

Prontuario de Hormigón Armado



Luis López García
Jesús Antonio López Perales
Pedro Jesús Alcobendas Cobo
Amparo Moreno Valencia
Carlos Sierra Fernández

índice

Coeficientes parciales de seguridad para las acciones, aplicables para la evaluación de los Estados Límite Últimos.....	1
Coeficientes parciales de seguridad para las acciones, aplicables para la evaluación de los Estados Límite de Servicio.....	1
Coeficientes parciales de seguridad de los materiales para los Estados Límite Últimos.....	1
Combinaciones de acciones.....	2
Clases generales de exposición relativas a la corrosión de armaduras.....	3
Clasificación de la agresividad química.....	5
Máxima relación agua/cemento y mínimo contenido de cemento.....	5
Resistencias mínimas compatibles con los requisitos de durabilidad.....	5
Recubrimientos.....	6
Secciones rectangulares sometidas a flexión simple (EHE).....	9
Secciones rectangulares sometidas a flexión simple con armadura de compresión no necesaria pero existente (EHE).....	10
Diagramas de interacción adimensionales: Armadura en 2 caras $d'=0,05\cdot h$ (EHE).....	11
Diagramas de interacción adimensionales: Armadura en 2 caras $d'=0,10\cdot h$ (EHE).....	12
Diagramas de interacción adimensionales: Armadura en 2 caras $d'=0,15\cdot h$ (EHE).....	13
Diagramas de interacción adimensionales: Armadura en 4 caras $d'=0,05\cdot h$ (EHE).....	14
Diagramas de interacción adimensionales: Armadura en 4 caras $d'=0,10\cdot h$ (EHE).....	15
Diagramas de interacción adimensionales: Soportes circulares $d'=0,05\cdot h$ (EHE).....	16
Diagramas de interacción adimensionales: Soportes circulares $d'=0,10\cdot h$ (EHE).....	17
Estado límite último de inestabilidad.....	18
Cuantías mecánicas mínimas.....	25
Cuantías geométricas mínimas.....	27
Estado límite de agotamiento frente a cortante.....	28
Disposiciones relativas a las armaduras de cortante.....	35
Estado límite de fisuración.....	38
Tablas para la comprobación a fisuración según el EC-2.....	41
Cantos mínimos que eximen la comprobación a flecha.....	42
Secciones y capacidades mecánicas de los aceros B400S y B500S.....	44
Disposición general de armaduras principales.....	45
Anclaje de armaduras pasivas.....	48
Empalme de las armaduras pasivas.....	52
Ábaco de determinación de las secciones de momento nulo.....	55
Ábaco de determinación de las secciones con momento de apoyo igual a la mitad del momento máximo de apoyo.....	56
Sección con momento de vano $\alpha\cdot M$, siendo M el momento máximo de vano.....	57
Mallas para forjados.....	58
Cimentaciones. Coeficientes de seguridad.....	60
Presiones admisibles en el terreno de cimentación.....	61
Valores orientativos de N_{SPT} , resistencia a compresión simple y módulo de elasticidad de suelos.....	62

Presiones admisibles en suelos granulares.....	62
Valores límite basados en la distorsión angular.....	62
Placas sustentadas en dos bordes paralelos.....	63
Placas sustentadas en sus cuatro bordes	65
Determinación de la relación agua/cemento.....	71
Máxima relación agua/cemento y mínimo contenido de cemento en kg/m^3 en función de las condiciones ambientales	72
Módulo granulométrico de áridos que siguen la parábola de Fuller	73
Valores óptimos del módulo granulométrico, según Abrams, para hormigones ordinarios	73
Variación de la resistencia a compresión del hormigón con el módulo de granulométrico de los áridos	73
Proporciones de la mezcla	74
Proporción de arena y grava en los áridos	75
Gráfico para la dosificación de hormigones	76
Influencia de la temperatura y de la relación A/C en los tiempos de fraguado, según Venuat ..	77
Temperaturas mínimas de hormigonado, en $^{\circ}\text{C}$	77
Desencofrado	78
Referencias	79

diciembre de 2008

Coefficientes parciales de seguridad para las acciones, aplicables para la evaluación de los Estados Límite Últimos.

TIPO DE ACCIÓN	Situación persistente o transitoria		Situación accidental	
	Efecto favorable	Efecto desfavorable	Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Pretensado	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$
Permanente de valor no constante	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,50$	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
Variable	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,50$	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$
Accidental	-	-	$\gamma_A = 1,00$	$\gamma_A = 1,00$

Coefficientes parciales de seguridad para las acciones, aplicables para la evaluación de los Estados Límite de Servicio.

TIPO DE ACCIÓN		Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente		$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Pretensado	Armadura pretesa	$\gamma_P = 0,95$	$\gamma_P = 1,05$
	Armadura postesa	$\gamma_P = 0,90$	$\gamma_P = 1,10$
Permanente de valor no constante		$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
Variable		$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$

Coefficientes parciales de seguridad de los materiales para Estados Límites Últimos.

Situación de proyecto	Hormigón γ_c	Acero pasivo y activo γ_s
Persistente o transitoria	1,5	1,15
Accidental	1,3	1,0

Combinaciones de acciones

Estados Límite Últimos

- Situaciones permanentes o transitorias:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_P P_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Situaciones accidentales:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_P P_k + \gamma_A A_k + \gamma_{Q,1} \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Situaciones sísmicas:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_P P_k + \gamma_A A_{E,k} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

donde:

$G_{k,j}$	Valor característico de las acciones permanentes.
$G_{k,j}^*$	Valor característico de las acciones permanentes de valor no constante.
P_k	Valor característico de la acción del pretensado.
$Q_{k,1}$	Valor característico de la acción variable determinante.
$\psi_{0,i} Q_{k,i}$	Valor representativo de combinación de las acciones variables concomitantes.
$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	Valor representativo frecuente de la acción variable determinante.
$\psi_{2,i} Q_{k,i}$	Valores representativos cuasipermanentes de las acciones variables con la acción determinante o con la acción accidental.
A_k	Valor característico de la acción accidental.
$A_{E,k}$	Valor característico de la acción sísmica.

Estados Límite de Servicio

- Combinación poco probable o característica

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_P P_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Combinación frecuente

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_P P_k + \gamma_{Q,1} \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Combinación cuasipermanente

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_P P_k + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Clases generales de exposición relativas a la corrosión de armaduras

CLASE GENERAL DE EXPOSICIÓN				DESCRIPCIÓN	EJEMPLOS
Clase	Subclase	Designación	Tipo de proceso		
	no agresiva	I	Ninguno	<ul style="list-style-type: none"> - interiores de edificios, no sometidos a condensaciones - elementos de hormigón en masa 	<ul style="list-style-type: none"> - elementos estructurales de edificios, incluido los forjados, que estén protegidos de la intemperie
Normal	Humedad alta	Ila	corrosión de origen diferente de los cloruros	<ul style="list-style-type: none"> - interiores sometidos a humedades relativas medias altas (> 65%) o a condensaciones - exteriores en ausencia de cloruros, y expuestos a lluvia en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm - elementos enterrados o sumergidos 	<ul style="list-style-type: none"> - elementos estructurales en sótanos no ventilados - cimentaciones - estribos, pilas y tableros de puentes en zonas, sin impermeabilizar con precipitación media anual superior a 600 mm - Tableros de puentes impermeabilizados, en zonas con sales de deshielo y precipitación media anual superior a 600 mm - elementos de hormigón, que se encuentren a la intemperie o en las cubiertas de edificios en zonas con precipitación media anual superior a 600mm - Forjados en cámara sanitaria, o en interiores en cocinas y baños, o en cubierta no protegida
	Humedad media	Ilb	corrosión de origen diferente de los cloruros	<ul style="list-style-type: none"> - exteriores en ausencia de cloruros, sometidos a la acción del agua de lluvia, en zonas con precipitación media anual inferior a 600 mm 	<ul style="list-style-type: none"> - elementos estructurales en construcciones exteriores protegidas de la lluvia - tableros y pilas de puentes, en zonas de precipitación media anual inferior a 600 mm
Marina	Aérea	IIla	corrosión por cloruros	<ul style="list-style-type: none"> - elementos de estructuras marinas, por encima del nivel de pleamar - elementos exteriores de estructuras situadas en las proximidades de la línea costera (a menos de 5 km) 	<ul style="list-style-type: none"> - elementos estructurales de edificaciones en las proximidades de la costa - puentes en las proximidades de la costa - zonas aéreas de diques, pantalanés y otras obras de defensa litoral - instalaciones portuarias
	Sumergida	IIlb	corrosión por cloruros	<ul style="list-style-type: none"> - elementos de estructuras marinas sumergidas permanentemente, por debajo del nivel mínimo de bajamar 	<ul style="list-style-type: none"> - zonas sumergidas de diques, pantalanés y otras obras de defensa litoral - cimentaciones y zonas sumergidas de pilas de puentes en el mar
	en zona de carrera de mareas y en zonas de salpicaduras	IIlc	corrosión por cloruros	<ul style="list-style-type: none"> - elementos de estructuras marinas situadas en la zona de salpicaduras o en zona de carrera de mareas 	<ul style="list-style-type: none"> - zonas situadas en el recorrido de marea de diques, pantalanés y otras obras de defensa litoral - zonas de pilas de puentes sobre el mar, situadas en el recorrido de marea
	con cloruros de origen diferente del medio marino	IV	corrosión por cloruros	<ul style="list-style-type: none"> - instalaciones no impermeabilizadas en contacto con agua que presente un contenido elevado de cloruros, no relacionados con el ambiente marino - superficies expuestas a sales de deshielo no impermeabilizadas. 	<ul style="list-style-type: none"> - piscinas e interiores de los edificios que las albergan. - pilas de pasos superiores o pasarelas en zonas de nieve - estaciones de tratamiento de agua.

CLASE ESPECÍFICA DE EXPOSICIÓN				DESCRIPCIÓN	EJEMPLOS
Clase	Subclase	Designación	Tipo de proceso		
Química Agresiva	Débil	Qa	ataque químico	- elementos situados en ambientes con contenidos de sustancias químicas capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad lenta (ver tabla 8.2.3.b)	- Instalaciones Industriales, con sustancias débilmente agresivas según tabla 8.2.3.b - construcciones en proximidades de áreas Industriales, con agresividad débil según tabla 8.2.3.b
	media	Qb	ataque químico	- elementos en contacto con agua de mar - elementos situados en ambientes con contenidos de sustancias químicas capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad media (ver tabla 8.2.3.b)	- dolos, bloques y otros elementos para diques - estructuras marinas, en general - Instalaciones Industriales con sustancias de agresividad media según tabla 8.2.3.b - construcciones en proximidades de áreas Industriales, con agresividad media según tabla 8.2.3b - Instalaciones de conducción y tratamiento de aguas residuales con sustancias de agresividad media según tabla 8.2.3.b
	Fuerte	Qc	ataque químico	- elementos situados en ambientes con contenidos de sustancias químicas capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad rápida (ver tabla 8.2.3.b)	- Instalaciones Industriales, con sustancias de agresividad alta de acuerdo con tabla 8.2.3.b - Instalaciones de conducción y tratamiento de aguas residuales, con sustancias de agresividad alta de acuerdo con tabla 8.2.3.b. - construcciones en proximidades de áreas Industriales, con agresividad fuerte según tabla 8.2.3b
con heladas	sin sales fundentes	H	ataque hielo-deshielo	- elementos situados en contacto frecuente con agua, o zonas con humedad relativa media ambiental en invierno superior al 75%, y que tengan una probabilidad anual superior al 50% de alcanzar al menos una vez temperaturas por debajo de -5°C	- construcciones en zonas de alta montaña. - estaciones Invernales
	con sales fundentes	F	ataque por sales fundentes	- elementos destinados al tráfico de vehículos o peatones en zonas con más de 5 nevadas anuales o con valor medio de la temperatura mínima en los meses de invierno inferior a 0°C	- tableros de puentes o pasarelas en zonas de alta montaña, en las que se utilizan sales fundentes.
Erosión		E	abrasión cavitación	- elementos sometidos a desgaste superficial - elementos de estructuras hidráulicas en los que la cota piezométrica pueda descender por debajo de la presión de vapor del agua	- pilas de puente en cauces muy torrenciales - elementos de diques, pantalanos y otras obras de defensa litoral que se encuentren sometidos a fuertes oleajes - pavimentos de hormigón - tuberías de alta presión

Clasificación de la agresividad química

Tipo de exposición	Agua						Suelo	
	Valor del pH	CO ₂ agresivo (mg CO ₂ /l)	Ion amonio (mg NH ₄ ⁺ /l)	Ion magnesio (mg Mg ⁺⁺ /l)	Ion sulfato (mg SO ₄ ²⁻ /l)	Residuo seco (mg/l)	Grado de acidez ¹	Ion sulfato (mg SO ₄ ²⁻ /kg ²)
Q _a	6,5-5,5	15-40	15-30	300-1000	200-600	>150	>20	2000-3000
Q _b	5,5-4,5	40-100	30-60	1000-3000	600-3000	50-150	—	3000-12000
Q _c	<4,5	>100	>60	>3000	>3000	<50	—	>12000

Máxima relación agua/cemento y mínimo contenido de cemento

Parámetro de dosificación	Tipo de hormigón	CLASE DE EXPOSICIÓN												
		I	Ila	Ilb	Illa	IIIb	IIIc	IV	Qa	Qb	Qc	H	F	E
Máxima Relación a/c	masa	0,65	-	-	-	-	-	-	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,50
	armado	0,65	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,50	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,50
	pretensado	0,60	0,60	0,55	0,45	0,45	0,45	0,45	0,50	0,45	0,45	0,55	0,50	0,50
Mínimo contenido de cemento (kg/m ³)	masa	200	-	-	-	-	-	-	275	300	325	275	300	275
	armado	250	275	300	300	325	350	325	325	350	350	300	325	300
	pretensado	275	300	300	300	325	350	325	325	350	350	300	325	300

Resistencias mínimas compatibles con los requisitos de durabilidad

Parámetro de dosificación	Tipo de hormigón	CLASE DE EXPOSICIÓN												
		I	Ila	Ilb	Illa	IIIb	IIIc	IV	Qa	Qb	Qc	H	F	E
resistencia Mínima (N/mm ²)	masa	20	-	-	-	-	-	-	30	30	35	30	30	30
	armado	25	25	30	30	30	35	30	30	30	35	30	30	30
	pretensado	25	25	30	30	35	35	35	30	35	35	30	30	30

(*) Estos valores reflejan las resistencias que pueden esperarse con carácter general cuando se emplean áridos de buena calidad y se respetan las especificaciones estrictas de durabilidad incluidas en esta Instrucción. Se trata de una tabla meramente orientativa, al objeto de fomentar la deseable coherencia entre las especificaciones de durabilidad y las especificaciones de resistencia. En este sentido, se recuerda que en algunas zonas geográficas en las que los áridos sólo pueden cumplir estrictamente las especificaciones definidos para ellos en esta Instrucción, puede ser complicado obtener estos valores.

¹ Baumann-Gully.

² De suelo seco.

Recubrimientos

El recubrimiento de hormigón es la distancia entre la superficie exterior de la armadura (incluyendo cercos y estribos) y la superficie del hormigón más cercana.

A los efectos de la Instrucción, se define como recubrimiento mínimo de una armadura pasiva aquel que debe cumplirse en cualquier punto de la misma. Para garantizar estos valores mínimos, se prescribirá en el proyecto un valor nominal del recubrimiento r_{nom} , definido como:

$$r_{nom} = r_{min} + \Delta r$$

donde:

r_{nom}	Recubrimiento nominal
r_{min}	Recubrimiento mínimo
Δr	Margen de recubrimiento, en función del nivel de control de ejecución, y cuyo valor será

0 mm	en elementos prefabricados con control intenso de ejecución
5 mm	en el caso de elementos ejecutados <i>in situ</i> con nivel intenso de control de ejecución, y
10 mm	en el resto de los casos

En los casos particulares de atmósfera fuertemente agresiva o especiales riesgos de incendio, los recubrimientos indicados en el Artículo 37º deberán ser aumentados.

Recubrimientos mínimos (mm) para las clases de exposición I y II.

Clase de exposición	Tipo de cemento	Resistencia característica del hormigón [N/mm ²]	Vida útil de proyecto (t _p), (años)	
			50	100
I	Cualquiera	$f_{ck} \geq 25$	15	25
II a	CEM I	$25 \leq f_{ck} < 40$	15	25
		$f_{ck} \geq 40$	10	20
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	30
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
II b	CEM I	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	30
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón	$25 \leq f_{ck} < 40$	25	35
		$f_{ck} \geq 40$	20	30

Recubrimientos mínimos (mm) para las clases de exposición III y IV.

Hormigón	Cemento	Vida útil de proyecto (t_p) (años)	Clase general de exposición			
			IIIa	IIIb	IIIc	IV
Armado	CEM III/A, CEM III/B, CEM IV, CEM III/B-S, B-P, B-V, A-D u hormigón con adición de microsilíce superior al 6% o de	50	25	30	35	35
		100	30	35	40	40
	Resto de cementos utilizables	50	45	40	*	*
		100	65	*	*	*
Pretensado	CEM II/A-D o bien con adición de humo de sílice superior al 6%	50	30	35	40	40
		100	35	40	45	45
	Resto de cementos utilizables, según el Artículo 26º	50	65	45	*	*
		100	*	*	*	*

* Estas situaciones obligarían a unos recubrimientos excesivos, desaconsejables desde el punto de vista de la ejecución del elemento. En estos casos, se recomienda comprobar el Estado Límite de Durabilidad según lo indicado en el Anejo nº 8, a partir de las características del hormigón prescrito en el Pliego de prescripciones técnicas del proyecto.

Cuando por exigencias de cualquier tipo (durabilidad, protección frente a incendios o utilización de grupos de barras), el recubrimiento sea superior a 50 mm, deberá considerarse la posible conveniencia de colocar una malla de reparto en medio del espesor del recubrimiento en la zona de tracción, con una cuantía geométrica del 5 por mil del área del recubrimiento para barras o grupos de barras de diámetro (o diámetro equivalente) igual o inferior a 32 mm, y del 10 por mil para diámetros (o diámetros equivalentes) superiores a 32 mm.

En piezas hormigonadas contra el terreno, el recubrimiento mínimo será 70 mm, salvo que se haya preparado el terreno y dispuesto un hormigón de limpieza, no rigiendo en este caso lo establecido en el párrafo anterior.

En caso de mecanismos de deterioro distintos de la corrosión de las armaduras, se emplearán los valores de la tabla 37.2.4.1.c.

Recubrimientos mínimos (mm) para clases específicas de exposición

Clase de exposición	Tipo de cemento	Resistencia característica del hormigón [N/mm ²]	Vida útil de proyecto (t _p), (años)	
			50	100
H	CEM III	$25 \leq f_{ck} < 40$	25	50
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
	Otros tipos de cemento	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	35
		$f_{ck} \geq 40$	10	20
F	CEM I I/A-D	$25 \leq f_{ck} < 40$	25	50
		$f_{ck} \geq 40$	15	35
	CEM III	$25 \leq f_{ck} < 40$	40	75
		$f_{ck} \geq 40$	20	40
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	40
		$f_{ck} \geq 40$	10	20
E ⁽¹⁾	Cualquiera	$25 \leq f_{ck} < 40$	40	80
		$f_{ck} \geq 40$	20	35
Qa	CEM III, CEM IV, CEM II/B-S, B-P, B-V, A-D u hormigón con adición de microsilice superior al 6% o de cenizas volantes superior al 20%	-	40	55
	Resto de cementos utilizables	-	*	*
Qb, Qc	Cualquiera	-	⁽²⁾	⁽²⁾

⁽¹⁾ Estas situaciones obligarían a unos recubrimientos excesivos

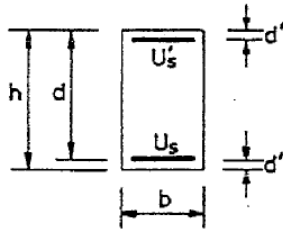
⁽¹⁾ Estos valores corresponden a condiciones moderadamente duras de abrasión. En el caso de que se prevea una fuerte abrasión, será necesario realizar un estudio detallado.

⁽²⁾ El Autor del proyecto deberá fijar estos valores de recubrimiento mínimo y, en su caso, medidas adicionales, al objeto de que se garantice adecuadamente la protección del hormigón y de las armaduras frente a la agresión química concreta de que se trate.

Secciones rectangulares sometidas a flexión simple (EHE)

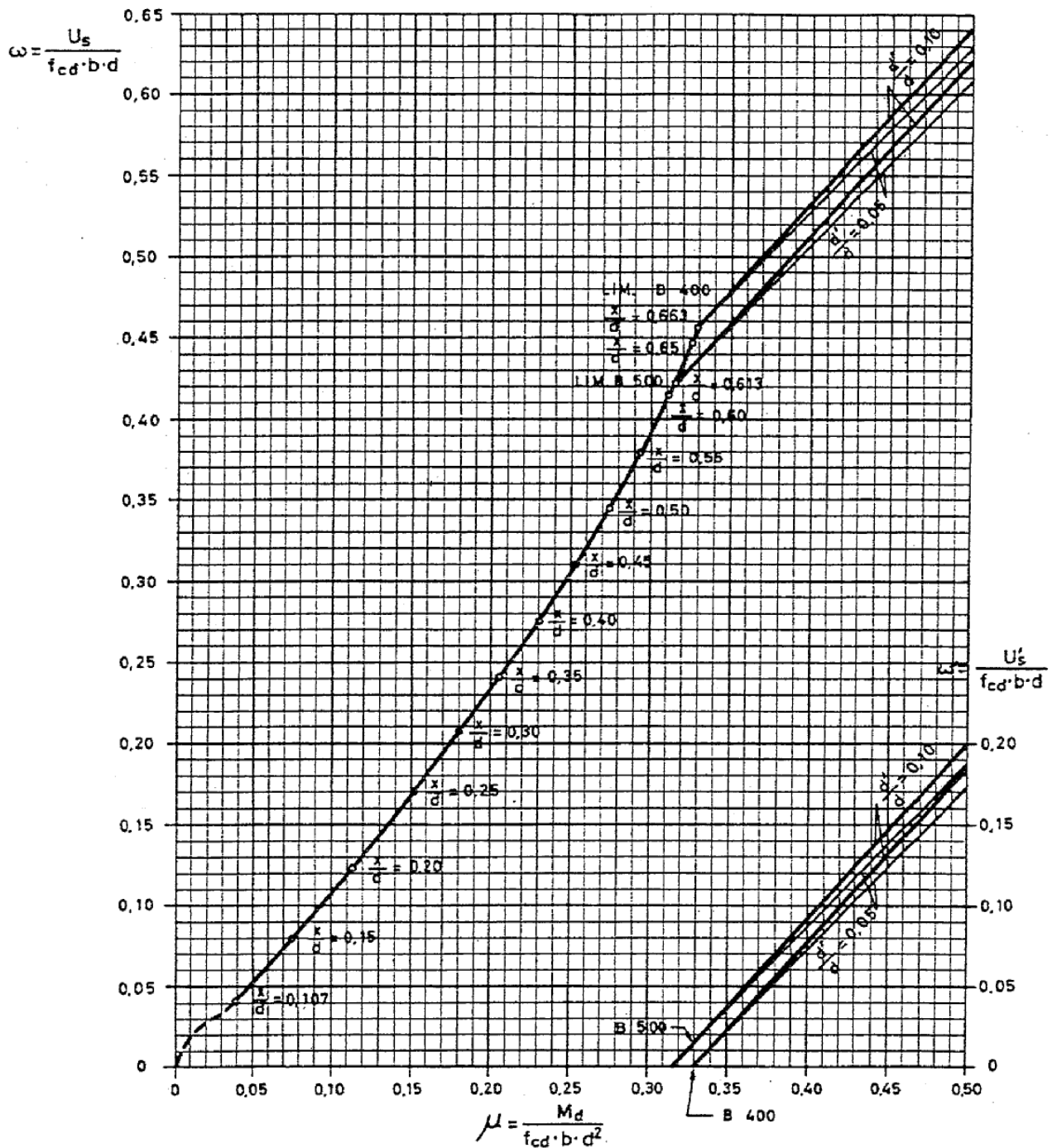
DIAGRAMA PARÁBOLA RECTÁNGULO

ACERO DE DUREZA NATURAL



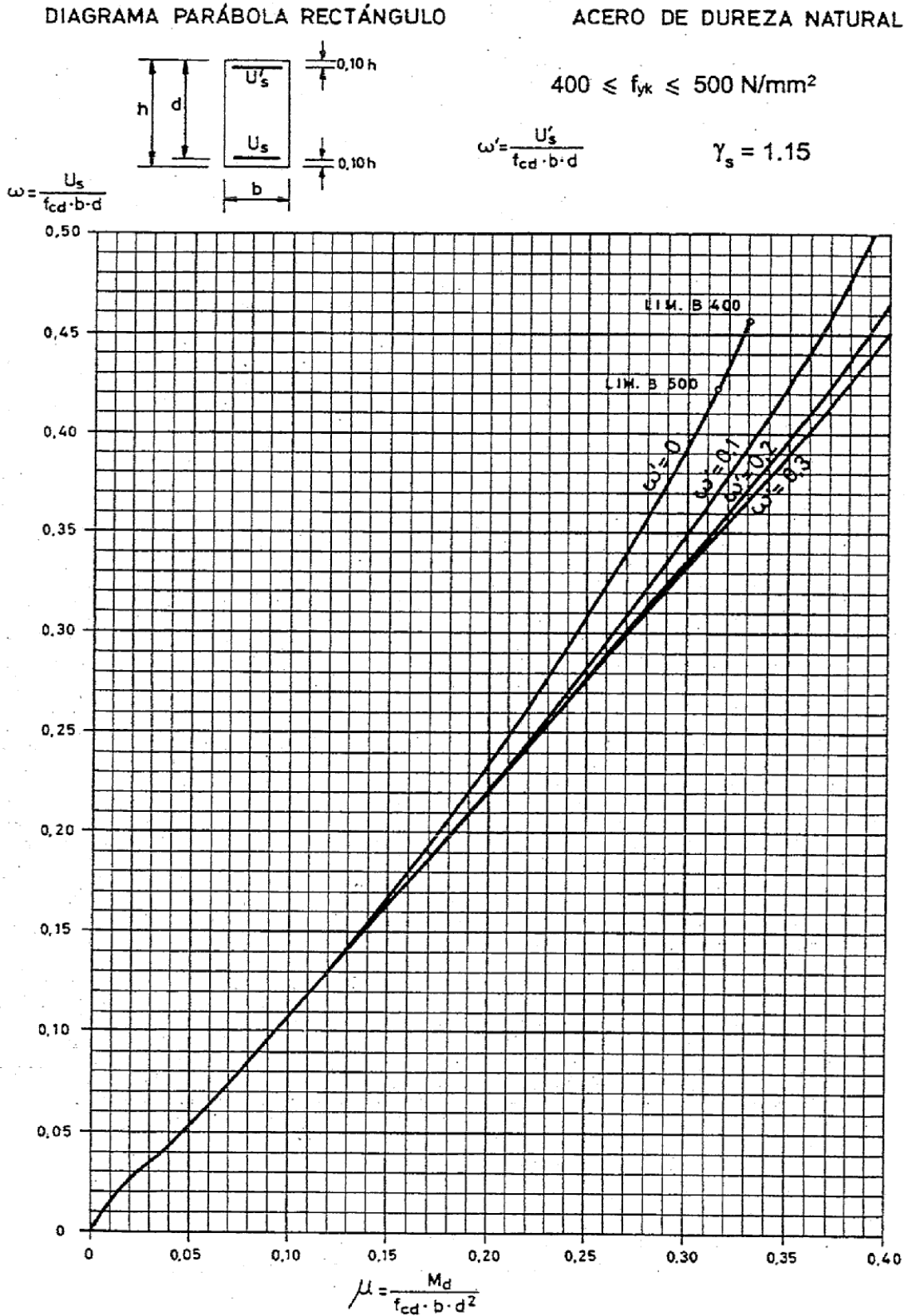
$$400 \leq f_{yk} \leq 500 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_s = 1.15$$

