{M}{b}} \quad \text{donde}$$

$$f_e = \frac{F_e \cdot 100}{b}$$

Los valores k_h , k_x y k_{fe} se obtienen, ajustando las correspondientes marcas de cursor (σ_e), en los grupos de escalas de ajuste (σ_e), en tanto que la expresión $\sqrt{\frac{M}{b}}$ se obtiene por ajuste de la reglilla $\frac{M}{b}$ en la escala de cuadrados (par de escalas inferior) y paso a la escala básica (escala de reglilla superior).

Para el cálculo de secciones en forma T y doble armadura se han dispuesto en la faja de material sintético adjunto,

diagramas que permiten determinar la relación $\beta' = \frac{h_d}{h} = \frac{x_d}{x} = \frac{f_e}{f_d}$ respectivamente el ancho ideal b_i

En esta faja se han aplicado también los escalas de conversión para

$$k = \frac{b \cdot h}{F_e} \quad \text{en} \quad m = \frac{\sigma_e}{\sigma_b} \quad \text{y en} \quad k_z = \frac{M}{h \cdot F_e \cdot \sigma_e}$$

4

III. Explicación del procedimiento de cálculo

Para el desarrollo del curso del cálculo en la regla 2/31 deben considerarse los siguientes factores:

M	momento de flexión	en Mpm
d	altura total de la sección rectangular, respectivamente espesor de las alas en vigas en T	en cm
h	= d — a, trecho útil de la sección	en cm
a	distancia entre el centro de gravedad de la armadura de tracción y el borde traccionado	en cm
h'	distancia entre el centro de gravedad de la armadura y el borde comprimido	en cm
b	ancho de compresión eficaz estáticamente	en cm
b ₀	ancho del nervio en vigas T	en cm
c	diferencia h — h' respectivamente d — (a + h')	en cm
x	distancia del eje neutro del borde comprimido	en cm
σ_b	tensión por compresión (del hormigón)	en kp/cm ²
σ_e	tensión por tracción (del acero)	en Mp/cm ²
$F_e = f_e \cdot b/100$	sección total de la armadura traccionada	en cm ²
$F_{e'} = f_{e'} \cdot b/100$	sección total de la armadura comprimida (armadura doble)	en cm ²
N	fuerza normal que actúa sobre la sección	en Mp
$M_u = M + N \cdot u$	momento M + N · u, donde u representa la distancia del centro de gravedad de la sección al centro de gravedad de la armadura traccionada	en Mpm

Observe el curso del cálculo siguiente:

- 1.) En la ensambladura de deslizamiento inferior de la regla se ajusta (p. ej. 2 Mpm sobre el ancho de la viga (p. ej. 40 cm). (ver fig. 1).

- 2.) La marca del cursor correspondiente a la tensión del acero deseada (p. ej. $\sigma_s = 2 \text{ Mp/cm}^2$) del esquema de cursor inferior derecho, se desliza sobre la tensión del hormigón necesaria (p. ej. $\sigma_b = 80 \text{ kp/cm}^2$) del sistema de divisiones inferior derecho del cuerpo de regla. Luego se lee en la escala de reglilla superior, bajo el trazo del cursor derecho, para la altura estática el valor (p. ej. $h = 19,52 \text{ cm}$).

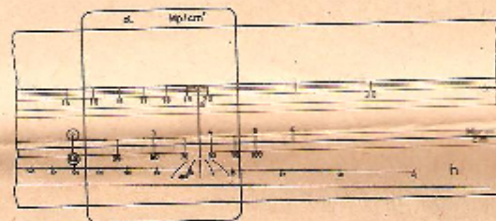


Fig. 1

- 3.) Con el mismo ajuste de la reglilla se lleva a cabo el mismo procedimiento, como muestra la figura 2, utilizando el esquema de cursor superior y el sistema de divisiones del cuerpo de regla superior. Se lee entonces en la escala de reglilla superior bajo el trazo de cursor central para la multiplicación con $\frac{b}{100}$ (p. ej. 0,4) a F_b (p. ej. $0,4 \cdot 14,6 = 5,84 \text{ cm}^2$).

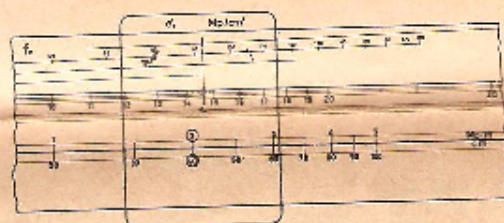


Fig. 2

- 4.) Con el mismo ajuste de la reglilla se lleva a cabo el mismo procedimiento, como muestra la fig. 3, utilizando el esquema de cursor izquierdo inferior y el sistema de escalas inferior izquierdo del cuerpo de regla. En la escala

6

de reglilla superior se obtiene bajo el trazo del cursor izquierdo el valor para la distancia de la fibra neutral al borde comprimido (p. ej. $x = 7,32 \text{ cm}$) y en la escala central el valor $\frac{x}{3}$ (p. ej. $\frac{x}{3} = 2,44$). Con ello se ha obtenido también el valor $Z = h - \frac{x}{3}$ (p. ej. $19,52 - 2,44 = 17,08 \text{ cm}$).

