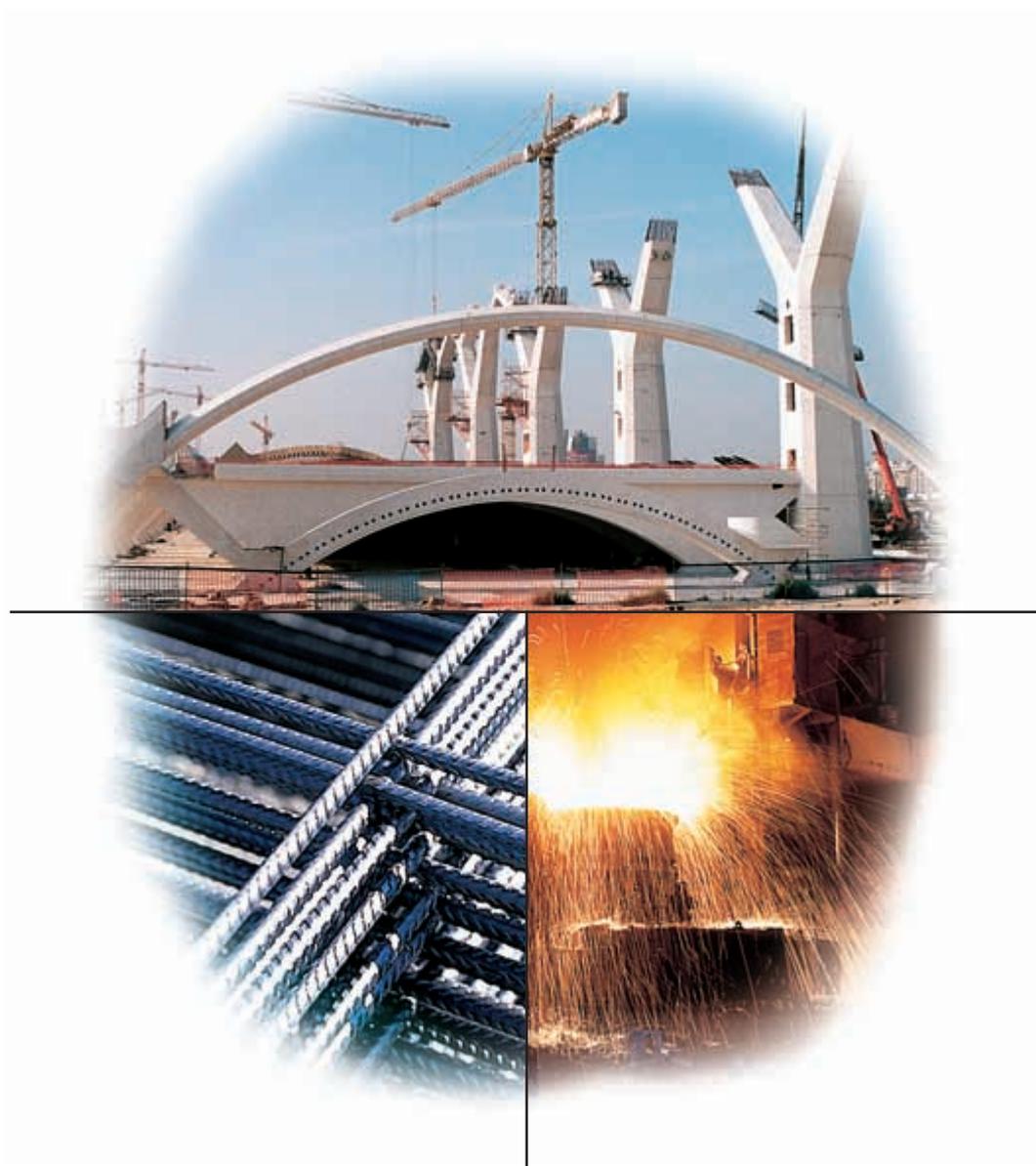


DUCTILIDAD CELSA

GARANTÍA DE SEGURIDAD



LA DUCTILIDAD

INTRODUCCIÓN

Cuando el término **ductilidad** se aplica al campo del hormigón armado, define un conjunto complejo de conceptos.

En el caso particular de los aceros para armaduras pasivas, la **ductilidad** se podría definir de una manera sencilla como la capacidad del acero para admitir deformaciones importantes una vez superado el límite elástico, manteniendo al mismo tiempo su capacidad mecánica.

INVESTIGACIÓN:

+ CALIDAD
+ TECNOLOGÍA

Este concepto, está pues, directamente relacionado con el comportamiento "**no lineal**" de las estructuras, en el cual la ductilidad desempeña un papel importante.

Hace ya mucho tiempo, se observó que la capacidad resistente real de los elementos hiperestáticos de acero era muy superior en relación con la obtenida mediante el cálculo basado en los principios de la **teoría lineal**. También se pudo detectar que, en este tipo de estructuras hiperestáticas, a partir de un momento dado y en las proximidades de su colapso, se manifestaban deformaciones muy importantes para incrementos pequeños de las cargas, apartándose, por tanto, del comportamiento lineal previsto teóricamente. Para justificar esta respuesta del acero,

comprobada en la práctica y distinta de la esperada, se pensó ya, que en el seno de ese material debía producirse un cierto fenómeno de **fluencia o plastificación**.

Posteriormente, con estudios más profundos de las relaciones tensión/deformación en los aceros, se constató este comportamiento no lineal de los mismos bajo ciertas condiciones.

En 1965 se publica el Boletín nº 52 del CEB donde se recogen los principios básicos del cálculo no lineal.

En la actualidad, esta problemática vuelve a estar en primer plano debido a la posibilidad de abordar determinados cálculos plásticos gracias a los conocimientos sobre el tema, a las prestaciones de los ordenadores actuales y a la inclusión, en casi todas las normas, de métodos indirectos de cálculo plástico en base a criterios de redistribución de los esfuerzos obtenidos mediante el cálculo lineal.



NECESIDAD DE LA DUCTILIDAD

La **resistencia** es una característica de los aceros requerida por el cálculo y recogida en la Instrucción EHE, dado que el acero colabora de una forma importante en el comportamiento mecánico del hormigón armado.

Desde el punto de vista de resistencia la Instrucción refleja sus exigencias sobre dos parámetros: el **límite elástico**, cuyo valor se emplea en este tipo de aceros para designarlos, y la **carga unitaria de rotura**.

Ahora bien, la resistencia es una característica necesaria pero no suficiente para que el comportamiento de los aceros para hormigón armado sea adecuado, ya que se requieren además unos requisitos de ductilidad. Esto es así, porque el hormigón es un material frágil (**no tiene ductilidad**) y no puede emplearse sin la participación del acero en aplicaciones estructurales. Esta es una de las razones del origen del hormigón armado o de la utilización conjunta del hormigón y el acero.

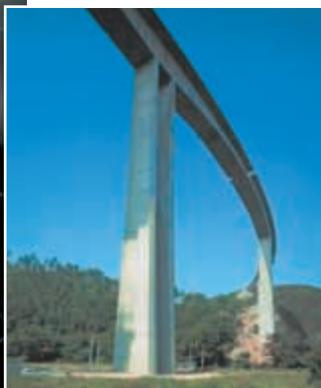
La exigencia de ductilidad en la estructura, que el hormigón no es capaz de cubrir, tiene que satisfacerla el acero, y por tanto, tiene que tener la ductilidad suficiente para que cada sección de hormigón armado tenga una capacidad de deformación adecuada, y para que los elementos estructurales dispongan de esta propiedad.

La poca ductilidad de que dispone el hormigón lo llevó a ser considerado desde el principio como el limitador de las rotaciones plásticas. Por el contrario, hasta hace poco tiempo se consideraba que la capacidad de rotación plástica era independiente del tipo de acero empleado, ya que se suponía que sólo el hormigón la limitaba y se atribuía suficiente ductilidad al acero para no limitar dichas rotaciones. La explicación a esto puede deberse a que, con anterioridad, los aceros empleados eran de baja resistencia y con unas características de ductilidad altas, producto de su composición química y de su proceso de fabricación. Más tarde, se introdujeron otros aceros muy poco dúctiles y con resistencias superiores, como los denominados **aceros laminados en frío**, (trefilados, tipo "T").

La ductilidad de un acero sometido a tracción es la capacidad para deformarse bajo carga sin romperse, una vez superado el límite elástico.

Después de una serie de estudios, se ha puesto de manifiesto que el nivel de ductilidad del acero influye y limita la rotación de las rótulas plásticas.

Además de los requisitos de resistencia y ductilidad, el hormigón armado precisa de unas características de adherencia para que el hormigón y el acero puedan trabajar solidariamente y la fisuración esté controlada.



La ductilidad es, por tanto, una característica del acero para hormigón armado muy deseable en todos los casos e imprescindible en las situaciones de estructuras sometidas a determinadas solicitaciones (sísmicas, dinámicas, de impacto, etc.), o en las que, por las hipótesis de cálculo, se han previsto redistribuciones de esfuerzos o no se pueden valorar las solicitaciones con la necesaria precisión, bien sea por la naturaleza de dichas acciones o por el insuficiente conocimiento sobre sus efectos en la estructura de que se trate.

En el caso particular de una estructura de hormigón armado sometida a solicitaciones sísmicas, su comportamiento está íntimamente relacionado con la ductilidad del acero ya que, en esta situación más que en ninguna otra, es fundamental la capacidad de adaptación de la estructura frente a solicitaciones excepcionales de esta índole, en las que, con mucha probabilidad se sobrepasan las fases elásticas del acero y se precisa de la máxima reserva posible de energía, proporcionada por una elevada ductilidad del acero.

De igual manera, en los casos apuntados anteriormente en donde las acciones son difíciles de cuantificar, es deseable proyectar estructuras con capacidad de resistir solicitaciones que, de manera excepcional, puedan superar ampliamente los valores adoptados en el cálculo sin que provoquen su colapso antes de alcanzar una deformación y fisuración importantes.

Una de las razones que ejemplifican la necesidad de la ductilidad es la posibilidad de efectuar la redistribución de momentos en

elementos continuos a flexión como vigas y forjados, lo cual permite un mayor aprovechamiento del hormigón y el acero, puesto que las zonas más solicitadas son capaces de transferir el esfuerzo a zonas colindantes menos solicitadas.

Cuando una estructura dúctil está próxima al colapso advierte de su situación experimentando grandes deformaciones e importante fisuración.

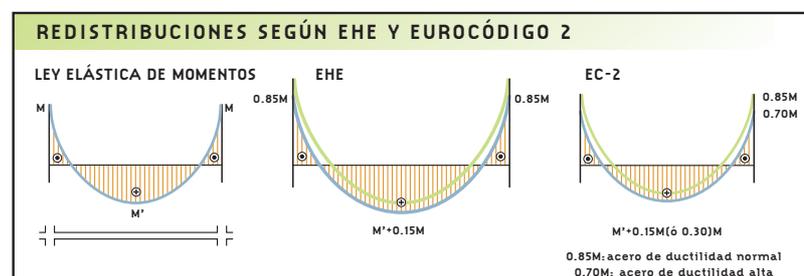
Si la estructura es frágil el colapso se alcanza sin previo aviso, con pequeñas deformaciones y fisuración reducida

La redistribución de momentos significa poder transferir momentos negativos a momentos positivos o viceversa, y está contemplada en nuestra Instrucción EHE y en la mayoría de los códigos (ACI, Eurocódigo 2, Código Modelo, etc).

Las redistribuciones importantes sólo pueden alcanzarse si el acero dispone de una elevada ductilidad.

El Eurocódigo determina la redistribución en función del grado de ductilidad del acero. (dos grados)

En cambio, en nuestra Instrucción EHE sólo se emplea un grado de ductilidad sin relacionarlo con el tipo de acero empleado.



PARÁMETROS QUE DEFINEN LA DUCTILIDAD

El comportamiento de los aceros está caracterizado por su diagrama de tensión/deformación correspondiente al ensayo de tracción, en el cual se manifiestan las variaciones de deformación en función de los incrementos de carga.

Si se analiza una curva típica tensión/deformación de un acero se pueden observar dos comportamientos:

fase elástica

Las deformaciones son proporcionales a las cargas aplicadas (rama recta) hasta alcanzar el **límite elástico** (f_y). Las deformaciones son recuperables si se descarga.

fase plástica

Una vez superado el límite elástico, las deformaciones no son proporcionales a las cargas y van aumentando con la carga unitaria hasta alcanzar el valor de la **carga máxima** (rama curva).

A partir de este momento, la deformación continúa con incrementos de carga muy pequeños, hasta que se produce la rotura de la probeta.

Las deformaciones son remanentes, es decir, no son recuperables.

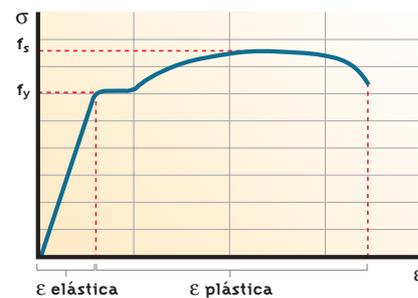
Durante el transcurso del ensayo, la sección inicial de la probeta disminuye hasta alcanzar el mínimo, cuando se rompe (estricción).

En los **aceros laminados en caliente**, la identificación del límite elástico en el diagrama es muy clara, dada la existencia del "**escalón de cedencia**", el cual es un tramo sensiblemente horizontal que marca el cambio entre el comportamiento elástico y el plástico.