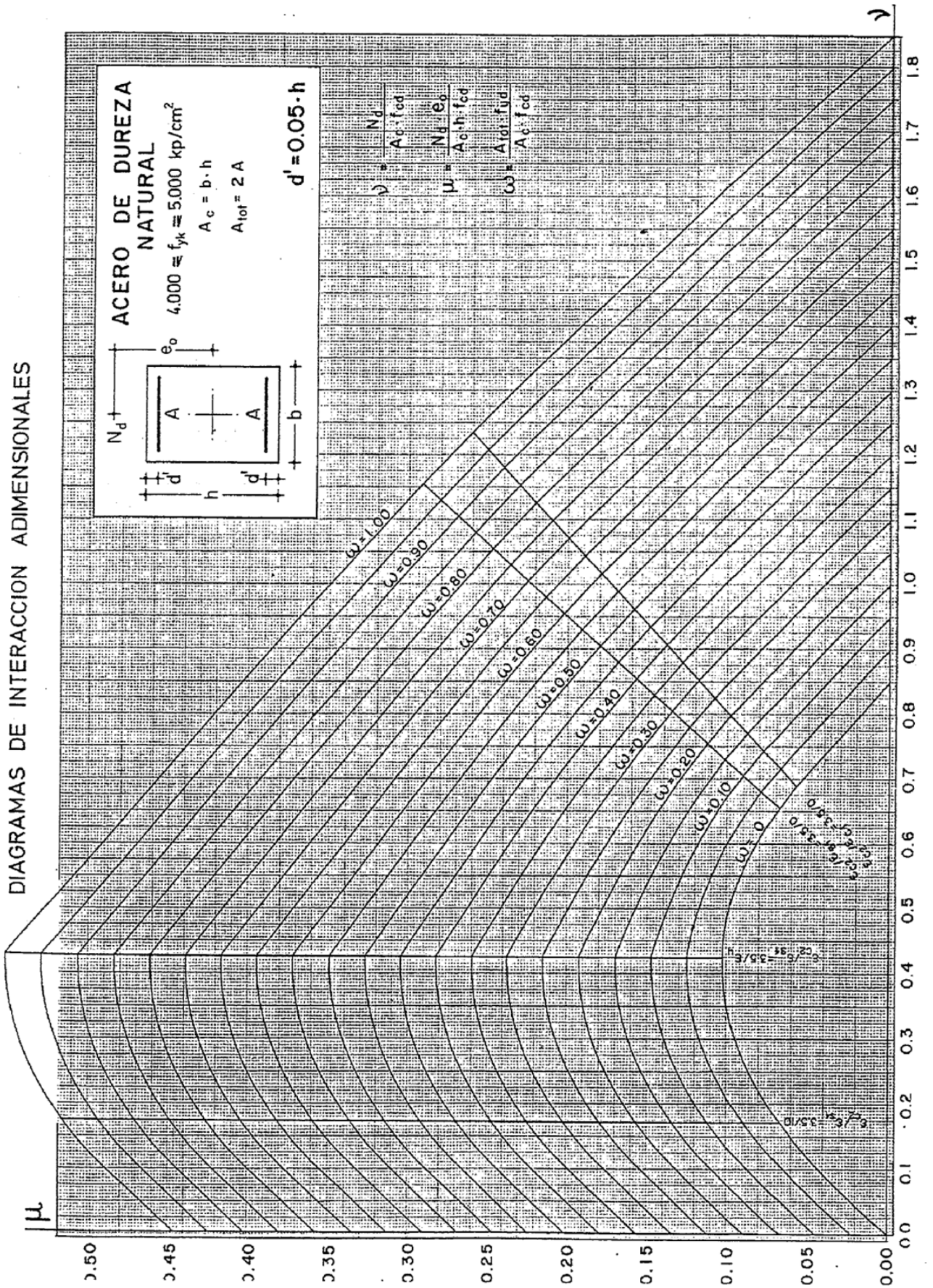


! A ZONA DE TRAZOS ES ! A CORRESPONDIENTE A LA CUANTÍA MÍNIMA DE ACIERO CON LA EHE

Secciones rectangulares sometidas a flexión simple con armadura de compresión no necesaria pero existente (EHE)

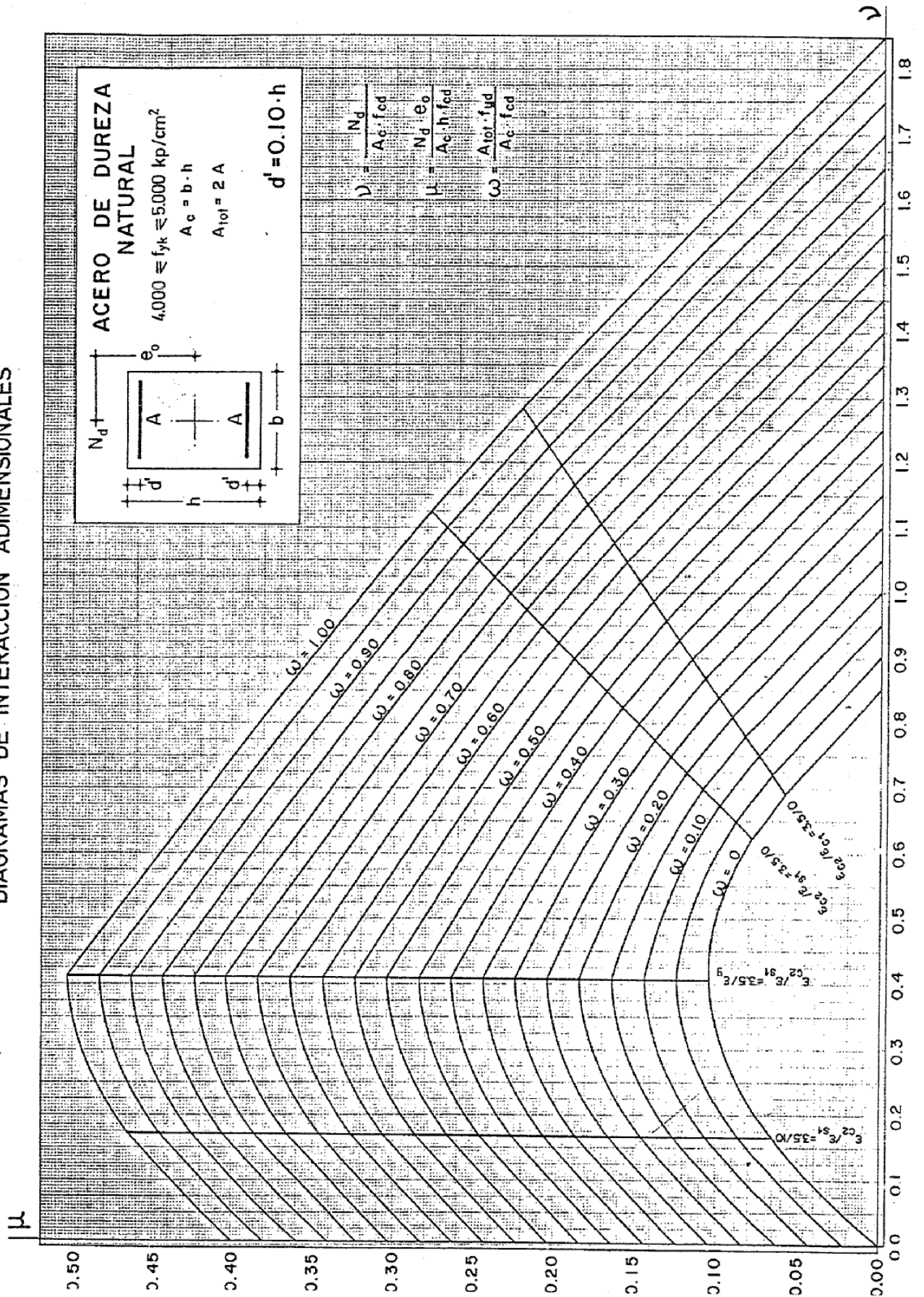


Diagramas de interacción adimensionales: Armadura en 2 caras. $D'=0.05 \cdot h$ (EHE)



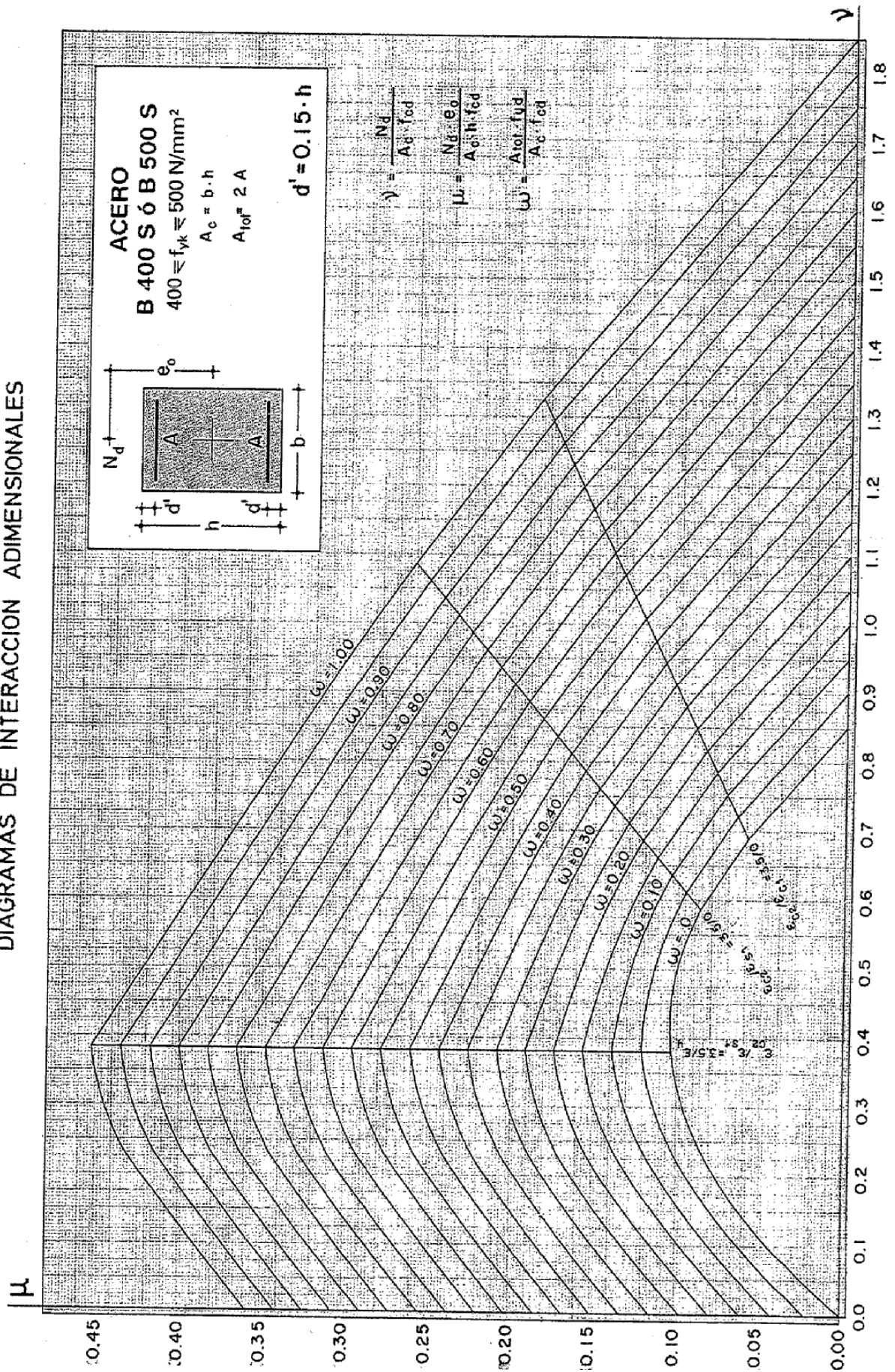
Diagramas de interacción adimensionales: Armadura en 2 caras. $D'=0.10 \cdot h$ (EHE)

DIAGRAMAS DE INTERACCION ADIMENSIONALES

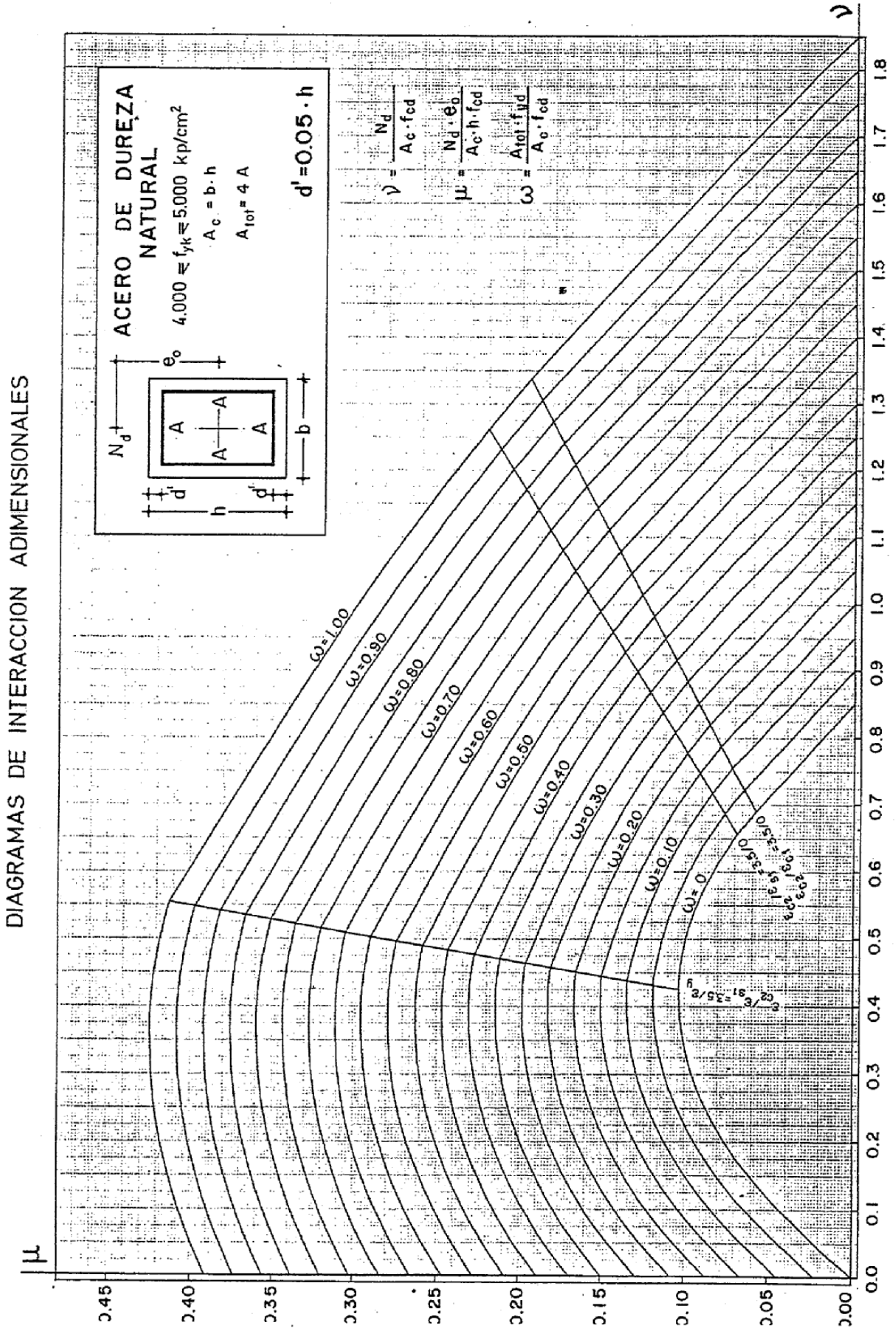


Diagramas de interacción adimensionales: Armadura en 2 caras. $D'=0.15 \cdot h$ (EHE)

DIAGRAMAS DE INTERACCION ADIMENSIONALES

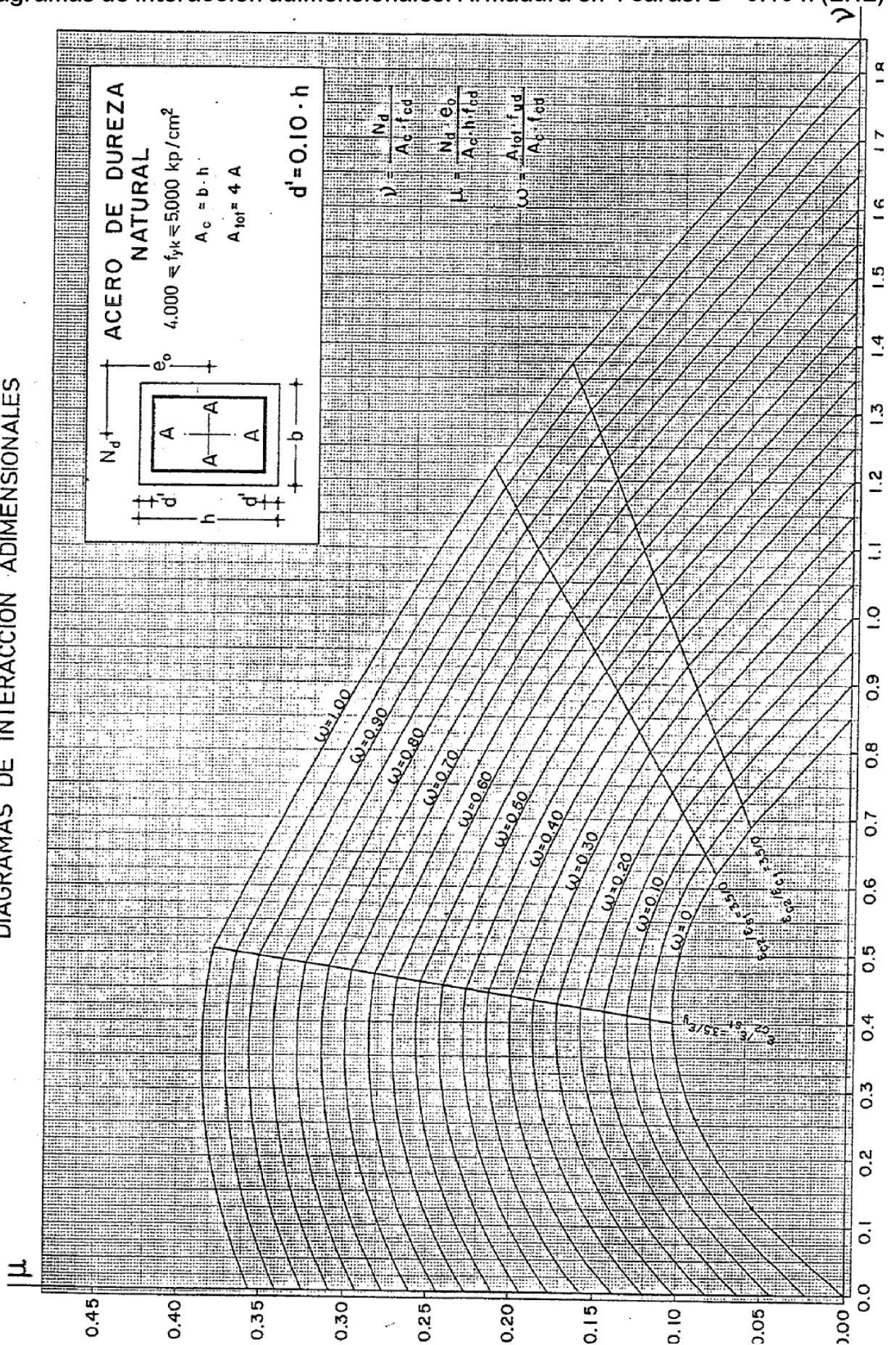


Diagramas de interacción adimensionales: Armadura en 4 caras. $D'=0.05 \cdot h$ (EHE)



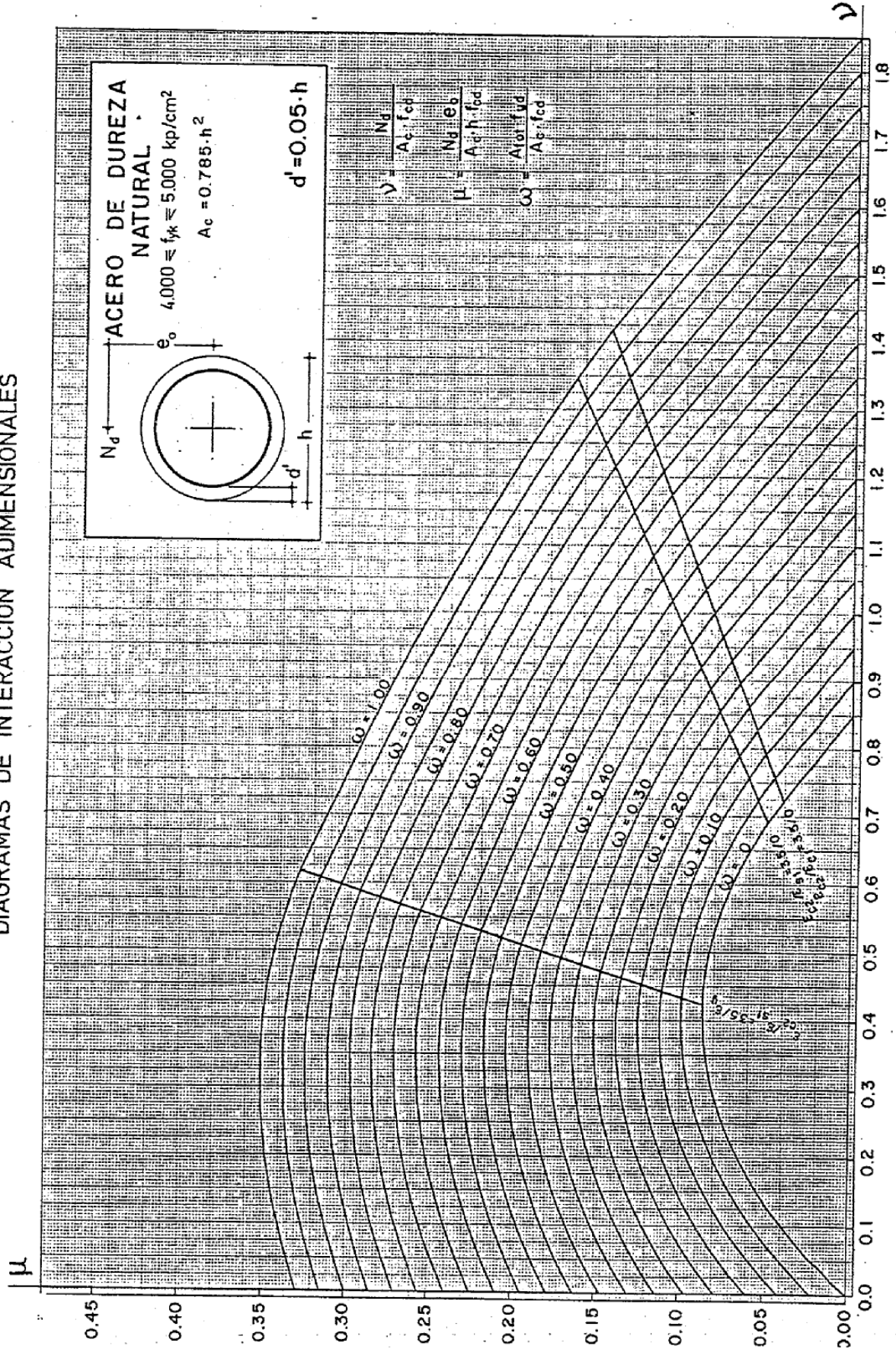
Diagramas de interacción adimensionales: Armadura en 4 caras. $D'=0.10 \cdot h$ (EHE)

DIAGRAMAS DE INTERACCION ADIMENSIONALES



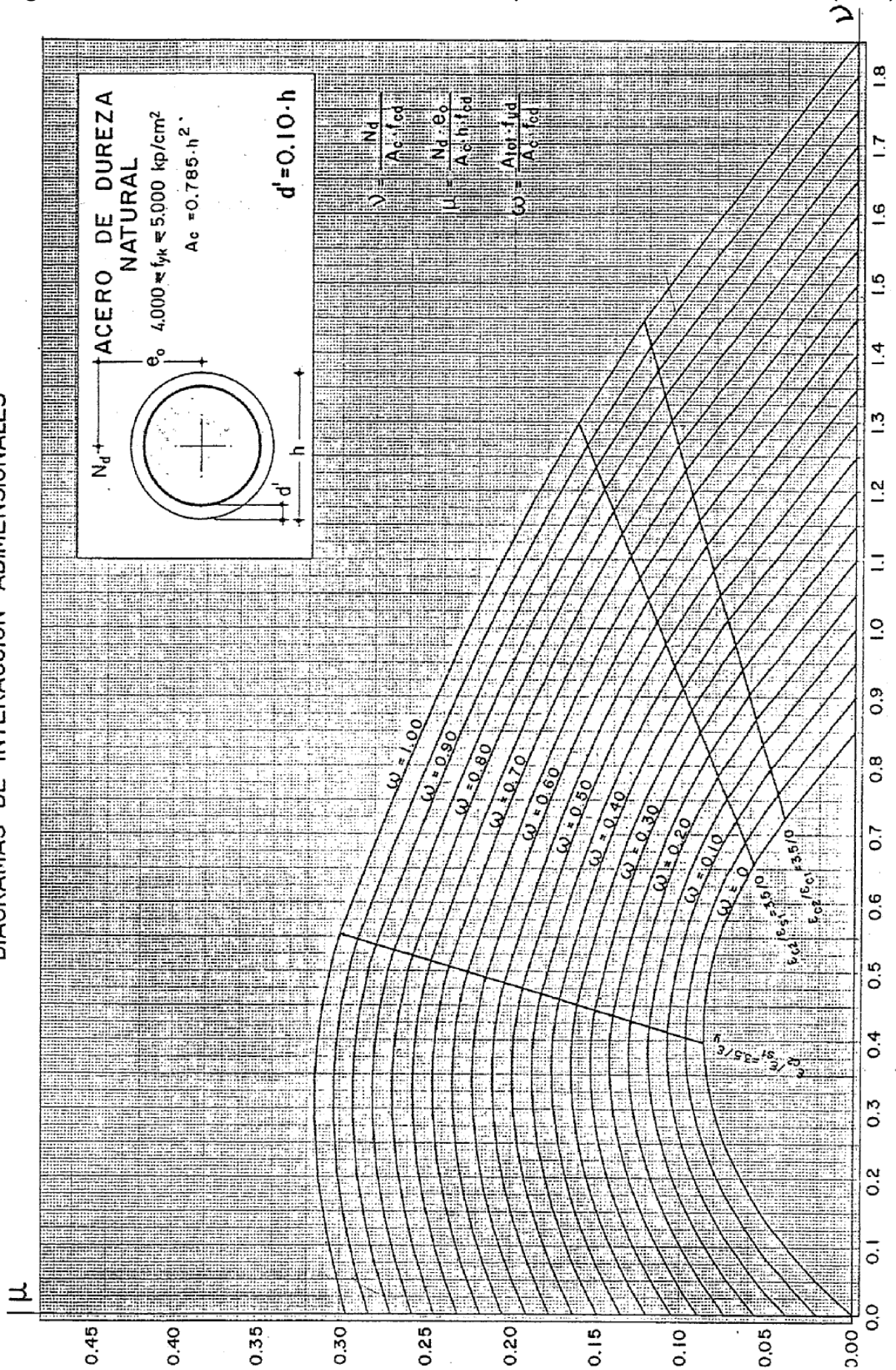
Diagramas de interacción adimensionales. Soportes circulares $d'=0.05 \cdot h$ (EHE)

DIAGRAMAS DE INTERACCION ADIMENSIONALES



Diagramas de interacción adimensionales. Soportes circulares $d'=0.10 \cdot h$ (EHE)

DIAGRAMAS DE INTERACCION ADIMENSIONALES



Estado límite último de inestabilidad

1. Campo de aplicación

Comprobación de soportes aislados, estructuras aporticadas y estructuras reticulares en general, en los que los efectos de segundo orden no pueden ser despreciados.