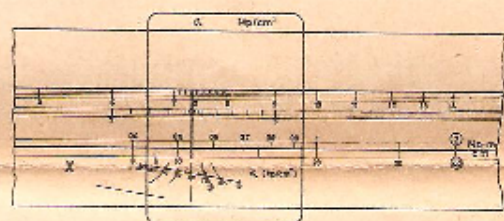


Fig. 3

IV. Cálculo y comprobación

En el cálculo de secciones de hormigón armado, generalmente se da por conocido el momento, asimismo la fuerza normal, en caso de que ésta exista. Las magnitudes que se desea conocer son, por tanto:

- las dimensiones de la sección requeridas (d y b_0) aprovechando las tensiones σ_s y σ_b elegidas, respectivamente prescritas; o
- las tensiones resultantes de las dimensiones estimadas o inherentes a la construcción.

Al tratarse de tensiones prescritas, los valores se obtienen según las figuras 4-6 como sigue:

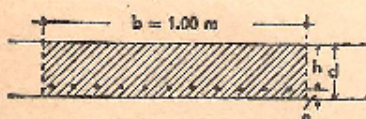


Fig. 4

- Para planchas ($b = b_0 = 100 \text{ cm}$) fig. 4

$$h_{\text{requerida}} = k_h \cdot \sqrt{M/100}$$

$$F_{s_{\text{requerida}}} = k_{te} \cdot \sqrt{M/100}$$

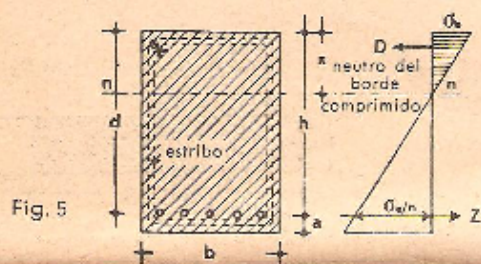


Fig. 5

2. Para vigas (sección rectangular) fig. 5

$$h_{requerida} = k_h \cdot \sqrt{M/b}$$

$$f_c_{requerida} = k_{fc} \frac{b}{100} \sqrt{M/b}$$

$$\text{Para 1. y 2. es } x = \frac{n \cdot a_b}{a_b + n \cdot a_b} \cdot h$$

3. Para vigas en T donde $x \leq d$: (fig. 6)

Ancho de la plancha accionada

- a) con alas a ambos lados
 $b = 12d + 2b_s + b_0$

pero no mayor que la distancia entre los centros y la mitad de la distancia entre los apoyos de la viga.

- b) con ala a un solo lado
 $b = 4,5d + b_s + b_1$

pero no mayor que la mitad de la distancia entre los nervios + b_1 y que un cuarto del ancho de apoyo de la viga.

Para el cálculo de sistemas estáticamente indeterminados y cálculo de flexión.

$$b = 6d + 2b_s + 2b_0$$

pero no mayor que la distancia entre los centros.

$$b = 2,25d + b_s + b_1$$

pero no mayor que la mitad de la distancia entre los nervios + b_1 .

Donde $x > d$, el valor calculado anteriormente debe ser multiplicado con un coeficiente de reducción.

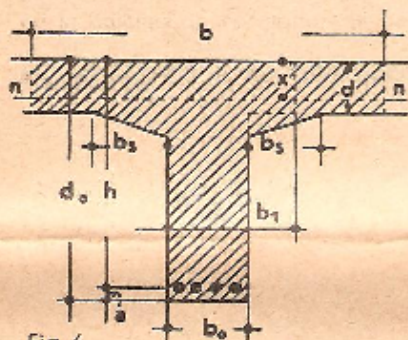


Fig. 6

Los valores para las b_i "ideales" pueden obtenerse con suficiente exactitud en el diagrama de la faja de material sintético adjunta (comp. ejemplo 8).

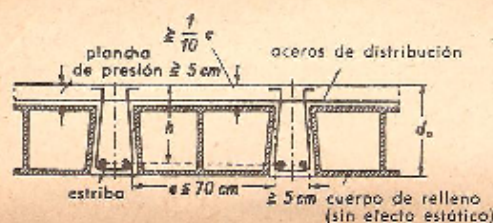


Fig. 7

4. Suelos y cielos nervados de hormigón armado (fig. 7) se calculan como vigas T.

$$x < d \text{ para planchas } b = 1,00 \text{ m}$$

$$h_{requerida} = k_h \cdot \sqrt{M/100}$$

$$f_c_{requerida} = k_{fc} \cdot \sqrt{M/100}$$

$$x > d \text{ comp. vigas en T (pág. 17, d)}$$

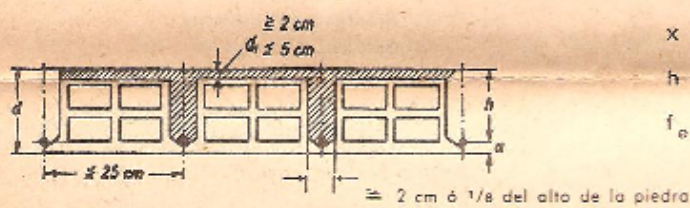
5. Cielos (fig. 8) se calculan también como vigas T, donde para obtener el ancho del puente deben ser sumados los puentes de piedras y de mezcla. (DIN 1046, § 7, cifra 2; respecto al ancho de la plancha presionada comp. también tabla 2 del mismo párrafo).

