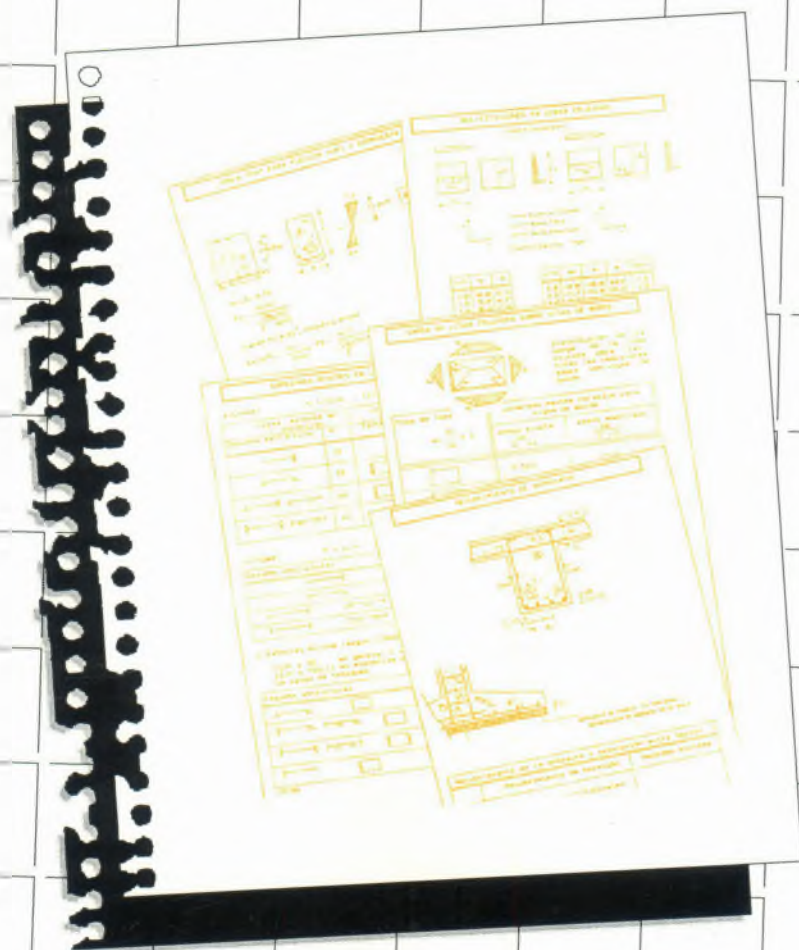


TABLAS

HORMIGON ARMADO



Ing. JORGE R. BERNAL

Tablas de Hormigón Armado

Editado por el autor
J.B.Justo 66
Resistencia (3500) - Chaco
República Argentina
Julio 1994

La presentación y disposición en conjunto de
"TABLAS PARA HORMIGON ARMADO"
son propiedad del autor.

Derechos reservados y realizada la
inscripción y depósito que establece
la Ley 11.723

I.S.B.N. 950-43-4381-3

T A B L A S
para Hormigón Armado

Conjunto de normas, tablas y diagramas para
el cálculo de solicitaciones y dimensionado
de estructuras de hormigón armado.
Normativa Cirsoc 201 (Din 1045)

Ing. JORGE RAUL BERNAL

Edición 1999

Colaboraron:

**Ing. Gustavo Zimmermann,
Ing. Gonzalo Gutiérrez
y Daniel Marinelli en la
corrección y diagramación.**

**Arq. Patricia Pellizari
en los dibujos**

**Ing. Omar Salomón y Oscar Vallejos
en el software**

Tablas de Hormigón Armado

Ing. Jorge Raúl Bernal

**Profesor Titular
"Hormigón Armado I"
de la Facultad de Ingeniería
Universidad Nacional del Nordeste.**

**Profesor Titular
"Introducción a las Estructuras"
de la Facultad de Arquitectura
Universidad Nacional del Nordeste.**

Tablas de Hormigón Armado

Consideraciones previas.

En este trabajo presento las tablas y diagramas más usuales para el cálculo de estructuras de hormigón armado con referencias y datos que considero útiles para el ingeniero estructuralista de acuerdo al Cirsoc 201 (Din 1045)

He procurado reunirlos según la secuencia habitual de cálculo, desde las cargas hasta los detalles constructivos. Y la compaginación lo hice por tema en una sola página o en dos contiguas para que puedan abarcarse fácilmente.

Y al presentar este trabajo no puedo dejar de expresar mis temores respecto al uso intensivo de los manuales de cálculo. Generan adicción y el ingeniero, si queda prendido a ellos se transforma en tablista. Que de tanto usar las tablas pierde la percepción de los fenómenos naturales de las estructuras y del comportamiento de los materiales frente al accionar de las fuerzas.

En el proyecto de las estructuras primero es el diseño y luego el cálculo. El diseño es más complejo y más difícil de adquirir, dado que lo alimentan exclusivamente el ingenio, la experiencia y la práctica. No existen "tablas" para el diseño. Este manual no resuelve el proyecto estructural.

Los primeros trazos en lápiz y borrador del diseño estructural, se realizan sobre tablero limpio de manuales, libros y tablas.

El ingeniero estructuralista se enfrenta solitario a la planta de arquitectura. Debe descubrir una forma de sostener el edificio, mediante un conjunto de elementos con forma y posiciones óptimas; losas, vigas, columnas y bases.

Y lo debe hacer con herramientas muy personales: intuición mecánica, sensibilidad a los esfuerzos, conocimiento de los materiales y por sobre todo, sentido común.

Terminada esta etapa del proyecto estructural entramos en el de la verificación y predimensionado, y recién allí comienzan a utilizarse estas tablas.

Con estos conceptos previos quiero alertar a los usuarios del manejo correcto y oportuno de las tablas y recomendarles además la gimnasia periódica de leer y reflexionar los resultados obtenidos en el proceso de cálculo.

Pensar los resultados imaginando la realidad es una saludable costumbre.

Jorge Bernal
Resistencia, Agosto de 1992.

Tablas de Hormigón Armado

Bibliografía:

Cirsoc 201 y anexos. Proyecto, cálculo y ejecución de estructuras de Hormigón Armado y Pretensado.

Cirsoc 101. Cargas y Sobrecargas Gravitatorias para el cálculo de las estructuras de Edificios.

Cirsoc 105 y comentarios. Superposición de Acciones (Combinación de Estados de carga).

Cuaderno 220. Iram (versión en español). Comisión Alemana para el estudio de Hormigón Armado.

Cuaderno 240. Iram (versión en español). Comisión Alemana para el estudio de Hormigón Armado.

Cuaderno 300. Iram (versión en español). Comisión Alemana para el estudio del Hormigón Armado.

A. H. Puppo. Cálculo límite de vigas y estructuras aperticadas de hormigón armado. Instituto del Cemento Portland Argentino. Buenos Aires 1980.

H. Rüsck. Hormigón Armado y Hormigón Pretensado. Ed. Cecsa. Barcelona 1975.

Löser Benno. Hormigón Armado, métodos de cálculo y dimensionamiento con tablas y ejemplos numéricos. Ed. El Ateneo. Barcelona.

Anderson Moreira Da Rocha. Novo curso práctico de concreto armado. Ed. Científica. Río de Janeiro.

Leonhardt Fritz. Estructuras de Hormigón Armado. Tomos I, II, III, IV. El Ateneo. Buenos Aires.

Hahn J. Vigas continuas, pórticos, placas y vigas flotantes. Ed. Gili. Barcelona.

Possi Azzaro O. Manual de cálculo de estructuras de Hormigón Armado. Aplicaciones de la norma Din 1045. Instituto del Cemento Portland Argentino.

Manual Práctico del Hormigón Armado. Beton Kalender. Ed. El Ateneo. Buenos Aires.

Chandías Mario. Cómputos y Presupuestos. Manual para la construcción de edificio. Ed. Alsina. Buenos Aires.

Huber Alfonso. Datos para el proyectista de Hormigón Armado. Inti.

INDICE DE TABLAS

Unidades:

01	Sistema internacional de Unidades.	11
----	------------------------------------	----

Cargas y Sobrecargas:

02	Cargas y sobrecargas.	13
	Sobrecargas según Cirsoc.	18
	Reducción de sobrecargas.	23

Solicitaciones:

03	Solicitaciones en vigas de un tramo.	24
04	Solicitaciones en vigas continuas.	28
	Redistribución de momentos.	34
	Solicitaciones en vigas de gran altura.	35
05	Solicitaciones en losas cruzadas.	41
	Cargas de losas sobre vigas de borde.	58
	Compensación de momentos.	59

Diagramas:

06	Diagramas tensión deformación.	63
07	Recubrimiento de armaduras.	66

Flexión:

08	Espesores mínimos en losas y vigas.	68
09	Tabla "kh" para flexión pura y compuesta.	69
10	Tabla "wm" para flexión pura y compuesta.	72
10b	Diagrama general de dimensionado con Ms.	74

Viga Placa:

11	Viga placa: ancho colaborante.	75
12	Dimensionado viga placa $b_m/b_o > 5$.	78
13	Dimensionado viga placa $b_m/b_o < 5$.	79
14	Dimensionado con coeficiente adimensional.	80

Corte:

15	Verificación al corte.	82
16	Tensiones límites de corte.	83
17	Separación entre estribos y barras dobladas.	86
18	Tensión de corte absorbida por estribos.	87
19	Armadura de corte.	88
20	Corte absorbido por barras dobladas.	89

INDICE DE TABLAS

(continuación)

Torsión:

21	Torsión.	90
----	----------	----

Fisuras:

22	Diagrama para la verificación de fisuras.	92
	Limitación ancho de fisuras.	93
23	Elementos sin fisuración.	94
24	Diámetro límite.	95
25	Coeficiente "r".	95

Anclaje:

26	Tensión básica de adherencia.	96
27	Longitudes básicas de anclaje.	98
28	Coeficiente " α_1 ".	99
29	Coeficiente " α_e ".	101
30	Factor de decalaje "v".	103
31	Anclaje fuera de la zona de apoyo.	105

Deformación:

32	Limitación de la luz equivalente.	106
33	Coeficiente " α_e ".	107
34	Momentos de inercia de viga placa.	110
35	Coeficientes de corrección " ".	111
36	Coeficientes .	116
37	Coeficientes de fluencia lenta.	117

Tracción y compresión puras:

37b	Piezas traccionadas.	121
37c	Dimensionado a compresión pura.	122

Pandeo:

37d	Diagramas de cálculo.	123
38	Coeficiente " β ". Longitudes de pandeo.	125
39	Excentricidades normal y suplementaria.	127
40	Deformación por fluencia lenta.	129

Columnas:

41	Disposiciones de armado.	130
42	Diagramas de interacción sección rectangular.	132

INDICE DE TABLAS

(continuación)

Columnas (continuación):

43	Diagramas de interacción sección circular.	142
44	Diagramas de interacción sección anular.	143
45	Diagramas de Rosetas.	145
46	Nomogramas para sección rectangular.	154
47	Nomogramas para sección circular.	164

Insumos, mano de obra y encofrados.

48	Insumos de materiales y mano de obra.	168
49	Contenidos mínimos de cemento.	169
50	Dosajes por volumen y cantidades.	170
51	Insumos de mano de obra por tareas.	171
52	Cuadrilla tipo de operarios.	172
53	Incidencia porcentual de rubros.	173
54	Encofrados.	174
55	Modelos de planillas.	175

Secciones:

56	Secciones de barras.	176
57	Secciones de barras por metro lineal.	177

SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (S.I.)
--

El sistema internacional de unidades fué adoptado por muchos países, entre ellos, la Argentina.

El sistema está basado en la aritmética decimal. Para cada cantidad física, pueden formarse diferentes unidades mediante multiplicación de potencias enteras de 10.

Equivalencia entre el S.I. y el sistema métrico técnico.

Magnitud física	Unidad del S.I.	Equivalencia con el sistema métrico técnico
Fuerza	1 N 1 kN 1 kN 1 MN	0,10 kgf 100,00 kgf 0,10 tn 100,00 tn
Fuerza por unidad de longitud	1 kN/m	0,10 t/m
Fuerza por unidad de área	1 kN/m ²	0,10 t/m ²
Tensión	1 MN/m ² " " "	0,10 kgf/mm ² 10,00 kgf/cm ² 100,00 t/m ² 0,01 t/cm ²
Peso específico	1 kN/m ³	0,10 t/m ³
Momento	1 kN.m	0,10 tm

01/12

SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES

(continuación)

**Equivalencia entre el sistema
métrico técnico y el S.I.**

Magnitud física	Unidad del sistema métrico	Equivalencia en el S.I.
Fuerza	1 kgf	10,00 N
	1 t	10,00 kN
	1 t	0,01 MN
Fuerza por unidad de longitud	1 kgf/cm	10,00 N/cm
	1 kgf/cm	1,00 kN/m
	1 t/m	10,00 kN/m
Tensión	1 kgf/mm ²	10,00 N/mm ²
	"	1,00 kN/cm ²
	"	10,00 MN/m ²
Tensión	1 kgf/cm ²	10,00 N/cm ²
	"	0,10 N/mm ²
	"	0,10 MN/m ²
Tensión	1 t/cm ²	10,00 kN/cm ²
	"	100,00 N/mm ²
	"	100,00 MN/m ²
Tensión	1 t/m ²	10,00 kN/m ²
	"	1,00 N/cm ²
	"	0,01 N/mm ²
Peso específico	1 kgf/cm ³	10,00 N/cm ³
	1 t/m ³	10,00 kN/m ³
Momento	1 kgf.cm	10,00 N.cm
	1 t.cm	10,00 kN.m

01/12

02/13

CARGAS GRAVITATORIAS

1.- Baldosas, bloques y ladrillos

kgf/m³

Baldosa aglomerada de cemento	2200
Baldosa cerámica porosa	2000
Baldosa cerámica de gres	2400
Baldosa de policloruro de vinilo	1600
Baldosa de vidrio para entrepisos traslúcidos	
con forjado de hormigón, de forma cuadrada	850
con forjado de hormigón, de forma redonda	1350
con forjado de acero, de forma cuadrada	2000
Bloque hueco de hormigón liviano	1300
Bloque hueco de hormigón normal	1600
Ladrillo aislante poroso	700
Ladrillo refractario	2200
Ladrillo cerámico común	1300
Ladrillo cerámico perforado (% huecos < 25)	1500
Ladrillo cerámico perforado (% huecos 25 a 50)	1400
Ladrillo cerámico perforado (% huecos > 50)	900
Ladrillo de escorias de alto horno	1400
Ladrillo hueco de vidrio	750
Ladrillo sílico-calcareo	1900
Losetas de hormigón	2200

2.- Cielorrasos

kgf/m²

Cielorraso termo acústico con elementos modulares de fibra de madera, montados sobre elementos metálicos o enlistonado de madera, incluidos éstos.	10
Cielorraso con elementos modulares de asbesto cemento, montados sobre elementos metálicos o enlistonado de madera, incluidos éstos.	15
Cielorraso de plaquetas de yeso, montadas sobre armadura de aluminio.	20
Mezcla de cemento, cal, arena, con metal desplegado.	50
Yeso con enlistonado	20
Yeso con metal desplegado	18

02/13

02/14

CARGAS GRAVITATORIAS

(continuación)

3.- Cubiertas	kgf/m ²
Cubierta impermeabilizante con base de tela o cartón asfáltico de siete capas	10
Chapa acanalada de sección ondulada o trapezoidal de aluminio sin armadura de sostén:	
0,6 mm de espesor	2,5
0,8 mm de espesor	3,0
1,0 mm de espesor	4,0
Chapa ondulada de asbesto cemento:	
4,0 mm de espesor (onda chica)	10
6,0 mm de espesor (onda grande)	15
8,0 mm de espesor (onda grande)	20
Chapa acanalada de perfil sinusoidal o trapezoidal de acero cincado o aluminizado	10
Chapa de cobre de 0,6 mm de espesor, sobre entablonado, incluido éste.	25
Chapa de zinc de 0,7 mm de espesor, sobre entablonado, incluido éste.	25
Chapa en forma de pizarra múltiple de asbesto cemento, sobre enlistonado, incluido éste, sin cables.	25
Chapa en forma de teja múltiple de plástico reforzado espesor medio 1,5 mm, incluida armadura de sostén	15
Chapa en forma de teja múltiple de asbesto cemento, sobre entablonado, incluido éste.	30
Tejas cerámicas tipo español, colonial o árabe, incluida armadura de sostén	100
Tejas cerámicas tipo Marsella o francés, sobre enlistonado, incluido éste	55
Tejas cerámicas tipo flamenco, sobre enlistonado, incluido éste.	70
Tejas de mortero de cemento, tipo romano o francés, sobre enlistonado, incluido éste, sin cables.	50
Tejas de pizarra, incluida armadura de sostén	45

02/14

CARGAS GRAVITATORIAS

(continuación)

4.- Hormigones	kgf/m3
Hormigón de cemento, arena y canto rodado o piedra partida:	
sin armar -----	2300
armado -----	2400
Hormigón de cemento, arena y agregado basáltico -----	2400
Hormigón de cemento, arena y cascote -----	1800
Hormigón de cemento, arena y mineral de hierro -----	3600
Hormigón de cemento, arena y arcilla expandida -----	1800
Hormigón de cal, arena y cascote -----	1600
5.- Maderas	kgf/m3
Blandas (pino Paraná, pino spruce, etc.) -----	600
Semiduras (petiribí, pinotea, etc.) -----	900
Duras (lapacho, viraró, incienso, etc.) -----	1100
Muy duras (quebracho colorado, curupay, etc.) -----	1300
6.- Mampostería (sin revoque)	kgf/m3
Mampostería de ladrillos comunes -----	1400
Mampostería de ladrillos o bloques cerámicos perforados (% huecos < 25) -----	1600
Mampostería de ladrillos o bloques cerámicos huecos (% huecos 25 a 50) -----	1500
Mampostería de ladrillos o bloques huecos (% huecos > 50) -----	1000
7.- Materiales de construcción varios	kgf/m3
Arena seca -----	1600
Arena húmeda -----	1800
Arena saturada -----	2100
Arena de pómez -----	700
Arcilla expandida por cocción	
de grano fino: no mayor de 3 mm -----	900
de grano intermedio: de 3 a 10 mm -----	750
de grano grueso: mayor de 10 mm -----	650
Cal -----	1000
Cascotes de ladrillos -----	1300
Cemento suelto -----	1400

02/16

CARGAS GRAVITATORIAS

(continuación)

7.- Materiales construcción (continuación)	kgf/m ³
Escorias de altos hornos (granulada)	1100
Granza de ladrillos	1000
Grava o canto rodado	1700
Perlita expandida	130
Piedra partida cuarcítica	1400
Piedra partida granítica	1600
Polivinilo, cloruro (p.v.c.)	1400
Polvo de ladrillos	900
Tierra, sin compactar seca	1300
Tierra, sin compactar húmeda	1800
Tierra, sin compactar saturada	2100
Yeso para cielorrasos y enlucidos	1250

8.- Morteros y Enlucidos	kgf/m ³
Morteros	
de cal	1700
de cal, arena y polvo de ladrillos	1600
de cemento y arena	2100
de cemento, cal y arena	1900
de bitumen y arena	2200
Enlucidos (Por centímetro de espesor)	kgf/m²
de cal	17
de cal y cemento	19
de cal y puzolana	19
de cal y yeso	17
de cemento	21
de yeso	13

9.- Vidrios	kgf/m ²
Vidrios sin armar:	
planos transparentes espesor en mm	
sencillo	2,0 5,0
doble	2,7 7,0
triple	3,6 9,0
grueso	4,2 10,5
planos traslúcidos	2,9 7,0
por cada milímetro más de espesor	2,5
Vidrios armados de 6 mm de espesor	15,0
por cada milímetro en más o menos	
de espesor de vidrio	2,5

02/16

02/17

CARGAS UTILES Y SOBRECARGAS

1.- Edificios de viviendas	kgf/m ²
Azoteas y/o terrazas donde pueden congregarse personas con fines de recreación u observación	300
Azoteas accesibles	200
Azoteas inaccesibles	100
Baños	200
Balcones	500
Cocinas	200
Comedores y lugares de estar	200
Dormitorios	200
Escaleras (proyección horizontal)	300
Rellos y corredores	300
2.- Otros edificios (oficinas, edificios públicos, etc.)	kgf/m ²
Archivos	500
Aulas	350
Azoteas y/o terrazas donde pueden congregarse personas con fines de recreación u observación	300
Azoteas accesibles	200
Azoteas inaccesibles	100
Baños	200
Bibliotecas	500
Cines	500
Cocinas	400
Comedores	300
Comercios	500
Cuartos de máquinas y calderas	750
Dormitorios	250
Escaleras (en proyección horizontal)	400
Gimnasios	500
Habitaciones y salas de estar de hospitales	200
Iglesias	500
Lavaderos	300
Locales de reunión con asientos fijos	300
Locales de reunión sin asientos fijos	350
Oficinas	250
Rampas para vehículos de peso inferior a 2500 kgf	500
Rellos y corredores	400
Salones de baile	500
Salas de exposición y ventas	500
Teatros	500
Tribunas con asientos fijos	500
Tribunas sin asientos fijos	750
Vestuarios	250

02/17

02/18

SOBRECARGA SEGÚN CIRSOC 101**1.- Sobrecargas para balcones en edificios de oficinas, edificios públicos, etc.**

El valor de la sobrecarga a adoptar para los balcones en edificios de oficinas, edificios públicos, etc., será el mismo que el fijado para el local o locales a los cuales sirven, y en ningún caso podrá ser menor de 500 kgf/m².

2.- Sobrecargas para locales destinados a cocheras de vehículos de peso inferior a 2500 kgf.

2.1.- Cuando las luces sean mayores de $l_o = 3$ m en losas y $l_o = 5$ m en vigas, la sobrecarga será de 350 kgf/m².

2.2.- Cuando alguna de las luces es menor que los valores de "l_o" especificados en el artículo 2.1., la sobrecarga deberá incrementarse en la relación $l_o/1$ para vigas y $l_o/1$ menor para losas y como máximo en 1,43, coeficiente que no se considerará para las cargas de columnas o paredes portantes.

3.- Posibilidad de choque de vehículos contra vigas, tabiques y muros portantes.

Para considerar la posibilidad de choques de vehículos contra vigas, tabiques y muros portantes, se tomará una carga horizontal de 200 kgf/m, aplicada a 0,50 m de altura del solado.

4.- Sobrecargas para locales destinados a cocheras de vehículos de peso superior a 2500 kgf

Deberán determinarse, en cada caso, teniendo en cuenta las características de los vehículos que las utilizarán.

5.- Esfuerzos horizontales en barandas de escaleras y balcones.

Para tener en cuenta los esfuerzos horizontales dirigidos hacia el exterior en barandas de escaleras y balcones, se tomará una carga horizontal de 100 kgf/m, aplicada a lo largo del borde superior.

02/18

02/19

SOBRECARGAS SEGÚN CIRSOC 101

(continuación)

6.- Sobrecargas en fábricas talleres y depósitos.

6.1.- Sobrecargas en fábricas y talleres.

Se deberán investigar las tareas y características de cada local y fundamentar los valores previstos en el análisis, que serán los considerados en el cálculo de la estructura.

6.2.- Sobrecargas en depósitos.

Los valores de las sobrecargas en depósitos se obtendrán multiplicando las superficies o volúmenes considerados por los correspondientes pesos unitarios.

6.3.- Identificación de la sobrecarga.

En todos los edificios destinados total o parcialmente a talleres, fábricas o depósitos, se colocará en cada piso y en lugar visible, una placa inamovible que indique la sobrecarga prevista en el cálculo, con leyenda "carga máxima...kgf/m²".

7.- Sobrecargas para cubiertas inaccesibles, salvo con fines de mantenimiento.
--

7.1.- Para elementos estructurales de la cubierta, que se encuentren solicitados por la carga actuante sobre una superficie de influencia menor que 200 m² dependerá del tipo de cubierta y del ángulo α de inclinación de la tangente a la superficie de la cubierta en cada uno de sus puntos según se describe en los artículos 7.1.1. y 7.1.2.

7.1.1.- Para cubiertas livianas (de acuerdo con los tipos definidos en la Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero") y cubiertas no metálicas de hasta 50 kgf/m² de peso total, la sobrecarga a considerar en el cálculo será:

$3^\circ \leq \alpha \leq 10^\circ$	-----	30 kgf/m ²
$10^\circ < \alpha \leq 15^\circ$	-----	22 kgf/m ²
$15^\circ < \alpha \leq 20^\circ$	-----	15 kgf/m ²
$20^\circ < \alpha \leq 30^\circ$	-----	12 kgf/m ²
$30^\circ < \alpha$	-----	10 kgf/m ²

02/19

02/20

SOBRECARGAS SEGÚN CIRSOC 101

(continuación)

7.1.2.- Para otro tipo de cubiertas, la sobrecarga a considerar en el cálculo será:

$\alpha \leq 3^\circ$	-----	100 kgf/m ²
$3^\circ < \alpha \leq 10^\circ$	-----	45 kgf/m ²
$10^\circ < \alpha \leq 15^\circ$	-----	33 kgf/m ²
$15^\circ < \alpha \leq 20^\circ$	-----	23 kgf/m ²
$20^\circ < \alpha \leq 30^\circ$	-----	18 kgf/m ²
$30^\circ < \alpha$	-----	15 kgf/m ²

7.2.- Para elementos estructurales de la cubierta, que se encuentren solicitados por la sobrecarga actuante sobre una superficie de influencia mayor que 200 m², se deberá estudiar especialmente el valor de la sobrecarga a utilizar en los cálculos.

7.3.- Para todos los casos considerados anteriormente deberá verificarse que cada elemento estructural de la cubierta sea capaz de soportar una carga concentrada de 100 kgf, ubicada en la posición más desfavorable.

7.4.- Las sobrecargas dadas se considerarán actuando sobre toda la cubierta por metro cuadrado de proyección horizontal.

7.5.- La sobrecarga aplicada en la cubierta no se considerará para el cálculo de columnas a bases, si conduce a soluciones más favorables.

7.6.- A los valores antes indicados deben adicionarse los producidos por otras posibles sobrecargas debidas a elementos apoyados o suspendidos de la cubierta y son independientes de las acciones debidas al efecto de la nieve, sismo y viento, debiendo siempre considerarse la combinación más desfavorable.

8.- Sobrecargas debidas a ascensores, montacargas y autoelevadores

8.1.- Sobrecargas a utilizar para el cálculo de losas de salas de máquinas para ascensores.

En la zona de correspondencia con el pasadizo y si no se conocen exactamente las cargas y su punto de aplicación, se considerará una sobrecarga de:

02/20

SOBRECARGAS SEGÚN CIRSOC 101

(continuación)

- a) Cuando el equipo propulsor se encuentra emplazado sobre ésta:

Area (pasadizo) en m ² :	< 1,00	4000 kgf/m ²
Area (pasadizo) en m ² :	de 1,00 a 1,50	3500 kgf/m ²
Area (pasadizo) en m ² :	> 1,50	2500 kgf/m ²

- b) Cuando el equipo propulsor no se encuentra emplazado sobre ésta y únicamente están aplicadas las poleas de reenvío:

Area (pasadizo) en m ² :	< 1,00	7000 kgf/m ²
Area (pasadizo) en m ² :	de 1,00 a 1,50	6000 kgf/m ²
Area (pasadizo) en m ² :	> 1,50	3500 kgf/m ²

En el resto de la losa se considerará una sobrecarga de 800 kgf/m².

8.2.- Sobrecargas a utilizar para el cálculo de la losa del fondo del pasadizo del ascensor, cuando ésta no apoya total y directamente sobre el terreno.

Area (pasadizo) en m ² :	< 1,00	3500 kgf/m ²
Area (pasadizo) en m ² :	de 1,00 a 1,50	3000 kgf/m ²
Area (pasadizo) en m ² :	> 1,50	1800 kgf/m ²

8.3.- Para montacargas se deberá justificar en cada caso, siendo obligatorio en todos los casos, además de la placa exigida en el artículo 6.3., la colocación de otra de características similares dentro de la cabina, con indicación de la carga útil.

8.4.-Autoelevadores.

8.4.1.- En los locales destinados a depósito, donde sea factible la utilización de autoelevadores, se deberán tener en cuenta las cargas transmitidas por éstos.

8.4.2.- Los valores de las cargas que figuran en la presente tabla, corresponden a autoelevadores con una capacidad de carga de 1000 kgf y de las siguientes características:

02/22

SOBRECARGAS SEGÚN CIRSOC 101

(continuación)

Peso cargado total	3600 kgf
Ancho total	1,00 m
Ancho de trocha	0,80 m
Largo total	3,00 m
Distancia entre ejes	2,00 m
Carga estática en el eje más recargado	3000 kgf

8.4.3.- Las estructuras resistentes deberán soportar la acción más desfavorable de los siguientes estados de cargas:

a) Dos autoelevadores adosados en sentido longitudinal (uno detrás de otro), y la sobrecarga prevista para el local.

b) Dos autoelevadores adosados en sentido transversal (uno al lado del otro) y la sobrecarga prevista para el local.

En los casos a) y b) se dejará libre de sobrecarga una faja de 0,50 m contigua a los autoelevadores y la franja para circulación de éstos.

c) Dos cargas concentradas de 1500 kgf, originadas por el eje más cargado (3000 kgf) y separadas 0,80 m.

8.4.4.- Sobre los tabiques portantes, columnas y vigas invertidas o parapetos ubicados directamente por encima del local dado, se supondrá aplicado un esfuerzo horizontal de 18000 kgf/m ubicado a una altura de 0,75 m. sobre el solado considerado.

8.4.5.- Las columnas serán calculadas solamente para la acción de la sobrecarga asignada al local.

8.4.6.- Cuando se pretenda proyectar la estructura para la acción de autoelevadores de menor capacidad y en los casos de locales destinados a soportar autoelevadores mayores que los previstos, se deberá efectuar un cuidadoso análisis de carga. En todos los casos en la placa exigida en el artículo 6.3. se deberán consignar las características de los autoelevadores que puedan operar en el local.

8.4.7.- Los valores precedentemente indicados incluyen el efecto dinámico correspondiente.

02/22

REDUCCIÓN DE SOBRECARGAS SEGÚN CIRSOC 101

1.- Edificios destinados a viviendas.

1.1.- Se podrá aplicar una reducción a las sobrecargas para el cálculo de columnas, pilares, muros de fundación y presiones sobre el terreno, en edificios destinados a viviendas, si ésta va acompañada de un cuidadoso y detallado análisis de cargas, teniendo en cuenta la improbabilidad de la presencia simultánea de sobrecargas previstas en las distintas plantas. Esta reducción en ningún caso podrá superar 100 kgf/m² por planta.

1.2.- Si las sobrecargas provenientes de las plantas aisladas son distintas entre sí, se ordenarán las plantas en orden decreciente de sobrecargas y se aplicarán los porcentajes de reducción dados en la siguiente tabla.

Porcentaje de reducción de sobrecargas para edificios de varias plantas con sobrecargas distintas.

Planta en orden decreciente	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10 o más
Porcentaje de reduc. p/planta	0	0	0	20	40	60	80	80	80	40

1.3.- Si las sobrecargas provenientes de las plantas aisladas son iguales entre sí, se sumarán las sobrecargas de las plantas aisladas y a la sobrecarga total así obtenida se le aplicará el porcentaje indicado en la tabla que sigue, de acuerdo con el número de plantas de la estructura.

Porcentaje de reducción de sobrecargas para edificios de varias plantas con sobrecargas iguales.

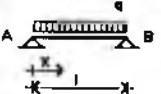




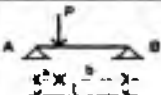
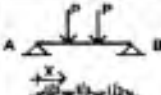
Plantas	1	2	3	4	5	6	7	8	9 o más
Porcentaje de reducción	0	0	0	5	12	20	29	35	40

2.- Edificios públicos y oficinas.

No podrá aplicarse reducción alguna de las sobrecargas.

03/24

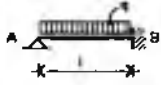

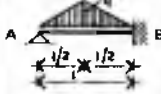

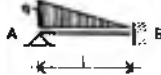

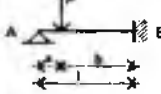
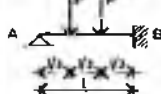
SOLICITACIONES EN VIGAS

ESQUEMA	x_m	M. máx. tramo	R_A	R_B
	$\frac{l}{2}$	$\frac{q \cdot l^2}{8}$	$\frac{q \cdot l}{2}$	$\frac{q \cdot l}{2}$
	$a + c(0,5 - \frac{a}{l})$	$\frac{q \cdot a \cdot b}{2 \cdot l^2} (2 \cdot c \cdot l - c^2)$	$\frac{q \cdot c \cdot b}{l}$	$\frac{q \cdot c \cdot a}{l}$
	$\frac{l}{2}$	$\frac{q \cdot l^2}{12}$	$\frac{q \cdot l}{4}$	$\frac{q \cdot l}{4}$
	$0,577 \cdot l$	$0,064 \cdot q \cdot l^2$	$\frac{q \cdot l}{6}$	$\frac{q \cdot l}{3}$
	$\frac{l}{2}$	$\frac{q}{24} (3 \cdot l^2 - 4 \cdot a^2)$	$\frac{q(l-a)}{2}$	$\frac{q(l-a)}{2}$
	a	$\frac{P \cdot a \cdot b}{l}$	$\frac{P \cdot b}{l}$	$\frac{P \cdot a}{l}$
	$\frac{l}{3} < x_m < \frac{2}{3} \cdot l$	$\frac{P \cdot l}{3}$	P	P

03/24

SOLICITACIONES EN VIGAS


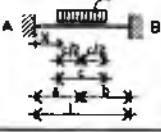
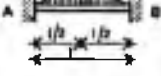
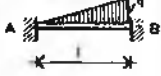

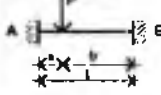
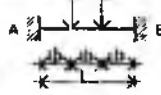
(continuación)

ESQUEMA	Xm	M.máx. tramo	M. apoyo derecho (M_B)	R_A	R_B
	$\frac{3}{8} l$	$\frac{q l^2}{14,22}$	$\frac{q l^2}{8}$	$\frac{3}{8} \cdot q \cdot l$	$\frac{3}{8} \cdot q \cdot l$
	$\frac{R_A \cdot a - \frac{c}{2}}{q}$	$R_A X m - \frac{q}{2} (X m - a + \frac{c}{2})^2$	$-\frac{q a c}{2 l^2} (l^2 - a^2 - 0,25 c^2)$	$\frac{1}{l} (q \cdot c \cdot b + M_B)$	$q \cdot c - R_A$
	0,415 l	$0,048 \cdot q \cdot l^2$	$-\frac{5}{64} q l^2$	$\frac{11}{64} q l$	$\frac{21}{64} q l$
	0,447 l	$0,03 q \cdot l^2$	$-\frac{q l^2}{15}$	$\frac{q l}{10}$	$\frac{2}{5} \cdot q l$
	0,329 l	$0,042 \cdot q \cdot l^2$	$-\frac{7}{120} q l^2$	$\frac{11}{40} q l$	$\frac{9}{40} q l$
	$0,411 \leq a \leq 0,51$ $\frac{\sqrt{2 a \cdot R_A}}{q}$ $a \leq 0,411$ $(\frac{a}{2} + \frac{R_A}{q})$	$R_A X m - \frac{q X m^3}{6 a}$ $R_B X m - \frac{q}{6} (3 X m^2 - 3 a X m + a^2)$	$\frac{q l^2}{8} [1 - \frac{a^2}{l^2} (2 - \frac{a}{l})]$	$\frac{q(l-a)}{2} + \frac{M}{l}$	$\frac{q(l-a)}{2} - \frac{M_B}{l}$
	a	$R_A a$	$-\frac{P a \cdot b}{2 l} (1 + \frac{a}{l})$	$\frac{P \cdot b + M_B}{l}$	$\frac{P a - M_B}{l}$
	$\frac{l}{3}$	$\frac{2}{9} P l$	$-\frac{P l}{3}$	$\frac{2}{3} P$	$\frac{4}{3} P$

03/26

SOLICITACIONES EN VIGAS

(continuación)

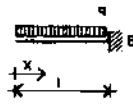
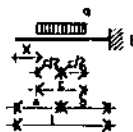

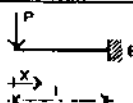
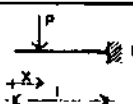
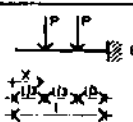
ESQUEMA	X_m	M.máx.tramo	M.apoyos	R_A	R_B
	$\frac{l}{2}$	$\frac{q \cdot l^2}{24}$	$M_A = -\frac{q \cdot l^2}{12}$	$\frac{q \cdot l}{2}$	$\frac{q \cdot l}{2}$
			$M_B = -\frac{q \cdot l^2}{12}$		
	$\frac{R_A + a - 0.5 \cdot c}{q}$	$R_A \cdot X_m - \frac{q}{2} \left(X_m - a + \frac{c}{2} \right) \cdot M_A$	$M_A = -\frac{q \cdot c}{12} \left[a \cdot b^2 + \frac{c^2}{12} (1 - 3b) \right]$ $M_B = -\frac{q \cdot c}{12} \left[a^2 \cdot b + \frac{c^2}{12} (1 - 3a) \right]$	$\frac{1}{l} (q \cdot c \cdot b + M_B - M_A)$	$q \cdot c - R_A$
	$\frac{l}{2}$	$\frac{q \cdot l^2}{32}$	$M_A = -\frac{5 \cdot q \cdot l^2}{96}$	$\frac{q \cdot l}{4}$	$\frac{q \cdot l}{4}$
			$M_B = -\frac{5 \cdot q \cdot l^2}{96}$		
	0,548.l	0,021.q.l ²	$M_A = -\frac{q \cdot l}{30}$	$\frac{3}{20} q \cdot l$	$\frac{7}{20} q \cdot l$
			$M_B = -\frac{q \cdot l}{20}$		
	$\frac{l}{2}$	$\frac{q}{24} (3 \cdot l^2 - 4 \cdot a) + M_A$	$M_A = -\frac{q \cdot l^2}{12} \left[1 - \frac{a^2}{l^2} \left(2 - \frac{a}{l} \right) \right]$	$\frac{q \cdot (l - a)}{2}$	$\frac{q \cdot (l - a)}{2}$
			$M_B = -\frac{q \cdot l^2}{12} \left[1 - \frac{a^2}{l^2} \left(2 - \frac{a}{l} \right) \right]$		
	a	$R_A \cdot a + M_A$	$M_A = -\frac{P \cdot a \cdot b^2}{l^2}$	$\frac{P \cdot b + M_B - M_A}{l}$	$P \cdot R_A$
			$M_B = -\frac{P \cdot a^2 \cdot b}{l^2}$		
	$\frac{l}{3} \leq X \leq \frac{2 \cdot l}{3}$	$\frac{P \cdot l}{9}$	$M_A = -\frac{2 \cdot P \cdot l}{9}$	P	P
			$M_B = -\frac{2 \cdot P \cdot l}{9}$		

03/26

03/27

SOLICITACIONES EN VIGAS

(continuación)

ESQUEMA	Xm	M.apoyo derecho (M _B)	R _B
	l	$-\frac{q \cdot l^2}{2}$	q.l
	l	- q.c.b	q.c
	l	$-q \cdot \frac{l^2}{6}$	$\frac{q \cdot l}{2}$
	l	P.l	P
	l	- P.b	P
	l	- P.l	2 . P

03/27

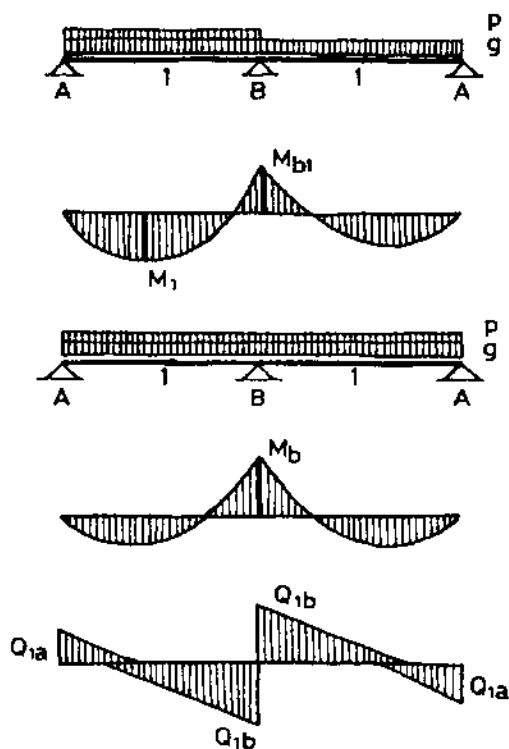
04/28

SOLICITACIONES EN VIGAS CONTINUAS

Las siguientes tablas se pueden utilizar si se cumple lo siguiente:

- los elementos de las vigas continuas poseen igual momento de inercia.
- las cargas son uniformemente distribuidas.
- la relación de luces y cargas no difieren en más de 10.
- la relación entre la carga permanente y la sobrecarga, en todos los tramos, se mantiene prácticamente constante.

Viga Continua de Dos Tramos



04/28

04/29

SOLICITACIONES EN VIGAS CONTINUAS

(continuación)

Coeficientes Elásticos

g/q	a1	mb1	mb	q1a	q1b
0,00	10,45	-16,00	-8,00	2,29	-1,60
0,05	10,60	-15,24	-8,00	2,30	-1,60
0,10	10,75	-14,55	-8,00	2,32	-1,60
0,15	10,91	-13,91	-8,00	2,34	-1,60
0,20	11,07	-13,33	-8,00	2,35	-1,60
0,25	11,24	-12,80	-8,00	2,37	-1,60
0,30	11,41	-12,31	-8,00	2,39	-1,60
0,35	11,58	-11,85	-8,00	2,41	-1,60
0,40	11,75	-11,43	-8,00	2,42	-1,60
0,45	11,93	-11,03	-8,00	2,44	-1,60
0,50	12,12	-10,67	-8,00	2,46	-1,60
0,55	12,31	-10,32	-8,00	2,48	-1,60
0,60	12,50	-10,00	-8,00	2,50	-1,60
0,65	12,70	-9,70	-8,00	2,52	-1,60
0,70	12,90	-9,41	-8,00	2,54	-1,60
0,75	13,11	-9,14	-8,00	2,56	-1,60
0,80	13,32	-8,89	-8,00	2,58	-1,60
0,85	13,54	-8,65	-8,00	2,60	-1,60
0,90	13,76	-8,42	-8,00	2,62	-1,60
0,95	13,99	-8,21	-8,00	2,64	-1,60
1,00	14,22	-8,00	-8,00	2,67	-1,60

g = carga permanente

p = sobrecarga

q = carga total (g+p)

 $M1 = q \cdot l^2 / m1$ $Q1a = q \cdot l / q1a$ $Mb1 = q \cdot l^2 / mb1$ $Q1b = q \cdot l / q1b$ $Mb = q \cdot l^2 / mb$

Coeficientes con redistribución (15 %)

g/q	m1	mb1	mb	q1a	q1b
0,00	10,91	-13,91	-9,41	2,34	-1,65
0,05	11,10	-13,25	-9,41	2,36	-1,65
0,10	11,29	-12,65	-9,41	2,38	-1,65
0,15	11,48	-12,10	-9,41	2,40	-1,65
0,20	11,68	-11,59	-9,41	2,42	-1,65
0,25	11,89	-11,13	-9,41	2,44	-1,65
0,30	12,10	-10,70	-9,41	2,46	-1,65
0,35	12,32	-10,31	-9,41	2,48	-1,65
0,40	12,54	-9,94	-9,41	2,50	-1,65
0,45	12,77	-9,60	-9,41	2,53	-1,65
0,50	12,90	-9,41	-9,41	2,54	-1,65
0,55	12,90	-9,41	-9,41	2,54	-1,65
0,60	12,90	-9,41	-9,41	2,54	-1,65
0,65	12,90	-9,41	-9,41	2,54	-1,65
0,70	12,90	-9,41	-9,41	2,54	-1,65
0,75	12,90	-9,41	-9,41	2,54	-1,65
0,80	12,90	-9,41	-9,41	2,54	-1,65
0,85	12,90	-9,41	-9,41	2,54	-1,65
0,90	12,90	-9,41	-9,41	2,54	-1,65
0,95	12,90	-9,41	-9,41	2,54	-1,65
1,00	12,90	-9,41	-9,41	2,54	-1,65

04/29

04/30

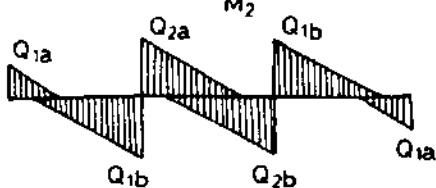
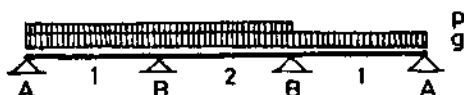
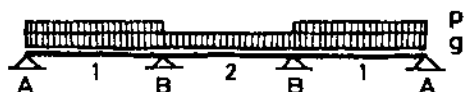
SOLICITACIONES EN VIGAS CONTINUAS

(continuación)

Viga Continua de Tres Tramos

g = carga permanente
 p = sobrecarga
 q = carga total ($g+p$)

$M_1 = q \cdot l^2 / n_1$ $Q_{1a} = q \cdot l / q_{1a}$
 $M_{b1} = q \cdot l^2 / m_{1b}$ $Q_{1b} = q \cdot l / q_{1b}$
 $M_b = q \cdot l^2 / m_b$ $Q_{2b} = q \cdot l / q_{2b}$
 $M_2 = q \cdot l^2 / n_2$



04/30

SOLICITACIONES EN VIGAS CONTINUAS

(continuación)

Coeficientes elásticos

g/q	m1	mb1	mb	m2	q1a	q1b	q2b
0,00	9,88	-20,00	-8,57	13,33	2,22	-1,62	1,71
0,05	9,99	-19,04	-8,63	13,79	2,23	-1,62	1,73
0,10	10,10	-18,18	-8,70	14,28	2,25	-1,63	1,74
0,15	10,21	-17,39	-8,76	14,81	2,26	-1,63	1,75
0,20	10,33	-16,66	-8,82	15,38	2,27	-1,63	1,76
0,25	10,45	-16,00	-8,89	16,00	2,29	-1,63	1,76
0,30	10,57	-15,38	-8,96	16,67	2,30	-1,63	1,79
0,35	10,69	-14,81	-9,02	17,39	2,31	-1,64	1,80
0,40	10,82	-14,28	-9,09	18,18	2,33	-1,64	1,82
0,45	10,94	-13,79	-9,16	19,05	2,34	-1,64	1,83
0,50	11,07	-13,33	-9,23	20,00	2,35	-1,64	1,85
0,55	11,20	-12,90	-9,30	21,05	2,37	-1,65	1,86
0,60	11,34	-12,50	-9,37	22,22	2,38	-1,65	1,88
0,65	11,47	-12,12	-9,45	23,53	2,40	-1,65	1,89
0,70	11,61	-11,76	-9,52	25,00	2,41	-1,65	1,90
0,75	11,75	-11,43	-9,60	26,67	2,42	-1,66	1,92
0,80	11,90	-11,11	-9,68	28,57	2,44	-1,66	1,94
0,85	12,04	-10,81	-9,76	30,77	2,45	-1,66	1,95
0,90	12,19	-10,53	-9,84	33,34	2,47	-1,66	1,97
0,95	12,35	-10,26	-9,92	36,37	2,48	-1,66	1,98
1,00	12,50	-10,00	-10,00	40,01	2,50	-1,67	2,00

Coeficientes con redistribución (15 %)

g/q	m1	mb1	mb	m2	q1a	q1b	q2b
0,00	10,21	-17,39	-10,08	14,81	2,26	-1,67	1,78
0,05	10,35	-16,56	-10,16	15,47	2,27	-1,67	1,80
0,10	10,49	-15,81	-10,23	16,19	2,29	-1,67	1,81
0,15	10,62	-15,12	-10,31	16,98	2,30	-1,67	1,83
0,20	10,77	-14,49	-10,38	17,86	2,32	-1,68	1,84
0,25	10,91	-13,91	-10,46	18,82	2,34	-1,68	1,86
0,30	11,06	-13,38	-10,54	19,90	2,35	-1,68	1,87
0,35	11,21	-12,88	-10,61	21,11	2,37	-1,68	1,89
0,40	11,37	-12,42	-10,70	22,47	2,38	-1,68	1,91
0,45	11,52	-11,99	-10,78	23,59	2,40	-1,69	1,92
0,50	11,68	-11,59	-10,86	24,54	2,42	-1,69	1,94
0,55	11,85	-11,22	-10,94	25,56	2,43	-1,69	1,96
0,60	11,94	-11,03	-11,03	26,65	2,44	-1,69	1,97
0,65	11,90	-11,12	-11,12	27,83	2,44	-1,70	1,99
0,70	11,85	-11,20	-11,20	27,97	2,43	-1,70	2,00
0,75	11,81	-11,29	-11,29	27,43	2,43	-1,70	2,00
0,80	11,77	-11,38	-11,38	26,91	2,43	-1,70	2,00
0,85	11,73	-11,48	-11,48	26,40	2,42	-1,70	2,00
0,90	11,69	-11,57	-11,57	25,92	2,42	-1,71	2,00
0,95	11,65	-11,67	-11,67	25,45	2,41	-1,71	2,00
1,00	11,61	-11,76	-11,76	25,00	2,41	-1,71	2,00

04/32

SOLICITACIONES EN VIGAS CONTINUAS

(continuación)

Viga Continua con número cualquiera de tramos.

Transcribimos un programa sencillo en Basic con el cual se pueden determinar los momentos envolventes para vigas continuas con número cualquiera de tramos.

```

10 ' Cálculo de Solicitaciones de vigas continuas
20 GOSUB 500 ' Llamado Sub-Rutina 1 (Dimensionamiento de Variables)
30 GOSUB 1000 ' Llamado Sub-Rutina 2 (Introducción de Datos)
40 GOSUB 7000 ' Llamado Sub-Rutina 3 (Proceso)
50 GOSUB 10000 ' Llamado Sub-Rutina 4 (Salida de Resultados)
60 END ' Fin de programa
500 ' Sub-Rutina 1 (Dimensionamiento de Variables)
510 DIM L(0), K(7), Q(0), X1(7), XD(7), MT(7, 9), XM(7), AP(7),
    RI(7), RD(7), M(6, 7), T(7)
520 RETURN
530 ' Fin Sub-Rutina 1
1000 ' Sub-Rutina 2 (Introducción de Datos Geométricos)
1010 CLS : PRINT TAB(20); "INTRODUCCION DE DATOS GEOMETRICOS": PRINT
1020 INPUT "Cantidad de tramos (Max. 7)(sin voladizos)= ", N
1060 INPUT "Long. voladizo izquierdo [m] (0 si no existe)= ", L(0)
1080 FOR I = 1 TO N
1090 PRINT "Longitud tramo"; I;
1100 INPUT "[m]= ", L(I)
1110 INPUT " I/Io = ", K(I)
1120 NEXT I
1130 INPUT "Long. voladizo derecho [m] (0 si no existe)= ", L(N + 1)
2000 PRINT : PRINT : PRINT TAB(25); "INTRODUCCION DE CARGAS:"
2010 IF L(0) = 0 THEN 2030
2020 INPUT "Carga del voladizo izquierdo [t/m]= ", Q(0)
2030 FOR I = 1 TO N
2040 PRINT "Carga Q tramo"; I;
2050 INPUT "[t/m]= ", Q(I)
2060 NEXT I
2070 IF L(N + 1) = 0 THEN 2090
2080 INPUT "Carga del voladizo derecho [t/m]= ", Q(N + 1)
2090 RETURN
2100 ' Fin ingresos de datos (geometricos/cargas)
7000 ' Cálculo Momentos de apoyos
7020 GOSUB 9100 ' Cálculo de coeficientes
7030 GOSUB 9500 ' Resolución de sistema de ecuaciones
7040 '
7050 ' Cálculo esfuerzo de Corte en el apoyo
7060 RI(0) = Q(0) * L(0)
7070 FOR I = 1 TO N
7080 RD(I - 1) = Q(I) * L(I) / 2 - (AP(I - 1) - AP(I)) / L(I)
7090 RI(I) = Q(I) * L(I) / 2 + (AP(I - 1) - AP(I)) / L(I)
7100 NEXT I
7110 RD(N) = Q(N + 1) * L(N + 1)
7120
7130 ' Cálculo Momento en tramo
7140 DEF FNN = RD(I - 1) * X - Q(I) * X ^ 2 / 2 + AP(I - 1)
7150 FOR I = 1 TO N
7160 X = 0
7170 FOR J = 1 TO 9
7180 X = X + L(I) / 10
7190 MT(I, J) = FNN
7200 NEXT J
7210 X = RD(I - 1) / Q(I)
7220 MT(I, 0) = FNN
7230 XM(I) = X
7240 A = (RD(I - 1)) ^ 2 / 2 * Q(I) * AP(I - 1)
7250 IF A >= 0 THEN 7260
7260 XI(I) = -1: XD(I) = -1

```

04/32

SOLICITACIONES EN VIGAS CONTINUAS

(continuación)

```

7270 GOTO 7300
7280 XI(I) = (RD(I - 1) - SQR(A)) / Q(I)
7290 XD(I) = L(I) - (RD(I - 1) + SQR(A)) / Q(I)
7300 NEXT I
7310 RETURN
7320 '
9100 ' =====CALCULOS AUXILIARES=====
9105 ' Cálculo de los Coeficientes
9107 ERASE M ' Borra todos los valores de la matriz M(x,z)
9110 FOR I = 1 TO N - 1
9120 M(I, I - 1) = L(I) / K(I)
9130 M(I, I) = 2 * (L(I) / K(I) + L(I + 1) / K(I + 1))
9140 M(I, I + 1) = L(I + 1) / K(I + 1)
9150 NEXT I
9200 ' Cálculo de los términos independientes
9210 FOR I = 1 TO N - 1
9220 T(I) = -.25 * (Q(I) * L(I) ^ 3 / K(I) +
+ Q(I + 1) * L(I + 1) ^ 3 / K(I + 1))
9230 NEXT I
9240 VI = Q(0) * L(0)
9250 AP(0) = -VI * L(0) / 2
9260 T(1) = T(1) - AP(0) * L(1)
9270 VD = Q(N + 1) * L(N + 1)
9280 AP(N) = -VD * L(N + 1) / 2
9290 T(N - 1) = T(N - 1) - AP(N) * L(N)
9300 RETURN
9500 ' Resolución de sistema de ecuaciones
9510 ' Triangulación
9520 FOR I = 2 TO N - 1
9530 P1 = M(I, I - 1) / M(I - 1, I - 1)
9540 FOR J = I - 1 TO I + 1
9550 M(I, J) = M(I, J) - P1 * M(I - 1, J)
9560 NEXT J
9570 T(I) = T(I) - P1 * T(I - 1)
9580 NEXT I
9590 ' Retro sustitución
9600 FOR I = N - 1 TO 1 STEP -1
9610 AP(I) = (T(I) - M(I, I + 1) * AP(I + 1)) / M(I, I)
9620 NEXT I
9630 RETURN
9640 '
10000 ' Salida de Resultados
10010 CLS : PRINT TAB(25); " R E S U L T A D O S": PRINT
10020 FOR I = 0 TO N
10030 IF I = 0 THEN GOTO 10180
10040 PRINT "T R A M O ("; I; "):"
10050 PRINT "      MMax [tm]= "; MT(I, 0)
10060 PRINT "      XMax [m] = "; XM(I); " desde apoyo": I - 1
10170 PRINT : INPUT "Pulse [ENTER] para continuar", SS
10180 PRINT : PRINT "A P O Y O ("; I; "):"
10190 PRINT TAB(10); "Momento Apoyo [tm] = "; AP(I)
10200 PRINT TAB(10); "Q izquierdo [t] = "; RI(I)
10210 PRINT TAB(10); "Q derecho [t] = "; RD(I)
10220 PRINT : INPUT "Pulse [ENTER] para continuar", SS
10230 NEXT I
10240 RETURN

```

04/34

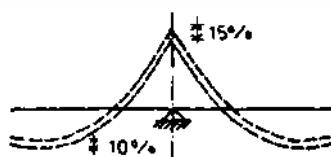
SOLICITACIONES EN VIGAS CONTINUAS

(continuación)

Redistribución de Momentos

Reducción en el apoyo: 15 %.

Aumento en el tramo: 10 %.



Reducción de Momentos en apoyos.

Las normas permiten realizar reducciones por ancho real, según el tipo de apoyo.

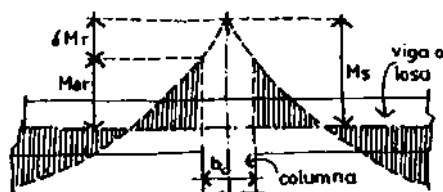
a) Apoyo rígido.

Son aquellos apoyos altamente rígidos que restringen el libre giro o rotación de la losa o viga. En general se da en vigas sobre columnas y losas sobre vigas hormigonadas de manera monolítica.

Se adopta: $M_{ar} = M_s - 5M_r$
 $5M_r = Q_r \cdot (b_o/2)$

Q_r : menor esfuerzo de corte (izquierdo o derecho).

b_o : ancho de apoyo (columna o viga).

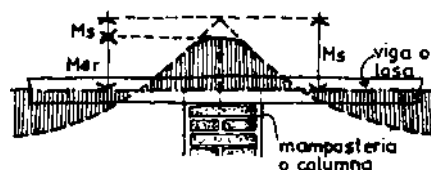


b) Apoyo no rígido:

Losas que apoyan sobre mampostería o vigas sobre columnas pequeñas de reducida rigidez.

Se adopta: $M_{ar} = M_s - 5M_s$
 $5M_s \approx Q_t \cdot (b_o/8)$

Q_t : reacción total en el apoyo.



Nota: Primero se realiza la redistribución y luego la reducción por ancho de apoyo.

04/34

SOLICITACIONES EN VIGAS DE GRAN ALTURA

1.- Relaciones.

Relaciones que marcan el paso de viga común a una de gran altura ó viga pared.

Vigas de un tramo	$d/l > 0,5$
Vigas de dos tramos	$d/l > 0,4$
Tramo extremo de viga continua	$d/l > 0,4$
Tramos interiores de viga continua	$d/l > 0,3$
Ménsulas	$d/l > 1,0$

donde:

d: altura de la viga o pared de tanque.
l: luz de la viga.

2.- Reacciones.

Las reacciones se calculan mediante las leyes de la estática, tanto para las vigas de un tramo como las continuas. Las reacciones en los apoyos extremos de vigas pared de varios tramos se incrementarán con los siguientes factores de mayoración:

d/l	0,3	0,4	0,7	1,0
factor	1,0	1,08	1,13	1,15

3.- Cálculo de esfuerzo (por tabla).

Siguiendo el nomenclador del cuaderno 240 se denominan los esfuerzos de la siguiente manera:

Zf: esfuerzo de tracción longitudinal máximo de tramo.
Zs: esfuerzo de tracción longitudinal máximo sobre apoyo.
Z's: esfuerzo de tracción de fisuración para cargas concentradas en vigas pared continuas.
Zr: esfuerzo de tracción en el borde.

Se ingresa a tablas 04b/37 a 40 con la relación de d/l y la carga total P y se obtiene el coeficiente "z".

$$Zf = P.z$$

04 b/36

SOLICITACIONES EN VIGAS DE GRAN ALTURA
--

(continuación)

4.- Esfuerzo de tracción por método aproximado.

Los esfuerzos se pueden también calcular partiendo de los momentos máximos que actúan en los tramos y apoyos. El esfuerzo de tracción resultará de la ecuación:

$$Z_f = M_f/z_f \quad \text{y} \quad Z_s = M_s/z_s$$

M_f : momento de tramo de una viga con una esbeltez relativamente grande.

M_s : momento de apoyo o momento de voladizo de una viga o ménsula con una esbeltez relativamente grande.

z_f : brazo elástico de cálculo de los esfuerzos internos en el tramo.

z_s : brazo elástico de cálculo de los esfuerzos internos en el apoyo.