Se limita a los casos en que pueden despreciarse los efectos de torsión.

La EHE-08 no cubre los casos en que la esbeltez mecánica de los soportes es superior a 200.

En soportes aislados, los efectos de segundo orden pueden despreciarse si la esbeltez mecánica es inferior a una esbeltez límite asociada a una pérdida de capacidad portante del soporte del 10% respecto de un soporte no esbelto. La esbeltez límite inferior λ_{inf} puede aproximarse por la siguiente expresión:

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0,24}{e_2/h} + 3,4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \geq 100$$

donde

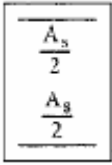
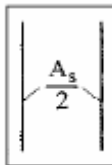
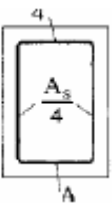
- Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte, de valor
- $v = \frac{N_d}{(A_c \cdot f_{cd})}$
- e_2 Excentricidad de primer orden en el extremo del soporte con mayor momento, considerada positiva.
- e_1 Excentricidad de primer orden en el extremo del soporte con menor momento, positiva si tiene el mismo signo que e_2 .
- En estructuras translacionales se tomará e_1/e_2 igual a 1,0.
- H Canto de la sección en el plano considerado
- Coeficiente que depende de la disposición de armaduras cuyos valores son:
- C 0,24 para armadura simétrica en dos caras opuestas en el plano de flexión.
- 0,20 para armadura igual en las cuatro caras.
- 0,16 para armadura simétrica en las caras laterales.

Para los casos usuales de **soportes de edificación**, en el caso de conocer la cuantía mecánica de armadura, por ejemplo en comprobación, la esbeltez límite inferior puede ajustarse más a través de la siguiente expresión:

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{A \cdot \omega + 0,12}{v} \cdot \left[1 + \frac{B}{e_2/h} + 3,4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]}$$

donde

- ω Cuantía mecánica total de armadura del soporte
- A, B Constantes definidas en la tabla:

Disposición de armadura	A	B
	0,40	$\frac{0,40 \cdot \omega + 0,12}{\omega + 0,56}$
	0,27	$\frac{0,27 \cdot \omega + 0,12}{0,93 \cdot \omega + 0,56}$
	0,14	$\frac{0,14 \cdot \omega + 0,12}{0,85 \cdot \omega + 0,56}$

2 Método general

La comprobación general de una estructura, teniendo en cuenta las no linealidades geométrica y mecánica, puede realizarse de acuerdo con los principios generales indicados en el artículo 19.2 de la EHE-08. Con esta comprobación se justifica que la estructura, para las distintas combinaciones de acciones posibles, no presenta condiciones de inestabilidad global ni local, a nivel de sus elementos constitutivos, ni resulta sobrepasada la capacidad resistente de las distintas secciones de dichos elementos.

Deben considerarse en el cálculo las incertidumbres asociadas a la predicción de los efectos de segundo orden y, en particular, los errores de dimensión e incertidumbres en la posición y línea de acción de las cargas axiales.

3. Comprobación de estructuras intranslacionales

En las estructuras intranslacionales, el cálculo global de esfuerzos podrá hacerse según la teoría de primer orden. A partir de los esfuerzos así obtenidos, se efectuará una comprobación de los efectos de segundo orden de cada soporte considerado aisladamente, de acuerdo con el apartado 5 (Comprobación de soportes aislados)

4. Comprobación de estructuras traslacionales

Las estructuras traslacionales serán objeto de una comprobación de estabilidad de acuerdo con las bases generales del apartado 2 (Método general).

Para las estructuras usuales de **edificación de menos de 15 plantas**, en las que el desplazamiento máximo en cabeza bajo cargas horizontales características, calculado mediante la teoría de primer orden y con las rigideces correspondientes a las secciones brutas, no supere 1/750 de la altura total, basta comprobar cada soporte aisladamente con los esfuerzos obtenidos aplicando la teoría de primer orden y con la longitud de pandeo de acuerdo con lo que se expone en el apartado 6.

5. Comprobación de soportes aislados

Para soportes con esbeltez mecánica comprendida entre λ_{inf} y 100 puede aplicarse el método aproximado descritos en los apartados 5.1 y 5.2.

Para soportes con esbeltez mecánica comprendida entre 100 y 200 se aplicará el método general establecido en el apartado 2.

5.1. Método aproximado. Flexión compuesta recta

Para soportes de sección y armadura constante deberá dimensionarse la sección para una excentricidad total igual a la que se indica:

$$e_{total} = e_e + e_a \geq e_2$$

$$e_a = (1 + 0.12 \cdot \beta) \cdot (\varepsilon_y + 0,0035) \cdot \frac{h + 20 \cdot e_e}{h + 10 \cdot e_e} \cdot \frac{l_0^2}{50 \cdot i_c}$$

donde

e_a Excentricidad ficticia utilizada para representar los efectos de segundo orden.

Excentricidad de cálculo de primer orden equivalente

$$e_e = 0,6 \cdot e_2 + 0,4 \cdot e_1 \geq 0,4 \cdot e_2 \quad \text{Para soportes intraslacionales}$$

E_e $e_e = e_2$ Para soportes traslacionales

$$\text{En todos los casos, } e_e \leq \begin{cases} h \\ 20 \\ 20 \text{ mm} \end{cases}$$

e_2 Excentricidad de primer orden en el extremo del soporte con mayor momento, considerada positiva.

E_1 Excentricidad de primer orden en el extremo del soporte con menor momento, positiva si tiene el mismo signo que e_2 .

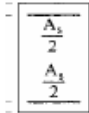
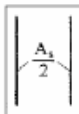
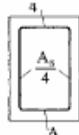

L_0 Longitud de pandeo.

i_c Radio de giro de la sección de hormigón en la dirección considerada, $i_c = \sqrt{\frac{I}{A}}$

h Canto total de la sección de hormigón.

ε_y Deformación del acero para la tensión de cálculo f_{yd} , es decir, $\varepsilon_y = \frac{f_{yd}}{E_s}$

β Factor de armado, dado por $\beta = \frac{(d-d')^2}{4 \cdot i_s^2}$, siendo i_s el radio de giro de las armaduras. Los valores de β y de i_s para las disposiciones de armaduras más frecuentes se recogen en la tabla siguiente:

Disposición de armadura	i_s^2	β
	$\frac{1}{4}(d-d')^2$	1,0
	$\frac{1}{12}(d-d')^2$	3,0
	$\frac{1}{6}(d-d')^2$	1,5
	$\frac{1}{8}(d-d')^2$	2,0

5.2. Método aproximado. Flexión compuesta esviada

Para elementos de sección rectangular y armadura constante se podrá realizar una comprobación separada, según los dos planos principales de simetría, si la excentricidad del axil se sitúa en la zona rayada de la figura 43.5.2.a. Esta situación se produce si se cumple alguna de las dos condiciones indicadas en la figura 43.5.2.a, donde e_x y e_y son las excentricidades de cálculo en la dirección de los ejes x e y , respectivamente.

Cuando no se cumplen las condiciones anteriores, se considera que el soporte se encuentra en buenas condiciones respecto al pandeo, si se cumple la siguiente condición:

$$\frac{M_{xd}}{M_{xu}} + \frac{M_{yd}}{M_{yu}} \leq 1$$

donde:

M_{xd} Momento de cálculo, en la dirección x , en la sección crítica de comprobación, considerando los efectos de segundo orden.

M_{yd} Momento de cálculo, en la dirección y , en la sección crítica de comprobación, considerando los efectos de segundo orden.

M_{xu} Momento máximo, en la dirección x , resistido por la sección crítica.

M_{yu} Momento máximo, en la dirección y , resistido por la sección crítica.

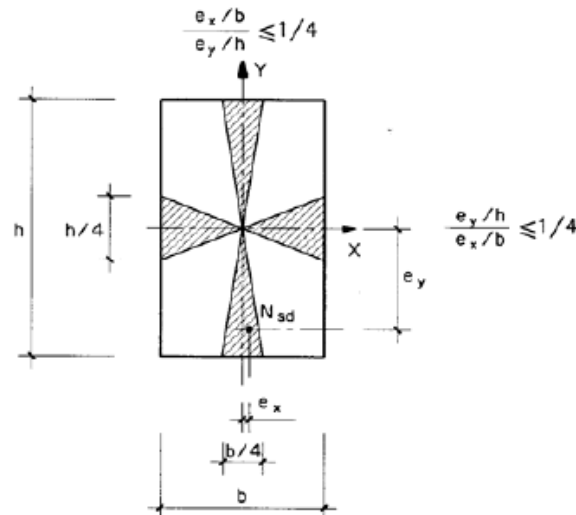


Figura 43.5.2.a

6. Longitudes de pandeo

En pórticos planos, las longitudes de pandeo l_0 en el plano considerado son función de las rigideces relativas de las vigas y soportes que concurren en los nudos extremos del elemento en compresión considerado y se pueden determinar como $l_0 = \alpha \cdot l$, donde α puede obtenerse de los nomogramas siguientes, y l es la longitud real del elemento considerado.

En lugar de los nomogramas pueden emplearse las siguientes expresiones:

- Para pórticos intranslacionales

$$\alpha = \frac{0,64 \cdot 1,4 \cdot (\psi_A + \psi_B) + 3 \cdot \psi_A \cdot \psi_B}{1,28 \cdot 2 \cdot (\psi_A + \psi_B) + 3 \cdot \psi_A \cdot \psi_B}$$

- Para pórticos translacionales

$$\alpha = \frac{0,64 \cdot 1,4 \cdot (\psi_A + \psi_B) + 3 \cdot \psi_A \cdot \psi_B}{1,28 \cdot 2 \cdot (\psi_A + \psi_B) + 3 \cdot \psi_A \cdot \psi_B}$$

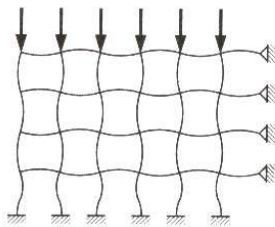
ψ representa la relación de rigideces de los soportes a las vigas en cada extremo del pilar considerado. Como valor de l se tomará la inercia bruta de la sección.

$$\Psi_A = \frac{\left[\sum \frac{E \cdot I}{l} \right]_{\text{pilares}}}{\left[\sum \frac{E \cdot I}{l} \right]_{\text{vigas}}}$$

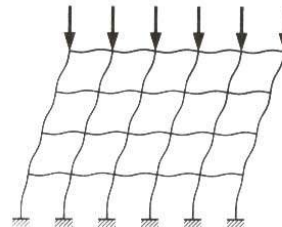
$$\Psi_B = \frac{\left[\sum \frac{E \cdot I}{l} \right]_{\text{pilares}}}{\left[\sum \frac{E \cdot I}{l} \right]_{\text{vigas}}}$$

α representa el factor de longitud de pandeo, que adopta, para los casos indicados, los siguientes valores:

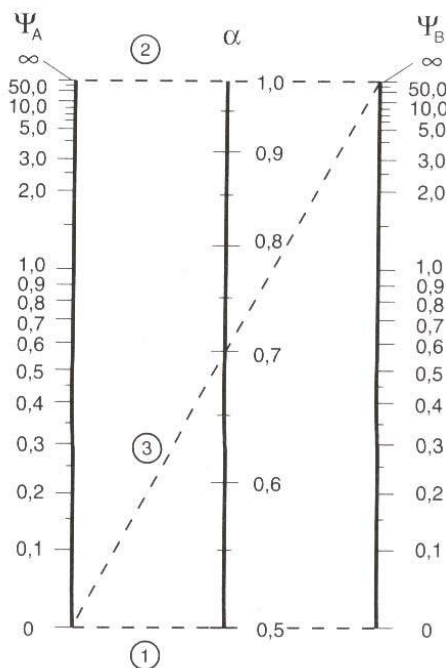
- Soporte biempotrado: $\alpha = 0,5$
- Soporte biarticulado: $\alpha = 1,0$
- Soporte articulado empotrado: $\alpha = 0,7$
- Soporte en ménsula: $\alpha = 2,0$
- Soporte biempotrado con extremos desplazables: $\alpha = 1,0$



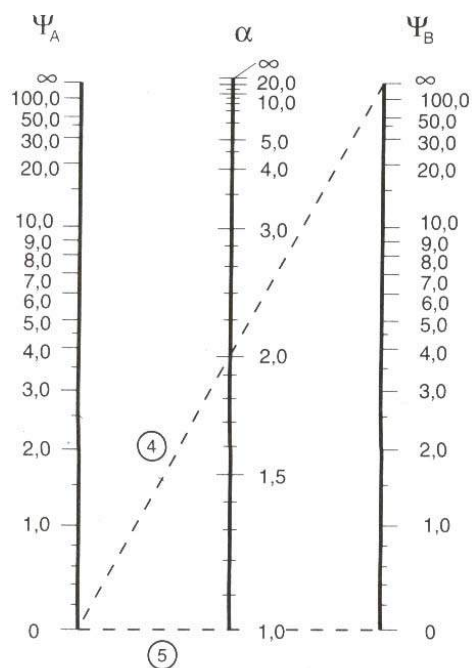
PÓRTICOS INTRASLACIONALES



PÓRTICOS TRASLACIONALES



PÓRTICOS INTRASLACIONALES



PÓRTICOS TRASLACIONALES

VALORES DE LA EXCENTRICIDAD FICTICIA $\frac{e_a}{h}$ POR PANDEO

Armadura sólo en caras frontales. Acero B 500 S. Axil permanente menor del 70% del total

$\lambda_x = \frac{l_a}{h}$	Excentricidad equivalente relativa $\frac{e_c}{h} =$																		
	0.05	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0	10.0	∞
10	.054	.060	.067	.070	.072	.074	.075	.076	.077	.077	.078	.078	.078	.079	.079	.079	.080	.080	.080
11	.065	.073	.081	.085	.087	.089	.090	.092	.093	.093	.094	.094	.095	.095	.096	.096	.096	.097	.097
12	.077	.087	.096	.101	.104	.106	.107	.109	.110	.111	.112	.112	.113	.113	.114	.114	.114	.115	.116
13	.090	.102	.113	.119	.122	.124	.126	.128	.130	.130	.131	.132	.132	.133	.134	.134	.134	.135	.136
14	.105	.118	.131	.138	.142	.144	.146	.149	.150	.151	.152	.153	.154	.154	.155	.155	.156	.157	.157
15	.120	.135	.151	.158	.163	.166	.168	.171	.172	.174	.175	.175	.176	.177	.178	.178	.179	.180	.181
16	.137	.154	.171	.180	.185	.188	.191	.194	.196	.198	.199	.200	.201	.202	.202	.203	.204	.205	.205
17	.155	.174	.193	.203	.209	.213	.215	.219	.222	.223	.224	.225	.227	.228	.228	.229	.230	.231	.232
18	.173	.195	.217	.228	.234	.238	.242	.246	.248	.250	.251	.252	.254	.255	.256	.257	.258	.259	.260
19	.193	.217	.242	.254	.261	.266	.269	.274	.277	.279	.280	.281	.283	.284	.285	.286	.287	.288	.290
20	.214	.241	.268	.281	.289	.294	.298	.303	.307	.309	.310	.312	.314	.315	.316	.317	.318	.320	.321
21	.236	.266	.295	.310	.319	.325	.329	.334	.338	.340	.342	.344	.346	.347	.348	.350	.351	.352	.354
22	.259	.291	.324	.340	.350	.356	.361	.367	.371	.374	.376	.377	.379	.381	.382	.384	.385	.387	.388
23	.283	.319	.354	.372	.382	.389	.394	.401	.405	.408	.411	.412	.415	.417	.418	.420	.421	.423	.425
24	.308	.347	.385	.405	.416	.424	.429	.437	.441	.445	.447	.449	.451	.454	.455	.457	.458	.460	.462
25	.335	.376	.418	.439	.452	.460	.466	.474	.479	.483	.485	.487	.490	.492	.494	.496	.497	.499	.502
26	.362	.407	.452	.475	.489	.498	.504	.513	.518	.522	.525	.527	.530	.532	.534	.536	.537	.540	.543
27	.390	.439	.488	.512	.527	.537	.544	.553	.559	.563	.566	.568	.571	.574	.576	.578	.580	.582	.585
28	.420	.472	.525	.551	.567	.577	.585	.595	.601	.605	.609	.611	.615	.617	.619	.622	.623	.626	.629
29	.450	.506	.563	.591	.608	.619	.627	.638	.645	.649	.653	.655	.659	.662	.664	.667	.669	.672	.675

Para armaduras en las caras laterales, acero B 400 S o axiles permanentes mayores del 70 por 100 del axil total, los valores de $\frac{e_a}{h}$ dados por la tabla deben multiplicarse por el factor δ adecuado que se obtiene de la tabla 18.3. Las magnitudes de la tabla son adimensionales.

Cuantías mecánicas mínimas

- **Flexión simple**

Para secciones rectangulares de hormigón armado en flexión simple cuando la resistencia del hormigón es inferior a 50 N/mm^2 , la expresión del articulado proporciona la siguiente fórmula simplificada:

$$A_s \geq 0,04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

o la equivalente,

$$u_s \geq 0,04 \cdot u_c$$

siendo A_s el área de la armadura traccionada, y A_c el área de la sección total de hormigón.

Para secciones de hormigón armado en flexión simple cuando la resistencia característica del hormigón es inferior a 50 N/mm^2 , se admite disponer una armadura mínima de tracción reducida $\alpha \cdot A_s$, donde α es el factor reductor definido por:

$$\alpha = 1,5 - 1,95 \cdot \frac{A_s \cdot h \cdot f_{yd}}{W_1 \cdot f_{cd}}$$

cuyo valor para secciones rectangulares es

$$\alpha = 1,5 - 12,5 \cdot \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Este factor suele ser de interés en piezas sobredimensionadas a flexión donde el momento de cálculo es menor que el de fisuración, como puede ocurrir en algunas zapatas u otros elementos de cimentación.

- **Flexión compuesta**

Además de la condición anterior para la armadura de tracción, se recomienda que se disponga una armadura mínima de compresión que cumpla la condición:

$$A'_s \cdot f_{yd} \geq 0,05 \cdot N_d,$$

siendo A'_s la sección de la armadura comprimida.

- **Compresión simple o compuesta**

Las armaduras principales en compresión A'_{s1} y A'_{s2} deberán cumplir las limitaciones siguientes:

$A'_{s1} \cdot f_{yc,d} \geq 0,05 \cdot N_d$	$A'_{s1} \cdot f_{yc,d} \leq 0,5 \cdot f_{cd} A_c$
$A'_{s2} \cdot f_{yc,d} \geq 0,05 \cdot N_d$	$A'_{s2} \cdot f_{yc,d} \leq 0,5 \cdot f_{cd} A_c$

donde

$f_{yc,d}$ Resistencia de cálculo del acero a compresión

$$f_{yc,d} = f_{yd} \geq 400 \text{N/mm}^2$$

N_d Esfuerzo actuante normal mayorado de compresión

f_{cd} Resistencia de cálculo del hormigón en compresión

A_c Área de la sección total de hormigón

En el caso de **compresión simple con armadura simétrica**, las cuatro fórmulas limitativas anteriores se reducen a:

$A'_s \cdot f_{yc,d} \geq 0,1 \cdot N_d$
$A'_s \cdot f_{yc,d} \leq f_{cd} \cdot A_c$

siendo A'_s la sección total de las armaduras longitudinales comprimidas.

- **Tracción simple o compuesta**

$$A_s \cdot f_{yc,d} \geq A_c \cdot f_{ct,m}$$

sendo $f_{ct,m}$ la resistencia media del hormigón a tracción

Cuantías geométricas mínimas (en tanto por mil de la sección total de hormigón, b·h)

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con $f_y = 400\text{N/mm}^2$	Aceros con $f_y = 500\text{N/mm}^2$
Pilares		4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽²⁾	4,0	3,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽³⁾	1,4	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios ⁽³⁾	0,7	0,6
Vigas ⁽⁴⁾		3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

- (1) Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Para losas de cimentación y zapatas armadas, se adoptará la mitad de estos valores en cada dirección dispuestos en la cara inferior.
- (2) Cuantía mínima referida a una sección rectangular de ancho b_w y canto h del forjado de acuerdo con la Figura 42.3.5. Esta cuantía se aplica estrictamente en los nervios y no en las zonas macizadas. Todas las viguetas deben tener en la cabeza inferior, al menos, dos armaduras activas o pasivas longitudinales simétricas respecto al plano medio vertical.
- (3) Cuantía mínima referida al espesor de la capa de compresión hormigonada in situ.
- (4) Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.
- (5) La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.
A partir de los 2,5 m de altura del fuste del muro y siempre que esta distancia no sea menor que la mitad de la altura del muro podrá reducirse la cuantía horizontal a un 2%. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse al 2%. La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. En el caso de muros con espesores superiores a 50 cm, se considerará un área efectiva de espesor máximo 50 cm distribuidos en 25 cm a cada cara, ignorando la zona central que queda entre estas capas superficiales.
- (6) En el caso de elementos pretensados, la armadura activa podrá tenerse en cuenta en relación con el cumplimiento de las cuantías geométricas mínimas sólo en el caso de las armaduras pretesas que actúen antes de que se desarrolle cualquier tipo de deformación térmica o reológica.

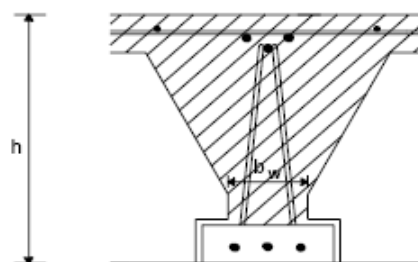


Figura 42.3.5 Detalle del nervio.

Estado límite de agotamiento frente a cortante

Esfuerzo cortante efectivo

El esfuerzo cortante activo V_{rd} viene dado por la expresión:

$$V_{rd} = V_d + V_{pd} + V_{cd}$$

donde:

- V_d valor de cálculo del esfuerzo cortante producido por las acciones exteriores,
- V_{pd} valor de cálculo de la componente de la fuerza de pretensado paralela a la sección en estudio,
- V_{cd} valor de cálculo de la componente paralela a la sección de la resultante de tensiones normales, tanto en compresión como de tracción, sobre las fibras longitudinales de hormigón, en piezas de sección variable.

Comprobaciones que hay que realizar

Debe cumplirse simultáneamente:

$$V_{rd} \leq V_{u1}$$

$$V_{rd} \leq V_{u2}$$

donde :

- V_{rd} esfuerzo cortante efectivo de cálculo del apartado anterior.
- V_{u1} esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma.
- V_{u2} esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

La comprobación del agotamiento por compresión oblicua en el alma $V_{rd} \leq V_{u1}$ se realizará en el borde del apoyo y no en su eje.

En piezas sin armadura de cortante no resulta necesaria la comprobación de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

La comprobación correspondiente al agotamiento por tracción en el alma $V_{rd} \leq V_{u2}$ se efectúa para una sección situada a una distancia de un canto útil del borde del apoyo, excepto en el caso de piezas sin armaduras de cortante en regiones no fisuradas a flexión.