$$x < d, \text{ Para planchas } b = 1,00$$

$$h_{requerida} = k_h \cdot \sqrt{M/100}$$

$$f_c_{requerida} = k_{fc} \cdot \sqrt{M/100}$$

$$x > d, \text{ comp. vigas en T (pág. 17, d)}$$



Valores límite de las dimensiones
v. DIN 1046

Fig. 8

V. Ejemplos de aplicación

A) Flexión simple

a) Vigas de hormigón armado

1er Ejemplo:

Cálculo de una plancha para cielos

Dados:	peso total	$q = 542 \text{ kp/cm}^2$
	luz entre los apoyos	$L = 6,2 \text{ m}$
	ancho de la faja	$b = 1,0 \text{ m}$
	σ_e admisible	$\sigma_e = 1,4 \text{ Mp/cm}^2$
	σ_b admisible	$\sigma_b = 50 \text{ kp/cm}^2$

Encontrar:	el ancho requerido de la plancha	d
	el trecho útil de la sección	h
	la sección requerida del acero	F_e

En el anverso de la regla de cálculo se determina el momento según la ecuación: $M = \frac{L^2 \cdot q}{8}$, ajustando el trazo del cursor sobre D 6,2 y deslizándolo B 8 bajo el trazo del cursor. Frente a B 542 puede leerse el momento en A con $2610 \text{ kp} = 2,61$.

Ahora se procede análogamente como en el párrafo III y se ajusta en el reverso de la regla $M = 2,61$ sobre $b = 100 \text{ cm}$. Con las marcas de cursor $\sigma_e = 1,4 \text{ t/cm}^2$ sobre los valores $\sigma_b = 50 \text{ kp/cm}^2$ de los sistemas de escalas en el cuerpo de regla se obtiene entonces:

$$h = 18,4 \text{ cm}$$

$$f_e = F_e = 11,45 \text{ cm}^2$$

$$x = 6,4 \text{ cm}; \quad \frac{x}{3} = 2,13 \text{ cm}; \quad z = 18,4 - 2,13 = 16,27 \text{ cm}.$$

De acuerdo a la tabla de armaduras en la faja de escalas se eligen 8 varas de hierro redondo 14 mm ϕ con $F_e = 12,32 \text{ cm}^2$.

10

El grosor del cielo resulta entonces, considerando una capa de protección de hormigón de 1 cm sobre la armadura: $d = 18,4 + 0,7 + 1,0 = 20,1 \text{ cm}$.

2º Ejemplo:

Frecuentemente se avanzará con mayor facilidad estimando el grosor de la plancha y calculando posteriormente la tensión del hormigón.

Para la evaluación puede decirse: $d \approx M : 100$ (para $M \leq 1,5 \text{ Mpm}$)
 $d \approx M : 120$ hasta $M : 140$ (para $M > 1,5 \text{ Mpm}$)

En el ejemplo anterior se estimaría entonces $d = 2610 : 120 = 22 \text{ cm}$ y para la capa protectora de hormigón, incluida el semidiámetro del hierro redondo podría calcularse 1,7 cm.

Así tenemos $h = 22 - 1,7 = 20,3 \text{ cm}$.

Con el ajuste básico $M = 2,61$ sobre $b = 100$ y el ajuste del trazo de cursor derecho sobre $h = 20,3 \text{ cm}$ puede leerse junto a la marca $\sigma_e = 1,4 \text{ Mp/cm}^2$ para σ_b el valor $44,2 \text{ kp/cm}^2$.

Para $F_e = f_e$ se obtiene $10,3 \text{ cm}^2$ y para $x = 6,55 \text{ cm}$ en la forma acostumbrada con el mismo ajuste básico.

Por consiguiente se elegirán 7 varas de hierro redondo $\phi 14$ con $F_e = 10,78 \text{ cm}^2$.

3er Ejemplo:

Si en vez de la armadura de hierro redondo normal, en el caso presente se desea emplear el tejido de acero de construcción de mayor calidad, para el cual se quiere admitir una tensión del acero $\sigma_e = 2,400 \text{ kp/cm}^2$, resultan para el mismo momento y la misma altura de construcción los siguientes valores:

con el mismo ajuste de la reglilla M 2610 sobre $b = 100$ y el ajuste del cursor con el trazo de cursor derecho sobre 20,3 de la escala de reglilla superior se obtiene en la

marca $\sigma_e 2,4 \text{ Mp/cm}^2$, para σ_b el valor $54,5 \text{ kp/cm}^2$.

En la forma conocida se obtiene con $\sigma_b = 54,5 \text{ kp/cm}^2$ y $\sigma_e = 2,4 \text{ Mp/cm}^2$, para $f_e = F_e = 5,85 \text{ cm}^2$ y para $x = 5,16 \text{ cm}$; $\frac{x}{3} = 1,72 \text{ cm}$; $z = 20,3 - 1,72 = 18,58 \text{ cm}$.