Para la determinación de z_f o z_s :

a) Vigas de un tramo:

$$\begin{array}{ll} 0,5 < d/l < 1,0 & z_f = 0,3.d.(3-d/l) \\ d/l \geq 1,0 & z_f = 0,6.l \end{array}$$

b) Vigas de dos tramos extremos de vigas continuas:

$$\begin{array}{ll} 0,4 < d/l < 1,0 & z_f = z_s = 0,5.d.(1,9 - d/l) \\ d/l \geq 1,0 & z_f = z_s = 0,45.l \end{array}$$

c) Tramos interiores de vigas continuas:

$$\begin{array}{ll} 0,3 < d/l < 1,0 & z_f = z_s = 0,5.d.(1,8 - d/l) \\ d/l \geq 1,0 & z_f = z_s = 0,4.l \end{array}$$

d) Ménsulas:

$$\begin{array}{ll} 1,0 < d/l < 2,0 & z_f = 0,65.l + 0,10.d \\ d/l \geq 2,0 & z_f = 0,85.l \end{array}$$

04 b/36

SOLICITACIONES EN VIGAS DE GRAN ALTURA

(continuación)

Esfuerzos de tracción resultantes en vigas pared de un tramo.

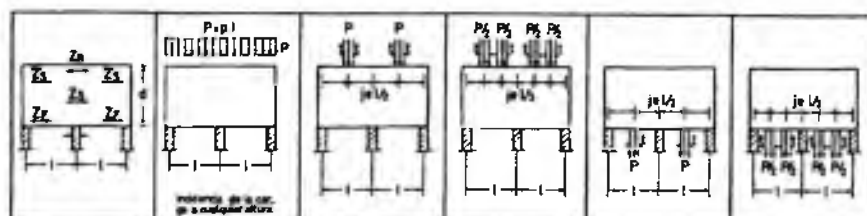
$c/l = 1/1$							
d/l		0,1	$\geq 0,2$	$\geq 0,1$	0,1	$\geq 0,2$	$\geq 0,1$
0,50	0,37	0,66	0,64	0,50	0,66	0,64	$2F/P$
0,60	0,31	0,55	0,53	0,41	0,55	0,53	$2F/P$
0,70	0,27	0,45	0,44	0,35	0,49	0,47	$2F/P$
0,80	0,24	0,38	0,37	0,30	0,46	0,44	$2F/P$
0,90	0,22	0,32	0,31	0,26	0,43	0,41	$2F/P$
1,00	0,21	0,27	0,27	0,23	0,41	0,39	$2F/P$
1,10	0,21	0,24	0,24	0,22	0,39	0,37	$2F/P$
1,20	0,20	0,22	0,22	0,21	0,38	0,36	$2F/P$ $2'S/P$
1,50	0,20	0,20	0,20	0,20	0,38	0,36	$2F/P$ $2'S/P$
$\geq 2,00$	0,20	0,20	0,20	0,20	0,38	0,36	$2F/P$ $2'S/P$

04b/38

SOLICITACIONES EN VIGAS DE GRAN ALTURA

(continuación)

Esfuerzos de tracción en vigas pared de dos tramos o bien en tramos de borde de vigas pared de varios tramos.



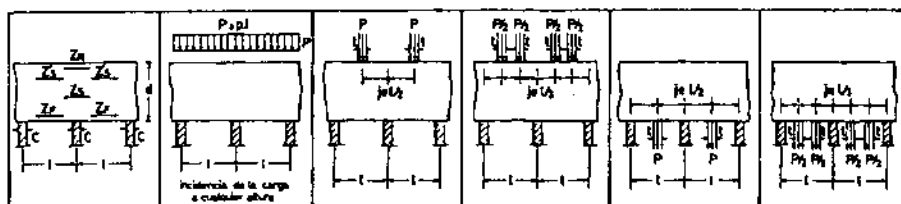
d/l	c/l = t/l					
	≥ 0,2	≥ 0,2	≥ 0,2	≥ 0,2	≥ 0,2	
0,40	0,26 0,27	0,55 0,44	0,39 0,37	0,55 0,44	0,38 0,39	ZF/P ZS/P
0,50	0,22 0,24	0,47 0,31	0,35 0,29	0,47 0,32	0,35 0,32	ZF/P ZS/P
0,60	0,19 0,22	0,41 0,25	0,31 0,24	0,43 0,27	0,32 0,28	ZF/P ZS/P
0,70	0,18 0,21	0,36 0,23	0,29 0,22	0,40 0,27	0,30 0,27	ZF/P ZS/P
0,80	0,17 0,20	0,33 0,24 0,01	0,27 0,22 0,01	0,38 0,30	0,29 0,28	ZF/P ZS/P ZR/P
0,90	0,16 0,19	0,30 0,25 0,02	0,25 0,22 0,02	0,37 0,32	0,28 0,30	ZF/P ZS/P ZR/P
1,00	0,15 0,19	0,28 0,26 0,01 0,02	0,23 0,23 0,02	0,36 0,34	0,27 0,31	ZF/P ZS/P Z'S/P ZR/P
1,50	0,14 0,19	0,20 0,27 0,10 0,03	0,19 0,24 0,01 0,03	0,36 0,34	0,25 0,32	ZF/P ZS/P Z'S/P ZR/P
≥ 2,00	0,14 0,19	0,18 0,27 0,15 0,05	0,17 0,24 0,04 0,05	0,36 0,34	0,25 0,32	ZF/P ZS/P Z'S/P ZR/P

04 b/38

SOLICITACIONES EN VIGAS DE GRAN ALTURA

(continuación)

Esfuerzos de tracción resultantes en tramos interiores de vigas pared continuas.

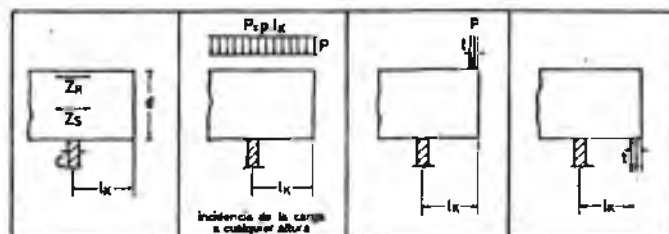


d/l	c/l = l/l									
	0,05	0,1	≥ 0,2	≥ 0,1	≥ 0,1	0,05	0,1	≥ 0,2	≥ 0,1	
0,30	0,21 0,30	0,21 0,35	0,21 0,29	0,56 0,56	0,28 0,49	0,59 0,59	0,56 0,56	0,50 0,50	0,28 0,49	ZF/P ZS/P
0,40	0,16 0,29	0,16 0,27	0,16 0,22	0,37 0,37	0,17 0,29	0,44 0,44	0,42 0,42	0,37 0,37	0,17 0,30	ZF/P ZS/P
0,50	0,12 0,26	0,12 0,23	0,12 0,19	0,30 0,30	0,14 0,24	0,33 0,33	0,32 0,32	0,29 0,29	0,13 0,26	ZF/P ZS/P
0,60	0,10 0,25	0,10 0,22	0,10 0,18	0,26 0,26	0,12 0,20	0,31 0,31	0,29 0,29	0,26 0,26	0,12 0,25	ZF/P ZS/P
0,70	0,09 0,25	0,09 0,21	0,09 0,17	0,23 0,23	0,11 0,18	0,30 0,30	0,28 0,28	0,24 0,24	0,11 0,25	ZF/P ZS/P
0,80	0,09 0,25	0,09 0,21	0,09 0,16	0,21 0,21	0,10 0,10 0,08	0,30 0,30	0,28 0,28	0,24 0,24	0,10 0,25	ZF/P ZS/P ZR/P
1,00	0,09 0,25	0,09 0,21	0,09 0,16	0,10 0,11 0,11 0,10	0,09 0,14 0,02 0,07	0,30 0,30	0,28 0,28	0,24 0,24	0,10 0,25	ZF/P ZS/P Z'S/P ZR/P
1,50	0,09 0,25	0,09 0,21	0,09 0,16	0,09 0,19 0,19 0,09	0,09 0,19 0,02 0,06	0,30 0,30	0,28 0,28	0,24 0,24	0,10 0,25	ZF/P ZS/P Z'S/P ZR/P
≥ 2,00	0,09 0,25	0,09 0,21	0,09 0,16	0,09 0,20 0,20 0,09	0,09 0,20 0,02 0,06	0,30 0,30	0,28 0,28	0,24 0,24	0,10 0,25	ZF/P ZS/P Z'S/P ZR/P

SOLICITACIONES EN VIGAS DE GRAN ALTURA
--

(continuación)

Esfuerzos de tracción resultantes en ménsulas pared.



d/l_k	$c/l_k = t/l_k$			
	$\geq 0,2$	$\geq 0,2$	$\geq 0,2$	
1,00	0,63	1,16	1,16	ZS/P ZR/P
1,10	0,58	1,04	1,05	ZS/P ZR/P
1,20	0,56	0,94	0,98	ZS/P ZR/P
1,50	0,55	0,71	0,87	ZS/P ZR/P
2,00	0,54	0,13 0,48	0,86	ZS/P ZR/P
3,00	0,54	0,35 0,38	0,86	ZS/P ZR/P
$\geq 4,00$	0,54	0,48 0,38	0,86	ZS/P ZR/P

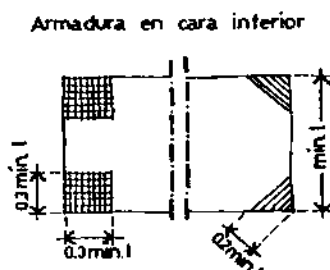
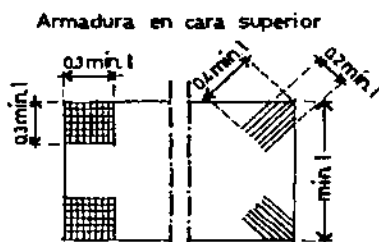
LOSAS CON ARMADURAS CRUZADAS

a) Tablas 05/42 a 05/56.

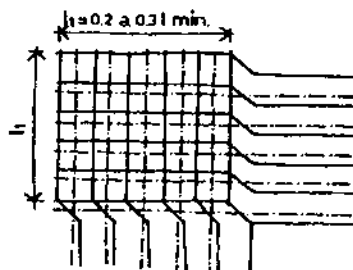
Con los coeficientes de estas tablas se obtienen momentos flectores según la teoría de las placas y de acuerdo a las siguientes hipótesis:

- Las esquinas están aseguradas contra levantamientos.
- En esquinas de dos bordes libremente apoyados (o en borde empotrado y otro libremente apoyado), se prevé refuerzo de esquina.
- No existen aberturas en las esquinas que disminuyan la rigidez a la torsión de la losa.

Detalles de la armadura en esquinas: Se coloca una armadura por metro en ambas direcciones y en cara superior e inferior igual a la armadura máxima inferior de tramo. Puede ser colocada en diagonal o paralela a los bordes.



Cuando la losa está rigidamente vinculada a flexión con vigas de borde o tramos de losas vecinas, no es necesaria la armadura de torsión, pero recomendamos levantar una barra de por medio en ambas direcciones, como se hace habitualmente con las barras que llegan a los apoyos.

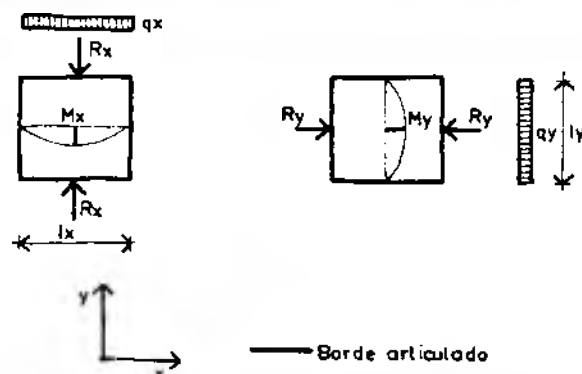


b) Tablas 05/57.

Otorgan momentos flectores mayorados para los casos de losas sin armaduras de esquinas o que sufran levantamientos.

05/42

SOLICITACIONES EN LOSAS CRUZADAS



Coeficientes "m" y "r"

l_x/l_y	m_x	m_y	r_x	r_y	l_x/l_y
0,50	10,36	57,47	3,72	1,37	0,50
0,55	11,21	47,82	3,73	1,56	0,55
0,60	12,20	41,15	3,75	1,77	0,60
0,65	13,33	36,63	3,76	1,99	0,65
0,70	14,64	33,56	3,77	2,22	0,70
0,75	16,16	31,45	3,80	2,48	0,75
0,80	17,86	29,94	3,83	2,75	0,80
0,85	19,76	28,74	3,86	3,03	0,85
0,90	21,93	27,86	3,91	3,33	0,90
0,95	24,39	27,40	3,95	3,65	0,95
1,00	27,17	27,17	4,00	4,00	1,00
0,95	27,40	24,39	3,65	3,95	0,95
0,90	27,86	21,93	3,33	3,91	0,90
0,85	28,74	19,76	3,03	3,86	0,85
0,80	29,94	17,86	2,75	3,83	0,80
0,75	31,45	16,16	2,48	3,80	0,75
0,70	33,56	14,64	2,22	3,77	0,70
0,65	36,63	13,33	1,99	3,76	0,65
0,60	41,15	12,20	1,77	3,75	0,60
0,55	47,82	11,21	1,56	3,73	0,55
0,50	57,47	10,36	1,37	3,72	0,50
l_y/l_x	m_x	m_y	r_x	r_y	l_y/l_x

Relación de lados

Momentos

Reacciones

$$e = l_x/l_y < 1$$

$$M = q \cdot l_x^2 / m \text{ [tm]}$$

$$R = q \cdot l_x^2 / r \text{ [t]}$$

$$e = l_y/l_x < 1$$

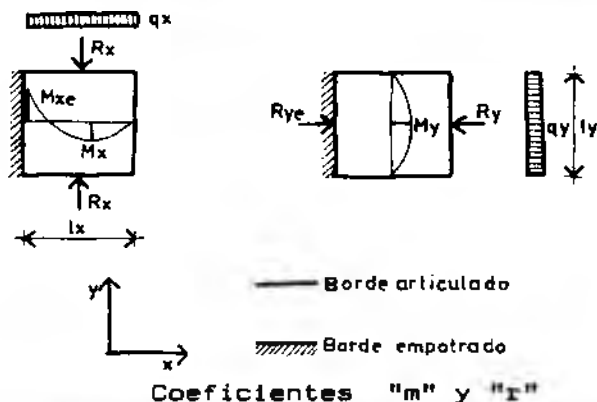
$$M = q \cdot l_y^2 / m \text{ [tm]}$$

$$R = q \cdot l_y^2 / r \text{ [t]}$$

05/42

SOLICITACIONES EN LOSAS CRUZADAS

(continuación)



l_x/l_y	m_x	m_y	r_x	r_y	r_y	l_x/l_y
0,50	-8,24	17,12	166,67	5,92	0,95	1,63
0,55	-8,42	17,79	120,48	5,95	1,06	1,83
0,60	-8,63	18,59	95,24	5,99	1,18	2,05
0,65	-8,88	19,53	78,74	5,99	1,30	2,29
0,70	-9,18	20,62	67,11	6,02	1,42	2,54
0,75	-9,52	21,88	59,52	6,02	1,56	2,78
0,80	-9,92	23,36	53,48	6,06	1,69	3,04
0,85	-10,36	25,00	48,78	6,06	1,83	3,31
0,90	-10,85	26,88	45,25	6,06	1,98	3,60
0,95	-11,36	28,99	42,74	6,06	2,14	3,92
1,00	-11,92	31,45	41,15	6,02	2,31	4,26
0,95	-11,35	30,58	35,46	5,38	2,27	4,17
0,90	-10,82	30,30	30,96	4,78	2,23	4,08
0,85	-10,34	30,49	27,10	4,27	2,17	4,02
0,80	-9,89	30,86	23,64	3,80	2,12	3,95
0,75	-9,48	31,35	20,62	3,36	2,07	3,89
0,70	-9,12	32,36	18,08	2,95	2,03	3,85
0,65	-8,83	34,25	15,95	2,58	2,00	3,82
0,60	-8,58	37,17	14,14	2,24	1,97	3,79
0,55	-8,39	41,67	12,63	1,93	1,95	3,76
0,50	-8,23	49,02	11,36	1,65	1,92	3,73
l_y/l_x	m_x	m_y	r_x	r_y	r_y	l_y/l_x

Relación de lados

Momentos

Reacciones

$$e = l_x/l_y < 1$$

$$M = q \cdot l_x^2 / m \text{ [tm]}$$

$$R = q \cdot l_x^2 / r \text{ [t]}$$

$$e = l_y/l_x < 1$$

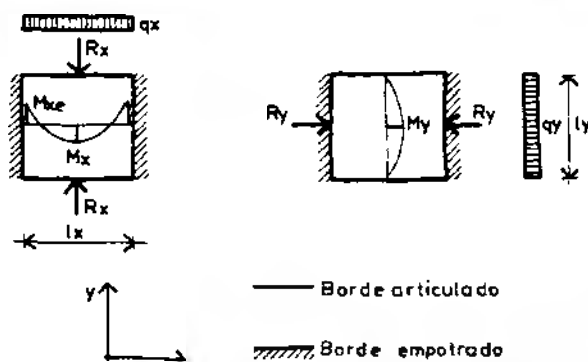
$$M = q \cdot l_y^2 / m \text{ [tm]}$$

$$R = q \cdot l_y^2 / r \text{ [t]}$$

05/44

SOLICITACIONES EN LOSAS CRUZADAS

(continuación)



Coeficientes "m" y "r"

l_x/l_y	M_{xe}	M_x	M_y	r_x	r_y	l_x/l_y
0,50	-11,83	24,15	588,24	10,20	1,11	0,50
0,55	-11,86	24,51	344,83	10,31	1,23	0,55
0,60	-11,95	25,00	232,56	10,42	1,36	0,60
0,65	-12,08	25,58	172,41	10,31	1,49	0,65
0,70	-12,25	26,32	136,99	10,31	1,62	0,70
0,75	-12,48	27,32	113,64	10,20	1,76	0,75
0,80	-12,76	28,57	97,09	10,20	1,90	0,80
0,85	-13,07	29,85	84,03	10,10	2,04	0,85
0,90	-13,44	31,35	74,63	10,10	2,19	0,90
0,95	-13,85	33,11	68,03	10,00	2,34	0,95
1,00	-14,33	35,09	63,29	9,80	2,51	1,00
0,95	-13,42	33,67	52,91	8,70	2,43	0,95
0,90	-12,56	32,57	44,44	7,69	2,35	0,90
0,85	-11,78	31,85	37,45	6,76	2,27	0,85
0,80	-11,09	31,45	31,65	5,88	2,20	0,80
0,75	-10,45	31,25	26,74	5,05	2,13	0,75
0,70	-9,89	31,35	22,62	4,31	2,07	0,70
0,65	-9,41	32,26	19,27	3,65	2,02	0,65
0,60	-9,00	34,25	16,56	3,07	1,97	0,60
0,55	-8,67	37,59	14,35	2,56	1,93	0,55
0,50	-8,40	42,74	12,52	2,12	1,89	0,50
l_y/l_x	M_{xe}	M_x	M_y	r_x	r_y	l_y/l_x

Relación de lados

Momentos

Reacciones

$$\epsilon = l_x/l_y < 1$$

$$M = q \cdot l_x^2 / m \text{ [tm]}$$

$$R = q \cdot l_x^2 / r \text{ [t]}$$

$$\epsilon = l_y/l_x < 1$$

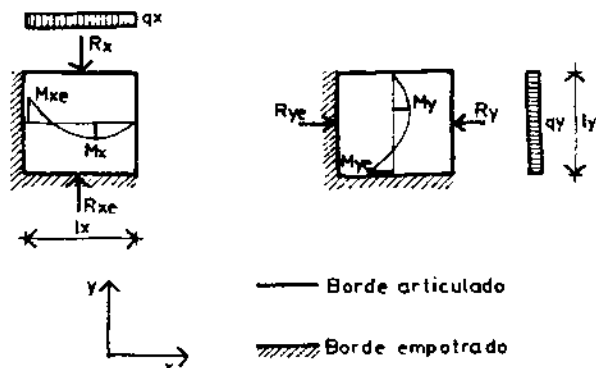
$$M = q \cdot l_y^2 / m \text{ [tm]}$$

$$R = q \cdot l_y^2 / r \text{ [t]}$$

05/44

SOLICITACIONES EN LOSAS CRUZADAS

(continuación)



Coeficientes "m" y "r"

l_x/l_y	m_{xe}	m_{ye}	m_x	m_y	r_{xe}	r_x	r_{ye}	r_y	l_x/l_y
0,50	-8,50	-12,79	17,86	126,58	2,86	6,37	1,03	1,90	0,50
0,55	-8,80	-12,84	18,90	95,24	2,86	6,33	1,18	2,18	0,55
0,60	-9,15	-12,89	20,16	76,92	2,86	6,33	1,32	2,48	0,60
0,65	-9,55	-12,94	21,65	65,36	2,86	6,29	1,49	2,81	0,65
0,70	-10,04	-13,02	23,47	58,48	2,86	6,29	1,66	3,17	0,70
0,75	-10,64	-13,18	25,64	53,19	2,87	6,25	1,83	3,58	0,75
0,80	-11,34	-13,40	28,17	49,26	2,87	6,21	2,03	4,03	0,80
0,85	-12,12	-13,68	31,06	46,30	2,89	6,17	2,24	4,50	0,85
0,90	-12,94	-14,01	34,36	44,25	2,91	6,13	2,46	5,00	0,90
0,95	-13,81	-14,37	38,17	43,10	2,93	6,13	2,70	5,56	0,95
1,00	-14,77	-14,77	42,74	42,74	2,96	6,17	2,96	6,17	1,00
0,95	-14,37	-13,81	43,10	38,17	2,70	5,56	2,93	6,13	0,95
0,90	-14,01	-12,94	44,25	34,36	2,46	5,00	2,91	6,13	0,90
0,85	-13,68	-12,12	46,30	31,06	2,24	4,50	2,89	6,17	0,85
0,80	-13,40	-11,34	49,26	28,17	2,03	4,03	2,87	6,21	0,80
0,75	-13,18	-10,64	53,19	25,64	1,83	3,58	2,87	6,25	0,75
0,70	-13,02	-10,04	58,48	23,47	1,66	3,17	2,86	6,29	0,70
0,65	-12,94	-9,55	65,36	21,65	1,49	2,81	2,86	6,29	0,65
0,60	-12,89	-9,15	76,92	20,16	1,32	2,48	2,86	6,33	0,60
0,55	-12,84	-8,80	95,24	18,90	1,18	2,18	2,86	6,33	0,55
0,50	-12,79	-8,50	126,58	17,86	1,03	1,90	2,86	6,37	0,50
l_y/l_x	m_{xe}	m_{ye}	m_x	m_y	r_{xe}	r_x	r_{ye}	r_y	l_y/l_x

Relación de lados

Momentos

Reacciones

$\epsilon = l_x/l_y < 1$

$M = q \cdot l_x^2 / m \text{ [tm]}$

$R = q \cdot l_x^2 / r \text{ [t]}$

$\epsilon = l_y/l_x < 1$

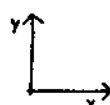
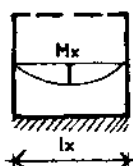
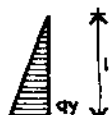
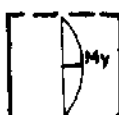
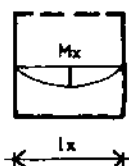
$M = q \cdot l_y^2 / m \text{ [tm]}$

$R = q \cdot l_y^2 / r \text{ [t]}$

05/50

SOLICITACIONES EN LOSAS CRUZADAS

(continuación)

 qx qx

— Borde articulado
 - - - Borde libre
 // Borde empotrado



Coeficiente "m"

ly/lx	my	mx
0,30	196,08	250,00
0,35	153,85	172,41
0,40	126,58	149,25
0,45	108,70	116,28
0,50	96,15	95,24
0,55	87,72	80,00
0,60	81,97	68,97
0,65	78,13	60,81
0,70	75,19	54,35
0,75	72,99	49,26
0,80	71,94	45,05
0,85	71,43	41,49
0,90	70,92	38,61
0,95	71,43	36,23
1,00	71,94	34,25
1,10	74,07	30,96
1,20	77,52	28,41
1,30	81,30	26,39
1,40	86,21	24,75
1,50	92,59	23,42
1,75	111,11	21,10
2,00	142,86	19,57
ly/lx	my	mx

ly/lx	mye	my	mx	ly/lx
0,30	-76,34	-333,33	1666,67	0,30
0,35	-59,88	2500,00	1250,00	0,35
0,40	-49,02	833,33	833,33	0,40
0,45	-41,15	476,19	500,00	0,45
0,50	-35,71	333,33	333,33	0,50
0,55	-31,75	250,00	238,10	0,55
0,60	-28,65	196,08	178,57	0,60
0,65	-26,18	163,93	142,86	0,65
0,70	-24,10	140,85	119,05	0,70
0,75	-22,37	125,00	101,01	0,75
0,80	-21,01	112,36	86,96	0,80
0,85	-19,92	103,09	75,76	0,85
0,90	-18,98	95,24	67,11	0,90
0,95	-18,15	90,09	60,24	0,95
1,00	-17,45	86,21	54,95	1,00
1,10	-16,37	81,97	46,51	1,10
1,20	-15,46	79,37	40,32	1,20
1,30	-14,73	76,92	35,84	1,30
1,40	-14,10	75,76	32,36	1,40
1,50	-13,55	75,19	29,67	1,50
1,75	-12,66	84,03	25,00	1,75
2,00	-12,05	113,64	22,08	2,00
ly/lx	mye	my	mx	ly/lx

Relación de lados

$$r = ly/lx$$

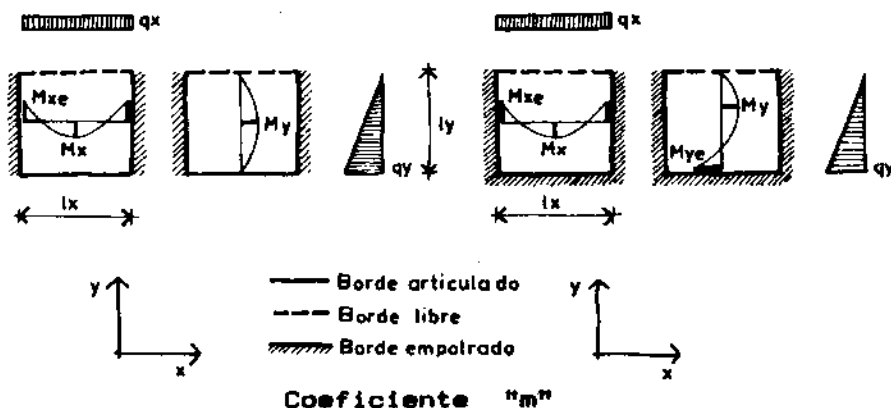
Momentos

$$M = q \cdot lx^2 / m \text{ [tm]}$$

05/50

SOLICITACIONES EN LOSAS CRUZADAS

(continuación)



Coeficiente "m"

l_y/l_x	m_{xe}	m_y	m_x
0,30	-75,76	222,22	1111,11
0,35	-84,52	185,19	666,67
0,40	-56,18	161,29	416,67
0,45	-50,00	144,93	277,78
0,50	-45,25	135,14	208,33
0,55	-41,49	131,58	169,49
0,60	-38,46	129,87	142,86
0,65	-35,97	128,21	125,00
0,70	-33,90	128,21	111,11
0,75	-32,26	129,87	100,00
0,80	-30,86	131,58	91,74
0,85	-29,67	136,99	84,75
0,90	-28,65	142,86	78,74
0,95	-27,70	149,25	73,53
1,00	-27,17	158,73	68,97
1,10	-26,04	170,57	62,89
1,20	-25,25	200,00	58,48
1,30	-24,69	232,56	55,87
1,40	-24,39	270,27	54,05
1,50	-24,21	322,58	52,63
1,75	-24,04	526,32	56,00
2,00	-23,98	1111,11	48,54

l_y/l_x	m_{ye}	m_{xe}	m_y	m_x	l_y/l_x
0,30	-83,33	-208,33	5000,00	1666,67	0,30
0,35	-67,57	-151,52	1111,11	833,33	0,35
0,40	-58,14	-119,05	625,00	555,56	0,40
0,45	-51,81	-96,15	416,67	384,62	0,45
0,50	-47,17	-80,65	312,50	294,12	0,50
0,55	-43,67	-68,97	243,90	238,10	0,55
0,60	-40,65	-60,24	200,00	200,00	0,60
0,65	-38,17	-53,76	175,44	172,41	0,65
0,70	-36,10	-48,78	161,29	149,25	0,70
0,75	-34,36	-45,05	153,85	131,58	0,75
0,80	-32,89	-42,02	149,25	117,65	0,80
0,85	-31,55	-39,37	144,93	106,38	0,85
0,90	-30,40	-37,17	140,85	98,04	0,90
0,95	-29,41	-35,34	140,85	90,91	0,95
1,00	-28,65	-33,67	142,86	84,75	1,00
1,10	-27,93	-31,35	147,06	79,37	1,10
1,20	-26,67	-29,59	156,25	74,63	1,20
1,30	-25,58	-28,25	175,44	70,42	1,30
1,40	-24,69	-27,25	204,08	66,67	1,40
1,50	-23,92	-26,46	243,90	63,29	1,50
1,75	-21,98	-25,06	370,37	55,87	1,75
2,00	-20,92	-24,21	625,00	49,26	2,00

Relación de lados

$$e = l_y/l_x$$

Momentos

$$M = q \cdot l_x^2 / m \text{ [tm]}$$

05/52

SOLICITACIONES EN LOSAS CRUZADAS

(continuación)



l_y/l_x	m_y	m_x
0,50	19,92	85,47
0,55	21,37	79,37
0,60	22,99	74,07
0,65	24,88	70,42
0,70	27,10	67,11
0,75	29,50	62,89
0,80	32,15	59,88
0,85	35,09	57,47
0,90	38,46	55,56
0,95	42,19	54,64
1,00	46,30	54,35
0,95	44,84	48,78
0,90	43,86	43,86
0,85	43,48	39,53
0,80	43,10	35,71
0,75	42,92	32,15
0,70	42,82	28,99
0,65	43,48	26,04
0,60	44,44	23,53
0,55	45,87	21,28
0,50	48,08	19,46
l_x/l_y	m_y	m_x

Relación de lados

$$e = l_y/l_x < 1$$

$$e = l_x/l_y < 1$$

05/52

l_y/l_x	m_{ye}	m_y	m_x	l_y/l_x
0,50	-17,86	26,04	142,86	0,50
0,55	-18,32	27,03	131,58	0,55
0,60	-18,90	28,25	121,95	0,60
0,65	-19,65	29,76	111,11	0,65
0,70	-20,45	31,55	102,04	0,70
0,75	-21,37	33,44	94,34	0,75
0,80	-22,42	35,46	88,50	0,80
0,85	-23,58	37,74	83,33	0,85
0,90	-24,94	40,32	79,37	0,90
0,95	-26,53	43,29	75,19	0,95
1,00	-28,41	46,51	72,46	1,00
0,95	-27,47	45,05	62,89	0,95
0,90	-26,53	43,86	54,64	0,90
0,85	-25,64	42,92	47,39	0,85
0,80	-25,06	42,19	41,49	0,80
0,75	-24,63	42,02	36,36	0,75
0,70	-24,45	42,02	31,95	0,70
0,65	-24,51	42,19	28,01	0,65
0,60	-24,81	43,29	24,94	0,60
0,55	-25,51	44,84	22,27	0,55
0,50	-26,53	47,17	20,00	0,50
l_x/l_y	m_{ye}	m_y	m_x	l_x/l_y

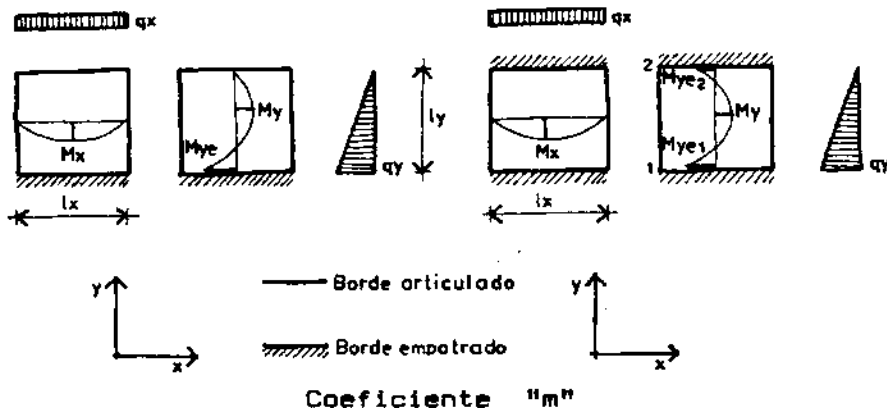
Momentos

$$M = q \cdot l_y^2 / m \text{ [tm]}$$

$$M = q \cdot l_x^2 / m \text{ [tm]}$$

SOLICITACIONES EN LOSAS CRUZADAS

(continuación)



l_y/l_x	m_{ye}	m_y	m_x
0,50	-15,29	36,63	196,08
0,55	-15,58	37,88	169,49
0,60	-15,87	39,37	149,25
0,65	-16,21	41,32	131,58
0,70	-16,67	43,48	119,05
0,75	-17,18	46,08	112,36
0,80	-17,79	48,78	107,53
0,85	-18,48	52,08	103,09
0,90	-19,19	55,87	98,04
0,95	-19,88	59,88	93,46
1,00	-20,53	64,52	90,09
0,95	-19,34	62,50	77,52
0,90	-18,28	61,35	67,11
0,85	-17,30	59,88	58,14
0,80	-16,34	58,48	50,76
0,75	-15,41	57,47	44,25
0,70	-14,56	56,82	38,61
0,65	-13,81	57,14	33,78
0,60	-13,12	57,80	29,59
0,55	-12,50	58,48	26,32
0,50	-11,93	59,17	23,64
l_x/l_y	m_{ye}	m_y	m_x

Relación de lados

$$a = l_y/l_x < 1$$

$$a = l_x/l_y < 1$$

l_y/l_x	m_{ye1}	m_{ye2}	m_y	m_x	l_y/l_x
0,50	-19,65	-29,76	48,08	270,27	0,50
0,55	-19,72	-29,94	48,78	238,10	0,55
0,60	-19,80	-30,12	49,50	208,33	0,60
0,65	-20,04	-30,40	51,02	185,19	0,65
0,70	-20,33	-30,86	52,36	166,67	0,70
0,75	-20,70	-31,45	54,35	153,85	0,75
0,80	-21,10	-32,26	56,50	144,93	0,80
0,85	-21,55	-33,33	58,82	138,89	0,85
0,90	-22,03	-34,60	61,35	133,33	0,90
0,95	-22,57	-35,97	64,10	129,87	0,95
1,00	-23,20	-37,45	67,57	126,58	1,00
0,95	-21,51	-35,46	64,10	105,26	0,95
0,90	-19,96	-33,78	60,98	89,29	0,90
0,85	-18,59	-32,36	58,48	75,19	0,85
0,80	-17,24	-31,15	56,50	63,29	0,80
0,75	-16,03	-30,21	55,25	53,48	0,75
0,70	-14,90	-29,33	54,35	45,25	0,70
0,65	-14,01	-28,57	55,56	38,46	0,65
0,60	-13,32	-27,86	56,82	33,11	0,60
0,55	-12,72	-27,25	58,14	28,65	0,55
0,50	-12,22	-26,74	59,52	25,06	0,50
l_x/l_y	m_{ye1}	m_{ye2}	m_y	m_x	l_x/l_y

Momentos

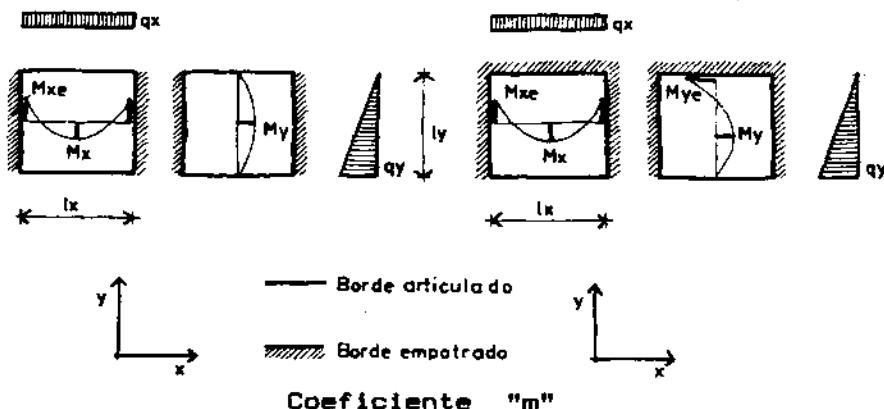
$$M = q \cdot l_y^2 / m \text{ [tm]}$$

$$M = q \cdot l_x^2 / m \text{ [tm]}$$

05/54

SOLICITACIONES EN LOSAS CRUZADAS

(continuación)



l_y/l_x	m_{xe}	m_y	m_x
0,50	-16,64	23,53	85,47
0,55	-17,18	26,67	75,19
0,60	-17,79	30,30	68,49
0,65	-18,42	34,48	64,52
0,70	-19,16	39,37	62,89
0,75	-20,04	44,44	62,50
0,80	-21,05	49,50	62,89
0,85	-22,22	52,36	63,69
0,90	-23,58	61,35	65,36
0,95	-25,06	68,49	67,11
1,00	-26,67	76,92	70,42
0,95	-25,71	76,34	65,79
0,90	-24,81	76,34	61,35
0,85	-23,98	77,52	57,47
0,80	-23,09	80,00	54,05
0,75	-22,17	82,64	50,51
0,70	-21,14	86,96	47,62
0,65	-20,15	92,59	45,45
0,60	-19,19	101,01	43,29
0,55	-18,32	112,36	41,84
0,50	-17,48	131,58	40,49
l_x/l_y	m_{xe}	m_y	m_x

l_y/l_x	m_{ye}	m_{xe}	m_y	m_x	l_y/l_x
0,50	-19,27	-21,51	28,41	153,85	0,50
0,55	-20,08	-21,69	30,67	131,58	0,55
0,60	-21,41	-21,88	33,33	114,94	0,60
0,65	-23,31	-22,12	36,23	102,04	0,65
0,70	-25,51	-22,47	39,68	90,09	0,70
0,75	-28,01	-23,04	43,48	83,33	0,75
0,80	-30,96	-23,75	48,08	79,37	0,80
0,85	-34,48	-24,75	53,19	77,52	0,85
0,90	-38,46	-25,84	59,52	76,92	0,90
0,95	-43,10	-26,81	66,23	76,92	0,95
1,00	-48,31	-27,76	73,53	77,52	1,00
0,95	-50,00	-26,46	72,99	70,92	0,95
0,90	-51,81	-25,19	72,99	65,36	0,90
0,85	-53,48	-23,92	74,07	60,24	0,85
0,80	-55,25	-22,78	76,92	55,87	0,80
0,75	-58,48	-21,74	79,37	52,08	0,75
0,70	-62,50	-20,70	81,97	48,78	0,70
0,65	-67,57	-19,72	86,21	45,87	0,65
0,60	-73,53	-18,76	90,91	43,67	0,60
0,55	-80,65	-17,86	96,15	41,84	0,55
0,50	-89,29	-16,92	102,04	40,32	0,50
l_x/l_y	m_{ye}	m_{xe}	m_y	m_x	l_x/l_y

Relación de lados

$$e = l_y/l_x < 1$$

$$e = l_x/l_y < 1$$

Momentos

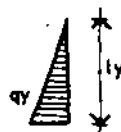
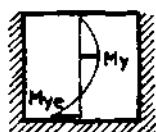
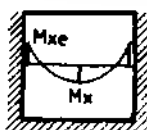
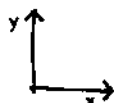
$$M = q \cdot l_y^2 / m \text{ [tm]}$$

$$M = q \cdot l_x^2 / m \text{ [tm]}$$

05/54

SOLICITACIONES EN LOSAS CRUZADAS

(continuación)

 q_x  l_x 

— Borde articulado

/// Borde empotrado

Coeficiente "m"

l_y/l_x	m_{ye}	m_{xe}	m_y	m_x	l_y/l_x
0,50	-16,10	-27,62	39,84	172,41	0,50
0,55	-16,58	-27,78	42,55	161,29	0,55
0,60	-17,30	-28,09	46,08	147,06	0,60
0,65	-18,25	-28,41	50,51	126,58	0,65
0,70	-19,38	-28,90	55,87	112,36	0,70
0,75	-20,75	-29,59	62,11	104,17	0,75
0,80	-22,22	-30,40	69,93	99,81	0,80
0,85	-23,70	-31,35	78,13	95,24	0,85
0,90	-25,32	-32,57	85,47	93,46	0,90
0,95	-27,03	-33,78	96,15	94,34	0,95
1,00	-28,99	-35,09	105,26	95,24	1,00
0,95	-28,17	-32,57	104,17	86,21	0,95
0,90	-27,40	-30,30	104,17	78,74	0,90
0,85	-26,60	-28,41	105,26	72,46	0,85
0,80	-25,84	-26,81	106,38	67,57	0,80
0,75	-25,06	-25,32	106,38	62,89	0,75
0,70	-24,39	-24,04	107,53	58,82	0,70
0,65	-23,75	-22,78	107,53	54,95	0,65
0,60	-23,20	-21,74	108,70	51,82	0,60
0,55	-22,68	-20,83	108,70	47,39	0,55
0,50	-22,17	-20,04	108,70	43,48	0,50
l_x/l_y	m_{ye}	m_{xe}	m_y	m_x	l_x/l_y

Relación de lados

$$\epsilon = l_y/l_x < 1$$

$$\epsilon = l_x/l_y < 1$$

Momentos

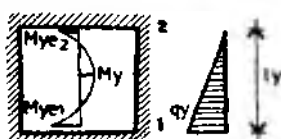
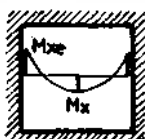
$$M = q \cdot l_y^2 / m \text{ [tm]}$$

$$M = q \cdot l_x^2 / m \text{ [tm]}$$

05/56

SOLICITACIONES EN LOSAS CRUZADAS

(continuación)

MOMENTOS UNITARIOS q_x  l_x 

— Borde articulado

▨ Borde empotrado

Coeficiente "m"

l_y/l_x	m_{ye1}	m_{ye2}	m_{xe}	m_y	m_x	l_y/l_x
0,50	-20,04	-30,58	-34,01	50,00	200,00	0,50
0,55	-20,53	-31,35	-33,78	52,08	196,08	0,55
0,60	-21,05	-32,36	-33,67	54,64	192,31	0,60
0,65	-21,60	-33,67	-33,56	57,80	181,82	0,65
0,70	-22,27	-35,46	-33,56	62,11	172,41	0,70
0,75	-23,20	-37,59	-33,78	65,79	151,52	0,75
0,80	-24,27	-40,16	-34,13	70,42	138,89	0,80
0,85	-25,58	-43,48	-34,48	75,76	128,21	0,85
0,90	-27,03	-47,39	-35,09	81,97	120,48	0,90
0,95	-28,49	-51,55	-35,84	89,29	116,28	0,95
1,00	-30,03	-56,18	-37,04	99,81	113,64	1,00
0,95	-28,74	-56,18	-34,36	97,09	101,01	0,95
0,90	-27,62	-56,50	-31,95	96,15	90,09	0,90
0,85	-26,67	-57,14	-29,76	97,09	81,30	0,85
0,80	-25,84	-58,48	-27,78	99,01	73,53	0,80
0,75	-25,06	-60,24	-25,84	103,09	66,67	0,75
0,70	-24,39	-63,29	-24,15	107,53	60,98	0,70
0,65	-23,87	-68,03	-22,83	108,70	55,56	0,65
0,60	-23,42	-74,07	-21,69	108,70	51,02	0,60
0,55	-23,04	-81,30	-20,75	108,70	47,62	0,55
0,50	-22,27	-90,09	-20,00	108,70	44,84	0,50
l_x/l_y	m_{ye1}	m_{ye2}	m_{xe}	m_y	m_x	l_x/l_y

Relación de lados

$$\epsilon = l_y/l_x < 1$$

$$\epsilon = l_x/l_y < 1$$

Momentos

$$M = q \cdot l_y^2 / m \text{ [tm]}$$

$$M = q \cdot l_x^2 / m \text{ [tm]}$$




05/56

SOLICITACIONES EN LOSAS CRUZADAS

(continuación)

Momentos en tramo, para losas sin armadura de esquina.

Coeficiente "m"

							
lx/ly	mx	my	mx	my	mx	my	lx/ly
0,50	9,34	51,28	16,08	161,29	16,84	113,64	0,50
0,55	9,80	41,32	17,01	114,94	17,73	88,50	0,55
0,60	10,33	34,84	17,21	90,09	18,55	70,92	0,60
0,65	11,00	30,30	17,54	72,99	19,65	59,52	0,65
0,70	11,75	26,88	18,21	61,73	21,10	52,36	0,70
0,75	12,66	24,69	18,98	54,35	22,78	47,17	0,75
0,80	13,68	22,94	19,92	48,88	24,81	43,29	0,80
0,85	14,84	21,60	20,96	43,29	27,10	40,49	0,85
0,90	16,31	20,70	22,17	39,84	29,85	38,46	0,90
0,95	17,99	20,24	23,58	37,31	33,08	37,45	0,95
1,00	20,04	20,04	25,13	35,59	37,04	37,04	1,00
0,95	20,24	17,99	24,21	30,49	37,45	33,08	0,95
0,90	20,70	16,31	23,70	35,84	38,46	29,85	0,90
0,85	21,60	14,84	23,58	23,09	40,49	27,10	0,85
0,80	22,94	13,68	23,70	20,08	43,29	24,81	0,80
0,75	24,69	12,66	24,27	17,48	47,17	22,78	0,75
0,70	26,88	11,75	25,32	15,46	52,36	21,10	0,70
0,65	30,30	11,00	27,17	13,74	59,52	19,65	0,65
0,60	34,84	10,33	30,03	12,33	70,92	18,55	0,60
0,55	41,32	9,80	34,60	11,21	88,50	17,73	0,55
0,50	51,28	9,34	42,02	10,19	113,64	16,84	0,50
ly/lx	mx	my	mx	my	mx	my	ly/lx

Relación de lados

$$e = lx/ly < 1$$

$$e = ly/lx < 1$$

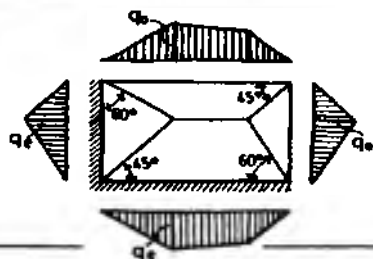
Momentos

$$M = q \cdot lx^2/m \text{ [tm]}$$

$$M = q \cdot ly^2/m \text{ [tm]}$$

05/58

CARGA DE LOSAS CRUZADAS SOBRE VIGAS DE BORDE



Distribución de la carga de la losa cruzada para calcular las reacciones sobre las vigas de borde.

Tipo de losa $\epsilon = \frac{l_y}{l_x} \geq 1$	ordenada máxima relativa para vigas de borde	
	apoyo simple $\frac{q_0}{q \cdot l_x}$	apoyo empotrado $\frac{q_e}{q \cdot l_x}$
	0.500	—
	0.500	0.865
	0.365	0.635
	0.500	0.865
	0.290	0.500
	0.365	0.635
	0.365	0.635
	0.290	0.500
	—	0.500

l_y : luz mayor de la losa.

l_x : luz menor de la losa.

q : carga uniformemente distribuida por unidad de superficie en la losa.

q_0 : ordenada máxima de la carga distribuida en un borde de apoyo simple.

q_e : ordenada máxima de la carga distribuida en un borde empotrado.

05/58

LOSAS CONTINUAS CON ARMADURAS CRUZADAS

Compensación de momentos.

En losas continuas y armaduras cruzadas, con diferencias grandes en sus luces de cálculo o espesores, los momentos de apoyo se pueden compensar según las recomendaciones que siguen:

- a) Para espesores similares de losas ($d_1 \approx d_2$) y momentos que no difieran en más del 50 % se toma:

El promedio de los momentos:

$$M_a = (M_{a1} + M_{a2})/2$$



- b) Para relación de espesores $d_1/d_2 < 0,70$ ($d_1 < d_2$), se compensan por rigidez de losa mediante tabla 05/60 o por las expresiones:

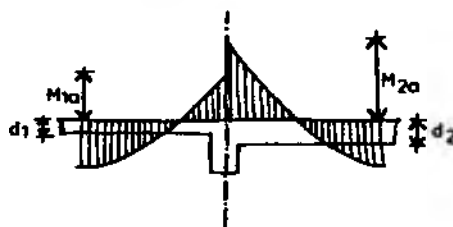
$$M_a = \mu_1.M_{a1} + \mu_2.M_{a2}$$

$$\mu_1 = k_2/(k_1+k_2)$$

$$\mu_2 = k_1/(k_1+k_2)$$

$$k_1 = 3EI/l \quad \text{Emp-Art}$$

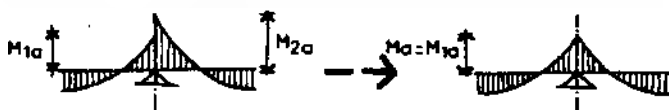
$$k_2 = 4EI/l \quad \text{Emp-Emp}$$



- c) Se corrigen los momentos de tramos de losa con los coeficientes de las tablas 05/61 a 05/62.

- d) Para relación de espesores $d_1/d_2 \geq 0,70$ ($d_1 < d_2$) o diferencias de momentos mayores al 50 %, se elige una de las siguientes opciones:

d1.- Tomar como momento de apoyo al menor de M_{1a} ó M_{2a} con corrección de momentos en tramos.

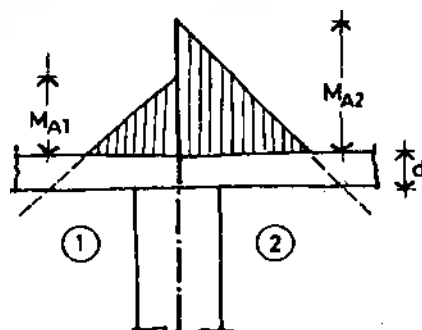


d2.- Renunciar a la continuidad y considerar las losas como simplemente apoyadas.

05/60

COMPENSACION DE MOMENTOS

a) Cálculo de los momentos de apoyo.



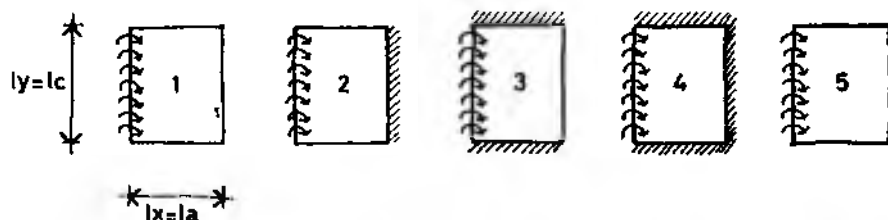
$$M_A = \mu_1 \cdot M_{A1} + \mu_2 \cdot M_{A2}$$

$$\mu_1 = \frac{k_2}{k_1 + k_2} ; \mu_2 = \frac{k_1}{k_1 + k_2}$$

$$k = \frac{I_y}{I_x}$$

$$\text{Si } e \geq 1,0 ; k = \frac{d^3 \cdot \rho}{I_x}$$

$$\text{Si } e < 1,0 ; k = \frac{d^3 \cdot \rho}{I_y}$$



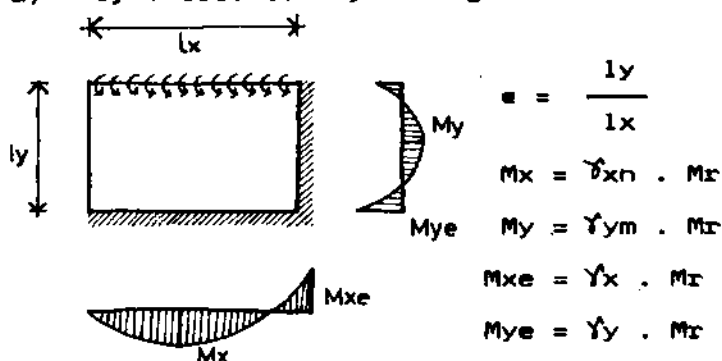
Coeficiente "ρ" para el cálculo de las rigideces.

Caso	e	0,00	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50	1,60	1,70	1,80	1,90	2,00	3,00	4,00	8,00
1	Todos lados libremente apoyados	2,14	2,14	1,96	1,83	1,73	1,64	1,55	1,48	1,43	1,39	1,36	1,33	1,18	1,08	1,01
2	Borde opuesto empotrado	2,14	2,22	2,07	1,95	1,85	1,78	1,73	1,68	1,63	1,60	1,57	1,55	1,45	1,38	1,33
3	Bordes adyacentes empotrados	2,50	2,50	2,30	2,13	1,99	1,86	1,76	1,66	1,58	1,52	1,46	1,42	1,19	1,08	1,01
4	Tres lados empotrados	2,50	2,50	2,32	2,17	2,05	1,94	1,86	1,79	1,73	1,68	1,64	1,61	1,42	1,37	1,33
5	Lado opuesto sin apoyo	2,14	2,07	1,86	1,68	1,52	1,39	1,27	1,17	1,08	1,00	0,95	0,90	0,50	0,32	0,10

05/60

05/61

TRANSMISION DE MOMENTOS

a) l_y : lado de mayor longitud

Factor de transmisión γ , momento aplicado en borde largo (l_y)

Caso	ϵ	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
1	γ_{x0}	0,056	0,083	0,109	0,136	0,161	0,185
	γ_{y0}	0,144	0,144	0,142	0,139	0,133	0,128
2	γ_{x0}	0,045	0,064	0,082	0,098	0,113	0,126
	γ_{y0}	0,116	0,112	0,106	0,100	0,093	0,087
	γ_x	-0,190	-0,223	-0,253	-0,279	-0,302	-0,319
3	γ_{x0}	0,009	0,034	0,059	0,087	0,115	0,141
	γ_{y0}	0,126	0,132	0,136	0,138	0,136	0,134
	γ_y	-0,325	-0,351	-0,372	-0,388	-0,400	-0,407
4	γ_{x0}	-0,021	-0,001	0,021	0,048	0,075	0,103
	γ_{y0}	0,112	0,124	0,132	0,138	0,138	0,139
	γ_y	-0,273	-0,303	-0,330	-0,352	-0,369	-0,381
5	γ_{x0}	0,009	0,031	0,050	0,069	0,088	0,106
	γ_{y0}	0,113	0,116	0,113	0,105	0,100	0,092
	γ_x	-0,095	-0,122	-0,170	-0,204	-0,232	-0,257
	γ_y	-0,294	-0,304	-0,308	-0,308	-0,304	-0,302
6	γ_{x0}	-0,022	-0,005	0,014	0,033	0,052	0,072
	γ_{y0}	0,111	0,118	0,120	0,120	0,116	0,112
	γ_x	-0,014	-0,053	-0,092	-0,129	-0,169	-0,197
	γ_y	-0,269	-0,287	0,299	-0,306	-0,308	-0,306

05/61

05/62

TRANSMISION DE MOMENTOS

b) lx: lado de mayor longitud.

Factor de transmisión γ , momento aplicado en
borde corto (lx)

		Caso	ϵ	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
1	$\bar{y}=1$	1	γ_{xb} γ_{yb}	0,143 0,056	0,140 0,033	0,134 0,015	0,126 0,002	0,116 -0,007	0,109 -0,015
2	$\bar{y}=1$	2	γ_{xb} γ_{yb} γ_x	0,116 0,045 -0,190	0,118 0,028 -0,158	0,117 0,013 -0,129	0,113 0,002 -0,104	0,106 -0,006 -0,084	0,102 -0,013 -0,067
3	$\bar{y}=1$	3	γ_{xb} γ_{yb} γ_y	0,125 0,010 -0,325	0,115 -0,010 -0,296	0,105 -0,024 -0,269	0,093 -0,032 -0,244	0,081 -0,036 -0,221	0,072 -0,041 -0,200
4	$\bar{y}=1$	4	γ_{xb} γ_{yb} γ_y	0,112 -0,022 -0,273	0,100 -0,037 -0,242	0,087 -0,046 -0,215	0,074 -0,051 -0,191	0,060 -0,052 -0,170	0,053 -0,053 -0,152
5	$\bar{y}=1$	5	γ_{xb} γ_{yb} γ_x γ_y	0,113 0,009 -0,294 -0,095	0,109 -0,009 -0,278 -0,061	0,103 -0,021 -0,250 -0,032	0,092 -0,031 -0,241 -0,010	0,081 -0,036 -0,217 0,004	0,072 -0,041 -0,203 0,016
6	$\bar{y}=1$	6	γ_{xb} γ_{yb} γ_x γ_y	0,111 -0,022 -0,269 -0,041	0,099 -0,038 -0,245 0,014	0,086 -0,050 -0,223 0,036	0,075 -0,055 -0,207 0,053	0,065 -0,056 -0,181 0,059	0,056 -0,057 -0,162 0,063

Las tablas 61 y 62 son para momentos sinusoidales. En el caso de momentos constantes (de losa en voladizo) hay que transformarlos en sinusoidales equivalentes multiplicándolos por (4π) .

05/62

06/63

DIAGRAMAS TENSION - DEFORMACION

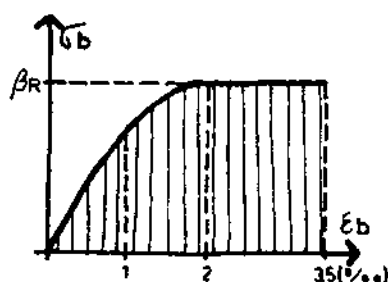


Diagrama del Hormigón

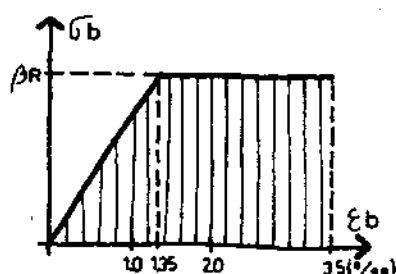
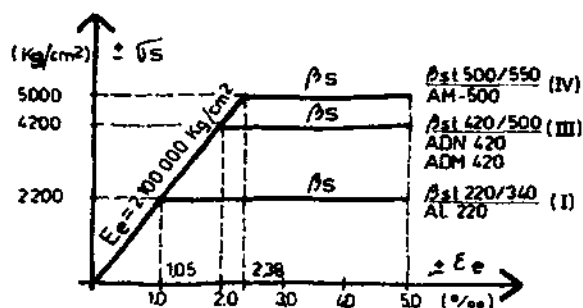


Diagrama simplificado del Hormigón

VALORES CARACTERISTICOS DEL HORMIGON

H* Grupo	H-I			H-II			
βcn	110	130	170	210	300	380	470
βr	70	105	140	175	230	270	300
βbz	17	19	22	24	30	31	36
Eb.1000	215	240	275	300	340	370	390

βcn (kg/cm²) tensión característica de compresiónβr (kg/cm²) tensión de cálculoβbz (kg/cm²) tensión característica de tracciónEb (kg/cm²) módulo de elasticidad

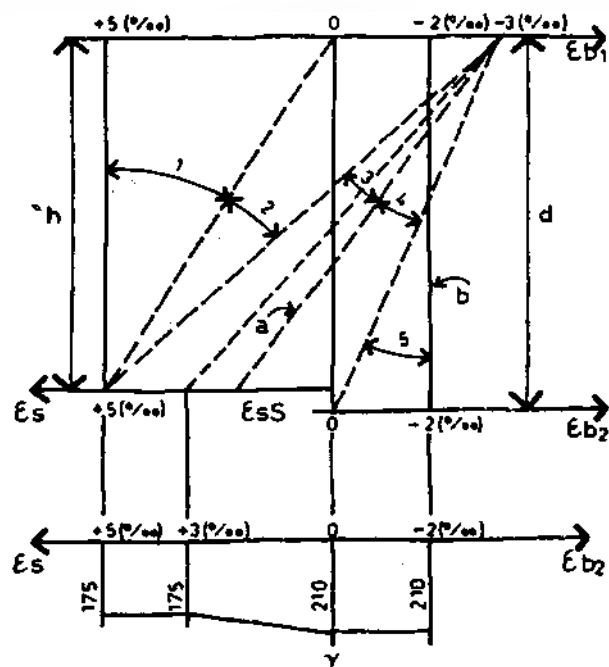
La tensión en el acero σ_{su} , para el cálculo, se determina en el diagrama, en función de las elongaciones "e".