Obtención de V_{u1}

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g\theta + \cot g\alpha}{1 + \cot g^2\theta}$$

siendo:

- f_{1cd} Resistencia a compresión del hormigón: $f_{1cd} = 0'60 f_{cd}$ para $f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2$.
- B_0 Anchura neta mínima del elemento.
- K Coeficiente reductor por efecto del axil.

$K=1,00$ para estructuras sin pretensado o sin esfuerzo axial de compresión

$K = 1 + \frac{\sigma'_{cd}}{f_{cd}}$ para $0 < \sigma'_{cd} \leq 0,25 \cdot f_{cd}$

$K = 1,25$ para $0,25 \cdot f_{cd} < \sigma'_{cd} \leq 0,50 \cdot f_{cd}$

$K = 2,5 \cdot \left(1 - \frac{\sigma'_{cd}}{f_{cd}}\right)$ para $0,50 \cdot f_{cd} < \sigma'_{cd} \leq 1,00 \cdot f_{cd}$

σ'_{cd} Tensión axial efectiva en el hormigón (compresión positiva) que, en pilares, debe calcularse teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras comprimidas.

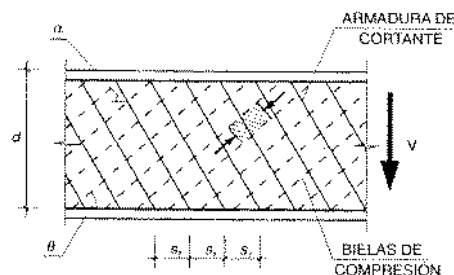
$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A_{s'} \cdot f_{yd}}{A_c}$$

A_c Área total de la sección de hormigón.

$A_{s'}$ Área total de la armadura comprimida. En compresión compuesta puede suponerse que toda la armadura está sometida a la tensión f_{yd} .

α Ángulo de las armaduras con el eje de la pieza.

θ Ángulo entre las bielas de compresión del hormigón y el eje de la pieza.
 $0,5 \leq \cotg \theta \leq 2$



En el caso habitual de que las armaduras formen un ángulo $\alpha=90^\circ$, no haya esfuerzo axial, la resistencia de proyecto sea menor que 60 N/mm^2 y se adopte como ángulo de las bielas de compresión $\theta=45^\circ$, la expresión de esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma queda:

$$V_{u1} = 0'3 \cdot f_{cd} \cdot b_0 \cdot d$$

Obtención de V_{u2}

- **Piezas sin armadura de cortante en regiones no fisuradas ($M_d \leq M_{fis,d}$)**

En piezas con zonas no fisuradas y con el alma comprimida, la resistencia a cortante debe limitarse según la resistencia a tracción del hormigón, y vale:

$$V_{u2} = \frac{l \cdot b_0}{S} \cdot \sqrt{(f_{ct,d})^2 + \alpha_1 \cdot \sigma'_{cd} \cdot f_{ct,d}}$$

donde:

M_d Momento de cálculo de la sección.

$M_{fis,d}$ Momento de fisuración de la sección calculado con $f_{ct,d} = \frac{f_{ct,k}}{\gamma_c}$

I Momento de inercia de la sección transversal.

B_0 Ancho del alma según punto 44.2.1.

S Momento estático de la sección transversal.

$F_{ct,d}$ Resistencia de cálculo a tracción del hormigón.

Σ'_{cd} Tensión media de compresión en el hormigón debido a la fuerza de pretensado.

$A_l = \frac{l_x}{(1,2 \cdot l_{bd})} \leq 1$ para tendones retensazas.

=1 para otros tipos de pretensado anclados por adherencia.

L_x Distancia, en mm, de la sección considerada al inicio de la longitud de transferencia.

L_{bpt} Longitud de transferencia de la armadura activa de pretensado, en mm, que puede tomarse según el apartado 70.2.3.

$$l_{bpt} = \frac{\phi \cdot \sigma_p}{21}$$

donde

σ_p Tensión de pretensado, después de las pérdidas, en N/mm².

ϕ Diámetro de la armadura activa, en mm.

Esta comprobación se realizará en una sección situada a una distancia del borde del apoyo que se corresponde con la intersección del eje longitudinal de pasa por el centro de gravedad de la sección con una línea a 45° que parte del borde del apoyo.

• **Piezas sin armadura de cortante en regiones fisuradas a flexión ($M_d > M_{fis,d}$)**

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma para piezas de hormigón convencional y de alta resistencia vale:

$$V_{u2} = \left[\frac{0,18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{cv})^{1/3} + 0,15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

con un valor mínimo de

$$V_{u2} = \left[\frac{0,075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} + 0,15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

donde:

f_{cv} Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm² de valor $f_{cv} = f_{ck}$.con f_{cv} no mayor que 15 N/mm² en el caso de control indirecto de la resistencia

del hormigón, siendo f_{ck} la resistencia a compresión del hormigón, que no se considerará superior a 60 N/mm^2 .

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2,0 \text{ con } d \text{ en mm.}$$

D Canto útil de la sección referido a la armadura longitudinal de flexión siempre que ésta sea capaz de resistir el incremento de tracción producido por la interacción cortante-flexión (punto 44.2.3.4.2).

σ'_{cd} Tensión media en el alma de la sección (compresión positiva).

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0,30 \cdot f_{cd} \not\geq 12 \text{MPa}$$

N_d Axil de cálculo incluyendo la fuerza de pretensado existente en la sección de estudio. En el caso de piezas con armaduras pretensas se podrá considerar una variación lineal de la fuerza de pretensado desde el extremo de la pieza hasta una distancia igual a 1,2 veces la longitud de transferencia, l_{bpt} (ver 44.2.3.2.1.1).

En apoyos interiores de estructuras continuas con armadura activa pasante, no se considerará la contribución del axil de pretensado en el cálculo de N_d .

ρ_1 Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción, pasiva y activa adherente, anclada a una distancia igual o mayor que d a partir de la sección de estudio

$$\rho_1 = \frac{A_s + A_p}{b_0 \cdot d} \leq 0,02$$

En el caso de forjados con vigueta y retensado prefabricada, el cortante de agotamiento por tracción en el alma será el menor de los valores obtenidos considerando por una parte el ancho mínimo del nervio pretensado y por otra el menor ancho del hormigón vertido en obra por encima de la vigueta, teniendo en cuenta que el cortante V_{u2} resistido deberá ser mayor que el valor mínimo establecido.

En el primer caso, se considerará como valor de cálculo de la resistencia a compresión del hormigón el correspondiente a la vigueta retensada, como tensión σ'_{cd} la referida al área de la vigueta y como cuantía geométrica de armadura la referida a una sección de referencia de ancho b_0 , y canto d , siendo b_0 el ancho mínimo del nervio y d el canto útil del forjado.

En el segundo caso se considerará como resistencia a compresión del hormigón la del hormigón vertido in situ, se considerará nula la tensión σ'_{cd} y la cuantía geométrica de armadura se referirá a una sección de ancho b_0 y canto d , siendo b_0 el ancho mínimo del nervio en la zona del hormigón vertido in situ por encima de la vigueta.

En los forjados unidireccionales con armadura básica en celosía, puede considerarse la colaboración de la celosía (de acuerdo con el punto 44.2.3.2.2.) para la comprobación a esfuerzo cortante tomando como ancho del nervio el menor por debajo de la fibra correspondiente a una profundidad mayor o igual que 20 mm por debajo del redondo superior de la celosía. Asimismo deberá comprobarse el nervio sin la colaboración de la celosía con el menor ancho del nervio, entre 20 mm por debajo del redondo superior de la celosía y la cara superior del forjado (Figura 44.2.1.b).

• **Piezas con armadura de cortante**

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma vale:

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

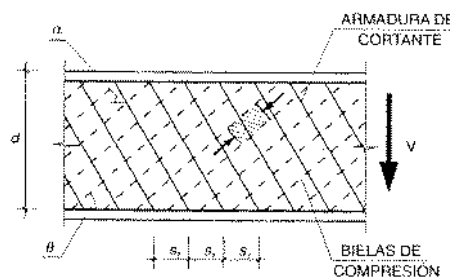
donde:

V_{su} Contribución de la armadura transversal de alma a la resistencia a esfuerzo cortante.

$$V_{su} = z \cdot \text{sen} \alpha \cdot (\cot g \alpha + \cot g \theta) \cdot \sum A_{\alpha} \cdot f_{y\alpha,d}$$

donde

A_{α} Área por unidad de longitud de cada grupo de armaduras que forman un ángulo α con la directriz de la pieza



$f_{y\alpha,d}$ Resistencia de cálculo de la armadura A_{α} (apartado 40.2).

- Para armaduras pasivas: $f_{yd} = \sigma_{sd}$
- Para armaduras activas: $f_{pyd} = \sigma_{pd}$

θ Ángulo entre las bielas de compresión de hormigón y el eje de la pieza (figura superior). Se adoptará el mismo valor que para la comprobación del cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma. Debe cumplir:

$$0,5 \leq \cot g \theta \leq 2,0$$

α Ángulo de las armaduras con el eje de la pieza.

Z Brazo mecánico. En flexión simple, y a falta de cálculos más precisos, puede adoptarse el valor aproximado $z=0,9 \cdot d$. En el caso de secciones circulares sometidas a flexión, d puede considerarse igual a $0,8 \cdot h$. En caso de flexocompresión, z puede aproximarse como

$$z = \frac{M_d + N_d \cdot z_0 - U'_s \cdot (d - d')}{N_d + U_s - U'_s} \begin{cases} > 0 \\ \neq 0,9 \cdot d' \end{cases}$$

donde

z_0 Distancia desde la armadura traccionada hasta el punto de aplicación del axil.

D, d' Distancia desde la fibra más comprimida de hormigón hasta el centro de gravedad de la armadura traccionada y comprimida, respectivamente.

U_s Capacidad mecánica de la armadura de tracción, igual a $U_s = A_s \cdot f_{yd}$

U'_s Capacidad mecánica de la armadura de compresión, igual a $U'_s = A'_s \cdot f_{yd}$

Para flexotracción, puede adoptarse $z=0,9 \cdot d$.

En el caso de piezas armadas con cercos circulares, el valor de V_{su} se multiplicará por un factor 0,85 para tener en cuenta la pérdida de eficacia de la armadura de cortante, debido a la inclinación transversal de las ramas que la conforman. Este efecto puede producirse también cuando las ramas de los cercos no son paralelas al eje del esfuerzo cortante que solicita la sección (por ejemplo, cercos octogonales o hexagonales). En tales casos, a faltas de estudio específicos, también puede adoptarse, de forma conservadora, el valor 0,85.

V_{cu} Contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante,

$$V_{cu} = \left[\frac{0,15}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{cv})^{1/3} + 0,15 \cdot \alpha_1 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot \beta \cdot b_0 \cdot d$$

donde

f_{cv} Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm^2 de valor $f_{cv} = f_{ck}$ con f_{cv} no mayor que $15 N/mm^2$ en el caso de control reducido del hormigón.

f_{ck} Resistencia a compresión del hormigón en N/mm^2 . Se adoptarán valores de f_{ck} de hasta $100 N/mm^2$.

y donde

$$\beta = \frac{2 \cdot \cot g\theta - 1}{2 \cdot \cot g\theta_e - 1} \text{ si } 0,5 \leq \cot g\theta < \cot g\theta_e$$

$$\beta = \frac{\cot g\theta - 2}{\cot g\theta_e - 2} \text{ si } \cot g\theta_e \leq \cot g\theta \leq 2,0$$

θ_e Ángulo de referencia de inclinación de las fisuras en el alma de la pieza en el momento de la fisuración, para el cual puede adoptarse el valor obtenido mediante el método simplificado que se recoge en la EHE-08:

$$\cot g\theta_e = \frac{\sqrt{f_{ct,m}^2 - f_{ct,m} \cdot (\sigma_{xd} + \sigma_{yd}) + \sigma_{xd} \cdot \sigma_{yd}}}{f_{ct,m} - \sigma_{yd}} \begin{cases} \geq 0,5 \\ \leq 2,0 \end{cases}$$

$f_{ct,m}$ Resistencia media a tracción del hormigón.

σ_{xd}, σ_{yd} Tensiones normales de cálculo, a nivel del centro de gravedad de la sección, paralelas a la directriz de la pieza y al esfuerzo cortante V_d respectivamente. Las tensiones σ_{xd} y σ_{yd} se obtendrán a partir de las acciones de cálculo, incluido el pretensado, de acuerdo con la Teoría de la Elasticidad y en el supuesto de hormigón no figurado y considerando positivas las tensiones de tracción.

En el caso frecuente de que $\sigma_{yd}=0$, la expresión de $\cot g\theta_e$ es:

$$\cot \theta_e = \sqrt{1 + \frac{\sigma_{xd}}{f_{ct,m}}} \begin{cases} \leq 0,5 \\ \geq 0,20 \end{cases}$$

En el caso habitual de piezas de hormigón armado sometidas a flexión simple o compuesta con armadura transversal dispuesta con α igual a 90° , despreciando el efecto de las compresiones, y para $\theta = \theta_e = 45^\circ$ y la contribución del hormigón a esfuerzo cortante será:

$$V_{cu} = \frac{0,15}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_0 \cdot d$$

y la contribución de la armadura será:

$$V_{su} = A_{90} \cdot f_{y90,d} \cdot 0,90 \cdot d$$

donde

$f_{y90,d}$ la resistencia de cálculo de la armadura A_{90}

A_{90} el área por unidad de longitud de cada grupo de armaduras que forman un ángulo de 90° con la directriz de la pieza

$$A_{90} = \frac{n \cdot \pi \cdot \phi_t^2}{4 \cdot s_t}$$

siendo

n el número de barras de la armadura de cortante

ϕ_t el diámetro de los cercos, y

s_t la separación entre estribos.

Tabla de esfuerzo cortante de agotamiento $A_{\alpha} \cdot f_{y\alpha,d} \cdot 0,9 \cdot d$ que absorben los estribos de dos ramas, en kN.

B400S					B500S				
Estribos de dos ramas					Estribos de dos ramas				
s/d	2Ø5	2Ø6	2Ø8	2Ø10	s/d	2Ø5	2Ø6	2Ø8	2Ø10
0.10	122.9	177.0	314.7	491.7	0.10	141.4	203.6	361.9	565.5
0.15	82.0	118.0	209.8	327.8	0.15	94.2	135.7	241.3	377.0
0.20	61.5	88.5	157.4	245.9	0.20	70.7	101.8	181	282.7
0.25	49.2	70.8	125.9	196.7	0.25	56.5	81.4	144.8	226.2
0.30	41.0	59.0	104.9	163.9	0.30	47.1	67.9	120.6	188.5
0.35	35.1	50.6	89.9	140.5	0.35	40.4	58.2	103.4	161.6
0.40	30.7	44.3	78.7	122.9	0.40	35.3	50.9	90.5	141.4
0.45	27.3	39.3	69.9	109.3	0.45	31.4	45.2	80.4	125.7
0.50	24.6	35.4	62.9	98.3	0.50	28.3	40.7	72.4	113.1
0.55	22.4	32.2	57.2	89.4	0.55	25.7	37.0	65.8	102.8
0.60	20.5	29.5	52.5	82.0	0.60	23.6	33.9	60.3	94.2
0.65	18.9	27.2	48.4	75.6	0.65	21.7	31.3	55.7	87.0
0.70	17.6	25.3	45.0	70.2	0.70	20.2	29.1	51.7	80.8
0.75	16.4	23.6	42.0	65.6	0.75	18.8	27.1	48.3	75.4

A diferencia de lo que sucede en piezas sin armadura de cortante, en el que se limitaba la resistencia a compresión a 60 N/mm^2 , en piezas con armadura de cortante la resistencia a compresión puede alcanzar la resistencia máxima contemplada por la EHE-08 (100 N/mm^2), dado que el mecanismo de engranamiento de áridos entre caras de fisuras es efectivo incluso para hormigones de alta resistencia debido a la presencia de armadura transversal.

Disposiciones relativas a las armaduras de cortante

Armaduras transversales

La separación longitudinal s_t entre armaduras transversales deberá cumplir las condiciones siguientes para asegurar un adecuado confinamiento del hormigón sometido a compresión oblicua:

$$\begin{aligned}
 s_t &\leq 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cot g\alpha) \leq 600\text{mm} && \text{si } V_{rd} \leq \frac{1}{5} \cdot V_{u1} \\
 s_t &\leq 0,60 \cdot d \cdot (1 + \cot g\alpha) \leq 450\text{mm} && \text{si } \frac{1}{5} \cdot V_{u1} < V_{rd} \leq \frac{2}{3} \cdot V_{u1} \\
 s_t &\leq 0,30 \cdot d \cdot (1 + \cot g\alpha) \leq 300\text{mm} && \text{si } V_{rd} > \frac{2}{3} \cdot V_{u1}
 \end{aligned}$$

Para barras levantadas esta separación no superará nunca el valor $0,60 \cdot d \cdot (1 + \cot g\alpha)$.

La separación transversal $s_{t,trans}$ entre ramas de armaduras transversales deberá cumplir: $s_{t,trans} \leq d \leq 500\text{mm}$

Si existe armadura de compresión y se tiene en cuenta en el cálculo, la separación máxima entre estribos será $15 \cdot \phi_{min}$, siendo ϕ_{min} el diámetro mínimo de la armadura comprimida, y el diámetro del cerco no será inferior a $\phi_{max}/4$, siendo ϕ_{max} el diámetro máximo de la armadura comprimida.

En todos los casos, se prolongará la colocación de cercos o estribos en una longitud igual a medio canto de la pieza, más allá de la sección en la que teóricamente dejen de ser necesarios. En el caso de apoyos, los cercos o estribos se dispondrán hasta el borde de los mismos.

Las armaduras de cortante deben formar con el eje de la viga un ángulo comprendido entre 45° y 90° , inclinadas en el mismo sentido que la tensión principal de tracción producida por las cargas exteriores, al nivel del centro de gravedad de la sección de la viga supuesta no fisurada.

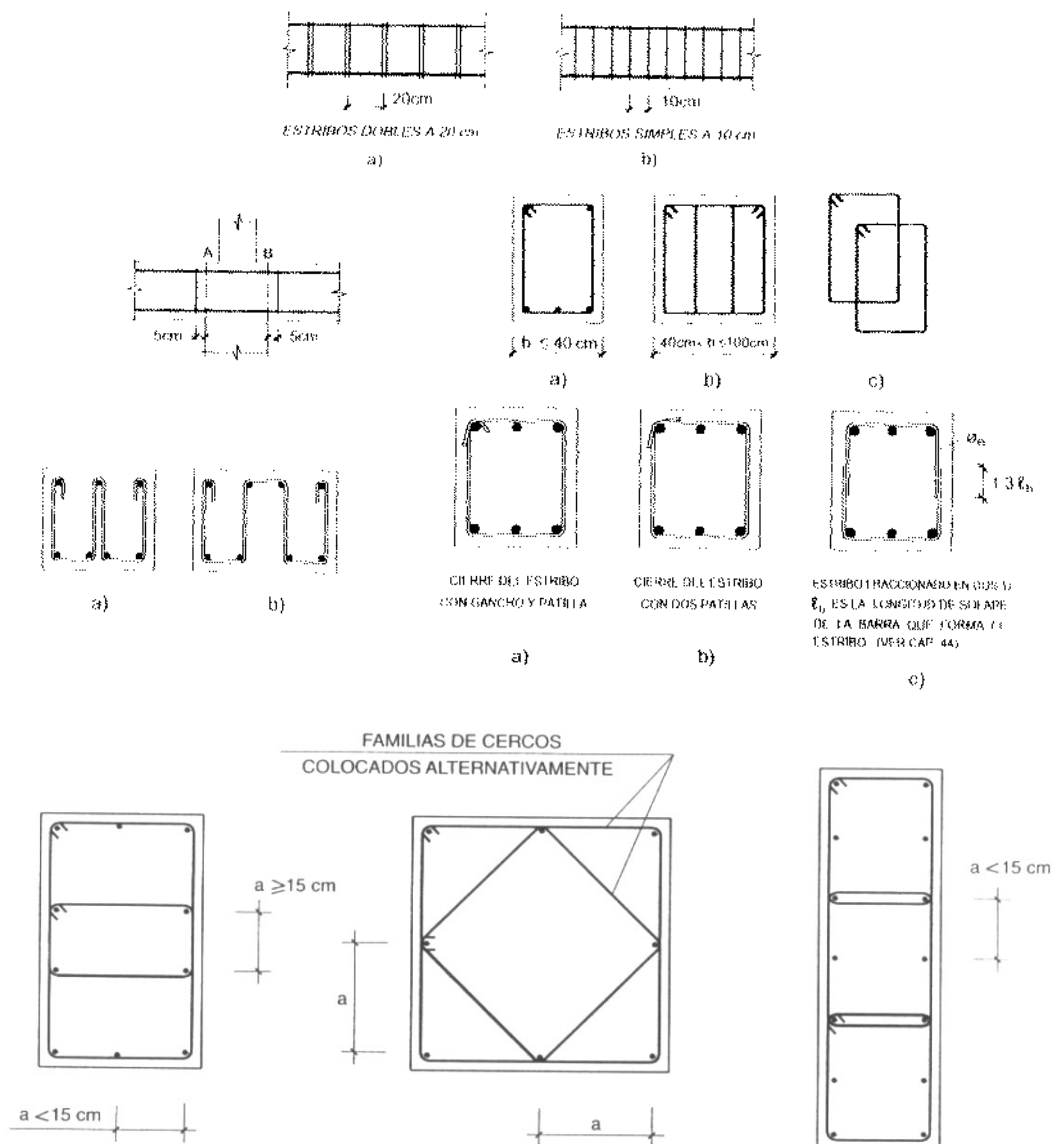
Las barras que constituyen la armadura transversal pueden ser activas o pasivas, pudiendo disponerse ambos tipos de forma aislada o en combinación.

La cuantía mínima de tales armaduras debe ser tal que se cumpla la relación:

$$\sum \frac{A_{\alpha} \cdot f_{y\alpha,d}}{\text{sen}\alpha} \geq \frac{f_{ct,m}}{7,5} \cdot b_0$$

Al menos un tercio de la armadura necesaria por cortante, y en todo caso la cuantía mínima indicada, se dispondrá en forma de estribos que formen un ángulo de 90° con el eje de la viga. No obstante, en forjados unidireccionales nervados de canto no superior a 40 cm, puede utilizarse armadura básica en celosía como armadura de cortante tanto si se utiliza una zapatilla prefabricada como si el nervio es totalmente hormigonado in situ.

Detalles constructivos:



Armaduras longitudinales

Las armaduras longitudinales de flexión deberán ser capaces de soportar un incremento de tracción respecto a la producida por M_d , igual a:

$$\Delta T = V_{rd} \cdot \cot g\theta - \frac{V_{su}}{2} \cdot (\cot g\theta + \cot g\alpha)$$

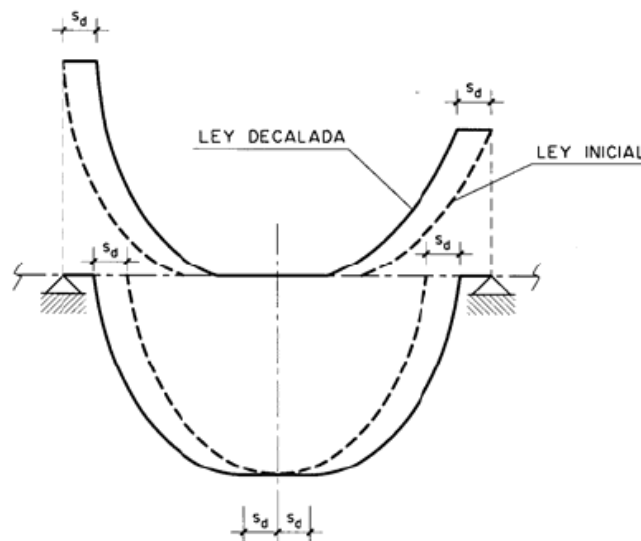
Esta prescripción se cumple de forma automática retensaz la ley de momentos de cálculo M_d una magnitud igual a:

$$s_d = z \cdot \left(\cot g\theta - \frac{1}{2} \cdot \frac{V_{su}}{V_{rd}} \cdot (\cot g\theta + \cot g\alpha) \right)$$

en el sentido más desfavorable.

retensaz una distancia $s_d = d$ quedamos del lado de la seguridad para $\theta=45^\circ$.

En el caso de no existir armadura de cortante, se tomará $V_{su} = 0$ en las expresiones anteriores.



Estado límite de fisuración

Fisuración por compresión

En todas las situaciones persistentes y en las situaciones transitorias bajo la combinación más desfavorable de acciones correspondiente a la fase en estudio, las tensiones de compresión en el hormigón deben cumplir:

$$\sigma_c \leq 0,60 \cdot f_{ck,j}$$

donde:

- σ_c Tensión de compresión del hormigón en la situación de comprobación.
- $f_{ck,j}$ Valor supuesto en el proyecto para la resistencia característica a j días (edad del hormigón en la fase considerada).

Fisuración por tracción

La comprobación general del Estado Límite de Fisuración por tracción consiste en satisfacer la siguiente inecuación:

$$w_k \leq w_{m\acute{a}x,}$$

donde:

- w_k Abertura característica de fisura.
- $w_{m\acute{a}x}$ Abertura máxima de fisura según la tabla siguiente.

Esta comprobación sólo debe realizarse cuando la tensión en la fibra más traccionada supere la resistencia media a flexotracción $f_{ctm,fl}$ de acuerdo con 39.1.

Clase de exposición	w_{max} [mm]	
	Hormigón armado	Hormigón pretensado
I	0,4	0,2
IIa, IIb, H	0,3	0,2 ¹
IIIa, IIIb, IV, F	0,2	Descompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0,1	

¹ Adicionalmente deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentran en la zona comprimida de la sección, bajo la combinación de acciones cuasipermanentes.

Método general de cálculo de la abertura de fisura

La abertura característica de fisura se calculará mediante la siguiente expresión:

$$w_k = \beta \cdot s_m \cdot \epsilon_{sm}$$

donde:

160 Coeficiente que relaciona la abertura media de fisura con el valor característico, y vale 1,3 para fisuración producida sólo por acciones indirectas, y 1,7 para el resto de los casos.