De las tablas contenidas en todo manual se elige el tejido 7,5 \cdot 5,5/75 \cdot 300 con $F_e = 5,89 \text{ cm}^2$.

b) Cielos nervados de hormigón armado

Con este nombre se designan cielos con bloques huecos inactivos estáticamente, que presentan a lo sumo una distancia de 70 cm de luz entre los nervios.

Para estos cielos vale:

El grosor de la plancha presionada debe ser al menos 0,1 de la luz entre los nervios, pero no inferior a 5 cm. Los nervios deben tener un ancho mínimo de 5 cm. Los nervios siempre deben estar provistos de estribos.

4º Ejemplo:

$M = 1,520$ Mpm; $\sigma_e = 2$ Mp/cm²; altura del bloque 12 cm; plancha presionada 5 cm; ancho total $d = 17$ cm. Con $\alpha = 3$ resulta una altura estática activa $h = 17 - 3 = 14$ cm.

Con el ajuste de la reglilla $M = 1,52$ Mpm sobre $b = 100$ cm y el ajuste del trazo del cursor derecho sobre 14 cm de la escala de reglilla superior se obtiene junto a la marca $\sigma_e = 2$ Mp/cm² para σ_b el valor 57,2 kp/cm². En la forma conocida se obtiene entonces con $\sigma_b = 57,2$ kp/cm² y $\sigma_e = 2$ Mp/cm² para $f_e = F_e = 6,0$ cm²; $x = 4,2$ cm; $\frac{x}{3} = 1,4$ cm y $z = 14 - 1,4 = 12,6$ cm.

Como $x < d$ o sea $4,22 < 5$, no es necesario efectuar un cálculo de la índole vigas en T.

Observación:

(Para obtener el valor x respectivamente $\frac{x}{3}$, debe deslizarse la reglilla en una década hacia la izquierda y el valor leído debe dividirse por 10).

5º Ejemplo:

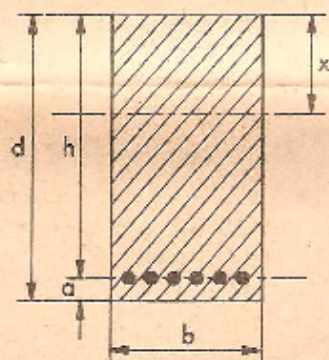


Fig. 9

c) Secciones rectangulares (vigas)

Dados: $M = 4,8$ Mpm
 $\sigma_e = 1,8$ Mp/cm²
 $b = 25$ cm
 d estimado en 50 cm
 h estimado en 46 cm

Buscados: σ_b ; F_e ; x y z

12

Ajuste: $M = 4,8$ Mpm sobre $b = 25$ cm y el trazo de cursor derecho sobre 46 de la escala de reglilla superior; junto a la marca $\sigma_e = 1,8$ Mp/cm² se lee para $\sigma_b = 60,8$ kp/cm².

Se elige para $\sigma_b = 60$ kp/cm².

En la forma conocida se obtiene con $\sigma_e = 1,8$ Mp/cm² y $\sigma_b = 60$ kp/cm² para $h = 46,5$ cm, para $f_e = 25,8$ cm y con ello $F_e = 0,25 \cdot 25,8 = 6,45$ cm, para $x = 15,5$ cm, para $\frac{x}{3} = 5,16$ cm; $z = h - \frac{x}{3} = 46,5 - 5,16 = 41,34$ cm.

Se eligen 6 barras de acero redondo $\phi 12$ mm con $F_e = 6,78$ cm².

Observación:

Si al ajustar M sobre b , el valor para el momento cae fuera de la zona de escalas (p. ej. 48 Mpm sobre 50 cm), se puede ajustar $M/10$ sobre $b/10$, obteniendo así los valores correctos.

6º Ejemplo:

Comprobación de las tensiones en la sección rectangular

Determinar las tensiones exactas del acero y el hormigón en el ejemplo 5 ($h = 46,5$ cm; $F_e = 6,78$ cm² respectivamente $f_e = \frac{6,78}{0,25} = 27,12$ cm²) con un momento de 4,8 tm.

Se calcula en el anverso de la regla según la relación: $k = \frac{b \cdot h}{F_e} = \frac{25 \cdot 46,5}{6,78} = 171,5$.

En la faja adicional se encuentran para $k = 171,5$ los demás valores $m = 29,15$ y $k_z = 0,8867$.

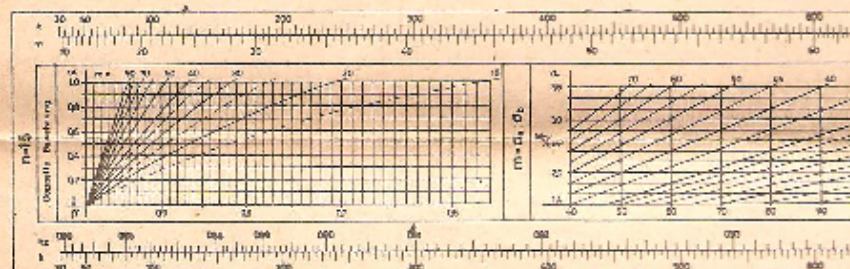


Fig. 10

Con $z = k_z \cdot h = 0,8867 \cdot 46,5 = 41,2$ se determina así de $\frac{M}{F_e \cdot z} = \sigma_e = \frac{4,8 \cdot 10^3}{6,78 \cdot 41,2}$ el valor σ con 1,720 Mp/cm².