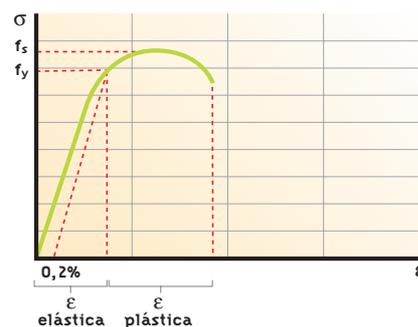
En cambio, los diagramas tensión/deformación de los aceros laminados en frío (trefilados) carecen de dicho escalón, lo cual dificulta la determinación del límite elástico. Por esta razón, la Instrucción EHE considera un límite elástico convencional correspondiente al valor de la tensión que produce una deformación remanente del 0.2 %. Su determinación sobre el diagrama se realiza trazando una paralela a la rama elástica desde este valor de deformación, y el punto de corte de esta recta con la curva tendrá por ordenada la tensión correspondiente al límite elástico.

Habitualmente, la ductilidad del acero se ha definido mediante dos parámetros obtenidos de la citada curva σ - ϵ y que son recogidos en la siguiente Instrucción EHE.

DIAGRAMA TENSIÓN/DEFORMACIÓN DE UN ACERO LAMINADO EN CALIENTE B 500 SD



GRÁFICA TENSIÓN/DEFORMACIÓN DE UN ACERO LAMINADO EN FRÍO B 500 T



Relación tensión de rotura-límite elástico (f_s / f_y).

Es un parámetro que relaciona la tensión de colapso del acero, que suele ser la tensión de rotura o máxima (f_s), con la tensión correspondiente al límite del comportamiento elástico real, siendo la más empleada el límite elástico del acero (f_y).

Este parámetro nos indica la reserva de resistencia que tiene el acero una vez iniciada su plastificación, y es llamado en ocasiones, endurecimiento.

Alargamiento de rotura sobre la base de 5 diámetros (A_5).

Este es el parámetro que indica la capacidad de deformación del acero y que, hasta ahora, se adoptaba como el alargamiento después de la rotura, medido sobre una longitud inicial de probeta igual a $5 \varnothing$. En otras normas la base de referencia es de $10 \varnothing$.

El modo de determinar el valor del parámetro A_5 es:

Una vez realizado el ensayo de tracción del acero y después de alcanzar la rotura, se juntan los dos trozos de la probeta para medir el alargamiento experimentado por el acero, considerando la zona de rotura dentro de la medición.

En la actualidad, se emplea otro parámetro de deformación alternativo al A_5 para definir la ductilidad, el cual no es recogido en la Instrucción EHE pero sí que lo está en múltiples

normas y códigos (Eurocódigo, Código Modelo, etc.), se denomina $\epsilon_{m\acute{a}x}$ y en terminología siderúrgica "AGT".

Se define por " $\epsilon_{m\acute{a}x}$ " o "AGT", al alargamiento uniforme experimentado con la carga máxima, o la deformación en tanto por ciento correspondiente a la tensión máxima f_s , en el diagrama (σ - ϵ).

Se mide en el gráfico tensión/deformación trazando la tangente horizontal a la curva, el punto obtenido tiene por ordenada la tensión máxima (f_s) y por abscisa el valor del "AGT".

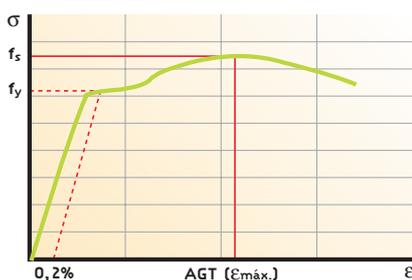
Así, tanto el Eurocódigo como nuestra Instrucción EHE exigen unos valores mínimos de los dos parámetros (f_s / f_y y A_5 respectivamente) que deben verificarse simultáneamente.

Actualmente se está estudiando el cuantificar la ductilidad mediante un único parámetro que permita la graduación de los aceros respecto a esta característica y la introducción del concepto de aceros de ductilidad equivalente.

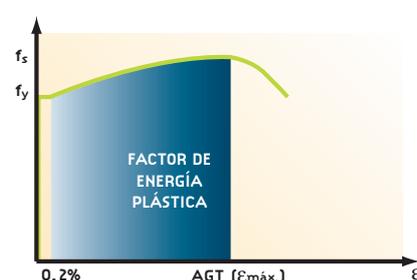
La ductilidad del acero está relacionada con el área limitada bajo la zona plástica de la curva tensión/deformación, área que representa la energía que dispone el acero para deformarse en régimen plástico hasta la rotura.

Este área o "factor de energía plástica" representa la resistencia y deformación que le resta al material después de alcanzar su límite elástico, y por lo tanto, es una medida de la energía disponible una vez ha plastificado el material.

DETERMINACIÓN DEL AGT SOBRE LA GRÁFICA (σ - ϵ)



GRÁFICA DEL "FACTOR DE ENERGÍA PLÁSTICA"



COMPARACIÓN DE DUCTILIDADES SEGÚN LA CALIDAD DEL ACERO. GRADOS DE DUCTILIDAD

La Instrucción EHE no distingue explícitamente aceros de distintas ductilidades, aunque sí exige requisitos diferentes según el tipo de acero e independientemente de su empleo.

La Instrucción EHE contempla tres tipos de aceros:

Aceros trefilados obtenidos por laminación en frío (alambres corrugados), de acuerdo con la Norma UNE 36099:96, empleados exclusivamente en la fabricación de mallas electrosoldadas y armaduras básicas electrosoldadas.

Para este tipo de acero hay una única calidad, B 500 T, y las exigencias de ductilidad son netamente inferiores:

B 500 T:	$f_s / f_y \geq 1.03$	$A_5 \geq 8\%$
-----------------	-----------------------	----------------

Aceros soldables obtenidos por laminación en caliente, de acuerdo con la Norma UNE 36068:94.

En este grupo se contemplan dos calidades: B 500 S y B 400 S, y para cada una de ellas se exigen unos valores mínimos de los parámetros f_s / f_y y A_5 :

B 500 S:	$f_s / f_y \geq 1.05$	$A_5 \geq 12\%$
-----------------	-----------------------	-----------------

B 400 S:	$f_s / f_y \geq 1.05$	$A_5 \geq 14\%$
-----------------	-----------------------	-----------------

TIPO DE ACERO	GRADO DUCTILIDAD
TIPO T (B 500 T)	MUY REDUCIDA
TIPO S (B 400 S y B 500 S)	NORMAL
TIPO SD (B 400 SD y B 500 SD)	ESPECIAL O ALTA

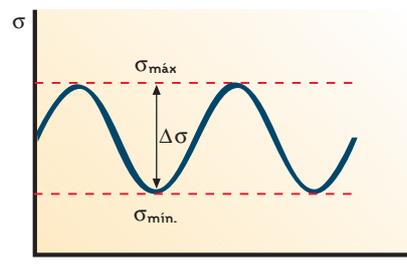
Aceros soldables de especial ductilidad como novedad se recogen estos tipos de aceros soldables con características especiales de ductilidad, denominados B 400 SD y B 500 SD, definidos en la Norma UNE 36065 EX:1999, a los que se les exigen las siguientes características básicas:

B 500 SD:	$1.35 \geq f_s / f_y \geq 1.15$	$A_5 \geq 16\%$
	$f_y(\text{real}) / f_y(\text{nominal}) \leq 1.25$	
B 400 SD:	$1.35 \geq f_s / f_y \geq 1.20$	$A_5 \geq 20\%$
	$f_y(\text{real}) / f_y(\text{nominal}) \leq 1.20$	

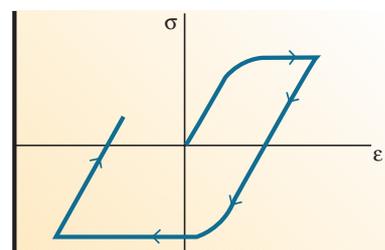
A estos aceros se les exigen además, un determinado comportamiento frente a las sollicitaciones de ciclo completo (**histéresis**), que les relaciona con el tipo de sollicitación generada en los sismos.

Además, todos los aceros deben superar un ensayo tipo de fatiga.

GRÁFICA DEL CICLO DE FATIGA



GRÁFICA DEL CICLO DE HISTÉRESIS



Cuanto mayor sea la relación f_s / f_y y el valor de $\epsilon_{m\acute{a}x}$ (AGT), mayor será la ductilidad del acero.

El Eurocódigo 2 ("Proyecto de estructuras de hormigón"), sin embargo, sí clasifica los aceros en dos tipos según su ductilidad e independientemente de su origen o proceso de fabricación:

Aceros de alta ductilidad

$f_s / f_y \geq 1.08$ $\epsilon_{m\acute{a}x} \geq 5,0\%$
(valores característicos)

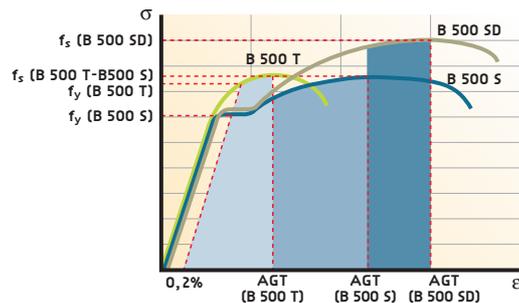
Aceros de ductilidad normal:

$f_s / f_y \geq 1.05$ $\epsilon_{m\acute{a}x} \geq 2,5\%$
(valores característicos)

El "factor de energía plástica" está asociado al área encerrada bajo la curva de tensión/ deformación, permite comparar los niveles de ductilidad de distintos aceros de igual límite elástico.

A la vista de este diagrama, se puede observar la gran diferencia de ductilidades que hay entre un acero trefilado en frío, un acero laminado en caliente B 500 S y un acero B 500 SD de alta ductilidad.

GRÁFICA DEL FACTOR DE "ENERGÍA PLÁSTICA" DE UN ACERO TREFILADO EN FRÍO, LAMINADO EN CALIENTE Y DE ALTA DUCTILIDAD.



El Factor de energía plástica de un acero laminado en caliente TIPO SD es mayor que el de un acero laminado en caliente TIPO S y mucho mayor que el de un acero trefilado en frío TIPO T.



BARRAS CORRUGADAS DE ACERO B 500 SD



GENERALIDADES

Las barras "DUCTICELSA 500 SD" y "NERVADUCTIL 500 SD" son barras corrugadas de acero soldable para armaduras de hormigón que se fabrican a partir de palanquillas de colada continua, tras un proceso de **laminación en caliente**. Las barras así obtenidas, se someten a un tratamiento térmico final, que consiste en un enfriamiento controlado mediante el sistema **Tempcore**.

Ambos productos cumplen con todas las especificaciones contempladas en la Norma UNE 36065 EX:1999, características especiales de ductilidad.

Las características de ductilidad de este tipo de acero, que se referencian en el siguiente apartado y que según el Eurocódigo 2 lo clasificaría como un acero de ductilidad "alta", indicado para todas aquellas situaciones en las que se requieren unas prestaciones especiales de ductilidad.

La ductilidad es una característica del acero para hormigón armado muy deseable en todos los casos e imprescindible en las situaciones de estructuras sometidas a determinadas solicitaciones.

CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS

El tipo de acero normalizado para el redondo corrugado "DUCTICELSA 500 SD" y "NERVADUCTIL 500 SD" es: **B 500 SD** UNE 36065 EX:1999

donde:

- la letra **B** indica el tipo de acero (acero para hormigón armado)
- el número **500** indica el valor del límite elástico nominal garantizado, expresado en Mpa.
- las letras **SD** indican la condición de soldable y las características especiales de ductilidad.

Las características mecánicas que deben satisfacer las barras de acero B 500 SD, son las siguientes:

CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS	
Límite elástico (f_y)	≥ 500 Mpa
Resistencia a la tracción (f_s).	≥ 575 Mpa
Relación f_y real/ f_y nominal.	1,25 (*)
Aptitud al doblado - desdoblado	

(*) Estas acotaciones se realizan para evitar hiperresistencias en las estructuras que retrasen la formación de rótulas plásticas, y por lo tanto no permitan a las mismas desarrollar un comportamiento dúctil frente al colapso.

Los parámetros de ductilidad, correspondientes a este tipo de acero B 500 SD, deben cumplir las siguientes condiciones :

PARÁMETROS DE DUCTILIDAD	
Alargamiento de rotura, (A_5)	≥ 16 ó $\epsilon_{máx}$ 8%
Relación: Resistencia a tracción/límite elástico (f_s/f_y)	$1,15 \leq f_s/f_y \leq 1,35$ (*)

Estos dos criterios deben cumplirse simultáneamente.



Los aceros **DUCTICELSA 500 SD** y **NERVADUCTIL 500 SD** cumplen las condiciones de fatiga exigidas por la instrucción EHE.

CARACTERÍSTICAS FRENTE A LA FATIGA

Los fenómenos de fatiga pueden provocar la rotura del acero a unos niveles de tensión inferiores al de la resistencia a tracción del material, es por ello que la Instrucción EHE, a diferencia de sus antecesoras EH y EP, establece como novedad un estado límite especial de resistencia a fatiga para el acero de las armaduras pasivas.

Aunque en sentido estricto, la fatiga, tal y como se contempla en el caso de los aceros para hormigón armado es una variante más de las que podemos llamar sollicitaciones cíclicas, en la práctica, denominaremos fatiga al fenómeno producido en el acero cuando es sometido a tensiones cíclicas repetidas que varían, normalmente de forma sinusoidal, entre dos niveles definidos pero que son siempre de tracción. Este sería el caso de las sollicitaciones originadas por el paso de cargas móviles de importancia como: ferrocarriles, puentes grúa, etc...

Por tanto, a partir de la entrada en vigor de la EHE será obligatorio conocer el comportamiento de los aceros frente al estado límite de fatiga.

ENSAYO DE FATIGA

El ensayo consiste en someter a las barras a un esfuerzo axial, cíclico y controlado, entre un valor máximo y otro mínimo, ambos positivos (tracción).

El ensayo se realizará sobre barras rectas a las que se aplicará una tensión pulsatoria pero siempre de tracción.

Las probetas tendrán la sección completa de la barra, es decir, no se considera válido el ensayo de probetas mecanizadas.