S_m Separación media entre fisuras, expresada en mm.

$$s_m = 2 \cdot c + 0,2 \cdot s + 0,4 \cdot k_1 \cdot \frac{\phi \cdot A_{c,eficaz}}{A_s}$$

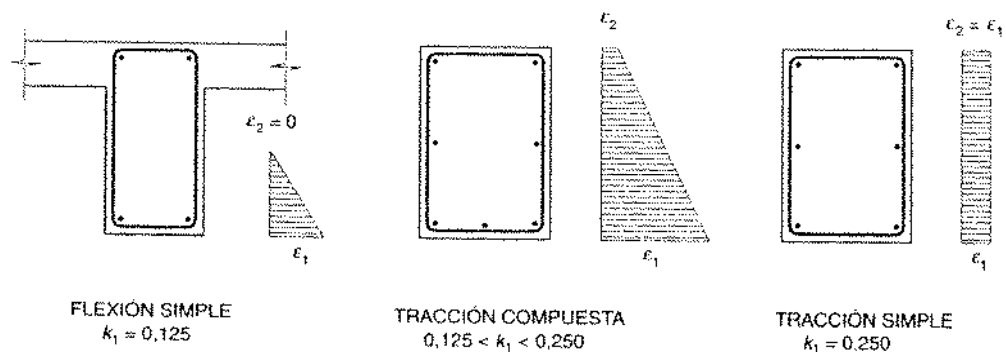
ε_{sm} Alargamiento medio de las armaduras, teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisuras.

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left[1 - k_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \geq 0,4 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

c Recubrimiento de las armaduras traccionadas.

S Distancia entre barras longitudinales. Si $s > 15 \cdot \phi$, se tomará $s = 15 \cdot \phi$. En el caso de vigas armadas con n barras, se tomará $s = b/n$, siendo b el ancho de la viga.

K_1 Coeficiente que representa la influencia del diagrama de tracciones en la sección de valor: $k_1 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{8 \cdot \varepsilon_1}$, siendo ε_1 y ε_2 las deformaciones máxima y mínimas calculadas en sección fisurada, en los límites de la zona traccionada según la siguiente figura:



ϕ Diámetro de la barra traccionada más gruesa o diámetro equivalente en caso de grupo de barras ($\phi_e = \phi \cdot \sqrt{n}$).

A_s Sección total de las armaduras situadas en el área $A_{c,eficaz}$

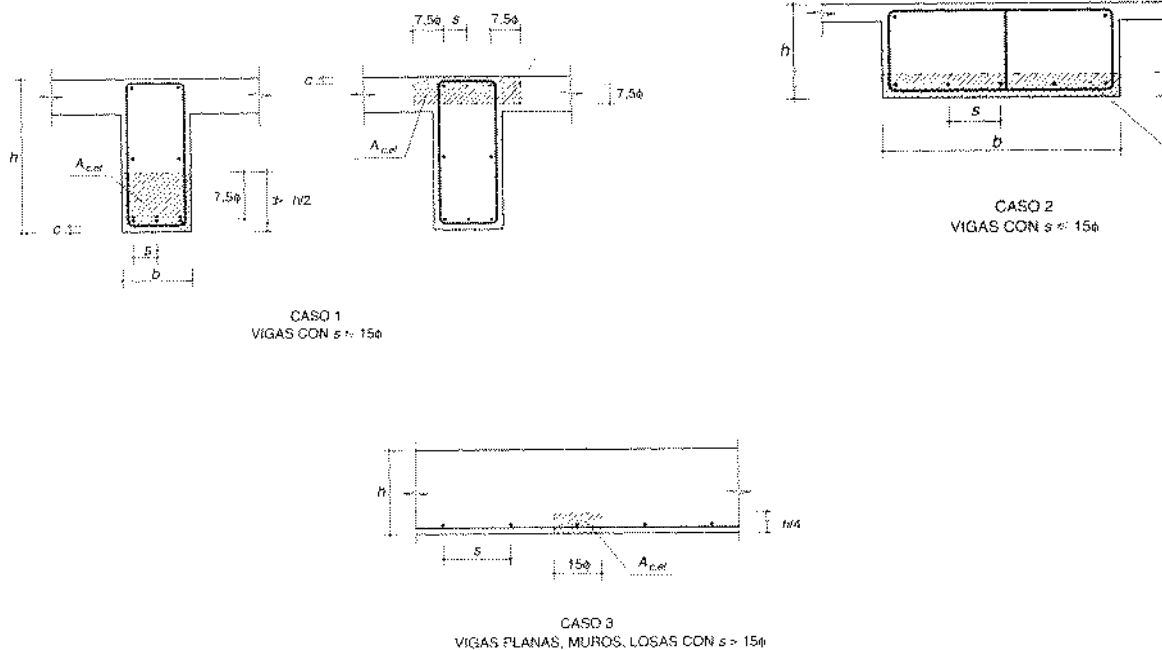
σ_s Tensión de servicio de la armadura pasiva en la hipótesis de sección fisurada.

E_s Módulo de deformación longitudinal del acero.

K_2 Coeficiente de valor 1,0 para los casos de carga instantánea no repetida, y 0,5 para los restantes.

σ_{sr} Tensión de la armadura en la sección fisurada en el instante en que se fisura el hormigón, lo cual se supone que ocurre cuando la tensión de tracción en la fibra más traccionada de homigón alcanza el valor $f_{ct,m}$.

$A_{c,eficaz}$ Área de hormigón de la zona de recubrimiento, definida en la siguiente figura:



Para el cálculo de las tensiones de la armadura traccionada (σ_s y σ_{sr}), en elementos de hormigón armado sometidos a flexión simple, pueden utilizarse las expresiones generales definidas en el Anejo 8 de la Instrucción EHE-08. De forma simplificada, la Instrucción permite evaluar estas tensiones con las siguientes expresiones:

$$\sigma_{sr} = \frac{M_{fis}}{0,8 \cdot d \cdot A_s}$$

$$\sigma_s = \frac{M_k}{0,8 \cdot d \cdot A_s}$$

donde:

M_{fis} Momento para el que la fibra más traccionada de hormigón alcanza el valor $f_{ct,m}$. ($f_{ct,m} = 0,30 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$)

M_k Momento para el que se realiza la comprobación del estado límite de fisuración.

El momento de fisuración es un valor muy importante que establece la frontera entre la sección sin fisurar y la sección fisurada. En una sección de hormigón armado,

$$M_{fis} = f_{ct,m} \cdot W_h$$

siendo W_h el módulo resistente de la sección total de hormigón.

En una sección rectangular, σ_{sr} puede escribirse:

$$\sigma_{sr} = \frac{b \cdot h^2}{6} \cdot \frac{f_{ct,m}}{0,8 \cdot d \cdot A_s}$$

Tablas para comprobación de la fisuración según el EC-2

Diámetro máximo de barras de alta adherencia que hacen innecesaria la comprobación de fisuración $w_k \leq 0.3$ mm según EC-2	
Tensión del acero σ_s (N/mm ²)	ϕ máximo de la barra (mm) Sección armada
160	32
200	25
240	20
280	16
320	12
360	10
400	8
450	6

Separación máxima entre barras de alta adherencia que hacen innecesaria la comprobación de fisuración $w_k \leq 0.3$ mm según EC-2		
Tensión del acero σ_s (N/mm ²)	Separación máxima entre barras (mm)	
	Flexión pura	Tracción pura
160	300	200
200	250	150
240	200	125
280	150	75
320	100	–
360	50	–

Nota: En **elementos lineales y zapatas flexibles**, el valor de σ_s puede ser estimado mediante la expresión $\sigma_s = \frac{M_k}{0.88 \cdot d \cdot A_s}$ donde M_k es el valor característico del momento flector en la combinación de acciones bajo la que se comprueba la fisuración. En **zapatas rígidas**, el valor de σ_s puede ser estimado mediante la expresión $\sigma_s = \frac{T_d}{A_s}$, debiendo estar el valor de la tracción sin retens.

Cantos mínimos que exigen la comprobación a flecha

En vigas y losas de edificación, no será necesaria la comprobación de flechas cuando la relación luz/canto útil del elemento estudiado sea igual o inferior al valor indicado en la tabla. Para vigas o losas aligeradas con sección en T, en que la relación entre la anchura del ala y del alma sea superior a 3, las esbelteces L/d deben multiplicarse por 0,8.

Relaciones L/d en vigas y losas de hormigón armado sometidos a flexión simple.

SISTEMA ESTRUCTURAL L/d	K	Elementos fuertemente Armados: $\rho=1,5\%$	Elementos débilmente Armados $\rho=0,5\%$
Viga simplemente apoyada. Losa uni o bidireccional simplemente apoyada	1,00	14	20
Viga continua ¹ en un extremo. Losa unidireccional continua ^{1,2} en un solo lado	1,30	18	26
Viga continua ¹ en ambos extremos. Losa unidireccional o bidireccional continua ^{1,2}	1,50	20	30
Recuadros exteriores y de esquina en losas sin vigas sobre apoyos aislados	1,15	16	23
Recuadros interiores en losas sin vigas sobre apoyos aislados	1,20	17	24
Voladizo	0,40	6	8

¹ Un extremo se considera continuo si el momento correspondiente es igual o superior al 85% del momento de empotramiento perfecto.

² En losas unidireccionales, las esbelteces dadas se refieren a la luz menor.

³ En losas sobre apoyos aislados (pilares), las esbelteces dadas se refieren a la luz mayor.

En el caso particular de forjados de viguetas con luces menores que 7 m y de forjados de losas alveolares retensazas con luces menores que 12 m, y sobrecargas no mayores que 4 kN/m², no es preciso comprobar si la flecha cumple con las limitaciones de 50.1, si el canto total h es mayor que el mínimo h_{\min} dado por:

$$h_{\min} = \delta_1 \cdot \delta_2 \cdot \frac{L}{C}$$

siendo:

δ_1 Factor que depende de la carga total y que tiene el valor de $\sqrt{\frac{q}{7}}$, siendo q la carga total, en kN/m².

δ_2 Factor que tiene el valor de $\left(\frac{L}{6}\right)^{1/4}$

L La luz de cálculo del forjado, en m.

C Coeficiente cuyo valor se toma de la tabla siguiente:

Coeficientes C

Coeficientes C				
Tipo de forjado	Tipo de carga	Tipo de tramo		
		Aislado	Extremo	Interior
Viguetas armadas	Con tabiques o muros	17	21	24
	Cubiertas	20	24	27
Viguetas pretensadas	Con tabiques o muros	19	23	26
	Cubiertas	22	26	29
Losas alveolares pretensadas (*)	Con tabiques o muros	36	-	-
	Cubiertas	45		

(*) Piezas pretensadas proyectadas de forma que, para la combinación poco frecuente no llegue a superarse el momento de fisuración

Secciones y capacidades mecánicas de los aceros B400S y B500S

Secciones en cm ² y masas en kg/m		Cualquier tipo de acero								
φ (mm)	Masa kg/m	Número de barras								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
6	0,22	0,28	0,56	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54
8	0,40	0,50	1,00	1,51	2,01	2,51	3,01	3,52	4,02	4,52
10	0,62	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07
12	0,89	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,91	9,05	10,18
14	1,21	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,77	12,32	13,86
16	1,58	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,09
20	2,47	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,84	21,99	25,14	28,28
25	3,85	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18
32	6,31	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,26	56,30	64,34	72,38
40	9,87	12,56	25,13	37,30	50,26	62,83	75,40	87,96	100,50	113,10

Armaduras traccionadas o comprimidas

Capacidad mecánica en kN		$U_s = A_s \cdot f_{yd}$ $U_{s'} = A_{s'} \cdot f_{yd}$		$f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$		$\gamma_s = 1,15$					
φ (mm)		Número de barras									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6		9,8	19,7	29,5	39,3	49,2	59,0	68,8	78,7	88,5	98,3
8		17,5	35,0	52,5	69,9	87,4	104,9	122,4	139,9	157,4	174,8
10		27,3	54,6	82,0	109,3	136,6	163,9	191,2	218,5	245,9	273,2
12		39,3	78,7	118,0	157,4	196,7	236,0	275,4	314,7	354,0	393,4
14		53,5	107,1	160,6	214,2	267,7	321,3	374,8	428,3	481,9	535,4
16		69,9	139,9	209,8	279,7	349,7	419,6	489,5	559,5	629,4	699,3
20		109,3	218,5	327,8	437,1	546,4	655,6	764,9	874,2	983,5	1092,7
25		170,7	341,5	512,2	683,0	853,7	1024,4	1195,2	1365,9	1536,6	1707,4
32		279,7	559,5	839,2	1119,0	1398,7	1678,4	1958,2	2237,9	2517,6	2797,4
40		437,1	874,2	1311,3	1748,4	2185,5	2622,5	3059,6	3496,7	3933,8	4370,9

Armaduras traccionadas

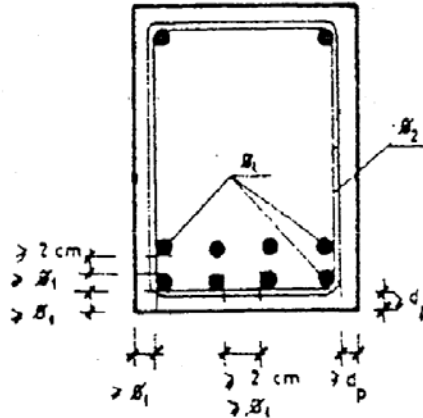
Capacidad mecánica en kN		$U_s = A_s \cdot f_{yd}$ $U_{s'} = A_{s'} \cdot f_{yd}$		$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$		$\gamma_s = 1,15$					
φ (mm)		Número de barras									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6		12,3	24,6	36,9	49,2	61,5	73,8	86,1	98,3	110,6	122,9
8		21,9	43,7	65,6	87,4	109,3	131,1	153,0	174,8	196,7	218,5
10		34,1	68,3	102,4	136,6	170,7	204,9	239,0	273,2	307,3	341,5
12		49,2	98,3	147,5	196,7	245,9	295,0	344,2	393,4	442,6	491,7
14		66,9	133,9	200,8	267,7	334,6	401,6	468,5	535,4	602,4	669,3
16		87,4	174,8	262,3	349,7	437,1	524,5	611,9	699,3	786,8	874,2
20		136,6	273,2	409,8	546,4	683,0	819,5	956,1	1092,7	1229,3	1365,9
25		213,4	426,8	640,3	853,7	1067,1	1280,5	1494,0	1707,4	1920,8	2134,2
32		349,7	699,3	1049,0	1398,7	1748,4	2098,0	2447,7	2797,4	3147,1	3496,7
40		546,4	1092,7	1639,1	2185,5	2731,8	3278,2	3824,5	4370,9	4917,3	5463,6

Armaduras comprimidas

Capacidad mecánica en kN		$U_s = A_s \cdot f_{yd}$ $U_{s'} = A_{s'} \cdot f_{yd}$		$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$		$\gamma_s = 1,15$					
φ (mm)		Número de barras									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6		11,9	23,8	35,6	47,5	59,4	71,3	83,1	95,0	106,9	118,8
8		21,1	42,2	63,3	84,4	105,6	126,7	147,8	168,9	190,0	211,1
10		33,0	66,0	99,0	131,9	164,9	197,9	230,9	263,9	296,9	329,9
12		47,5	95,0	142,5	190,0	237,5	285,0	332,5	380,0	427,5	475,0
14		64,7	129,3	194,0	258,6	323,3	387,9	452,6	517,2	581,9	646,5
16		84,4	168,9	253,3	337,8	422,2	506,7	591,1	675,6	760,0	844,5
20		131,9	263,9	395,8	527,8	659,7	791,7	923,6	1055,6	1187,5	1319,5
25		206,2	412,3	618,5	824,7	1030,8	1237,0	1443,2	1649,3	1855,5	2061,7
32		337,8	675,6	1013,4	1351,1	1688,9	2026,7	2364,5	2702,3	3040,1	3377,8
40		527,8	1055,6	1583,4	2111,2	2638,9	3166,7	3694,5	4222,3	4750,1	5277,9

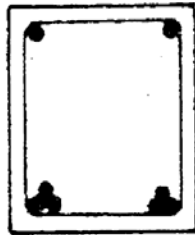
Disposición general de armaduras principales

3 5 1 Barras aisladas

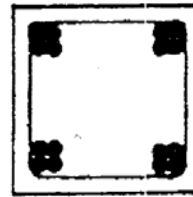


3 5 2 Grupos de barras

Sólomente barras corrugadas



a) Vigas forjados etc



b) Soportes

La separación entre barras también debe cumplir la limitación: $s \geq 1,25 \cdot \phi_{\text{árido}}$, es decir, que la separación debe ser superior a 1,25 veces el tamaño máximo del árido.

Disposición de separadores

Elemento		Distancia máxima
Elementos superficiales horizontales (losas, forjados, zapatas y losas de cimentación, etc.)	Emparrillado inferior	50 ϕ ó 100 cm
	Emparrillado superior	50 ϕ ó 50 cm
Muros	Cada emparrillado	50 ϕ ó 50 cm
	Separación entre emparrillados	100 cm
Vigas ⁽¹⁾		100 cm
Soportes ⁽¹⁾		100 ϕ ó 200 cm

(1) Se dispondrán, al menos, tres planos de separadores por vano, en el caso de las vigas, y por tramo, en el caso de los soportes, acoplados a los cercos o estribos.

ϕ Diámetro de la armadura a la que se acople el separador.

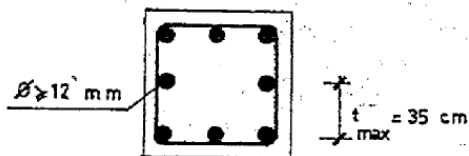
Disposición general de armaduras principales

PIEZAS a COMPRESION SIMPLE o COMPUESTA

Armaduras principales

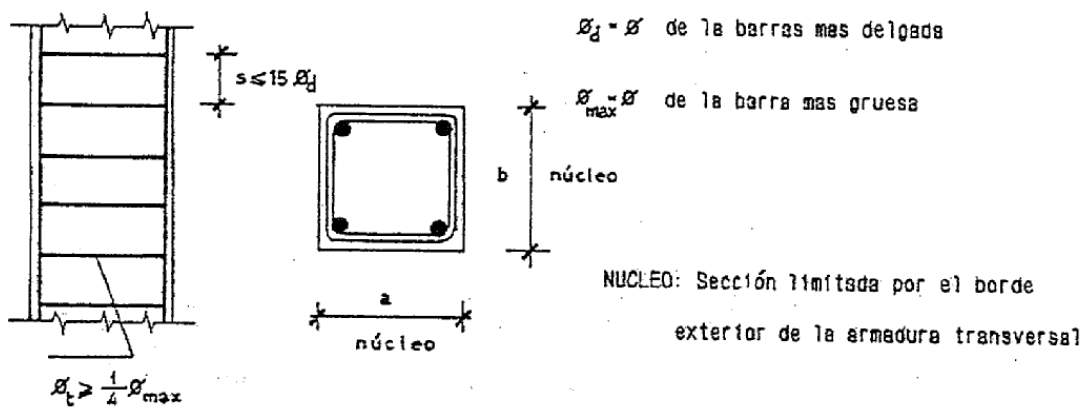
Seguirán las normas generales

y además



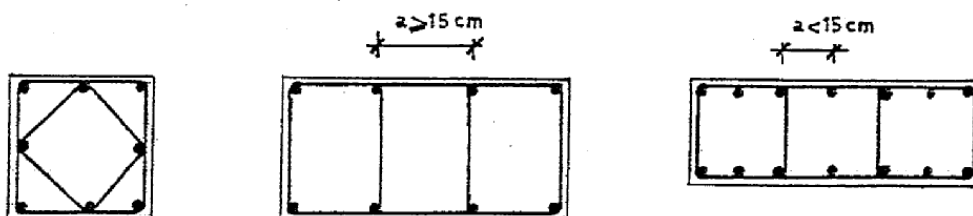
- por lo menos una en cada esquina
- por lo menos seis en secciones circulares

Armaduras transversales para sujetar barras comprimidas



Si s es inferior a $15\phi_d$, ϕ_t puede disminuirse conservando la relación entre sección y separación

Las barras dispuestas a una distancia $a > 15 \text{ cm}$ deben fr sujetas

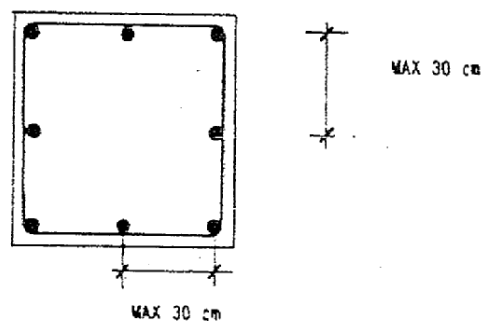


Disposición general de armaduras principales

PIEZAS a TORSION

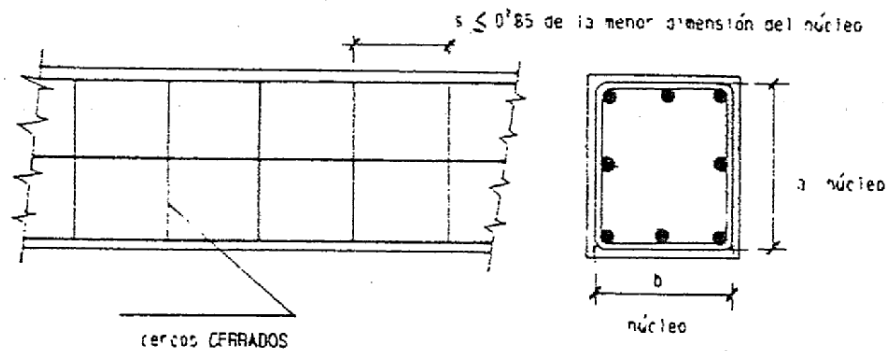
Armaduras principales

La armadura longitudinal A_s se reparte uniformemente en el perímetro y por lo menos llevará un redondo en cada esquina



Armaduras transversales

La armadura transversal estará formada por cercos cerrados



Anclaje de las armaduras pasivas

Generalidades

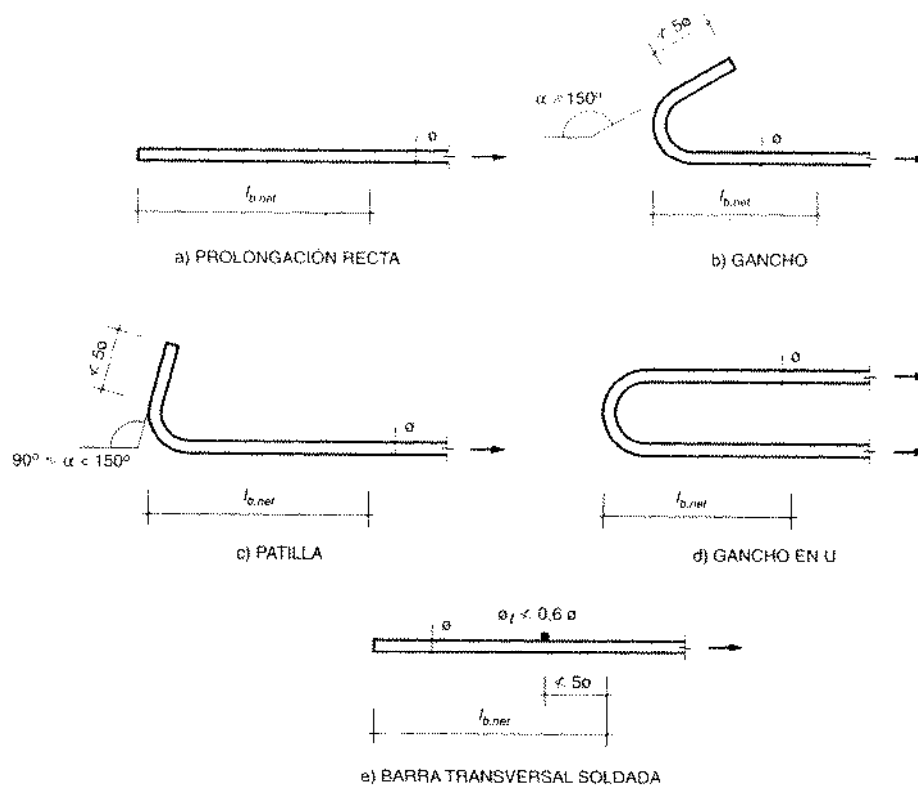
Atendiendo a la posición que ocupa la barra en la pieza, se distinguen los siguientes casos:

- Posición I: de adherencia buena, para las armaduras que durante el hormigonado formen con la horizontal un ángulo comprendido entre 45° y 90° o que en caso de formar un ángulo inferior a 45° , estén situadas en la mitad inferior de la sección o a una distancia igual o mayor de 30 cm de la cara superior de una capa de hormigonado.
- Posición II: de adherencia deficiente, para las armaduras que, durante el hormigonado, no se encuentren en ninguno de los casos anteriores.
- En caso de que puedan existir sismos dinámicos, las longitudes de anclaje que se indicarán seguidamente, se aumentarán en $10\cdot\phi$

La longitud neta de anclaje no podrá adoptar valores inferiores al mayor de los tres siguientes:

- a) $10\cdot\phi$
- b) 150 mm
- c) La tercera parte de la longitud básica de anclaje para barras traccionadas y los dos tercios de dicha longitud para barras comprimidas.

Los anclajes extremos de las barras podrán hacerse por los procedimientos normalizados indicados en la figura:



Deberá continuarse hasta los apoyos al menos un tercio de la armadura necesaria para resistir el máximo momento positivo, en el caso de apoyos extremos de vigas; y al menos un cuarto en los intermedios. Esta armadura se prolongará a partir del eje del aparato de apoyo en una magnitud igual a la correspondiente longitud neta de anclaje.

En el caso de empalme por solapo de grupo de barras, debería disponerse una longitud básica de anclaje no inferior a 10 veces el diámetro, ni inferior a 200 mm.

Se recuerda que a efectos de de anclaje de las barras es tracción para tener en cuenta el efecto de la fisuración oblicua debida al esfuerzo cortante, se supondrá la envolvente de momentos flectores trasladada paralelamente al eje de la pieza, en una magnitud igual a s_d y en el sentido más desfavorable.

Anclaje de barras corrugadas

La longitud básica de anclaje en prolongación recta en posición I, es la necesaria para anclar una fuerza $A_s \cdot f_{yd}$ de una barra suponiendo una tensión de adherencia constante τ_{bd} , de tal manera que se satisfaga la siguiente ecuación de equilibrio:

$$l_b = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot \tau_{bd}}$$

donde τ_{bd} depende de numerosos factores, entre ellos el diámetro de la armadura, las características resistentes del hormigón y de la propia longitud de anclaje.