Con $\sigma_b = \frac{\sigma_e}{m} = \frac{1,720}{29,15} = 58,8$ kp/cm² se ha determinado también exactamente la tensión del hormigón.

7º Ejemplo:

Cálculo de resistencia de una sección rectangular



Fig. 11

Se busca el momento de flexión que puede ser soportado por la sección rectangular de hormigón armado de armadura simple (ver fig. adj.) manteniendo las tensiones

$$\sigma_b = 55 \text{ kp/cm}^2 \text{ y } \sigma_a = 1,6 \text{ Mp/cm}^2.$$

Se ajusta la marca $\sigma_a = 1,6 \text{ Mp/cm}^2$ sobre $\sigma_b = 55 \text{ kp/cm}^2$ del sistema de escalas inferior derecho y se lleva $h = 40 \text{ cm}$ bajo el trazo de cursor derecho. Sobre $b = 20 \text{ cm}$ se lee el momento $M = 2,65 \text{ Mpm}$. En la forma conocida se encuentran entonces con el mismo ajuste de la reglilla $f_a = 23,4 \text{ cm}^2$ o sea $F_a = 4,68 \text{ cm}^2$; $x = 13,6 \text{ cm}$; $\frac{x}{3} = 4,53 \text{ cm}$; $z = 40 - 4,53 = 35,47 \text{ cm}$.

8º Ejemplo:

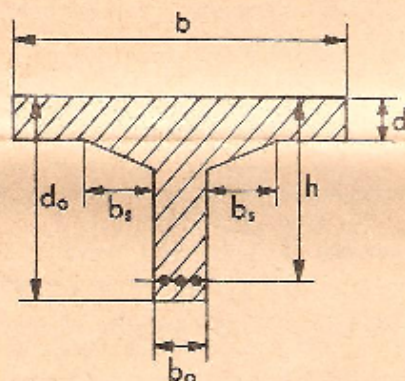


Fig. 12

d) Vigas en T

Cálculo de una viga en T

Para vigas en T vale:

$b = 12 d + 2 b_s + b_o$, pero no mayor que la distancia entre los ejes de los nervios y que la mitad de la luz de apoyo de la viga.

Dados: distancia entre los ejes de los nervios 170 cm;

$$M = 18,4 \text{ Mpm}; d_o = 55 \text{ cm}; d = 8 \text{ cm};$$

$$b_o = 25 \text{ cm}; b_s = 30 \text{ cm};$$

$$\sigma_a = 1,4 \text{ t/cm}^2 \text{ y } \sigma_b = 40 \text{ kp/cm}^2$$

$$b = 12 d + 2 b_s + b_o = 96 + 60 + 25 = 181 \text{ cm}$$

Como $181 > 170$, debe calcularse con distancia entre los ejes de los nervios 170.

Para la determinación preliminar de x según la ecuación: $x \approx 0,135 \sqrt{\frac{M}{b}}$ se ajusta con ajuste base de la reglilla, el trazo de cursor izquierdo sobre 135 de la escala de reglilla superior. Ahora se lleva $M = 18,4 \text{ Mpm}$ sobre $b = 170 \text{ cm}$ y se lee bajo el trazo de cursor para x el valor 14 cm.

Como $14 > 8$ o sea $x > d$, la fibra neutra cae dentro del nervio y al efectuar el cálculo debe contarse como una normal sección rectangular de plancha con un ancho b_1 reducido. El valor $i = \frac{b_1}{b}$ se encuentra con $\frac{d}{x} = \frac{8}{14} = 0,57$ y

$$\frac{b}{b_o} = \frac{170}{25} = 6,8 \text{ según el diagrama derecho de la faja adjunta con } 0,845.$$

De esta forma se incluye en los cálculos el ancho con $0,845 \cdot 170 = 144 \text{ cm}$. Con el momento $M = 18,4 \text{ Mpm}$, $b = 144 \text{ cm}$ y las tensiones $\sigma_a = 1,4 \text{ Mp/cm}^2$ respectivamente $\sigma_b = 40 \text{ kp/cm}^2$ se encuentra en la forma conocida: $h = 48,7 \text{ cm}$;

$$f_a = 20,8 \text{ cm}^2 \text{ respectivamente } F_a = 29,9 \text{ cm}^2; x = 14,6 \text{ cm}; \frac{x}{3} = 4,85; z = 43,85 \text{ cm}.$$

Se eligen 8 barras de acero redondo $\phi 22 \text{ mm}$ con $F_a = 30,4 \text{ cm}^2$, las cuales se disponen en 2 capas de a 5 y 3 con una distancia de 4,4 cm.