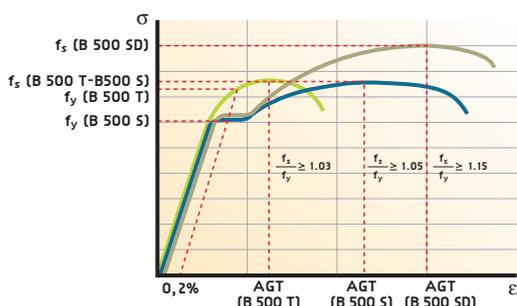
Las condiciones del ensayo son:

Tensión máxima:	$\sigma_{\text{máx}} = 0,6 \times f_s \text{ nominal} = 300 \text{ Mpa}$
Amplitud	$2\sigma_a = 150 \text{ Mpa}$
Frecuencia	$\leq 200 \text{ Hz}$
Longitud libre entre mordazas	$\leq 10 \varnothing$

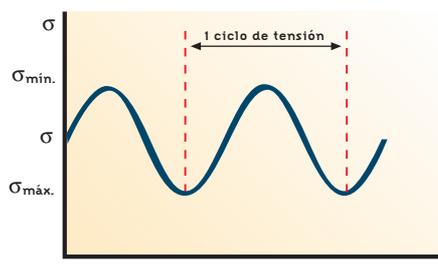
El ensayo se realizará a temperatura ambiente (entre 10 °C y 35 °C)

El ensayo se continúa hasta que se alcancen 2×10^6 ciclos o hasta que se produzca la rotura de la probeta. Si la rotura se produce en la zona de mordazas a una distancia inferior a $2 \varnothing$ de la barra medidas desde el punto de sujeción, el ensayo se considera nulo.

COMPARACIÓN CURVAS DE TENSIÓN/DEFORMACIÓN ENTRE UN ACERO B 500 SD, UN B 500 S Y UN B 500 T



GRÁFICA TÍPICA DE DEFINICIÓN DEL ENSAYO DE FÁTIGA



BARRAS CORRUGADAS DE ACERO B 500 SD

COMPORTAMIENTO FRENTE A CICLOS DE HISTÉRESIS

Al hablar de ciclos de histéresis, nos referimos a los casos en que las tensiones en el acero pasan repetidamente de ser tracciones a ser compresiones, de forma que se generan los llamados **ciclos completos de histéresis**.

El comportamiento que experimenta el acero cuando es solicitado por tensiones cíclicas o repetidas y de signo cambiante (tracciones-compresiones), como es el caso de las generadas por el sismo, es muy diferente del descrito para la fatiga en el apartado anterior.

Esta alternancia en el signo de las tensiones de las armaduras produce un efecto destructivo del acero muy superior al que genera la fatiga.

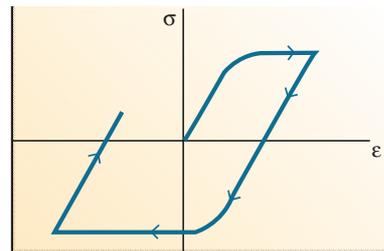
Estas solicitaciones constituyen un modelo aproximado de una acción de tipo sísmico, en la cual, las armaduras pasan de estar traccionadas a estar comprimidas por el cambio en el sentido de las acciones.

En estos casos deben realizarse ensayos con ciclos de histéresis completos, en los que se han de fijar como variables:

- la variación de tensión (tracción-compresión) en cada ciclo,
- la variación de las deformaciones (alargamiento-acortamiento) impuesta en cada ciclo.
- en definitiva, hay que definir las leyes σ -t ó ϵ -t.

El comportamiento de los aceros frente a este tipo de solicitaciones está lógicamente relacionado con su ductilidad.

GRÁFICA DEL CICLO DE HISTÉRESIS



Las condiciones del ensayo están descritas en la pág. 36 de este documento.

CARACTERÍSTICA DE SOLDABILIDAD

Debido a su controlada composición química el porcentaje de carbono equivalente (% Ceq) es inferior al 0,50, dando como resultado un acero soldable, que no precisa precauciones especiales de soldabilidad.

$$\% \text{ Ceq} = \% \text{ c} + \frac{\% \text{ Mn}}{6} + \frac{\% \text{ Cr} + \% \text{ Mo} + \% \text{ V}}{5} + \frac{\% \text{ Ni} + \% \text{ Cu}}{15}$$



La ductilidad es una característica muy deseable en todos los casos e imprescindible en otros.

APLICACIONES DEL DUCTICELSA 500 SD Y DEL NERVADUCTIL 500 SD

Las posibles aplicaciones del acero de ductilidad especial "DUCTICELSA 500 SD" y "NERVADUCTIL 500 SD" son las siguientes.

- **Estructuras sometidas a solicitaciones sísmicas.**
- **Estructuras calculadas con un método de cálculo no lineal**, en los que se admiten redistribuciones limitadas de esfuerzo.
- **Estructuras solicitadas por acciones difíciles de cuantificar**, estas pueden ser:
 - solicitaciones dinámicas
 - explosiones
 - de impacto
 - relacionadas con efectos de retracción o fluencia
 - sobrecargas accidentales
- **Estructuras donde el riesgo de incendio sea grande.**
- **Redistribución de antiguas estructuras.**

En definitiva, el empleo de acero de ductilidad alta es adecuado en aquellas estructuras en donde la prevención de una rotura frágil y sin aviso, evite pérdidas importantes.



VENTAJAS DEL EMPLEO DE ACERO B 500 SD DE ALTA DUCTILIDAD

La ductilidad es una característica de los aceros para hormigón armado muy deseable en todos los casos e imprescindible en determinadas situaciones. El acero B 500 SD, de alta ductilidad frente a otros aceros de igual límite elástico, B 500 S y B 500 T, proporciona las siguientes ventajas:

- la formación de rótulas plásticas en la estructura, disponiendo así de una capacidad de giro suficiente para poder admitir solicitaciones hasta que se alcance mecanismo de colapso.
- respuesta óptima de estructura solicitada a sismo debido a la disposición de una máxima reserva de energía disponible.
- posibilidades de aplicar cálculo no lineal de estructuras, que admiten redistribuciones limitadas de esfuerzo con la consiguiente optimización del acero empleado.
- en estructuras hiperestáticas que dispongan de un buen diseño, favorecerá la distribución de esfuerzos.

En definitiva, el empleo de este tipo de acero confiere a la estructura la prevención de roturas frágiles con previo aviso, evitando así daños muy importantes.

Estas tecnologías han dado origen a nuevas exigencias en las características del acero, y por esta razón el Grupo Siderúrgico CELSA ha investigado un nuevo producto, el acero B 500 SD.

BARRAS CORRUGADAS DE ACERO B 500 SD

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS Y MARCAS DE IDENTIFICACIÓN

Las características geométricas de las barras de acero corrugado "DUCTICELSA 500 SD" y "NERVADUCTIL 500 SD" son de **2 caras** de corrugas dispuestas en forma de "espiga".

Así, las corrugas de ambos sectores están agrupadas en dos series de igual separación pero distinta inclinación.

Respecto a las marcas de identificación, tanto el país de origen como el fabricante se identifican por el reguesamiento de algunas corrugas en el sector de la barra con corrugas de igual inclinación.

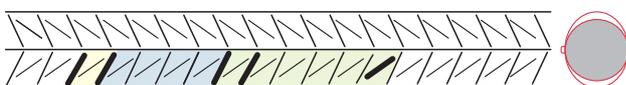
El inicio de la identificación y la dirección de la lectura, se señalan mediante una corruga normal entre dos reguesadas que se sitúan a la izquierda del observador.

A partir de la segunda corruga reguesada del inicio, se deja un intervalo de 7 corrugas normales, reguesándose la octava. Este código es el asignado a todas las barras fabricadas en España y Portugal. A continuación sigue la identificación del fabricante según el código asignado por AENOR.

MARCAS DE IDENTIFICACIÓN DUCTICELSA 500 SD / NERVADUCTIL 500 SD



INICIO DE LECTURA CÓDIGO PAÍS ESPAÑA: 7 barras CÓDIGO DEL FABRICANTE CELSA: 5 barras



INICIO DE LECTURA CÓDIGO PAÍS ESPAÑA: 7 barras CÓDIGO DEL FABRICANTE NERVACERO: 18 barras

Las características geométricas del corrugado vienen definidas por el **Certificado de Homologación de Adherencia** expedido por INTEMAC.

Además, cada paquete está identificado mediante dos etiquetas de color naranja.

Etiqueta A

- Nombre del Fabricante (CELSA o NERVACERO), dirección y teléfono.
- Marca ARCER, así como el nº de Contrato.
- Nombre comercial del producto (DUCTICELSA 500 SD o NERVADUCTIL 500 SD).
- Calidad del acero.
- Diámetro de la barra.
- Número de colada.
- Longitud de la barra.
- Marcas de identificación de las barras según la Norma UNE 36065 EX:1999 y el Informe Técnico UNE 36811:1986.
- Número de Contrato de AENOR.
- Número del Certificado de Homologación de Adherencia realizado por INTEMAC.

Etiqueta B

- Marca ARCER, con el Código de Certificación.
- Calidad del acero (B 500 SD)
- Nombre y señas del fabricante.
- Marcas de identificación de las barras.



TABLAS DE SECCIONES Y CAPACIDADES MECÁNICAS

B 500 SD							
DIÁMETRO NOMINAL mm	SECCIÓN cm ²	MASA NOMINAL kg/m	SECCIÓN DE ACERO EN cm ² /m SEGÚN SEPARACIÓN ENTRE BARRAS				
			10 cm	15 cm	20 cm	25 cm	30 cm
6	0,283	0,222	2,83	1,88	1,41	1,13	0,94
8	0,503	0,395	5,03	3,35	2,51	2,01	1,68
10	0,785	0,617	7,85	5,24	3,93	3,14	2,62
12	1,131	0,888	11,31	7,54	5,65	4,52	3,77
16	2,011	1,578	20,11	13,40	10,05	8,04	6,70
20	3,142	2,47	31,42	20,94	15,71	12,57	10,47
25	4,909	3,85	49,09	32,72	24,54	19,63	16,36
32	8,042	6,31	80,42	53,62	40,21	32,17	26,81
40	12,566	9,86	125,66	83,78	62,83	50,27	41,89

DIÁMETRO NOMINAL mm	MASA NOMINAL kg/m	SECCIÓN DE ACERO "A" EN cm ² , SEGÚN NÚMERO DE BARRAS									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	0,222	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,83
8	0,395	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03
10	0,617	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85
12	0,888	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31
16	1,578	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11
20	2,47	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42
25	3,85	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09
32	6,31	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42
40	9,86	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10	125,66

DIÁMETRO NOMINAL mm	MASA NOMINAL kg/m	CAPACIDAD MECÁNICA EN kn, SEGÚN NÚMERO DE BARRAS (trabajando a tracción) - Para $\gamma_s = 1.15$									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	0,222	12,29	24,59	36,88	49,17	61,47	73,76	86,05	98,35	110,64	122,93
8	0,395	21,85	43,71	65,56	87,42	109,27	131,13	152,98	174,84	196,69	218,55
10	0,617	34,15	68,30	102,44	136,59	170,74	204,89	239,03	273,18	307,33	341,48
12	0,888	49,17	98,35	147,52	196,69	245,86	295,04	344,21	393,38	442,55	491,73
16	1,578	87,42	174,84	262,25	349,67	437,09	524,51	611,93	699,35	786,76	874,18
20	2,470	136,59	273,18	409,77	546,36	682,95	819,55	956,14	1092,73	1229,32	1365,91
25	3,850	213,42	426,85	640,27	853,69	1067,12	1280,54	1493,96	1707,39	1920,81	2134,23
32	6,310	349,67	699,35	1049,02	1398,69	1748,36	2098,04	2447,71	2797,38	3147,06	3496,73
40	9,86	546,36	1092,73	1639,09	2185,46	2731,82	3278,18	3824,55	4370,91	4917,28	5463,64

$$\frac{\theta^2}{4} \times \pi \times \frac{500}{1,15} \times \frac{n}{1000} \quad \theta \text{ en mm} / n: \text{ n.º. de barras}$$

$$\frac{\theta^2}{4} \times \pi \times 400 \times \frac{n}{1000} \quad \theta \text{ en mm} / n: \text{ n.º. de barras}$$

DIÁMETRO NOMINAL mm	MASA NOMINAL kg/m	CAPACIDAD MECÁNICA EN kn, SEGÚN NÚMERO DE BARRAS (trabajando a compresión) - Para $\gamma_s = 1.15$									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	0,222	11,31	22,62	33,93	45,24	56,55	67,86	79,17	90,48	101,79	113,12
8	0,395	20,11	40,21	60,32	80,42	100,53	120,64	140,74	160,85	180,96	201,06
10	0,617	31,42	62,83	94,25	125,66	157,08	188,50	219,91	251,33	282,74	314,16
12	0,888	45,24	90,48	135,72	180,96	226,19	271,43	316,67	361,91	407,15	452,39
16	1,578	80,42	160,85	241,27	321,70	402,12	482,55	562,97	643,40	723,82	804,25
20	2,470	125,66	251,33	376,99	502,65	628,32	753,98	879,65	1005,31	1130,97	1256,64
25	3,850	196,35	392,70	589,05	785,40	981,75	1178,10	1374,45	1570,80	1767,15	1963,50
32	6,31	321,70	643,40	965,10	1286,80	1608,50	1930,19	2251,89	2573,59	2895,29	3216,99
40	9,86	502,65	1005,31	1507,96	2010,62	2513,27	3015,93	3518,58	4021,24	4523,89	5026,55

ROLLOS DE ACERO CORRUGADO B 500 SD



GENERALIDADES

Durante los últimos años se ha experimentado una notable industrialización de los procesos de transformación o elaboración de la ferralla, extendiéndose ampliamente en el sector ferrallista el empleo de máquinas o estribadoras automáticas que permiten reducir los costes de transformación y aumentar los parámetros de calidad.