- Para barras en posición I:

$$l_{bI} = m \cdot \phi^2 \leq \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi$$

- Para barras en posición II:

$$l_{bII} = 1,4 \cdot m \cdot \phi^2 \leq \frac{f_{yk}}{14} \cdot \phi$$

donde

ϕ Diámetro de la barra, en mm

m Coeficiente numérico, obtenido de la siguiente tabla

Resistencia característica del hormigón (N/mm ²)	m	
	B 400 S B 400 SD	B 500 S B 500 SD
25	1,2	1,5
30	1,0	1,3
35	0,9	1,2
40	0,8	1,1
45	0,7	1,0
≥50	0,7	1,0

f_{yk} Límite elástico garantizado del acero, en N/mm².

L_{bI} , L_{bII} Longitudes básicas de anclaje en posiciones I y II, respectivamente, en mm.

La longitud neta de anclaje se define como:

$$l_{b,neto} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} \cong l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_s}{A_{s,real}}$$

donde

161 Factor de reducción definido en la siguiente tabla:

Tipo de anclaje	Tracción	Compresión
Prolongación recta	1	1
Patilla, gancho y gancho en U	0'7 (*)	1
Barra transversal soldada	0'7	0'7

(*) Si el recubrimiento del hormigón perpendicular al plano de doblado es superior a 3ϕ . En caso contrario = 1.

- σ_{sd} Tensión de trabajo de la armadura que se desea anclar, en la hipótesis de carga más desfavorable, en la sección desde la que se determinará la longitud de anclaje.
- A_s Armadura necesaria por cálculo en la sección a partir de la cual se ancla la armadura.
- $A_{s,real}$ Armadura realmente existente en la sección a partir de la cual se ancla la armadura.

Reglas especiales para el caso de grupos de barras

Siempre que sea posible, el anclaje se realizará por prolongación recta.

Cuando todas las barras del grupo dejan de ser necesarias en la misma sección, la longitud de anclaje de las barras será como mínimo:

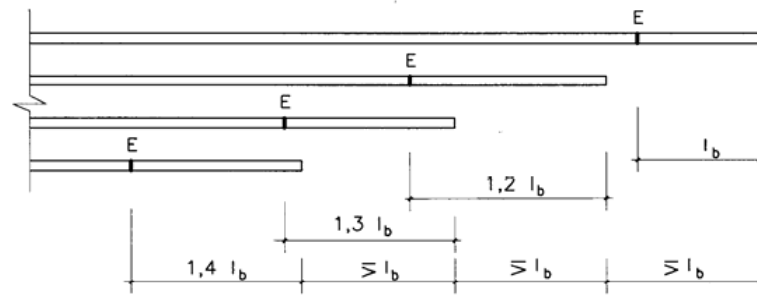
- $1,3 \cdot l_b$ para grupos de 2 barras
- $1,4 \cdot l_b$ para grupos de 3 barras
- $1,6 \cdot l_b$ para grupos de 4 barras

siendo l_b la longitud de anclaje correspondiente a una barra.

Cuando las barras del grupo dejan de ser necesarias en secciones diferentes, a cada barra se le dará la longitud que corresponda según el siguiente criterio:

- $1,2 \cdot l_b$ si va acompañada de 1 barra en la sección en que deja de ser necesaria
- $1,3 \cdot l_b$ si va acompañada de 2 barra en la sección en que deja de ser necesaria
- $1,4 \cdot l_b$ si va acompañada de 3 barra en la sección en que deja de ser necesaria

teniendo en cuenta que en ningún caso los extremos finales de las barras pueden distar entre sí menos de l_b .



E: SECCIÓN EN QUE DEJA DE SER NECESARIA LA BARRA

Anclaje de mallas electrosoldadas

La longitud neta de anclaje de las mallas corrugadas se determinará de acuerdo con la fórmula:

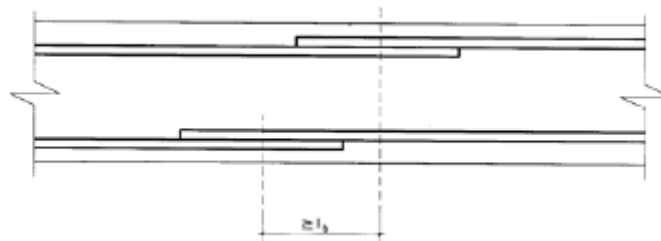
$$l_{b,neta} = l_b \cdot \frac{A_s}{A_{s,real}}$$

con las limitaciones expresadas anteriormente.

Si en la zona de anclaje existe al menos una barra transversal soldada, la longitud neta se reducirá en un 30%.

Empalme de las armaduras pasivas

- Deben diseñarse de forma que la transmisión de fuerzas quede asegurada, sin que se produzcan desconchados o cualquier daño en el hormigón próximo.
- Se procurará que queden alejados de las zonas en que la armadura trabaje a su máxima carga.
- Se realizarán, básicamente, por solapo o por soldadura.
- Los empalmes de las distintas barras en tracción de una pieza se distanciarán unos de otros de tal modo que sus centros queden separados, en la dirección de las armaduras, una longitud igual o mayor a l_b .

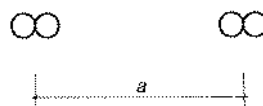


Empalme por solapo

Se realiza colocando las barras una la lado de otra, dejando como máximo una separación de $4 \cdot \phi$.

La longitud de solapo será: $l_s = \alpha \cdot l_{b, \text{neta}}$

siendo α un coeficiente función del porcentaje de armadura solapada en una sección respecto a la sección total de acero en esa misma sección, de la distancia transversal entre empalmes, y del tipo de esfuerzo de la barra:



Distancia entre los empalmes más próximos	Porcentaje de barras solapadas trabajando a tracción, con relación a la sección total de acero.					Barras trabajando normalmente a compresión.
	20	25	33	50	>50	
$\alpha \leq 10 \phi$	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	1,0
$\alpha > 10 \phi$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,0

Para barras de diámetro mayor que 32 mm sólo se admitirán empalmes por solapo si se justifica en cada caso su correcto funcionamiento.

En la zona de solapo se dispondrán armaduras transversales con sección igual o mayor a la sección de la mayor barra solapada.

Empalme por solapo de grupos de barras

Se añadirá una barra suplementaria en la zona de solapo, de diámetro igual al mayor de las que van en el grupo. Las barras se enfrentarán a tope, y los empalmes se separarán una distancia $1,2 \cdot l_b$ ó $1,3 \cdot l_b$, según sean grupos de dos o tres barras, y la prolongación de la barra suplementaria será también $1,2 \cdot l_b$ ó $1,3 \cdot l_b$.

Se prohíbe el empalme por solapo en los grupos de 4 barras.



Empalme por solapo de mallas electrosoldadas

– Solapo de mallas acopladas:

La longitud de solapo será: $l_s = \alpha \cdot l_{b, \text{neta}}$

Para cargas predominantemente dinámicas, solo se permite el solapo del 100 por 100 de la armadura, si toda la armadura está dispuesta en una capa, y del 50% en caso contrario. En este último caso, los solapos se distanciarán entre sí la longitud $l_{b, \text{neta}}$.

– Solapo de mallas superpuestas:

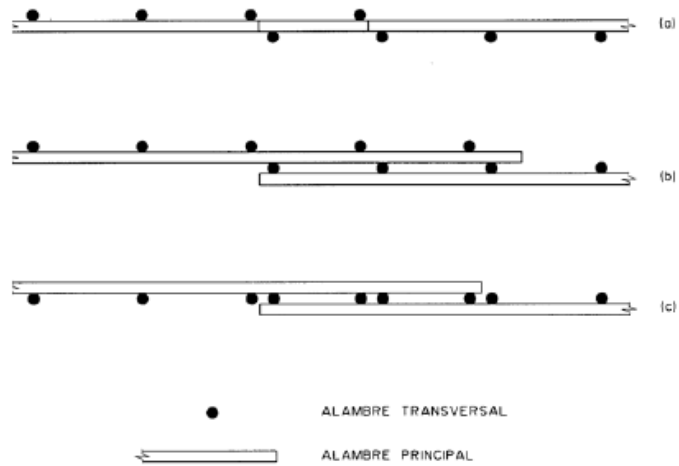
Separación entre elementos solapados $< 10 \cdot \phi \Rightarrow$ solapo = $1,7 \cdot l_b$.

Separación entre elementos solapados $> 10 \cdot \phi \Rightarrow$ solapo = $2,4 \cdot l_b$.

En todos los casos, la longitud de solapo no será inferior a:

- a) $15 \cdot \phi$
- b) 200 mm

- Se procurará situar los solapos en zonas donde las tensiones de la armadura no superen el 80%.
- La proporción de elementos que puede ser solapados será del 100% si se dispone una sola capa de mallas, y del 60% si se disponen varias capas. En este caso, la distancia mínima entre solapos deberá ser de $1,5 \cdot l_b$.
- Con barras dobles de $\phi > 8,5$ mm, sólo se permite solapar, como máximo el 60% de la armadura.

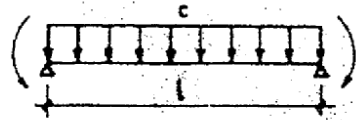


Empalme por soldadura resistente

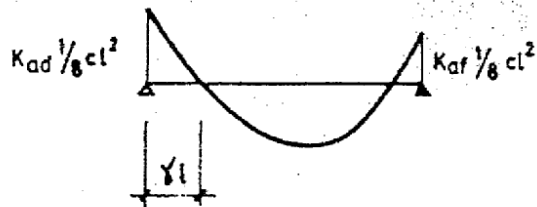
Se realizarán según los procedimientos de soldadura descritos en UNE 36832:97.

Ábaco de determinación de las secciones de momento nulo

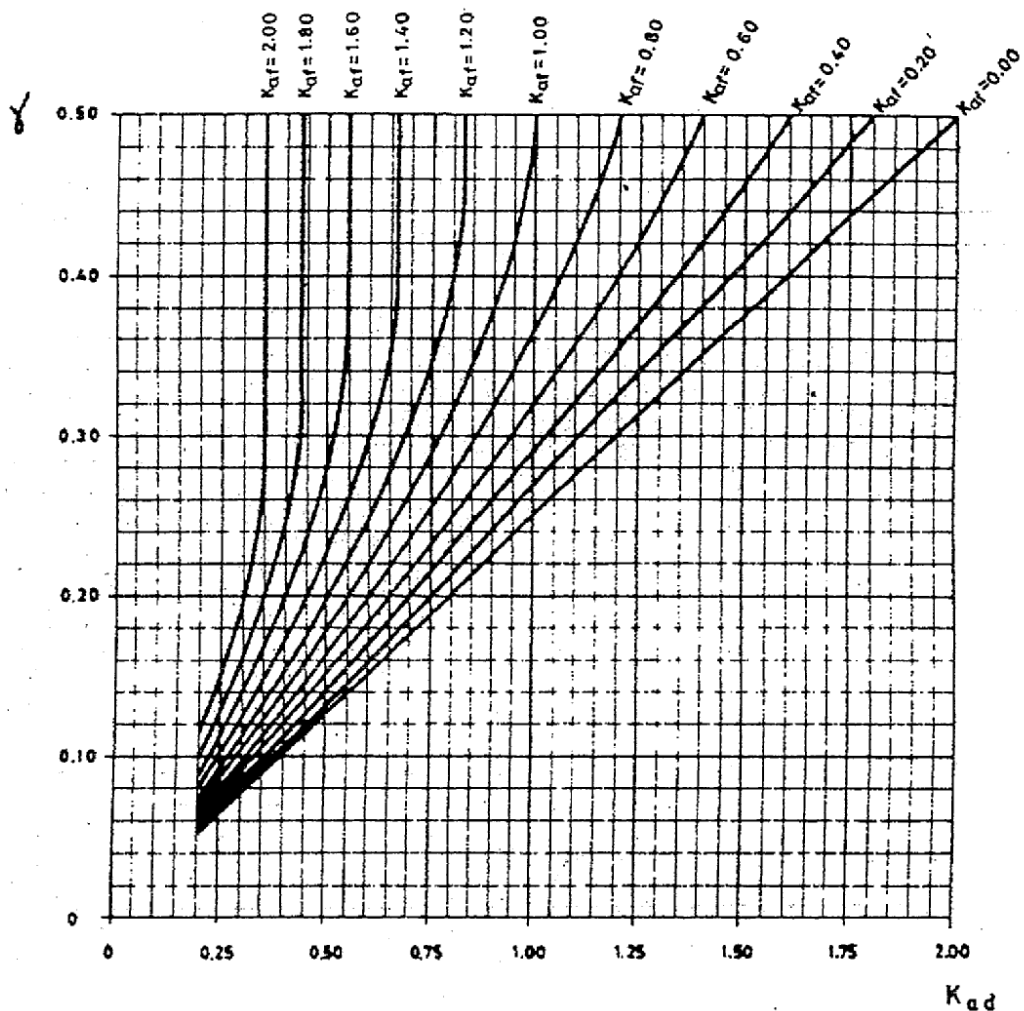
ABACO DE DETERMINACION DE LAS SECCIONES DE MOMENTO NULO



ESQUEMA DE CARGAS



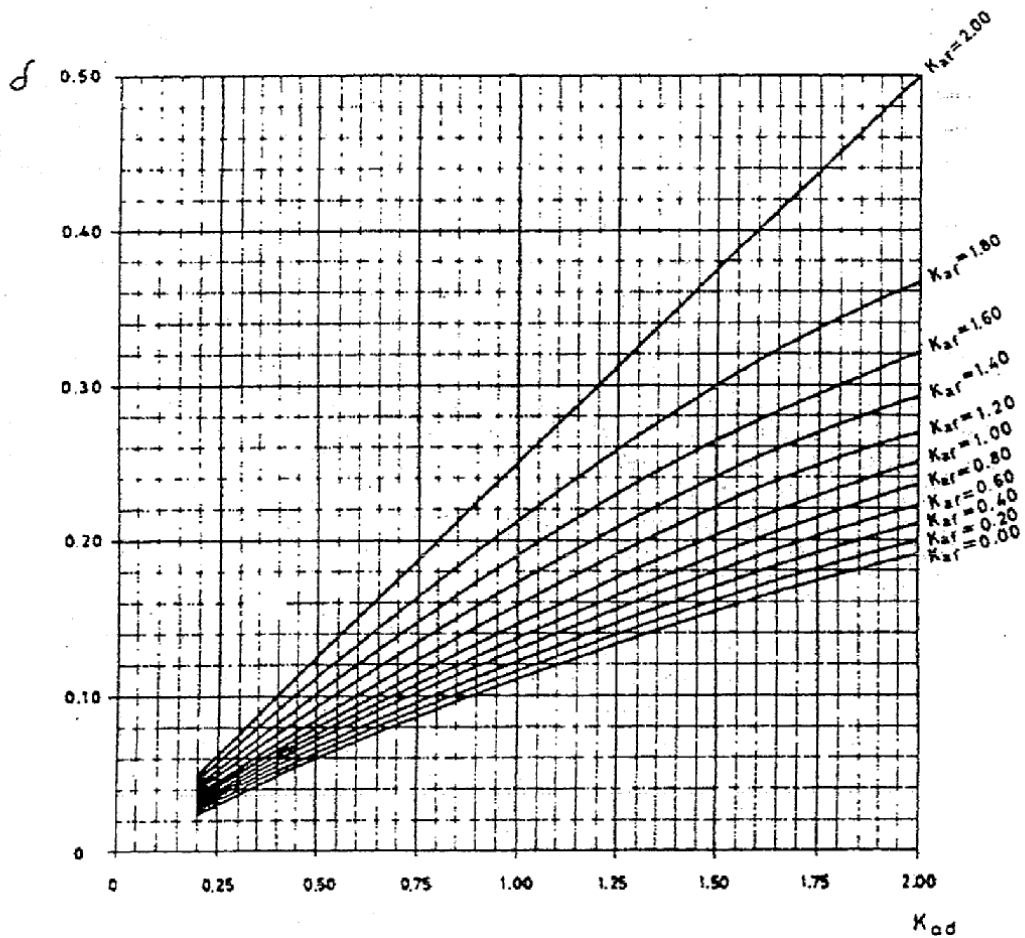
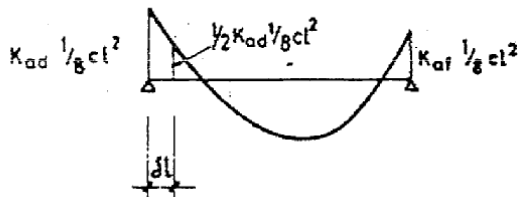
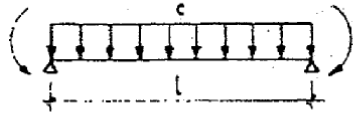
ESQUEMA DE MOMENTOS



NOTA.- En este gráfico por comodidad, se ha suprimido el signo - a los valores de K_{ad} , K_{af} .

Ábaco de determinación de las secciones con momento de apoyo igual a la mitad del momento máximo de apoyo

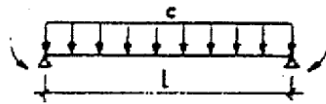
ABACO DE DETERMINACION DE LAS SECCIONES CON MOMENTO DE APOYO IGUAL A LA MITAD DEL MOMENTO MAXIMO DE APOYO



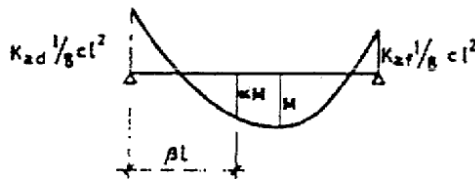
NOTA.- En este gráfico por comodidad, se ha suprimido el signo - a los valores K_{ad} , K_{af}

Sección con momento de vano $\alpha \cdot M$,
siendo M el momento máximo de vano

SECCION CON MOMENTO DE VANO αM , SIENDO M EL MOMENTO
MAXIMO DE VANO

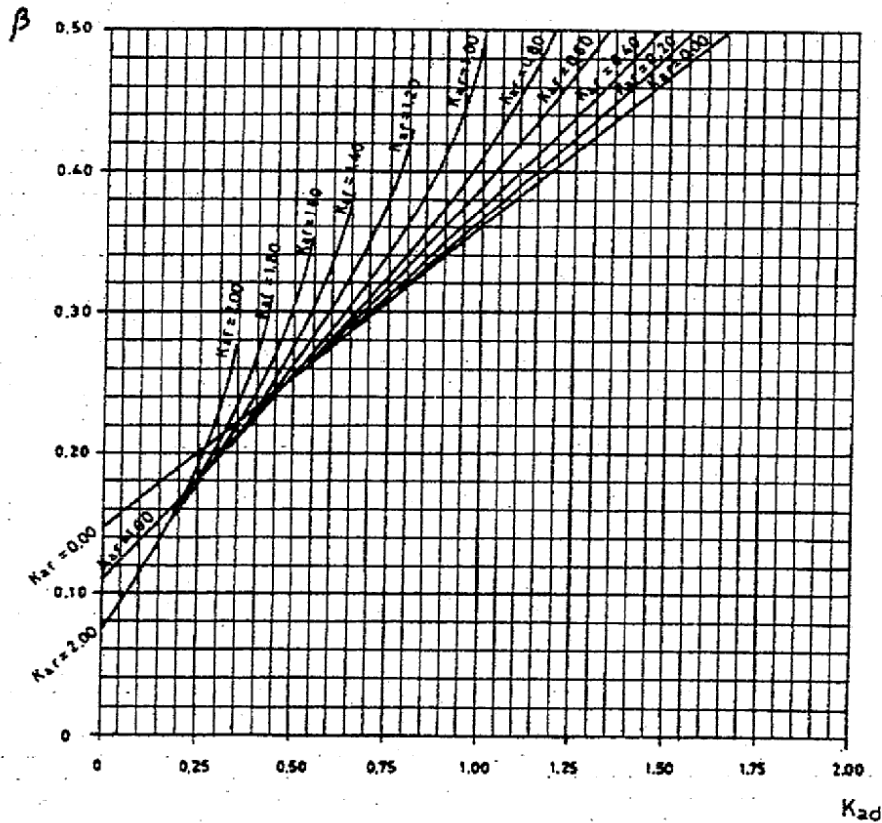


ESQUEMA DE CARGAS



ESQUEMA DE MOMENTOS

$\alpha = 0,50$



NOTA.— En este gráfico por comodidad, se ha suprimido el signo — a los valores K_{2d} , K_{1d} .

Mallas para forjados

CARACTERISTICAS TECNICAS:

SERIES STANDARD

ACERO CALIDAD AEH-500 T

CARACTERISTICAS MECANICAS GARANTIZADAS

LIMITE ELASTICO $f_y \geq 5.100 \text{ Kp./cm}^2$

CARGA DE ROTURA $f_s \geq 5.600 \text{ Kp./cm}^2$

RELACION EN ENSAYO $\frac{f_s}{f_y} \geq 1,05 - 0,1 \left(\frac{f_y}{f_{yk}} - 1 \right) \leq 1,03$

ALARGAMIENTO DE ROTURA A por 100 = $20 - 0,02 f_y$
 SOBRE BASE DE 5 DIAMETROS $\geq 8 \%$

TABLA 1

SERIE X (1/1)

TIPO HIESCOSA	DENOMINACION SEGUN UNE 36-092			BARRAS LONG CON AHORRO		MASA DEL PANEL		AREA DE LA SECCION DE LAS BARRAS		CAPACIDAD MECANICA					
				Nº y Ø DE LAS BARRAS		ESTANDAR		SIN AHORRO		LONG. TRANS.		M _p /m		M _p /m	
	S x S ₁	d	d ₁	n	d	Kg DEL PANEL	Kg/m ²	Kg DEL PANEL	Kg/m ²	LONG	TRANS	Y _s =1,10	Y _s =1,15		
X-47	15x15	Ø 3,0	3,0	—	—	9,47	—	9,47	0,73	0,47	0,47	2,19	2,19	2,09	2,09
X-71	10x10	Ø 3,0	3,0	—	—	14,21	—	14,21	1,09	0,71	0,71	3,28	3,28	3,14	3,14
X-84	15x15	Ø 4,0	4,0	—	—	17,55	—	17,55	1,33	0,84	0,84	3,89	3,89	3,71	3,71
AX-106	15x15 A 1	Ø 4,5	4,5	4	4,0	21,59	1,64	22,21	1,68	1,06	1,06	4,91	4,91	4,70	4,70
X-126	10x10	Ø 4,0	4,0	—	—	26,03	—	26,03	1,97	1,26	1,26	5,83	5,83	5,57	5,57
AX-131	15x15 A 1	Ø 5,0	5,0	4	4,0	26,10	1,98	27,43	2,08	1,31	1,31	6,07	6,07	5,81	5,81
AX-141	20x20 A 1	Ø 6,0	6,0	4	4,5	26,97	2,04	29,30	2,22	1,41	1,41	6,56	6,56	6,28	6,28
AX-158	15x15 A 1	Ø 5,5	5,5	4	4,0	31,09	2,36	33,20	2,52	1,58	1,58	7,35	7,35	7,03	7,03
AX-186	15x15 A 1	Ø 6,0	6,0	4	4,5	37,18	2,82	39,32	2,99	1,88	1,88	8,75	8,75	8,37	8,37
AX-221	15x15 A 1	Ø 6,5	6,5	4	4,5	43,04	3,26	46,28	3,51	2,21	2,21	10,26	10,26	9,81	9,81
AX-257	15x15 A 1	Ø 7,0	7,0	4	5,0	50,21	3,80	53,76	4,07	2,57	2,57	11,90	11,90	11,38	11,38
AX-335	15x15 A 1	Ø 8,0	8,0	4	6,0	66,16	5,01	70,31	5,33	3,35	3,35	15,55	15,55	14,87	14,87
AX-393	20x20 A 1	Ø 10,0	10,0	4	7,0	73,88	5,60	81,44	6,17	3,93	3,93	18,20	18,20	17,41	17,41
AX-424	15x15 A 1	Ø 9,0	9,0	4	6,5	83,09	6,29	88,82	6,73	4,24	4,24	19,66	19,66	18,81	18,81
AX-524	15x15 A 2	Ø 10,0	10,0	6	7,0	98,49	7,40	109,83	8,32	5,24	5,24	24,27	24,27	23,21	23,21
AX-634	15x15 A 2	Ø 11,0	11,0	6	8,0	120,15	9,10	132,79	10,06	6,34	6,34	29,37	29,37	28,09	28,09
AX-754	15x15 A 2	Ø 12,0	12,0	6	8,5	142,12	10,77	158,06	11,98	7,54	7,54	34,96	34,96	33,44	33,44
AX-785	10x10 A 3	Ø 10,0	10,0	8	7,0	147,77	11,20	162,89	12,34	7,85	7,85	36,40	36,40	34,81	34,81
AX-950	10x10 A 3	Ø 11,0	11,0	8	8,0	180,10	13,64	196,94	14,92	9,50	9,50	44,05	44,05	42,13	42,13
AX-1131	10x10 A 3	Ø 12,0	12,0	8	8,5	213,17	16,15	234,43	17,76	11,31	11,31	52,44	52,44	50,16	50,16

TABLA 2

SERIE Y (1/2)

TIPO HIESCOSA	DENOMINACION SEGUN UNE 36-092			BARRAS LONG CON AHORRO		MASA DEL PANEL		AREA DE LA SECCION DE LAS BARRAS		CAPACIDAD MECANICA					
				Nº y Ø DE LAS BARRAS		ESTANDAR		SIN AHORRO		LONG. TRANS.		M _p /m		M _p /m	
	S x S ₁	d	d ₁	n	d	Kg DEL PANEL	Kg/m ²	Kg DEL PANEL	Kg/m ²	LONG	TRANS	Y _s =1,10	Y _s =1,15		
Y-47	15x30	Ø 3,0	3,0	—	—	7,38	—	7,38	0,55	0,47	0,24	2,14	1,07	2,05	1,07
Y-84	15x30	Ø 4,0	4,0	—	—	13,21	—	13,21	1,00	0,84	0,42	3,89	1,94	3,71	1,86
AY-106	15x30 A 1	Ø 4,5	4,5	4	4,0	18,09	1,22	18,72	1,27	1,06	0,55	4,91	2,46	4,70	2,35
AY-131	15x30 A 1	Ø 5,0	5,0	4	4,0	19,32	1,46	20,65	1,56	1,31	0,65	6,07	3,04	5,81	2,90
AY-158	15x30 A 1	Ø 5,5	5,5	4	4,0	22,88	1,73	24,99	1,89	1,58	0,79	7,35	3,68	7,03	3,52
AY-186	15x30 A 1	Ø 6,0	6,0	4	4,5	27,42	2,08	29,75	2,25	1,88	0,94	8,75	4,37	8,37	4,18
AY-221	15x30 A 1	Ø 6,5	6,5	4	4,5	31,60	2,39	34,84	2,64	2,21	1,11	10,26	5,13	9,81	4,91
AY-257	15x30 A 1	Ø 7,0	7,0	4	5,0	36,92	2,80	40,47	3,07	2,57	1,28	11,90	5,95	11,38	5,69
AY-335	15x30 A 1	Ø 8,0	8,0	4	6,0	48,78	3,70	52,93	4,01	3,35	1,68	15,55	7,77	14,87	7,44
AY-424	15x30 A 1	Ø 9,0	9,0	4	6,5	61,13	4,63	66,87	5,07	4,24	2,12	19,66	9,83	18,81	9,40
AY-524	15x30 A 2	Ø 10,0	10,0	6	7,0	71,34	5,40	82,68	6,26	5,24	2,62	24,27	12,13	23,21	11,60
AY-634	15x30 A 2	Ø 11,0	11,0	6	8,0	87,33	6,62	99,96	7,57	6,34	3,17	29,37	14,68	28,09	14,04
AY-754	15x30 A 2	Ø 12,0	12,0	6	8,5	103,04	7,81	118,99	9,02	7,54	3,77	34,96	17,48	33,44	16,72
AY-785	10x20 A 3	Ø 10,0	10,0	8	7,0	107,05	8,11	122,17	9,26	7,85	3,93	36,40	18,20	34,81	17,41
AY-950	10x20 A 3	Ø 11,0	11,0	8	8,0	130,86	9,91	147,71	11,19	9,50	4,75	44,05	22,03	42,13	21,07
AY-1131	10x20 A 3	Ø 12,0	12,0	8	8,5	154,56	11,71	175,82	13,32	11,31	5,65	52,44	26,22	50,16	25,08

IDENTIFICACION: Los paquetes quedan perfectamente identificados mediante una etiqueta en la que consta: Tipo, Medidas, N.º de Mallas del paquete, N.º de Control y Fecha de Fabricación.