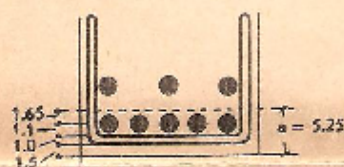


Fig. 13

$$\begin{aligned} \text{Así se tiene: } y &= \frac{3 \cdot 4,4}{8} = 1,65 \text{ cm} \\ \text{semi-diámetro del acero} &= 1,10 \text{ cm} \\ \phi \text{ de los estribos} &= 1,00 \text{ cm} \\ \text{recubrimiento} &= 1,50 \text{ cm} \\ a &= 5,25 \text{ cm} \end{aligned}$$

La altura total necesaria d_o es entonces: $d_o = h + a = 48,7 + 5,25 = 53,95 \text{ cm}$; se elige $d_o = 55 \text{ cm}$.

9º Ejemplo:

La persona experimentada en cálculos de estática se abstendrá de aprovechar el ancho accionado mayor posible al efectuar las mediciones de una viga en T y elegirá sencillamente b a $100 \text{ cm} < b_{perm}$.

Con $M = 18,4 \text{ Mpm}$ sobre $b = 100 \text{ cm}$ y la tensión del acero $\sigma_a = 1,4 \text{ Mp/cm}^2$ se obtiene entonces con $h = 50 \text{ cm}$ en la forma conocida: $\sigma_b = 48,6 \text{ kp/cm}^2$; $f_a = F_a = 29,7 \text{ cm}^2$; $x = 17,1 \text{ cm}$.

a) Secciones rectangulares con armadura doble a flexión simple

La armadura doble puede ser requerida por dos razones:

1. al tener una altura de construcción muy reducida
2. al someter una sección rectangular a un esfuerzo bilateral.

En la faja adicional se ha aplicado al lado izquierdo un diagrama, que ha sido calculado según el conocido método de Geyer y que vale para la relación de armadura presionada a la armadura traccionada $\alpha = \frac{F_d'}{F_d}$ a una distancia $\frac{x}{3}$ de la armadura presionada al borde comprimido.

Si se desea ubicar la armadura presionada en otra distancia que $\frac{x}{3}$ del borde comprimido, vale:

$$F_d' = \alpha \cdot F_d \cdot \frac{2x}{3(x - h')}$$

Del diagrama pueden obtenerse los valores $\beta' = \frac{h_d}{h} = \frac{x_d}{x} = \frac{f_e}{f_d}$

10º Ejemplo:

La sección abajo ilustrada ha de admitir un momento de flexión $M = 3,2$ Mpm. Las tensiones marginales admisibles han de tener los valores $\sigma_e = 1,4$ Mp/cm² y $\sigma_b = 60$ kp/cm².

En la forma usual se calcula la altura estática h para la sección de armadura simple, que corresponde al momento 3,2 Mpm para las tensiones $\sigma_e = 1,4$ Mp/cm² y $\sigma_b = 60$ kp/cm² y se obtiene $h = 39,6$ cm; $f_e = 33,2$ cm²; $F_b = 6,64$ cm²;

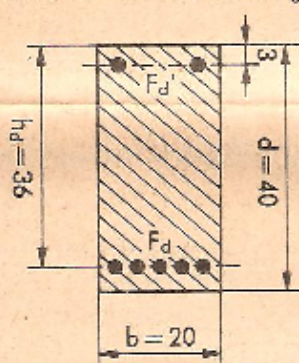


Fig. 14

$$x = 15,5 \text{ cm y } \beta' = \frac{h_d}{h} = \frac{36}{39,6} = 0,91$$

$$\text{Con el valor } m = \frac{\sigma_e}{\sigma_b} = \frac{1400}{60} = 23,33 \text{ y } \beta' = 0,91$$

se obtiene

del diagrama para α el valor 0,4.

Se tiene así $h_d = 0,91 \cdot 39,6 = 36$ cm

$$F_d = 6,64 : 0,91 = 7,3 \text{ cm}^2$$

$$F_d' = 0,4 \cdot 7,3 = 2,92 \text{ cm}^2$$

$$x = 0,91 \cdot 15,5 = 14,1 \text{ cm}$$

Con una distancia $h' = 3$ cm se toma en cuenta:

$$F_d' = \alpha \cdot F_e \cdot \frac{2x}{3(x - h')} = 2,92 \cdot \frac{28,2}{3 \cdot 11,1} = 2,48 \text{ cm}^2.$$

Se eligen 5 barras de acero redondo $\phi 14$ mm con $F = 7,7$ cm² y 2 barras $\phi 14$ con $F = 3,08$ cm².

11º Ejemplo:

El pilar de una muralla cercadora de hormigón armado debe admitir un momento $\pm 1,08$ Mpm debido a la presión del viento. Las tensiones admisibles deben elegirse con $\sigma_e = 1,4$ Mp/cm² y $\sigma_b = 50$ kp/cm², el ancho $b = 20$ cm.

Al efectuar el cálculo como sección de armadura simple se obtiene: $h = 26,5$ cm; $f_e = 16,5$ cm²; $F_e = 3,3$ cm²; $x = 9,2$ cm.

Como los momentos han de considerarse iguales en ambas direcciones, será $\alpha = 1$.