Estas tecnologías han dado origen a nuevas exigencias en las características del acero, y por esta razón el Grupo Siderúrgico CELSA ha investigado un nuevo producto, la barra corrugada presentada en forma de rollo, denominado "CELSAFER 500 SD", y que es la solución más adecuada para ser empleada con este tipo de maquinaria.

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS Y MARCAS DE IDENTIFICACIÓN

La geometría del "CELSAFER 500 SD" es de **cuatro caras**, por lo que su núcleo presenta en su sección recta la **forma de un cuadrado** cuyas esquinas están truncadas (redondeadas), inscribiéndose todo el conjunto en un círculo que forman las corrugas.

Cada rollo está identificado a su vez por dos etiquetas de color naranja.

CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS

CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS	
Límite elástico (f_y)	≥ 500 Mpa
Resistencia a la tracción (f_s)	≥ 575 Mpa
Relación f_y real/ f_y nominal	1,25 (*)
Aptitud al doblado - desdoblado	

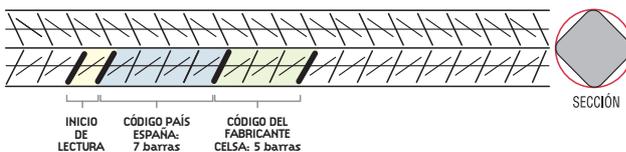
PARÁMETROS DE DUCTILIDAD	
Alargamiento de rotura, (A_5)	≥ 16 ó $\epsilon_{m\acute{a}x}$ 8%
Relación: Resistencia a tracción/límite elástico (f_s/f_y)	$1,15 \leq f_s/f_y \leq 1,35$ (*)

(*) Estas acotaciones se realizan para evitar hiperresistencias en las estructuras que retrasen la formación de rótulas plásticas, y por lo tanto no permitan a las mismas desarrollar un comportamiento ductil frente al colapso.

GAMA DE FABRICACIÓN

GAMA DE FABRICACIÓN					
Diámetro nominal (mm)	6	8	10	12	16
Sección útil (cm ²)	0,28	0,50	0,78	1,13	2,01
Peso (Kg/m)	0,222	0,395	0,617	0,888	1,578

MARCAS DE IDENTIFICACIÓN CELSAFER 500 SD



Las características geométricas del corrugado vienen definidas por el **Certificado de Homologación de Adherencia** expedido por INTEMAC.



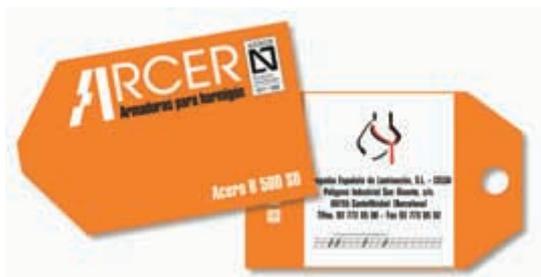
Etiqueta A

- Nombre del Fabricante (CELSA), dirección y teléfono.
- Marca ARCER
- Nombre comercial del producto (CELSAFER 500 SD)
- Calidad del acero.
- Diámetro de la barra.
- Número de colada.
- Marcas de identificación de las barras según la Norma UNE 36065 EX:1999 y el Informe Técnico UNE 36811:1986.
- Número de Contrato de AENOR.
- Número del Certificado de Homologación de Adherencia realizado por INTEMAC.



Etiqueta B

- Marca ARCER, con el Código de Certificación.
- Calidad del acero (B 500 SD).
- Nombre y señas del fabricante.
- Marcas de identificación de las barras.



VENTAJAS DEL EMPLEO DEL CELSAFER 500 SD

Las ventajas que comporta la utilización del "CELSAFER 500 SD" son las siguientes:

Geometría de cuatro caras de corrugas. Cuando la barra es enderezada por la estribadora automática, se minimiza la rotación producida alrededor de su eje. Como consecuencia, al conformarse cercos o estribos cerrados, se consigue una mejor disposición de las ramas extremas en el mismo plano.

El **CELSAFER 500 SD** permite obtener formas cerradas de gran calidad. Con el **CELSAFER 500 SD** no se produce aplastamiento de los nervios.

Se precisan máquinas estribadoras menos potentes.

Provoca un desgaste de los rodillos muy inferior.

No se produce desgaste ni aplastamiento de las corrugas, ya que la proyección normal de la sección recta es un círculo.

En definitiva, con el acero corrugado en rollos "CELSAFER 500 SD" se obtienen los mejores resultados al emplear las actuales máquinas automáticas para la elaboración de formas de la armadura.



MALLAS ELECTROSOLDADAS CON BARRAS DE ACERO CORRUGADO B 500 SD



El Grupo Siderúrgico CELSA, a través de sus empresas fabricantes de malla: CAMPESA, ACEROS PARA LA CONSTRUCCIÓN Y MAVISA, ha desarrollado un nuevo producto denominado "AGT 8" con unas condiciones óptimas de ductilidad para la fabricación de mallas electrosoldadas de acero que deben desempeñar funciones de armadura estructural.

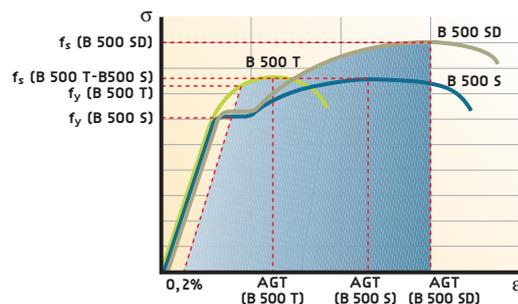
¿POR QUÉ LA MALLA FABRICADA CON REDONDO LAMINADO EN CALIENTE AGT 8?

El empleo de los aceros laminados en frío tipo "T", con los que tradicionalmente se han fabricado las mallas electrosoldadas, ha sido objeto de críticas y controversias entre los expertos de hormigón armado, debido a su ductilidad tan reducida en comparación con otros tipos de acero.

Los aceros laminados en caliente tienen la calidad necesaria para conseguir seguridad.

A nivel orientativo, un acero laminado en frío tipo "T" es del orden de 3 a 5 veces menos dúctil que un **acero laminado en caliente B 500 S** y de 6 a 10 veces menos dúctil que un **acero B 500 SD**.

COMPARACIÓN DE GRÁFICAS TENSIÓN/DEFORMACIÓN ENTRE UN ACERO B 500 T, UN B 500 S Y UN B 500 SD



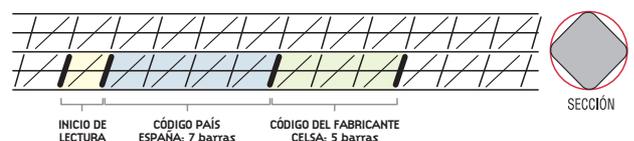
Por lo tanto es conveniente conseguir un nivel de ductilidad elevado aunque no se tenga en cuenta la redistribución de momentos en los cálculos, con el fin de disponer de la suficiente energía plástica, y en consecuencia, de una reserva de resistencia y deformación una vez el acero haya alcanzado su límite elástico.

Para ello, se precisan aceros con unas prestaciones de ductilidad superiores a las que, en la actualidad, tienen los aceros laminados en frío tipo "T".

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

La geometría de las barras es de **4 caras** de corrugas dispuestas en forma de "rosca" tal como se indica en la siguiente ilustración:

MARCAS DE IDENTIFICACIÓN AGT 8



Las características geométricas del corrugado vienen definidas por el **Certificado de Homologación de Adherencia** expedido por INTEMAC.



CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS

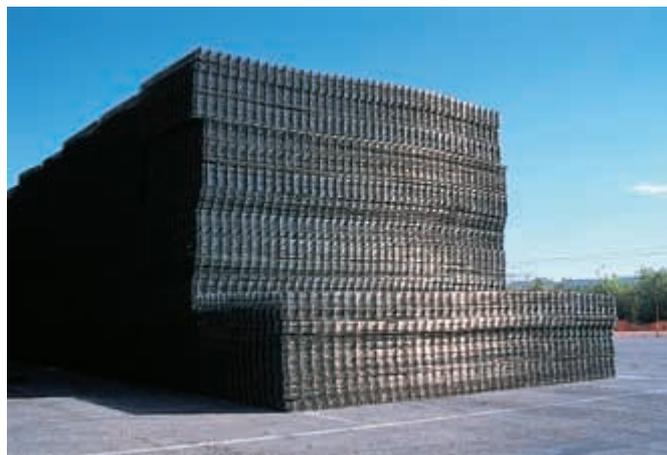
El acero empleado en la fabricación de las "mallas laminadas en caliente AGT 8" tiene las características de un acero laminado en caliente de calidad B 500 SD y cumple la Norma UNE 36065 EX:1999, con las siguientes condiciones básicas que son exigidas también por la Instrucción EHE:

CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS	
Límite elástico (f_y)	≥ 500 Mpa
Resistencia a la tracción (f_s)	≥ 575 Mpa
Relación f_y real/ f_y nominal.	1,25 (*)
Aptitud al doblado - desdoblado	

PARÁMETROS DE DUCTILIDAD	
Alargamiento de rotura, (A_5)	≥ 16 ó $\epsilon_{m\acute{a}x}$ 8%
Relación: Resistencia a tracción/límite elástico (f_s/f_y)	$1,15 \leq f_s/f_y \leq 1,35$ (*)

(*) Estas acotaciones se realizan para evitar hiperresistencias en las estructuras que retrasen la formación de rótulas plásticas, y por lo tanto no permitan a las mismas desarrollar un comportamiento ductil frente al colapso.

Además, anticipándonos a las directrices empleadas en las normas actuales más avanzadas, el alargamiento uniforme bajo carga máxima ($\epsilon_{m\acute{a}x}$) es superior al 8%, con lo que se consiguen unos factores de ductilidad entre 6 y 10 veces superiores a los de las mallas electrosoldadas tradicionales, es decir, las fabricadas con acero trefilado en frío. (Tipo "T")



MALLAS ELECTROSOLDADAS CON BARRAS DE ACERO CORRUGADO B 500 SD

IDENTIFICACIÓN DE LOS PANELES

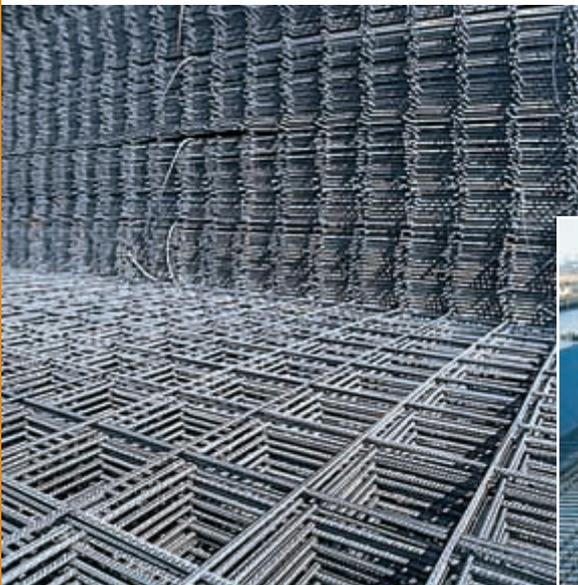
Con el fin de poder identificar sin problemas los paneles de la "Malla laminada en caliente-AGT8", se disponen dos etiquetas distintas :

Etiqueta A

- Nombre del Fabricante, dirección y teléfono.
- Marca ARCER.
- Nombre comercial del producto: "AGT 8".
- Calidad del acero: B 500 SD.
- Código de la malla.
- Trama de la malla.
- Diámetros de las barras.
- Dimensiones del panel.
- Lote (Identificación de control de calidad y trazabilidad).
- Número de paneles por paquete.
- Denominación de la malla, según Norma UNE 36092:1996.
- Marcas de identificación de las barras que forman las mallas según la Norma UNE 36065 Ex:1999 y el Informe Técnico UNE 36811:1986.
- Número de Contrato de AENOR.
- Número del Certificado de Homologación de Adherencia realizado por INTEMAC.

Etiqueta B

- Marca ARCER, con el Código de Certificación.
- La denominación: "Malla SD".
- Calidad del acero (B 500 SD).
- Nombre y señas del fabricante.
- Marcas de identificación de las barras.



**Mallas AGT 8 - Estándar
tienen disponibilidad
inmediata.**

MALLAS AGT 8 - ESTÁNDAR

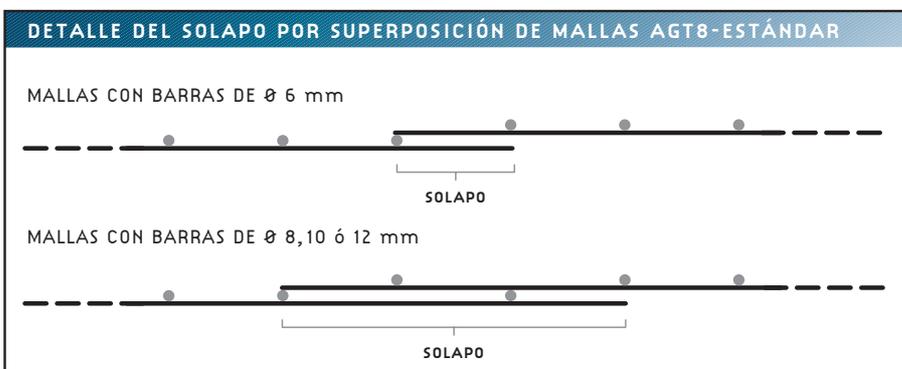
Las mallas **AGT 8 - ESTÁNDAR** se diferencian geoméricamente de las mallas estándar laminadas en frío (tipo "T") por no disponer de "barras de ahorro" longitudinales en ambos lados del panel.