Diagrama simplificado del acero

06/63

06/64

DIAGRAMA DE DEFORMACIONES LIMITES



- Zona 1: Tracción centrada y con pequeña excentricidad.
- Zona 2: Flexión simple o compuesta hasta el agotamiento de la resistencia del hormigón y con tensión de fluencia del acero.
- Zona 3: Flexión simple o compuesta con agotamiento de la resistencia del hormigón y con tensión de fluencia en el acero. La línea (a) marca el plano límite correspondiente a tensión de fluencia en el acero.
- Zona 4: Flexión compuesta sin llegar al límite de fluencia del acero y con agotamiento de la resistencia del hormigón.
- Zona 5: Compresión centrada y flexocompresión con pequeña excentricidad.

06/64

06/65

TENSIONES DE CALCULO

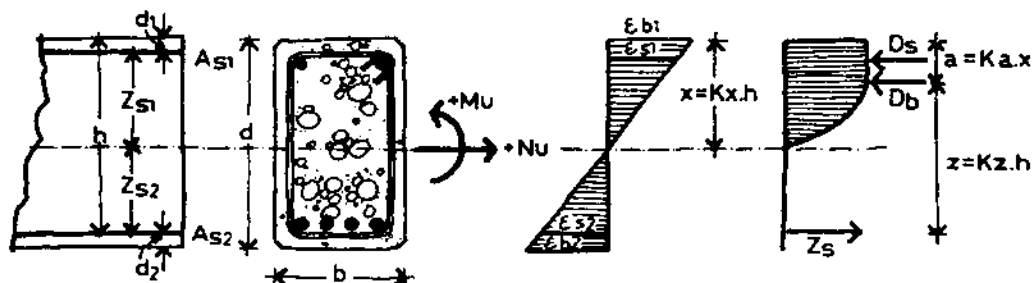
β_{cn} Resistencia característica a la rotura del hormigón. La determinación de esta resistencia se la realiza mediante la metodología indicada en Cirsoc 201, anexo A.6-7. En otros manuales se la designa como σ'_{bk} .

β_r Tension de calculo del hormigón. ($\beta_r \approx 0,85 \times \beta_{cn}$)

β_s Tension de fluencia del acero.

HORMIGON GRUPO	H-I				H-II		
CLASE	H-11	H-13	H-17	H-21	H-30	H-38	H-47
β_{cn} (kg/cm ²)	110	130	170	210	300	380	470
β_r (kg/cm ²)	70	105	140	175	230	270	300

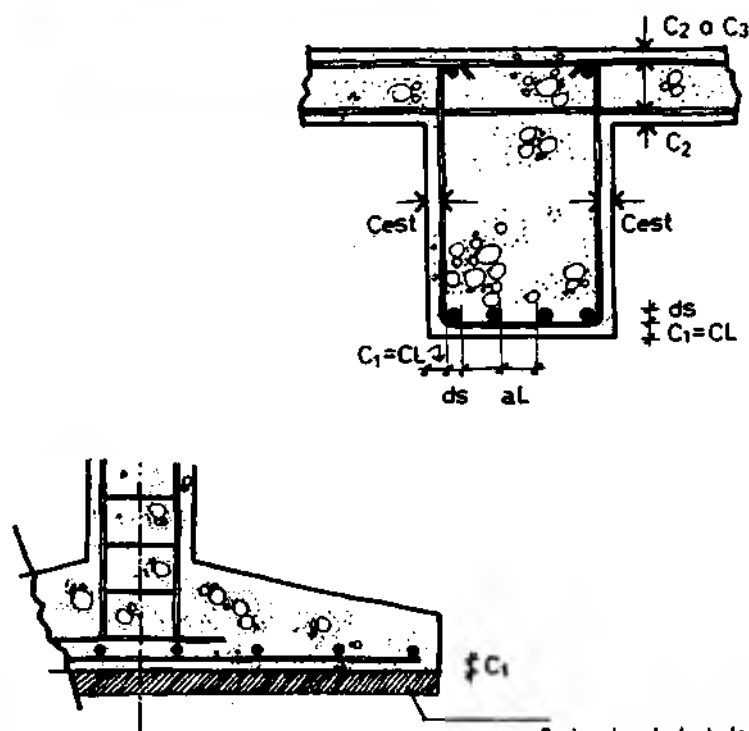
ACERO TIPO	β_s kg/cm ²	COEFICIENTE DE CALCULO: β_s/β_r						
BSt 220/340	2200	31,4	21,0	15,7	12,6	9,6		
BSt 420/500	4200	60,0	40,0	30,0	24,0	18,3	15,6	14,0
BSt 500/550	5000		47,6	35,7	28,6	21,7	18,5	16,7



06/65

07/66

RECUBRIMIENTO DE ARMADURAS



Contrapiso de trabajo: En hormigones estructurales en contacto con el suelo.

Recubrimiento de la armadura y separación entre barras

	Recubrimiento de hormigón	Medidas mínimas
cL	de las barras longitudinales	$\geq ds + 5 \text{ mm}$
cest	de los estribos	
c1	en general	
c2	en losas	
c3	en premoldeados	
al	separación libre entre barras longitudinales	$20 \text{ mm} \leq al \leq ds$

07/66

07/67

RECUBRIMIENTO SEGUN CONDICIONES AMBIENTALES

	Condiciones ambientales que rodean al elemento constructivo	Hormigón Grupo			
		H-I		H-II	
		general mm	losas mm *	general mm	losas mm *
1	Elementos constructivos en ambientes cerrados (viviendas, oficinas, escuelas, hospitales, negocios). Elementos constructivos permanentemente bajo agua o que están siempre secos.	20	15	15	10
2	Elementos constructivos a la intemperie y elementos que tienen permanente contacto con el aire.	25	20	20	15
3	Elementos constructivos en ambientes cerrados con frecuente contacto con aire muy húmedo a temperatura ambiente. Elementos constructivos expuestos a humedecimientos frecuentes	30	25	25	20
4	Elementos constructivos expuestos a un ataque químico "débil"	30	25	25	20
5	Elementos constructivos expuestos a influencias notablemente corrosivas.	40	35	35	30









Se entienden como elementos portantes tipo losas a las losas, losas nervuradas, losas construidas con bloques o ladrillos huecos, tabiques, cáscaras, estructuras plegadas y muros.

07/67

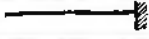



08/68

ESPESORES MINIMOS EN LOSAS Y VIGAS

a) Losas: $h = l_c/m$; l_c : luz de cálculo

Losas armadas en 1 dirección		Losas armadas en 2 direcciones	
Esquema estructural	m	Esquema estructural	m
	12		50
	30		55
	35		
	40		60









b) Vigas: $h = l_c/m$

Esquema estructural	m
	8
	16
	22
	25

c) Esbeltez mínima (según CIRSOC 201-17.7.2.)

$l_1/h \leq 35$ en general (vigas y losas)

$l_1/h \leq 150/l_1$ en elementos constructivos que reciben la carga de tabiques

Esquema estructural	α
 	1,0
 	0,8
 	0,6
 	2,4

$l_1 = \alpha \cdot l$

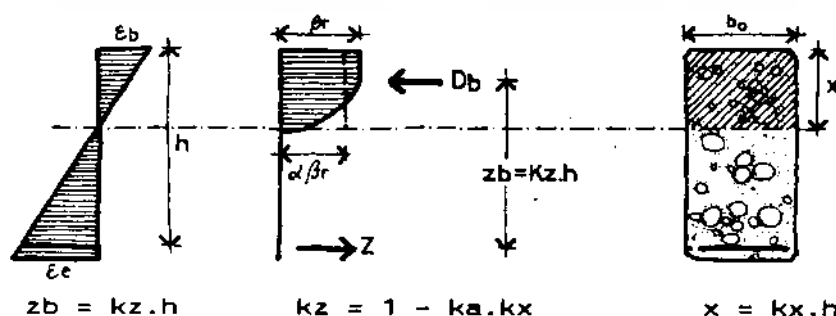
l = luz del elemento en cuestión

08/68

09/69

COEFICIENTES "kh"

Los valores "kh" de las próximas tablas surgen de las ecuaciones de equilibrio entre los esfuerzos externos (momentos flectores de servicio) y la cupla interna resistente de la viga. Para una rápida explicación suponemos una viga sin armadura de compresión.



$$k_a = (8 - \epsilon_b) / [4(6 - \epsilon_b)]$$

para $\epsilon_b \leq 2,00$ por mil

$$k_a = [\epsilon_b(3\epsilon_b - 4) + 2] / [2\epsilon_b(3\epsilon_b - 2)]$$

para $\epsilon_b > 2,00$ por mil

Tomando momentos del baricentro de las armaduras:

$$\Sigma M = M_{eu} - D_b \cdot z_b$$

$$D_b = b \cdot x \cdot \alpha \cdot \beta_r$$

$$z_b = k_z \cdot h$$

$$x = k_x \cdot h$$

$$M_{eu} = b \cdot h^3 \cdot k_x \cdot k_z \cdot \beta_r \cdot \alpha$$

despejando "h":

$$h = \sqrt{M_{eu} / (b \cdot k_x \cdot k_z \cdot \beta_r \cdot \alpha)} = \sqrt{1 / (k_x \cdot k_z \cdot \beta_r \cdot \alpha)} \sqrt{M_{eu} / b}$$

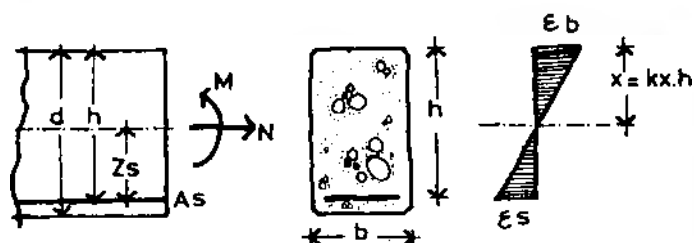
$$k_h = \sqrt{1 / (k_x \cdot k_z \cdot \beta_r \cdot \alpha)}$$

$$h = k_h \sqrt{M_{eu} / b}$$

09/69

09/70

TABLA "Kh" PARA FLEXION PURA Y COMPUESTA



BSt 420/500

$$M_s = M - N \cdot Z_s$$

$$K_h = \frac{h(\text{cm})}{\sqrt{\frac{M_s(\text{tm})}{b(\text{m})}}}$$

Cuando $K_h \geq K_h^*$, armadura simple

$$A_s(\text{cm}^2) = \frac{M_s(\text{tm})}{h(\text{m})} \cdot K_s + \frac{N(\text{t})}{\underbrace{\sigma_{su}(\text{t/cm}^2)}} \cdot \underbrace{\gamma}$$

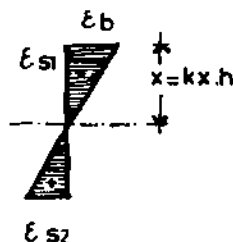
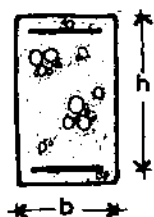
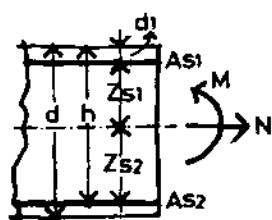
θcn	kh					ks	σsu/γ t/cm²	kx	kz	-εb ‰	εs ‰
	110	130	170	210	300						
	35.0	29.0	25.0	23.0	20.0	0.43	2.40	0.09	0.97	0.50	5.00
	22.0	17.4	15.3	13.5	11.8	0.44	2.40	0.15	0.95	0.90	5.00
	15.8	13.1	11.1	10.1	8.8	0.45	2.40	0.21	0.93	1.32	5.00
	13.1	10.8	9.3	8.4	7.3	0.46	2.40	0.26	0.91	1.73	5.00
	11.7	9.6	8.3	7.4	6.5	0.47	2.40	0.30	0.89	2.14	5.00
	10.7	8.8	7.6	6.9	6.0	0.48	2.40	0.34	0.87	2.54	5.00
	10.1	8.3	7.1	6.4	5.6	0.49	2.40	0.37	0.85	2.95	5.00
	9.7	7.9	6.9	6.1	5.3	0.50	2.40	0.40	0.83	3.38	5.00
	9.2	7.6	6.5	5.9	5.1	0.51	2.40	0.44	0.82	3.50	4.45
	9.0	7.4	6.3	5.7	5.0	0.52	2.40	0.48	0.80	3.50	3.83
	8.7	7.2	6.2	5.6	4.9	0.53	2.40	0.51	0.79	3.50	3.31
kh*	8.6	7.0	6.1	5.4	4.7	0.54	2.40	0.54	0.78	3.50	3.00

09/70

09/71

TABLA "Kh" PARA FLEXION PURA Y COMPUESTA

(continuación)



BSt 420/500

Bcn	kh					ks	ks1
	110	130	170	210	300		
0.60	7.02	6.08	5.44	4.74	0.54	0.00	
0.50	6.94	6.01	5.36	4.69	0.53	0.01	
0.40	6.86	5.94	5.31	4.64	0.53	0.02	
0.31	6.78	5.87	5.25	4.58	0.53	0.03	
0.21	6.70	5.80	5.19	4.53	0.53	0.04	
0.10	6.62	5.73	5.12	4.47	0.53	0.05	
0.00	6.53	5.66	5.06	4.41	0.53	0.06	
7.90	6.45	5.59	4.99	4.36	0.52	0.07	
7.79	6.30	5.51	4.93	4.30	0.52	0.08	
7.69	6.21	5.44	4.86	4.24	0.52	0.09	
7.58	6.19	5.36	4.79	4.18	0.52	0.10	
7.47	6.10	5.28	4.72	4.12	0.52	0.11	
7.36	6.01	5.20	4.65	4.06	0.51	0.12	
7.24	5.91	5.12	4.58	4.00	0.51	0.13	
7.13	5.82	5.04	4.51	3.93	0.51	0.14	
7.01	5.72	4.96	4.43	3.87	0.51	0.15	
6.89	5.63	4.88	4.36	3.80	0.51	0.16	
6.77	5.53	4.79	4.28	3.74	0.50	0.17	
6.65	5.43	4.70	4.21	3.67	0.50	0.18	
6.53	5.33	4.61	4.13	3.60	0.50	0.19	
6.40	5.22	4.52	4.05	3.53	0.50	0.20	
6.27	5.12	4.43	3.98	3.46	0.50	0.21	
6.13	5.01	4.34	3.88	3.38	0.49	0.22	
6.00	4.90	4.24	3.79	3.31	0.49	0.23	
5.86	4.78	4.14	3.70	3.23	0.49	0.24	
5.72	4.67	4.04	3.61	3.15	0.49	0.25	

$$M_s = M - N \cdot Z_{s2}$$

$$K_h = \frac{h(\text{cm})}{\sqrt{\frac{M_s(\text{tm})}{b(\text{m})}}}$$

Cuando $K_h < K_h^*$, armadura doble

$$A_{s2}(\text{cm}^2) = \frac{M_s(\text{tm})}{h(\text{m})} \cdot K_s \cdot \rho \cdot \frac{N(\text{t})}{\frac{\beta_s(\text{t/cm}^2)}{1.75}}$$

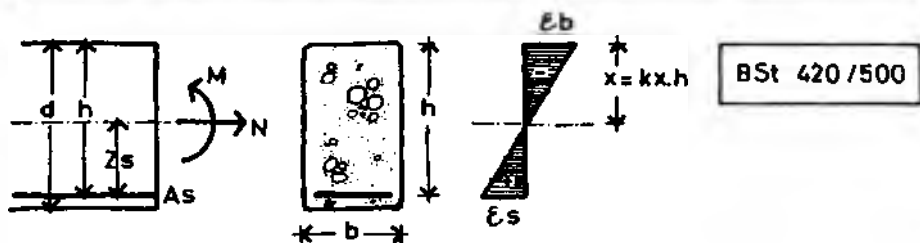
$$A_{s1}(\text{cm}^2) = \frac{M_s(\text{tm})}{h(\text{m})} \cdot K_{s1} \cdot \rho$$

d1/h	ρ						ρ_1
	0.54	0.53	0.52	0.51	0.50	0.49	
0.07	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.08	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.01
0.10	1.00	1.00	1.00	1.01	1.01	1.01	1.03
0.12	1.00	1.00	1.01	1.01	1.02	1.03	1.06
0.14	1.00	1.00	1.01	1.02	1.03	1.04	1.08
0.16	1.00	1.00	1.01	1.03	1.04	1.05	1.11
0.18	1.00	1.00	1.02	1.03	1.05	1.06	1.13
0.20	1.00	1.00	1.02	1.04	1.05	1.07	1.16
0.22	1.00	1.00	1.03	1.04	1.06	1.09	1.19

09/71

10/72

TABLA "Wm" PARA FLEXION PURA Y COMPUESTA



$$M_s = M - N \cdot z_s$$

$$m_s = \frac{M_s}{b \cdot h^2 \cdot \beta_r}$$

Cuando $m_s \leq m_s^*$, armadura simple

$$A_s = W_m \frac{b \cdot h}{\beta_s / \beta_r} + \frac{N}{\sigma_{su} / \gamma}$$

ms	Wm	σ_{su}/γ t/cm ²	kx	kz	-ε _b ‰	ε _s ‰	γ	
0,010	0,018	2,40	0,88	0,97	0,46	5,00	1,75	
0,020	0,037	2,40	0,12	0,96	0,68	5,00	1,75	
0,030	0,055	2,40	0,15	0,95	0,87	5,00	1,75	
0,040	0,075	2,40	0,17	0,94	1,04	5,00	1,75	
0,050	0,094	2,40	0,19	0,93	1,21	5,00	1,75	
0,060	0,114	2,40	0,22	0,92	1,37	5,00	1,75	
0,070	0,134	2,40	0,23	0,92	1,53	5,00	1,75	
0,080	0,154	2,40	0,25	0,91	1,70	5,00	1,75	
0,090	0,175	2,40	0,27	0,90	1,87	5,00	1,75	
0,100	0,197	2,40	0,29	0,89	2,05	5,00	1,75	
0,110	0,218	2,40	0,31	0,88	2,25	5,00	1,75	
0,120	0,241	2,40	0,33	0,87	2,47	5,00	1,75	
0,130	0,264	2,40	0,35	0,86	2,70	5,00	1,75	
0,140	0,288	2,40	0,37	0,85	2,96	5,00	1,75	
0,150	0,313	2,40	0,39	0,84	3,25	5,00	1,75	
0,160	0,339	2,40	0,42	0,83	3,50	4,86	1,75	
0,170	0,367	2,40	0,45	0,81	3,50	4,23	1,75	
0,180	0,395	2,40	0,49	0,80	3,50	3,67	1,75	
ms*	0,193	0,436	2,40	0,54	0,78	3,50	3,00	1,75
0,196	0,458	2,35	0,57	0,76	3,50	2,69	1,79	
0,200	0,491	2,29	0,61	0,75	3,50	2,28	1,83	
ms**	0,203	0,515	2,25	0,64	0,74	3,50	2,00	1,87

10/72

TABLAS "Wm" PARA FLEXIÓN PURA Y COMPUESTA

(continuación)

$$M_s = M - N \cdot Z_{s2}$$

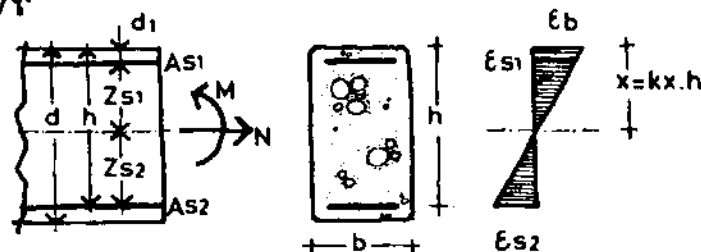
$$m_s = \frac{M_s}{b \cdot h^2 \cdot \beta_r}$$

BSt 420 / 500

Cuando $m_s > m_s^*$, armadura doble

$$A_{s1} = W_M \frac{b \cdot h}{\beta_s / \beta_r} + \frac{N}{\beta_s / \gamma}$$

$$A_{s2} = W_1 \frac{b \cdot h}{\beta_s / \beta_r}$$

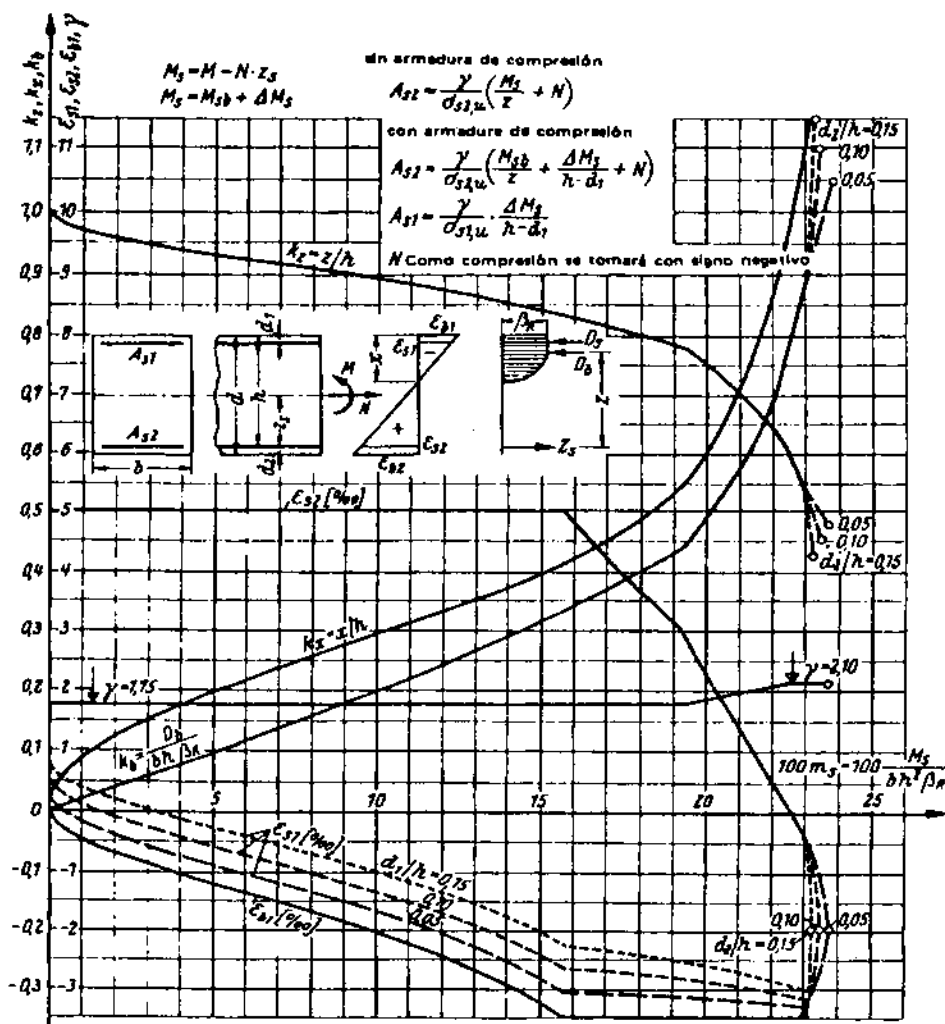


ms	d1/h=0.05		d1/h=0.10		d1/h=0.15		d1/h=0.20		
	todo BSt		todo BSt		todo BSt		todo BSt	BSt 220/340	BSt 500/550
	Wm	W1	Wm	W1	Wm	W1	Wm	W1	W1
ms*=0,193	0,436	0,000	0,436	0,000	0,436	0,000	0,436	0,000	0,000
0,200	0,448	0,012	0,449	0,013	0,450	0,014	0,451	0,015	0,016
0,210	0,467	0,031	0,468	0,032	0,470	0,034	0,472	0,037	0,040
0,220	0,485	0,049	0,488	0,052	0,491	0,055	0,494	0,058	0,063
0,230	0,504	0,068	0,507	0,071	0,511	0,076	0,516	0,080	0,087
0,240	0,522	0,086	0,527	0,091	0,532	0,096	0,538	0,102	0,111
0,250	0,540	0,104	0,546	0,110	0,553	0,117	0,560	0,124	0,134
0,260	0,559	0,123	0,566	0,130	0,573	0,137	0,582	0,146	0,158
0,270	0,577	0,141	0,585	0,149	0,594	0,158	0,604	0,168	0,182
0,280	0,596	0,160	0,604	0,169	0,614	0,179	0,626	0,190	0,205
0,290	0,614	0,178	0,624	0,188	0,635	0,199	0,647	0,212	0,229
0,300	0,632	0,197	0,643	0,207	0,656	0,220	0,669	0,233	0,253
0,310	0,651	0,215	0,663	0,227	0,676	0,240	0,691	0,255	0,276
0,320	0,669	0,233	0,682	0,246	0,697	0,261	0,713	0,277	0,300
0,330	0,688	0,252	0,702	0,266	0,717	0,281	0,735	0,299	0,324
0,340	0,706	0,270	0,721	0,285	0,738	0,302	0,757	0,321	0,347
0,350	0,725	0,289	0,741	0,305	0,759	0,323	0,779	0,343	0,371
0,360	0,743	0,307	0,760	0,324	0,779	0,343	0,801	0,365	0,395
0,370	0,761	0,326	0,779	0,344	0,800	0,364	0,822	0,387	0,418
0,380	0,780	0,344	0,799	0,363	0,820	0,384	0,844	0,408	0,442
0,390	0,798	0,362	0,818	0,382	0,841	0,405	0,866	0,430	0,466
0,400	0,817	0,381	0,838	0,402	0,861	0,426	0,888	0,452	0,489

10b/74

DIAGRAMA GENERAL DE DIMENSIONAMIENTO

Con momentos de servicio.



10b/74

11/75

ANCHO COLABORANTE DE VIGAS PLACAS

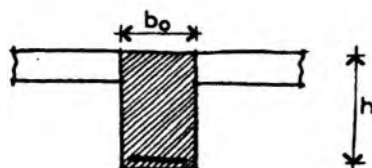
(Recomendaciones)

Para el dimensionado de vigas placas es conveniente realizar el siguiente proceso de cálculo:

- a) Ajuste a la tensión de corte.

Elegida la tensión de corte τ_0 de trabajo, se despeja la altura "h" de la viga.

$$h = Q / (b_0 \cdot \tau_0 \cdot 0,85)$$



- b) Verificación de altura mínima de deformación "h_{mín}".

El valor de "h" calculado anteriormente se verifica si cumple con:

$$h > h_{\text{mín}} = l/m$$

l: longitud de viga

m: coeficiente de tabla 08/62

- c) Ancho colaborante estático.

Se calcula el "bm" mediante las tablas "kh":

$$b_m = M_{eu} \cdot k_h^2 / h^2$$

M_{eu} (tm)

h (cm)

b_m (m)

- d) Verificación del "bm".

Se verifica si el "bm" resulta menor al que establecen las normas: $b_m = l_0/3$ (o calculado por el método exacto mediante las tablas)

Este procedimiento de cálculo se recomienda porque en muchas ocasiones se inicia el cálculo con la determinación de "bm" y luego el "h" no verifica frente a los esfuerzos de corte o de las deformaciones.

11/75

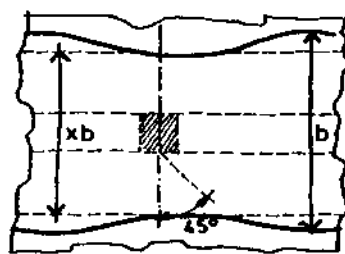
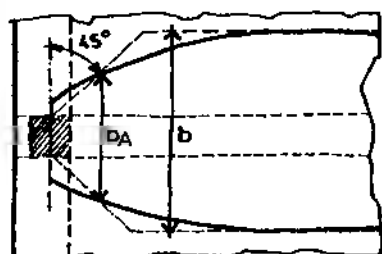
11/77

VIGA PLACA: ANCHO COLABORANTE

(continuación)

COEFICIENTE η_i

d/d _o	b1/l _o b2/l _o b3/l _o														
	1,00	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10	
0,10	0,18	0,20	0,23	0,26	0,31	0,38	0,43	0,48	0,55	0,62	0,71	0,82	0,92	1,00	b _{m1} /b ₁
0,15	0,20	0,22	0,25	0,28	0,33	0,40	0,45	0,50	0,57	0,64	0,72	0,82	0,92	1,00	b _{m2} /b ₂
0,20	0,23	0,26	0,29	0,33	0,38	0,45	0,50	0,55	0,61	0,68	0,76	0,85	0,93	1,00	b _{m3} /b ₃
0,30	0,32	0,36	0,40	0,44	0,50	0,56	0,59	0,63	0,68	0,74	0,80	0,87	0,94	1,00	



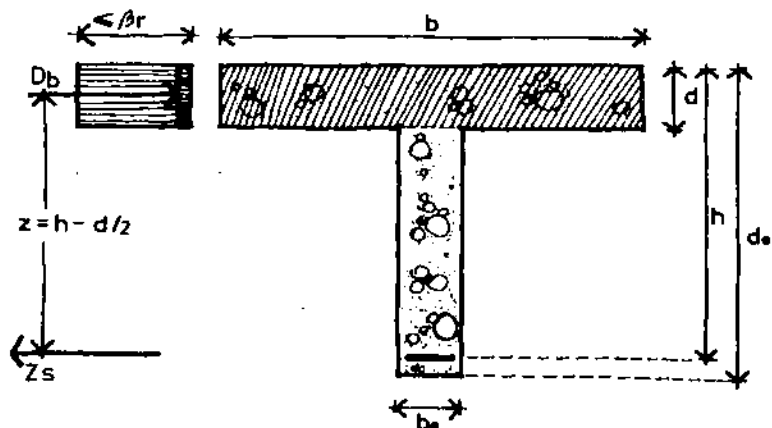
Factor "5" para la reducción del ancho colaborante cuando actúan cargas concentradas.

	b1/l _o b2/l _o b3/l _o						
	2,00	1,00	0,80	0,60	0,40	0,20	0,10
β	0,60	0,61	0,62	0,63	0,65	0,70	0,90

11/77

12/78

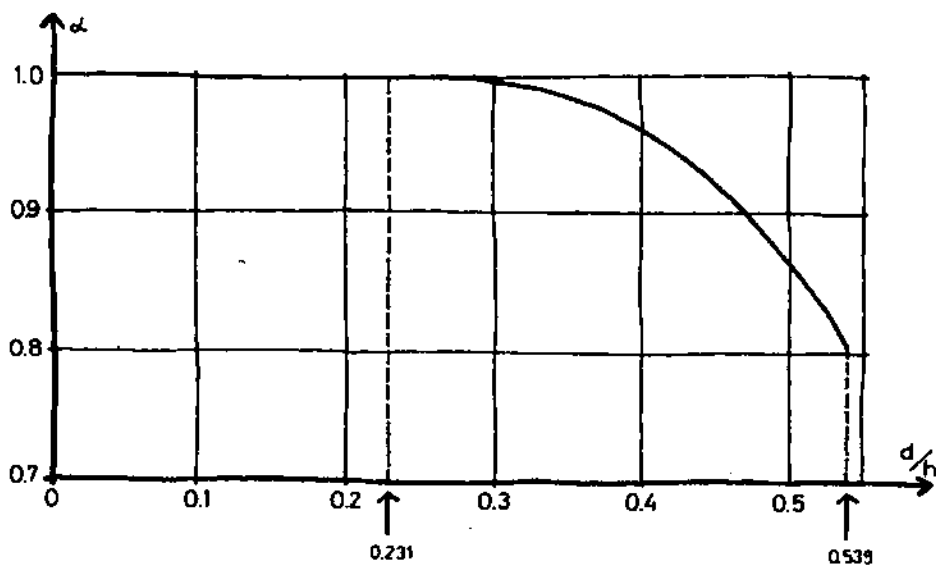
DIMENSIONADO VIGA PLACA $b_m/b_o > 5$



$$A_s = \frac{1.75}{\beta_s} \cdot \left(\frac{M_s}{h - d/2} + N \right)$$

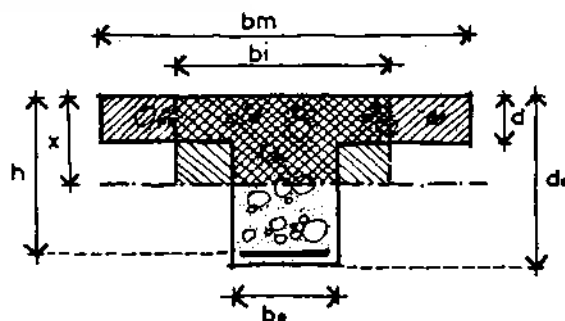
$$\text{Verificación: } \frac{M_s}{b_m \cdot d \cdot (h - d/2)} \leq \frac{\beta_r}{1.75} \cdot \alpha$$

Coeficiente "α"



12/78

13/79

DIMENSIONADO VIGA PLACA $b_m/b_o \leq 5$


$$b_i = \lambda \cdot b_m$$

λ se obtiene de tabla estimado K_x .

Luego:

$$K_x = \frac{h}{\sqrt{\frac{M_s}{b_i}}} \quad \text{de tablas } K_h \text{ se obtiene } K_x$$

Debe ser: K_x estimado $\geq K_x$ de tablas

$$A_s = \frac{M_s \text{ (tm)}}{h \text{ (m)}} \cdot K_s + \frac{N \text{ (t)}}{\sqrt{su \text{ (t/cm}^2\text{)}}}$$

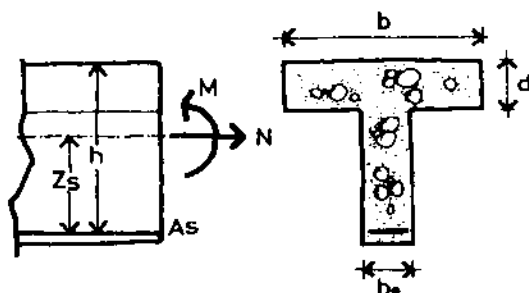
Coeficiente " λ "

d/h										b_m/b_o							
0.50	0.45	0.40	0.35	0.30	0.25	0.20	0.15	0.10	0.05	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	5.0	
K_x										100 $\cdot \lambda$							
0.50	0.45	0.40	0.35	0.30	0.25	0.20	0.15	0.10	0.05	100	100	100	100	100	100	100	
	0.50	0.44	0.39	0.33	0.28	0.22	0.17	0.11	0.06	99	99	99	99	99	99	98	
		0.50	0.44	0.38	0.31	0.25	0.19	0.13	0.06	97	96	95	95	95	94	94	
			0.50	0.43	0.36	0.29	0.21	0.14	0.07	95	92	90	89	89	88	87	
				0.50	0.42	0.33	0.25	0.17	0.08	91	87	84	82	81	80	79	
					0.50	0.40	0.30	0.20	0.10	87	81	77	75	73	71	70	
						0.50	0.38	0.25	0.13	83	75	70	66	64	62	60	
							0.50	0.33	0.17	79	69	62	58	55	53	50	
								0.50	0.25	75	62	55	50	46	44	40	
									0.50	71	56	47	42	37	34	30	

13/79

14/80

DIMENSIONADO VIGA PLACA CON COEFICIENTE ADIMENSIONAL



$$M_s = M - N \cdot Z_s$$

$$m_s = \frac{M_s}{b \cdot h^2 \cdot \beta_r} \leq m_s^* \text{ sin armadura de compresión}$$

$$A_s = W_M \frac{b \cdot h}{\beta_s \cdot \beta_r} + \frac{N}{\beta_s \cdot f}$$

Para las distintas magnitudes se deben emplear las correspondientes unidades.

m _s	d/h=0,05					d/h=0,10					d/h=0,15				
	1000 W _M para b/b ₀ =					1000 W _M para b/b ₀ =					1000 W _M para b/b ₀ =				
	10	5	3	2	1	10	5	3	2	1	10	5	3	2	1
0.01	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18
0.02	36	36	36	36	37	36	36	36	36	37	37	37	37	37	37
0.03	55	55	55	55	55	55	55	55	55	55	55	55	55	55	55
0.04	76	75	75	75	75	74	74	74	74	75	74	74	74	74	75
0.05		97	95	94	94	93	93	93	94	94	94	94	94	94	94
0.06		124	117	115	114	112	113	113	113	114	113	113	113	113	114
0.07			141	137	134		134	133	134	134	132	133	133	133	133
0.08			169	160	154		161	156	155	154	152	153	153	154	154
0.09				184	175			181	177	175	176	174	174	175	175
0.10				211	197			210	201	197		201	197	197	197
0.11				241	218				227	218			224	220	218
0.12					241				256	241				246	241
0.13					264					264				274	264
0.14					288					288					288
0.15					313					313					313
0.16					339					339					339
0.17					367					367					367
0.18					395					395					395
0.19					426					426					426
m _s [*]	0.044	0.061	0.083	0.111	0.193	0.068	0.082	0.101	0.124	0.193	0.091	0.102	0.117	0.136	0.193
1000 W _M	89	127	179	243	436	134	167	212	268	436	179	207	245	293	436

14 / 80

14/81

DIMENSIONADO VIGA PLACA CON COEFICIENTE ADIMENSIONAL
--

(continuación)

ns	d/h=0,20					d/h=0,30					d/h=0,40				
	1000 Wm para b/bo=					1000 Wm para b/bo=					1000 Wm para b/bo=				
	10	5	3	2	1	10	5	3	2	1	10	5	3	2	1
0.01	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18
0.02	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37
0.03	55	55	55	55	55	55	55	55	55	55	55	55	55	55	55
0.04	75	75	75	75	75	75	75	75	75	75	75	75	75	75	75
0.05	94	94	94	94	94	94	94	94	94	94	94	94	94	94	94
0.06	114	114	114	114	114	114	114	114	114	114	114	114	114	114	114
0.07	134	134	134	134	134	134	134	134	134	134	134	134	134	134	134
0.08	154	154	154	154	154	154	154	154	154	154	154	154	154	154	154
0.09	174	174	174	175	175	175	175	175	175	175	175	175	175	175	175
0.10	195	195	195	196	197	197	197	197	197	197	197	197	197	197	197
0.11	218	217	217	218	218	218	218	218	218	218	218	218	218	218	218
0.12		244	241	241	241	241	241	241	241	241	241	241	241	241	241
0.13			269	266	264	264	264	264	264	264	264	264	264	264	264
0.14				293	288	287	287	287	288	288	288	288	288	288	288
0.15					313	312	312	312	313	313	313	313	313	313	313
0.16					339			341	340	339	339	339	339	339	339
0.17					367					367	366	366	366	366	367
0.18					395					395		394	394	395	395
0.19					426					426					426
ns*	0.112	0.121	0.133	0.148	0.193	0.150	0.155	0.161	0.169	0.193	0.178	0.180	0.182	0.185	0.193
1000 Wm	224	247	279	318	436	312	326	345	367	436	388	394	401	409	436

14/81

15/82

VERIFICACION AL CORTE

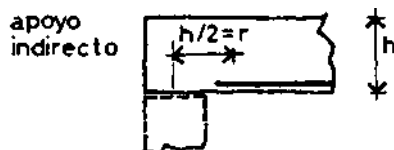
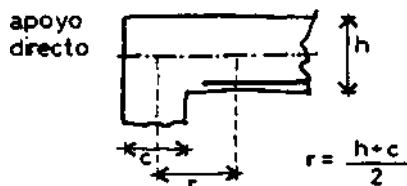
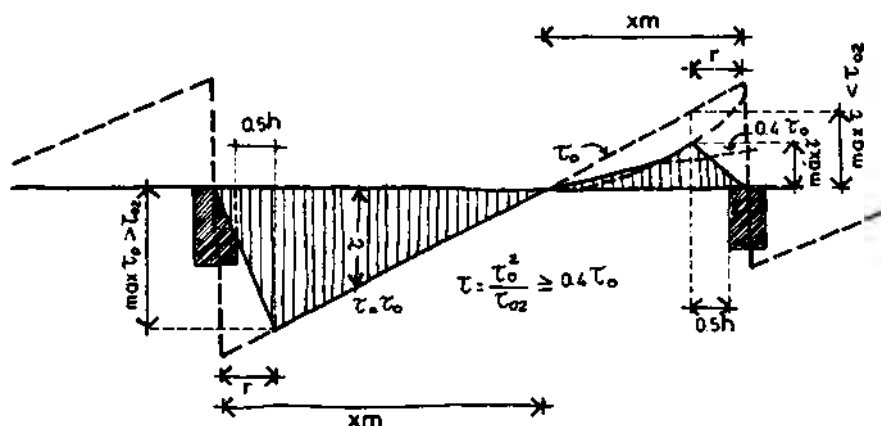
$$\tau_{oi} = \frac{Q_i}{b_o \cdot Z}$$

donde τ_{oi} = Tensión de corte en la sección i
 Q_i = Esfuerzo de corte en la sección i
 b_o = Ancho mínimo de la sección
 z = Brazo elástico de la sección

Secciones  $z = 0.85 h$

Secciones  ó  $z = h - d/2$

Tensión de cálculo $\max \tau_{oi} = \tau_{oi} \cdot \frac{(X_m - r)}{X_m}$



Siendo: X_m coordenada de corte nulo medida desde el apoyo correspondiente.

para apoyos directos (columnas, tabiques) $r = (h+c)/2$

para apoyos indirectos (vigas, nervios) $r = h/2$

c : ancho de apoyo.

15/82

15/83

CASOS DE CORTE

Caso 1:

$$\begin{aligned} \max \tau_0 &\leq \tau_{011} \quad \text{para losas} \\ \max \tau_0 &\leq \tau_{012} \quad \text{para vigas} \end{aligned}$$

En losas se puede prescindir de una armadura de corte si el valor $\tau_0 < k_1 \cdot \tau_{011}$, donde k_1 viene dado por la expresión:

$$k_1 = \frac{0,2}{d} + 0,33 \quad \begin{matrix} \geq 0,5 \\ \leq 1,0 \end{matrix}$$

d: espesor de la losa en m.

Para losas con carga permanente, uniformemente distribuida y total (relleno de tierra, reacción del suelo, presión hidrostática o carga similar) y sin cargas concentradas importantes, se puede sustituir el coeficiente k_1 por k_2 , siendo:

$$k_2 = \frac{0,12}{d} + 0,6 \quad \begin{matrix} \geq 0,7 \\ \leq 1,0 \end{matrix}$$

En vigas y vigasplacas y losas nervuradas se debe disponer siempre una armadura de corte capaz de absorber una tensión:

$$\tau = 0,4 \cdot \max \tau_0$$

Caso 2:

$$\begin{aligned} \tau_{011} &< \max \tau_0 \leq \tau_{02} \quad \text{para losas} \\ \tau_{012} &< \max \tau_0 \leq \tau_{02} \quad \text{para vigas} \end{aligned}$$

Se debe determinar una tensión de dimensionamiento τ para calcular la armadura necesaria cuyo valor es:

$$\tau = \frac{(\tau_0)^2}{\tau_{02}} \quad \geq 0,4 \tau_0$$

La tensión de dimensionamiento máxima $\max \tau$ corresponde a la sección de $\max \tau_0$ o sea:

$$\max \tau = \frac{(\max \tau_0)^2}{\tau_{02}} \quad \geq 0,4 \max \tau_0$$

15/83

15/84

CASOS DE CORTE

(continuación)

Caso 3:

$$\tau_{02} < \max \tau_0 \leq \tau_{03}$$

la tensión de dimensionamiento resulta:

$$\tau = \tau_0$$

y la máxima tensión de dimensionamiento, que corresponde a la sección de $\max \tau_0$ es :

$$\max \tau = \max \tau_0$$

Caso inadmisable:

$$\max \tau_0 > \tau_{03}$$

Es necesario redimensionar la sección de la viga, aumentando el ancho o la altura de la misma.

15/84

16/85

TENSIONES LIMITES DE CORTE

Límites de los valores básicos de la tensión de corte τ_0 en kg/cm² bajo la carga de servicio.

Elem.	Caso	Tensión Corte max τ_0	Tipos de hormigón				Verif. armadura de corte
			H-13	H-17	H-21	H-30	
L O S A S	1	τ_{011}	2,50	3,00	3,50	4,00	No necesaria
			3,50	4,50	5,00	6,00	
	2	τ_{02}	12,0	15,0	18,0	24,0	Necesaria
V I G A S	1	τ_{012}	5,00	6,50	7,50	10,0	No Necesaria
	2	τ_{02}	12,0	15,0	18,0	24,0	Necesaria
	3	τ_{03}	20,0	25,0	30,0	40,0	Necesaria (*)

(*) CASO DE CORTE 3 solo admitido para aceros nervurados y con $d \geq 45$ cm.

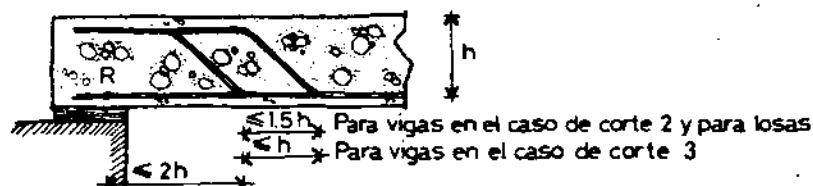
16/85

17/86

SEPARACION ENTRE ESTRIBOS Y BARRAS DOBLADAS

Tipo de elemento estructural y ubicación de sollicitación de corte.	Tensión de dimensionamiento de la armadura de corte (kg/cm²)	
	$\sigma_s \leq 2400$	$\sigma_s = 2860$ 1)
losas en el caso de corte 2	0,6 d ó 80 cm	0,6 d ó 80 cm
vigas en el caso de corte 1	2) 0,8 d o ó 30 cm	2) 0,8 d o ó 25 cm
vigas en el caso de corte 2	0,6 d o ó 25 cm	0,6 d o ó 20 cm
vigas en el caso de corte 3	3) 0.3 d o ó 20 cm	3) 0,3 d o ó 15 cm
separación entre las ramas de los estribos en dirección normal a la armadura flexo-traccionada.		
espesor del elemento d ó d o ≤ 40 cm.	40 cm	
espesor del elemento d ó d o > 40 cm.	d ó d o ó 80 cm	
1) Solamente admisible para estribos y suplementos para corte, formados por mallas soldadas de AM-500-N nervuradas.		
2) En vigas con d o < 20 cm y $\sigma_s \leq \sigma_{s11}$ la separación no debe ser menor que 15 cm.		
3) La separación entre estribos rige en toda la zona de corte del mismo signo.		

Separación admisible entre barras longitudinales dobladas que sirven para armadura de corte.



17/86

TENSIONES DE CORTE ABSORVIDAS POR ESTRIBOS

Ancho de Viga - bo (cm)	Diámetro estribo (mm)	Separación entre estribos (cm)										
		5,00	7,50	10,00	12,50	15,00	17,50	20,00	22,50	25,00	27,50	30,00
10	4,20	13,30	8,87	6,65	5,32	4,43	3,80	3,33	2,96	2,66	2,42	2,22
10	6,00	27,14	18,10	13,57	10,86	9,05	7,76	6,79	6,03	5,43	4,94	4,52
10	8,00	48,25	32,17	24,13	19,30	16,08	13,79	12,06	10,72	9,65	8,77	8,04
10	10,00	75,40	50,27	37,70	30,16	25,13	21,54	18,85	16,75	15,08	13,79	12,57
12	4,20	11,08	7,39	5,54	4,43	3,69	3,17	2,77	2,46	2,22	2,02	1,85
12	6,00	22,62	15,08	11,31	9,05	7,54	6,46	5,65	5,03	4,52	4,11	3,77
12	8,00	40,21	26,81	20,11	16,08	13,40	11,49	10,05	8,94	8,04	7,31	6,70
12	10,00	62,83	41,89	31,42	25,13	20,94	17,95	15,71	13,96	12,57	11,42	10,47
15	4,20	8,87	5,91	4,43	3,55	2,96	2,53	2,22	1,97	1,77	1,61	1,48
15	6,00	18,10	12,06	9,05	7,24	6,03	5,17	4,52	4,02	3,62	3,29	3,02
15	8,00	32,17	21,45	16,08	12,87	10,72	9,19	8,04	7,15	6,43	5,85	5,36
15	10,00	50,27	33,51	25,13	20,11	16,76	14,36	12,57	11,17	10,05	9,14	8,38
20	4,20	6,65	4,43	3,33	2,66	2,22	1,90	1,66	1,48	1,33	1,21	1,11
20	6,00	13,57	9,05	6,79	5,43	4,52	3,88	3,39	3,02	2,71	2,47	2,26
20	8,00	24,13	16,08	12,06	9,65	8,04	6,89	6,03	5,36	4,83	4,38	4,02
20	10,00	37,70	25,13	18,85	15,08	12,57	10,77	9,42	8,38	7,54	6,85	6,28
25	4,20	5,32	3,55	2,66	2,13	1,77	1,52	1,33	1,18	1,06	0,97	0,89
25	6,00	10,86	7,24	5,43	4,34	3,62	3,10	2,71	2,41	2,17	1,97	1,81
25	8,00	19,30	12,87	9,65	7,72	6,43	5,51	4,83	4,29	3,86	3,51	3,22
25	10,00	30,16	20,11	15,08	12,06	10,05	8,62	7,54	6,70	6,03	5,48	5,03
30	4,20	4,43	2,96	2,22	1,77	1,48	1,27	1,11	0,99	0,89	0,81	0,74
30	6,00	9,05	6,03	4,52	3,62	3,02	2,59	2,26	2,01	1,81	1,65	1,51
30	8,00	16,08	10,72	8,04	6,43	5,36	4,68	4,02	3,57	3,22	2,92	2,68
30	10,00	25,13	16,76	12,57	10,05	8,38	7,18	6,28	5,59	5,03	4,57	4,19
35	4,20	3,80	2,53	1,90	1,52	1,27	1,09	0,95	0,84	0,76	0,69	0,63
35	6,00	7,76	5,17	3,88	3,10	2,59	2,22	1,94	1,72	1,55	1,41	1,29
35	8,00	13,79	9,19	6,89	5,51	4,60	3,94	3,45	3,06	2,76	2,51	2,30
35	10,00	21,54	14,36	10,77	8,62	7,18	6,15	5,39	4,79	4,31	3,92	3,59
40	4,20	3,33	2,22	1,66	1,33	1,11	0,95	0,83	0,74	0,67	0,60	0,55
40	6,00	6,79	4,52	3,39	2,71	2,26	1,94	1,70	1,51	1,36	1,23	1,13
40	8,00	12,06	8,04	6,03	4,83	4,02	3,45	3,02	2,68	2,41	2,19	2,01
40	10,00	18,85	12,57	9,42	7,54	6,28	5,39	4,71	4,19	3,77	3,43	3,14

19/88

ARMADURA DE CORTE

SECCION DE ARMADURA DE CORTE CON ESTRIBOS DE DOS RAMAS (cm²/m)

Diámetro estribo (mm)	Separación entre estribos (cm)										
	5	7,5	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25	27,5	30
4,2	5,54	3,69	2,77	2,22	1,85	1,59	1,39	1,23	1,11	1,01	0,92
6	11,31	7,54	5,65	4,52	3,77	3,23	2,83	2,51	2,26	2,06	1,88
8	20,17	13,40	10,05	8,04	6,70	5,74	5,03	4,47	4,02	3,66	3,35
10	31,42	20,94	15,71	12,57	10,47	8,98	7,85	6,98	6,28	5,71	5,24
12	45,24	30,16	22,52	18,10	15,08	12,93	11,31	10,05	9,05	8,23	7,54

Para estribos de : 4 ramas multiplicar por 2
6 ramas multiplicar por 3
8 ramas multiplicar por 4

SECCION DE ARMADURA DE CORTE CON BARRAS DOBLADAS (cm²)

Diámetro de barra (mm)	Número de Bajos Dobladados a 45 grados									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
8	0,71	1,42	2,13	2,84	3,55	4,27	4,98	5,69	6,40	7,11
10	1,11	2,22	3,33	4,44	5,55	6,66	7,78	8,89	10,00	11,11
12	1,60	3,20	4,80	6,40	8,00	9,60	11,20	12,80	14,39	15,99
16	2,84	5,69	8,53	11,37	14,22	17,06	19,90	22,75	25,59	28,43
20	4,44	8,89	13,33	17,77	22,21	26,66	31,10	35,54	39,99	44,43
25	6,94	13,88	20,83	27,77	34,71	41,65	48,59	55,54	62,48	69,42

19/88

20/89

ESFUERZOS DE CORTE ABSORBIDOS POR BARRAS DOBLADAS

Diámetro de barra (mm)	Número de Barras Dobradas a 45 grados									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
8	1706	3412	5118	6824	8530	10236	11942	13649	15355	17061
10	2666	5331	7997	10663	13329	15994	18660	21326	23992	26657
12	3839	7677	11516	15355	19193	23032	26871	30709	34548	38387
16	6824	13649	20473	27297	34121	40946	47770	54594	61418	68243
20	10663	21326	31989	42652	53315	63978	74640	85303	95966	106629
25	16661	33322	49982	66643	83304	99965	116626	133286	149947	166608

20/89

21/90












TORSION

La tensión de torsión resulta:

$$\tau_t = \frac{M_t}{W_t}$$

W_t : módulo resistente a torsión de la sección, en Estado I, sin considerar la armadura.

J_t : momento de inercia de torsión.

Forma de la sección	J_T	W_T	Observaciones																														
Círculo 	$\pi \cdot \frac{d^4}{32}$	$\pi \cdot \frac{d^3}{16}$																															
Anillo circular 	$\frac{\pi}{32} (d_1^4 - d_2^4)$	$\frac{\pi}{16} \frac{d_1^4 - d_2^4}{d}$																															
Anillo circular de pared delgada 	$\frac{\pi d^3 t}{4}$	$\frac{\pi d^2 t}{2}$																															
Elipse 	$\frac{\pi}{8} \frac{a^3 b^3}{a^2 + b^2}$	$\pi \frac{a b^2}{8}$	Para secciones irregulares se recomienda emplear la elipse inscrita como sección sustituta 																														
Hexágono 	$0,133 d^4$	$0,188 d^3$																															
Octógono 	$0,130 d^4$	$0,185 d^3$																															
Rectángulo 	$\alpha b^3 d$	$\beta b^2 d$	<table><tr><td>d/b</td><td>1,00</td><td>1,25</td><td>1,50</td><td>2,00</td><td>3,00</td><td>4,00</td><td>5,00</td><td>10,00</td><td>inf</td></tr><tr><td>α</td><td>0,140</td><td>0,171</td><td>0,198</td><td>0,229</td><td>0,263</td><td>0,281</td><td>0,299</td><td>0,313</td><td>0,333</td></tr><tr><td>β</td><td>0,208</td><td>0,221</td><td>0,231</td><td>0,246</td><td>0,267</td><td>0,282</td><td>0,299</td><td>0,313</td><td>0,333</td></tr></table>	d/b	1,00	1,25	1,50	2,00	3,00	4,00	5,00	10,00	inf	α	0,140	0,171	0,198	0,229	0,263	0,281	0,299	0,313	0,333	β	0,208	0,221	0,231	0,246	0,267	0,282	0,299	0,313	0,333
d/b	1,00	1,25	1,50	2,00	3,00	4,00	5,00	10,00	inf																								
α	0,140	0,171	0,198	0,229	0,263	0,281	0,299	0,313	0,333																								
β	0,208	0,221	0,231	0,246	0,267	0,282	0,299	0,313	0,333																								
Sección de cajón 	$\frac{4 b d}{b \sqrt{\frac{1}{t_1} + \frac{1}{t_2} + \frac{1}{t_3} + \frac{1}{t_4}}}$	$2 b d \min t$	* La distribución del momento torsor de cálculo en las partes individuales de la sección pueda efectuarse bajo la admisión de que todas ellas giran por igual. Para el momento torsor individual rige entonces:																														
Sección abierta integrada 	$\sim \frac{1}{3} \sum b_i^3 d_i$	∞	$M_{Ti} = M_T \frac{J_{Ti}}{\sum J_{Ti}}$																														
Sección cerrada de pared delgada 	$\frac{4 A_m^2}{\oint \frac{ds}{t}}$ $t = \text{const.} \cdot \frac{4 A_m^2}{U}$	$2 A_m \cdot \min t$	Siendo J_t el momento de inercia torsional de la parte I de la sección																														

21/90

21/91

TORSION

(continuación)

a) Verificación a torsión pura:Si $rt \leq 0,25 \cdot \tau_{o2}$

no es necesario verificar armadura.

Si $0,25 \cdot \tau_{o2} \leq rt \leq \tau_{o2}$

es necesario verificar armadura.

Si $rt > \tau_{o2}$

es necesario redimensionar la sección.

b) Verificación a torsión y corte:Si $\tau_o + \tau_t \leq \tau_{o12}$

no es necesario verificar armadura.

Si $\tau_o + \tau_t \geq \tau_{o12}$

Y se cumplen simultáneamente las siguientes condiciones:

$$\tau_o + \tau_t \leq 1,3 \cdot \tau_{o2}$$

$$\tau_o \leq \tau_{o3}$$

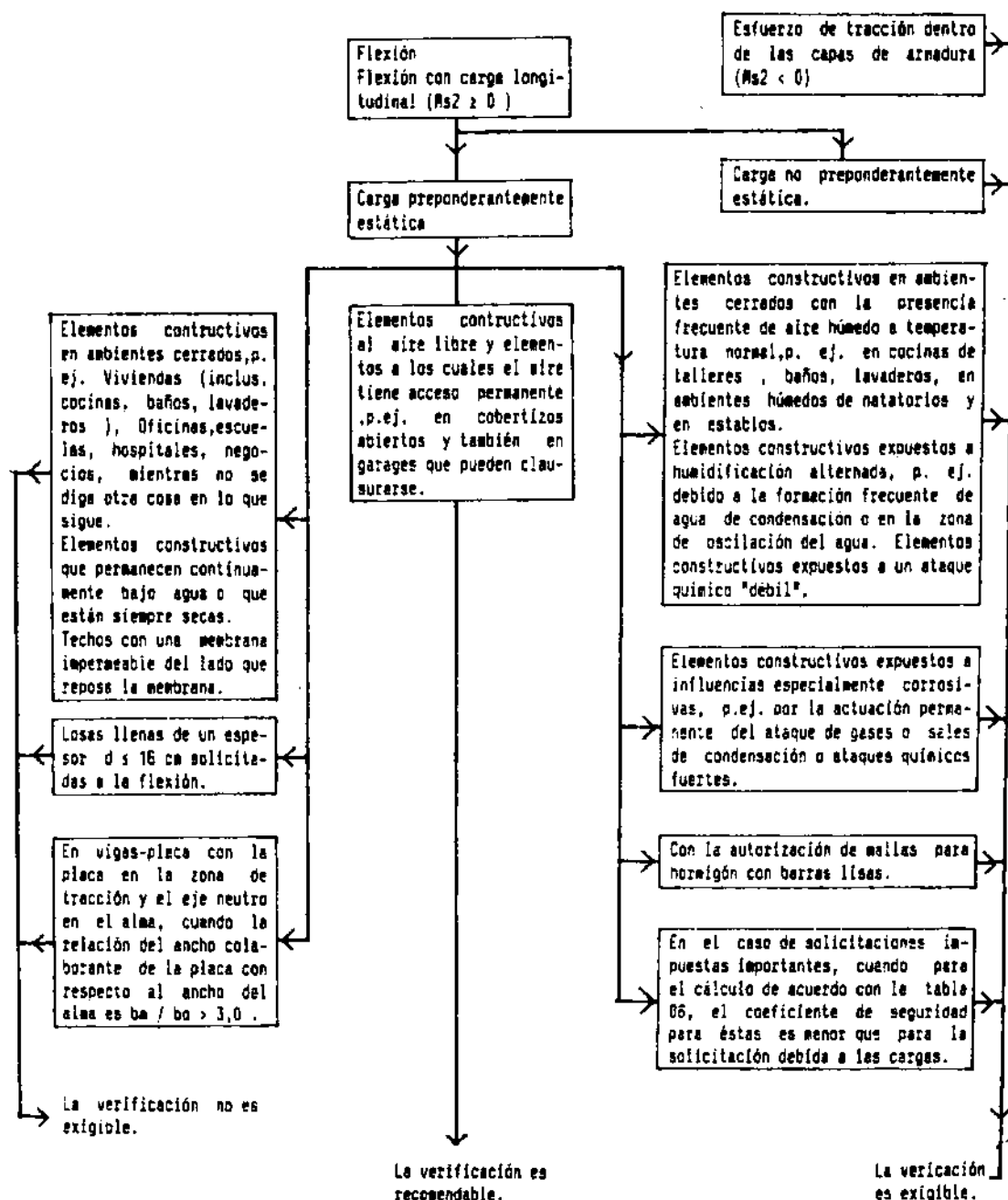
$$\tau_t \leq \tau_{o2}$$

se deberá determinar por separado, la armadura necesaria para absorber τ_o y τ_t . Si algunas de estas tres condiciones no se cumplen es necesario redimensionar la sección.