Con $\alpha = 1$ y $m = \frac{\sigma_e}{\sigma_b} = \frac{1400}{60} = 23$ se obtendrá $\beta' = 0,805$ del diagrama.

$$h_d = 26,5 \cdot 0,805 = 21,3 \text{ cm}$$

$$F_d = F_d' = 3,3 : 0,805 = 4,1 \text{ cm}^2$$

$$x = 9,2 \cdot 0,805 = 7,4 \text{ cm.}$$

Se eligen 3 barras de acero redondo $\phi 14$ con $F = 4,62$ cm². La distancia de la armadura será $\frac{x}{3} \approx 2,5$ cm, realizado 2,7 cm. Las dimensiones serán por tanto 24×20 cm.

12º Ejemplo:

La barra de un armazón sostén debe admitir por una parte un momento $M_1 = + 3,2$ Mpm y por otra parte un momento $M_2 = - 0,8$ Mpm.

$$\sigma_e = 2 \text{ Mp/cm}^2, \quad \sigma_b = 60 \text{ kp/cm}^2, \text{ con ello } m = \frac{\sigma_e}{\sigma_b} = 33,3.$$

Además debe ser $h' = 3$ cm, o sea se lleva la armadura mas cerca que $\frac{x}{3}$ al borde comprimido, lo que inmediatamente debe considerarse eligiendo un mas alto $\alpha = 0,3$ en vez de $\frac{0,8}{3,2} = 0,25$; $b = 20$ cm.

Del diagrama se obtiene con $m = 33,3$ y $\alpha = 0,3$ para β' el valor 0,953.

Del cálculo como sección de armadura simple resulta con $M = 3,2$ Mpm: $h = 43,8$ cm, $f_e = 20,4$ cm y $F_e = 4,08$ cm²; $x = 13,6$ cm.

Para la sección de armadura doble vale entonces:

$$h_d = 43,8 \cdot 0,953 = 41,8 \text{ cm}$$

$$F_d = 4,08 : 0,953 = 4,28 \text{ cm}^2$$

$$x = 13,6 \cdot 0,953 = 13 \text{ cm}$$

$$F_d' = 4,28 \cdot 0,3 \frac{26}{3 \cdot 10} = 1,12 \text{ cm}^2$$

Se eligen 4 barras de acero redondo $\phi 12$ mm con $F = 4,52$ cm² y 2 barras $\phi 10$ mm con $F = 1,57$ cm².

13º Ejemplo:

Comprobación de tensiones en secciones de doble armadura

En estos problemas se parte siempre de la sección sustituto con armadura simple y con altura $h +$.

Además debe observarse, que el diagrama de la faja adicional vale para $h' = \frac{x}{3}$.

Dados: $M = 3,2$ Mpm; $h_d = 36$ cm; $h_d' = 4,8$ cm; $b = 20$ cm; $F_d = 7,7$ cm²; $F_d' = 3,08$ cm²;

$$\text{por tanto } \alpha = \frac{3,08}{7,7} = 0,4 \text{ y } f_d = \frac{7,7}{0,20} = 38,5 \text{ cm}^2.$$

Se calcula $k = \frac{b \cdot h_d}{F_d} = \frac{20 \cdot 36}{7,7} = 93,5$ y se obtiene con ello de la escala de comparación $m = 20$.

Con $m = 20$ y $\alpha = 0,4$ se obtiene del diagrama $\beta' = 0,893$ y para $h = 40,3$ y $F_e = 6,87$.

Con estos valores se calcula nuevamente $k = \frac{20 \cdot 40,3}{6,87} = 117,3$; así es $m = 23,1$ y con $\alpha = 0,4$ el valor $\beta' = 0,908$; $h = 39,7$; $F_e = 7,0$ cm².

Ahora con este valor se determina nuevamente $k = \frac{20 \cdot 39,7}{7,0} = 113,4$ y se obtiene $m = 22,6$, $k_z = 0,867$ como tam-

18

bién $\beta' = 0,905$. Como estos valores difieren poco de los anteriormente determinados, puede obtenerse entonces la sección sustituto con $h + = 39,8$ cm; $F_e = 6,96$ cm²; $z = 39,8 \cdot 0,867 = 34,5$ cm; $x = 3(h - z) = 3 \cdot 5,3 = 15,9$ cm.

$$\sigma_e = \frac{M}{F_e \cdot z} = \frac{3,2 \cdot 100}{6,96 \cdot 34,5} = 1,33 \text{ Mp/cm}^2; \quad \sigma_b = \frac{1330}{22,6} = 59 \text{ kp/cm}^2$$

B) Flexión con fuerza axial

a) Cálculo de secciones con armadura simple para flexión con fuerza axial

Se fija el momento total $M_u = M + N \cdot u$ (resp. $M_u = M - N \cdot u$, con tracción) donde u significa la distancia de la línea central de la sección hasta el centro de gravedad de la armadura de tracción y N la fuerza normal, se determina luego midiendo la sección para M_u y se resta de la sección del acero redondo el valor $\frac{N}{\sigma_e}$ (resp. en caso de tracción se suma).