Mallas para forjados

TABLA 3 SERIE Z (1/3)

TIPO HIESCOSA	DENOMINACION SEGUN UNE 36-092				BARRAS LONG. CON AHORRO Nº y Ø DE LAS BARRAS				MASA DEL PANEL MASA DEL PANEL ESTANDAR		MASA DEL PANEL SIN AHORRO		AREA DE LA SECCION DE LAS BARRAS		CAPACIDAD MECANICA Mp/m			
	S x S ₁		d	d ₁	n	d	Kg DEL PANEL	Kg/m ²	Kg DEL PANEL	Kg/m ²	LONG. cm ² /m	TRANS. cm ² /m	γ _s = 1,10		γ _s = 1,15			
	LONG	TRANSV	LONG	TRANSV	LONG	TRANSV	LONG	TRANSV	LONG	TRANSV	LONG	TRANSV	LONG	TRANSV	LONG	TRANSV		
Z-126	10x30	Ø 4,0	4,0	—	—	17,35	—	17,35	1,32	1,26	0,42	5,83	1,94	5,37	1,86			
A Z-131	15x30 A 1	Ø 5,0	4,5	4	4,0	18,03	1,37	19,36	1,47	1,31	0,53	6,07	2,46	5,51	2,35			
A Z-188	15x30 A 1	Ø 6,0	5,0	4	4,5	24,43	1,85	26,76	2,03	1,88	0,65	8,75	3,04	8,37	2,90			
A Z-257	15x30 A 1	Ø 7,0	6,0	4	5,0	33,40	2,53	36,95	2,80	2,57	0,94	11,90	4,37	11,38	4,18			
A Z-335	15x30 A 1	Ø 8,0	6,5	4	6,0	42,84	3,25	46,99	3,56	3,35	1,11	15,55	5,13	14,87	4,91			
A Z-424	15x30 A 1	Ø 9,0	7,5	4	7,0	53,85	4,08	59,56	4,51	4,24	1,41	19,66	6,56	18,81	6,26			
A Z-524	15x25 A 1	Ø 10,0	7,5	4	7,0	66,29	5,02	73,83	5,59	5,24	1,77	24,27	8,20	23,21	7,44			
A Z-634	15x30 A 1	Ø 11,0	9,0	4	8,0	80,67	6,11	89,10	6,75	6,34	2,12	29,37	9,83	28,09	8,40			
A Z-754	15x30 A 1	Ø 12,0	9,0	4	8,5	95,64	7,25	106,27	8,05	7,54	2,54	34,96	11,80	33,44	11,28			
A Z-785	10x30 A 3	Ø 10,0	10,0	8	7,0	93,47	7,08	108,59	8,23	7,85	2,62	36,40	12,13	34,81	11,60			
A Z-950	10x30 A 3	Ø 11,0	11,0	8	8,0	114,45	8,67	131,30	9,95	9,50	3,17	44,05	14,68	42,13	14,04			
A Z-1131	10x30 A 3	Ø 12,0	12,0	8	8,5	135,02	10,23	156,29	11,84	11,31	3,77	55,44	17,48	50,16	16,72			

TABLA 4 SERIE V (1/4)

TIPO HIESCOSA	DENOMINACION SEGUN UNE 36-092				BARRAS LONG. CON AHORRO Nº y Ø DE LAS BARRAS				MASA DEL PANEL MASA DEL PANEL ESTANDAR		MASA DEL PANEL SIN AHORRO		AREA DE LA SECCION DE LAS BARRAS		CAPACIDAD MECANICA Mp/m			
	S x S ₁		d	d ₁	n	d	Kg DEL PANEL	Kg/m ²	Kg DEL PANEL	Kg/m ²	LONG. cm ² /m	TRANS. cm ² /m	γ _s = 1,10		γ _s = 1,15			
	LONG	TRANSV	LONG	TRANSV	LONG	TRANSV	LONG	TRANSV	LONG	TRANSV	LONG	TRANSV	LONG	TRANSV	LONG	TRANSV		
V-84	15x30	Ø 4,0	4,0	—	—	13,12	0,99	13,12	0,99	0,84	0,42	3,51	1,90	3,64	1,82			
A V-131	15x30 A 1	Ø 5,0	4,0	4	4,0	16,88	1,28	18,21	1,38	1,31	0,42	6,07	1,94	5,81	1,86			
A V-158	15x30 A 1	Ø 5,5	4,0	4	4,0	19,01	1,44	21,12	1,60	1,56	0,42	7,35	1,94	7,03	1,86			
A V-188	15x30 A 1	Ø 6,0	4,5	4	4,5	23,14	1,75	25,47	1,93	1,88	0,53	8,75	2,46	8,37	2,35			
A V-221	15x30 A 1	Ø 6,5	4,5	4	4,5	25,65	1,94	28,89	2,19	2,21	0,53	10,26	2,26	9,61	2,35			
A V-257	15x30 A 1	Ø 7,0	5,0	4	5,0	30,41	2,30	33,96	2,57	2,57	0,65	11,90	3,04	11,38	2,90			
A V-335	15x30 A 1	Ø 8,0	6,0	4	6,0	41,17	3,12	45,32	3,43	3,35	0,94	15,55	4,37	14,87	4,18			
A V-424	15x30 A 1	Ø 9,0	6,5	4	6,5	50,61	3,83	56,35	4,27	4,24	1,11	19,66	5,13	18,81	4,91			
A V-524	15x30 A 1	Ø 10,0	7,0	4	7,0	61,26	4,64	68,82	5,21	5,24	1,28	24,27	5,95	23,21	5,69			
A V-634	15x30 A 1	Ø 11,0	8,0	4	8,0	76,10	5,77	84,52	6,40	6,34	1,68	29,37	7,77	28,09	7,44			
A V-754	15x30 A 1	Ø 12,0	8,5	4	8,5	88,87	6,73	99,50	7,54	7,54	1,89	34,96	8,76	33,44	8,32			
A V-785	10x25 A 2	Ø 10,0	8,0	6	7,0	90,96	6,89	102,30	7,75	7,85	2,01	36,40	9,33	34,81	8,92			
A V-950	10x30 A 2	Ø 11,0	9,5	6	8,0	110,30	8,36	122,94	9,31	9,50	2,36	44,05	10,96	42,13	10,46			
A V-1131	10x25 A 2	Ø 12,0	9,5	6	8,5	130,63	9,90	146,57	11,10	11,31	2,84	52,44	13,15	50,16	12,58			

CONTROL DE CALIDAD: Según la vigente normativa, nuestros fabricados están sometidos al preceptivo control periódico homologado por los diferentes Organismos Oficiales.

TABLA 5 SERIE W (1/5)

TIPO HIESCOSA	DENOMINACION SEGUN UNE 36-092				BARRAS LONG. CON AHORRO Nº y Ø DE LAS BARRAS				MASA DEL PANEL MASA DEL PANEL ESTANDAR		MASA DEL PANEL SIN AHORRO		AREA DE LA SECCION DE LAS BARRAS		CAPACIDAD MECANICA Mp/m			
	S x S ₁		d	d ₁	n	d	Kg DEL PANEL	Kg/m ²	Kg DEL PANEL	Kg/m ²	LONG. cm ² /m	TRANS. cm ² /m	γ _s = 1,10		γ _s = 1,15			
	LONG	TRANSV	LONG	TRANSV	LONG	TRANSV	LONG	TRANSV	LONG	TRANSV	LONG	TRANSV	LONG	TRANSV	LONG	TRANSV		
A W-188	15x30 A 1	Ø 6,0	4,0	4	4,5	21,99	1,67	24,32	1,84	1,85	0,42	8,75	1,94	8,37	1,86			
A W-257	15x30 A 1	Ø 7,0	4,5	4	5,0	29,12	2,71	32,67	2,48	2,57	0,53	11,90	2,46	11,38	2,35			
A W-335	15x30 A 1	Ø 8,0	5,0	4	6,0	38,18	2,89	42,33	3,21	3,35	0,65	15,55	3,04	14,87	2,90			
A W-424	15x30 A 1	Ø 9,0	6,0	4	6,5	48,94	3,71	54,68	4,14	4,24	0,94	19,66	4,37	18,81	4,18			
A W-524	15x30 A 1	Ø 10,0	6,5	4	7,0	59,41	4,50	66,97	5,07	5,24	1,11	24,27	5,13	23,21	4,91			
A W-634	15x30 A 1	Ø 11,0	7,0	4	8,0	72,00	5,46	80,43	6,09	6,34	1,28	29,37	5,95	28,09	5,69			
A W-754	15x30 A 1	Ø 12,0	7,5	4	8,5	84,56	6,41	95,19	7,21	7,54	1,47	34,96	6,83	33,44	6,53			
A W-785	10x25 A 2	Ø 10,0	7,0	6	7,0	86,05	6,52	97,39	7,38	7,85	1,54	36,40	7,14	34,81	6,83			
A W-950	10x30 A 2	Ø 11,0	8,5	6	8,0	105,42	7,99	118,05	8,94	9,50	1,89	44,05	8,76	42,13	8,38			
A W-1131	10x25 A 2	Ø 12,0	8,5	6	8,5	124,76	9,45	140,71	10,66	11,31	2,27	52,44	10,52	50,16	10,06			

Cimentaciones. Coeficientes de seguridad.

Situación de dimensionado	Tipo	Materiales		Acciones	
		γ_R	γ_M	γ_E	γ_F
Persistente o transitoria	Hundimiento	3,0 ⁽¹⁾	1,0	1,0	1,0
	Deslizamiento	1,5 ⁽²⁾	1,0	1,0	1,0
	Vuelco ⁽²⁾				
	Acciones estabilizadoras	1,0	1,0	0,9 ⁽³⁾	1,0
	Acciones desestabilizadoras	1,0	1,0	1,8	1,0
	Estabilidad global	1,0	1,8	1,0	1,0
	Capacidad estructural	- ⁽⁴⁾	- ⁽⁴⁾	1,6 ⁽⁵⁾	1,0
	Pilotes				
	Arrancamiento	3,5	1,0	1,0	1,0
	Rotura horizontal	3,5	1,0	1,0	1,0
	Pantallas				
	Estabilidad fondo excavación	1,0	2,5 ⁽⁶⁾	1,0	1,0
	Sifonamiento	1,0	2,0	1,0	1,0
	Rotación o traslación				
Equilibrio límite	1	1,0	0,6 ⁽⁷⁾	1,0	
Modelo de Winkler	1	1,0	0,6 ⁽⁷⁾	1,0	
Elementos finitos	1,0	1,5	1,0	1,0	
Extraordinaria	Hundimiento	2,0 ⁽⁸⁾	1,0	1,0	1,0
	Deslizamiento	1,1 ⁽²⁾	1,0	1,0	1,0
	Vuelco ⁽²⁾				
	Acciones estabilizadoras	1,0	1,0	0,9	1,0
	Acciones desestabilizadoras	1,0	1,0	1,2	1,0
	Estabilidad global	1,0	1,2	1,0	1,0
	Capacidad estructural	- ⁽⁴⁾	- ⁽⁴⁾	1,0	1,0
	Pilotes				
	Arrancamiento	2,3	1,0	1,0	1,0
	Rotura horizontal	2,3	1,0	1,0	1,0
	Pantallas				
	Rotación o traslación				
	Equilibrio límite	1,0	1,0	0,8	1,0
	Modelo de Winkler	1,0	1,0	0,8	1,0
Elementos finitos	1,0	1,2	1,0	1,0	

⁽¹⁾ En pilotes se refiere a métodos basados en ensayos de campo o fórmulas analíticas (largo plazo), para métodos basados en fórmulas analíticas (corto plazo), métodos basados en pruebas de carga hasta rotura y métodos basados en pruebas dinámicas de hincas con control electrónico de la hincas y contraste con pruebas de carga, se podrá tomar 2,0.

⁽²⁾ De aplicación en cimentaciones directas y muros.

⁽³⁾ En cimentaciones directas, salvo justificación en contrario, no se considerará el empuje pasivo.

Siendo γ_R el coeficiente parcial de resistencia, γ_M el coeficiente parcial para las propiedades de los materiales, γ_E el coeficiente parcial para el efecto de las acciones y γ_F el coeficiente parcial para las acciones.

Presiones admisibles en el terreno de cimentación.

Tabla D.25. Presiones admisibles a efectos orientativos

Terreno	Tipos y condiciones	Presión admisible [Mpa]	Observaciones
Rocas	Rocas ígneas y metamórficas sanas ⁽¹⁾ (Granito, diorita, basalto, gneis)	10	Para los valores apuntados se supone que la cimentación se sitúa sobre roca no meteorizada
	Rocas metamórficas foliadas sanas ^{(1),(2)} (Esquistos, pizarras)	3	
	Rocas sedimentarias sanas ⁽¹⁾ , ⁽²⁾ Pizarras cementadas, limolitas, areniscas, calizas sin karsificar, conglomerados cementados	1 a 4	
	Rocas arcillosas sanas ^{(2),(4)}	0,5 a 1	
	Rocas diaclasadas de cualquier tipo con espaciamiento de discontinuidades superior a 0,30m, excepto rocas arcillosas	1	
	Calizas, areniscas y rocas pizarrosas con pequeño espaciamiento de los planos de estratificación ⁽³⁾	-	
	Rocas muy diaclasadas o meteorizadas ⁽³⁾	-	
Suelos granulares (% finos inferior al 35% en peso)	Gravas y mezclas de arena y grava, muy densas	>0,6	Para anchos de cimentación (B) mayor o igual a 1 m y nivel freático situado a una profundidad mayor al ancho de la cimentación (B) por debajo de ésta
	Gravas y mezclas de grava y arena, medianamente densas a densas	0,2 a 0,6	
	Gravas y mezclas de arena y grava, sueltas	<0,2	
	Arena muy densa	>0,3	
	Arena medianamente densa	0,1 a 0,3	
	Arena suelta	<0,1	
Suelos finos (% de finos superior al 35% en peso)	Arcillas duras	0,3 a 0,6	Los suelos finos normalmente consolidados y ligeramente sobreconsolidados en los que sean de esperar asientos de consolidación serán objeto de un estudio especial. Los suelos arcillosos potencialmente expansivos serán objeto de un estudio especial
	Arcillas muy firmes	0,15 a 0,3	
	Arcillas firmes	0,075 a 0,15	
	Arcillas y limos blandos	<0,075	
Arcillas y limos muy blandos			
Suelos orgánicos		Estudio especial	
Rellenos		Estudio especial	

⁽¹⁾ Los valores indicados serán aplicables para estratificación o foliación subhorizontal. Los macizos rocosos con discontinuidades inclinadas, especialmente en las cercanías de taludes, deben ser objeto de análisis especial.

⁽²⁾ Se admiten pequeñas discontinuidades con espaciamiento superior a 1 m.

Valores orientativos de N_{SPT} , resistencia a compresión simple y módulo de elasticidad de suelos

Tabla D.23. Valores orientativos de N_{SPT} , resistencia a compresión simple y módulo de elasticidad de suelos

Tipo de suelo	N_{SPT}	q_u (kN/m ²)	E (MN/m ²)
Suelos muy flojos o muy blandos	< 10	0 - 80	< 8
Suelos flojos o blandos	10 - 25	80 - 150	8 - 40
Suelos medios	25 - 50	150 - 300	40 - 100
Suelos compactos o duros	50 - Rechazo	300 - 500	100 - 500
Rocas blandas	Rechazo	500 - 5.000	500 - 8.000
Rocas duras	Rechazo	5.000 - 40.000	8.000 - 15.000
Rocas muy duras	Rechazo	> 40.000	>15.000

Presiones admisibles en suelos granulares

Tabla 4.4 Presiones admisibles en suelos granulares para $N=10$, (kN/m²)

S_t (mm)	B (m)													
	0,8 m		1,0 m		1,2 m		1,5 m		2,0 m		3,0 m		5,0 m	
	D (m)		D (m)		D (m)		D (m)		D (m)		D (m)		D (m)	
	0,5	2	0,5	2	0,5	2	0,5	2	0,5	2	0,5	2	0,5	2
10	58	62	56	62	57	65	51	60	46	55	41	47	37	41
15	87	94	84	94	85	98	77	90	69	83	61	71	56	61
20	116	125	112	125	114	130	102	120	92	110	82	95	74	81
25	145	156	140	156	142	163	128	150	115	138	102	118	93	102

Para valores mayores de N, la presión admisible variará proporcionalmente.
(1 kN/m² = 0,1 N/cm² = 0,01 kg/cm²).

Valores límite basados en la distorsión angular

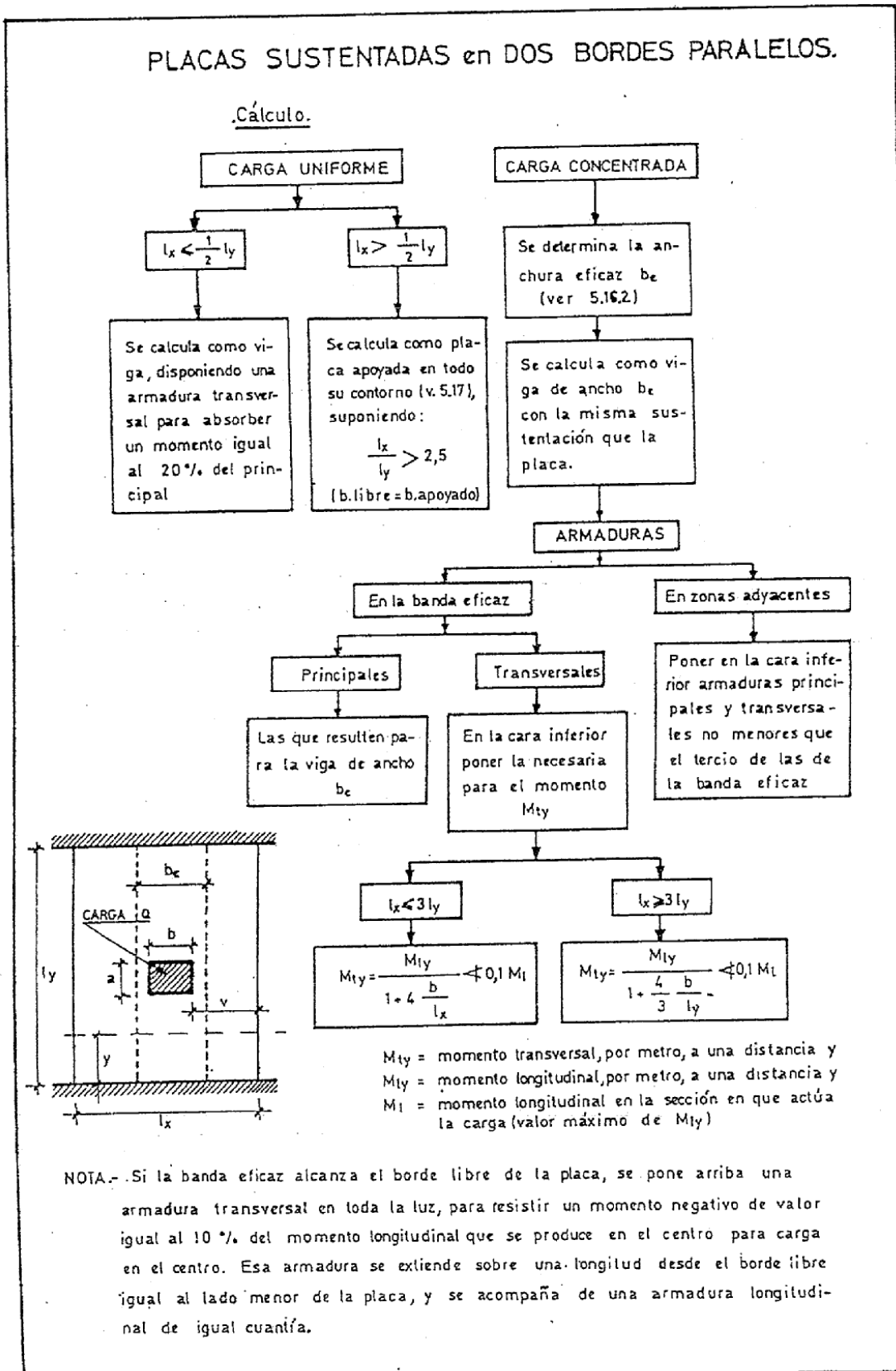
Tabla 2.2. Valores límite basados en la distorsión angular

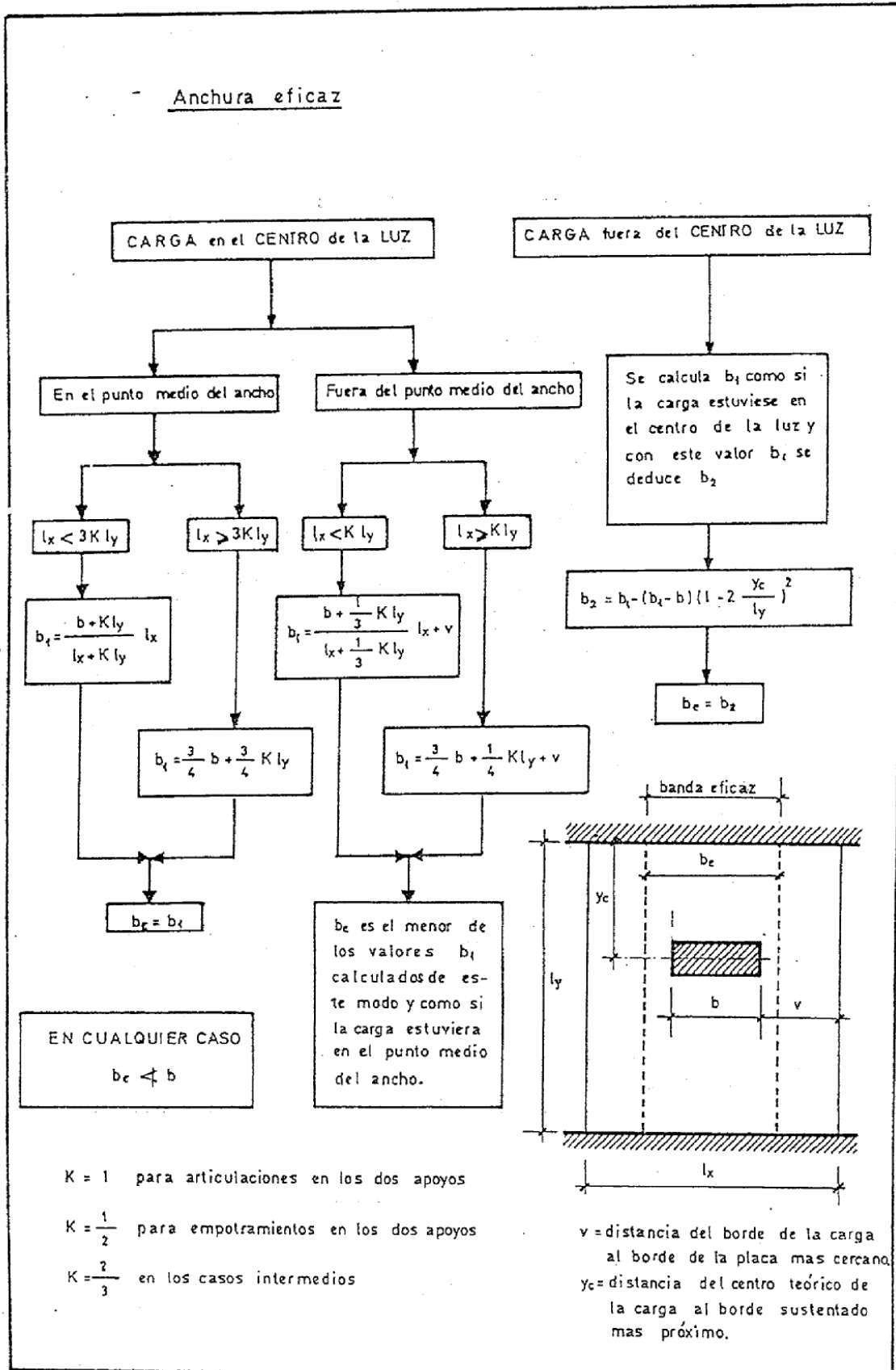
Tipo de estructura	Límite
Estructuras isostáticas y muros de contención	1/300
Estructuras reticuladas con tabiquería de separación	1/500
Estructuras de paneles prefabricados	1/700
Muros de carga sin armar con flexión cóncava hacia arriba	1/1000
Muros de carga sin armar con flexión cóncava hacia abajo	1/2000