21/91

22/92

DIAGRAMA PARA LA VERIFICACION DE FISURAS



22/92

22/93

VERIFICACION DE LA LIMITACION DEL ANCHO DE FISURAS
--

Se considera verificada la limitación del ancho de fisura cuando se cumple una de las tres condiciones siguientes:

a) $\mu z \leq 0,3 \%$

Cuando toda la sección está solicitada por tensiones de tracción rige $\mu z \leq 0,15 \%$ para cada cordón de armadura.

b) $d_s \leq$ diámetro límite de acuerdo con la tabla 24.

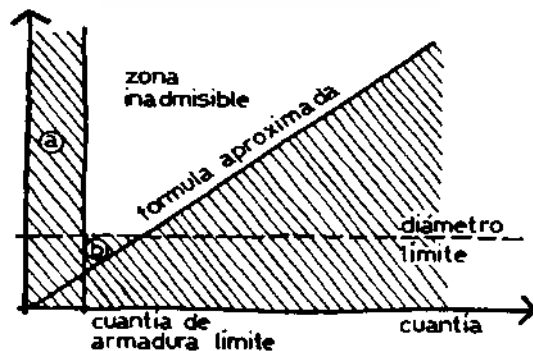
c)
$$d_s \leq \frac{r \cdot \mu z}{\sigma s^2}$$

d_s : diámetro máximo de la armadura longitudinal en [mm].

r : coeficiente que tiene en cuenta las características de adherencia del acero de acuerdo con la tabla 25.

μz : $100 \cdot A_s / A_{bz}$, cuantía de armadura referida al área de la sección traccionada A_{bz} , en [%].
Donde A_{bz} puede determinarse aproximadamente con el valor de k_x .

σs : tensión de tracción en el acero en [tn/cm^2], bajo la acción de las cargas que actúan permanentemente. Esta parte de la carga puede estimarse normalmente en un 70 % de la carga de servicio admisible, pero no menor que la carga permanente.



22/93

23/94

VERIFICACION ANCHO DE FISURAS

En caso de elementos estructurales prácticamente no fisurados, como en paredes de depósitos de líquidos, además de las verificaciones anteriores, se debe efectuar un análisis en Estado I.

Tensión de comparación: $\sigma_v = n \cdot (\sigma_N + \sigma_M)$

donde:

σ_N : tensión debida a las fuerzas axiales.

σ_M : tensión debida a los momentos flectores.

n : coeficiente que es función del espesor ideal "di".

$$d_i = d (1 + \sigma_N / \sigma_M)$$

Tensiones límites del hormigón a tracción.

tipo de hormigón	$0,5 \cdot \sqrt[3]{\sigma' b k^2}$	$0,4 \sqrt[3]{\sigma' b k^2}$
40	5,80	4,70
80	9,30	7,40
130	12,80	10,30
170	15,30	12,30
210	17,60	14,10
300	22,40	17,90
380	26,20	21,00
470	30,22	24,22

COEFICIENTE "η"

Para el cálculo de la tensión de comparación σ_v

Espesor ideal del elemento di en [cm]	coeficiente η
≤ 10	1,0
20	1,3
40	1,6
≥ 60	1,8

23/94

DIAMETRO LIMITE

Elementos constructivos según Tabla 7 renglón:	1		2		3 y 4	
ancho de fisura que puede esperarse	normal		pequeño		muy pequeño	
	a	b	a	b	a	b
Liso AL-220 (I)	28	28	28	25	28	18
Nervurado ADN-420 (III) ADM-420 (III)	28	16	20	12	14	8
Mallas AM-500-L (IV) AM-500-P (IV)	12	8,5	10	5	6	4
AM-500-N (IV)	12	12	12	7,5	8,5	5
Los valores de las columnas "a" valen para $\sigma_s = 0,7 \cdot \sigma_s / 1,75$. Las columnas "b" para $\sigma_s = \sigma_s / 1,75$; para mallas de barras lisas AM-500-L se ha adoptado $\sigma_s = 4200 \text{ kg/m}^2$.						

COEFICIENTE " r "

Para tener en cuenta las características de adherencia del acero.

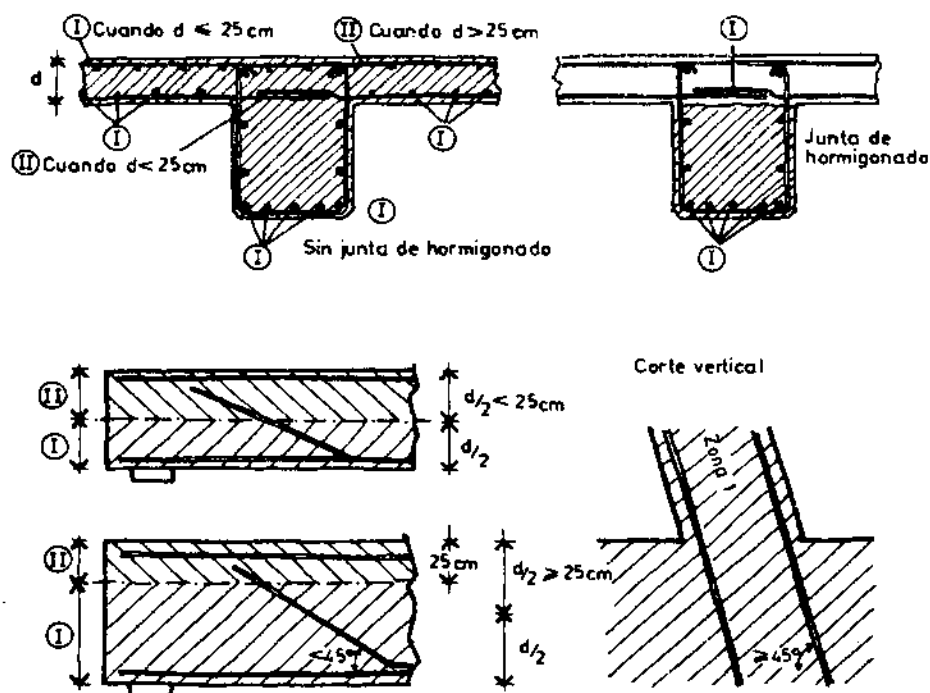
Elementos constructivos según tabla 7 renglón	1	2	3 y 4
Ancho de fisura probable.	normal	pequeño	muy pequeño
Acero liso como barras individuales y en malla.	60	40	25
Acero perfilado para mallas	80	60	35
Acero nervurado como barras individuales y en malla	120	80	50

26/96

TENSION BASICA DE ADHERENCIA

Valores básicos de la tensión de adherencia τ_{adm} , en $[kg / cm^2]$.

Conformación superficial	Zona de adherencia	Tipos de hormigón					
		H-11	H-13	H-17	H-21	H-30	H-38
Lisa AL - 220 AM - 500 - L	I	4,5	6,0	6,5	7,0	8,0	9,0
	II	2,2	3,0	3,2	3,5	4,0	4,5
Perfilada AM - 500 - P	I		8,0	9,0	10,0	12,0	14,0
	II		4,0	4,5	5,0	6,0	7,0
Nervurada ADN - 420 ADM - 420	I	10,0	14,0	16,0	18,0	22,0	26,0
	II	5,0	7,0	8,0	9,0	11,0	13,0
AM - 500 N							



26/96

26/97

TENSION BASICA DE ADHERENCIA

(continuación)

La resistencia a la adherencia resulta considerablemente influenciada por la ubicación de las barras durante el moldeo, por causa del asentamiento del hormigón, lo que se tiene en cuenta mediante dos grupos de ubicaciones:

Zona de adherencia I (condiciones de adherencia satisfactorias) vale :

- Para todas las barras en estructuras cuyo espesor en la dirección del hormigonado sea $d \leq 25$ cm.
- Para todas las barras inclinadas, durante el hormigonado, entre 45° y 90° respecto de la horizontal.
- Para barras horizontales o muy poco inclinadas en estructuras con $d > 25$ cm, sólo en el caso que, durante el hormigonado, queden ubicadas en la mitad inferior de la sección o por lo menos a 25 cm por debajo de la parte superior de la sección o de la parte hormigonada.

Zona de adherencia II (condiciones de adherencia desfavorables) válida :

- Para todas las barras no contempladas en la Zona I

26/97

27/98

LONGITUDES BASICAS DE ANCLAJE "l _o " (cm)
--

$$\sigma_s = 2400 \text{ kgf/cm}^2$$

τ_1	Diámetros de las barras							
	4,2	6	8	10	12	16	20	25
5	51	72	96	120	144	192	240	300
7	36	52	69	86	103	138	172	215
8	32	45	60	75	90	120	150	188
9	28	40	53	66	80	106	132	165
10	26	36	48	60	72	96	120	150
11	23	33	44	54	65	87	108	135
13	20	28	37	46	56	74	92	115
14	18	26	35	43	52	69	86	108
16	16	23	31	38	46	61	76	95
18	14	20	27	33	40	53	66	83
22	12	17	22	27	33	44	54	68
26	10	14	19	23	28	37	46	58

Longitud básica de anclaje (l_o) :

Es la longitud de anclaje necesaria para barras plenamente solicitadas, con extremos rectos.

$$l_o = \frac{B_s}{7 \cdot \tau_{ladm}} \cdot \sigma_s$$

B_s : Valor límite de fluencia característico del acero.

σ_s : Diámetro de la barra.

τ_{ladm} : Valor básico de la tensión de adherencia entre la barra y el hormigón.

Longitud requerida de anclaje (l_1):

$$l_1 = \alpha_1 \cdot \frac{A_{s \text{ nec}}}{A_{s \text{ exist}}} \cdot l_o$$

$l_1 \geq 10 \cdot \sigma_s$ (para extremos de barras).
 $l_1 \geq d_{br}/2 + \sigma_s$ (para ganchos, ángulos o bucles).

α_1 : Coeficiente de tabla 28.

$A_{s \text{ nec}}$: Sección necesaria de armadura.

$A_{s \text{ exist}}$: Sección existente.

27/98

28/99

COEFICIENTE " α_1 "

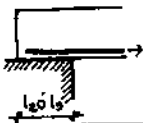
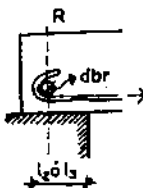
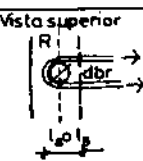
Para el cálculo de la longitud requerida

1	2	3
Tipo y ejecución del anclaje	Coeficientes α_1	
	barras traccionadas	barras comprimidas
a) Extremos rectos de barras	1,0	1,0
b) Ganchos c) Ganchos en ángulo recto d) Bucles	0,7 (1,0)	1,0
e) Extremos rectos con por lo menos una barra soldada en el tramo l1	0,7	0,7
f) Ganchos g) Ganchos en ángulo recto h) Bucles	0,5 (0,7)	1,0
Con por lo menos una barra soldada en el tramo l1 y antes del comienzo de la curvatura.		
Extremos rectos de barras con por lo menos dos barras soldadas en el tramo l1 (separación entre barras $s_q < 10 \text{ cm}$ ó $\geq 5 d_s$ y $\geq 5 \text{ cm}$), sólo admisible para barras aisladas con $d_s \leq 16 \text{ mm}$ ó barras dobles con $d_s \leq 12 \text{ mm}$.	0,5	0,5
Los valores entre paréntesis de la columna 2 rigen en el caso en que el recubrimiento de hormigón en la zona de doblado, normalmente al plano de doblado, es menor que 3 d_s , o bien cuando no existe ninguna compresión transversal ni un estribado compacto.		

28/99

28/100

LONGITUDES DE ANCLAJE EN APOYOS EXTREMOS

Tipo de Anclaje	Apoyo	Longitud de anclaje 12, 13	
Extremos rectos de barras nervuradas	Directo	$l_2 = \frac{2}{3} \cdot l_1 \geq \frac{1}{4} \cdot \alpha_1 \cdot l_0 \quad d \geq 6\phi$	
	Indirecto	$l_3 = l_1 \geq \frac{1}{3} \cdot \alpha_1 \cdot l_0 \quad d \geq 10\phi$	
Ganchos	Directo	$l_2 = \frac{2}{3} \cdot l_1 \geq \frac{1}{4} \cdot \alpha_1 \cdot l_0 \geq \left(\frac{dbr}{2} + \phi\right) \cdot \frac{2}{3}$	
	Indirecto	$l_3 = l_1 \geq \frac{1}{3} \cdot \alpha_1 \cdot l_0 \geq \frac{dbr}{2} + \phi$	
Bucles	Directo	$l_2 = \frac{2}{3} \cdot l_1 \geq \frac{1}{4} \cdot \alpha_1 \cdot l_0 \geq \left(\frac{dbr}{2} + \phi\right) \cdot \frac{2}{3}$	
	Indirecto	$l_3 = l_1 \geq \frac{1}{3} \cdot \alpha_1 \cdot l_0 \geq \frac{dbr}{2} + \phi$	

28/100

COEFICIENTE " α_e "

Para el cálculo de la longitud de empalmes en empalmes traccionados.

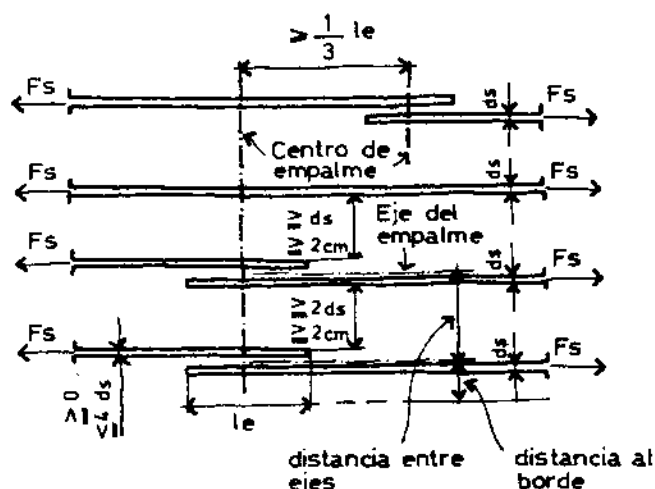
$$l_p = \alpha_e \cdot l_1$$

$\geq 20 \text{ cm}$ (en todos los casos)
 $\geq 1,5 \cdot d_s$ (con extremos rectos)
 $\geq 1,5 \cdot d_{br}$ (en ganchos y bucles)

Coeficiente α_e



1	2	3	4	5
Zona de adherencia	Díametro de las barras d_s mm	Porcentaje de barras empalmadas sin desplazamiento longitudinal en la sección de una capa de armadura.		
		< 20%	> 20% < 50%	> 50%
I	< 16 ≥ 16	1,2 1,4	1,4 1,8	1,6 2,2
II		75 % de los valores de la zona de adherencia I		

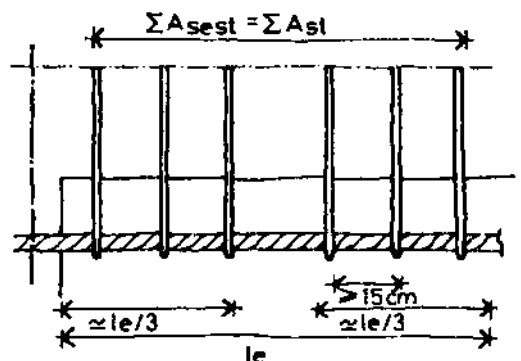
Los coeficientes α_e de las columnas 3 a 5 pueden multiplicarse por 0,7 cuando la separación entre ejes de empalmes no desplazados longitudinalmente es $\geq 10 d_s$ y en el caso de elementos constructivos en forma de barra, la distancia al borde es $\geq 5 d_s$. (ver figura).



29/102

ARMADURAS TRANSVERSALES EN LA ZONA DE EMPALME

Posición de las barras empalmadas	d_s mm	Porcentaje de empalmes	Separación lateral entre empalmes	Armadura transversal ΣA_{st}
	< 16	cualquiera	cualquiera	constructiva
	≥ 16	< 20		
	≥ 16	20 a 50	cualquiera	$\Sigma A_{st} \geq 1 A_s$
		> 50	$\geq 10 d_s$ $< 10 d_s$	
	cualquiera			$\Sigma A_{st} \geq \Sigma A_s$



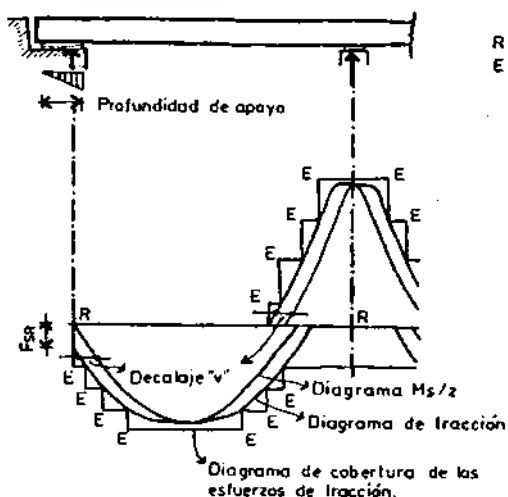
29/102

FACTORES DE DECALAJE "v"

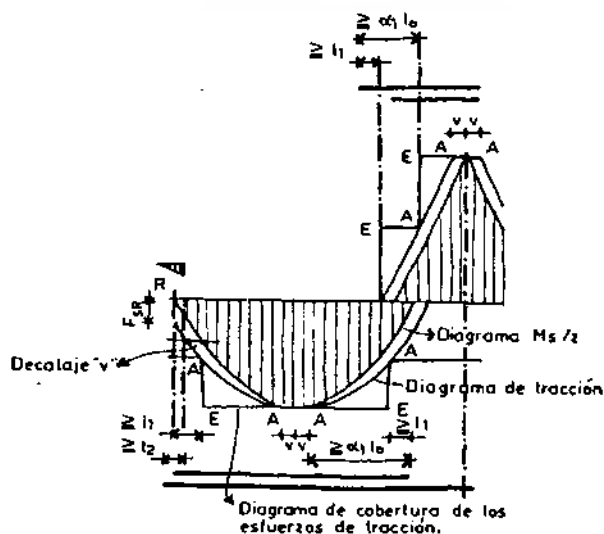
- a) Ejemplo de un diagrama de cobertura de los esfuerzos de tracción en el caso de flexión pura.

R : Línea de apoyo teórica.

E : Punto extremo teórico, a partir de este punto la barra no es necesaria por cálculo.



- b) Ejemplo de una armadura escalonada en losas armadas con barras de $d_s < 16$ mm.



30/104

DECALAJE " v "

Disposición de la armadura de corte	Caso de Corte		
	1	2	2 y 3
	Cobertura de corte reducida		cobertura de corte total
Solo estribos inclinados con separación $\leq 0,25.h$	$0,50.h$	$0,50.h$	$0,25.h$
Solo estribos inclinados con separación $> 0,25.h$	$0,75.h$	$0,75.h$	$0,50.h$
Barras dobladas + Estribos verticales	$0,75.h$	$0,75.h$	$0,50.h$
Estribos verticales	$0,75.h$	$1,0.h$	$0,75.h$
Sin armadura de corte (solo en losas).	$1,0.h$		

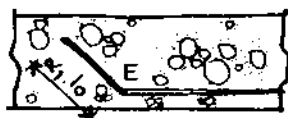
30/104

ANCLAJES FUERA DE LA ZONA DE APOYO

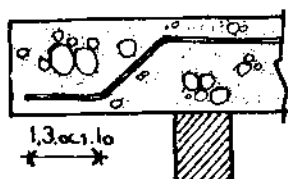


- a) Anclaje recto (barras escalonadas).

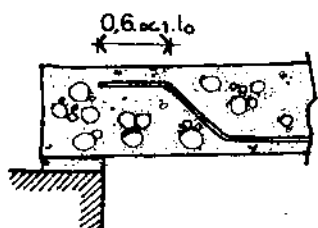
$\alpha_1 l_0$ ó l_1 en losas con $d_s < 16\text{mm}$.



- b) Anclaje mediante barras dobladas que no se toman en cuenta para el corte (no aptas para absorber esfuerzo de corte).



- c) Barra doblada para absorber el esfuerzo de corte, anclada en la zona de tensiones de tracción en el hormigón.

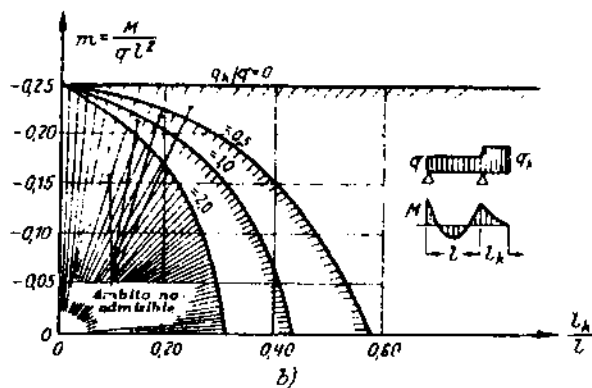
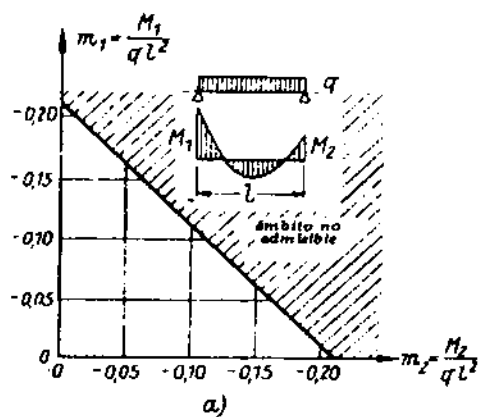


- d) Barra doblada para absorber el esfuerzo de corte, anclada en la zona de tensiones de compresión en el hormigón.

32/106

LIMITACION DE LA LUZ EQUIVALENTE

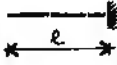
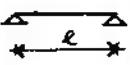
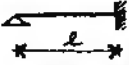
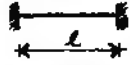
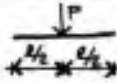
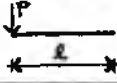



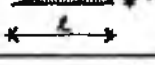
Limitación del ámbito de aplicación para la verificación simplificada de la limitación de la deformación por flexión a través de la limitación de la esbeltez de flexión mediante la luz equivalente.



32/106

COEFICIENTE "αe"

Coeficiente αe para el cálculo del valor básico fb de la deformación por flexión para vigas de un tramo bajo cargas concentradas o bien para cargas distribuidas uniformemente o en forma de triángulo.

Sistema Cargas				
				
	—	0,02083	0,00932	0,00521
	0,33333	—	—	—
	0,12500	0,01302	0,00542	0,00260
	0,05729	0,00833	0,00365	0,00182
	0,09167	0,00652	0,00305	0,00131
	0,03333	0,00652	0,00238	0,00131

Carga concentrada $fb = \alpha e \cdot \frac{P \cdot l^3}{Eb \cdot I}$

Carga distribuida uniformemente o en forma de triángulo. $fb = \alpha e \cdot \frac{q \cdot l^4}{Eb \cdot I}$

33/108

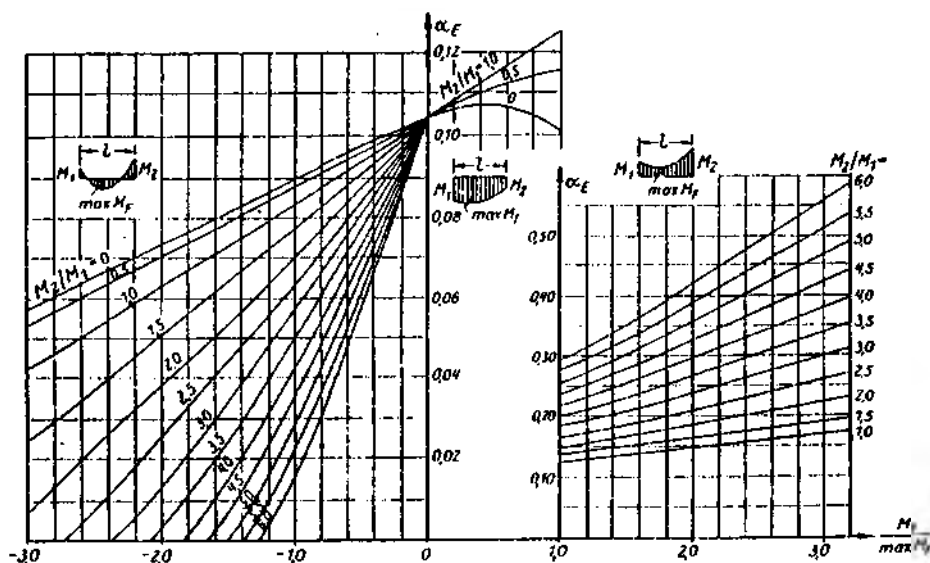
COEFICIENTE "αε"

(continuación)

Coeficiente αε para el cálculo del valor básico fb para la deformación por flexión para tramos interiores de vigas continuas con carga constante uniformemente distribuida.

$$fb = \alpha \epsilon \cdot \frac{\max M_f \cdot l^2}{Eb \cdot I}$$

Eb. I



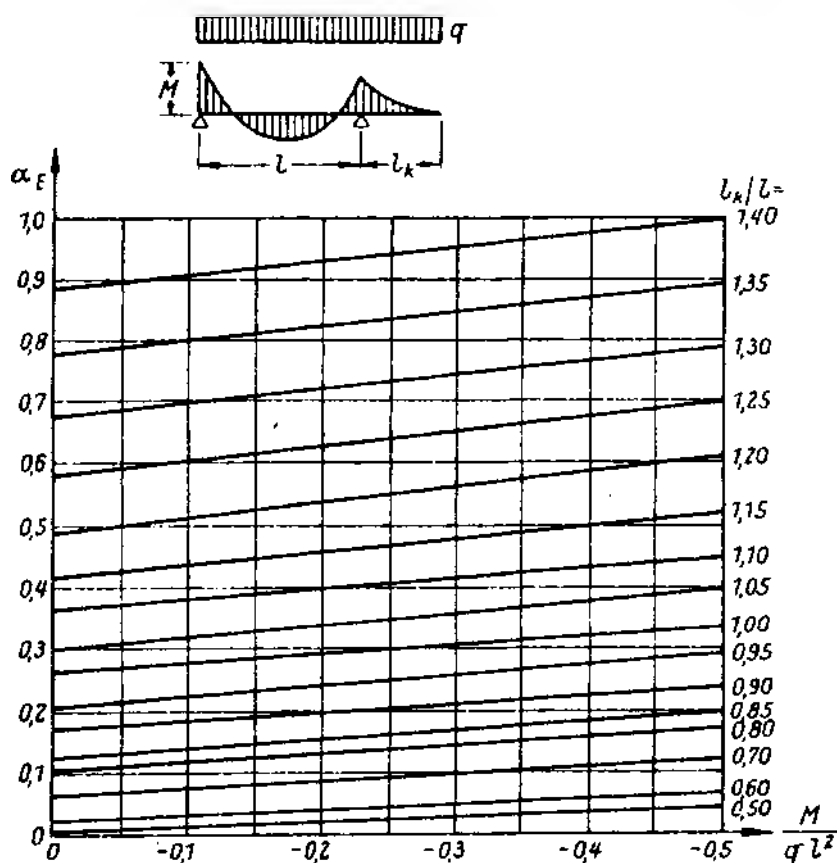
33/108

COEFICIENTE "αe"

(continuación)

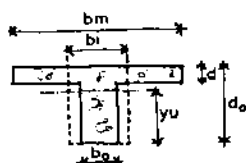
Coeficiente αe para el cálculo del valor básico fb de la deformación por flexión de ménsulas en vigas continuas bajo carga constante uniformemente distribuida.

$$f_b = \alpha_e \cdot \frac{q \cdot l^4}{E_b \cdot I}$$



34/110

MOMENTOS DE INERCIA DE VIGA PLACA



$$I = \frac{b_i \cdot d_o^3}{12}$$

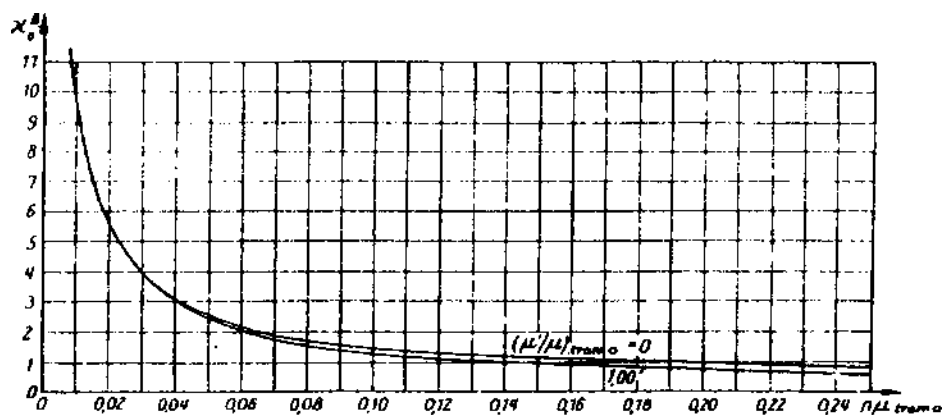
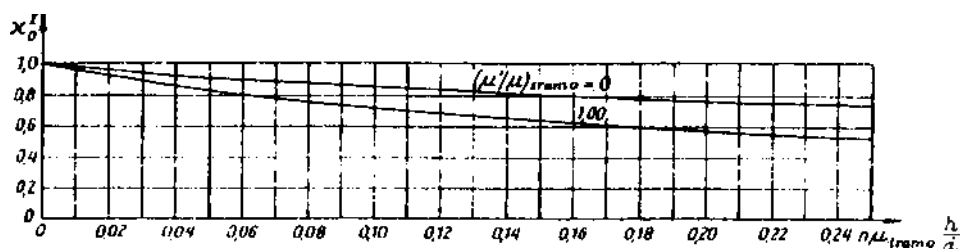
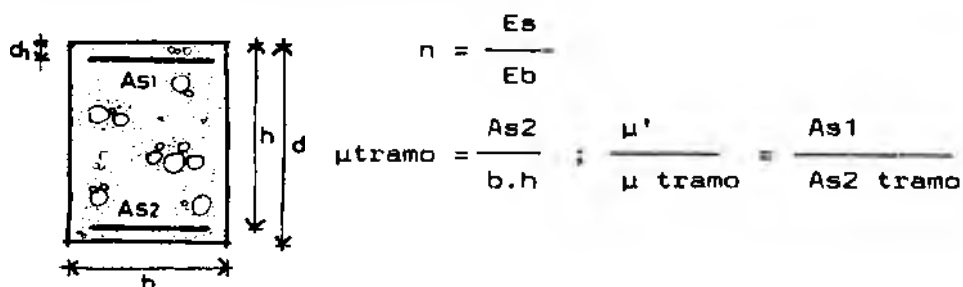
Medios auxiliares para el cálculo de momentos de inercia y del centro de gravedad de secciones de viga placa.

d/d_o \ b_m/b_o	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
0,100	1,000 0,500	0,683 0,580	0,535 0,631	0,444 0,665	0,382 0,690	0,336 0,710	0,301 0,725	0,273 0,737	0,250 0,747	0,232 0,755	b_i/b_o y_u/d_o
0,275	1,000 0,500	0,680 0,578	0,534 0,628	0,444 0,663	0,382 0,689	0,336 0,709	0,301 0,726	0,273 0,739	0,250 0,749	0,231 0,758	b_i/b_o y_u/d_o
0,250	1,000 0,500	0,677 0,575	0,531 0,625	0,443 0,660	0,381 0,687	0,336 0,708	0,301 0,724	0,273 0,739	0,250 0,750	0,231 0,760	b_i/b_o y_u/d_o
0,225	1,000 0,500	0,671 0,571	0,527 0,620	0,440 0,656	0,380 0,683	0,335 0,705	0,301 0,722	0,271 0,737	0,250 0,749	0,231 0,759	b_i/b_o y_u/d_o
0,200	1,000 0,500	0,664 0,566	0,521 0,614	0,436 0,650	0,377 0,677	0,333 0,700	0,299 0,718	0,272 0,733	0,248 0,746	0,231 0,757	b_i/b_o y_u/d_o
0,175	1,000 0,500	0,655 0,561	0,513 0,606	0,429 0,642	0,372 0,669	0,330 0,692	0,297 0,711	0,270 0,727	0,248 0,740	0,230 0,752	b_i/b_o y_u/d_o
0,150	1,000 0,500	0,643 0,555	0,502 0,598	0,421 0,631	0,365 0,659	0,324 0,682	0,292 0,701	0,267 0,717	0,245 0,731	0,228 0,744	b_i/b_o y_u/d_o
0,125	1,000 0,500	0,629 0,548	0,488 0,587	0,408 0,619	0,355 0,645	0,316 0,668	0,285 0,687	0,261 0,704	0,240 0,718	0,223 0,731	b_i/b_o y_u/d_o
0,100	1,000 0,500	0,611 0,540	0,469 0,575	0,391 0,603	0,340 0,628	0,303 0,650	0,274 0,668	0,257 0,686	0,232 0,700	0,216 0,713	b_i/b_o y_u/d_o
0,075	1,000 0,500	0,590 0,532	0,445 0,560	0,368 0,584	0,319 0,606	0,284 0,626	0,257 0,643	0,236 0,659	0,218 0,673	0,204 0,686	b_i/b_o y_u/d_o
0,050	1,000 0,500	0,565 0,522	0,415 0,543	0,338 0,561	0,290 0,579	0,257 0,595	0,232 0,609	0,213 0,623	0,197 0,635	0,184 0,647	b_i/b_o y_u/d_o
0,025	1,000 0,500	0,535 0,511	0,378 0,523	0,300 0,534	0,252 0,544	0,219 0,554	0,191 0,563	0,178 0,572	0,164 0,581	0,152 0,589	b_i/b_o y_u/d_o

34/110

COEFICIENTES DE CORRECCION " e "

Coeficientes de corrección α_0^I y α_0^{II} , para la consideración de la cuantía y distribución de la armadura, del valor básico f_b de la deformación elástica por flexión para vigas de sección rectangular.

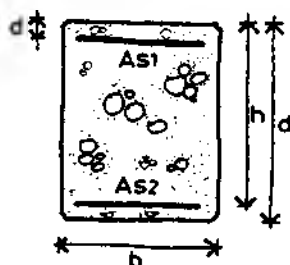


35/112

COEFICIENTES DE CORRECCION "a"

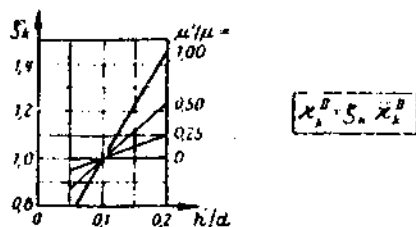
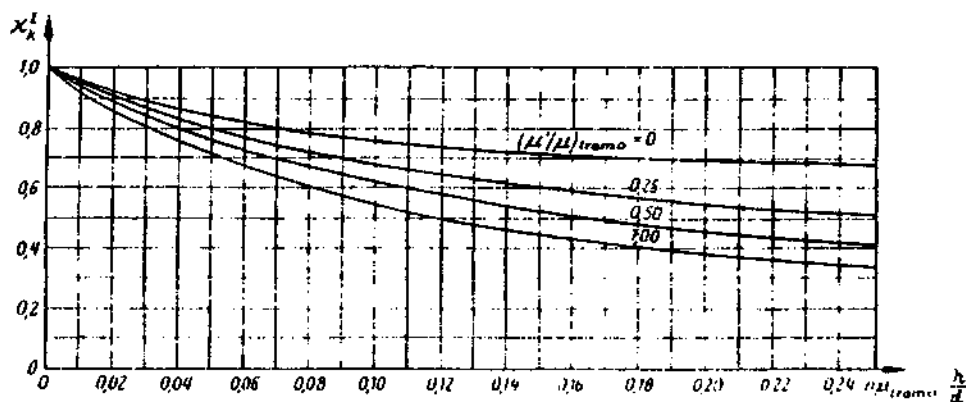
(continuación)

Coefficientes de corrección α_k^I y α_k^B para la consideración de la cuantía y distribución de la armadura, a consecuencia de la fluencia lenta en vigas de sección rectangular.

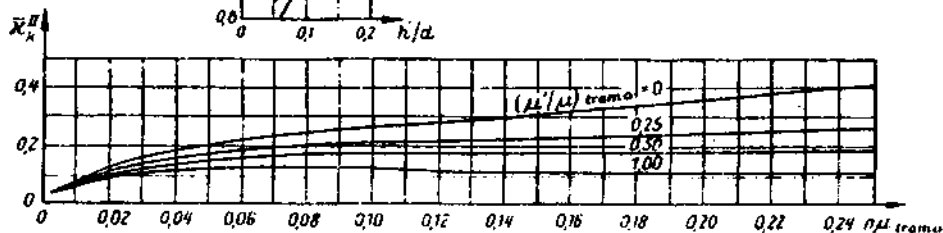


$$n = \frac{E_s}{E_b}$$

$$\mu_{\text{tramo}} = \frac{As_2}{b \cdot h} ; \frac{\mu'}{\mu_{\text{tramo}}} = \frac{As_1}{As_2 \text{ tramo}}$$



$$\alpha_k^B = S_k \cdot \alpha_k^I$$



35/112

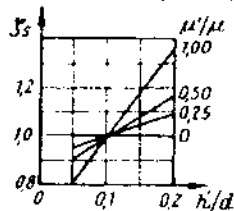
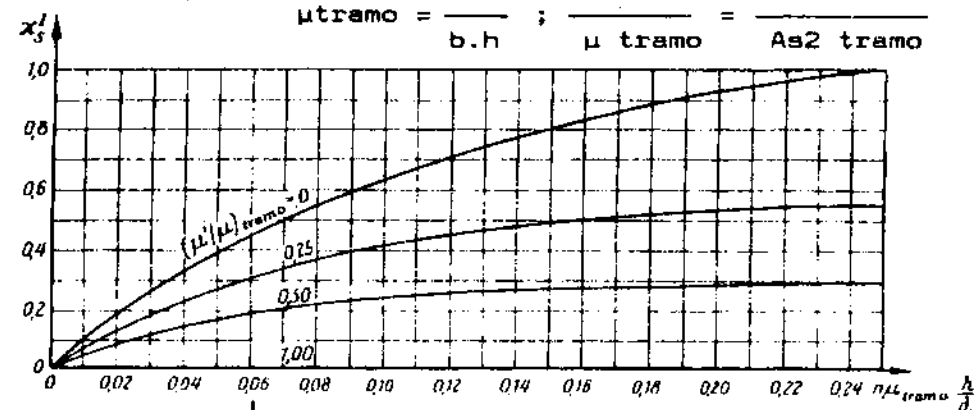
COEFICIENTES DE CORRECCION "e"

(continuación)

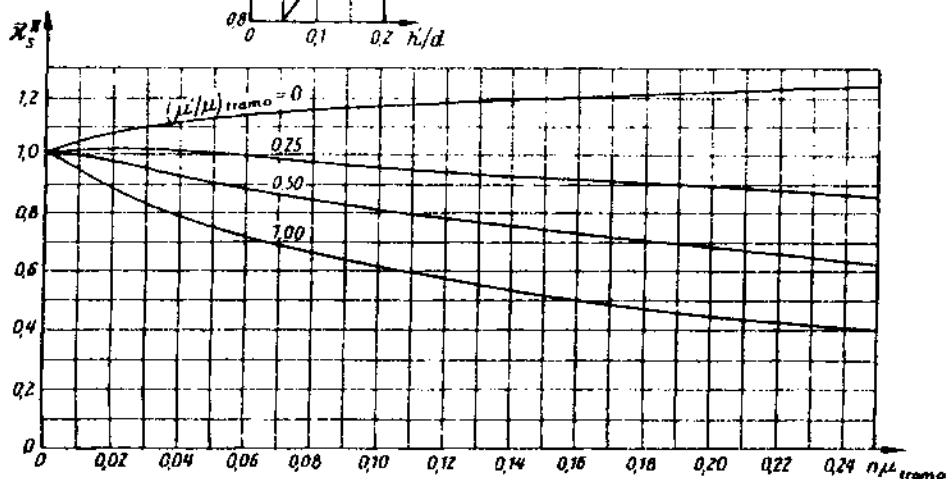
Coefficientes de corrección α_s^I y α_s^{II} para la consideración de la cuantía y distribución de la armadura, a consecuencia de la contracción de fragüe en vigas de sección rectangular.

$$n = \frac{E_s}{E_b}$$

$$\mu_{\text{tramo}} = \frac{A_{s2}}{b \cdot h} ; \frac{\mu'}{\mu_{\text{tramo}}} = \frac{A_{s1}}{A_{s2} \text{ tramo}}$$



$$\alpha_s^{II} = \xi_s \bar{\alpha}_s^{II}$$

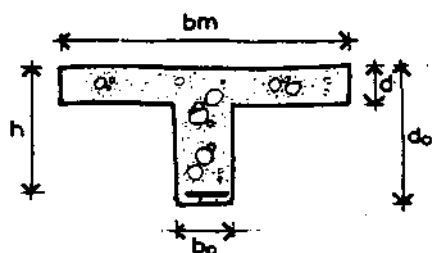


35/114

COEFICIENTES DE CORRECCION "a"

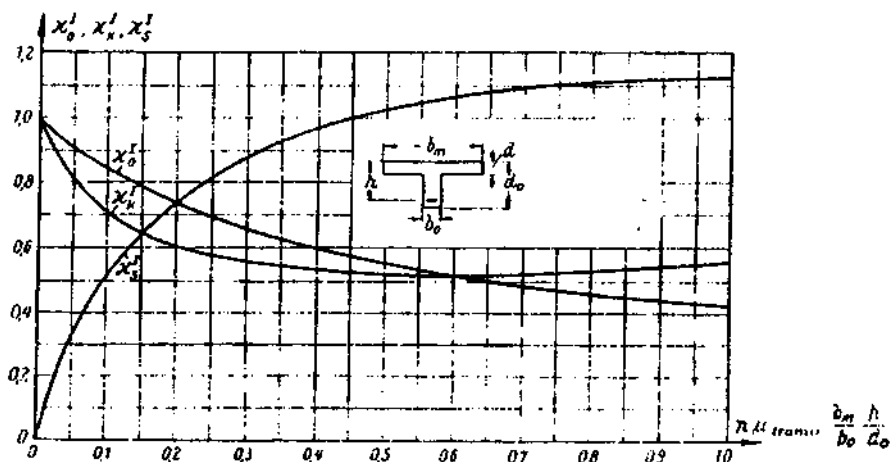
(continuación)

Coefficientes de corrección α_o^I , α_k^I y α_s^I para la consideración de la cuantía y distribución de la armadura, del valor básico f_b de la deformación elástica por flexión y a consecuencia de la fluencia lenta y retracción de fragüe respectivamente, en vigas placa (Estado I).



$$n = \frac{E_s}{E_b}$$

$$\mu_{tramo} = \frac{A_{tramo}}{b_m \cdot h}$$

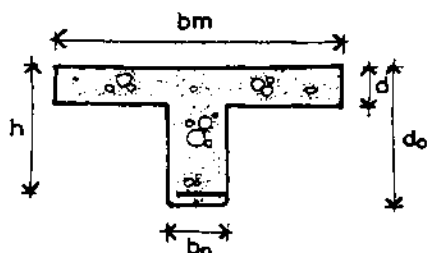


35/114

COEFICIENTES DE CORRECCION "e"

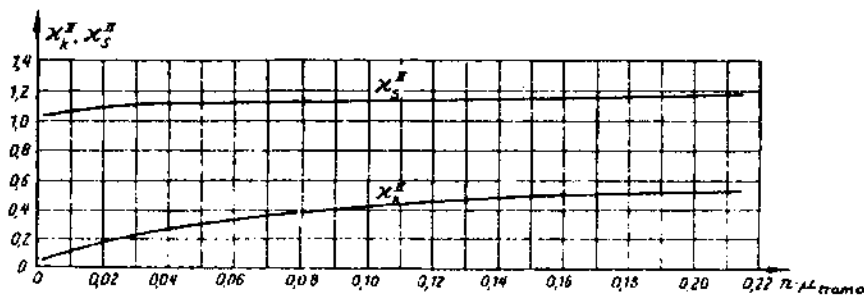
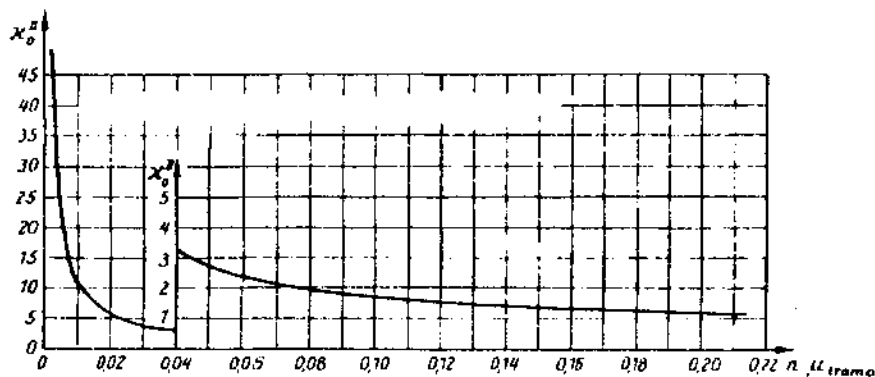
(continuación)

Coefficientes de corrección α_0^{π} , α_k^{π} y α_s^{π} para la consideración de la cuantía y distribución de la armadura, del valor básico f_b de la deformación elástica por flexión y a consecuencia de la fluencia lenta y retracción de fragüe respectivamente, en vigas placa (Estado II).



$$n = \frac{E_s}{E_b}$$

$$\mu_{tramo} = \frac{A_{tramo}}{b_m \cdot h}$$

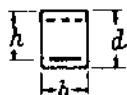


36/116

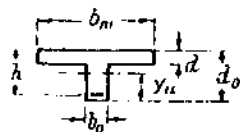
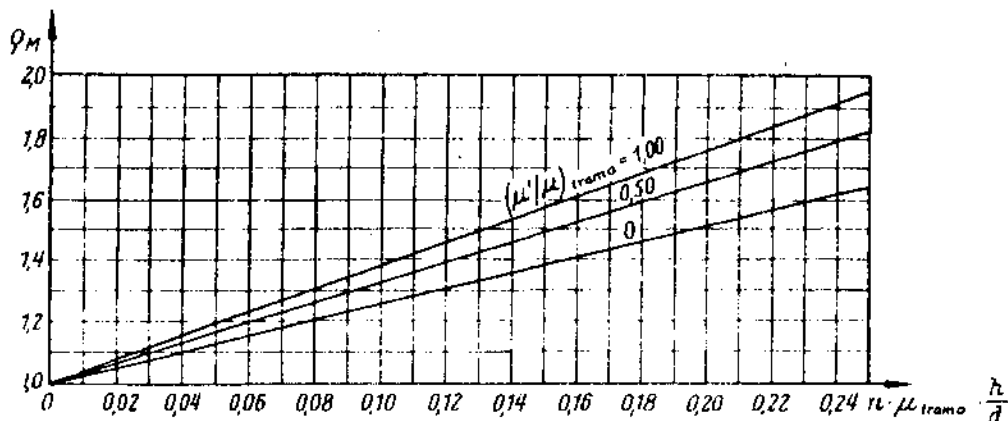
COEFICIENTES " ρ_M " Y " ρ_{Mo} "

Coeficientes ρ_M y ρ_{Mo} para la consideración de la armadura en el cálculo de momentos de fisuración para vigas rectangulares y vigas placa.

$$n = \frac{E_s}{E_b}$$

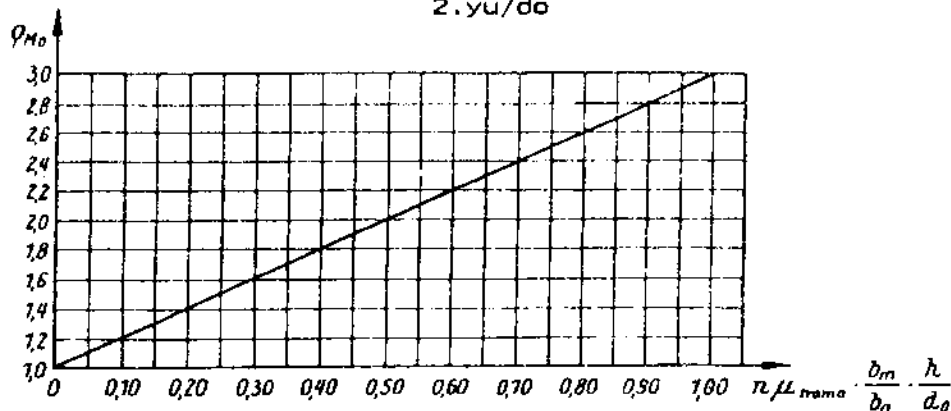


$$\mu_{tramo} = \frac{As_2}{b \cdot h} ; \quad \frac{\mu'}{\mu_{tramo}} = \frac{As_1}{As_2 \text{ tramo}}$$



$$n = \frac{E_s}{E_b} ; \quad \mu_{tramo} = \frac{A_{stramo}}{b_m \cdot h}$$

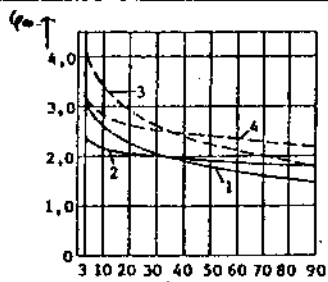
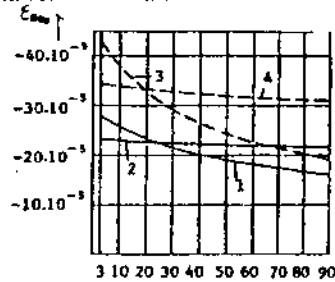
$$M = \frac{M_o}{2 \cdot y_u / d_o} \quad (y_u / d_o \text{ ver tabla 34})$$



36/116

COEFICIENTES DE FLUENCIA LENTA Y RETRACCION

Coeficiente de fluencia lenta final y retracción final, en función de la edad efectiva del hormigón y del espesor medio del elemento estructural.

Curva	Ambiente	Espesor medio* ($m = 2A/u$)	Coeficiente de fluencia lenta final ϕ_{∞}	Retracción final ϵ_{∞}
1	húmedo al aire libre (humedad relativa del aire $\approx 70\%$)	pequeño ($\leq 10\text{cm}$)	 <p>Edad t_e del hormigón al aplicar la carga, en días.</p>	 <p>Edad t_e del hormigón, en días.</p>
2		grande ($\geq 80\text{cm}$)		
3	Seco en ambientes interiores (humedad relativa $\approx 50\%$)	pequeño ($\leq 10\text{cm}$)		
4		grande ($\geq 80\text{cm}$)		

Condiciones de utilización:

Los valores de la Tabla son válidos para hormigón de consistencia A2 (5,0 a 9,5 cm). Para consistencias A1 (1,0 a 4,5 cm) y A3 (10,0 a 15,0 cm) se deben reducir o elevar respectivamente los valores en un 25%. Si se utilizan fluidificantes puede utilizarse la consistencia inicial.

La Tabla es válida para hormigón que endurece bajo temperatura normal, preparados con cementos de resistencia a compresión de 300 kgf/cm² y 400 kgf/cm². La influencia sobre la fluencia lenta de cemento de endurecimiento más lento o de endurecimiento más rápido puede contemplarse tomando para la edad del hormigón al aplicar la carga, los valores de esta tabla multiplicados por 0,5 o por 1,5, respectivamente.

1) A : Área de la sección transversal de hormigón.

u : perímetro del elemento estructural expuesto a la atmósfera.

37/118

COEFICIENTES DE FLUENCIA LENTA Y RETRACCION

(continuación)

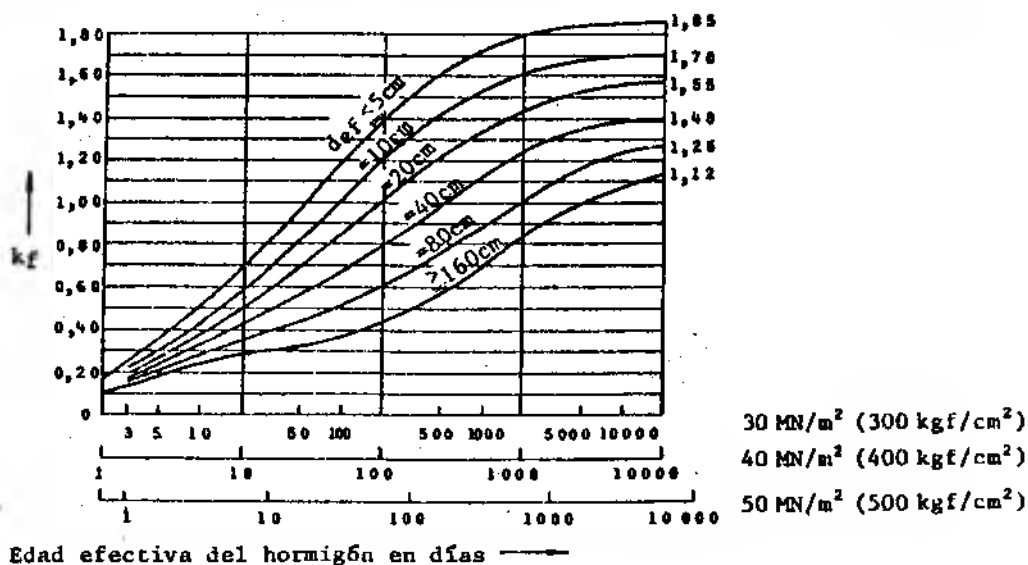
Coeficiente básico de fluencia lenta y retracción básica en función del ambiente.

Ambiente	Humedad relativa media del aire en % (aproximado)	coef. de fluencia lenta básico (ϕ fo)	Retracción básica eso	Coef. kef
En agua		0,8	$+10 \cdot 10^{-5}$	30
En aire muy húmedo (por ej. directamente sobre el agua)	90	1,3	$-13 \cdot 10^{-5}$	5,0
En general al aire libre	70	2,0	$-32 \cdot 10^{-5}$	1,5
En aire seco (por ej., en ambientes interiores secos).	50	2,7	$-46 \cdot 10^{-5}$	1,0

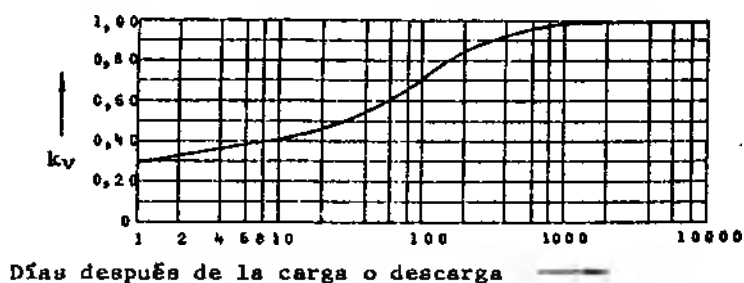
37/118

COEFICIENTES DE FLUENCIA LENTA Y RETRACCION

(continuación)

Coeficiente k_f 

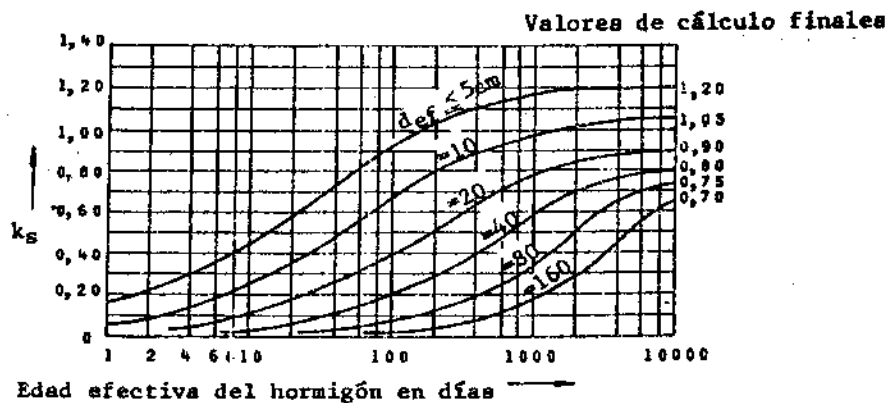
Desarrollo de la deformación elástica diferida.

Coeficiente k_v 

37/120

COEFICIENTES DE FLUENCIA LENTA Y RETRACCION

(continuación)

Coeficiente k_s 

37/120

PIEZAS TRACCIONADAS

Las piezas de hormigón armado sometidas a tracción se presentan en general de dos maneras:

- a) En elementos superficiales planos o curvos, tales como paredes de tanques, tubos, silos, etc.
- b) En elementos lineales, tensores, soportes de pórticos, barras de reticulados, etc.

Elementos de superficie: El cálculo de las secciones de hormigón y armaduras dependerá del grado de fisuración permitida y se lo realizará de acuerdo a lo establecido en tablas 22/93 a 22/94. La fisuración de estos elementos es fácilmente controlable por disponer de mucha superficie transversal a la dirección de la tracción.

Elementos lineales: Habitualmente llamados tensores, las cargas son concentradas y generalmente altas. Para evitar la fisuración se requieren secciones muy grandes de hormigón y que resultan antieconómicas. En estos elementos se aconseja que la totalidad de la tracción la absorban las armaduras y el proceso constructivo:

- a) Hormigonar el tensor luego de colocar la armadura en estado de tensión de servicio.
- b) Utilizar resinas o pinturas especiales para proteger a la armadura, sin recubrirlas de hormigón.

37c/122

DIMENSIONADO A COMPRESION PURA

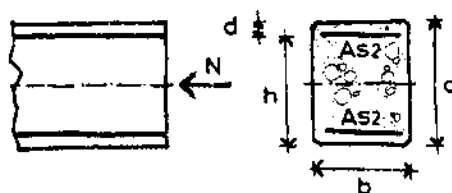
La carga admisible N resulta:

$$N = \frac{1}{\gamma} \cdot (Ab \cdot \beta_r + As \cdot \sigma_{su})$$

ó

$$N = \frac{Ab}{\gamma} \cdot (\beta_r + \mu_{tot} \cdot \sigma_{su})$$

$$Ab = b \cdot d$$



donde:

γ : Coeficiente de seguridad = 2,1

σ_{su} : tensión en el acero para un acortamiento $\epsilon_s = 2 \%$.