14º Ejemplo:

Dados: momento de flexión $M = 6,11$ Mpm

fuerza de compresión $N = 12$ Mp

σ_e perm. = 1,4 Mp/cm²

sección según fig. 15

$$u = 0,30 - 0,03 = 0,27 \text{ m}$$

$$M_u = 6,11 + 12 \cdot 0,27 = 9,35 \text{ Mpm.}$$



Fig. 15

Con el ajuste de reglilla $M = 9,35$ Mpm sobre $b = 25$ cm se deslizó el brazo de cursor derecho sobre el valor $h = 57$ de la escala de reglilla superior.

En la marca de cursor $\sigma_e = 1,4 \text{ Mp/cm}^2$ puede leerse σ_b con 65 kp/cm^2 . En forma similar se encuentra entonces también $x = 23,4 \text{ cm}$; $f_e = 54,4 \text{ cm}^2$; $F = 54,4 \cdot 0,25 = \frac{12}{1,4} = 5,03 \text{ cm}^2$.

b) Cálculo de secciones rectangulares de doble armadura para flexión con fuerza axial

Se calcula la sección de doble armadura con el momento M_u y se suma el valor $\frac{N}{\sigma_e}$ considerando el antesigno, a la sección rectangular del acero obtenido del cálculo.

15º Ejemplo:

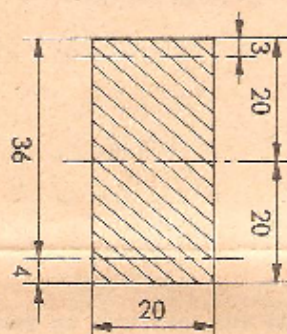


Fig. 16

Momento de flexión $M = 4,6 \text{ Mpm}$
 fuerza de tracción $N = 5,5 \text{ Mp}$
 $\sigma_e \text{ perm.} = 1,4 \text{ Mp/cm}^2$; $\sigma_b \text{ perm.} = 65 \text{ kp/cm}^2$
 sección según fig. 16
 $u = 0,2 = 0,04 = 0,16 \text{ m}$
 $M_u = 4,6 = 5,5 \cdot 0,16 = 3,72 \text{ Mpm}$

Para la sección reemplazante de armadura simple se obtiene: $h = 40,3 \text{ cm}$; $f_e = 38,3 \text{ cm}^2$; $x = 16,5 \text{ cm}$.

Así se obtiene $h_d : h = 36 : 40,3 = 0,892$; $m = \frac{1400}{65} = 21,55$. Del diagrama obtenemos: $\alpha = 0,42$ con $\beta' = 0,892$. Con ello es $h_d = 36 \text{ cm}$; $x = 14,7 \text{ cm}$; $F_d = (38,3 \cdot 0,2) : 0,892 = 8,6 \text{ cm}^2$; $F_d' = 8,6 \cdot 0,42 \cdot \frac{2 \cdot 14,7}{3 \cdot 11,7} = 3,02 \text{ cm}^2$.

20

Considerando la fuerza normal se obtiene entonces finalmente: $F_e = 8,6 = \frac{5,5}{1,4} = 12,53 \text{ cm}^2$.

c) Columnas recargadas centralmente

Para el cálculo de columnas recargadas centralmente es decisiva la relación $\frac{h_s}{d} = \frac{\text{altura de la columna}}{\text{sección mas pequeña}}$. Se diferencian 3 casos:

- 1.) columnas rechonchas: $\frac{h_s}{d} \leq 5$
- 2.) columnas esbeltas, sin peligro de quebrarse: $5 < \frac{h_s}{d} \leq 15$
- 3.) columnas esbeltas, con peligro de quebrarse: $15 < \frac{h_s}{d} \leq 40$

En las columnas finalmente nombradas debe multiplicarse la carga con el coeficiente ω .

Del diagrama de la faja adicional para columnas de hormigón pueden obtenerse los valores ω y los valores de resistencia C . Para el cálculo vale entonces:

La sección de hormigón de la columna $F_b = P \cdot \omega / C$, la sección del acero $F_e = \mu \cdot F_b$.

16º Ejemplo:

Carga a la columna	$P = 38 \text{ Mp}$	Calidad del acero	St 1
altura de la columna	$h_s = 4,85 \text{ m}$	largo del lado de la sección cuadrada	$d = 30 \text{ cm}$
calidad del hormigón	$B = 160$		

Ha de comprobarse, si la sección es suficiente y cuál armadura mínima es necesaria.

con $\frac{h_s}{d} = \frac{485}{30} = 16,2$ se obtiene del diagrama para ω el valor 1,02 y para μ el valor 0,008. Para St 1 y B 160 es $C = 54,4$.

Con ello se obtiene: $F_b \text{ necesario} = \frac{P \cdot \omega}{C} = \frac{38000 \cdot 1,02}{54,4} = 712 \text{ cm}^2$

$F_e \text{ mínimo} = \mu \cdot F_b = 0,008 \cdot 712 = 5,7 \text{ cm}^2$

La sección con $30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2$ es suficiente.

Se requieren por lo menos 4 barras de acero redondo $\phi 14$ con $F_e = 6,16 \text{ cm}^2$.