Tal como se puede apreciar en la siguiente figura, la característica física principal del panel "AGT 8 - ESTÁNDAR" es que **todas** las barras longitudinales del panel son del mismo diámetro, y se omiten la segunda y la penúltima barra longitudinales, a excepción de las mallas constituidas por barras de 6 mm de diámetro en las que se mantiene el esquema del panel sin omisión de barras

Las mallas "AGT 8 - ESTÁNDAR" por ser de fabricación continua responden a plazos de entrega muy rápidos.

Es por ello aconsejable utilizar primordialmente este tipo de mallas, pero si sus características no se ajustan a sus necesidades técnicas concretas, existen las "Mallas especiales - OPTIMALLA".

A continuación, se recogen las distintas tipologías de las "Mallas AGT 8 - ESTÁNDAR".



TIPOLOGÍAS DE LAS "MALLAS AGT 8 - ESTÁNDAR"

TABLA DE TIPOS

CÓDIGO	TIPO DE MALLA	PESO DEL PANEL kg	MASA NOMINAL UNITARIA kg/m ² de panel	CUANTÍA GEOMÉTRICA TRANS. = LONG. S (cm ² /m)	CAPACIDAD MECÁNICA TRANS. = LONG. $\gamma_s = 1,15$ Kn/m
C-81	35 x 35 \varnothing 6-6	16,29	1,234	0,81	35,12
C-94	30 x 30 \varnothing 6-6	19,09	1,446	0,94	40,98
C-141	20 x 20 \varnothing 6-6	27,97	2,119	1,41	61,47
C-188	15 x 15 \varnothing 6-6	36,85	2,792	1,88	81,95
C-251	20 x 20 \varnothing 8-8	47,40	3,591	2,51	109,97
C-335	15 x 15 \varnothing 8-8	65,57	4,967	3,35	145,70
C-393	20 x 20 \varnothing 10-10	74,04	5,609	3,93	170,74
C-524	15 x 15 \varnothing 10-10	98,72	7,479	5,24	227,65
C-565	20 x 20 \varnothing 12-12	106,56	8,073	5,65	245,86
C-754	15 x 15 \varnothing 12-12	142,08	10,764	7,54	327,82

TIPOLOGÍAS DE PANELES AGT 8 - ESTÁNDAR

C-81

TAMAÑO CUADRÍC.

35 x 35 cm

DIÁMETRO BARRAS

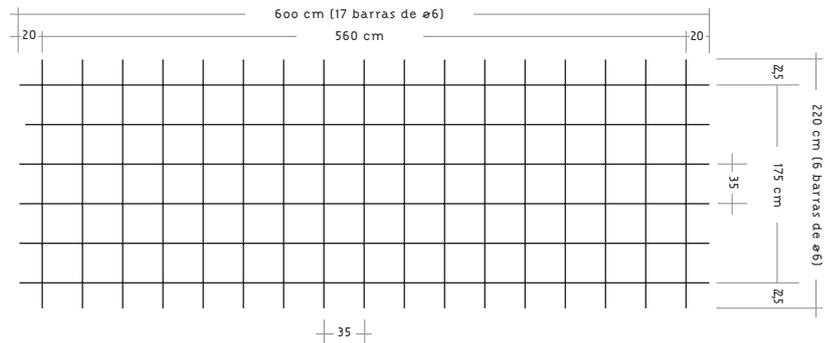
ø 6-6

TAMAÑO MALLA

6,0 x 2,2 m

NÚMERO DE BARRAS

6 X 17 ut



C-94

TAMAÑO CUADRÍC.

30 x 30 cm

DIÁMETRO BARRAS

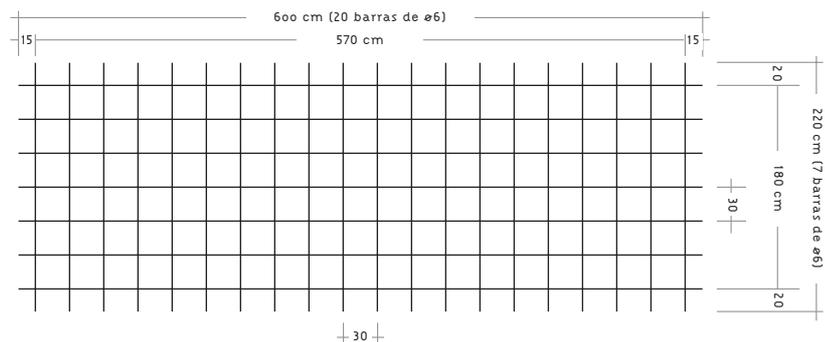
ø 6-6

TAMAÑO MALLA

6,0 x 2,2 m

NÚMERO DE BARRAS

7 X 20 ut



C-141

TAMAÑO CUADRÍC.

20 x 20 cm

DIÁMETRO BARRAS

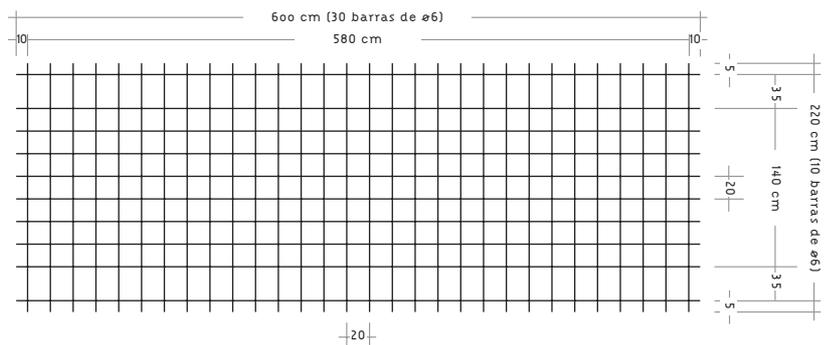
ø 6-6

TAMAÑO MALLA

6,0 x 2,2 m

NÚMERO DE BARRAS

10 X 30 ut



C-188

TAMAÑO CUADRÍC.

15 x 15 cm

DIÁMETRO BARRAS

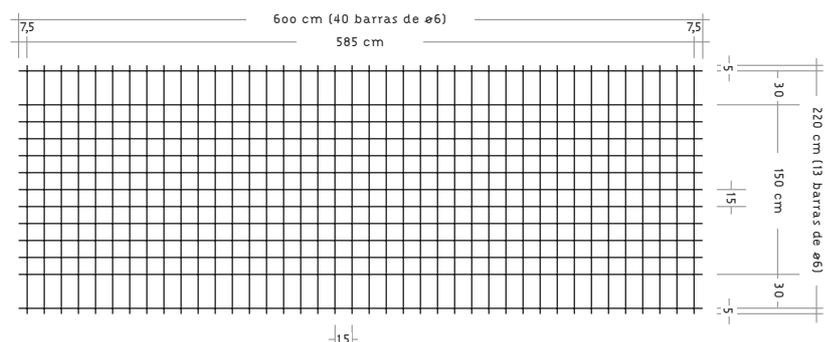
ø 6-6

TAMAÑO MALLA

6,0 x 2,2 m

NÚMERO DE BARRAS

13 X 40 ut



C-251

TAMAÑO CUADRÍC.

20 x 20 cm

DIÁMETRO BARRAS

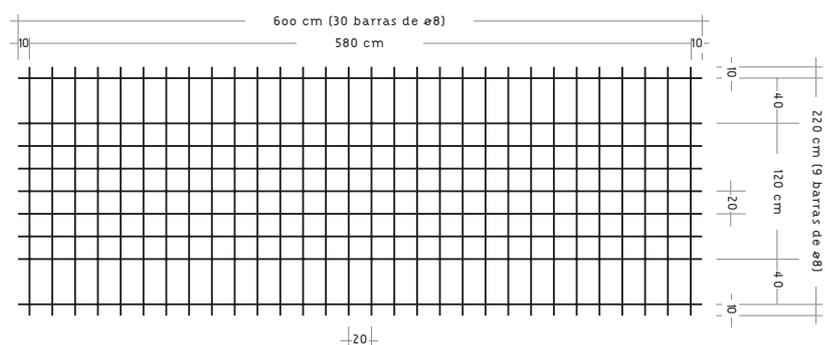
ø 8-8

TAMAÑO MALLA

6,0 x 2,2 m

NÚMERO DE BARRAS

9 X 30 ut



TIPOLOGÍAS DE PANELES AGT 8 - ESTÁNDAR

C-335

TAMAÑO CUADRÍC.

15 x 15 cm

DIÁMETRO BARRAS

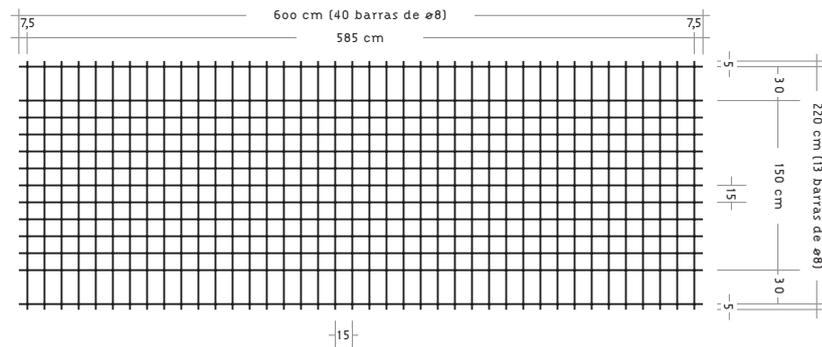
ø 8-8

TAMAÑO MALLA

6,0 x 2,2 m

NÚMERO DE BARRAS

13 X 40 ut



C-393

TAMAÑO CUADRÍC.

20 x 20 cm

DIÁMETRO BARRAS

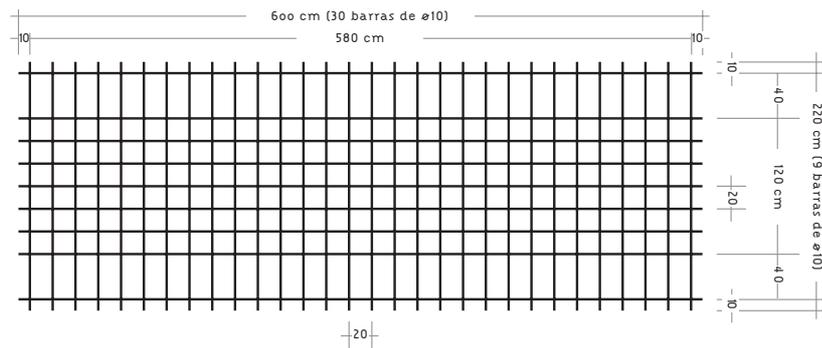
ø 10-10

TAMAÑO MALLA

6,0 x 2,2 m

NÚMERO DE BARRAS

9 X 30 ut



C-524

TAMAÑO CUADRÍC.

15 x 15 cm

DIÁMETRO BARRAS

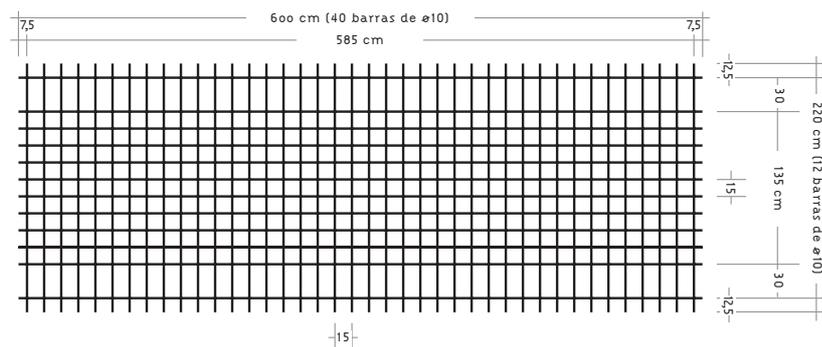
ø 10-10

TAMAÑO MALLA

6,0 x 2,2 m

NÚMERO DE BARRAS

12 X 40 ut



C-565

TAMAÑO CUADRÍC.

20 x 20 cm

DIÁMETRO BARRAS

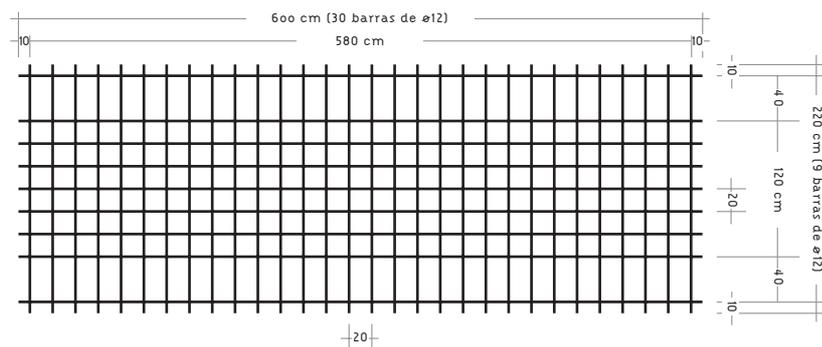
ø 12-12

TAMAÑO MALLA

6,0 x 2,2 m

NÚMERO DE BARRAS

9 X 30 ut



C-754

TAMAÑO CUADRÍC.