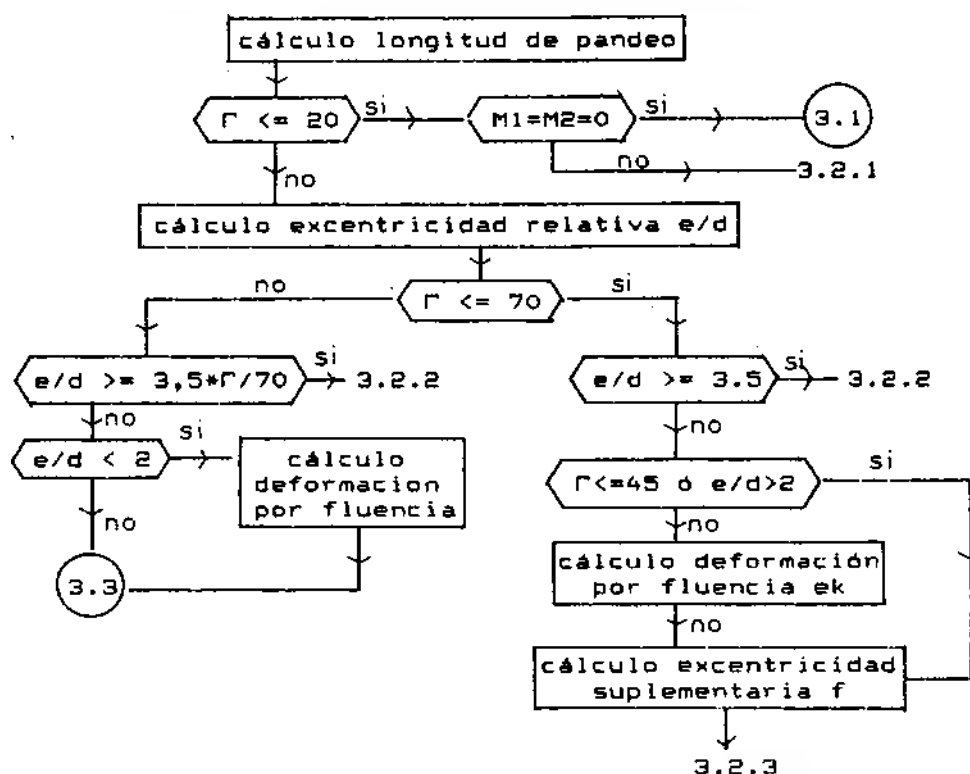
μ_{tot} : cuantía geométrica total = As/Ab

ACERO TIPO	σ_{su} (kgf/cm ²)
BSt 220/340	2200
BSt 420/500	4200
BSt 500/550	4200

37c/122

PANDEO : DIAGRAMAS DE CALCULO

diagrama de flujo para elementos comprimidos
en sistemas desplazables



(3.1) — Dimensionado a compresión pura, sin pandeo.

(3.2) — Dimensionado a flexocompresión con los diagramas de interacción.

3.2.1 Verificar $N-M_1$ y $N-M_2$

3.2.2 Verificar $N-M_1$ y $N-M_2$ incrementando
M con $N \cdot e_u$ ($e_u = s_k/30$)

3.2.3 Verificar $N-(M_1+N \cdot f_1)$ y $N-(M_2+N \cdot f_2)$

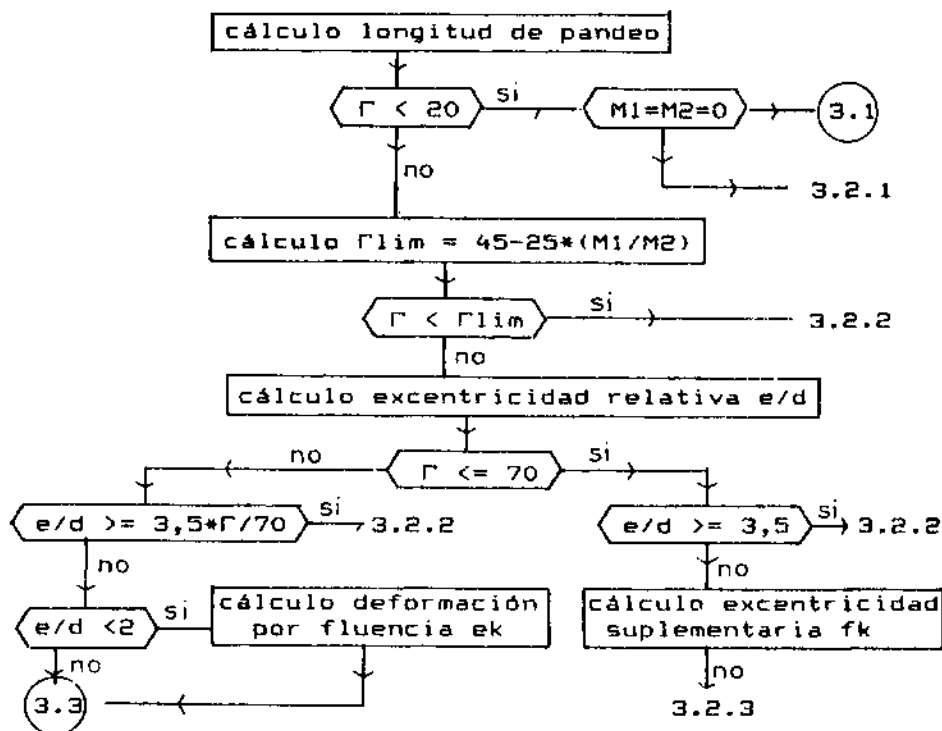
(3.3) — Dimensionado con Nomogramas (efecto 2º orden)
verificar $N-(M_1+N \cdot e_k)$ y $N-(M_2+N \cdot e_k)$

37d/124

PANDEO : DIAGRAMAS DE CALCULO

(continuación)

diagrama de flujo para elementos comprimidos
en sistemas indesplazables



3.1 — Dimensionado a compresión pura, sin pandeo.

3.2 — Dimensionado a flexocompresión con diagramas de interacción.

3.2.1 Considerar $N-M_1$ y $N-M_2$

3.2.2 Idem anterior; $|M_2| \geq |M_1| \Rightarrow |N-M_1|$

3.2.3 Considerar $N-M_1$, $N-M_2$ y
en el tercio medio $N-M$ con $M=N*(e_0+f)$

3.3 — Dimensionado con nomogramas (efecto 2º orden)
con $N-M$; $M=N*e$ ó $M=N*(e+e_k)$

M_1 y M_2 son los momentos en las secciones extremas de la columna, provocadas por cargas externas (efecto de primer orden).








M es el momento provocado por cargas externas en el tercio medio de sk.

37d/124


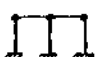
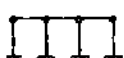
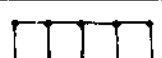

COEFICIENTE "β"

Para la determinación de las longitudes de pandeo.

a) Columnas individuales.

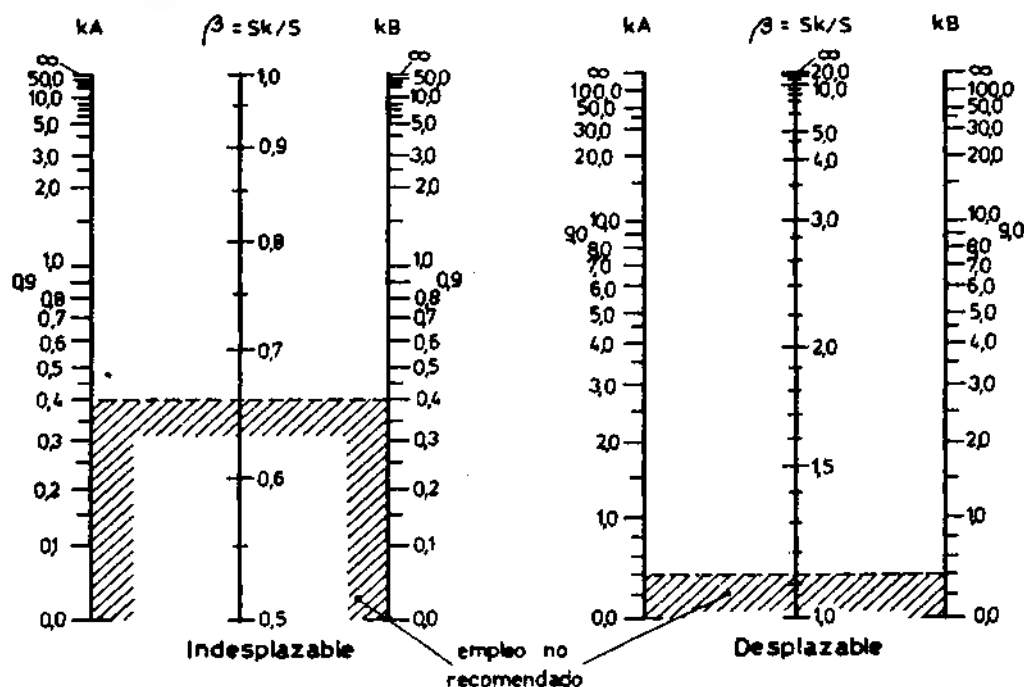
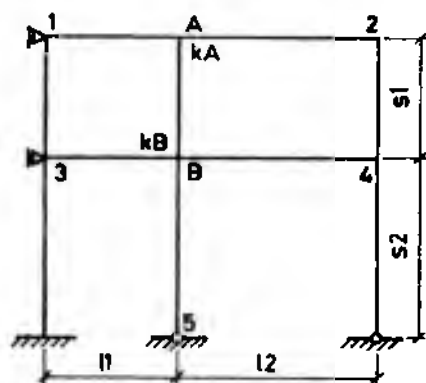
Vinculación de los extremos de las barras	Sistema	Esquema	β
Articulado en ambos extremos.	Indesplazable		1,0
Ambos extremos elásticamente empotrados.	Indesplazable		≥ 0,7
Un extremo rígidamente empotrado y el otro articulado.	Indesplazable		≈ 0,7
Ambos extremos rígidamente empotrados.	Indesplazable		0,5
Un extremo rígidamente empotrado y el otro libre.	Desplazable		2,0
Ambos extremos rígidamente empotrados.	Desplazable		1,0
Ambos extremos elásticamente empotrados.	Desplazable		≥ 1,3

b) Conjunto de columnas.

Extremos interiores rígidamente empotrados y los superiores, articulados	Desplazable		1,8
	Desplazable		1,6
	Desplazable		1,4
	Desplazable		1,2
	Desplazable		1,0

38/126

NOMOGRAMAS PARA EL CALCULO DE "β"


ESQUEMA DE APLICACION


$$k_A = \frac{E \cdot J_{AB} / s_1}{(E \cdot J_{A1} / l_1) + (E \cdot J_{A2} / l_2)}$$

$$k_B = \frac{(E \cdot J_{AB} / s_1) + (E \cdot J_{BS} / s_2)}{(E \cdot J_{B3} / l_1) + (E \cdot J_{B4} / l_2)}$$

38/126

39/127

EXENTRICIDADES NORMAL Y SUPLEMENTARIA

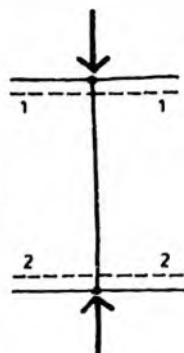
Excentricidad máxima normal:

a) Sistemas desplazables.

En el plano bajo la carga de servicio, sin considerar el desplazamiento de la barra en el tercio medio.

(planos 1-1 y 2-2)

$$e = \left| \frac{M}{N} \right|$$



b) Sistemas indesplazables.

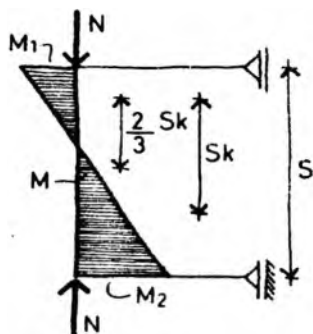
Excentricidad máxima normal calculada en el tercio medio de la longitud de pandeo :

$$M_2 \geq M_1 \quad (\text{en valor absoluto})$$

* Ambos extremos empotrados elásticamente:

$$e = \frac{(0,65 \cdot M_2 + 0,35 \cdot M_1)}{N}$$

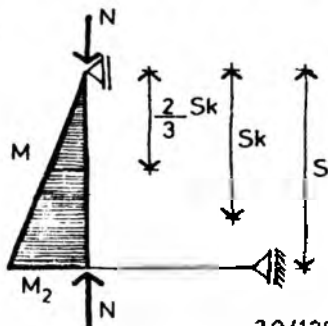
$$M = N \cdot e$$



* Un extremo articulado y otro empotrado elásticamente:

$$e = \frac{0,6 \cdot M_2}{N}$$

$$M = N \cdot e$$



39/127

39/128

EXENTRICIDADES NORMAL Y SUPLEMENTARIA

(continuación)

Excentricidad suplementaria "f":

a) Analíticamente:

	Valores de "f"
$0 \leq \frac{e}{d} < 0,30$	$d \cdot \frac{\lambda - 20}{100} \sqrt{0,10 + \frac{e}{d}} \geq 0$
$0,30 \leq \frac{e}{d} < 2,50$	$d \cdot \frac{\lambda - 20}{160} \geq 0$
$2,50 \leq \frac{e}{d} < 3,50$	$d \cdot \frac{\lambda - 20}{160} \cdot (3,5 - \frac{e}{d}) \geq 0$

e : mayor excentricidad prevista, debido a las cargas de servicio en el tercio central de la barra equivalente, Sk, cuyo cálculo depende del tipo de sistema.

b) Gráficamente:

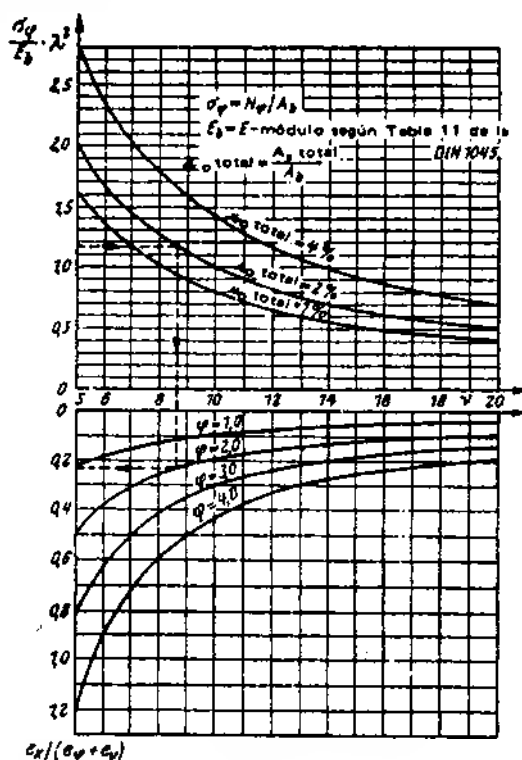
$$f = d \cdot \frac{e}{d}$$

39/128

DEFORMACIÓN POR FLUENCIA LENTA

a) Gráficamente:

- N_0 carga axial que actúa la mayor parte de la vida útil de la estructura.
 ϕ factor de fluencia, se adopta entre 2 a 3.
 μ_0 cuantía total; debe estimarse.
 e_u excentricidad no prevista.
 e_0 excentricidad de la carga N_0 en el tercio central de la barra equivalente.



b) Analíticamente

$$e_k = (e_\phi + e_u)(2,72^k - 1)$$

$$k = \frac{0,8 \phi}{\sqrt{\gamma} - 1}$$

$$\gamma = \frac{\pi^2 (0,6 + 20 \mu_0) E_b J_b}{S k^2 N_\phi}$$

γ : coeficiente de seguridad contra el pandeo, referido a la carga de pandeo de Euler ...

41/130

DISPOSICIONES DE ARMADO

a) Columnas con estribos simples.

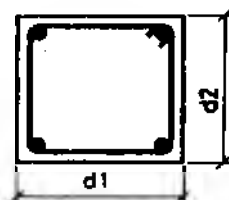
- cuantía geométrica mínima: $\mu = 0,8 \%$
- cuantía geométrica máxima: $\mu = 9,0 \%$
- cuantía geométrica del lado traccionado o menos comprimido: $\mu = 0,4 \%$
- dimensión mínima de la columna: $d = 20 \text{ cm.}$

a.1) Barras longitudinales.

- diámetro mínimo: $\phi l = 12 \text{ mm}$
- separación máxima entre barras: $e = 30 \text{ cm}$

en columnas cuadradas 40x40 se admite una barra por esquina:

- longitud de empalme entre barras: $50 \phi l$



a.2) Estribos:

- diámetro mínimo:
 para barras longitudinales $\phi l \leq 20 \text{ mm}$ $\phi B = 6 \text{ mm}$
 para barras longitudinales $\phi l \geq 20 \text{ mm}$ $\phi B = 8 \text{ mm}$

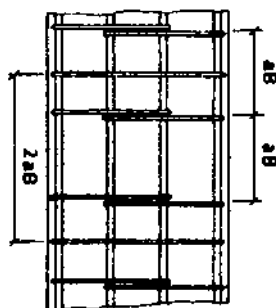
a.2.1.) Separación en altura (aB)

- separación máxima entre estribos (el menor de los siguientes valores):

$$aB = d \text{ mín (lado menor de columna)}$$

$$aB = 12 \cdot \phi l$$

para estribos secundarios: separación $2 \cdot aB$



41/130

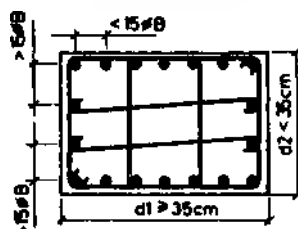
DISPOSICIONES DE ARMADO

(continuación)

a.2.2.) Separación en planta:

En la figura que sigue se muestra una planta de columna con las alternativas posibles de combinación de estribos y sus separaciones.

ϕB diámetro de la barra longitudinal.



Las barras longitudinales que se encuentran a una distancia $\geq 15\phi B$ de una barra de esquina, deben anclarse con ganchos secundarios.

b) Columnas zunchadas:

- diámetro mínimo del núcleo $dk = 20 \text{ cm.}$
- armadura longitudinal:
 - mínima $As > 0,02 Ak$
 - máxima $As < 0,09 Ak$

Ak superficie del hormigón.

Como mínimo deben distribuirse 6 barras en forma uniforme en todo el perímetro de la columna.

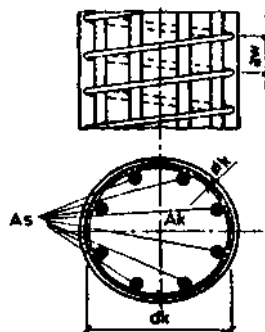
- paso máximo de la armadura transversal (adoptar el menor de los valores):

$$aw \leq 8 \text{ cm}$$

$$aw \leq dk/5$$

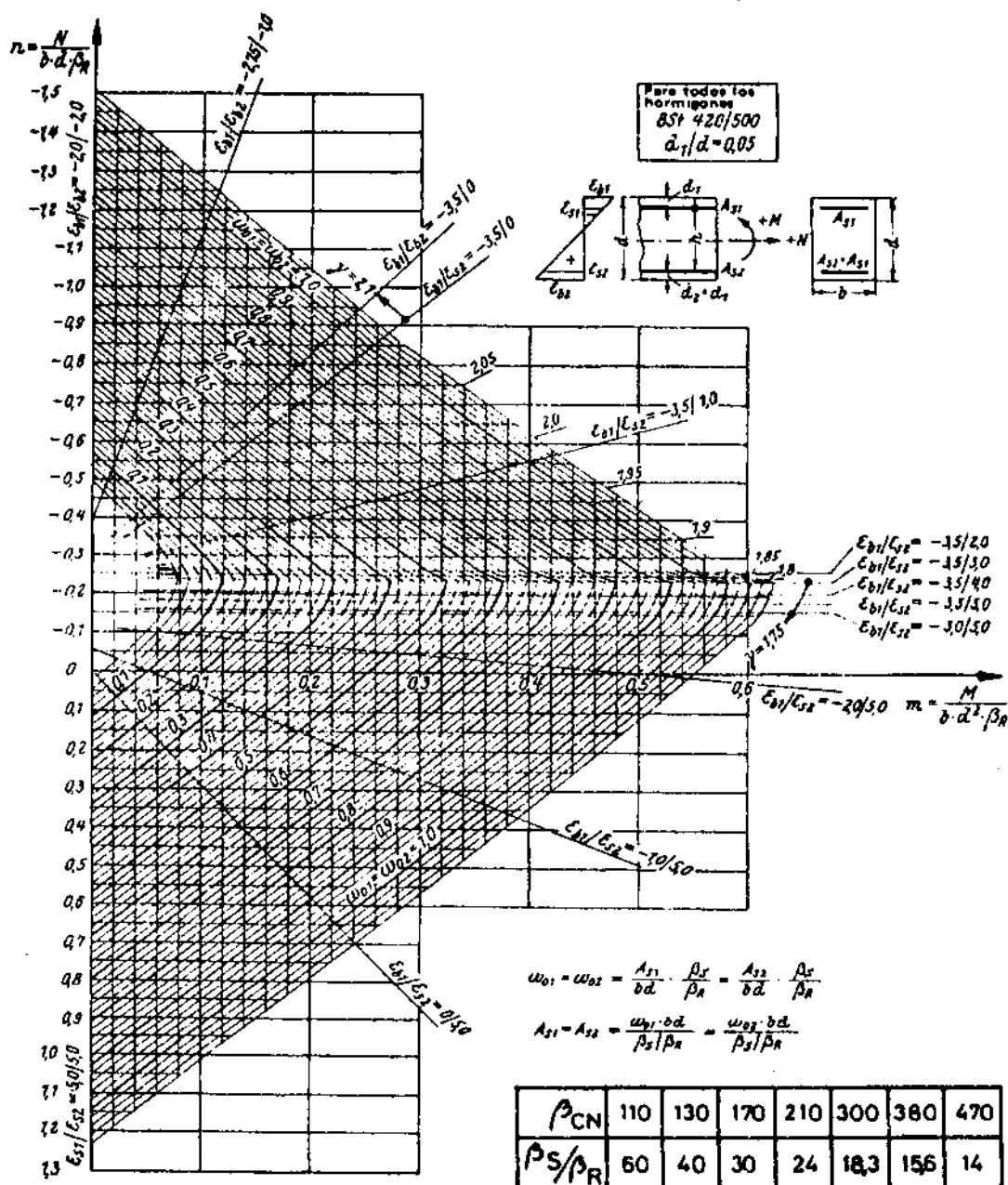
- diámetro mínimo de la barra de la hélice:

$$\phi k = 6 \text{ mm.}$$



42/132

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

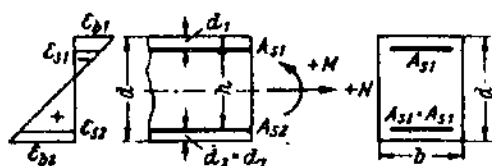
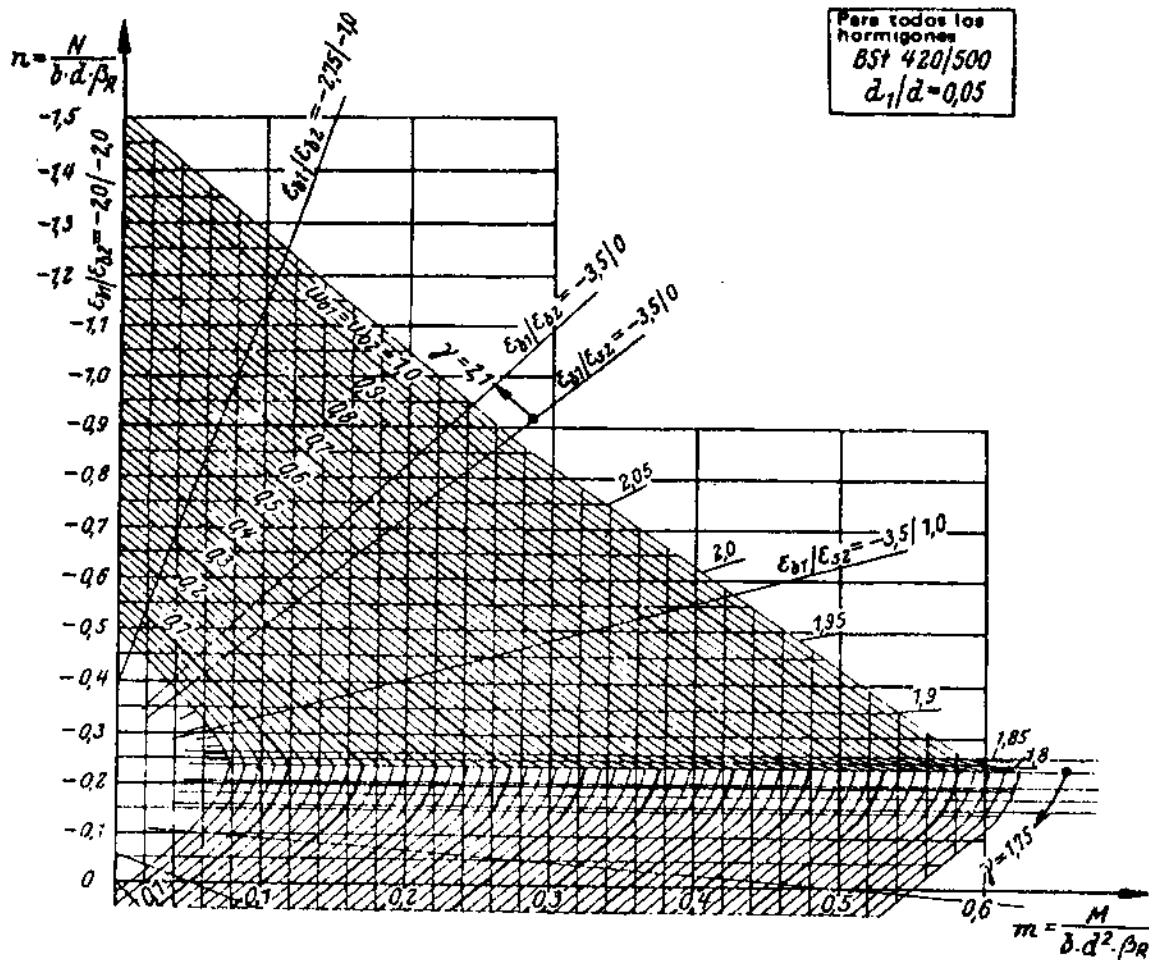
sección rectangular : $d_1/d = 0,05$ 

42/132

42/133

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

(ampliado)
sección rectangular : $d_1/d = 0,05$



$$\omega_{01} = \omega_{02} = \frac{A_{s1}}{b \cdot d} \cdot \frac{\beta_s}{\beta_R} = \frac{A_{s2}}{b \cdot d} \cdot \frac{\beta_s}{\beta_R}$$

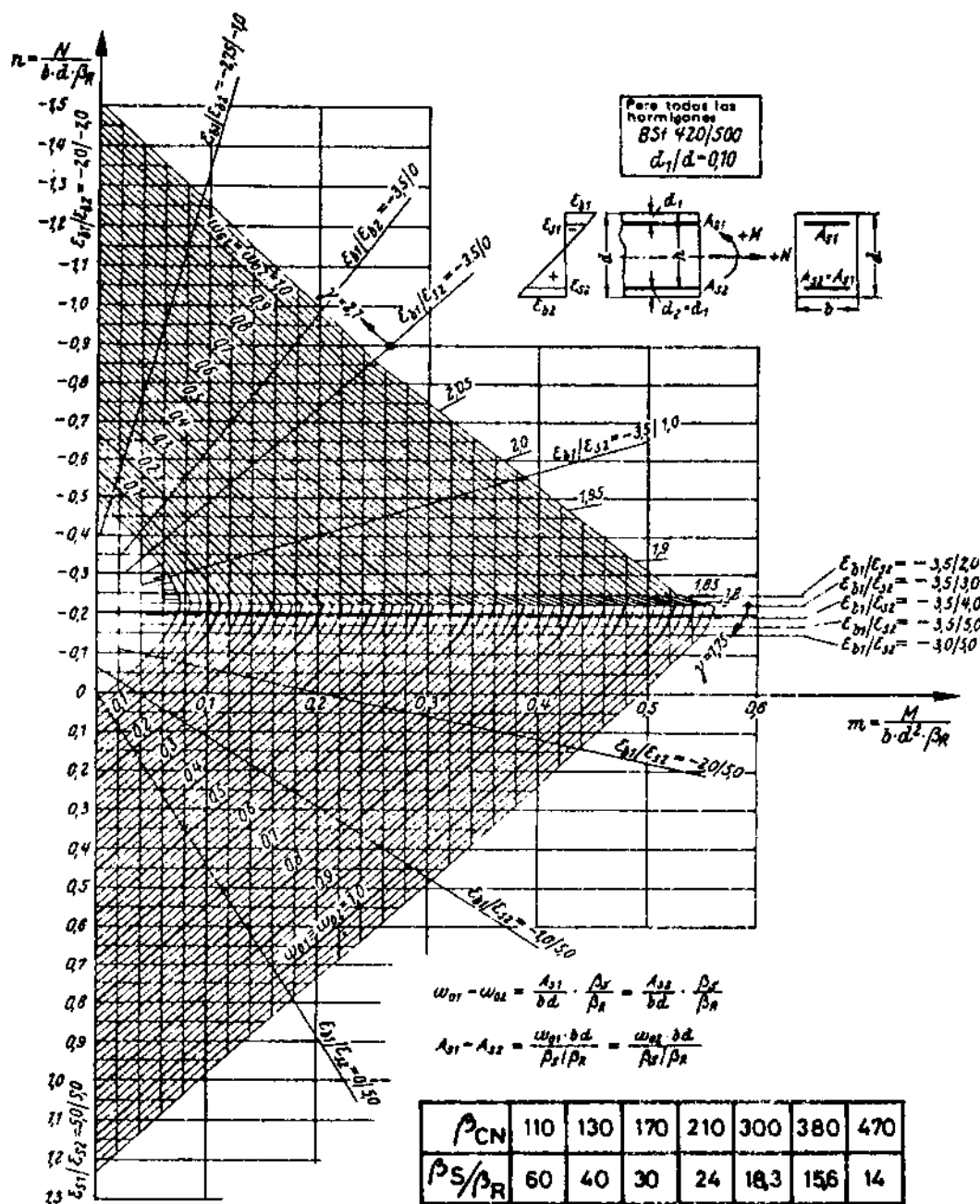
$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{\omega_{01} \cdot b \cdot d}{\beta_s / \beta_R} = \frac{\omega_{02} \cdot b \cdot d}{\beta_s / \beta_R}$$

β_{CN}	110	130	170	210	300	380	470
β_s / β_R	60	40	30	24	18,3	15,6	14

42/133

42/134

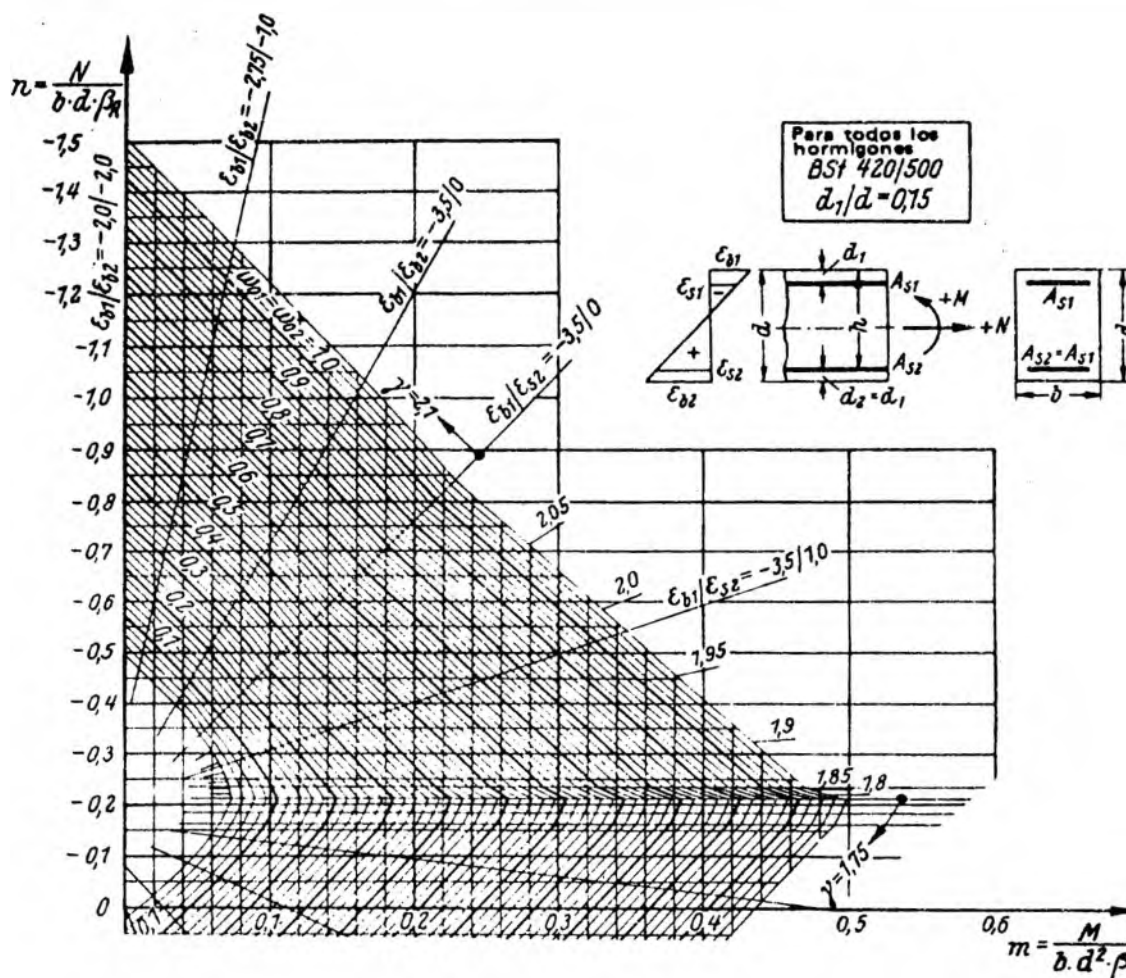
DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

sección rectangular : $d_1/d = 0,10$ 

42/134

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

(ampliado)
sección rectangular : $d_1/d = 0,15$



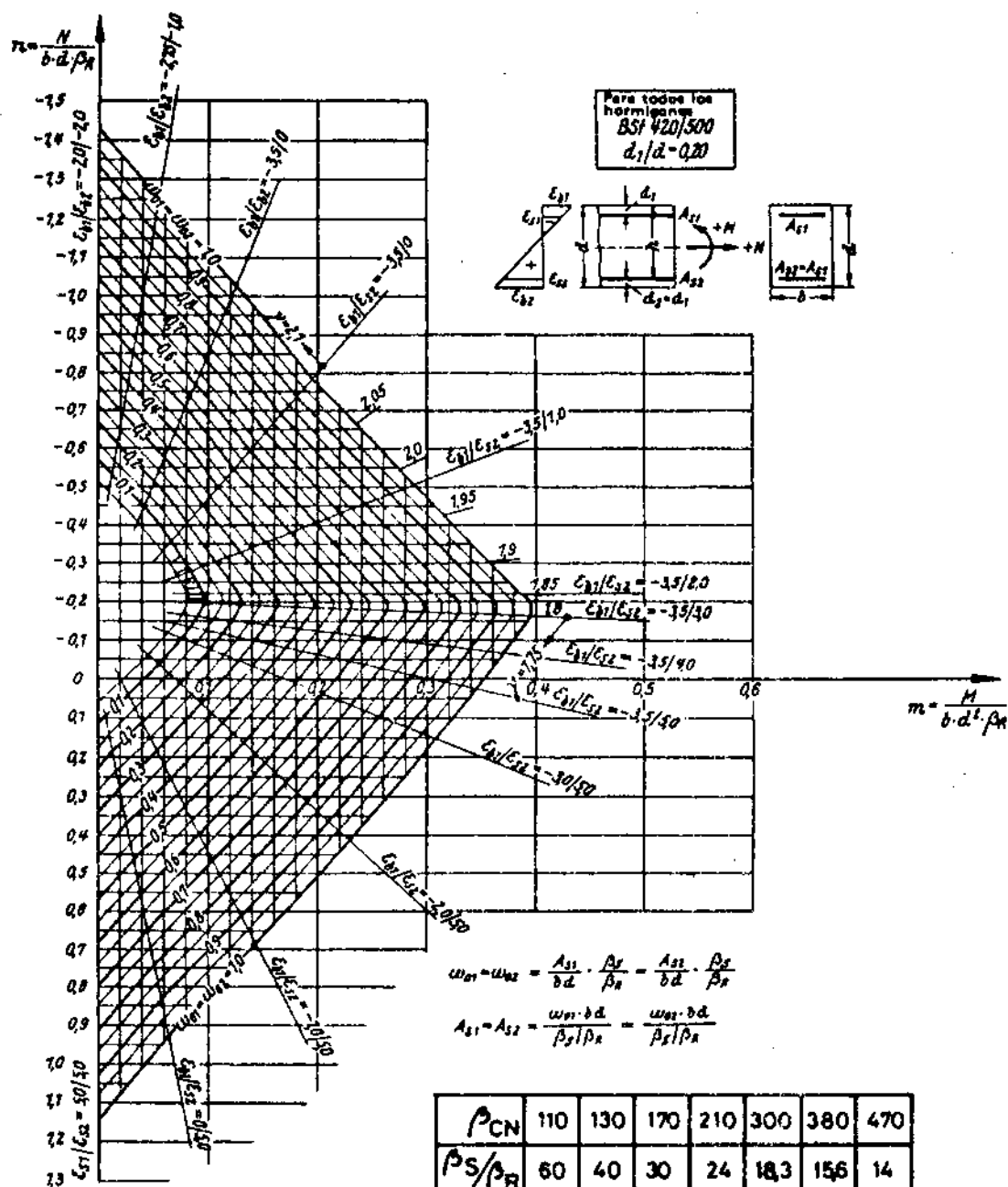
$$\omega_{01} = \omega_{02} = \frac{A_{s1}}{b \cdot d} \cdot \frac{\beta_s}{\beta_R} = \frac{A_{s2}}{b \cdot d} \cdot \frac{\beta_s}{\beta_R}$$

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{\omega_{01} \cdot b \cdot d}{\beta_s / \beta_R} = \frac{\omega_{02} \cdot b \cdot d}{\beta_s / \beta_R}$$

β_{CN}	110	130	170	210	300	380	470
β_s / β_R	60	40	30	24	18,3	15,6	14

42/138

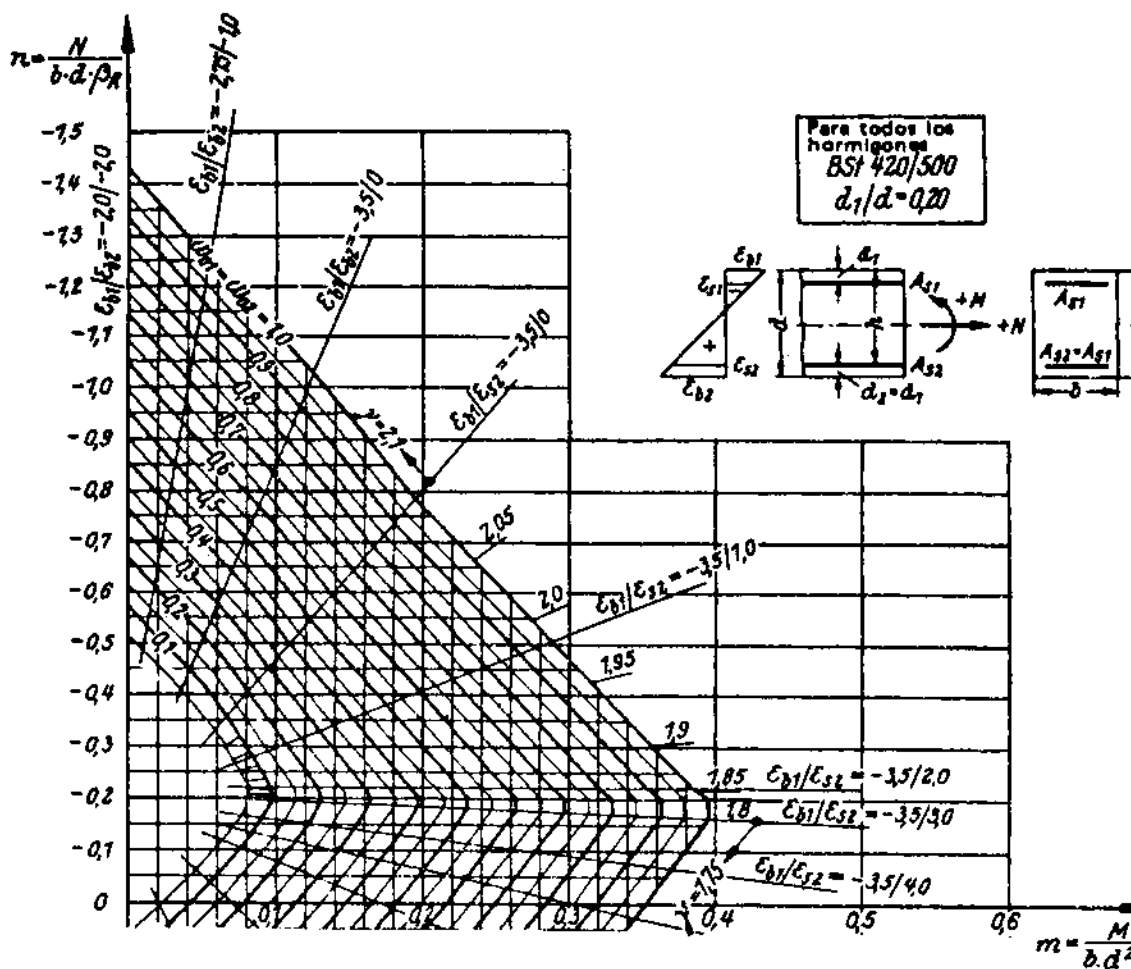
DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

sección rectangular : $d_1/d = 0,20$ 

42/138

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

(ampliado)
sección rectangular : $d_1/d = 0,20$



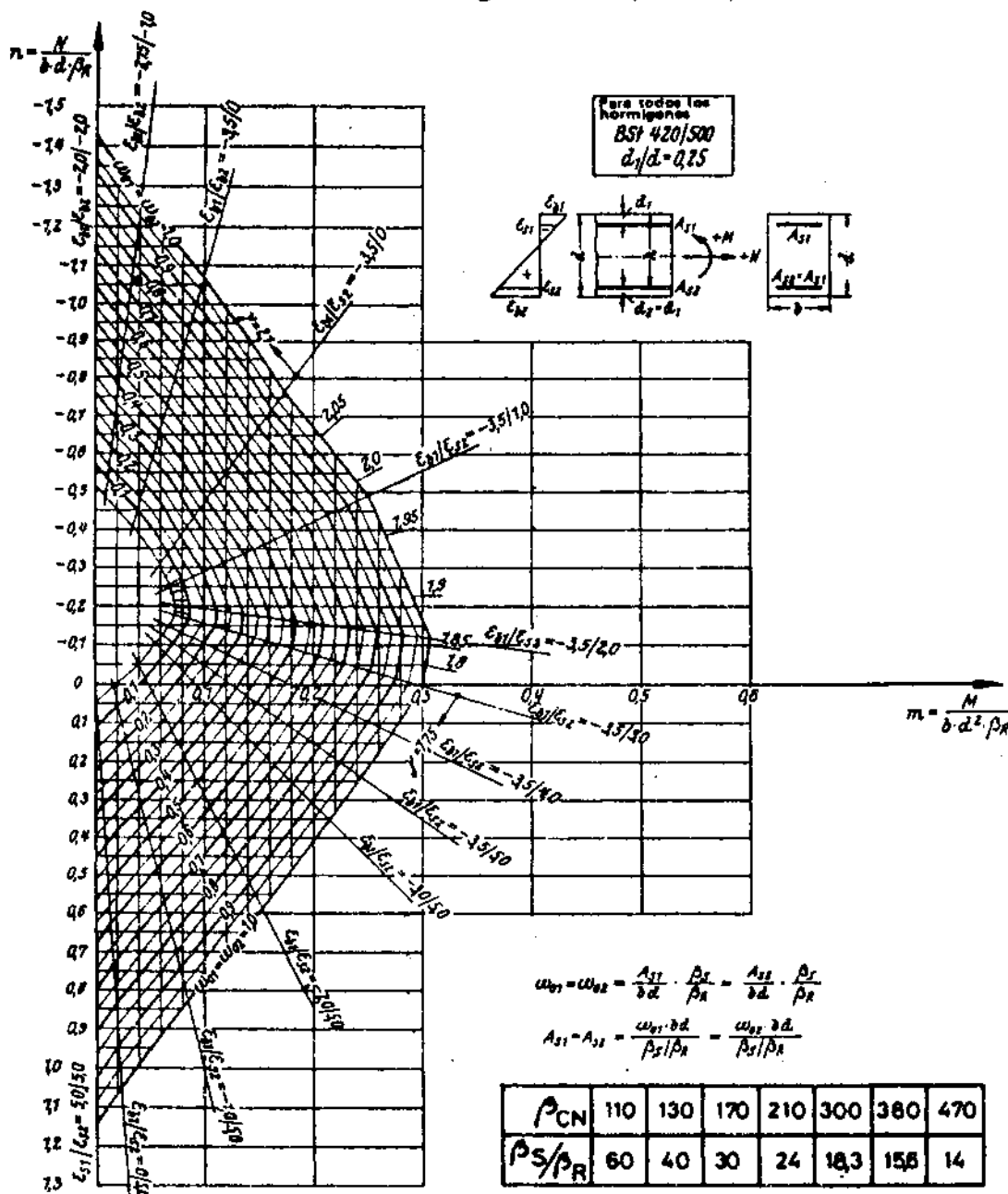
$$\omega_{01} = \omega_{02} = \frac{A_{s1}}{b \cdot d} \cdot \frac{\beta_s}{\beta_R} = \frac{A_{s2}}{b \cdot d} \cdot \frac{\beta_s}{\beta_R}$$

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{\omega_{01} \cdot b \cdot d}{\beta_s / \beta_R} = \frac{\omega_{02} \cdot b \cdot d}{\beta_s / \beta_R}$$

β_{CN}	110	130	170	210	300	380	470
β_s / β_R	60	40	30	24	18,3	15,6	14

42/140

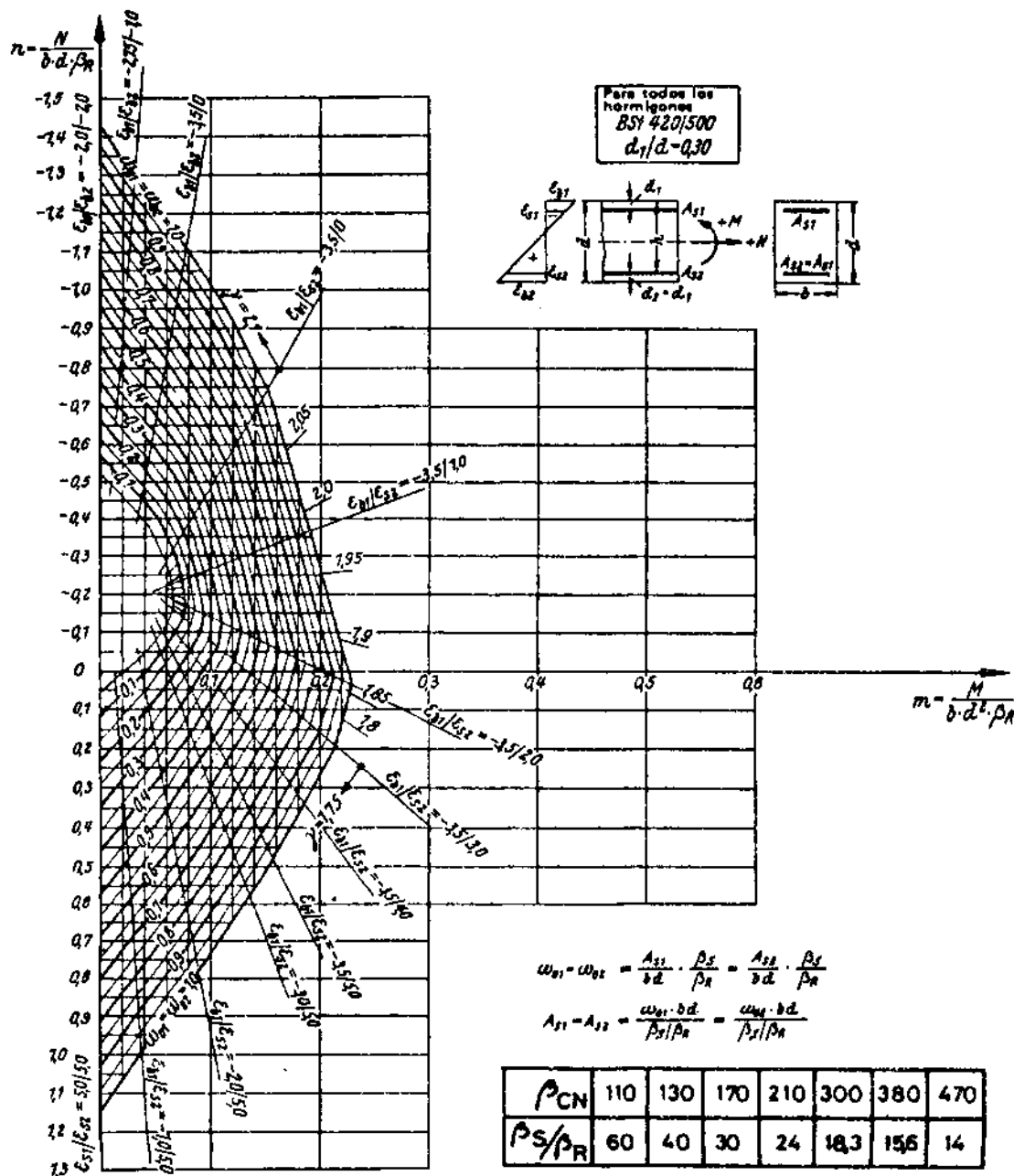
DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

sección rectangular : $d_1/d = 0,25$ 

42/140

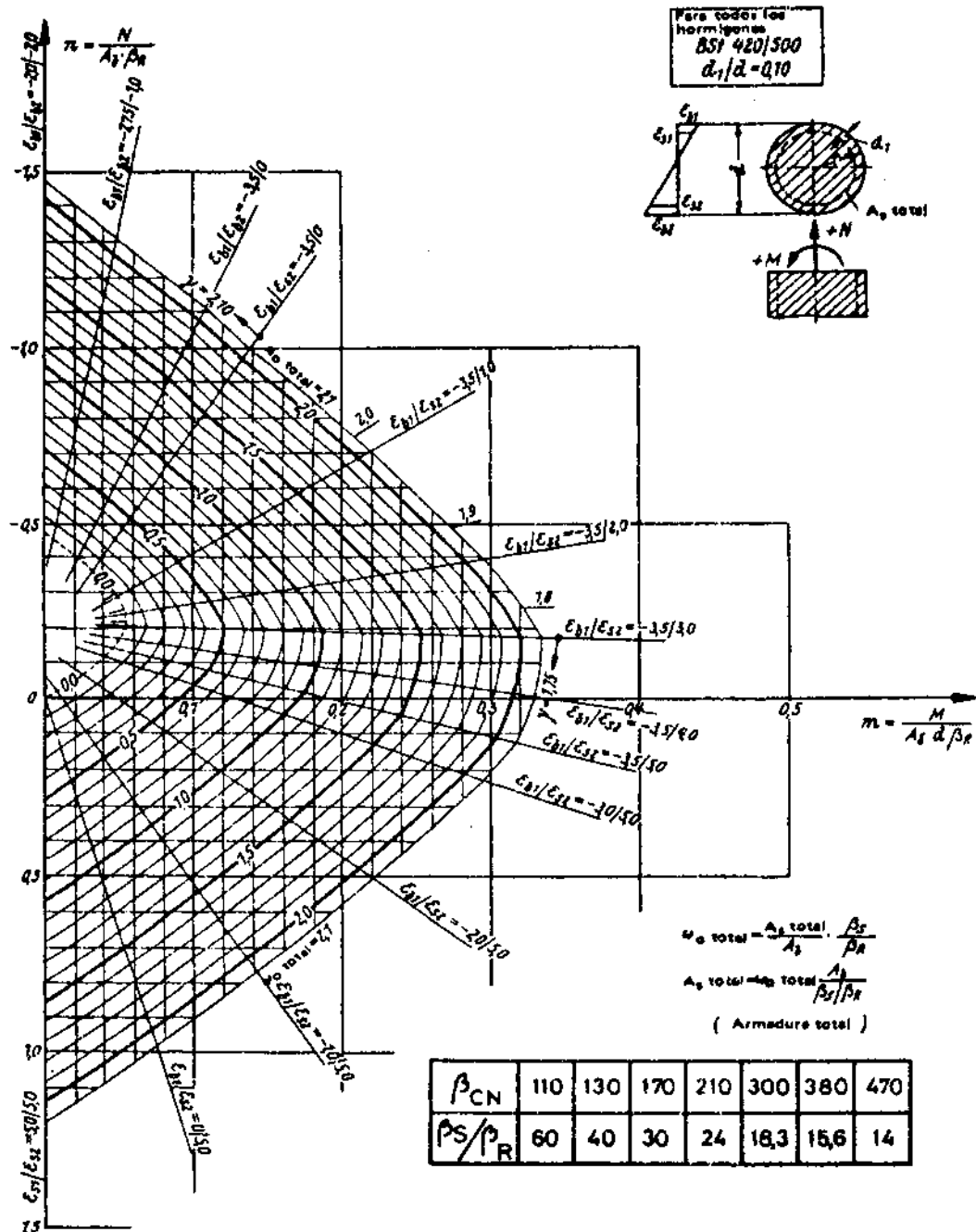
DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

sección rectangular : $d_1/d = 0,30$



43/142

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

sección circular: $J_1/d = 0,10$ 

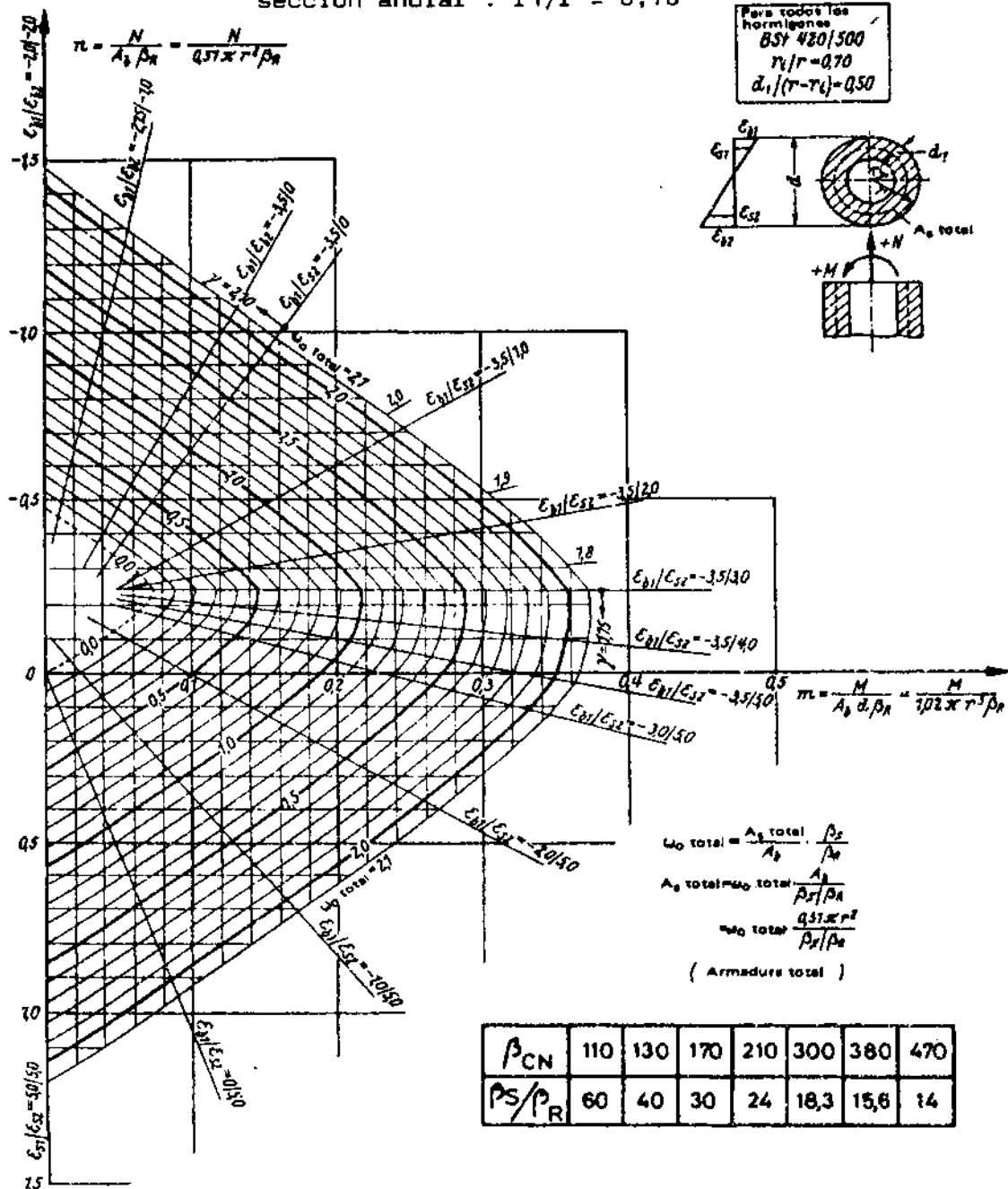
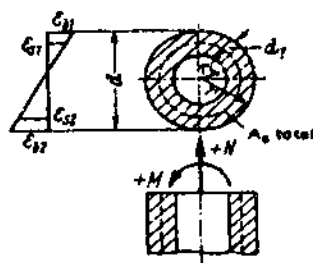
44/143