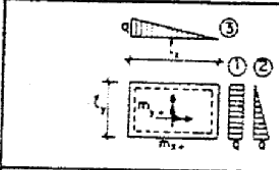
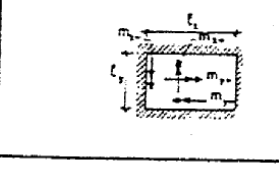
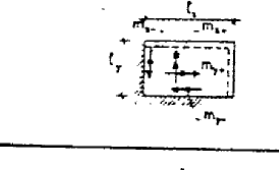
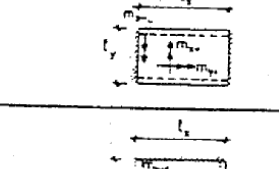
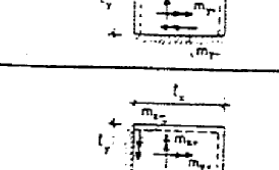
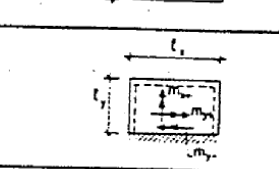
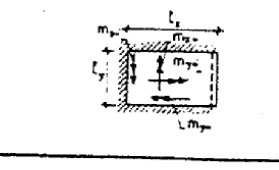
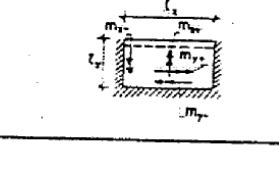


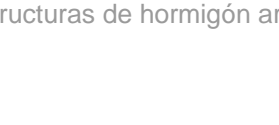
Tabla 2.3. Valores límite basados en la distorsión horizontal

Tipo de estructura	Límite
Muros de carga	1/2000

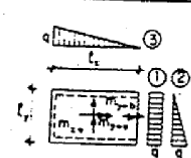
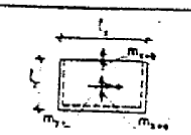
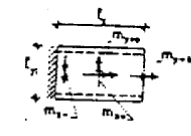
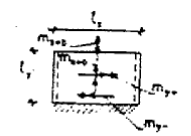
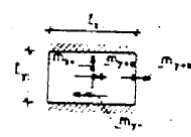
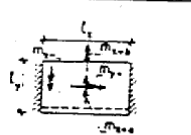
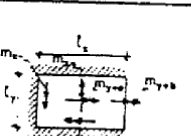
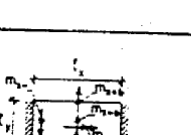
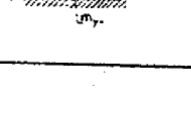


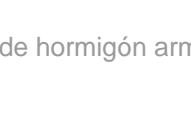
Placas sustentadas en dos bordes paralelos





		CARGA TRIANGULAR ②						
		l_1/l_2	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
		$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 \cdot Eh^3$ $m_{y+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$	59	51	43	35	29	24
		$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 \cdot Eh^3$ $m_{y+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$	15	14	13	11	9	8
		$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 \cdot Eh^3$ $m_{y+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$	26	23	20	17	15	12
		$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 \cdot Eh^3$ $m_{y+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$	50	38	28	21	16	12
		$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 \cdot Eh^3$ $m_{y+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$	16	15	14	14	13	12
		$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 \cdot Eh^3$ $m_{y+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$	22	21	20	19	18	16
		$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 \cdot Eh^3$ $m_{y+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$	7	8	9	10	10	11
		$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 \cdot Eh^3$ $m_{y+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$	52	51	50	48	46	44
		$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 \cdot Eh^3$ $m_{y+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$						
		$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 \cdot Eh^3$ $m_{y+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$	26	24	22	20	18	15
		$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 \cdot Eh^3$ $m_{y+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$	28	27	25	22	20	18
		$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 \cdot Eh^3$ $m_{y+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$	10	11	12	13	13	14
		$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 \cdot Eh^3$ $m_{y+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$	66	63	60	56	53	50
		$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 \cdot Eh^3$ $m_{y+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$						
		$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 \cdot Eh^3$ $m_{y+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$	24	21	17	14	11	9
		$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 \cdot Eh^3$ $m_{y+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$	26	23	20	16	14	11
		$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 \cdot Eh^3$ $m_{y+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$	10	11	12	13	13	12
		$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 \cdot Eh^3$ $m_{y+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$	62	57	51	45	39	34
		$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 \cdot Eh^3$ $m_{y+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$	36	36	35	33	31	29

		CARGA TRIANGULAR ③						
		l_y/l_x	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
	$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 \cdot Eh^3$ $m_{y-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{z-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$	64	53	44	36	30	24	
	$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 \cdot Eh^3$ $m_{y-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{z-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{z+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$	16	14	13	11	10	8	
	$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 \cdot Eh^3$ $m_{y-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{z-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{z+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$	28	25	22	18	14	12	
	$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 \cdot Eh^3$ $m_{y-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{z-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{z+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$	50	38	28	21	16	12	
	$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 \cdot Eh^3$ $m_{y-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{z-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{z+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$	43	33	25	19	14	11	
	$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 \cdot Eh^3$ $m_{y-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{z-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{z+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$	23	22	22	21	19	16	
	$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 \cdot Eh^3$ $m_{y-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{z-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{z+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$	84	75	68	58	51	44	
	$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 \cdot Eh^3$ $m_{y-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{z-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{z+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$	20	17	16	15	14	12	
	$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 \cdot Eh^3$ $m_{y-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{z-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{z+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$	26	25	23	21	19	17	
	$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 \cdot Eh^3$ $m_{y-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{z-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{z+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$	12	14	15	16	16	15	
	$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 \cdot Eh^3$ $m_{y-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{z-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{z+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$	58	52	48	44	41	38	
	$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 \cdot Eh^3$ $m_{y-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{z-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{z+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$	52	42	33	26	20	15	
	$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 \cdot Eh^3$ $m_{y-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{z-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{z+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$	45	37	29	23	18	14	
	$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 \cdot Eh^3$ $m_{y-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{z-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{z+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$	24	23	22	20	19	18	
	$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 \cdot Eh^3$ $m_{y-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{z-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{z+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$	84	77	69	62	55	50	
	$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 \cdot Eh^3$ $m_{y-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{z-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{z+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$							
	$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 \cdot Eh^3$ $m_{y-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{z-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{z+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$	18	14	13	12	10	9	
	$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 \cdot Eh^3$ $m_{y-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{z-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{z+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$	24	21	19	16	14	12	
	$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 \cdot Eh^3$ $m_{y-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{z-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{z+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$	13	13	12	12	12	11	
	$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 \cdot Eh^3$ $m_{y-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{z-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{z+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$	50	46	42	37	33	29	
	$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 \cdot Eh^3$ $m_{y-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{z-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{z+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$	45	43	41	39	36	34	
	$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 \cdot Eh^3$ $m_{y-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{z-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{z+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$							

		CARGA TRIANGULAR ②						
		l_y/l_x	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
		$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 \cdot Eh^3$ $m_{y-o} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y-b} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$						
		$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 \cdot Eh^3$ $m_{y+o} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y-b} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x+o} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x+b} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$	380	220	138	88	58	40
		$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 \cdot Eh^3$ $m_{y+o} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y-b} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$						
		$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 \cdot Eh^3$ $m_{y+o} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y-b} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x+o} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x+b} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$	163	120	84	60	43	31
		$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 \cdot Eh^3$ $m_{y+o} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y-b} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$						
		$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 \cdot Eh^3$ $m_{y+o} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y-b} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x+o} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x+b} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$	141	73	40	26	18	13
		$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 \cdot Eh^3$ $m_{y+o} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y-b} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$						
		$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 \cdot Eh^3$ $m_{y+o} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y-b} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x+o} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x+b} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$	83	52	30	20	14	10
		$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 \cdot Eh^3$ $m_{y+o} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y-b} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$	8	12	13	13	11	10
		$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 \cdot Eh^3$ $m_{x+o} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x+b} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$	16	17	17	17	15	13
		$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 \cdot Eh^3$ $m_{y+o} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y-b} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x+} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$	28	23	19	16	13	10
		$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 \cdot Eh^3$ $m_{y+o} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y-b} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x+o} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x+b} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x-} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$	92	73	57	46	39	35
			64	46	42	38	34	30

		CARGA TRIANGULAR ③						
		l_y/l_x	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
	$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 / Eh^3$ $m_{y+o} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y-b} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x+o} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$		64	56	50	46	42	40
	$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 / Eh^3$ $m_{y+o} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x+o} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x-b} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$							
	$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 / Eh^3$ $m_{y+o} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y-b} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x+o} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x-b} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$		56	47	40	36	33	31
	$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 / Eh^3$ $m_{y+o} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x+o} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x-b} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y-b} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$							
	$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 / Eh^3$ $m_{y+o} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y-b} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x+o} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x-b} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$		15	15	14	14	13	13
	$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 / Eh^3$ $m_{y+o} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x+o} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x-b} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y-b} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$		21	21	20	19	18	17
	$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 / Eh^3$ $m_{y+o} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x+o} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x-b} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y-b} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$		5	6	7	8	9	10
	$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 / Eh^3$ $m_{y+o} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x+o} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x-b} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y-b} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$		5	6	7	8	8	9
	$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 / Eh^3$ $m_{y+o} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y-b} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x+o} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x-b} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$		43	42	41	40	39	37
	$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 / Eh^3$ $m_{y+o} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x+o} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x-b} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y-b} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$							
	$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 / Eh^3$ $m_{y+o} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y-b} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x+o} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x-b} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$		15	15	14	13	11	10
	$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 / Eh^3$ $m_{y+o} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y-b} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x+o} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x-b} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$		20	18	17	16	14	13
	$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 / Eh^3$ $m_{y+o} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y-b} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x+o} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x-b} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$		5	6	7	8	9	10
	$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 / Eh^3$ $m_{y+o} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y-b} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x+o} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x-b} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$		5	6	8	9	9	10
	$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 / Eh^3$ $m_{y+o} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y-b} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x+o} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x-b} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$		42	40	38	36	33	30
	$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 / Eh^3$ $m_{y+o} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y-b} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x+o} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x-b} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$		45	43	41	39	37	35
	$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 / Eh^3$ $m_{y+o} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x+o} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x-b} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y-b} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$							
	$w = 0.001 \cdot q \cdot l_y^4 / Eh^3$ $m_{y+o} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x+o} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{x-b} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$ $m_{y-b} = 0.001 \cdot q \cdot l_y^2$							

Determinación de la relación agua/cemento

A pesar de que la relación A/C es el factor que más influye en la resistencia del hormigón, no pueden darse valores fijos que relacionen ambas magnitudes.

VALORES ORIENTATIVOS DE LA RELACION AGUA/CEMENTO EN FUNCION DE LA RESISTENCIA DEL HORMIGON A COMPRESION A 28 DIAS					
Resistencia del hormigón (N/mm²)		Áridos rodados (*)		Áridos machacados (*)	
f_{ck}	f_{cm}	CEM-I/32,5	CEM-I/42,5	CEM-I/32,5	CEM-I/42,5
20	28	0,55	0,60	0,65	-
25	33	0,50	0,55	0,60	0,65
30	39	0,45	0,50	0,55	0,60
35	44	0,40	0,45	0,50	0,55
40	50	-	0,40	0,45	0,50
(*) Hormigones sin aditivos					

Máxima relación agua/cemento y mínimo contenido de cemento en kg/m³ en función de las condiciones ambientales

Clase de exposición	Máxima relación A/C			Mínimo contenido de cemento		
	H. en masa	H. armado	H. pretensado	H. en masa	H. armado	H. pretensado
I	0,65	0,65	0,60	200	250	275
IIa	—	0,60	0,60	—	275	300
IIb	—	0,55	0,55	—	300	300
IIIa	—	0,50	0,50	—	300	300
IIIb	—	0,50	0,45	—	325	325
IIIc	—	0,45	0,45	—	350	350
IV	—	0,50	0,45	—	325	325
Qa	0,50	0,50	0,50	275	325	325
Qb	0,50	0,50	0,45	300	350	350
Qc	0,45	0,45	0,45	325	350	350
H	0,55	0,55	0,55	275	300	300
F	0,50	0,50	0,50	300	325	325
E	0,50	0,50	0,50	275	300	300

— Si el tipo de ambiente incluye *varias clases específicas de exposición*: se adoptará el criterio más exigente.

— Si se utilizan *adiciones* en la fabricación del hormigón: se podrá tener en cuenta su empleo a los efectos del cálculo de los parámetros de la tabla, sustituyendo:

- El contenido de cemento C (kg/m³) por $C + K \cdot F$.

- La relación agua cemento A/C, por $A/(C + K \cdot F)$.

siendo F (kg/m³) el contenido de adición, y K el coeficiente.

- En el caso de cenizas volantes $K \neq 0,20K$ si se emplea un cemento CEM I 32,5, ni superior a 0,40 en el caso de cementos CEM I con otras categorías resistentes superiores. La Dirección Facultativa podrá admitir, bajo su responsabilidad, valores superiores del coeficiente de eficacia pero no mayores de 0,65, siempre que ello se deduzca como una estimación centrada en mediana del valor característico real, definido como el cuantil del 5% de la distribución de valores de K. La estimación referida procederá de un estudio experimental que deberá ser validado previamente por el correspondiente organismo certificador del hormigón y que no sólo tenga en cuenta la resistencia sino también el comportamiento frente a la agresividad específica del ambiente al que va a estar sometida la estructura.

- En el caso de humo de sílice $K \leq 2$, excepto en el caso de hormigones con relación A/C > 0,45 que vayan a estar sometidos a clase de exposición H o F, en cuyo caso $K=1$

En el caso de utilización de adiciones, los contenidos de cemento no podrán ser inferiores a 200, 250 ó 275 kg/m³, según se trate de hormigón en masa, armado o pretensado.

Módulo granulométrico de áridos que siguen la parábola de Fuller

Módulo granulométrico de áridos que siguen la parábola de Fuller										
Tamaño máximo del árido (mm)	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70
Módulo granulométrico	5.21	5.45	5.64	5.82	6.00	6.16	6.29	6.40	6.51	6.60

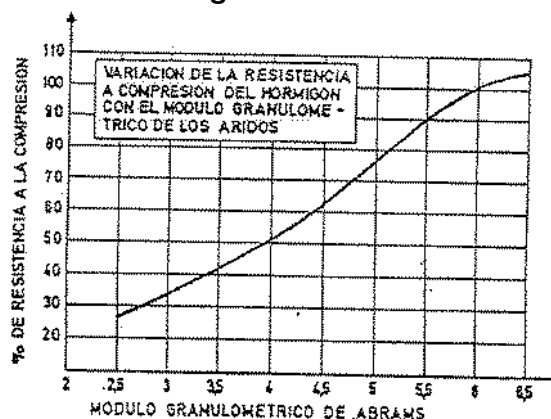
Valores óptimos del módulo granulométrico, según Abrams, para hormigones ordinarios

Valores óptimos del módulo granulométrico, según Abrams, para hormigones ordinarios							
Contenido en cemento (kg/m ³)	Tamaño máximo del árido (mm)						
	10	15	20	25	30	40	60
275	4.05	4.45	4.85	5.25	5.60	5.80	6.00
300	4.20	4.60	5.00	5.40	5.65	5.85	6.20
350	4.30	4.70	5.10	5.50	5.73	5.88	6.30
400	4.40	4.80	5.20	5.60	5.80	5.90	6.40

Valores recomendados para el tamaño máximo del árido

Valores recomendados para el tamaño máximo del árido (Jiménez Montoya, García Messeguer, Morán Cabré)				
Dimensión mínima de la sección del elemento	Tamaño máximo del árido			
	Vigas, pilares y muros armados	Muros sin armar	Losas muy armadas	Losas poco armadas o sin armar
De 5 a 10 cm	De 10 a 20 mm	20 mm	De 15 a 25 mm	De 20 a 40 mm
De 15 a 30 cm	De 20 a 40 mm	40 mm	40 mm	De 40 a 80 mm
De 40 a 80 cm	De 40 a 80 mm	80 mm	De 40 a 80 mm	80 mm
Más de 80 cm	De 40 a 80 mm	160 mm	De 40 a 80 mm	De 80 a 160 mm

Variación de la resistencia a compresión del hormigón con el módulo de granulométrico de los áridos



Proporciones de la mezcla

Para determinar las cantidades necesarias de los distintos materiales para obtener un metro cúbico de hormigón, hay que tener en cuenta la contracción que experimenta el hormigón fresco, que puede evaluarse en un 2,5 por mil. Ello se debe a que el agua se evapora en parte; en otra parte es absorbida por el árido; y el resto forma con el cemento una pasta que retrae apreciablemente antes de fraguar.

Por tanto, la suma de los volúmenes de los distintos materiales debe ser 1025 litros para obtener un metro cúbico de hormigón:

$$A + \frac{C}{p} + \frac{G_1}{p_1} + \frac{G_2}{p_2} = 1025$$

siendo:

- A litros de agua por metro cúbico de hormigón
- C peso del cemento en kg/m³ de hormigón
- p peso específico real del cemento, en kg por litro
- G₁ peso de la arena, en kg/m³
- p₁ peso específico real de la arena, en kg por litro
- G₂ peso de la grava, en kg/m³
- P₂ peso específico real de la grava, en kg por litro

En el caso de no disponer datos de laboratorio, se adoptarán como pesos específicos reales, $p = 3,1$, $p_1 = p_2 = 3,6$.

Para dosificación en volumen, si no se disponen de datos de laboratorio, los pesos específicos aparentes son: 1,1 para el cemento, 1,55 para la arena y 1,65 para la gravilla.

Proporción de arena y grava en los áridos

Si, como ocurre habitualmente, se dispone de arena y grava, cuyos módulos granulométricos son m_a y m_g , siendo m el teórico elegido, se deducen los porcentajes x e y , en peso, en que deben mezclarse la arena y la grava, resolviendo las ecuaciones:

$$m_a \cdot \frac{x}{100} + m_g \cdot \frac{y}{100} = m$$

$$x + y = 100$$

Si se trata de tres áridos (arena, gravilla y grava) de módulos granulométricos iguales a m_a , m_1 y m_2 , respectivamente, se escogerán los módulos granulométricos teóricos correspondientes al tamaño máximo de la gravilla m_{01} y de la grava m_{02} . Con tales datos, los porcentajes x , y , z en que deben mezclarse la arena, la gravilla y la grava se obtienen, sucesivamente, de las siguientes ecuaciones:

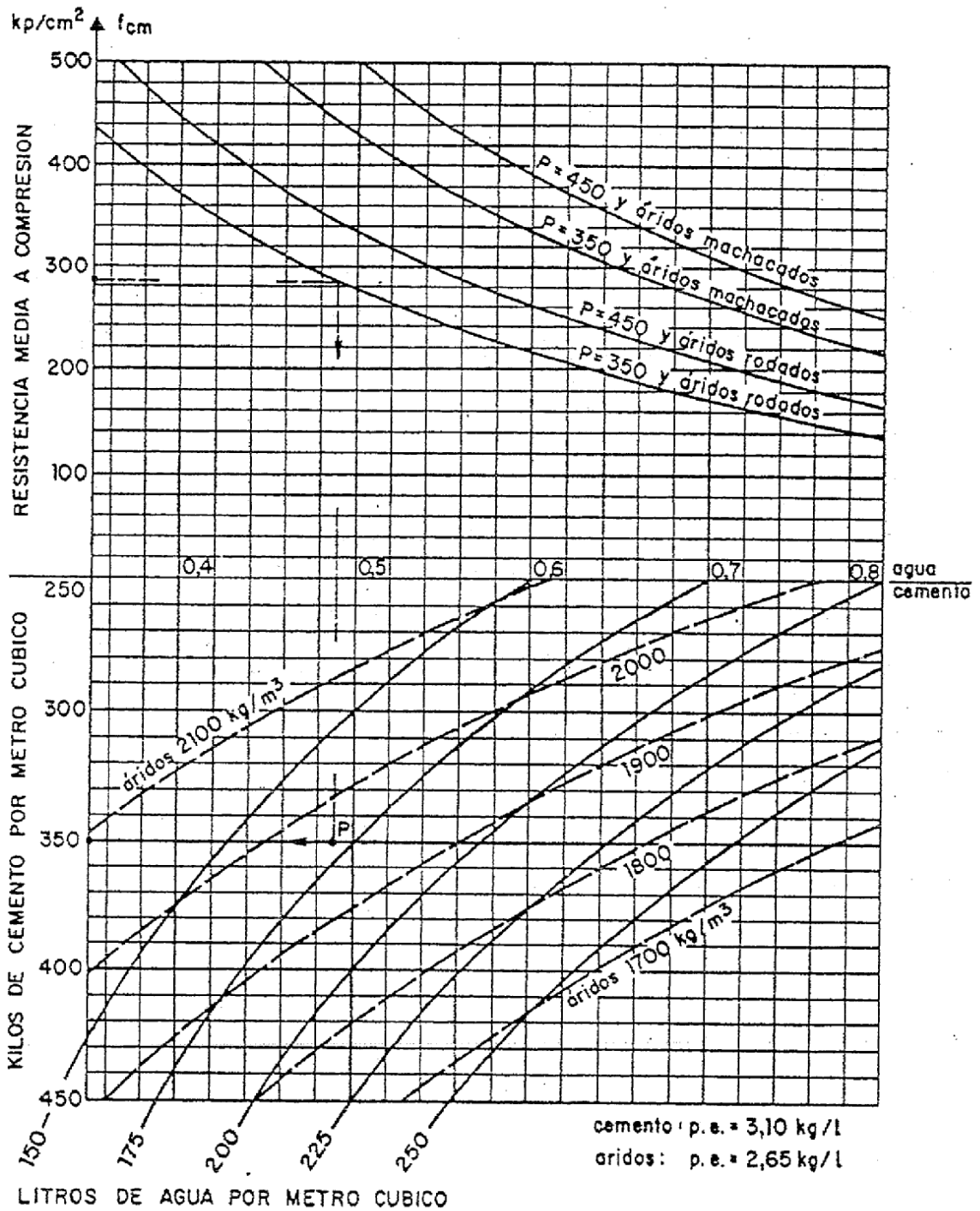
$$x + y = 100 \cdot \frac{m_2 - m_{02}}{m_2 - m_{01}}$$

$$x = (x + y) \cdot \frac{m_1 - m_{01}}{m_1 - m_a}$$

$$y = (x + y) - x$$

$$z = 100 - (x + y)$$

Gráfico para dosificación de hormigones



Influencia de la temperatura y de la relación A/C en los tiempos de fraguado, según Venuat

Relación A/C:	0,45		0,50		0,55	
Fraguado P: principio F: fin	P	F	P	F	P	F
5° C	6 h 30 m	16 h 00 m	7 h 30 m	16 h 30 m	9 h 15 m	17 h 00 m
20° C	3 h 00 m	6 h 00 m	3 h 30 m	6 h 30 m	4 h 00 m	7 h 00 m
40° C	1 h 30 m	2 h 15 m	1 h 45 m	2 h 30 m	1 h 55 m	2 h 50 m
60° C	1 h 20 m	1 h 55 m	1 h 30 m	2 h 10 m	1 h 40 m	2 h 30 m
80° C	0 h 40 m	1 h 00 m	0 h 45 m	1 h 10 m	0 h 50 m	1 h 20 m
100° C	0 h 25 m	0 h 50 m	0 h 30 m	0 h 55 m	0 h 40 m	1 h 00 m

Temperaturas mínimas de hormigonado, en °C

OBRAS	Cemento portland			Cemento portland y C ₂ C ₄			Portland, agua de amasado caliente y C ₂ C ₄			Cemento siderúrgico o puzolánico		
	T	T ₁	T ₂	T	T ₁	T ₂	T	T ₁	T ₂	T	T ₁	T ₂
Obras corrientes sin protección especial	0°	+4°	-1°	-3°	+1°	-1°	-5°	-1°	-1°	+5°	+9°	+5°
Obras de gran masa (zapatas, grandes muros, etc.) Obras corrientes protegidas con elementos aislantes.	-3°	+1°	-1°	-6°	-2°	-1°	-8°	-4°	-1°	+2°	+6°	+5°

T = Temperatura ambiente mínima probable en las 48 horas siguientes.
 T₁ = Temperatura a las 9 de la mañana, hora solar. Se supone T = T₁ - 4°.
 T₂ = Temperatura mínima de la superficie más expuesta de hormigón.

Desencofrados

La retirada de costeros puede efectuarse en los plazos indicados en la tabla, o incluso antes si el hormigón ha endurecido lo suficiente para resistir los daños que pueda ocasionarse durante el desencofrado.

Plazo de desencofrado de costeros		
Tipo de cemento	Costeros de vigas	Costeros de soportes
Portland ordinario	3 días	7 días
Portland de alta resistencia inicial	2 días	4 días

Plazo de desencofrado de fondos			
Media aritmética de las máximas y mínimas de temperaturas diarias.	G		
	0	0,5	1,0
5 °C	8 semanas	4 semanas	2,5 semanas
10 °C	6 semanas	3 semanas	2 semanas
15 °C	5 semanas	2,5 semanas	12 días
20 °C	4 semanas	2 semanas	10 días
Q = Sobrecarga prevista. G = Carga permanente sin descimbrar.			

Referencias

- [1] Calavera, J. (1999). Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón. Ed. INTEMAC. Madrid
- [2] *Documento Básico SE-C Seguridad Estructural. Cimientos* (2006). Ed. Ministerio de Fomento. Madrid.
- [3] EHE. (1999). Instrucción de hormigón estructural. Ed. Ministerio de Fomento. Madrid.
- [4] EHE-08. (2008). Instrucción de hormigón estructural. Ed. Ministerio de Fomento. Madrid.
- [5] EN 1992-1-1:2004. (2004). Eurocódigo 2: Diseño de estructuras de hormigón. Ed. AENOR. Madrid.
- [6] Ferreras, R. (1989). Manual de hormigón armado. 2ª edición. Ed. Colegio Oficial de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Madrid
- [7] Jiménez Montoya, P; García Meseguer, A; Morán Cabré, F. (2000). Hormigón armado. 14ª edición. Ed. Gustavo Gili. Barcelona.
- [8] Rodríguez Martín, L.F; Cobo Escamilla, A. (2001). Hormigón pretensado. Fundación Escuela de la Edificación. Madrid.