15 x 15 cm

DIÁMETRO BARRAS

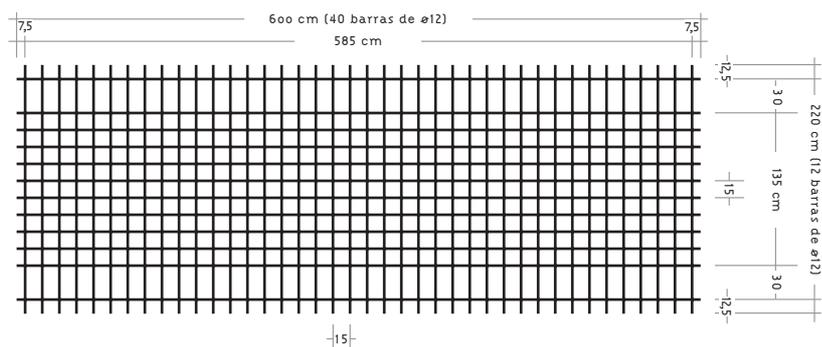
ø 12-12

TAMAÑO MALLA

6,0 x 2,2 m

NÚMERO DE BARRAS

12 X 40 ut



MALLAS ELECTROSOLDADAS CON BARRAS DE ACERO CORRUGADO B 500 SD

MALLA ESPECÍFICA PARA EL ARMADO DE LA CAPA DE COMPRESIÓN DE FORJADOS UNIDIRECCIONALES Y BIDIRECCIONALES

La importancia de los forjados dentro de la edificación, tanto desde el punto de vista técnico como económico, motivó la elaboración por el Ministerio de Fomento, de una norma específica denominada "Instrucción para el Proyecto y la Ejecución de Forjados Unidireccionales de Hormigón Armado o Pretensado" (EF-96).

El empleo de las mallas electrosoldadas como armadura de reparto de la losa superior de forjados se ha generalizado tanto por su rapidez y sencillez de colocación como por las ventajas técnicas que aportan.

En el cuadro siguiente se recoge el tipo de malla recomendado para esta aplicación, así como sus características:

VENTAJAS

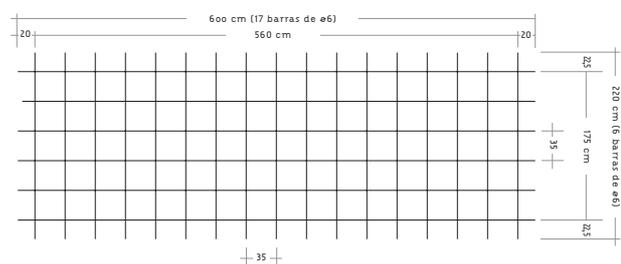
- Colabora como armadura frente a los esfuerzos horizontales.
- Sirve de apoyo y guía de colocación para la armadura de negativos del forjado.
- Controla la fisuración de la losa de compresión.
- Reduce el tiempo de colocación respecto a la ferralla tradicional.
- No requiere mano de obra especializada para su puesta en obra.
- Calidad garantizada por fábrica.
- Puede ser utilizada como parte de la armadura de momentos negativos.
- Colabora en la seguridad frente a la caída de personas. (Por ejemplo, por rotura accidental de una bovedilla)

CÓDIGO	TIPO	SECCIONES DE ACERO cm ² /m		PESO kg/m ²	CAPACIDAD MECÁNICA Kn/m	
		Long.	Trans.		Long.	Trans.
C-81	35 x 35 Ø 6-6	0,81	0,81	1,234	35,12	35,12

La longitud de solapo recomendada, tanto en el sentido longitudinal como en el transversal, es de 25 cm.



DEFINICIÓN DEL PANEL PARA CAPA DE COMPRESIÓN DE FORJADOS



La tipología del panel **OPTIMALLA** permite que la totalidad de las barras estén en el mismo plano, incluso en las zonas de solapo.

MALLAS ESPECIALES "OPTIMALLA"

CARACTERÍSTICAS GENERALES

Las mallas especiales "OPTIMALLA" como complemento de las mallas "ESTÁNDAR", son aquellas que se fabrican "a medida" para dar solución a un problema concreto, y a diferencia de las ya comentadas pueden tener:

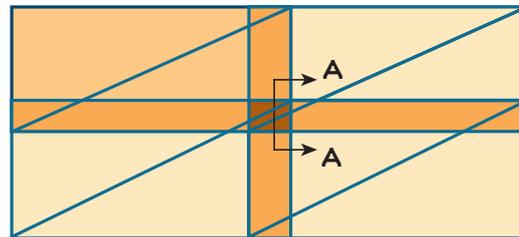
- Diámetros de barras longitudinales distintos a los de las transversales.
- Cualquier medida de panel en longitud y anchura con unas limitaciones. (*)
- Cualquier separación entre barras longitudinales o transversales, pudiendo ser ambas iguales o distintas. (*)

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS Y FORMA DEL PANEL ESPECIAL "OPTIMALLA"

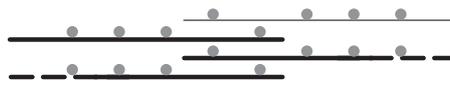
La particular geometría de la "OPTIMALLA" está concebida para permitir, gracias a sus sobrelargos frontales y laterales, la máxima facilidad en la colocación de los paneles, además de asegurar que ésta sea técnicamente idónea.

Las ventajas que supone esta geometría especial del panel son:

- Evitar las 4 capas de mallas en las zonas de solapo que se generan con la malla estándar.
- Las longitudes de solapo están definidas por el mismo panel.



MALLA ESTÁNDAR SECCIÓN A-A



MALLA ESPECIAL



Por tanto, el operario que coloque los paneles no debe medir el solapo, ya que dispone de una referencia geométrica clara, lo cual supone:

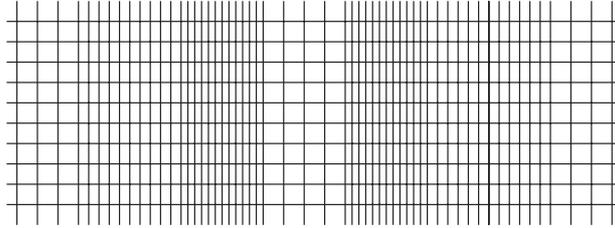
- Menor control de ejecución.
- Menor probabilidad de error en la colocación.
- Mayor rapidez de colocación.

TIPOLOGÍA DE PANEL ESPECIAL OPTIMALLA	
<p>S_1 = Separación entre barras longitudinales. (Ej. 20 cm)</p> <p>S_2 = Separación entre barras transversales. (Ej. 20 cm)</p> <p>L_{S1} = Longitud de solapo de las barras longitudinales (Ej. 40 cm)</p>	<p>L_{S1} = Dimensión igual o sensiblemente igual a "S_2" (Ej. 15 cm)</p> <p>L_{S2} = Longitud de solapo de las barras transversales (Ej. 40 cm)</p> <p>L_{S2} = Dimensión igual o sensiblemente igual a "S_1" (Ej. 15 cm)</p> <p>(*) Consultar en cada caso con nuestro Departamento Técnico.</p>

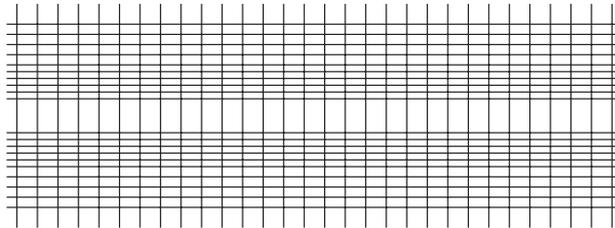
TIPOS DE MALLAS ESPECIALES A MEDIDA "OPTIMALLA"

A continuación se reflejan distintos tipos de mallas que pueden fabricarse para dar respuesta a diferentes problemas que se pueden presentar.

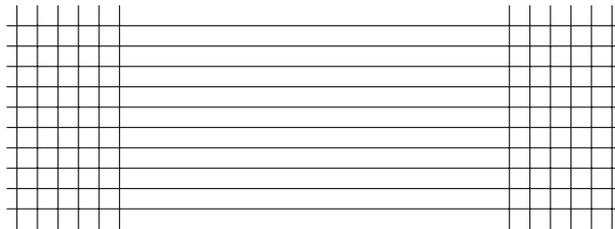
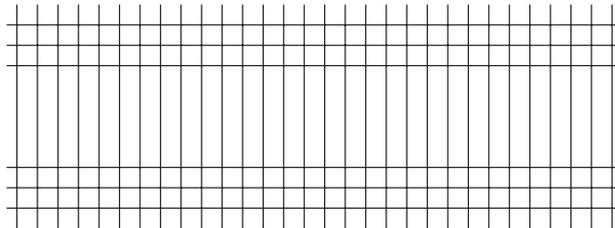
1 Panel con separaciones entre barras transversales variables a lo largo del mismo.



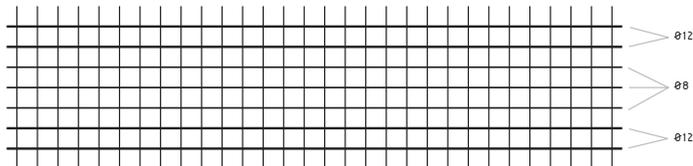
2 Panel con separaciones entre barras longitudinales variables a lo ancho del mismo.



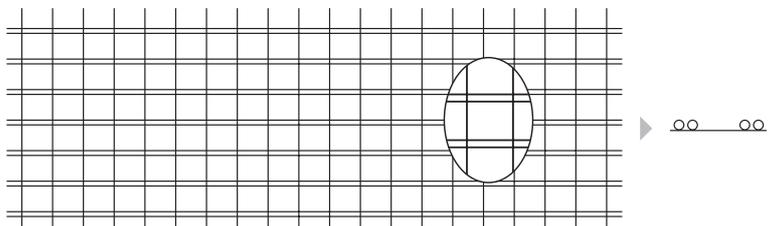
3 Panel con ausencia de barras longitudinales y/o transversales.



4 Panel con diámetros de barras longitudinales distintos entre si.



5 Panel con barras longitudinales "dobles".

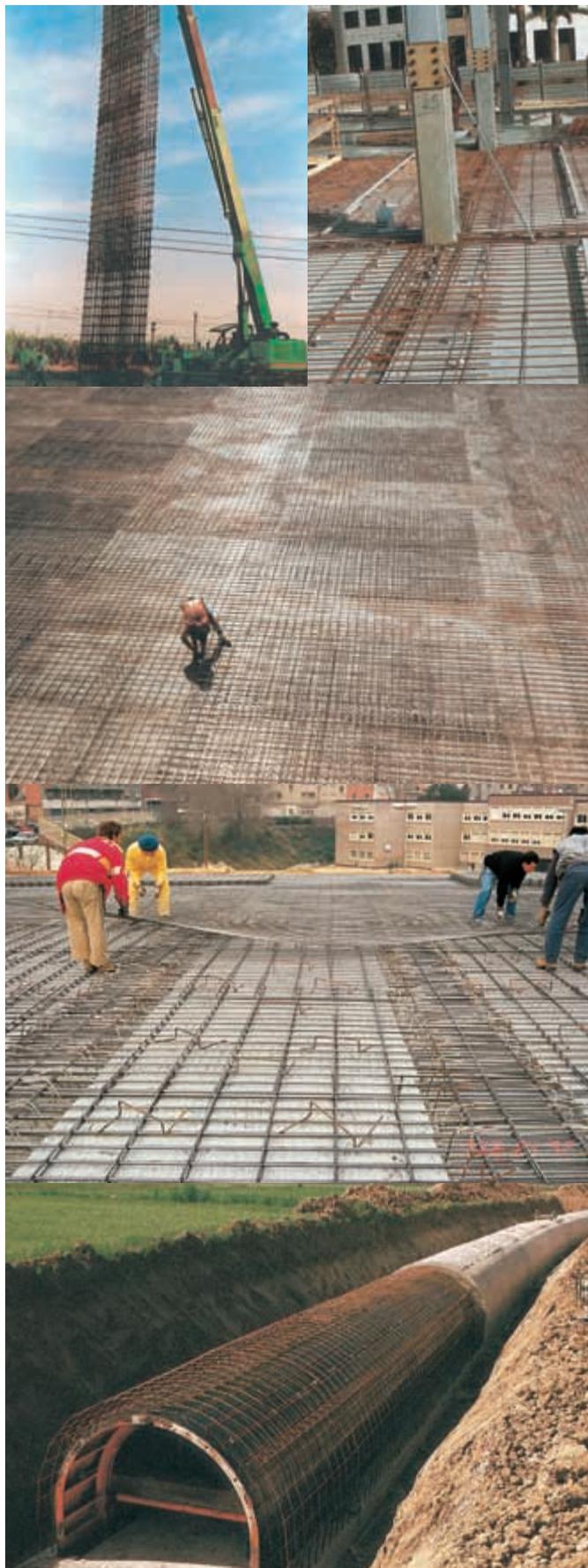


VENTAJAS DERIVADAS DEL EMPLEO DE LAS MALLAS ESPECIALES "OPTIMALLA"

El SISTEMA de armado mediante mallas especiales a medida "OPTIMALLA" tiene como objetivo industrializar la actividad de la ferralla en las obras, consiguiendo las ventajas propias de una industrialización.

VENTAJAS QUE PROPORCIONA LA MALLA ESPECIAL A MEDIDA "OPTIMALLA"

- **No se requiere mano de obra especializada.**
- La colocación es muy sencilla.
- La elaboración u operación para cortar o doblar paneles mediante maquinaria específica es fácil.
- El número de atados es muy reducido, ya que únicamente se ata entre paneles.
- El solapo viene definido por la propia configuración geométrica del panel.
- El operario de montaje no debe medir el solapo.



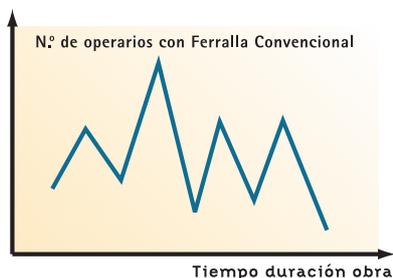
MALLAS ELECTROSOLDADAS CON BARRAS DE ACERO CORRUGADO B 500 SD

Los rendimientos de colocación son muy altos.