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

sección anular : $r_1/r = 0,70$

$$\pi = \frac{N}{A_s \rho_R} = \frac{N}{0,57 \pi r^2 \rho_R}$$

Para todos los
hormigones
BS 480/500
 $r_1/r = 0,70$
 $d_1/(r-r_1) = 0,50$



β_{CN}	110	130	170	210	300	380	470
ρ_s / ρ_R	60	40	30	24	18,3	15,6	14

44/143

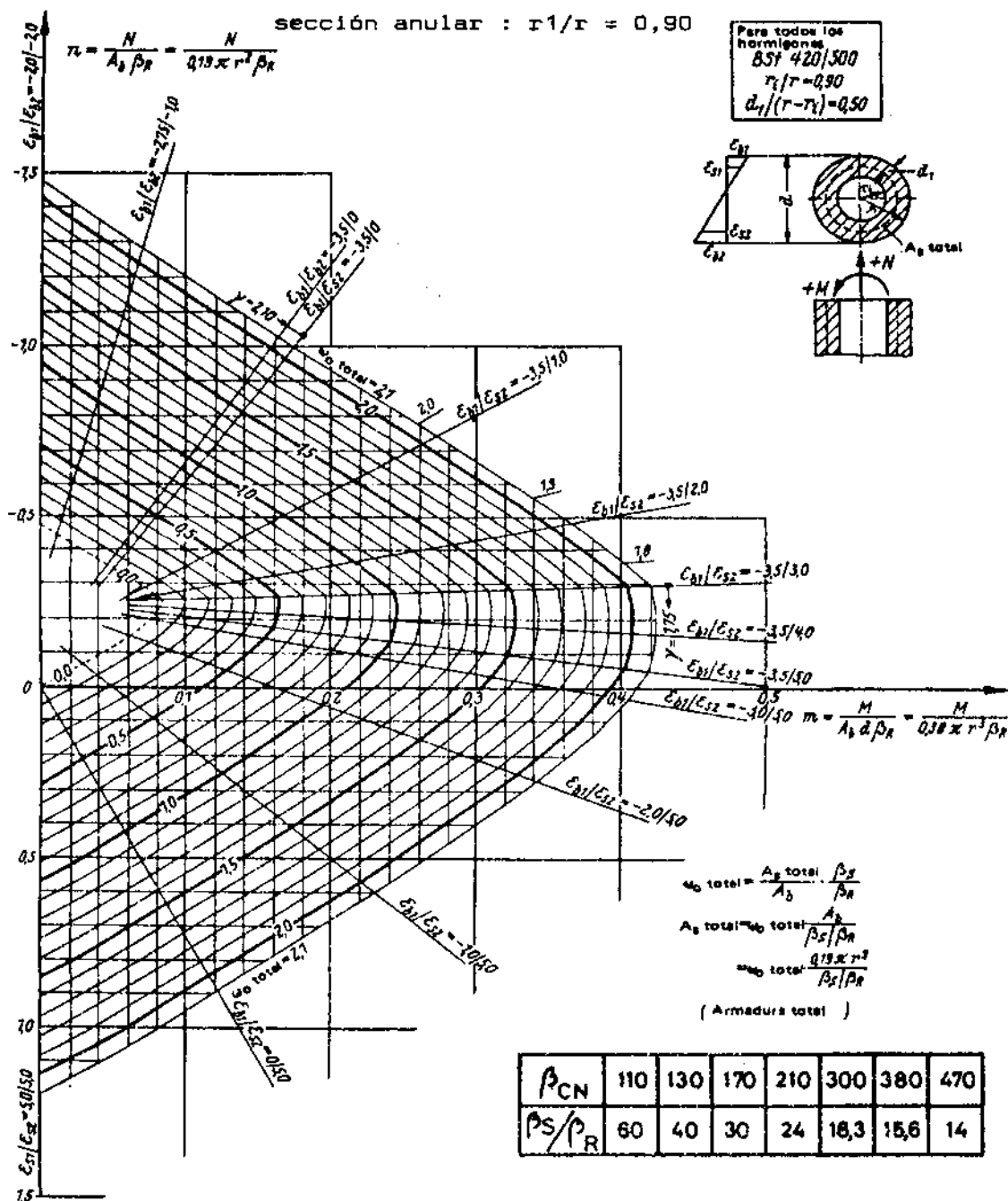
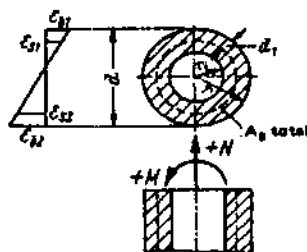
44/144

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

sección anular : $r_1/r = 0,90$

$$\pi = \frac{N}{A_s \beta_R} = \frac{N}{0,19 \pi r^2 \beta_R}$$

Para todos los
hormigones
BSf 420/300
 $r_1/r = 0,90$
 $d_1/(r-r_1) = 0,50$

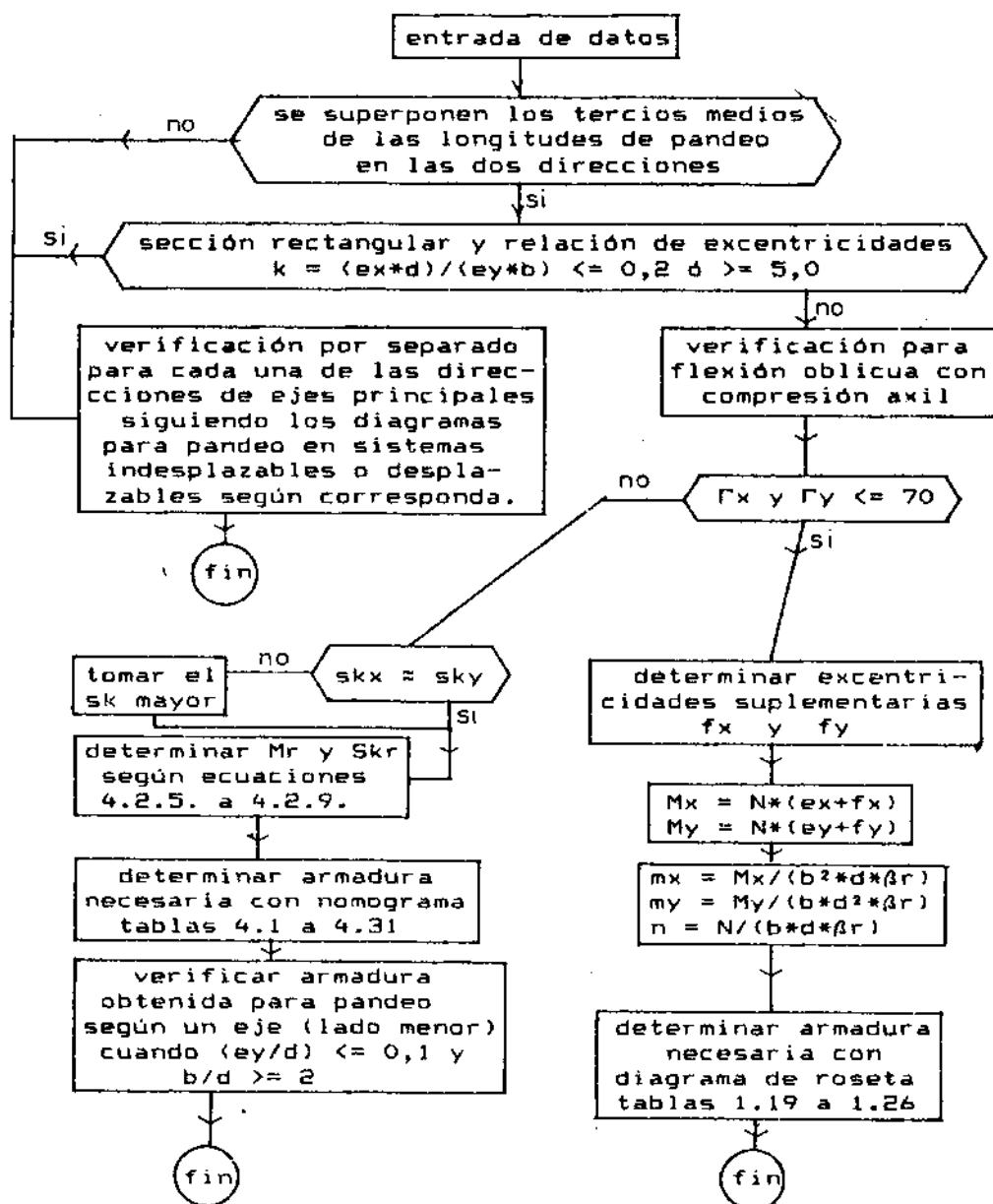


44/144

45/145

PANDEO EN DOS DIRECCIONES

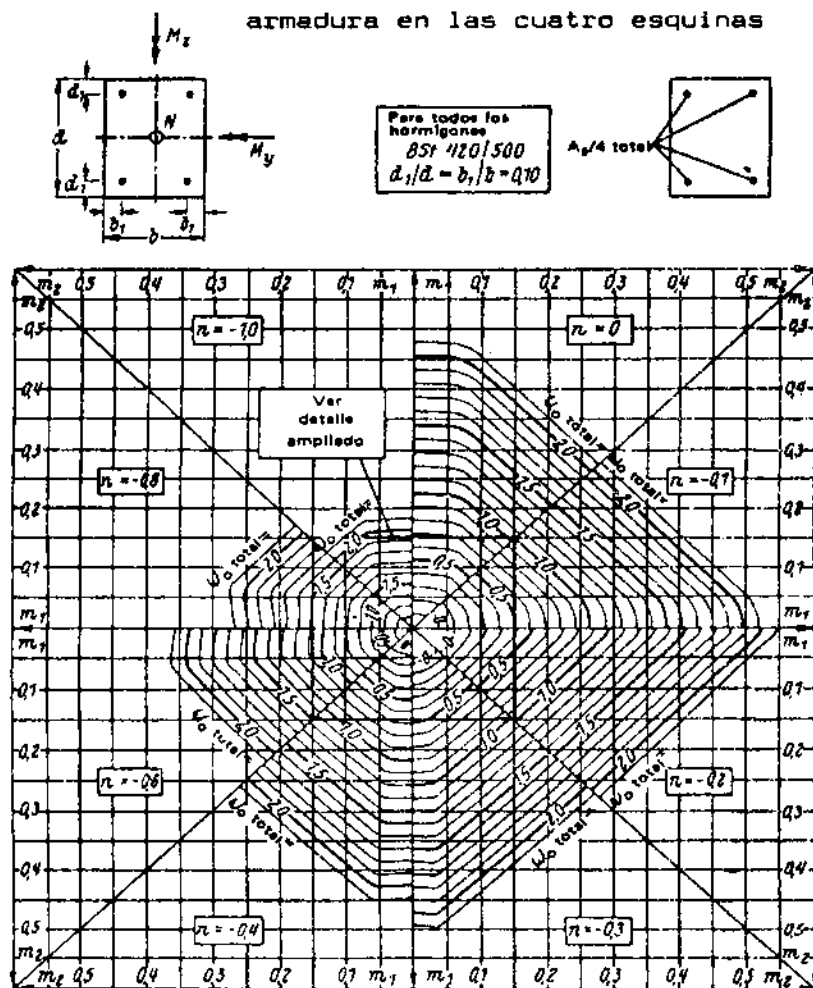
Diagrama de flujo para pandeo en dos direcciones
o pandeo con flexocompresión oblicua.



45/145

45/146

DIAGRAMA DE ROSETA GENERAL



Cuando $m_x > m_y \longrightarrow m_1 = m_x, m_2 = m_y$

Cuando $m_x < m_y \longrightarrow m_1 = m_y, m_2 = m_x$

$$m_x = \frac{M_x}{b \cdot d^2 \cdot \beta_R}$$

$$m_y = \frac{M_y}{b \cdot d^2 \cdot \beta_R}$$

$$n = \frac{N}{b \cdot d \cdot \beta_R}$$

Clase de resistencia del hormigón	H11	H13	H17	H21	H30	H38	H47
Valor de cálculo de la tensión de compresión del hormigón β_{CN} kg/cm ²	110	130	170	210	300	380	470
Coefficiente de cálculo β_{s/β_R}	60	40	30	24	16,3	15,6	14

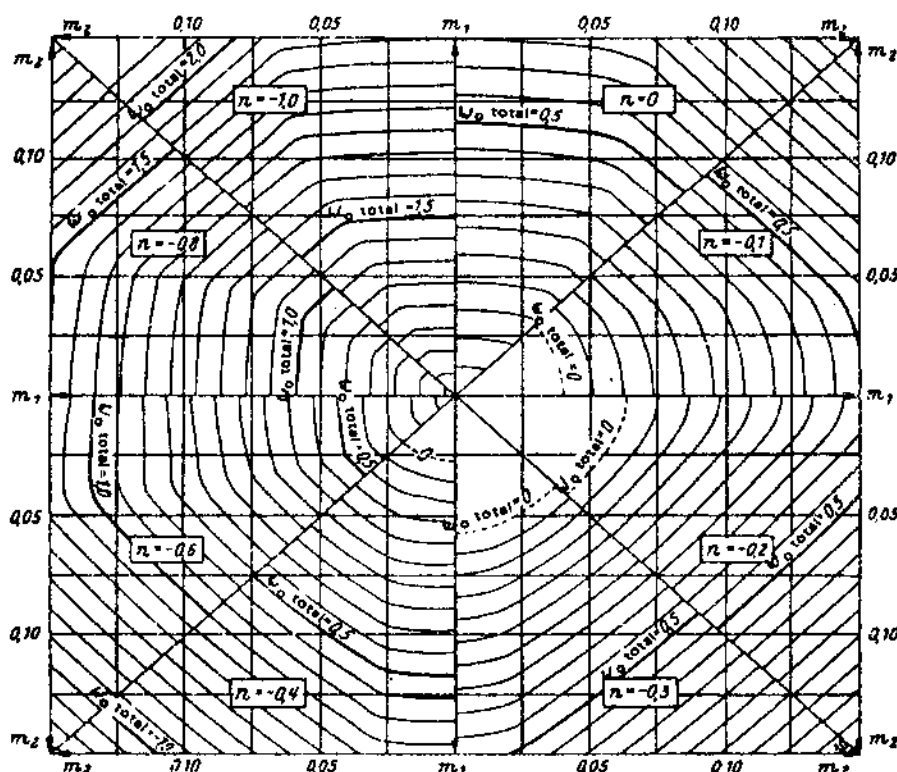
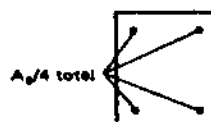
45/146

DIAGRAMA DE ROSETA

(ampliado)
armadura en los cuatro esquinas

Detalle
ampliado

Para todos los
hormigones
BSI 420/500
 $d_1/d_2 = d_1/b = 0.70$



Cuando $m_x > m_y \longrightarrow m_1 = m_x, m_2 = m_y$

Cuando $m_x < m_y \longrightarrow m_1 = m_y, m_2 = m_x$

$$m_x = \frac{M_x}{b \cdot d^2 \cdot \beta R}$$

$$m_y = \frac{M_y}{b \cdot d^2 \cdot \beta R}$$

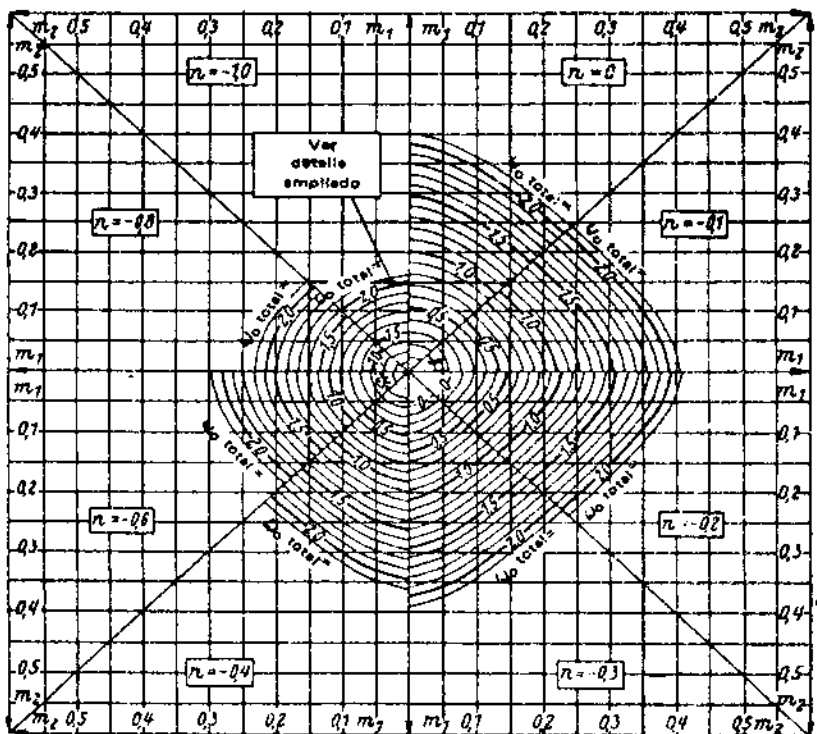
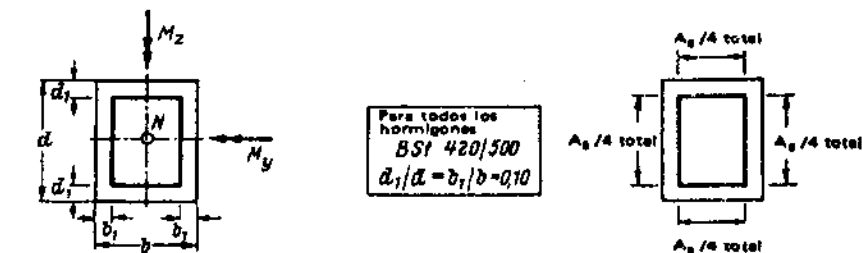
$$n = \frac{N}{b \cdot d \cdot \beta R}$$

Clase de resistencia del hormigón	H11	H13	H17	H21	H30	H38	H47
Valor de cálculo de la tensión de compresión del hormigón βR kg/cm ²	110	130	170	210	300	380	470
Coefficiente de cálculo β $\frac{A_s}{A}$	60	40	30	24	18,3	15,6	14

45/148

DIAGRAMA DE ROSETA GENERAL

armadura en las cuatro lados



Cuando $m_x > m_y$ — $m_1 = m_x$, $m_2 = m_y$

Cuando $m_x < m_y$ — $m_1 = m_y$, $m_2 = m_x$

$$m_x = \frac{M_x}{b \cdot d^2 \cdot \beta_R}$$

$$m_y = \frac{M_y}{b \cdot d^2 \cdot \beta_R}$$

$$n = \frac{N}{b \cdot d \cdot \beta_R}$$

45/148

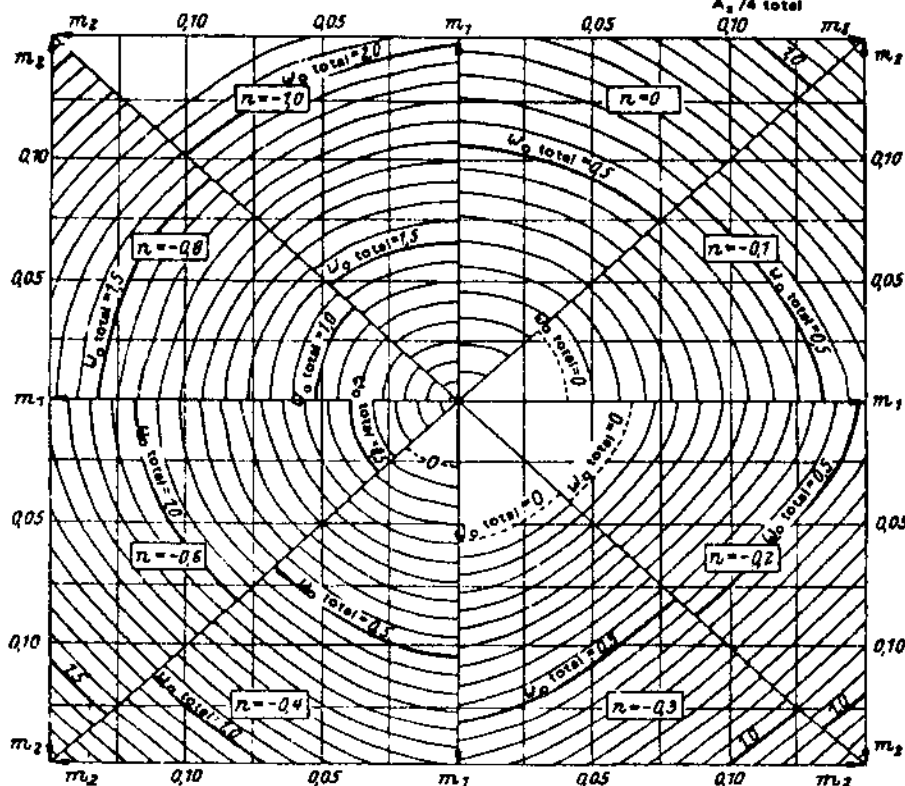
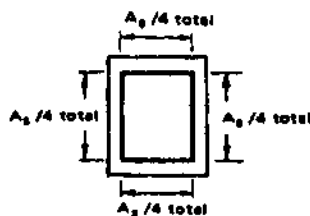
Clase de resistencia del hormigón	H11	H13	H17	H21	H30	H38	H47
Valor de cálculo de la tensión de compresión del hormigón β_{CN} $\frac{kg}{cm^2}$	110	130	170	210	300	380	470
Coefficiente de cálculo $\beta_{s/R}$	60	40	30	24	18,3	15,6	14

DIAGRAMA DE ROSETA

(ampliado)
armadura en los cuatro lados

Detalle
ampliado

Para todos los
hormigones
BSI 420/500
 $d_1/d = b_1/b = 0.10$



Cuando $m_x > m_y$ — $m_1 = m_x, m_2 = m_y$

Cuando $m_x < m_y$ — $m_1 = m_y, m_2 = m_x$

$$m_x = \frac{M_x}{b \cdot d^2 \cdot \beta R}$$

$$m_y = \frac{M_y}{b \cdot d^2 \cdot \beta R}$$

$$n = \frac{N}{b \cdot d \cdot \beta R}$$

Clase de resistencia del hormigón	H11	H13	H17	H21	H30	H38	H47
Valor de cálculo de la tensión de compresión del hormigón βR $\frac{kg}{cm^2}$	110	130	170	210	300	380	470
Coefficiente de cálculo βR $\frac{kg}{cm^2}$	60	40	30	24	16.3	15.6	14

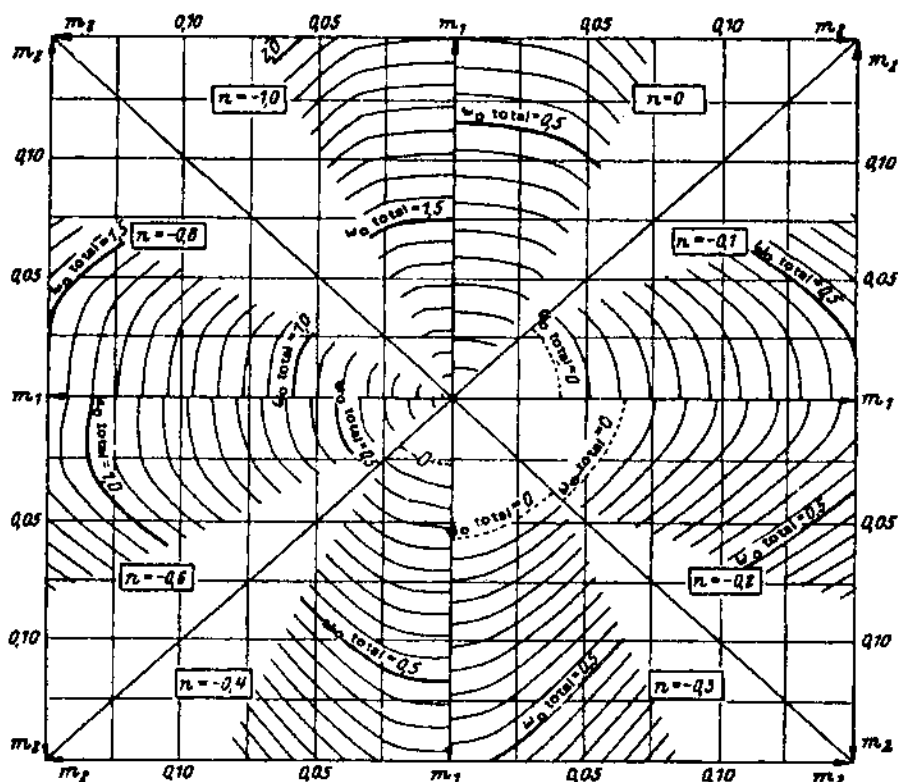
DIAGRAMA DE ROSETA

(ampliado)
armadura en dos lados

Detalle
ampliado

Para todos los
hormigones
BSI 420/500
 $d_1/d_2 = d_1/d = 0.70$

$A_s/2$ total
 $A_s/2$ total



$$m_x = \frac{M_x}{b \cdot d^2 \cdot \beta R}$$

$$m_y = \frac{M_y}{b \cdot d^2 \cdot \beta R}$$

$$n = \frac{N}{b \cdot d \cdot \beta R}$$

Cuando $m_x > m_y$ — $m_1 = m_x, m_2 = m_y$

Cuando $m_x < m_y$ — $m_1 = m_y, m_2 = m_x$

Clase de resistencia del hormigón	H11	H13	H17	H21	H30	H38	H47
Valor de cálculo de la tensión de compresión del hormigón βR kg/cm ²	110	130	170	210	300	380	470
Coefficiente de cálculo $A_s/\beta R$	60	40	30	24	18,3	15,6	14

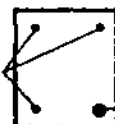
DIAGRAMA DE ROSETA

(ampliado)
armadura asimétrica

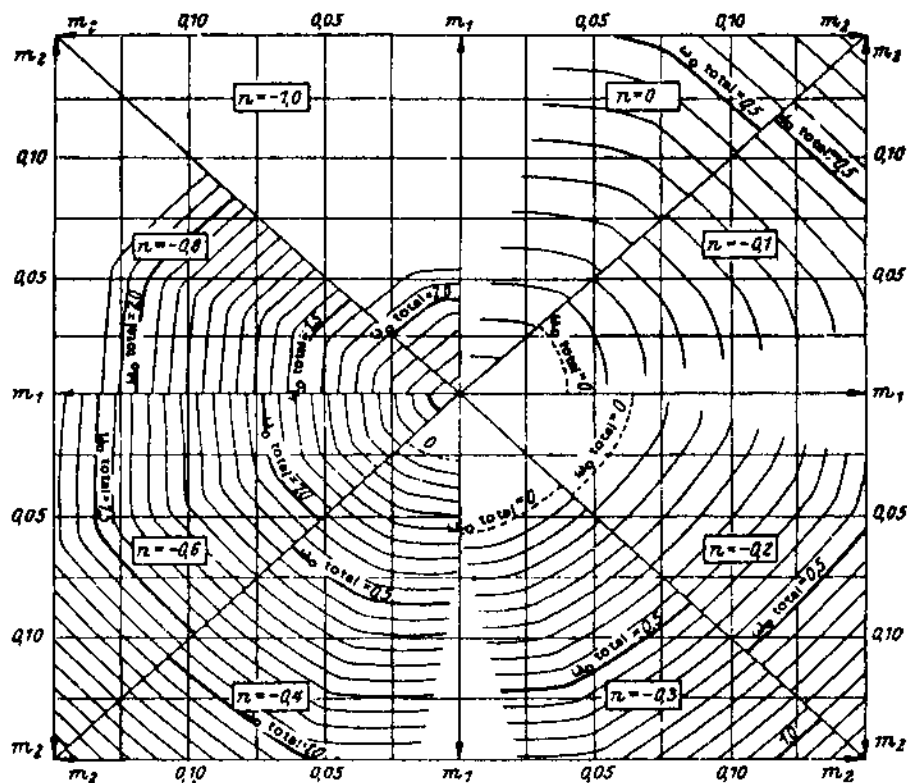
Detalle
ampliado

Para todos los
hormigones
BSI 420/500
 $\bar{a}_1/\bar{a} = b_1/b = 0,10$

$A_1/8$ total



$A_2/8$ total



Cuando $m_x > m_y$ — $m_1 = m_x, m_2 = m_y$

Cuando $m_x < m_y$ — $m_1 = m_y, m_2 = m_x$

$$m_x = \frac{M_x}{b \cdot d^2 \cdot \beta R}$$

$$m_y = \frac{M_y}{b \cdot d^2 \cdot \beta R}$$

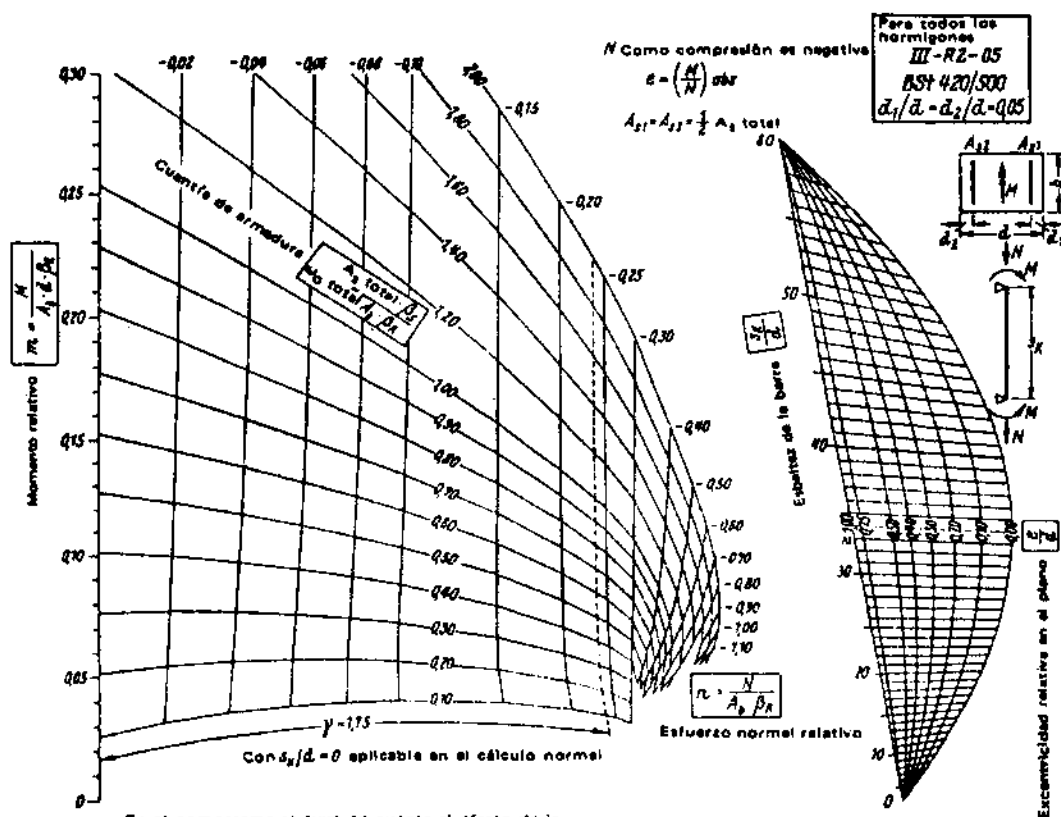
$$n = \frac{N}{b \cdot d \cdot \beta R}$$

Clase de resistencia del hormigón	H11	H13	H17	H21	H30	H38	H47
Valor de cálculo de la tensión de compresión del hormigón β_{CN} kg/cm ²	110	130	170	210	300	380	470
Coefficiente de cálculo β_s/β_R	60	40	30	24	18,3	15,8	14

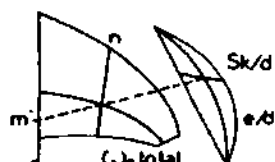
46/154

NOMOGRAMA

sección rectangular: $d_1/d = 0,05$
armadura en dos lados



Esquema de utilización del nomograma.



$$A_s \text{ total} = \frac{M_{\text{total}}}{R_s / \beta_R} = A_b$$

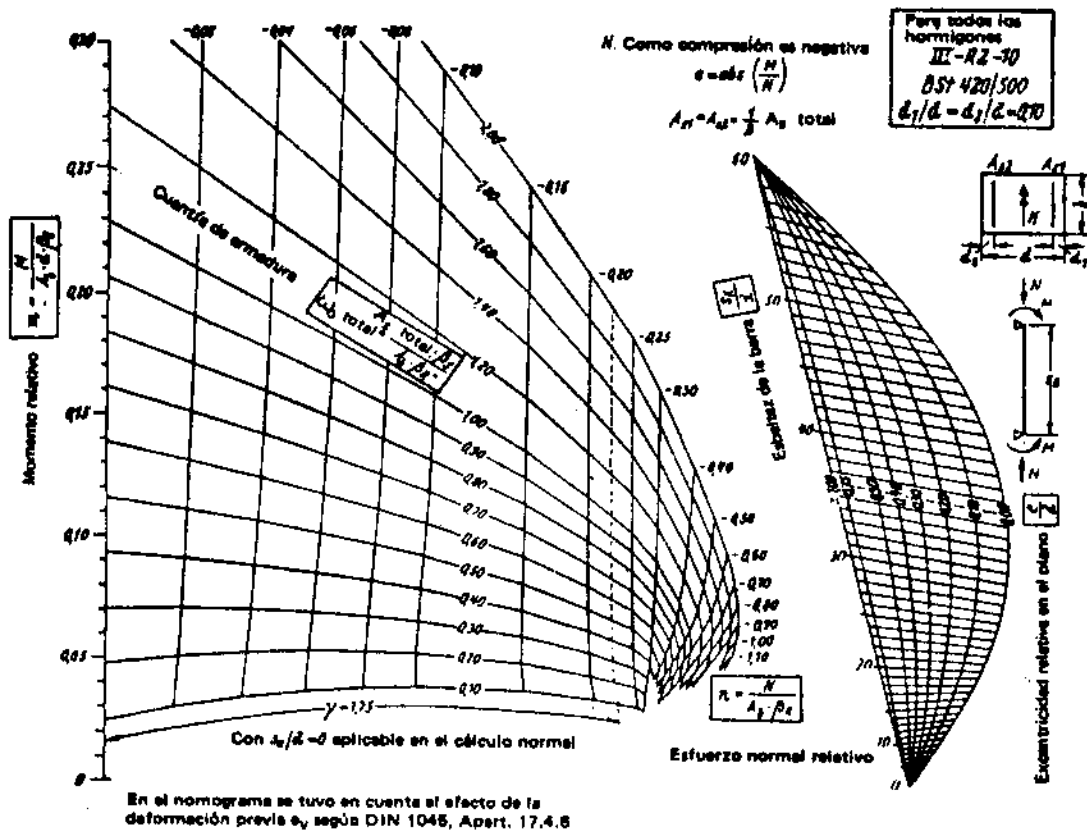
Clase de resistencia del hormigón	H11	H13	H17	H21	H30	H38	H47
Valor de cálculo de la tensión de compresión del hormigón β_{CN} kg/cm ²	110	130	170	210	300	380	470
Coefficiente de cálculo β_{s/β_R}	60	40	30	24	18,3	15,6	14

Límite de aplicación: $S_k/d \leq 45$, para $e/d \geq 2,0$ conjuntamente con $M_{\text{total}} > 10$

46/154

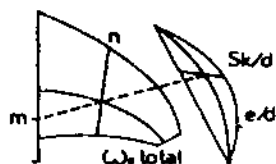
NOMOGRAMA

sección rectangular: $d_1/d = 0,10$
armadura en dos lados



Esquema de utilización del nomograma.

$$A_s \text{ total} = \frac{w \cdot \text{total}}{\rho_s / \rho_R} = A_b$$



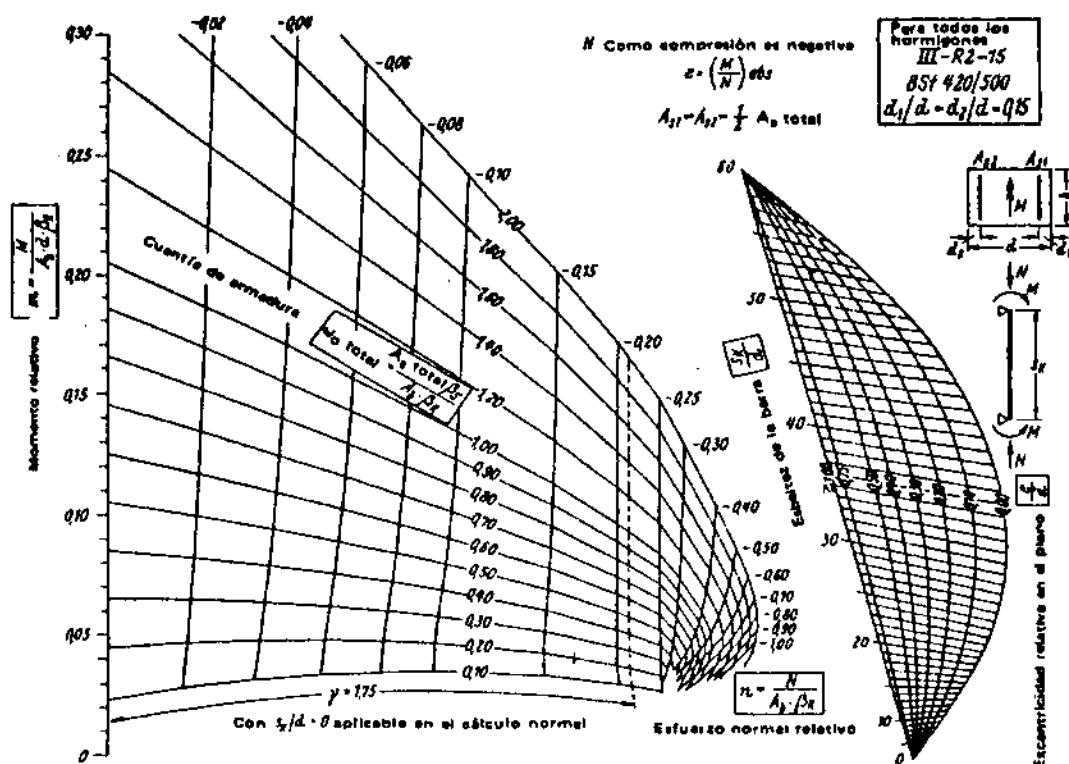
Clase de resistencia del hormigón	H11	H13	H17	H21	H30	H38	H47
Valor de cálculo de la tensión de compresión del hormigón ρ_{CN} kg/cm ²	110	130	170	210	300	380	470
Coefficiente de cálculo ρ_s / ρ_R	60	40	30	24	18,3	15,6	14

Límite de aplicación: $Sk/d < 45$, para $e/d > 2,0$ conjuntamente con $w \cdot \text{total} > 1,0$

46/156

NOMOGRAMA

sección rectangular: $d_1/d = 0,15$
armadura en dos lados



Esquema de utilización
del nomograma.



$$A_s \text{ total} = \frac{W_s \text{ total}}{\sigma_s / \sigma_R} = A_b$$

Clase de resistencia del hormigón	H11	H13	H17	H21	H30	H38	H47
Valor de cálculo de la tensión de compresión del hormigón σ_{CN} kg/cm ²	110	130	170	210	300	380	470
Coefficiente de cálculo σ_s / σ_R	60	40	30	24	18,3	15,6	14

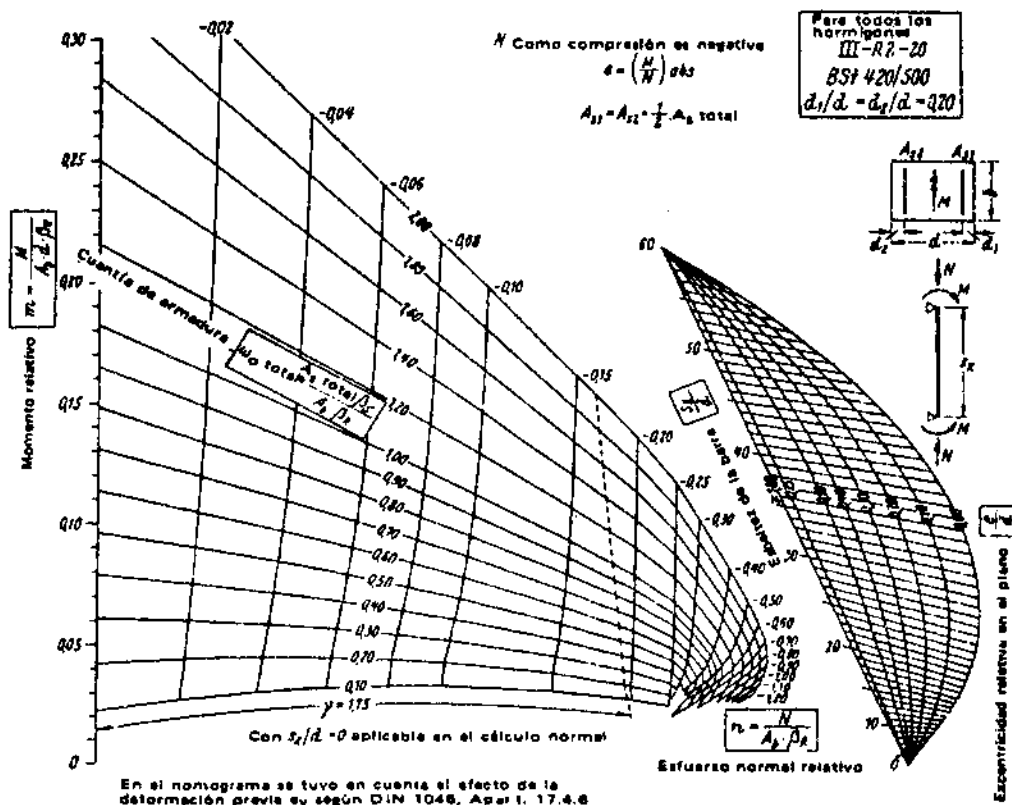
Límite de aplicación: $Sk/d < 45$, para $e/d > 2,0$ conjuntamente con $W_s \text{ total} > 10$

46/156

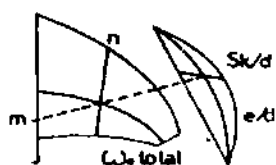
46/157

NOMOGRAMA

sección rectangular: $d_1/d = 0,20$
armadura en dos lados



Esquema de utilización
del nomograma.



$$A_s \text{ total} = \frac{\omega \cdot \text{total} \cdot b \cdot d_k}{f_R / f_R}$$

Clase de resistencia del hormigón	H11	H13	H17	H21	H30	H38	H47
Valor de cálculo de la tensión de compresión del hormigón σ_{cm} kg/cm ²	110	130	170	210	300	380	470
Coefficiente de cálculo β_s / β_R	60	40	30	24	18,3	15,6	14

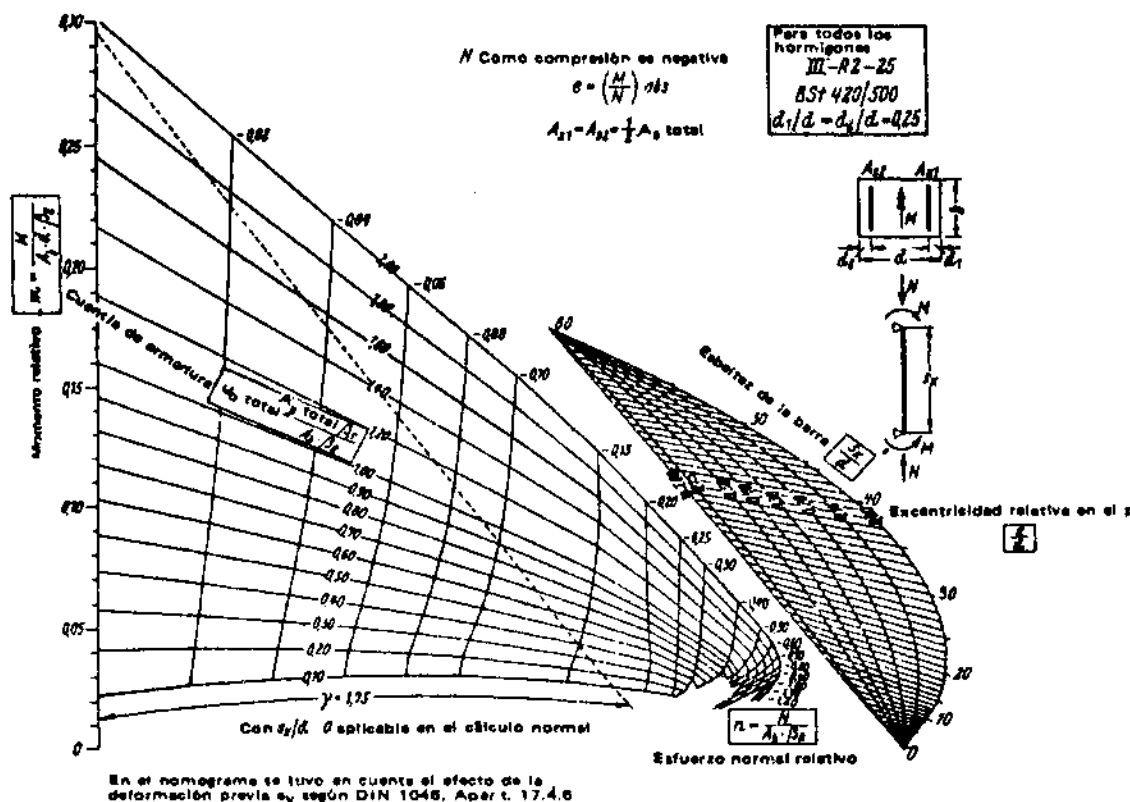
Límite de aplicación: $S_k/d < 45$, para $e/d > 2,0$ conjuntamente con $\omega \cdot \text{total} > 1,0$

46/157

46/158

NOMOGRAMA

sección rectangular: $d_1/d = 0,25$
armadura en dos lados



Esquema de utilización
del nomograma.

$$A_s \text{ total} = \frac{\omega \cdot \text{total}}{\rho_s / \rho_R} = A_b$$



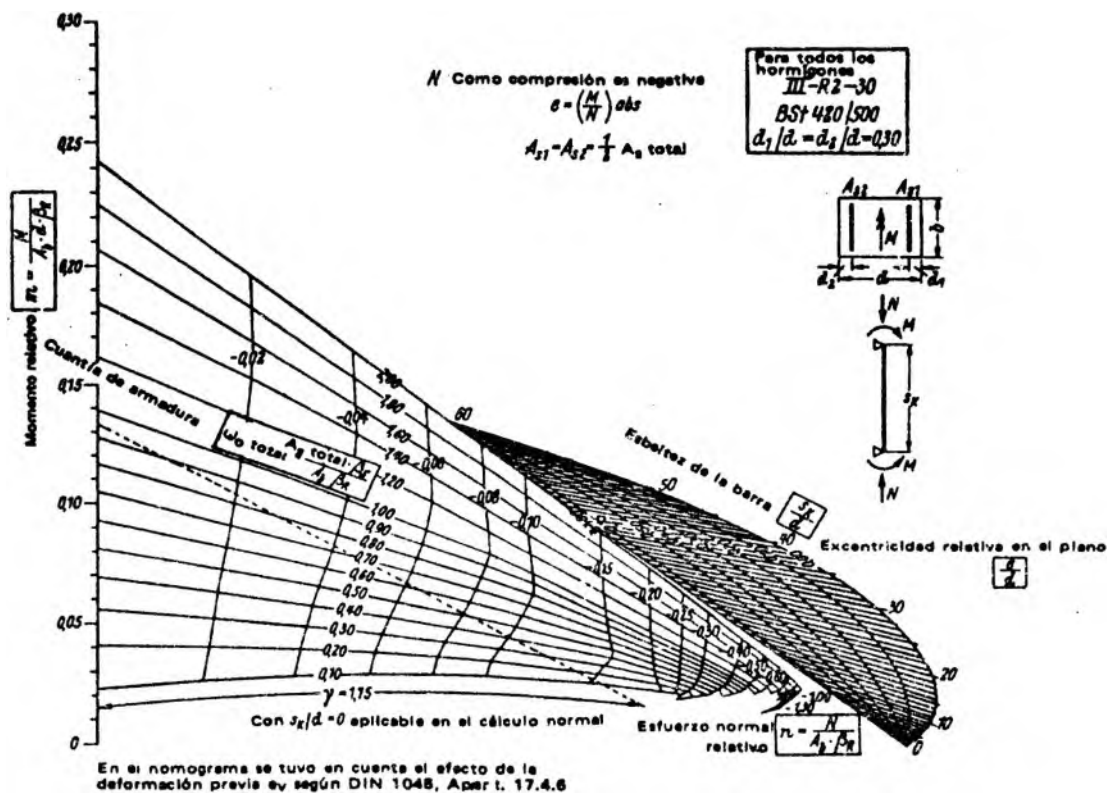
Clase de resistencia del hormigón	H11	H13	H17	H21	H30	H38	H47
Valor de cálculo de la tensión de compresión del hormigón ρ_{CN} kg/cm ²	110	130	170	210	300	380	470
Coefficiente de cálculo ρ_s / ρ_R	60	40	30	24	18,3	15,6	14

Límite de aplicación: $Sk/d < 45$, para $e/d > 2,0$ conjuntamente con $\omega \cdot \text{total} > 1,0$

46/158

NOMOGRAMA

sección rectangular: $d_1/d = 0,30$
armadura en dos lados



Esquema de utilización
del nomograma.

$$A_s \text{ total} = \frac{\omega_{total} \cdot A_b}{\rho_s / \rho_R}$$



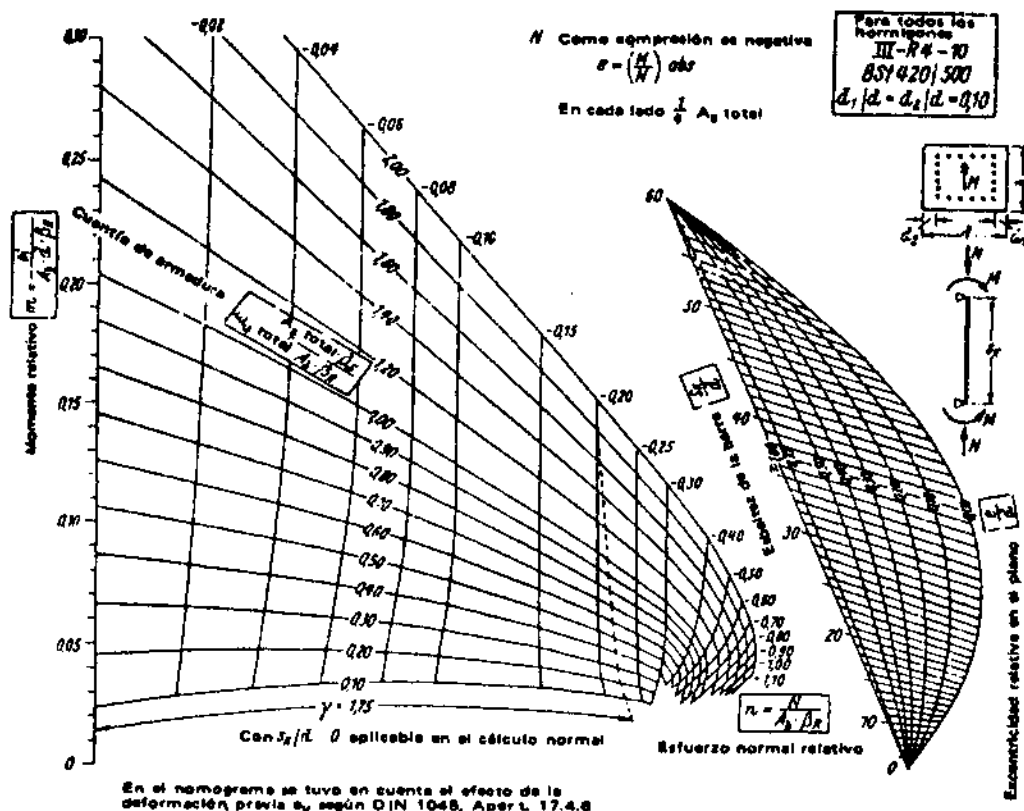
Clase de resistencia del hormigón	H11	H13	H17	H21	H30	H38	H47
Valor de cálculo de la tensión de compresión del hormigón ρ_{CN} kg/cm ²	110	130	170	210	300	380	470
Coefficiente de cálculo ρ_s / ρ_R	60	40	30	24	18,3	15,6	14

Límite de aplicación: $S_k/d < 45$, para $e/d > 2,0$ conjuntamente con $\omega_{total} > 1,0$

46/161

NOMOGRAMA

sección rectangular: $d_1/d = 0,10$
armadura en cuatro lados



Esquema de utilización
del nomograma.



$$A_s \text{ total} = \frac{W_s \text{ total}}{\beta_s / \beta_R} \cdot A_b$$

Clase de resistencia del hormigón	H11	H13	H17	H21	H30	H38	H47
Valor de cálculo de la tensión de compresión del hormigón β_{CN} kg/cm ²	110	130	170	210	300	380	470
Coefficiente de cálculo β_s / β_R	60	40	30	24	18,3	15,6	14

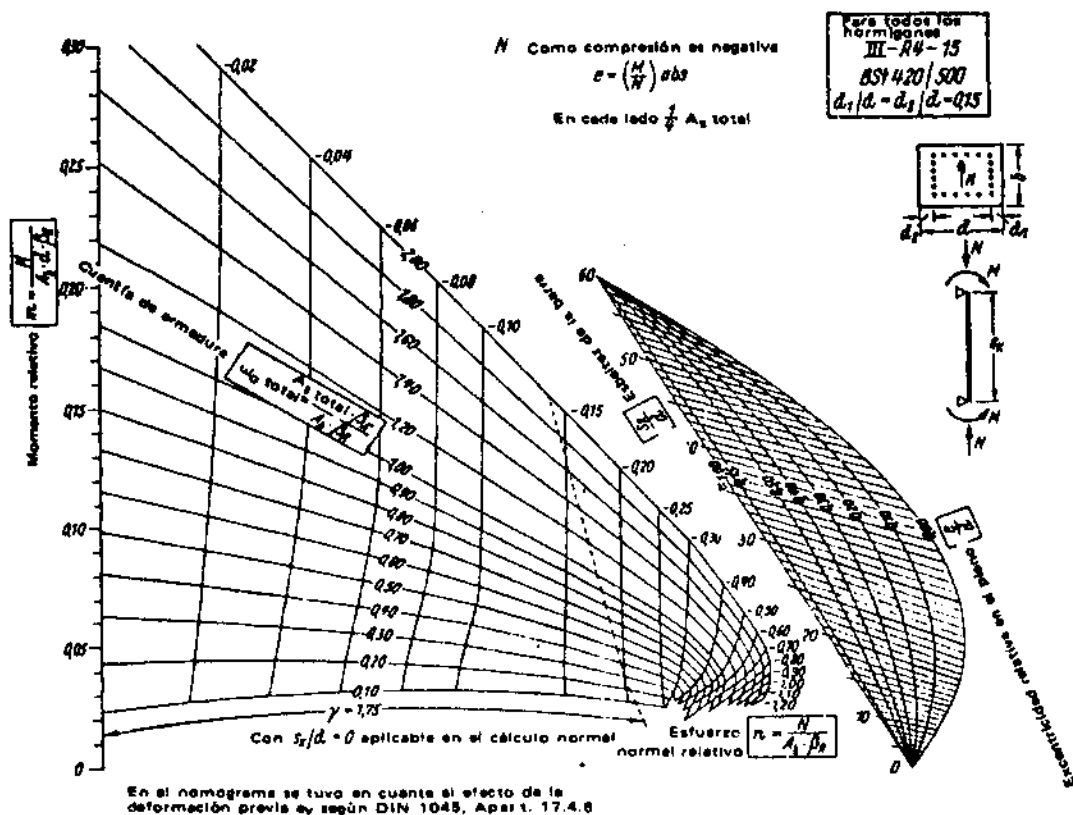
Límite de aplicación: $S_k/d < 45$, para $e/d > 2,0$ conjuntamente con $W_s \text{ total} > 1,0$

46/161

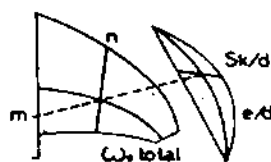
46/162

NOMOGRAMA

sección rectangular: $d_1/d = 0,15$
armadura en cuatro lados



Esquema de utilización
del nomograma.



$$A_s \text{ total} = \frac{M \cdot \text{total}}{\rho_s / \rho_R} = A_b$$

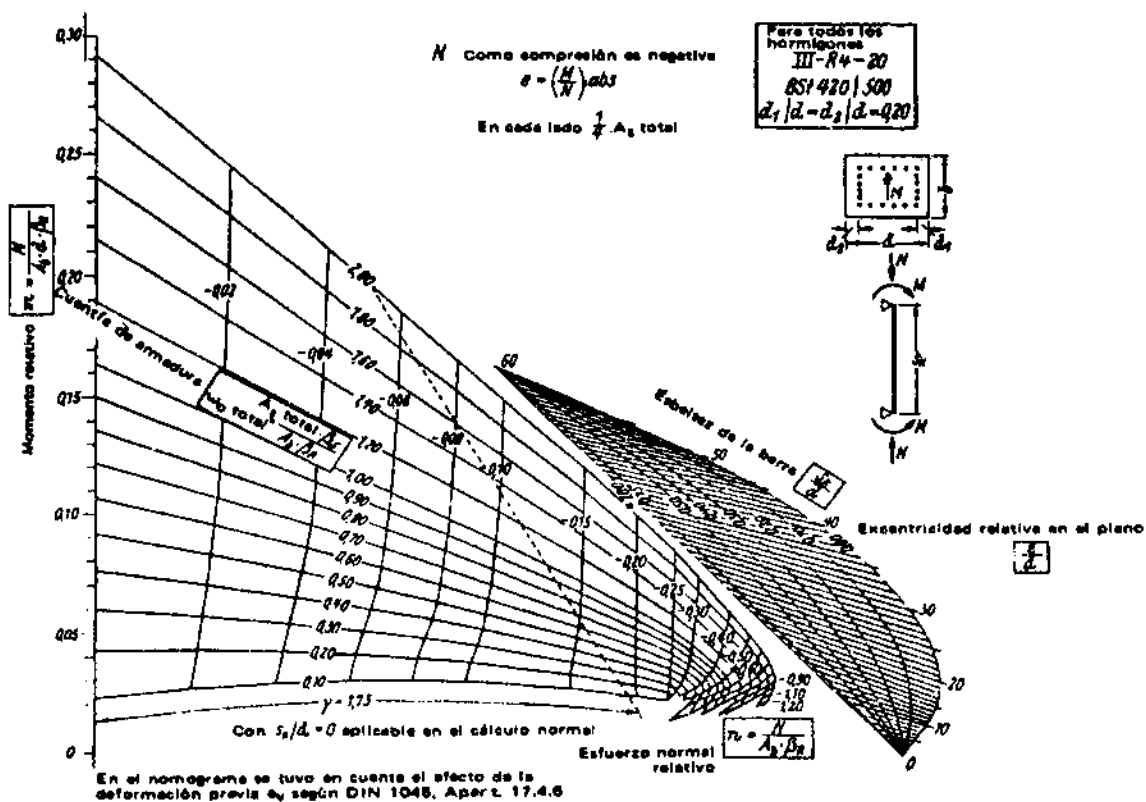
Clase de resistencia del hormigón	H11	H13	H17	H21	H30	H38	H47
Valor de cálculo de la tensión de compresión del hormigón ρ_{CN} kg/cm ²	110	130	170	210	300	380	470
Coefficiente de cálculo ρ_s / ρ_R	60	40	30	24	18,3	15,6	14

Límite de aplicación: $S_k/d \leq 4,5$, para $e/d > 2,0$ conjuntamente con $\omega_s \cdot \text{total} > 1,0$

46/162

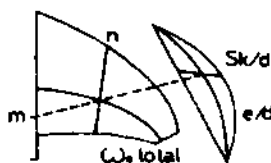
NOMOGRAMA

sección rectangular: $d_1/d = 0,20$
armadura en cuatro lados



Esquema de utilización
del nomograma.

$$A_s \text{ total} = \frac{\omega_s \text{ total} \cdot A_b}{\rho_s / \rho_R}$$

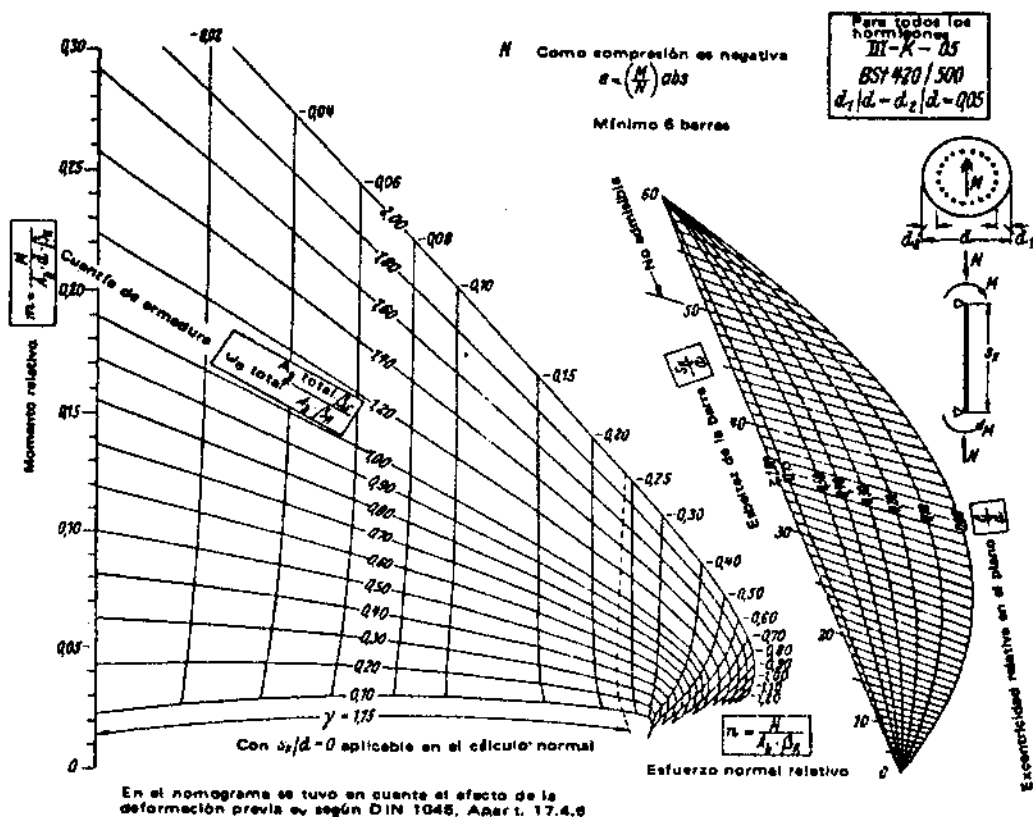


Clase de resistencia del hormigón	H11	H13	H17	H21	H30	H38	H47
Valor de cálculo de la tensión de compresión del hormigón ρ_{CN} kg/cm ²	110	130	170	210	300	380	470
Coefficiente de cálculo ρ_s / ρ_R	60	40	30	24	18,3	15,6	14

Límite de aplicación: $Sk/d < 45$, para $e/d > 2,0$ conjuntamente con $\omega_s \text{ total} > 1,0$

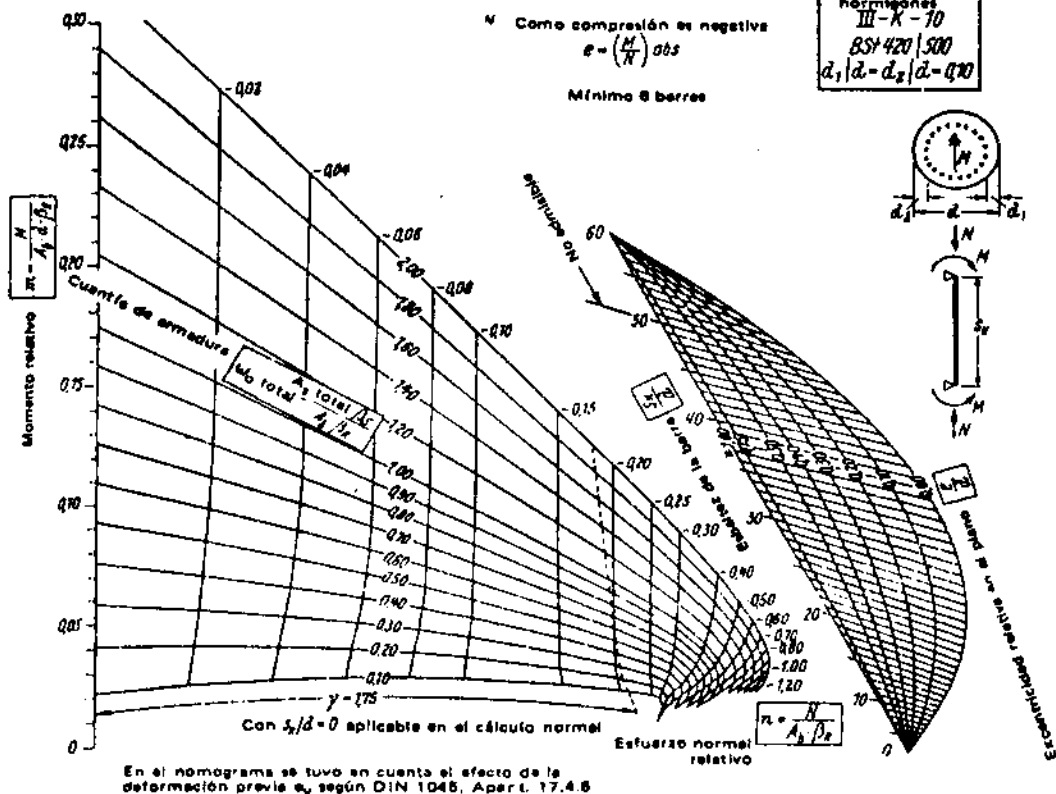
47/164

NOMOGRAMA

sección circular: $d_1/d = 0,05$ 

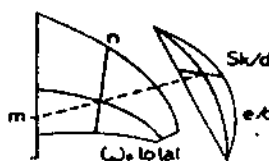
47/165

NOMOGRAMA

sección circular: $d_1/d = 0,10$ 

Esquema de utilización del nomograma.

$$A_s \text{ total} = \frac{\omega \cdot \text{total}}{R_s / R} \cdot A_b$$



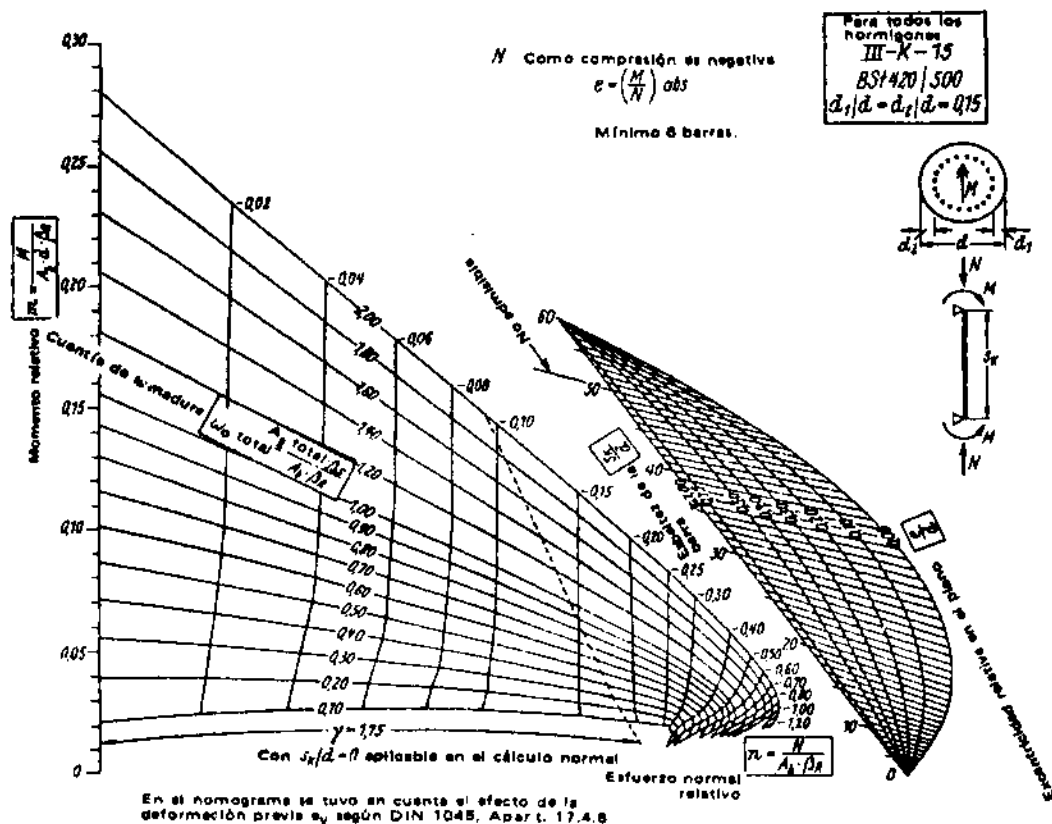
Clase de resistencia del hormigón	H11	H13	H17	H21	H30	H36	H47
Valor de cálculo de la tensión de compresión del hormigón β_{CN} kg/cm ²	110	130	170	210	300	380	470
Coefficiente de cálculo $\beta_{s/R}$	60	40	30	24	18,3	15,6	14

Límite de aplicación: $S_k/d < 45$, para $e/d > 2,0$ conjuntamente con $\omega \cdot \text{total} > 1,0$

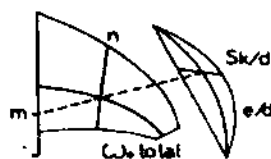
47/165

47/166

NOMOGRAMA

sección circular: $d_1/d = 0,15$ Esquema de utilización
del nomograma.

$$A_s \text{ total} = \frac{\omega_{total}}{\beta_s/\beta_R} = A_b$$



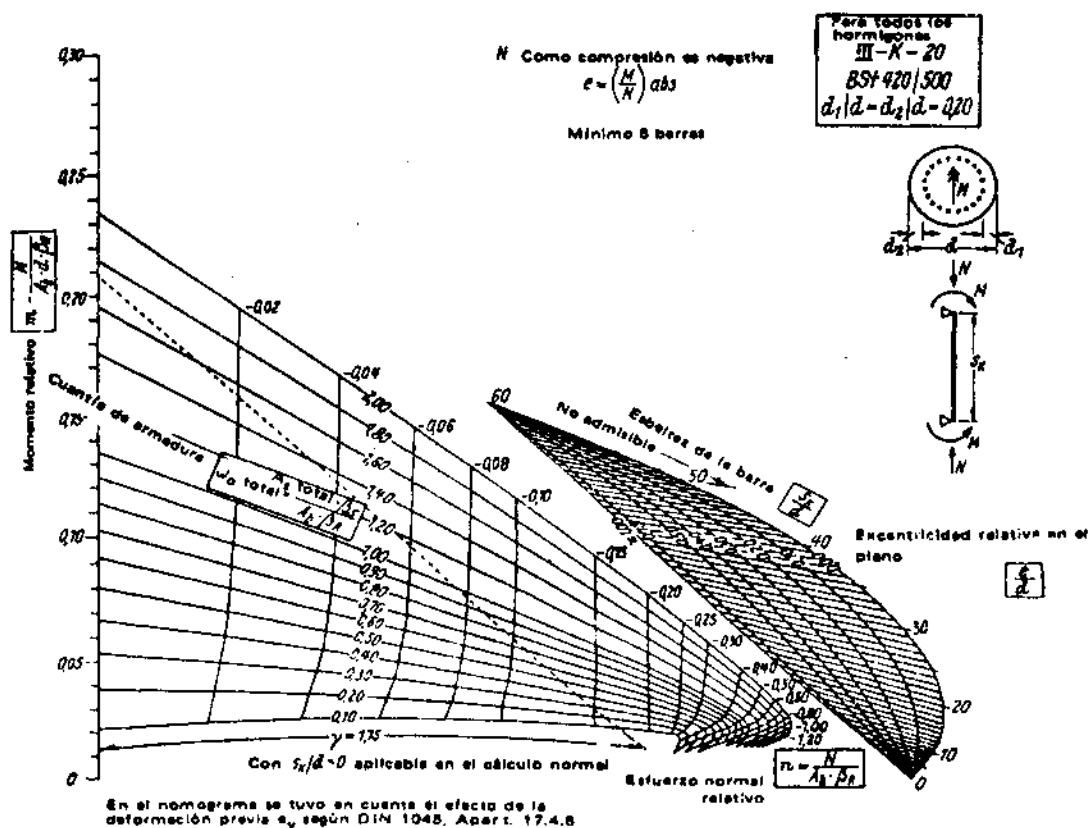
Clase de resistencia del hormigón	H11	H13	H17	H21	H30	H38	H47
Valor de cálculo de la tensión de compresión del hormigón β_{CN} kg/cm ²	110	130	170	210	300	380	470
Coefficiente de cálculo β_{S/β_R}	60	40	30	24	18,3	15,6	14

Límite de aplicación: $s_k/d \leq 45$, para $e/d > 2,0$ conjuntamente con $\omega_{total} > 1,0$

47/166

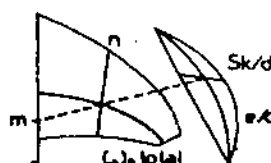
47/167

NOMOGRAMA

sección circular: $d_1/d = 0,20$ 

Esquema de utilización del nomograma.

$$A_s \text{ total} = \frac{\omega \cdot \text{total} \cdot A_b}{f_R / f_R}$$



Clase de resistencia del hormigón	H11	H13	H17	H21	H30	H38	H47
Valor de cálculo de la tensión de compresión del hormigón β_{CN} kg/cm ²	110	130	170	210	300	380	470
Coefficiente de cálculo f_R / f_R	80	40	30	24	18,3	15,8	14

Límite de aplicación: $S_k/d < 45$, para $e/d > 2,0$ conjuntamente con $\omega \cdot \text{total} > 1,0$

47/167

48/168

INSUMOS DE MATERIALES Y MANO DE OBRA

Cantidades de materiales y mano de obra.
(por m³ de hormigón armado)

Elementos estructurales	hie rro	ce men to	are na	ple dra	alan bre	ta blas	ti cante	cla vos	efi cia	ayu dante	total m.o.
	kg	kg	m ³	m ³	kg	m ²	m ²	kg	hs	hs	hs
Pilotes	230	300	0,5	0,7	0,9	0,7	0,2	0,6	9,7	14,0	23,7
Cabezales	90	300	0,5	0,7	0,6	0,7	0,2	0,6	11,0	16,5	27,4
Bases	24	250	0,4	0,8	0,3	0,6	0,1	0,2	5,6	10,6	16,2
Columnas	70	300	0,5	0,7	0,6	2,0	0,4	2,0	18,5	23,5	42,0
Losas macizas	45	300	0,5	0,7	0,6	2,4	1,3	1,0	17,1	19,0	36,2
Losas nervuradas	175	300	0,5	0,7	0,7	3,1	1,3	1,0	19,6	19,6	39,2
Vigas	85	300	0,5	0,7	0,8	2,8	1,2	1,5	28,8	18,5	47,3
Tabiques	70	300	0,5	0,7	0,7	2,6	0,4	1,6	28,7	16,2	44,9
Escaleras	60	300	0,5	0,7	0,7	2,6	1,2	1,6	35,5	18,7	54,2
Encadenado superior	45	300	0,5	0,7	0,6	2,5	0,7	1,2	26,3	21,3	47,6
Encadenado inferior	45	250	0,4	0,8	0,6	1,6	0,1	0,2	11,0	7,3	18,3
Barandas	65	300	0,5	0,7	0,7	2,6	0,4	1,6	30,2	20,7	51,0
Tanque rectangular	75	300	0,5	0,7	0,7	2,6	1,2	1,7	42,1	28,0	70,1
Tanque circular	75	300	0,5	0,7	0,7	4,5	1,2	1,7	42,1	32,5	74,6

Materiales: Los valores de insumos de materiales dependen del dosaje del hormigón, de las tensiones características y del valor de los esfuerzos que solicitan al elemento estructura.

Mano de obra: Las cantidades de horas pueden variar notablemente en función de los siguientes parámetros:

- * capacidad del capataz y de los operarios.
- * espacios de trabajo adecuados.
- * buenas herramientas.
- * claridad en las directivas del Director de Obra.
- * disponibilidad oportuna de los materiales.

48/168

CONTENIDOS MINIMOS DE CEMENTO

Para hormigones preparados en forma empirica.
(dosaje en volúmenes)

clase de hormigon	δ_{ca} 28 días (kg/cm ²)	cantidad de cemento (kg/m ³) para los asentamientos:		
		1 a 4 (cm)	5 a 9 (cm)	10 a 15 (cm)
H-4	40	180	200	-
H-8	80	230	250	290
H-13	130	290	320	360
H-17	170	310	340	380

MATERIALES EN HORMIGONERA

Orden de colocación de los materiales
en la hormigonera:

Primero: Una parte del agua de mezclado.
Segundo: El cemento y la arena simultáneamente.
Tercero: La piedra.
Cuarto: El resto del agua de mezclado.

Tiempo de mezclado: mayor de 1,5 minutos.
Máximo intervalo : de tiempo entre mezclado y
colocación: 30 minutos.

50/170

DOSAJES POR VOLUMENES Y CANTIDADES

Dosificación por volumen: Cantidad de materiales.

relacion en volúmenes			total de partes	cantidad de materiales			destino
ce- men- to	a- re- na	pie- dra		cemento kg	arena m3	piedra m3	
(pc)	(pa)	(pp)		(c)	(a)	(p)	
1	2	2	5	431	0,62	0,62	prefabricados tanques, pilotes
1	2	3	6	359	0,51	0,77	
1	3	3	7	308	0,66	0,66	columnas, vigas y losas columnas, vigas y losas
1	2	4	7	308	0,44	0,88	
1	4	4	8	269	0,67	0,67	bases, zapatas bases, zapatas
1	3	4	8	269	0,58	0,77	
1	4	4	9	239	0,68	0,68	pilotes, encadenados hormigón simple hormigón simple
1	4	5	10	215	0,62	0,77	
1	5	5	11	196	0,70	0,70	

Volúmenes:

Partes de cemento: P_c
 Partes de arena: P_a
 Partes de piedra: P_p
 Total de partes: $T_p = P_c + P_a + P_p$
 Volumen real de hormigón: V_r
 Volumen aparente: $V_a = V_r / 0,65$

Cantidades:

Cemento (kg): $c = (V_a / T_p) \times P_c \times 1.400 \text{ kg/m}^3$
 Arena (m3): $a = (V_a / T_p) \times P_a$
 Piedra (m3): $p = (V_a / T_p) \times P_p$

Las partes pueden medirse en volúmenes únicamente para hormigones con resistencias menores o iguales a 170 kg/cm^2 ($B_{cn} \leq 170 \text{ kg/cm}^2$). Para mayores resistencias las partes se medirán por peso.

50/170

INSUMOS PROMEDIOS DE MANO DE OBRA POR TAREAS

Los valores que se indican son aproximados y tomados de rendimientos en diferentes edificios en altura. Cada planilla se refiere a unidades específicas: m³ de hormigón; m² de encofrado ó kg de hierro.

INSUMOS POR TAREAS
(por m³ de hormigón)

tarea en obra	oficial	ayudante	total m.o.
	hs	hs	hs
Preparación de tableros limpieza, arreglos y ajuste	7,10	3,40	10,50
Encofrados de columnas vigas y losas	10,60	7,70	18,30
Encofrados de tabiques y escaleras	3,10	2,40	5,50
Cortado, doblado y armado de hierros	4,10	2,10	6,20
Elaboración, transporte y colocación del hormigón	2,40	1,90	4,30
Desencofrado y retiro de puntales	0,50	0,80	1,30
Total de horas	27,60	18,30	46,10

RESUMEN GENERAL DE INSUMOS
DE MANO DE OBRA
(por m³ de hormigón)

tarea	horas
Encofrados	35,60
Hormigonado	4,30
Armaduras	6,20
Total	46,10

CORTE, DOBLADO Y ATADO
DE LAS ARMADURAS
(por kilogramo de hierro)

diametro	a mano	a maquina
hasta 6,00 mm	0,12	0,10
de 6,00 a 12,00 mm	0,10	0,07
de 16,00 en mas	0,08	0,06

PREPARACION DEL ENCOFRADO
(sin hormigonado y armaduras)
Insumos por m² de encofrado

descripcion elemento	horas
losas viguetas y ladrillones	0,75 a 1,50
losas sin vigas	0,75 a 1,50
losas entre vigas	1,00 a 2,00
vigas	2,50 a 4,50
columnas rectangulares	2,00 a 4,00
columnas circulares	3,00 a 6,00
fundaciones	1,00 a 2,00
escaleras y tabiques	2,00 a 3,00

PREPARACION Y COLOCACION DEL HORMIGON
(sin encofrados ni armaduras)
Insumos por m³ de hormigon

descripcion elemento	horas
losas y vigas	3,50 a 6,00
losas inclinadas	4,50 a 9,00
columnas comunes	5,00 a 10,00
columnas zunchadas	6,00 a 12,00
escaleras	7,00 a 12,00
tabiques	7,50 a 13,00
tanques	8,00 a 14,00
fundaciones	2,00 a 4,00
pavimentos	3,00 a 5,00

52/172

CUADRILLA TIPO DE OPERARIOS

Para la organización de los trabajos de ejecución de la estructura de hormigón armado de un edificio se requiere de una cuadrilla de operarios de diferentes especialidades y categorías.

Se toma como prototipo un edificio para viviendas colectivas de 12 plantas y una superficie promedio por planta de 300 m².

Cantidad de hormigón necesaria por planta : 60 m³

a) PERSONAL:

oficiales

carpinteros:	10	7	en columnas, vigas y losas.
		2	en tabiques.
		1	en escaleras.

oficiales

armadores:	5	para todas los elementos.
------------	---	---------------------------

ayudantes:	10	6	en columnas, vigas y losas.
		2	en tabiques.
		2	en escaleras.

b) JORNADA DE TRABAJO:

Lunes a viernes:	10 hs.
------------------	--------

Sábado:	4 hs.
---------	-------

c) ENCOFRADOS:

Se utilizan encofrados metálicos para losas y para el resto encofrados de maderas.

cantidades de juegos de encofrados:

metálico para losas:	1 (un) juego.
madera para vigas y columnas:	2 (dos) juegos.
madera para tabiques:	1 (un) juego.

d) RITMO:

Se hormigona una planta cada 15 días.

En este período los encofrados de losas (1 juego), se retiran y se vuelven a armar en el piso superior.

Los de vigas y columnas (2 juegos) requieren de los 15 días para el desencofrado, limpieza, ajuste y armado.

52/172

53/173

INCIDENCIA PORCENTUAL DE RUBROS

En estas planillas se indican los porcentuales que incide cada rubro sobre el total del costo de la vivienda o edificio en altura.

La vivienda en planta baja es del tipo económica con materiales y mano de obra buena. Techo de chapa hierro galvanizado y paredes de mampostería con ladrillos comunes.

El edificio en altura de 12 a 14 plantas y 5.000 m² cubiertos aproximadamente, con la estructura resistente totalmente ejecutada en hormigón.

VIVIENDAS EN PLANTA BAJA		VIVIENDAS EN EDIFICIOS DE ALTURA	
Mampostería	35,12	Mampostería	15,71
Instalación sanitaria	16,98	Estructura	14,87
Pintura y salpicado	7,40	Instalación sanit. y art.	13,95
Instalación Eléctrica	6,27	Revoques	9,41
Carpintería madera	6,01	Carpintería metálica	6,04
Estructuras	5,78	Revestimientos	5,28
Artefactos gas	3,75	Pisos y zocalos	5,24
Pisos y zocalos	3,75	Carpintería madera	5,01
Revoques	5,20	Pintura	3,79
Contrapisos	2,76	Instalación eléctrica	2,87
Cubiertas de techo	2,22	Conductos	2,79
Vidrios	1,54	Contrapisos	2,76
Cielorrasos	1,15	Artefactos gas	2,54
Varios	0,90	Cubiertas de techo	2,10
Revestimientos	0,55	Cortinas enrollar	1,27
Frentes	0,49	Cielos rasos	1,24
Movimiento de suelos	0,13	Instalación gas	1,15
-.-	-.-	Derechos	0,98
-.-	-.-	Movimiento de suelo	0,92
-.-	-.-	Varios	0,65
-.-	-.-	Vidrios	0,43
-.-	-.-	Frentes	0,43
-.-	-.-	Compactador	0,32
-.-	-.-	Aislaciones hidráulicas	0,25
-.-	-.-		
Total	100,00	Total	100,00

53/173

ENCOFRADOS

SEPARACION DE CLAVADORES Y PUNTALES

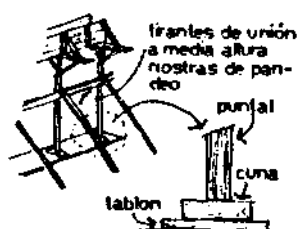
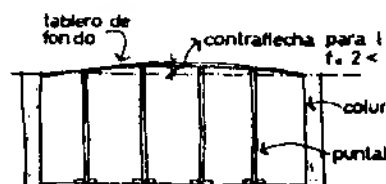
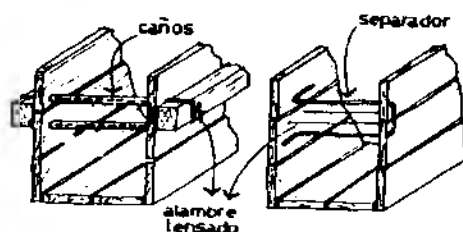
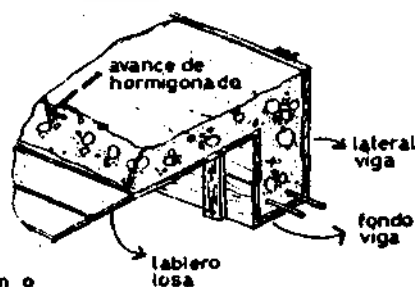
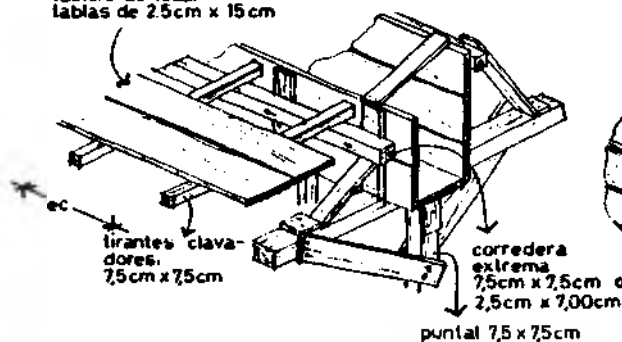
espesor de losa "d" (cm)	separación clavadores "ec" (cm)	separación puntales "ep" (cm)
5 a 10	100 a 90	100 a 120
10 a 15	85	90 a 100
15 a 20	80	85 a 90
20 a 25	75	70 a 85
25 a 30	65	65 a 75

PLAZOS MEDIOS DE ENCOFRADOS

Elemento	días
Vigas: laterales	3
Vigas: fondos	10
Losas	10
Columnas	1
Muros	1

Estos tiempos corresponden a temperaturas ambientes superiores a 5°C. Para temperaturas menores los tiempos para laterales de vigas y encofrados de columnas se deben duplicar

tablero de losa:
tablas de 2,5cm x 15cm



56 / 176

SECCIONES DE BARRAS

Diámetro mm	Peso kg/m	Número de barras									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
4,2	0,11	0,14	0,28	0,42	0,55	0,69	0,83	0,97	1,11	1,25	1,39
6	0,22	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,55	2,83
8	0,40	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03
10	0,62	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85
12	0,89	1,13	2,26	3,39	4,52	5,66	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31
14	1,21	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85	15,39
16	1,58	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,09	18,10	20,11
20	2,47	3,14	6,28	9,43	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42
25	3,85	4,91	9,82	14,73	19,64	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09
32	6,31	8,04	16,09	24,13	32,17	40,21	48,26	56,30	64,34	72,38	80,43

56 / 176

57/177

SECCIONES DE BARRAS POR METRO LINEAL

Separación cm	Diámetro (mm)									Barras p/metro
	4,2	6	8	10	12	14	16	20	25	
6,0	2,31	4,71	8,38	13,09	18,85	25,66	33,51	52,36	81,81	16,67
6,5	2,13	4,35	7,73	12,09	17,40	23,68	30,93	48,33	75,52	16,39
7,0	1,18	4,04	7,18	11,22	16,16	21,99	28,72	44,88	70,13	14,29
7,5	1,85	3,77	6,70	10,47	15,08	20,53	26,81	41,89	65,45	13,33
8,0	1,73	3,53	6,28	9,82	14,14	19,24	25,13	39,27	61,36	12,50
8,5	1,63	3,33	5,91	9,24	13,31	18,11	23,65	36,96	57,75	11,77
9,0	1,54	3,14	5,59	8,73	12,57	17,10	22,34	34,91	54,54	11,11
9,5	1,46	2,98	5,29	8,27	11,91	16,20	21,16	33,07	51,67	10,53
10,0	1,39	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	10,00
10,5	1,32	2,69	4,79	7,48	10,77	14,66	19,15	29,92	46,75	9,52
11,0	1,26	2,57	4,57	7,14	10,28	13,99	18,28	28,56	44,63	9,09
11,5	1,21	2,46	4,37	6,83	9,84	13,39	17,48	27,32	42,69	8,70
12,0	1,16	2,36	4,19	6,55	9,43	12,83	16,76	26,18	40,91	8,33
12,5	1,11	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,09	25,13	39,27	8,00
13,0	1,07	2,18	3,87	6,04	8,70	11,84	15,47	24,17	37,76	7,69
13,5	1,03	2,09	3,72	5,82	8,38	11,40	14,89	23,27	36,36	7,41
14,0	0,99	2,02	3,59	5,61	8,08	11,00	14,36	22,44	35,06	7,14
14,5	0,96	1,95	3,47	5,42	7,80	10,62	13,87	21,67	33,84	6,90
15,0	0,92	1,89	3,35	5,24	7,54	10,26	13,40	20,94	32,73	6,67
15,5	0,89	1,82	3,24	5,07	7,30	9,93	12,97	20,27	31,67	6,45
16,0	0,87	1,77	3,14	4,91	7,07	9,62	12,57	19,64	30,68	6,25
16,5	0,84	1,71	3,05	4,76	6,85	9,33	12,19	19,04	29,75	6,06
17,0	0,82	1,66	2,96	4,62	6,65	9,06	11,83	18,48	28,88	5,88
17,5	0,79	1,62	2,87	4,49	6,46	8,80	11,49	17,95	28,05	5,71
18,0	0,77	1,57	2,79	4,36	6,28	8,55	11,17	17,45	27,27	5,56
18,5	0,75	1,53	2,72	4,25	6,11	8,32	10,87	16,98	26,53	5,41
19,0	0,73	1,49	2,65	4,13	5,95	8,10	10,58	16,54	25,84	5,26
19,5	0,71	1,45	2,58	4,03	5,80	7,89	10,31	16,11	25,17	5,13
20,0	0,69	1,41	2,51	3,93	5,66	7,70	10,05	15,71	24,54	5,00

57/177

ANEXO DE TABLAS DE HORMIGON ARMADO

Las tablas que se transcriben en el presente anexo completan el Manual de Tablas de Hormigón Armado.

ANEXO TABLAS HORMIGON ARMADO

I N D I C E

Losas por el método de rotura.

- 05/58a Cálculo de losas por
el método de rotura.(1)

Entrepisos sin vigas.

- 05/62a Distribución de momentos.(34)
05/62b Tramo interior.(35)
05/62c Tramo de borde.(36)
05/62d Tramo de borde.(37)
05/62e Tramo de esquina.(38)
05/62f Coeficiente de corrección.(39)
05/62g Momentos de apoyo.(40)

Corte.

- 17/86a Determinación armadura.(42)
17/86b Cargas concentradas.(44)

Torsión.

- 21/91a Determinación de armadura.(45)

Columnas.

- 39/128a Solicitaciones en columnas de borde.(46)
39/128b Excentricidad prevista.(47)
39/128c Determinación de S_k y Γ .(49)
39/128d Verificación pandeo en dos direcciones.(51)
41/131a Columnas zunchadas.(53)

Bases.

- 58/178 Cálculo y dimensionado de bases.(55)

05/58a

05/58a












CALCULO DE LOSAS POR EL METODO DE ROTURA
--

El presente formulario fue realizado por G. Steinman para el Comité Europeo del Hormigón.

Notación:

q	carga uniforme repartida.
q	carga uniforme repartida lineal.
Q	carga total.
P	carga concentrada.
a	longitud de un lado.
m	momento flector de rotura positivo por unidad de longitud (metro).
m	momento flector de rotura negativo por unidad de longitud (metro).

$$\phi = m' / m$$

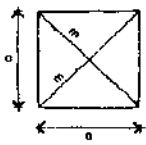
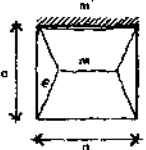
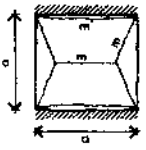
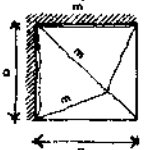
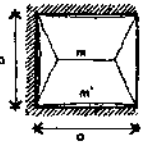
	línea de rotura
	eje de rotación
	lado libre
	lado simplemente apoyado
	lado empotrado
	apoyo continuo interior
	columna sin empotramiento
	columna empotrada
	carga concentrada dirigida hacia arriba.
	carga concentrada dirigida hacia abajo.
	carga lineal.

05/58a

05/58a

CALCULO DE LOSAS POR EL METODO DE ROTURA

A. Losa cuadrada

Nomenclatura	Forma y condición de apoyo	Carga	Momento
A.1		uniformemente repartida	$m = \frac{Q}{24}$
A.2		uniformemente repartida	$a) m' = m \quad m = \frac{Q}{29,3}$ $b) m' = 0,5m \quad m = \frac{Q}{26,7}$
A.3		uniformemente repartida	$a) m' = m \quad m = \frac{Q}{35}$ $b) m' = 0,5m \quad m = \frac{Q}{29,7}$
A.4		uniformemente repartida	$m' = m \quad m = \frac{q \cdot a^2}{35} = \frac{Q}{35}$
A.5		uniformemente repartida	$a) m' = m \quad m = \frac{Q}{41,1}$ $b) m' = 0,5m \quad m = \frac{Q}{32,5}$

05/58a

05/58a

CALCULO DE LOSAS POR EL METODO DE ROTURA

(continuación)

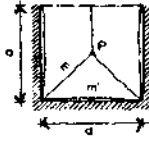
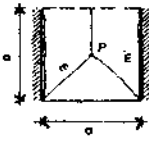
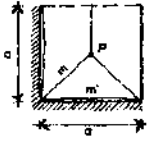
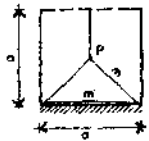
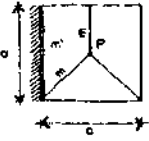
Nomenclatura	Forma y condición de apoyo	Carga	Momento
A.6		uniformemente repartida	$a \leq m \leq b \quad m = \frac{q \cdot a^2}{48} = \frac{Q}{48}$ $b/m \leq 0,5m \quad m = \frac{Q}{35,7}$
A.7		concentrada	$m = \frac{P}{8}$
A.8		concentrada ($m' = \psi m$)	$m = \frac{P}{8(1+\psi)}$ $\psi = 0,50 \quad m = \frac{P}{12}$ $\psi = 1,00 \quad m = \frac{P}{16}$ $\psi = 1,50 \quad m = \frac{P}{20}$ $\psi = 2,00 \quad m = \frac{P}{24}$
A.9		concentrada	$m = \frac{P}{a \left(\frac{1}{d_1} + \frac{1}{d_2} + \frac{1}{d_3} \right)}$
A.10		concentrada ($m_1 = \psi_1 m, m_2 = \psi_2 m$)	$m = \frac{P}{2(3 + \psi_1 + \psi_2 + \psi_3)}$

05/58a

05/58a

CALCULO DE LOSAS POR EL METODO DE ROTURA

(continuación)

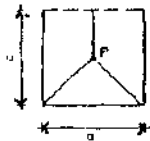
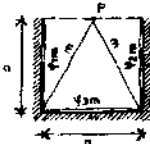
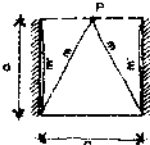
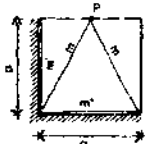
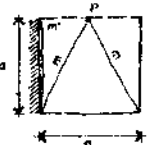
Nomenclatura	Forma y condición de apoyo	Carga	Momento
A.11		concentrada ($m' = \psi m$)	resulta para: $m = \frac{P}{6(1+\psi)}$ $\left\{ \begin{array}{ll} \psi = 0,5 & m = \frac{P}{9} \\ \psi = 1 & m = \frac{P}{12} \\ \psi = 1,5 & m = \frac{P}{15} \end{array} \right.$
A.12		concentrada ($m' = \psi m$)	$m = \frac{P}{6+4\psi}$ resulta para: $\psi = 1 \quad m = \frac{P}{10}$
A.13		concentrada	$m = \frac{P}{6+4\psi}$
A.14		concentrada	$m = \frac{P}{6+2\psi}$ resulta para: $\psi = 1 \quad m = \frac{P}{8}$
A.15		concentrada	$m = \frac{P}{6+2\psi}$

05/58a

05/58a

CALCULO DE LOSAS POR EL METODO DE ROTURA

(continuación)

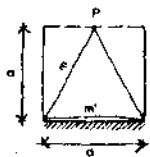
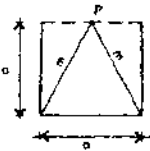
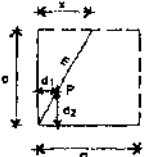
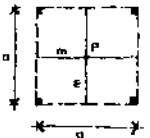
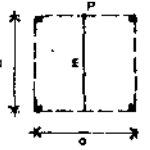
Nomenclatura	Forma y condición de apoyo	Carga	Momento
A.16		concentrada	$m = \frac{P}{6}$
A.17		concentrada ($m' = \psi m$)	$m = \frac{P}{5 + 2\psi + 2\psi + \psi}$
A.18		concentrada ($m' = \psi m$)	$m = \frac{P}{5 + 4\psi}$ resulta para: $\psi = 1 \quad m = \frac{P}{9}$
A.19		concentrada	$m = \frac{P}{5 + 3\psi}$ resulta para: $\psi = 1 \quad m = \frac{P}{8}$
A.20		concentrada	$m = \frac{P}{5 + 2\psi}$ resulta para: $\psi = 1 \quad m = \frac{P}{7}$

05/58a

05/58a

CALCULO DE LOSAS POR EL METODO DE ROTURA

(continuación)

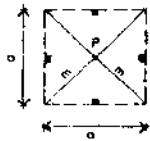
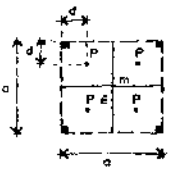
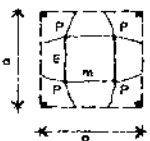
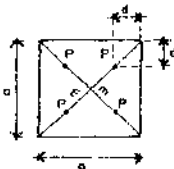
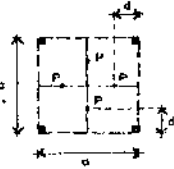
Nomenclatura	Forma y condición de apoyo	Carga	Momento
A.21		concentrada	$m = \frac{P}{5 + \frac{1}{\psi}}$ resulta para: $\psi = 1 \quad m = \frac{P}{6}$
A.22		concentrada	$m = \frac{P}{5}$
A.23		concentrada	$m = \frac{P}{\frac{a^2 - x^2}{d_1 a} + \frac{a + x}{d_2}}$ resulta para: $d_1 = d_2 = \frac{a}{2} \quad m = \frac{P}{4}$
A.24		concentrada	$m = \frac{P}{4}$
A.25		concentrada	$m = \frac{P}{4}$

05/58a

05/58a

CALCULO DE LOSAS POR EL METODO DE ROTURA

(continuación)

Nomenclatura	Forma y condición de apoyo	Carga	Momento
A.26		concentrada	$m = \frac{P}{8}$
A.27		concentrada	$m = 2 \frac{P d}{a}$
A.28		concentrada	$m = 2 \frac{P d}{a}$
A.29		concentrada	$m = P \frac{d}{a}$
A.30		concentrada	$m = P \left(\frac{1}{2} + \frac{d}{a} \right)$

05/58a

05/58a

CALCULO DE LOSAS POR EL METODO DE ROTURA

(continuación)

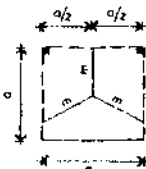
Nomenclatura	Forma y condición de apoyo	Carga	Momento
A.31		concentrada	$m = P \cdot \frac{d}{a}$
A.32		concentrada	$m = \frac{P}{2 \cdot \frac{a}{d}}$
A.33		uniformemente repartida sobre un cuadrado concéntrico	$m = p \cdot \frac{4 \cdot d \cdot a}{6 \cdot a}$
A.34		uniformemente repartida	$m = \frac{p \cdot a^2}{10,67} = \frac{Q}{10,67}$
A.35		uniformemente repartida (m = m')	$m = \frac{p \cdot a^2}{11,2} + \frac{Q}{11,2}$

05/58a

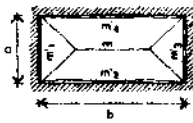

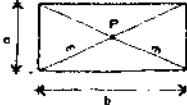
05/58a

CALCULO DE LOSAS POR EL METODO DE ROTURA
--

(continuación)

Nomenclatura	Forma y condición de apoyo	Carga	Momento
A.36		uniformemente repartida	$m = \frac{q a^2}{8,55} = \frac{Q}{8,55}$

B. Losa rectangular

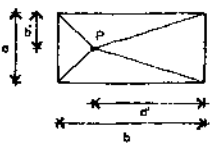
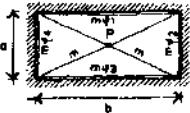
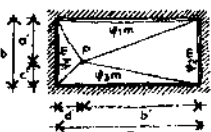
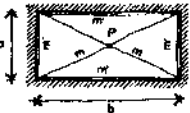
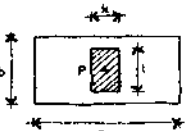
Nomenclatura	Forma y condición de apoyo	Carga	Momento
B.1		uniformemente repartida ($m_1 = \psi_4 m_2$)	$m = \frac{q \cdot a_r \cdot b_r}{8 \left(1 + \frac{a_r}{b_r} + \frac{b_r}{a_r} \right)}$ $a_r = \frac{2a}{\sqrt{\psi_2 + 1} + \sqrt{\psi_4 + 1}}$ $b_r = \frac{2b}{\sqrt{1 + \psi_1} + \sqrt{1 + \psi_3}}$
B.2		uniformemente repartida	$m = \frac{q \cdot a \cdot b}{8 \left(1 + \frac{a}{b} + \frac{b}{a} \right)}$
B.3		concentrada	$m = \frac{P}{4 \left(\frac{a}{b} + \frac{b}{a} \right)}$

05/58a

05/58a

CALCULO DE LOSAS POR EL METODO DE ROTURA

(continuación)

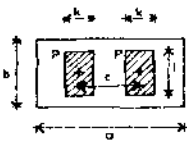
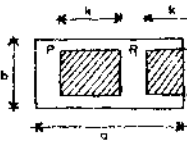

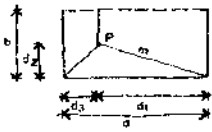
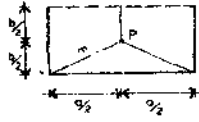
Nomenclatura	Forma y condición de apoyo	Carga	Momento
B.4		concentrada (P en un punto cualquiera)	$m = \frac{P}{\frac{a}{d} + \frac{b}{b} + \frac{a}{b-d} + \frac{b}{a-b}}$
B.5		concentrada (P en el centro $m = \frac{a}{2}, \frac{b}{2}$)	$m = \frac{P}{2 \left[\frac{a}{b} (2 + \psi_1 + \psi_2) + \frac{b}{a} (2 + \psi_3 + \psi_4) \right]}$
B.6		concentrada	$m = \frac{P}{\frac{a}{d} (1 + \psi_1) + \frac{b}{b-c} (1 + \psi_2) + \frac{a}{c} (1 + \psi_3) + \frac{b}{d} (1 + \psi_4)}$
B.7		concentrada ($m = \frac{a}{2}, \frac{b}{2}$)	$m = \frac{P}{4 \left(\frac{a}{b} + \frac{b}{a} \right) (1 + \psi)}$
B.8		repartida sobre un área rectangulares	$m_p = \frac{P}{24} \left[\frac{2a-k}{a} + \frac{2b-l}{b} \right]$

05/58a

05/58a

CALCULO DE LOSAS POR EL METODO DE ROTURA

(continuación)

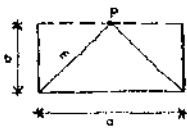
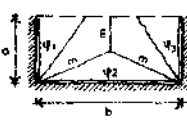
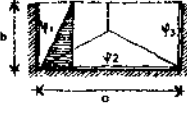
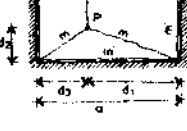
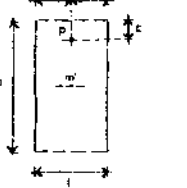
Nomenclatura	Forma y condición de apoyo	Carga	Momento
B.9		repartida sobre dos áreas rectangulares	(2) $m_{2p} = \frac{P}{6} \cdot \frac{a-c}{2a-c} \cdot \frac{2a-k}{a} \cdot \frac{2b-l}{b}$
B.10		repartida sobre dos áreas rectangulares	$m = m_p + m_{p_1}$ (3) $m = \frac{P}{12} \cdot \frac{a+k-c}{a+k} \cdot \frac{(2a-k)(2b-l)}{a \cdot b}$
B.11		repartida triángulamente	$m = \frac{1}{2} \cdot q \cdot a \cdot b$ $m = \frac{1}{12 \cdot 675} \cdot \frac{b}{a}, b \leq 0,5a$
B.12		concentrada	$m = \frac{P}{\frac{b}{d_1} + \frac{a}{d_2} + \frac{b}{d_3}}$
B.13		concentrada (P en el centro)	$m = \frac{P}{2 \left(\frac{a}{b} + \frac{2b}{a} \right)}$

05/58a

05/58a

CALCULO DE LOSAS POR EL METODO DE ROTURA

(continuación)

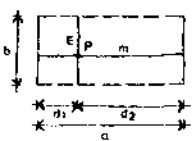
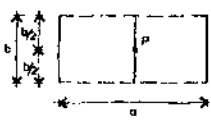

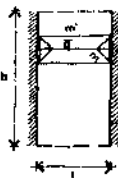
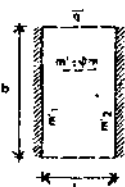
Nomenclatura	Forma y condición de apoyo	Carga	Momento
B.14		concentrada (P en la mitad del borde libre)	$m = \frac{P}{\frac{a}{b} + \frac{4.5}{a}}$
B.15		uniformemente repartida	$m = \begin{cases} \frac{q a b r}{3 + \frac{a}{b} + 2(1 + \frac{b}{a}) \psi_2} \cdot a \sqrt{\frac{b}{r}} \\ \frac{q a r \cdot b r}{2(2 + \frac{b}{a} + 4 \frac{a}{b})} \cdot \begin{cases} a r = \frac{a}{\sqrt{1 + \psi_2}} \\ b r = \frac{2b}{\sqrt{1 + \psi_1} + \sqrt{1 + \psi_2}} \end{cases} \end{cases} \quad (4)$
B.16		repartida triangularmente	$m = \begin{cases} \frac{\frac{1}{2} q a b r}{6 + \frac{a}{b} + (2 + 3 \frac{b}{a}) \psi_2} \cdot a \sqrt{\frac{b}{r}} \\ \frac{\frac{1}{2} q a r \cdot b r}{6.5 + 8 \frac{a}{b} + 2.5 \frac{b}{a}} \cdot \begin{cases} a r = \frac{a}{\sqrt{1 + \psi_2}} \\ b r = \frac{2b}{\sqrt{1 + \psi_1} + \sqrt{1 + \psi_2}} \end{cases} \end{cases} \quad (5)$
B.17		concentrada (m = q.m)	$m = \frac{P}{(\frac{b}{d_1} + \frac{a}{d_2} + \frac{b}{d_3})(1 + \psi)}$
B.18		concentrada	<p>Se toma el mayor de los dos valores siguientes:</p> $m_{0a} = \frac{P l}{4 b}$ <p>o bien según el valor de "c":</p> $m = \frac{P}{4} \text{ con } m' = \frac{P}{5} \cdot \frac{1 - 2 \psi_1}{1 + 2 \psi_1}$ <p>o</p> $m = \frac{P}{4 \psi_1 (4 - 3 \psi_1)} \text{ con } m' = 0$ <p>para $c \leq \frac{l}{2}$</p> <p>$m = \frac{P}{\pi + 4 \psi_1} \text{ con } m' = 0$ para $\frac{l}{2} \leq c \leq \frac{\pi l}{4}$</p> <p>$m = \frac{P}{2 \pi} \text{ con } m' = 0$ para $c \geq \frac{\pi l}{4}$</p>

05/58a

05/58a

CALCULO DE LOSAS POR EL METODO DE ROTURA

(continuación)

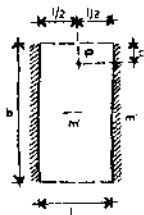
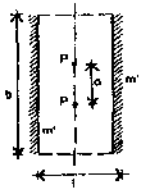
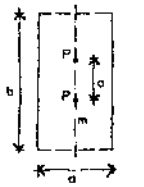
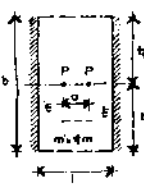

Nomenclatura	Forma y condición de apoyo	Carga	Momento
B.19		concentrada	$m = \frac{P}{b \left(\frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_2} \right)}$
B.20		concentrada (P en el medio)	$m = \frac{P \cdot a}{4 \cdot b}$
B.21		uniformemente repartida (m' = q · m)	$m = \frac{Q \cdot a}{8 \cdot b (1 + \phi)}$
B.22		lineal \bar{q} (m' = q · m) (\bar{q} por unidad de longitud)	$m = \frac{\bar{q} \cdot l}{12 \cdot (7 + 2.5 \phi) \phi}$ $m_0 = \frac{\bar{q} \cdot l^2}{(8 + 4 \phi) b}$ <p style="text-align: right;">n = nº de empotramientos n = 0, 1, 2</p>
B.23		\bar{q} por unidad de longitud	<p>Se toma el más grande de los dos valores siguientes:</p> $m = \frac{1}{7} \frac{\bar{q} \cdot l}{1 - \phi}; \quad m_0 = \frac{\bar{q} \cdot l^2}{8 \cdot b} \quad (7)$ $\text{con } l = \frac{2 \cdot l}{\sqrt{1 + \phi} + \sqrt{1 + \phi_2}}$

05/58a

05/58a

CALCULO DE LOSAS POR EL METODO DE ROTURA

(continuación)

Nomenclatura	Forma y condición de apoyo	Carga	Momento
B.24		concentrada	Se toma el más grande de los dos valores siguientes: $m + m' = \begin{cases} \frac{P}{\pi + 4.5} & \text{para } 0 \leq c \leq \frac{\pi l}{4} \text{ con } \frac{m}{m+m'} \leq 4 \frac{c^2}{l^2} \\ \frac{P}{2\pi} & \text{para } 0 \leq c \geq \frac{\pi l}{4} \text{ con } \frac{m}{m+m'} \text{ arbitrario} \end{cases}$ $m_b + m'_b = \frac{P l}{4 b}$
B.25		dos cargas concentradas simétricas	Se toma el mayor de los dos valores siguientes: $m_b + m'_b = \frac{P l}{2 b}$ según el valor de "a", $m + m' = \begin{cases} \frac{P}{\pi + 2a} & \text{para } a \leq \frac{\pi l}{2} \\ \frac{P}{2\pi} & \text{para } a \geq \frac{\pi l}{2} \end{cases}$
B.26		dos cargas concentradas simétricas	Las mismas fórmulas que para el caso precedente con, $m = m'_b = 0$
B.27		dos cargas concentradas iguales	Se toma el mayor de los dos valores siguientes: $m = \frac{P}{\pi + \frac{1}{4} \left(\frac{b}{a} \right) (1 + \eta)}$ o bien, según el valor de a, $m_b = \begin{cases} \frac{P}{2b} \frac{(1 - \frac{1}{2} \frac{a^2}{l^2})}{1 + \eta} & \text{para } a \leq 0.59 l \\ \frac{P}{4b} \frac{1}{1 + \eta} & \text{para } a > 0.59 l \end{cases}$
B.28		uniformemente repartida ($m_1 = q_1 m_2$) ($m_2 = q_2 m_1$)	$m = \begin{cases} \frac{q a b r}{1.5 + 3 \frac{a}{b} + (1 + \frac{2 b r}{a}) \eta_2}, & b r = \frac{b}{\sqrt{1 + \eta_1}} \\ \frac{q a r b}{1.5 + 3 \frac{b}{a} + (1 + \frac{2 a r}{b}) \eta_1}, & a r = \frac{a}{\sqrt{1 + \eta_2}} \end{cases}$

05/58a

05/58a

CALCULO DE LOSAS POR EL METODO DE ROTURA

(continuación)

Nomenclatura	Forma y condición de apoyo	Carga	Momento
B.29		uniformemente repartida $a \leq b \leq 2a$ $S =$ reacción de la columna	$m = \frac{m_a - 0,15 q.c.d}{1+K} \text{ con}$ $K = 0,6 \frac{(q_a(a+c) - q_b(b+d))}{a+b+c+d}$ $m_a = \frac{3 q_a b}{8(2 + \frac{a}{b} + \frac{b}{a})}$ $S = \frac{0,22 p.a.b}{1+K} + \frac{1}{2} p(a.d + b.c) + 2,5 p.c.d$
B.30		concentrada	<p>Se toma el más grande de los dos valores siguientes:</p> $m' = \begin{cases} \frac{P}{\pi \left(1 + \frac{c}{4(1-c)}\right)} & \text{para } \frac{c}{l} \leq 0,8 \\ \frac{P}{2\pi} & \text{para } \frac{c}{l} \geq 0,8 \end{cases} \text{ con } m = 0$ $m'_b = \frac{P(1-c)}{b} \quad (B)$
B.31		dos cargas concentradas iguales	<p>Se toma el mayor de los dos siguientes valores:</p> $m' = \begin{cases} \frac{2P}{\pi + \frac{a}{b}} & \text{para } a < \pi \cdot l \\ \frac{P}{\pi} & \text{para } a > \pi \cdot l \end{cases} \text{ con } m = 0$ $m'_b = \frac{2P \cdot l}{b} \text{ con } m = 0$
B.32		lineal \bar{q} (por unidad de longitud)	<p>Se toma el mayor de los dos valores siguientes:</p> $m + m' = \frac{\bar{q} \cdot l}{6 - \frac{m}{m'}}, \quad m'_b = \frac{\bar{q} \cdot l^2}{2 \cdot b}$ <p>En el caso de $m'_b > m$ se debe prever una armadura transversal igual a $\mu = \left(\frac{m}{m'_b}\right)^2$ veces la armadura longitudinal (las fórmulas no son válidas cuando la carga está muy cerca del borde).</p>
B.33		uniformemente repartida	$m = \frac{1}{8} q l^2 \frac{a - 1,6c}{a - 0,35b - 0,9c} \quad (a \geq b)$ $\text{con } l = \frac{2(a^2 - c^2)}{a\sqrt{1 + \frac{c}{a}} + \sqrt{a^2 + \frac{c}{a}}}$ $m' = \begin{cases} \frac{1}{6} q \frac{(a+c)^2 (b+c)^2}{a^2 + (b-c)^2} & \text{para } a \leq \frac{(b-c)^2}{c} \\ \frac{1}{6} q [(b-c) + c]^2 & \text{para } a \geq \frac{(b-c)^2}{c} \end{cases}$ <p>eventualmente, para $c > \frac{a}{3}$, $m' = \frac{1}{4} q \cdot b \cdot c$</p>

05/58a

05/58a

CALCULO DE LOSAS POR EL METODO DE ROTURA

(continuación)



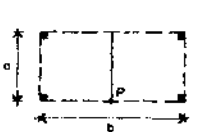

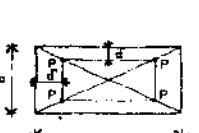
Nomenclatura	Forma y condición de apoyo	Carga	Momento
B.34		uniformemente repartida	$m = \frac{1}{8} q l^2 \text{ con } l = \frac{2(a^2 - c^2)}{a\sqrt{1 + \frac{c}{a}} + \sqrt{a^2 + c^2}}$ <p>para m se toma:</p> <p>— para $a < \frac{b^2}{4c}$ $m = \frac{1}{6} q l a + c^2 - \frac{b^2}{b^2 + 4a^2}$</p> <p>si $c \geq 0,35b$ $m = \frac{1}{2} q c^2$</p> <p>— para $a > \frac{b^2}{4c}$ $m = \frac{1}{6} q (c^2 + \frac{b^2}{4})$</p>
B.35		uniformemente repartida	$m = \frac{q}{120} (4a^2 + 7ab - 50c^2 + 175 \frac{b}{a} c^2)$ <p>si $b < (2a)$ se toma: (3)</p> $m = \frac{q a^2}{12} - \frac{1}{6} q c^2$ <p>para $m_1 < m$ interpolar entre los casos 2 y 3.</p> <p>Momento sobre las columnas:</p> $m = \frac{1}{2} q c^2$
B.36		uniformemente repartida	$m = \frac{q}{72} (5a^2 + 4ab - 31c^2 + q \frac{b}{a} c^2)$ <p>si $b < (2a)$ se toma: (4)</p> $m = \frac{1}{8} q a^2 - \frac{1}{4} q c^2$ <p>Momento sobre las columnas:</p> $m = \frac{1}{2} q c^2$
B.37		uniformemente repartida	$m = \frac{q a b}{18 \cdot 12 \psi} (1 + \frac{5 \cdot 2 \psi}{4} \frac{a}{b})$ <p>para $\frac{b}{a} < 2 - \frac{1}{2} \psi$</p> <p>con $\psi \leq 1$</p>
B.38		uniformemente repartida	$m = \frac{q a b}{18} (1 + \frac{5}{4} \frac{a}{b})$ <p>para $\frac{b}{a} < 2$</p> <p>o $m = \frac{q a^2}{k}$</p> <p>con $k^2 + 2(3 - 4 \frac{a^2}{b^2}) k - 192 \frac{a^2}{b^2} = 0$</p> <p>para $b > 1,8a$</p>

05/58a

05/58a

CALCULO DE LOSAS POR EL METODO DE ROTURA

(continuación)

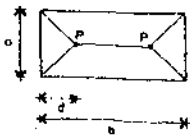
Nomenclatura	Forma y condición de apoyo	Carga	Momento
B.39		uniformemente repartida	$m_0 = \frac{1}{8} q (a^2 - 4c^2); m_0' = \frac{1}{2} q c^2$ $m_b = \frac{1}{8} q (b^2 - 4d^2); m_b' = \frac{1}{2} q d^2$ <p style="text-align: right;">(11)</p>
B.40		concentrada	$m = \frac{P}{8} \left(\frac{a}{b} + \frac{b}{a} \right)$
B.41		concentrada (P en la mitad de un lado)	$m = \frac{P}{4} \cdot \frac{b}{a}$
B.42		concentrada 4 cargas concentradas simétricas	$m = \frac{Pd(a^2 + b^2)}{a^2 \cdot b}$ <p>Téngase en cuenta que: $d' \geq d \cdot \frac{b}{a}$</p>
B.43		concentrada 4 cargas concentradas simétricas	$m = P \cdot \frac{2 \cdot b \cdot d}{a^2 + b^2}$ <p>Téngase en cuenta que: $d' = d \cdot \frac{b}{a}$</p>

05/58a

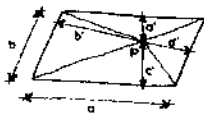
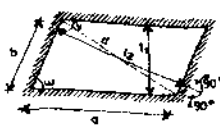
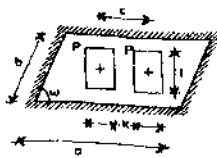
05/58a

CALCULO DE LOSAS POR EL METODO DE ROTURA

(continuación)

Nomenclatura	Forma y condición de apoyo	Carga	Momento
B.44		concentrada 2 cargas concentradas simétricas	$m = \frac{P}{\frac{a}{d} + \frac{2b}{a}}$

C. losa oblicua

Nomenclatura	Forma y condición de apoyo	Carga	Momento
C.1		concentrada	$m = \frac{P}{\frac{a}{a'} + \frac{b}{b'} + \frac{a}{c} + \frac{b}{d}}$
C.2		uniformemente repartida	<p>1) V. agudo se utilizan las mismas fórmulas que para la losa rectangular de lados l_1 y l_2</p> <p>2) V. obtuso la losa rectangular correspondiente tiene los lados l_2 y d (diagonal corta). En ambos casos el momento obtenido debe ser multiplicado por el coeficiente: $\left[1,75 - \frac{2}{3} \operatorname{sen} w \right] \quad (w \geq 30^\circ)$</p>
C.3		concentrada sobre las áreas de la figura	<p>Se utilizan las mismas fórmulas que para la losa rectangular de lados a y b.</p> <p>Las dimensiones de las superficies de carga están dadas por: $k, c,$ y $\frac{l}{\operatorname{sen} w}$</p>

05/58a

05/58a

CALCULO DE LOSAS POR EL METODO DE ROTURA

(continuación)