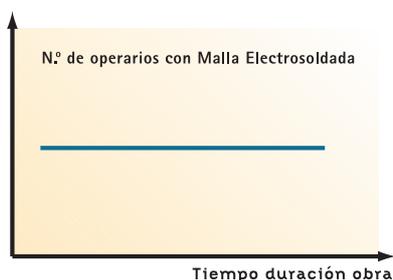
El rendimiento de colocación de la malla electrosoldada es, por término medio, del orden de tres veces superior al de la ferralla convencional, proporcionando las siguientes ventajas:

- Disminución de los plazos de ejecución de las unidades de obra, lo cual se traduce en una reducción de costes de la misma.
- Se requiere menos personal de montaje, dado que la capacidad de colocación por persona en Kg/hora es muy superior. Esto se traduce en una mayor **seguridad** y **control** global en la obra. Otra característica que se deriva del reducido grupo del personal de montaje que se requiere, es el mayor rendimiento, puesto que a partir de un cierto número de operarios el rendimiento en vez de aumentar disminuye.
- El grupo de montaje es muy uniforme a lo largo de la obra, fruto también de esta elevada capacidad de colocación.

NÚMERO DE OPERARIOS CON FERRALLA CONVENCIONAL



NÚMERO DE OPERARIOS CON MALLA ELECTROSOLDADA



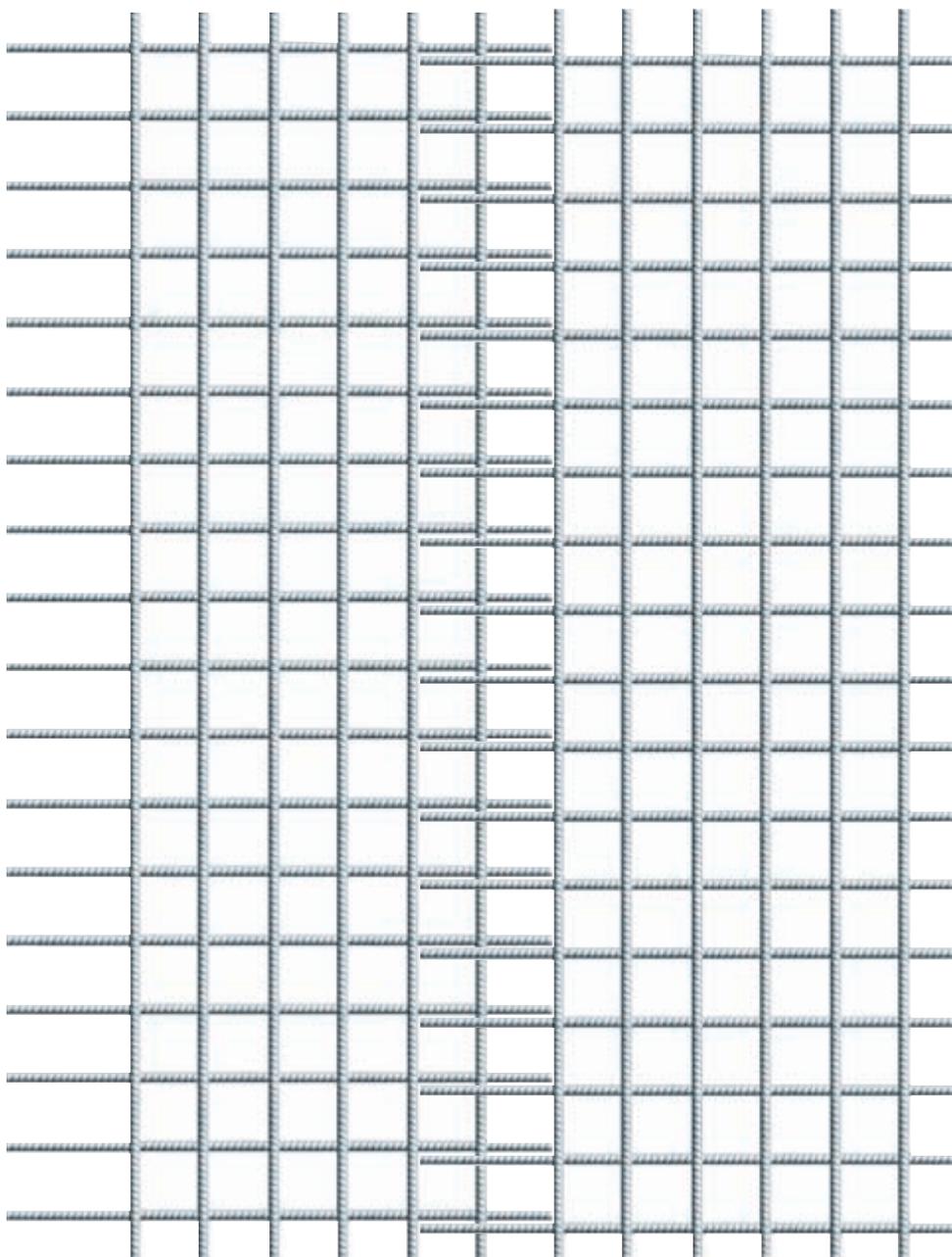
Alta calidad de la armadura colocada.

- Las separaciones entre barras son exactas y coinciden con las especificadas en el proyecto, lo cual permite un menor control de ejecución, tanto por parte de la Constructora como de la Dirección Facultativa y del Control de Calidad.
- Los paneles tienen una gran rigidez gracias a que todas las uniones entre barras están soldadas. Esta característica tiene una especial importancia en las siguientes situaciones:
 - En cualquier elemento horizontal: La armadura superior debe tener una rigidez importante ya que por ella se debe transitar sin dificultad (**seguridad**) para abordar las actividades posteriores al armado, como son el hormigonado y el vibrado. Como consecuencia de dicha rigidez se requiere un número muy inferior de separadores o "calzos" frente a la ferralla tradicional (barras sueltas), para asegurar los recubrimientos de armadura exigidos en el proyecto.
 - En alzados de muros con una cierta altura (superiores a 2,0 mts), la malla permite evitar el problema del posible desplazamiento de las barras horizontales respecto a su posición original ocasionada por el vertido del hormigón sobre las mismas.

PROCEDIMIENTO DE COLOCACIÓN

La única indicación que se le debe dar al personal de colocación de la malla especial "OPTIMALLA", es que una vez colocado el primer panel, el sobrelargo corto del segundo panel, ya sea el transversal o el longitudinal, debe tocar la última barra longitudinal o transversal del primer panel.

Por ejemplo, en la parte inferior se representa un panel, y en la transparencia adosada otro panel igual al anterior. Si se sostiene la transparencia en posición vertical, y se deja caer sobre la opaca, se puede observar claramente el sencillo y eficaz mecanismo de colocación descrito.



MALLAS ELECTROSOLDADAS CON BARRAS DE ACERO CORRUGADO B 500 SD

APLICACIONES

Las mallas especiales "OPTIMALLA", cuyo diseño son fruto de un estudio de racionalización de las armaduras, son susceptibles de poder ser dobladas o conformadas mediante máquinas específicas con el fin de poder abordar el armado de cualquier elemento estructural.

Mailla OPTIMALLA
+
Máquina dobladora



Esta posibilidad de conferir una forma determinada a la malla, ya sea abierta o cerrada, permite que ésta pueda ser empleada en elementos no necesariamente planos, con lo cual el ámbito de aplicación de la misma se amplia extraordinariamente.

En el caso de que el cliente no disponga de este tipo de máquinas, como es habitual, nosotros se la facilitamos durante el tiempo que fuera preciso.

Edificación:

Losas macizas.
Losas postensadas con cables no adherentes.
Prelosas.
Estructuras mixtas.
Zunchos y riostras.
Pavimentos.

Obras hidráulicas:

Muros de encauzamientos.
Colectores tipo marco.
Galerías semicirculares.
Canales abiertos.
Estaciones depuradoras.
Depósitos.

Cimentaciones:

Pilotes.
Muros pantalla.
Zapatas.

Obras civiles:

Tableros de puentes.
Túneles.
Falsos túneles.
Muros anclados.
Prefabricación.
Muros.
Canales.
Vigas "T".

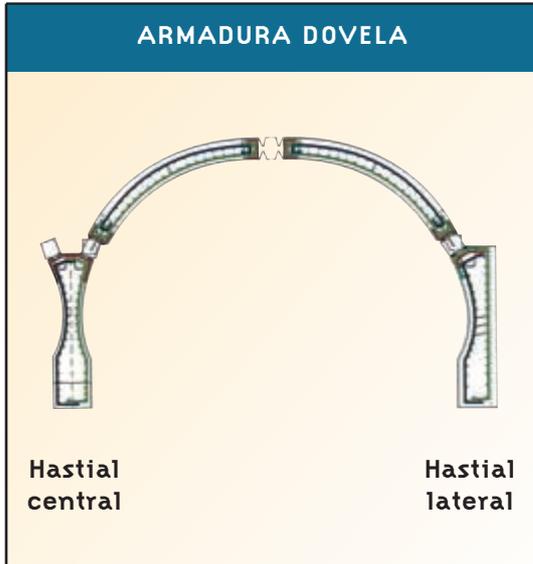


ASESORAMIENTO TÉCNICO

Nuestro Departamento Técnico constituido por personal técnico altamente cualificado les asesorará en todas las cuestiones que ustedes nos planteen.

A partir de los planos o datos que el cliente nos facilita, y conocido el tipo de elemento estructural, así como las fases constructivas, tipo de encofrado a emplear, etc. procedemos a realizar el estudio de racionalización de la armadura de proyecto mediante mallas especiales a medida "OPTIMALLA" con el fin de **optimizar** e **industrializar** la ferralla en la obra.

Este documento incluye la solución técnica y la oferta económica.



BARRAS CORRUGADAS DE ACERO B 400 SD



NECESIDAD DE LAS BARRAS DE ACERO CORRUGADO B 400 SD

Como ya hemos expuesto la **ductilidad** es una característica de los aceros para hormigón armado muy deseable en todos los casos e imprescindible en unas situaciones determinadas, como es el caso de estructuras sometidas a solicitaciones de tipo **sísmico, dinámicas o de impacto**.

Una ductilidad elevada junto con las restantes características exigidas a este acero, proporciona las condiciones adecuadas para que las zonas plastificadas (**rótulas**) que se formen en la estructura dispongan de una capacidad de giro suficiente y compatible con las exigencias de deformación de la estructura para poder seguir admitiendo solicitaciones hasta que se alcance el mecanismo de colapso de la misma.

En definitiva, la ductilidad es deseable en todos aquellos casos en los que se quieran evitar roturas frágiles que puedan producir su colapso.

La Instrucción de Hormigón Estructural EHE recoge por primera vez, en su Anejo 12, Tabla A.12.1, Artículo 4, un nuevo tipo de acero con características especiales de ductilidad, denominado **B 400 SD**, y recomienda especialmente el empleo de este acero en los casos de acciones sísmicas.

Para satisfacer esta necesidad estructural, CELSA y NERVACERO, pertenecientes al Grupo

Siderúrgico CELSA, lanzan al mercado el acero corrugado **B 400 SD**, denominado "**DUCTICELSA**" y "**NERVADUCTIL**" respectivamente, que cumple con los requisitos exigidos por la Norma UNE 36065 EX:1999.

CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS

El tipo de acero normalizado del redondo "**DUCTICELSA**" o "**NERVADUCTIL**" es del tipo: **B 400 SD** UNE 36065 EX:1999

donde :

- la letra **B** indica el tipo de acero (acero para hormigón armado)
- el número **400** indica el valor del límite elástico nominal garantizado, expresado en Mpa.
- las letras **SD** indican la condición de soldable y las características especiales de ductilidad.

Las características mecánicas que deben satisfacer las barras de este tipo de acero, son las siguientes:

CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS	
Límite elástico (f_y) (1)	≥ 400 Mpa
Resistencia a la tracción (f_s).	≥ 480 Mpa
Relación f_y (real) / f_y (nominal)	1,20 (*)
Aptitud al doblado - desdoblado	



Los parámetros de ductilidad (A_5 y f_s/f_y) son **muy superiores** a los del antiguo acero B 500 S^o.

Los parámetros de ductilidad, correspondientes a este tipo de acero B 400 SD, deben cumplir simultáneamente las siguientes condiciones:

PARÁMETROS DE DUCTILIDAD	
Alargamiento de rotura, (A_5)	$\geq 20\%$ ó $\epsilon_{m\acute{a}x} 9\%$
Relación: resistencia a tracción/límite elástico	$1,20 \leq f_s/f_y \leq 1,35$ (*)

(*) Estas acotaciones se realizan para evitar hiperresistencias en las estructuras que retrasen la formación de rótulas plásticas, y por lo tanto no permitan a las mismas desarrollar un comportamiento dúctil frente al colapso.

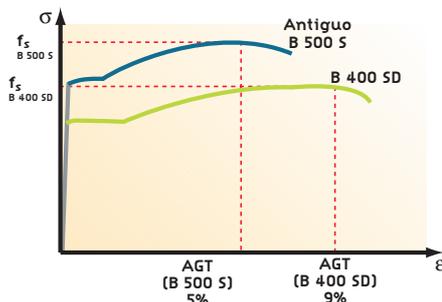
CARACTERÍSTICAS FRENTE A CICLOS DE FATIGA

Tal como se ha indicado la fatiga es un fenómeno que provoca la rotura del acero sin llegar a alcanzarse la resistencia a tracción del material, por la actuación cíclica de la sollicitación.

Dada la particularidad de este tipo de sollicitación la Instrucción EHE, a diferencia de sus antecesoras EH, introduce un nuevo estado límite especial de resistencia a fatiga que debe ser cumplido por todos los tipos de aceros .

Las barras "DUCTICELSA" y "NERVADUCTIL", de calidad B 400 SD, cumplen los requisitos relativos a su comportamiento frente a la fatiga exigidos por la Norma UNE 36065 EX:1999.

COMPARACION DE CURVAS TENSION/DEFORMACION ENTRE ACEROS: Antiguo B 500 S y B 400 SD.