Nomenclatura	Forma y condición de apoyo	Carga	Momento
C.4		uniformemente repartida	$1)^\circ V \leq 90^\circ$ $m = \frac{q \cdot l^2}{8} \quad (l = \frac{2l}{\sqrt{1+\tan^2 V} + \sqrt{1+\tan^2 V}})$ $2)^\circ V > 90^\circ$ $m = \frac{q \cdot d^2}{8}$
C.5		concentrada en el medio de la diagonal	$m = k \frac{P}{(\sqrt{1+\tan^2 V} + \sqrt{1+\tan^2 V})^2} \quad \text{con}$ $k = \begin{cases} \frac{a}{b} \cdot \sin \alpha & \text{para } a < d \\ \frac{a+d-b \cdot \cos \alpha}{2b \cdot \sin \alpha} & \text{para } a > d \end{cases}$ <p>Si $a > b$ se calcula también con</p> $m = \frac{1}{2} (m_1 + m_2) = \frac{P}{2\pi}$ <p>Esta fórmula es válida si da para "m" un valor superior al de la fórmula precedente.</p>

D. Losa trapezoidal

Nomenclatura	Forma y condición de apoyo	Carga	Momento
D.1		uniformemente repartida	<p>Se utilizan las mismas fórmulas que para la losa rectangular siendo la longitud 'b' medida a mitad de la altura del trapecio, el momento 'm' debe ser multiplicado por:</p> $1,75 - \frac{1}{3} (\sin \alpha + \sin \gamma)$
D.2		uniformemente repartida	<p>Se toma el mayor de los dos valores siguientes:</p> $m = \frac{1}{8} \cdot q \cdot l^2 \cdot \frac{1}{2} \left(\frac{m_1 + m_2}{\sin^2 \alpha + \sin^2 \beta} \right)$ $m = \frac{1}{8} \cdot q \cdot l^2 \cdot \frac{1}{2} (m_1 + m_2)$

05/58a

05/58a

CALCULO DE LOSAS POR EL METODO DE ROTURA

(continuación)

Nomenclatura	Forma y condición de apoyo	Carga	Momento
D.3		concentrada	<p>La carga P está situada sobre la bisectriz del ángulo que forman los lados no paralelos del trapecio. La longitud l está determinada por la perpendicular a la bisectriz, que pasa por la carga P. Se toma la fórmula que arroje el valor más alto para m.</p> $m = \frac{Pl}{4h} \cdot \frac{1}{2} \left(\frac{m_1}{\sin^2 \alpha} - \frac{m_2}{\sin^2 \beta} \right)$ $m = \frac{Pl}{4h} \cdot \frac{1}{2} (m_1 + m_2)$ $m = \frac{P}{2\pi} \cdot \frac{1}{2} (m_1 + m_2)$
D.4		uniformemente repartida	$m = m_1 + m_2$ <p>con</p> $m_1 \approx \frac{1}{12} \cdot q \cdot h^2 \cdot \frac{b + 2d - a - c}{a + b + c - d}$ <p>y</p> $m_2 \approx \frac{a m_1 + b m_2 + c m_3}{(a + b + c - d)}$

E. Losa triangular

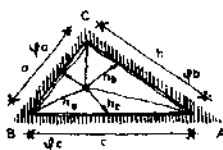
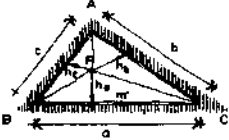



Nomenclatura	Forma y condición de apoyo	Carga	Momento
E.1		uniformemente repartida	$m = \frac{Q}{31,2}$
E.2		concentrada	$m = \frac{P}{10,38}$

05/58a

05/58a

CALCULO DE LOSAS POR EL METODO DE ROTURA

(continuación)

Nomenclatura	Forma y condición de apoyo	Carga	Momento
E.3		uniformemente repartida	$m = \frac{Q}{3} \frac{\sin A \cdot \sin B \cdot \sin C}{(\sqrt{1+\varphi_0} \sin A + \sqrt{1+\varphi_0} \sin B + \sqrt{1+\varphi_0} \sin C)^2}$
E.4		concentrada (m' = φ m)	$m = \frac{P}{4\varphi} \frac{1}{\frac{a}{h_a} + \frac{b}{h_b} + \frac{c}{h_c}}$
E.5		uniformemente repartida (m' = φ m)	$m = \frac{Q}{1+\varphi} \frac{1}{31,2}$ Resultado para: m = m' $m = \frac{Q}{62,4}$
E.6		concentrada (m' = φ m)	$m = \frac{P}{10,38(1+\varphi)}$ $\varphi = 0,50 \quad m = \frac{P}{15,6}$ $\varphi = 1,00 \quad m = \frac{P}{20,76}$ $\varphi = 1,50 \quad m = \frac{P}{25,95}$ $\varphi = 2,00 \quad m = \frac{P}{31,14}$
E.7		concentrada (m' = φ m)	$m = \frac{1}{4\varphi+3} \frac{Px}{a}$ Resultado para: m = m' $m = \frac{Px}{7,8a}$

05/58a

05/58a

CALCULO DE LOSAS POR EL METODO DE ROTURA

(continuación)

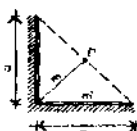
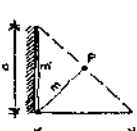
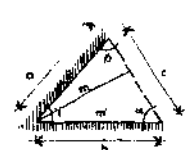
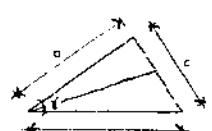
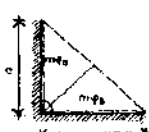
Nomenclatura	Forma y condición de apoyo	Carga	Momento
E.8		concentrada ($m = \varphi m$)	$m = \frac{1}{2\varphi + 3} \frac{P \cdot x}{a}$ Resulta para: $m = m'$ $m = \frac{P \cdot x}{5a}$
E.9		concentrada	$m = \frac{P \cdot x}{3a}$
E.10		uniformemente repartida	$m = m' = \frac{q \cdot a^2}{36} = \frac{Q}{18}$
E.11		uniformemente repartida	$m = \frac{q \cdot a^2}{12} = \frac{Q}{6}$
E.12		concentrada ($m_2 = \varphi_2 m$)	$m = \frac{P}{2(1 + \varphi_1 + \varphi_2)}$

05/58a

05/58a

CALCULO DE LOSAS POR EL METODO DE ROTURA

(continuación)

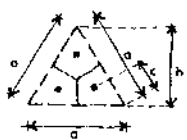
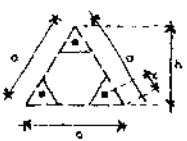
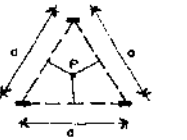

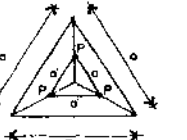
Nomenclatura	Forma y condición de apoyo	Carga	Momento
E.13		concentrada ($m = \psi m$)	$m = \frac{P}{2 + 4\psi}$ Resulta para: $\psi = 0 \quad m = \frac{P}{2} \quad \psi = 1,5 \quad m = \frac{P}{8}$ $\psi = 0,5 \quad m = \frac{P}{4} \quad \psi = 2 \quad m = \frac{P}{10}$ $\psi = 1 \quad m = \frac{P}{6}$
E.14		concentrada ($m = \psi m$)	$m = \frac{P}{2 + 2\psi}$ Resulta para: $\psi = 1 \quad m = \frac{P}{4}$
E.15		uniformemente repartida ($m = \psi m$)	$m = \frac{Q}{3[2(1 + \psi \cdot \lg \frac{Y}{2} + \psi \cdot (\lg \alpha + \lg \rho))]}$
E.16		uniformemente repartida	$m = \frac{1}{6} \cdot Q \cdot \lg \frac{Y}{2}$
E.17		uniformemente repartida ($m = \psi_0 m_0$)	$m = \frac{Q}{3[2\psi_0(1 + \psi_0)(1 + \psi_0) + \psi_0 \cdot \lg \alpha + \psi_0 \cdot \lg \rho]}$

05/58a

05/58a

CALCULO DE LOSAS POR EL METODO DE ROTURA

(continuación)

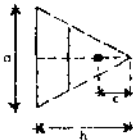
Nomenclatura	Forma y condición de apoyo	Carga	Momento
E.18		uniformemente repartida $a/c \geq \frac{1}{8} \cdot h$	$m = Q \left(\frac{7}{18\sqrt{3}} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{c}{a} \right) = \frac{Q}{\sqrt{3}} \left(\frac{7}{18} \cdot \frac{c}{h} \right)$ Resultado para: $c = 0 \Rightarrow m = \frac{Q}{4,45}$
E.19		uniformemente repartida $b/c \leq \frac{1}{8} \cdot h$	$m = \frac{Q}{2\sqrt{3}} \cdot \left[1 - 3 \left(\frac{c}{2h} \right)^{2/3} \right]$
E.20		concentrada	$m = \frac{P}{2,60}$
E.21		concentrada (3 P en posición homóloga !)	$m = \frac{2 \cdot P \cdot \sqrt{3}}{3} \left(1 - \frac{a'}{a} \right)$
E.22		concentrada	$m = \frac{P \cdot \sqrt{3}}{6} \left(1 - \frac{a'}{a} \right)$

05/58a

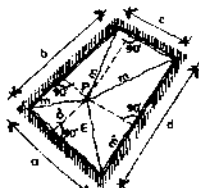
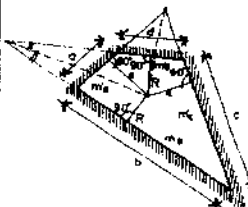
05/58a

CALCULO DE LOSAS POR EL METODO DE ROTURA

(continuación)

Nomenclatura	Forma y condición de apoyo	Carga	Momento
E.23		uniformemente repartida	$m = \frac{1}{8} \cdot q \cdot h^2 \cdot \frac{\frac{2}{3} \cdot \frac{c}{h}}{\frac{1}{2} \cdot \frac{c}{h}}$

F. Losa cuadrangular

Nomenclatura	Forma y condición de apoyo	Carga	Momento
F.1		concentrada (m = q · m)	$m = \frac{P}{(1 + \phi) \left(\frac{a}{b} + \frac{b}{a} + \frac{c}{c} + \frac{d}{d} \right)}$
F.2		uniformemente repartida	$m = m_0 - m_L \quad (12)$ $m_L = \frac{a m'_a + b m'_b + c m'_c + d m'_d}{a + b + c + d}$ $m_0 = \frac{q \cdot r \cdot R}{2 \left(1 + \frac{r}{R} + \frac{R}{r} \right)}$


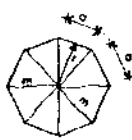
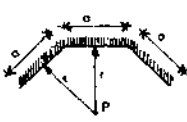

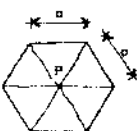
05/58a

05/58a

CALCULO DE LOSAS POR EL METODO DE ROTURA

(continuación)

G. Losa poligonal de n lados iguales


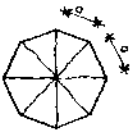
Nomenclatura	Forma y condición de apoyo	Carga	Momento												
G.1		concentrada (m=φ.m)	$m = \frac{P}{11 + \phi \sum_{i=1}^n \frac{a_i}{a_i}}$												
G.2	 Q = carga total	uniformemente repartida	$m = \frac{Q \cdot r^2}{6} \quad (\text{Fórmula general})$ <p>Resultado para:</p> <table><tr><td>n = 3</td><td>m = $\frac{Q}{31,2}$</td><td>n = 8</td><td>m = $\frac{Q}{19,8}$</td></tr><tr><td>n = 4</td><td>m = $\frac{Q}{24}$</td><td>n = ∞</td><td>m = $\frac{Q}{8,6}$</td></tr><tr><td>n = 5</td><td>m = $\frac{Q}{20,8}$</td><td></td><td></td></tr></table>	n = 3	m = $\frac{Q}{31,2}$	n = 8	m = $\frac{Q}{19,8}$	n = 4	m = $\frac{Q}{24}$	n = ∞	m = $\frac{Q}{8,6}$	n = 5	m = $\frac{Q}{20,8}$		
n = 3	m = $\frac{Q}{31,2}$	n = 8	m = $\frac{Q}{19,8}$												
n = 4	m = $\frac{Q}{24}$	n = ∞	m = $\frac{Q}{8,6}$												
n = 5	m = $\frac{Q}{20,8}$														
G.3	 n lados	concentrada (m=φ.m)	$m = \frac{P}{n} \cdot \frac{r}{(1 + \phi) a}$												
G.4		concentrada (m=φ.m)	$m = \frac{P}{6,93(1 + \phi)}$ <p>Resultado para:</p> <table><tr><td>φ = 0,50</td><td>m = $\frac{P}{10,36}$</td></tr><tr><td>φ = 1,0</td><td>m = $\frac{P}{13,86}$</td></tr><tr><td>φ = 1,5</td><td>m = $\frac{P}{17,30}$</td></tr></table>	φ = 0,50	m = $\frac{P}{10,36}$	φ = 1,0	m = $\frac{P}{13,86}$	φ = 1,5	m = $\frac{P}{17,30}$						
φ = 0,50	m = $\frac{P}{10,36}$														
φ = 1,0	m = $\frac{P}{13,86}$														
φ = 1,5	m = $\frac{P}{17,30}$														
G.5		concentrada	$m = \frac{P}{6,93}$												

05/58a



05/58a

CALCULO DE LOSAS POR EL METODO DE ROTURA

(continuación)

Nomenclatura	Forma y condición de apoyo	Carga	Momento
G.6		concentrada ($m' = \varphi m$)	$m = \frac{P}{6,63 (1 + \varphi)}$ $\varphi = 0,50 \quad m = \frac{P}{9,94}$ $\varphi = 1,00 \quad m = \frac{P}{13,36}$ $\varphi = 1,50 \quad m = \frac{P}{16,59}$ $\varphi = 2,00 \quad m = \frac{P}{19,89}$
G.7		concentrada	$m = \frac{P}{6,63}$

H_ Losa circular

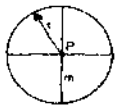



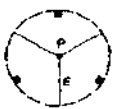
Nomenclatura	Forma y condición de apoyo	Carga	Momento
H.1		uniformemente repartida	$m = \frac{q \cdot r^2}{6} = \frac{Q}{18,8}$
H.2		uniformemente repartida ($m = m'$)	$m = \frac{q \cdot r^2}{12} = \frac{Q}{37,6}$

05/58a

05/58a

CALCULO DE LOSAS POR EL METODO DE ROTURA

(continuación)

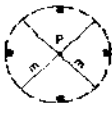
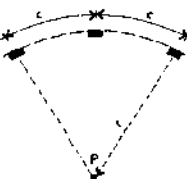
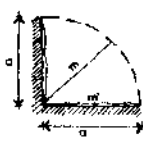
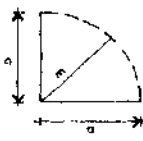
Nomenclatura	Forma y condición de apoyo	Carga	Momento
H.3		concentrada	$m = \frac{P}{6,28}$
H.4		concentrada (m=q.m)	$m = \frac{P}{2\pi(1+\psi)}$ Resulta para: $\psi = 0,5 \quad m = \frac{P}{9,42}$ $\psi = 1 \quad m = \frac{P}{12,56}$ $\psi = 1,5 \quad m = \frac{P}{15,68}$ $\psi = 2 \quad m = \frac{P}{18,84}$
H.5		uniformemente repartida, lineal sobre una circun- ferencia interior (radio b) y con- centrada	$m + m' = \frac{1}{6} \cdot q \cdot a^2 \cdot \pi \cdot b \cdot \left(1 - \frac{b}{a}\right) + \frac{P}{2\pi}$
H.6		uniformemente repartida	$m = \frac{Q}{14,1}$
H.7		concentrada	$m = \frac{P}{5,20}$

05/58a

05/58a

CALCULO DE LOSAS POR EL METODO DE ROTURA

(continuación)

Nomenclatura	Forma y condición de apoyo	Carga	Momento
H.8		concentrada	$m = \frac{P}{5,66}$
H.9		concentrada	$m = \frac{P}{n} \cdot \frac{r}{c}$ resulta para: $n = 2$ $m = P/4$ $n = 5$ $m = P/5,87$ $n = 6$ $m = P/6$ $n = 8$ $m = P/6,11$ $n = 10$ $m = P/6,18$ $n = 12$ $m = P/6,22$ $n = \infty$ $m = P/6,28$ <small>$n =$ número total de m. tomados sobre el perímetro de la circunferencia.</small>
H.10		uniformemente repartida ($m = m'$)	$m = \frac{q \cdot a^2}{14,4}$
H.11		uniformemente repartida	$m = \frac{q \cdot a^2}{7,2}$

05/58a

05/58a

CALCULO DE LOSAS POR EL METODO DE ROTURA

(continuación)

1. Losa anular

Nomenclatura	Forma y condición de apoyo	Carga	Momento
I.1		uniformemente repartida (q) y lineal sobre el contorno (\bar{q})	$m_b = 0 \quad m = \frac{1}{6} q (a-b) (2a+b) + \bar{q} a$ $m_b = m \quad m = \frac{1}{6} q (a-b)^2 (2 + \frac{b}{a}) + \bar{q} (a-b)$
I.2		uniformemente repartida (q) y lineal sobre el contorno (\bar{q})	$m_b = 0 \quad m = \frac{1}{6} q (a-b) (a+2b) + \bar{q} b$ $m_b = m \quad m = \frac{1}{6} q (a-b)^2 \frac{a+2b}{2a-b} + \bar{q} b \frac{a-b}{2a-b}$
I.3		uniformemente repartida	$m_b + 2m + m_b = q \cdot \frac{(a-b)^2}{15} (2,75 + \frac{b}{a})$

05/58a

05/58a

CALCULO DE LOSAS POR EL METODO DE ROTURA
--

Notas:

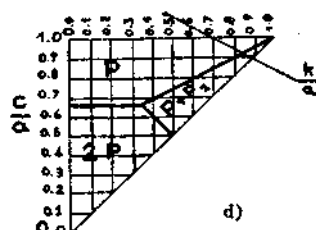
(1) (2) (3)

Una losa rectangular a.b con $2/3 \leq a/b \leq 3/2$, que recibe las cargas de las B8, B9 y B10, soporta el momento simple "m" en los dos sentidos.

Las condiciones siguientes muestran cuáles de las fórmulas deben ser aplicadas:

- a) $a > 3k$ m_P para $a < 2/3 c$
 m_{2P} para $a > 3/2 c$
- b) $a < 3k$ m_P para $a < (2c-k)$
 $m(P+P_1)$ para $(2c-k) < a < (c+k)$
 m_{2P} para $a > (c+k)$

Estas condiciones se representan en la figura, las coordenadas k/a y c/a indican si la losa debe ser calculada para el caso P, P+P₁ ó 2P.



(4) (5)

La primera de las dos fórmulas es válida si "a" es menor o próximo a "br", en el caso contrario empleese la segunda fórmula.

(6)

Se deben efectuar los dos cálculos indicados por las fórmulas (la 2da. siendo función de "b" se anota como m_b). Se retiene el mayor de estos dos valores. Si se debe tomar $m_b > m'b$, la armadura transversal se dimensiona con la relación $(m/m_b)^2$, para tener la certeza de que la figura de rotura es conforme a la hipótesis del cálculo.

05/58a

05/58a

CALCULO DE LOSAS POR EL METODO DE ROTURA

(continuación)

(7)

La losa debe tener una armadura superior, de preferencia con las mismas características que la armadura inferior; sólo en este caso son válidas las fórmulas.

(8)

En este caso, se debe prever una armadura transversal igual a $\mu = (m/mb)^2$ veces la armadura longitudinal.

(9) (10)

Las fórmulas no son válidas para los valores muy pequeños de "c"; en este caso se puede hacer una interpolación cuadrática de las fórmulas indicadas en B35 y B36 con las del caso B37.

(11)

En la zona exterior a las columnas, los momentos se calculan como en el caso general para momentos cercanos a las mismas.

Caso particular:

$$c = 0,35 a$$

$$d = 0,35 b$$

$$m_a = m' a = q \cdot a^2 / 16$$

$$m_b = m' b = q \cdot b^2 / 16$$

(12)

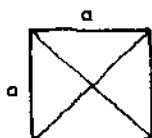
Las fórmulas son válidas si la proyección del punto "O" (intersección de las bisectrices de los ángulos entre dos lados opuestos) sobre los lados queda en el interior del contorno (perímetro).

Losas cuadradas con armaduras en esquina:

m = momento de rotura positivo, armadura inferior.

m' = momento de rotura negativo en el ángulo, armadura superior en el ángulo.

m'/m = relación de la armadura superior a la armadura inferior.

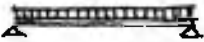



05/58a

05/58a

CALCULO DE LOSAS POR EL METODO DE ROTURA

(continuación)

relación m'/m	carga repartida 	carga concentrada 
0,00	$m = q \cdot a^3 / 22$	$m = P / 6,6$
0,25	$m = q \cdot a^3 / 23$	
0,50	$m = q \cdot a^3 / 23,6$	$m = P / 7,7$
1,00	$m = q \cdot a^3 / 24$	$m = P / 8,0$

Losas con armadura unidireccional.

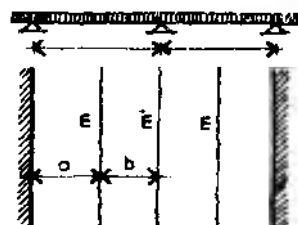
Losa continua de gran longitud con un número infinito de tramos iguales y carga uniformemente repartida.

$$m + m' = q \cdot l^2 / 8$$

1) $m'/m = 1$ **1.1.- Momento positivo del primer tramo:**

$$m_1 = q \cdot l^2 / 11,6$$

se produce a una distancia de $0,42 \cdot l$ del apoyo exterior.

**1.2.- Momento positivo en los tramos intermedios:**

$$m_2 = q \cdot l^2 / 16$$

2) $m'/m = 1,5$

$$m = q \cdot l^2 / 20 \quad m' = q \cdot l^2 / 13,3$$

3) $m'/m = 2,0$

$$m = q \cdot l^2 / 24 \quad m' = q \cdot l^2 / 12$$

$$m + m' = (q/2) \cdot (1 - \sqrt{2 \cdot m/q})^2$$

resulta para:

$m'/m = 1,79$	$m = q \cdot l^2 / 14,3$	$m' = q \cdot l^2 / 8$
$m'/m = 1,50$	$m = q \cdot l^2 / 13,4$	$m' = q \cdot l^2 / 9$
$m'/m = 1,00$	$m = q \cdot l^2 / 11,6$	$m' = q \cdot l^2 / 11,6$
$m'/m = 0,50$	$m = q \cdot l^2 / 10,0$	$m' = q \cdot l^2 / 20$

05/62a

05/62a

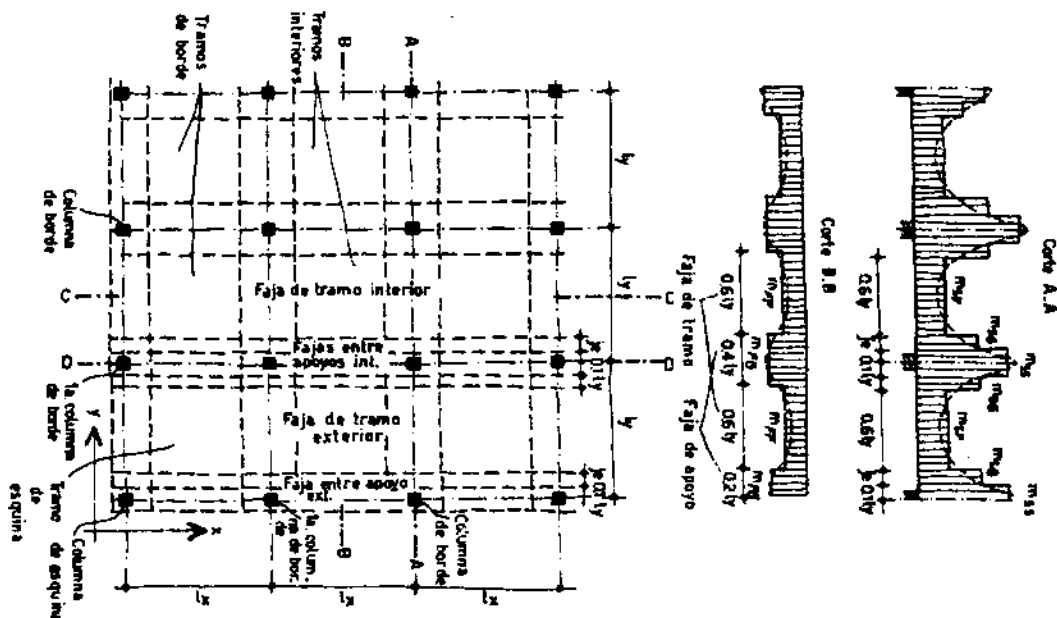
ENTREPISOS SIN VIGAS: DISTRIBUCION MOMENTOS

Nomenclatura de los tramos y de las franjas de losas, diagrama de envolventes de momento y distribución de los momentos perpendicularmente a la dirección considerada (dirección "x" en la representación).

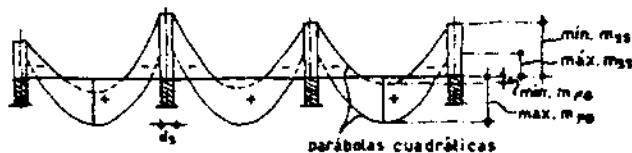
Distribución de momentos perpendicularmente a la dirección considerada

Momentos de apoyo: (corte A-A)

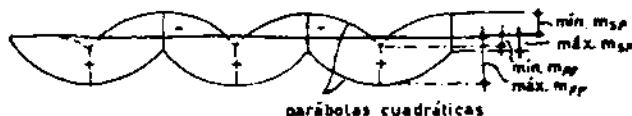
Momentos de tramo: (corte B-B)



Envolvente de momentos en la dirección en la faja entre apoyos (corte D-D)



en la faja de tramo (corte C-C)



05/62b

05/62b

ENTREPISOS SIN VIGAS: TRAMO INTERIOR

(continuación)

Valores de los momentos para un tramo interior.

$$\epsilon = \frac{\text{luz en la dirección considerada}}{\text{luz perpendicular}}$$



		Momento de tramo		Momento de apoyo
		Franja central	Franja de apoyo	Franja central
		mFF	mFG	mSF
ϵ	Situación de la carga	kFF	kFG	kSF
0,670	g	0,042	0,060	-0,029
	max p	0,091	0,096	0,058
	min p	-0,049	-0,036	-0,049
0,800	g	0,039	0,057	-0,020
	max p	0,084	0,093	0,032
	min p	-0,045	-0,036	-0,045
1,000	g	0,041	0,052	-0,030
	max p	0,083	0,089	0,020
	min p	-0,042	-0,037	-0,050
1,250	g	0,043	0,049	-0,040
	max p	0,083	0,086	0,023
	min p	-0,040	-0,037	-0,063
1,500	g	0,044	0,047	-0,047
	max p	0,083	0,084	0,024
	min p	-0,039	-0,037	-0,071

05/62c

05/62c

ENTREPISOS SIN VIGAS: TRAMO DE BORDE

(continuación)

Valores de momento para un tramo de borde.

$$e = \frac{\text{luz en la dirección considerada}}{\text{luz perpendicular}}$$

Solicitaciones en la dirección del borde.



		Momento de tramo		Momento de apoyo	
		Franja de apoyo exterior	Franja central	Franja de apoyo interior	Franja central
		mFG	mFP	aFG	aSP
e	Situación de la carga	kFG	kFP	kFG	kSP
0,57	q	0,088	0,054	0,064	-0,020
	max p	0,115	0,099	0,097	0,060
	min p	-0,027	-0,045	-0,033	-0,047
0,80	q	0,076	0,050	0,061	-0,025
	max p	0,107	0,090	0,094	0,032
	min p	-0,031	-0,040	-0,033	-0,042
1,00	q	0,063	0,045	0,055	-0,033
	max p	0,097	0,086	0,090	0,012
	min p	-0,034	-0,041	-0,035	-0,045
1,25	q	0,056	0,045	0,052	-0,042
	max p	0,094	0,086	0,088	0,019
	min p	-0,038	-0,041	-0,036	-0,061
1,50	q	0,053	0,046	0,049	-0,048
	max p	0,091	0,085	0,086	0,023
	min p	-0,038	-0,039	-0,037	-0,071

05/62d

05/62d

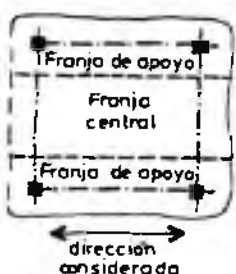
ENTREPISOS SIN VIGAS: TRAMO DE BORDE

(continuación)

Valores de momento para un tramo de borde.

$$\epsilon = \frac{\text{luz en la dirección considerada}}{\text{luz perpendicular}}$$

Solicitaciones perpendiculares al borde

		Momento de tramo		Momento de apoyo
		Franja central	Franja de apoyo	Franja central
		mFF	mFG	mSF
ϵ	Situación de la carga	kFF	kFG	kSF
0,670	g	0,069	0,093	-0,020
	max p	0,095	0,117	0,059
	min p	-0,026	-0,024	-0,051
0,800	g	0,068	0,086	-0,034
	max p	0,093	0,109	0,020
	min p	-0,025	-0,023	-0,050
1,000	g	0,069	0,080	-0,047
	max p	0,095	0,104	0,011
	min p	-0,026	-0,024	-0,058
1,250	g	0,070	0,075	-0,060
	max p	0,095	0,099	0,011
	min p	-0,025	-0,024	-0,071
1,500	g	0,070	0,073	-0,067
	max p	0,095	0,097	0,011
	min p	-0,025	-0,024	-0,078

05/62e

05/62e

ENTREPISOS SIN VIGAS: TRAMO DE ESQUINA

(continuación)

Valores de momento para un tramo de esquina.

$$\epsilon = \frac{\text{luz en la dirección considerada}}{\text{luz perpendicular}}$$



		Momento de tramo			Momento de apoyo
		Franja de apoyo exterior	Franja central	Franja de apoyo interior	Franja central
		nFG	nFF	nFG	nSF
ϵ	Situación de la carga	kFG	kFF	kFG	kSF
0,67	g	0,104	0,072	0,098	-0,030
	max p	0,117	0,093	0,115	0,042
	min p	-0,013	-0,021	-0,017	-0,043
0,80	g	0,094	0,069	0,090	-0,030
	max p	0,110	0,090	0,109	0,021
	min p	-0,016	-0,021	-0,019	-0,043
1,00	g	0,085	0,070	0,082	-0,042
	max p	0,105	0,094	0,102	0,007
	min p	-0,020	-0,024	-0,020	-0,049
1,25	g	0,078	0,071	0,072	-0,054
	max p	0,100	0,097	0,095	0,009
	min p	-0,022	-0,026	-0,023	-0,063
1,50	g	0,074	0,070	-0,072	-0,063
	max p	0,098	0,096	0,094	0,011
	min p	-0,024	-0,026	-0,022	-0,074

05/62f

05/62f

ENTREPISOS SIN VIGAS: COEFICIENTE DE CORRECCION

(continuación)

Coeficiente de corrección "c" para la consideración de la influencia del ancho de la columna "ds" y de la relación entre luces "ε" sobre el momento máximo de apoyo, según tabla 05/62g

$$\epsilon = \frac{\text{luz en la dirección considerada}}{\text{luz perpendicular}}$$

ds/min l ε	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30
0,6	1,77	1,81	1,85	1,90	1,94	1,98
0,7	1,48	1,50	1,52	1,55	1,57	1,59
0,8	1,28	1,29	1,30	1,30	1,31	1,32
0,9	1,13	1,13	1,13	1,14	1,14	1,14
1,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
1,1	0,96	0,97	0,98	1,00	1,01	1,02
1,2	0,92	0,94	0,97	0,99	1,02	1,04
1,3	0,89	0,93	0,97	1,00	1,04	1,08
1,4	0,86	0,91	0,96	1,02	1,07	1,12
1,5	0,84	0,90	0,96	1,03	1,09	1,15

05/62g

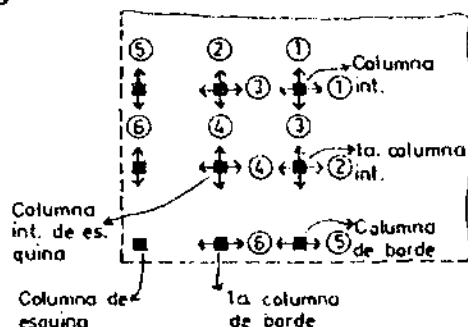
05/62g

ENTREPISOS SIN VIGAS: MOMENTOS DE APOYO

(continuación)

Valores del momento de apoyo " m_{ss} " en la franja de apoyo sobre la columna (para columnas interiores y de borde). Momentos de apoyo en la franja de apoyo restante: $m_{sg} = 0,7.m_{ss}$.

Según la dirección de las tensiones se han numerado las columnas para el empleo de las tablas.



Los momentos de apoyo perpendicular al borde se determinarán según las ecuaciones:

sobre columna de borde en sentido perpendicular al borde:

$$m_{ss} = \frac{M_{So} - M_{Su}}{ds.(2,2 + 8.ds/l)}$$

sobre columna de esquina (para ambas direcciones).

$$m_{ss} = \frac{M_{So} - M_{Su}}{1,5.ds}$$

05/62g

05/62g

ENTREPISOS SIN VIGAS: MOMENTOS DE APOYO
--

(continuación)

ds min i	Situación de la carga	1	2	3	4	5	6
		Columna interior ambas direcciones	1ra columna interior dirección paralela al borde mas próximo	1ra columna interior dirección perpendicular al borde mas próximo	Columna interior de esquina ambas direcciones	Columna de borde dirección paralela al borde	1ra columna de borde dirección paralela al borde
		kSS	kSS	kSS	kSS	kSS	kSS
0,05	g	-0,224	-0,272	-0,301	-0,301	-0,171	-0,205
	max p	0,081	0,054	0,033	0,033	0,052	0,030
	min p	-0,305	-0,326	-0,334	-0,334	-0,223	-0,235
0,10	g	-0,160	-0,197	-0,218	-0,218	-0,153	-0,183
	max p	0,061	0,040	0,024	0,024	0,035	0,022
	min p	-0,221	-0,237	-0,242	-0,242	-0,188	-0,205
0,15	g	-0,123	-0,154	-0,170	-0,170	-0,016	-0,140
	max p	0,049	0,031	0,019	0,019	0,026	0,016
	min p	-0,172	-0,185	-0,189	-0,189	-0,142	-0,156
0,20	g	-0,098	-0,123	-0,136	-0,136	-0,091	-0,111
	max p	0,040	0,025	0,015	0,015	0,020	0,012
	min p	-0,138	-0,148	-0,151	-0,151	-0,111	-0,123
0,25	g	-0,078	-0,099	-0,110	-0,110	-0,074	-0,090
	max p	0,034	0,021	0,012	0,012	0,015	0,009
	min p	-0,112	-0,120	-0,122	-0,122	-0,089	-0,099
0,30	g	-0,063	-0,081	-0,091	-0,091	-0,060	-0,074
	max p	0,029	0,016	0,010	0,010	0,012	0,007
	min p	-0,092	-0,097	-0,101	-0,101	-0,072	-0,081

17/86a

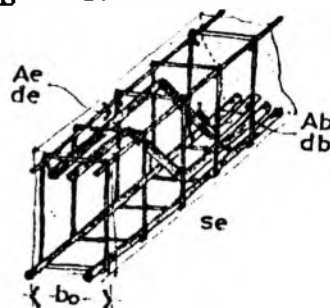
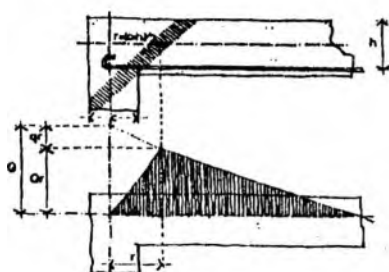
17/86a

CORTE: DETERMINACION DE LA ARMADURA

Nomenclatura: "e": indican estribos.
 "b": indican barras.

las normas alemanas utilizan: τ_{Bu} p/estribos.
 τ_s p/barras.

en otra bibliografía τ_e p/estribos.
 y en estas tablas: τ_b p/barras.



Q_r corte reducido: $Q_r = Q - q(h+c)/2$

b_o ancho de viga.

σ_e $B_g/1,75$.

τ_c tensión de cálculo: $\tau_c = \mu \cdot \tau_{omax}$

τ_{omax} tensión original: $\tau_o = Q_r/(b_o \cdot 2)$

μ factor reductor de corte:

$\mu = 0,4$ para zona I.

$\mu = (\tau_o/\tau_{o2})$ para zona II.

x_m distancia al punto de esfuerzo de corte nulo.

x_s base del triángulo de tensiones superior.

s_e separación entre estribos.

d_e diámetro de estribos.

n_e cantidad de ramas del estribo.

A_e sección de cada rama de estribo.

τ_e tensión tangencial a absorber con estribos.

d_b diámetro de barras dobladas.

n_b cantidad de barras a doblar.

A_b sección de cada barra doblada.

τ_b tensión tangencial a absorber con barras dobladas.

a) Parámetros a resolver:

diámetro de estribos: d_e

separación de estribos: s_e

diámetro de barras dobladas: d_b

cantidad de barras a doblar: n_b

17/86a

17/86a

DETERMINACION DE LA ARMADURA

(continuación)

b) Metodología de cálculo (diagrama de flujo).

- (1) Q_r : corte reducido.
- (2) Elección de la tensión de corte según calidad del hormigón (tabla 16): τ_{o12} , τ_{o2} , τ_{o3} .
- (3) Tensión de corte máxima: $\tau_{omax} = Q_r / (b_o \cdot z)$
- (4) Tensiones y determinación de " μ " (tabla 15).
 Zona I: $\tau_{omax} \leq \tau_{o12} \rightarrow \mu = 0,4$
 Zona II: $\tau_{o12} < \tau_{omax} \leq \tau_{o2} \rightarrow \mu = \tau_{omax} / \tau_{o2}$
 Zona III: $\tau_{o2} < \tau_{omax} \leq \tau_{o3} \rightarrow \mu = 1$
 Zona IV: $\tau_{o3} < \tau_{omax}$ (inadmisible)
- (5) Tensión de cálculo: $\tau_c = \mu \cdot \tau_{omax}$
- (6) Elegir:
 diámetro $\rightarrow d_e$
 separación $\rightarrow s_e$ (tabla 17)
- (7) Tensión que absorben los estribos (tabla 18).
 $\tau_e = \lambda_e \cdot \sigma_e \cdot n_e / (b_o \cdot s_e) \geq 0,25 \cdot \tau_{omax}$
- (8) Esfuerzos en barras dobladas (tabla 20).
 El subíndice "b" es similar al "s". $T_s = T_b$
 $T_b = \tau_b^2 \cdot b_o \cdot x_m / (2 \cdot \tau_c)$ ó $T_b = \tau_o \cdot b_o \cdot x_s / 2$
- (9) Esfuerzos que absorbe cada barra (tabla 20).
 $T_{s1} = \lambda_{s1} \cdot \sigma_e \cdot \sqrt{2}$ o también:
 $T_{b1} = \lambda_{b1} \cdot \sigma_e \cdot \sqrt{2}$
- (10) Cantidad de barras.
 $n_b = T_s / T_{s1} = T_b / T_{b1}$

17/86b

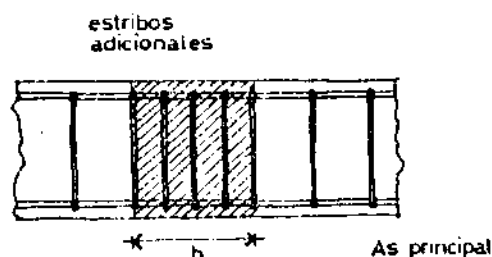
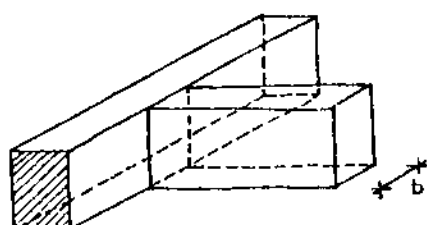
17/86b

CARGAS CONCENTRADAS

Refuerzo de armadura con estribos

$$c = \frac{P}{n_e \cdot A_e \cdot \sigma_e}$$

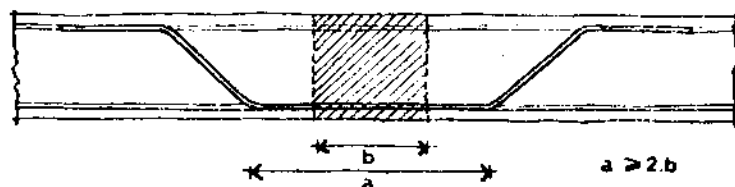
c cantidad de estribos a agregar
 P carga concentrada
 n_e número de ramas
 A_e sección de cada rama de estribo



Refuerzo de armadura con barras dobladas

$$n_b = \frac{P}{\sqrt{2} \cdot A_b \cdot \sigma_e}$$

n_b cantidad de barras a doblar
 A_b sección de barra a doblar

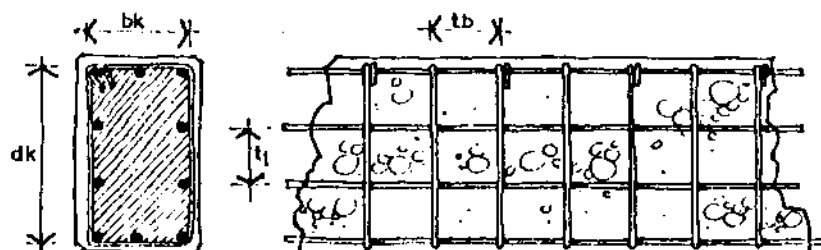


21/91a

21/91a

DETERMINACION DE LA ARMADURA DE TORSION

Nomenclatura:



A_k	Sección del núcleo de la viga $A_k = b_k \cdot d_k$
σ_s	$B_s / 1.75 \leq 2400$
M_t	Momento Torsor.
t_b	Separación de estribos.
t_l	Separación de barras longitudinales.
μ_k	Perímetro $2 \cdot (b_k + d_k)$.
A_e	Sección de estribos para cubrir M_t .
A_b	Sección de barras long. para cubrir M_t .

Sección Necesaria para estribos:

$$A_e = \frac{M_t \cdot t_b}{2 \cdot A_k \cdot \sigma_s} \quad (\text{cm}^2)$$

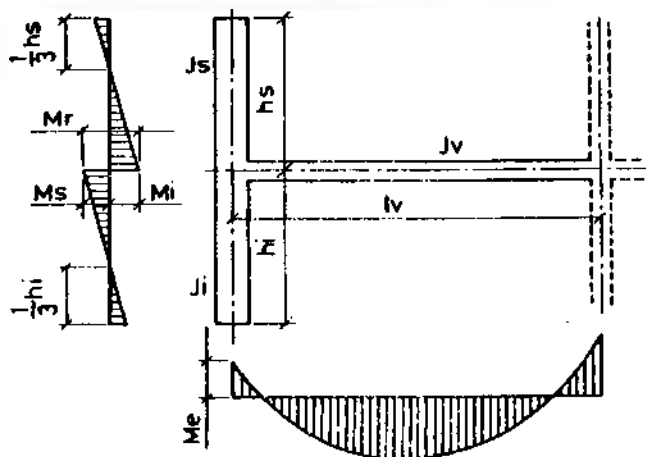
Sección Necesaria para barras longitudinales:

$$A_b = \frac{M_t \cdot \mu_k}{2 \cdot A_k \cdot \sigma_s} \quad (\text{cm}^2)$$

39/128a

39/128a

SOLICITACIONES EN COLUMNAS DE BORDE



Nomenclatura:

- l_v Longitud de viga.
 J_v Momento de inercia de viga.
 J_i Momento de inercia de columna inferior.
 J_s Momento de inercia de columna superior.
 h_i Altura de columna inferior.
 h_s Altura de columna superior.
 M_e Momento de empotramiento perfecto de viga.
 $M_e = q \cdot l^2 / 12$ (carga repartida)

Coeficientes de rigidez:

$$c_s = \frac{l_v \cdot J_s}{h_s \cdot J_v} \quad ; \quad c_i = \frac{l_v \cdot J_i}{h_i \cdot J_v}$$

Momento en el apoyo exterior de la viga:

$$M_r = M_e \cdot \frac{c_s + c_i}{1 + c_s + c_i}$$

Momento en la cabeza de la columna inferior:

$$M_s = M_r \cdot \frac{c_i}{c_i + c_s}$$

Momento en el pie de la columna superior:

$$M_i = -M_r \cdot \frac{c_s}{c_i + c_s}$$

39/128b

39/128b

EXCENTRICIDAD PREVISTA

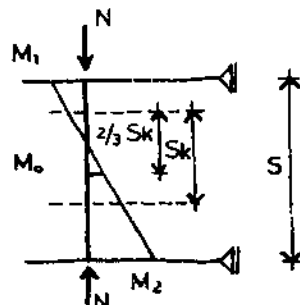
(completa la tabla 39/127)

a) Sistemas Indesplazables:

Ambos extremos elásticamente empotrados:

$$e = e_o = \frac{(0,65.M_2 + 0,35.M_1)}{N}$$

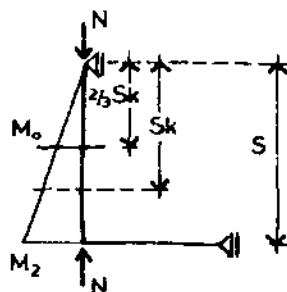
$$M_o = N.e_o$$



Un extremo articulado y el otro elásticamente empotrado:

$$e = e_o = \frac{0,60.M_2}{N}$$

$$M_o = N.e_o$$



Pares de solicitaciones para el dimensionado:

En el extremo superior N, M_1 En el extremo inferior N, M_2 En el tercio central $N, M = N \cdot (e_o + f)$

39/128b

39/128b

EXCENTRICIDAD PREVISTA

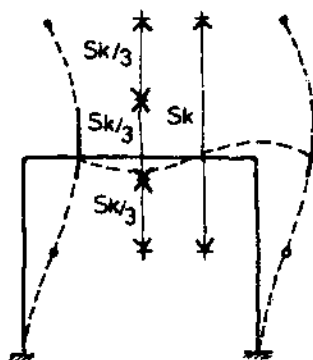
(continuación)

b) Sistemas Desplazables:

En este caso los extremos de la barra, en general se encuentran en el tercio central de la longitud de pandeo.

Extremo superior:
$$e_1 = \frac{M_1}{N}$$

Extremo inferior:
$$e_2 = \frac{M_2}{N}$$



Pares de solicitaciones para el dimensionado:

En el extremo superior: $N, M = N \cdot (e_1 + f_1)$

En el extremo inferior: $N, M = N \cdot (e_2 + f_2)$

Debe adoptarse $|M_2| \geq |M_1|$

siendo M_1 ó M_2 el momento en el extremo superior o inferior indistintamente.

39/128c

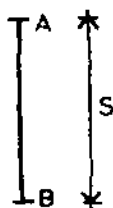
39/128c

DETERMINACION DE "S _k " y "Γ"
--

a) Longitud de Pandeo "S_k"

Longitud de pandeo:

$$S_k = s \cdot \beta$$



s Long. de la pieza.
 β Coeficiente de las condiciones de borde de la columna.

El coeficiente β se obtiene de tabla 38/125 ó de los nomogramas 38/126. Para utilizar los nomogramas se necesita calcular K_A y K_B con la siguiente fórmula:

$$K_i = \frac{\sum \frac{E \cdot J_c}{s}}{\sum \frac{E \cdot J_v}{l}}$$

sumatoria de rigideces de columnas del nudo (i).
 sumatoria de rigideces de vigas del nudo (i).

Esbeltez "Γ"

La esbeltez de una pieza es: $\Gamma = \frac{S_k}{i_{\min}}$

Siendo i_{min} el radio de mínimo de la sección:

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{J}{F}}$$

J: momento de inercia. F: sección.

Para secciones rectangulares:

$$\Gamma = 3,47 \cdot \frac{S_k}{d}$$

d: dimensión en la dirección que se analiza .

Para secciones circulares:

$$\Gamma = 2 \cdot \frac{S_k}{r}$$

r radio de la sección.

39/128c

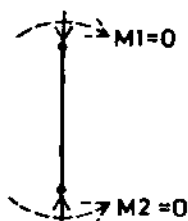
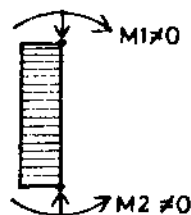
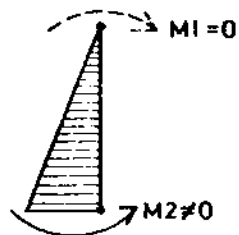
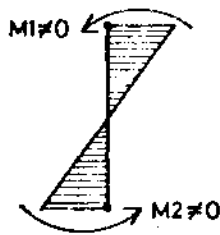
39/128c

DETERMINACION DE "S _k " y "Γ"
--

(continuación)

b) Esbeltez Límite "Γ_{lim}"

$$\Gamma_{lim} \leq 45 - 25 \cdot \frac{|M_1|}{|M_2|}$$

para $|M_2| \geq |M_1|$  $M_1=M_2=0$ $\Gamma_{lim}=20$  $M_1=M_2$ $\Gamma_{lim}=20$  $M_1 \neq 0$ $\Gamma_{lim}=45$  $M_1 = -M_2$ $\Gamma_{lim}=70$

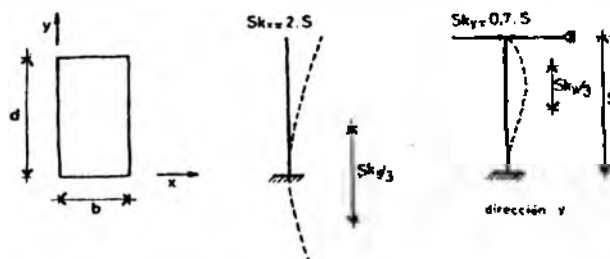
39/128d

39/128d

VERIFICACION AL PANDEO EN DOS DIRECCIONES

1.- Verificación independiente para cada una de las direcciones.

1.1.- Los tercios centrales de las configuraciones de pandeo no se superponen.



En este caso se calculan las excentricidades adicionales en las direcciones "x" e "y" en forma separada y se dimensiona con N , M_x y M_y .

1.2.- Los tercios centrales se superponen y la excentricidad de la carga diverge poco de una de las direcciones principales. Para secciones rectangulares.

Esta condición se cumple cuando:

$$K = \frac{(M_x \cdot b)}{(M_y \cdot d)} = \frac{e_y \cdot b}{e_x \cdot d} \leq 0,2 \text{ ó } > 5$$

2.- Verificación al pandeo para flexión compuesta oblicua.

Cuando no se cumplen ninguna de las condiciones anteriores.

2.1.- Para esbeltez moderada (Γ_x y $\Gamma_y < 70$) y longitudes de pandeo diferentes.

Se calculan las excentricidades suplementarias f_x y f_y y se efectúa el cálculo normal para flexión oblicua con compresión axial, con los momentos de deformación ($N \cdot f_x$) y ($N \cdot f_y$) para la sección del tercio central que arroje la máxima excentricidad calculada en el plano.

$$e = \sqrt{e_x^2 + e_y^2}$$

39/128d

39/128d

VERIFICACION AL PANDEO EN DOS DIRECCIONES

(Continuación)

2.2.-Para esbelteces (Γ_x y $\Gamma_y > 70$), longitudes de pandeo S_{Kx} y S_{Ky} similares y secciones rectangulares.

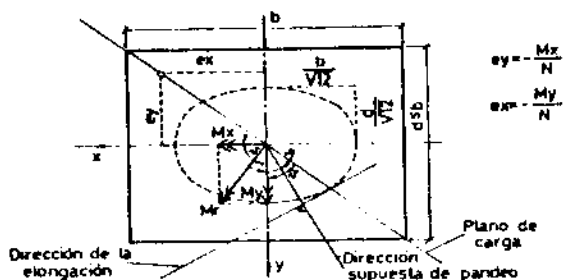
$$M_r = k_1 \cdot M_y$$

$$k_1 = (1 + k^n) \cdot (1/n)$$

$$k = \frac{M_x \cdot b}{M_y \cdot d} \quad \text{ó} \quad k = \frac{e_y \cdot b}{e_x \cdot d}$$

$$\text{tg } \phi = \frac{M_y}{M_x}$$

n exponente que depende de la cantidad total de armadura y la resistencia del hormigón. En la suposición de $n = 1$, se esta siempre del lado de la seguridad.



La longitud de cálculo se determina como sigue:

$$S_{Kr} = S_K \cdot \frac{k_2}{k_3}$$

$$k_2 = 1 + k^2 \cdot \left(\frac{d}{b}\right)^2$$

$$k_3 = 1 + k^2$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{M_y}{M_x} \cdot \left(\frac{d}{b}\right)^2$$

41/131a

41/131a

COLUMNAS ZUNCHADAS

El zunchado provoca un aumento de las cargas reales de servicio, únicamente si se cumple:

- a) Hormigón: H_{21} ($f_{cn} > 210 \text{ kg/cm}^2$)
- b) Esbeltez: $\Gamma \leq 50$
- c) Excentricidad: $e \leq dk/8$

Además se deben tener en cuenta los momentos adicionales de segundo orden, indicados en las normas para esbelteces moderadas (situación 3.3 del diagrama de flujo).

Si los elementos zunchados son columnas internas comprimidas centrícamente, donde se desprecian los momentos flectores, puede prescindirse de la verificación de la seguridad a pandeo, si están empotrados en ambos extremos y $h_s/d \leq 5$.

h_s = altura de piso.

d = diámetro de la columna zunchada.

La carga de rotura para compresión simple y estribado común, puede ser incrementada por efecto de zunchado

$$N_u = [v \cdot A_w \cdot B_{sw} - (A_b - A_k) \cdot B_r] \cdot [1 - 8 \cdot M / (N \cdot dk)] \geq 0$$

Tabla de "v"

tipo de hormigón		H-21	H-30	H-38	H-47
v	$\Gamma \leq 10$	1,60	1,70	1,80	1,90
	$20 \leq \Gamma \leq 50$	0,80	0,85	0,90	0,95

Para esbelteces $10 \leq \Gamma \leq 20$ los valores de "v" deben interpolarse linealmente.

La verificación de la seguridad contra el descascaramiento, exige que se cumpla:

$$A_w \cdot B_{sw} \leq \delta \cdot [(2,3 \cdot A_b - 1,4 \cdot A_k) \cdot (B_r + A_s \cdot B_s)]$$

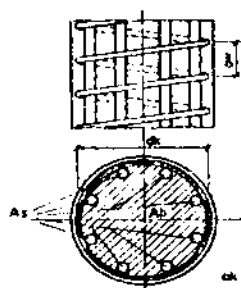
tipo de hormigón	H-21	H-30	H-38	H-47
δ	0,42	0,39	0,37	0,36

41/131a

41/131a

COLUMNAS ZUNCHADAS

(continuación)



sw paso de la hélice
 dk diámetro de la hélice
 As: sección de armadura longitudinal
 ak diámetro de la barra de la hélice

v coeficiente que tiene en cuenta la influencia de la deformación transversal y el aumento de resistencia triaxial por efecto de zunchado.

$$Aw = \pi \cdot dk \cdot Asw / sw$$

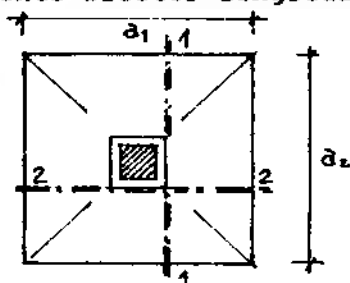
dk diámetro del núcleo, o diámetro de la hélice.
 Asw sección transversal de la barra de la hélice.
 sw paso de la hélice.
 Bsw límite de fluencia del acero de la hélice.
 Ab sección transversal total de la pieza comprimida.
 Ak área de la sección del núcleo.
 As sección total de la armadura longitudinal.
 M momento flector de servicio.
 N carga axial de servicio.
 Br tensión de cálculo del hormigón.
 Bs tensión de fluencia del acero.

58/178

58/178

BASES

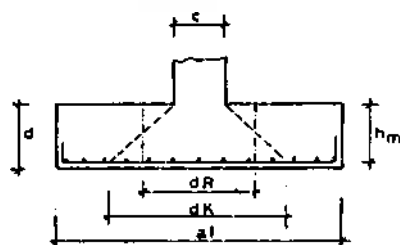
Momento flector longitudinal en bases centradas:



$$M_{1-1} = \frac{P \cdot (a_1 - c_1)^2}{a_1 \cdot 8}$$

$$M_{2-2} = \frac{P \cdot (a_2 - c_2)^2}{a_2 \cdot 8}$$

Determinación de la Tensión de Punzonado:



Tensión del terreno:

$$\sigma_t = \frac{N}{a_1 \cdot a_2}$$

Esfuerzo de corte:

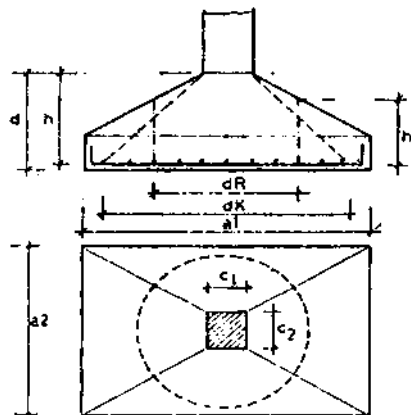
$$Q_r = N - \sigma_t \cdot \frac{3,14 \cdot d_k^2}{4}$$

Tensión de punzonado:
Caras paralelas

$$\tau_r = \frac{Q_r}{\mu_1 \cdot h_m}$$

Caras inclinadas

$$\tau_r = \frac{Q_r}{\mu_1 \cdot h'_m}$$

 h_m Altura útil promedio de las direcciones 1 y 2 para base de caras paralelas. h'_m Altura útil promedio de las direcciones 1 y 2 para bases de caras inclinadas. μ_1 $3,14 \cdot d_r$ perímetro circular de diámetro d_r .

58/179

58/179

BASES

(Continuación)

Tensiones de Comparación:

$$\tau_1 = \gamma_1 \cdot \tau_{o11}$$

$$\tau_2 = \gamma_2 \cdot \tau_{o2}$$

 τ_{o11} y τ_{o2} tensiones límites de corte tabla 16/85.

$$d_R = C + h_m$$

$$d_K = C + 2 \cdot h_m$$

C Valor relativo a los lados de la columna

Columna circular C = diámetro

Columna rectangular C = $1,13 \cdot \sqrt{C_1 \cdot C_2}$ Columna cuadrada C = $1,13 \cdot C$

$$\gamma_1 = 1,3 \cdot \alpha \cdot \sqrt{\mu}$$

$$\gamma_2 = 0,45 \cdot \alpha \cdot \sqrt{\mu}$$

 $\alpha = 1,0$ para acero B_S 2200 $\alpha = 1,3$ para acero B_S 4200 $\alpha = 1,4$ para acero B_S 5000

$$\mu = \frac{A_S}{h_m \cdot d_R} = \text{cuantía en zona } d_R$$

$$A_S = \frac{A_{S1} + A_{S2}}{2} = \text{promedio de armaduras en las dos direcciones.}$$

Verificación al punzonado:

$$a) \quad \tau_r \leq \tau_1$$

No necesita armadura de corte.

$$b) \quad \tau_1 < \tau_r \leq \tau_2$$

En este caso se adopta como esfuerzo de dimensionado a

$$Q_d = 0,75 \cdot Q_r$$

Armadura de corte necesaria

$$A_{Sc} = \frac{0,75 \cdot Q_d}{B_S / 1,75}$$

58/180

58/180

BASES

(Continuación)

Verificación aproximada del punzonado

$$d \geq \frac{(a - c)}{\frac{0,75}{\sigma_t} + 2}$$



LOSAS
hormigón armado

ZAPATAS
hormigón armado

ESTRUCTURAS
introducción

COLUMNAS
hormigón armado

VIGAS
hormigón armado

TABLAS
de cálculo