ENSAYO DE FATIGA

El ensayo consiste en someter a las barras a un esfuerzo axial, cíclico y controlado, entre un valor máximo y otro mínimo, ambos positivos (tracción).

El ensayo se realizará sobre barras rectas a las que se aplicará una tensión pulsatoria pero siempre de tracción.

Las probetas tendrán la sección completa de la barra, es decir no se considera válido el ensayo de probetas mecanizadas.

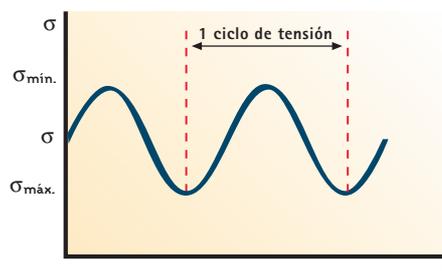
Las condiciones del ensayo para el acero B 400 SD son:

Tensión máxima:	$\sigma_{m\acute{a}x} = 0,6 \times f_s \text{ nominal} = 240 \text{ Mpa}$
Amplitud	$2\sigma_a = 150 \text{ Mpa}$
Frecuencia	$\leq 200 \text{ Hz}$
Longitud libre entre mordazas	$\leq 10 \varnothing$

El ensayo se realizará a temperatura ambiente (entre 10 °C y 35 °C).

El ensayo se continúa hasta que se alcancen 2×10^6 ciclos o hasta que se produzca la rotura de la probeta. Si la rotura se produce en la zona de mordazas a una distancia inferior a $2 \varnothing$ de la barra medidas desde el punto de sujeción, el ensayo se considera nulo.

GRÁFICA TÍPICA DE DEFINICIÓN DEL ENSAYO DE FÁTIGA



BARRAS CORRUGADAS DE ACERO B 400 SD

COMPORTAMIENTO FRENTE A CICLOS DE HISTÉRESIS

Al hablar de ciclos de histéresis, nos referimos a los casos en que las tensiones en el acero pasan repetidamente de ser tracciones a ser compresiones, de forma que se generan los llamados **ciclos completos de histéresis**.

El comportamiento que experimenta el acero cuando es solicitado por tensiones cíclicas o repetidas y de signo cambiante (tracciones-compresiones), como es el caso de las generadas por el sismo, es muy diferente del descrito para la fatiga en el apartado anterior.

Esta alternancia en el signo de las tensiones de las armaduras produce un efecto destructivo del acero muy superior al que genera la fatiga.

Estas sollicitaciones constituyen un modelo aproximado de una acción de tipo sísmico, en la cual, las armaduras pasan de estar traccionadas a estar comprimidas por el cambio en el sentido de las acciones.

En estos casos deben realizarse ensayos con ciclos de histéresis completos, en los que se han de fijar como variables:

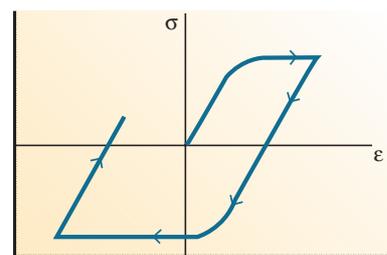
- la variación de tensión (tracción-compresión) en cada ciclo,
- la variación de las deformaciones (alargamiento-acortamiento) impuesta en cada ciclo.
- en definitiva, hay que definir las leyes σ ó ϵ - ϵ .

El comportamiento de los aceros frente a este tipo de sollicitaciones está lógicamente relacionado con su ductilidad. Por ello, una de

las exigencias expuestas en algunos Códigos, en particular en el Eurocódigo 8, es la de disponer de relaciones f_s/f_y muy altas, del orden de 1.20 y de unos alargamientos bajo carga máxima, $\epsilon_{m\acute{a}x}$, también muy elevados, del orden del 9%.

El nuevo tipo de acero "DUCTICELSA" o "NERVADUCTIL", considerado en la Instrucción EHE como se expuso con anterioridad, cumple los requisitos más exigentes del Eurocódigo 8 para su empleo en estructuras sismorresistentes.

GRÁFICA DEL CICLO DE HISTÉRESIS



ENSAYO DE CICLOS DE HISTERESIS

Tal y como se recoge en el apartado 10.8 de la Norma UNE 36065 EX:1999, el ensayo de carga cíclica consiste en someter a una probeta a tres ciclos completos de histéresis, simétricos, a una frecuencia de 1 a 3 Hz y con las longitudes libres entre mordazas y las deformaciones máximas de tracción y compresión siguientes:

DIAMETRO NOMINAL	LONGITUD LIBRE	DEFORMACIÓN (%)
$\varnothing < 16 \text{ mm}$	$5 \varnothing$	± 4
$16 \text{ mm} < \varnothing < 25 \text{ mm}$	$10 \varnothing$	$\pm 2,5$
$25 \text{ mm} < \varnothing$	$15 \varnothing$	$\pm 1,5$



CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS Y MARCAS DE IDENTIFICACIÓN

Las características geométricas fundamentales de estos aceros de ductilidad especial "DUCTICELSA" y "NERVADUCTIL", que permiten diferenciarlo de las otras barras de acero actuales son :

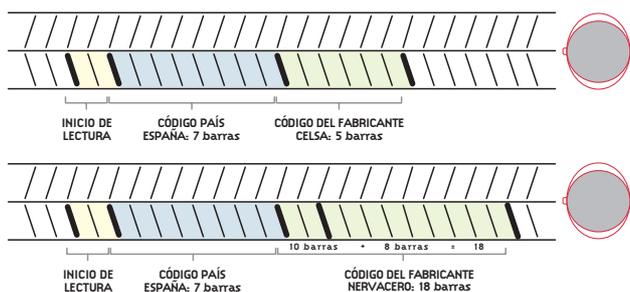
- Geometría de **2 caras**.
- Corrugas en forma de "**espiga**".
- **Igual separación** de corrugas en ambas caras.

Además de los requisitos de **resistencia** y **ductilidad**, el hormigón armado tiene que poder funcionar como un conjunto y eso exige unas características de **adherencia** entre el hormigón y el acero.

Este tipo de acero proporciona unas tensiones de adherencia con el hormigón, que cumplen el ensayo "Beam Test" definido según la Norma UNE 36740:1997 y recogido en la Instrucción EHE. Es decir, el "DUCTICELSA" y el "NERVADUCTIL" satisfacen las condiciones de adherencia exigidas por dicha Instrucción.

El marcado de identificación de las barras del acero B 400 SD está definido en el Apartado nº 12 de la Norma UNE 36065 EX:1998 y se consigue mediante el regruessamiento de corrugas tal y como se presenta en la ilustración inferior.

MARCAS DE IDENTIFICACIÓN DUCTICELSA / NERVADÚCTIL



Las características geométricas del corrugado vienen definidas por el **Certificado de Homologación de Adherencia** expedido por INTEMAC.

Además, cada paquete está identificado mediante dos etiquetas de color negro.

Etiqueta A

- Nombre del Fabricante (CELSA o NERVACERO), dirección y teléfono.
- Marca ARCER.
- Nombre comercial del producto (DUCTICELSA o NERVADUCTIL).
- Calidad del acero (B 400 SD).
- Diámetro de la barra.
- Número de colada.
- Longitud de la barra.
- Marcas de identificación de las barras según la Norma UNE 36065 EX:1999 y el Informe Técnico UNE 36811:1986.
- Número de Contrato de AENOR.
- Número del Certificado de Homologación de Adherencia realizado por INTEMAC.

Etiqueta B

- Marca ARCER, con el Código de Certificación.
- La denominación: "DUCTIBAR".
- Calidad del acero (B 400 SD)
- Nombre y señas del fabricante.
- Marcas de identificación de las barras.



BARRAS CORRUGADAS DE ACERO B 400 SD

APLICACIONES DEL "DUCTICELSA" Y DEL "NERVADUCTIL"

Las posibles aplicaciones del acero de ductilidad especial "DUCTICELSA" y "NERVADUCTIL" son las siguientes:

Estructuras sometidas a solicitaciones sísmicas. Frente a este tipo de solicitaciones la respuesta de la estructura está muy condicionada por la ductilidad del acero ya que, en esta situación excepcional es fundamental la capacidad de adaptación de la estructura, pues se sobrepasan las fases elásticas del acero y se precisa de una máxima reserva de energía posible.

Estructuras calculadas con un método de cálculo no lineal o en las que se admitan redistribuciones limitadas de esfuerzos. En particular, en las estructuras hiperestáticas es necesario disponer de armaduras que dispongan de la ductilidad suficiente para poder garantizar los grados de redistribución esperados.

Estructuras solicitadas por acciones difíciles de cuantificar, ya sea por la naturaleza de dichas acciones o por el insuficiente conocimiento sobre sus efectos en la estructura considerada.

Estas acciones pueden ser:

- Solicitaciones dinámicas.
- Explosiones.
- De impacto.

- Relacionadas con efectos de retracción o fluencia.

- Sobrecargas accidentales.

En definitiva, el empleo del acero de ductilidad especial es adecuado en aquellas estructuras en donde la prevención de una rotura frágil y sin aviso evite pérdidas importantes.

Estructuras en donde el riesgo de incendio sea grande. Si por la acción del fuego una sección de una estructura dúctil plastifica generando una rótula, las secciones colindantes se adaptan y retrasan el colapso de la estructura mejor que si la estructura fuera frágil.

Siempre y cuando una estructura hiperestática disponga de un buen diseño que le confiera ductilidad estructural, el grado de ductilidad del acero favorecerá la redistribución de esfuerzos, y por tanto, el mecanismo de formación de las rótulas plásticas.

Estructuras existentes en donde se prevee un cambio de uso, o bien, estructuras antiguas que deben ser rehabilitadas. En estas situaciones puede ser conveniente el realizar una redistribución limitada de esfuerzos para trasladar la ley de momentos flectores con el fin de aprovechar al máximo la capacidad resistente de la estructura original y al mismo tiempo minimizar las operaciones de refuerzo, o que éstas se realicen en las zonas de mayor facilidad de ejecución.



TABLAS DE SECCIONES Y CAPACIDADES MECÁNICAS

B 400 SD							
DIÁMETRO NOMINAL mm	SECCIÓN cm ²	MASA NOMINAL kg/m	SECCIÓN DE ACERO EN cm ² /m SEGÚN SEPARACIÓN ENTRE BARRAS				
			10 cm	15 cm	20 cm	25 cm	30 cm
6	0,283	0,222	2,83	1,88	1,41	1,13	0,94
8	0,503	0,395	5,03	3,35	2,51	2,01	1,68
10	0,785	0,617	7,85	5,24	3,93	3,14	2,62
12	1,131	0,888	11,31	7,54	5,65	4,52	3,77
16	2,011	1,578	20,11	13,40	10,05	8,04	6,70
20	3,142	2,47	31,42	20,94	15,71	12,57	10,47
25	4,909	3,85	49,09	32,72	24,54	19,63	16,36
32	8,042	6,31	80,42	53,62	40,21	32,17	26,81
40	12,566	9,86	125,66	83,78	62,83	50,27	41,89

DIÁMETRO NOMINAL mm	MASA NOMINAL kg/m	SECCIÓN DE ACERO "A" EN cm ² , SEGÚN NÚMERO DE BARRAS									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	0,222	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,83
8	0,395	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03
10	0,617	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85
12	0,888	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31
16	1,578	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11
20	2,47	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42
25	3,85	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09
32	6,31	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42
40	9,86	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10	125,66

DIÁMETRO NOMINAL mm	MASA NOMINAL kg/m	CAPACIDAD MECÁNICA EN kn, SEGÚN NÚMERO DE BARRAS (trabajando a tracción y compresión) - Para $\gamma_s = 1.15$									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	0,222	9,83	19,67	29,50	39,34	49,17	59,01	68,84	78,68	88,51	98,35
8	0,395	17,48	34,97	52,45	69,93	87,42	104,90	122,39	138,87	157,35	174,84
10	0,617	27,32	54,64	81,95	109,27	136,59	163,91	191,23	218,55	245,86	273,18
12	0,888	39,34	78,68	118,01	157,35	196,69	236,03	275,37	314,71	354,04	393,38
16	1,578	69,93	139,87	209,80	279,74	349,67	419,61	489,54	559,48	629,41	699,35
20	2,470	109,27	218,55	327,82	437,09	546,36	655,64	764,91	874,18	983,46	1092,73
25	3,850	170,74	341,48	512,22	682,95	853,69	1024,43	1195,17	1365,91	1536,65	1707,39
32	6,31	279,74	559,48	839,22	1118,95	1398,69	1678,43	1958,17	2237,91	2517,65	2797,38
40	9,86	437,09	874,18	1311,27	1748,36	2185,46	2622,55	3059,64	3496,73	3933,82	4370,91

$$\frac{\pi^2}{4} \times \pi \times \frac{400}{1,15} \times \frac{n}{1000} \quad \varnothing \text{ en mm} / n: \text{ núm. de barras}$$

ROLLOS DE ACERO CORRUGADO B 400 SD



GENERALIDADES

El rollo de acero corrugado CELSAFER D - B 400 SD es otra novedad, fruto del trabajo de I+D que se desarrolla en el seno de nuestro grupo, con el fin de conseguir las mismas ventajas que ofrece el "CELSAFER 500 S" y responder a las necesidades que requieren el empleo del acero de ductilidad especial B 400 SD.

CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS

Las características mecánicas que debe satisfacer el "CELSAFER D - B 400 SD" son las mismas que las expuestas para el "DUCTICELSA" y el "NERVADUCTIL": Además, al ser un acero B 400 SD, debe verificar los requisitos exigidos por la Instrucción EHE referente a su comportamiento frente a la fatiga y a los ciclos de histéresis.

CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS

Límite elástico (f_y) (1)	≥ 400 Mpa
Resistencia a la tracción (f_s).	≥ 480 Mpa
Relación f_y (real) / f_y (nominal)	1,20 (*)
Aptitud al doblado - desdoblado	

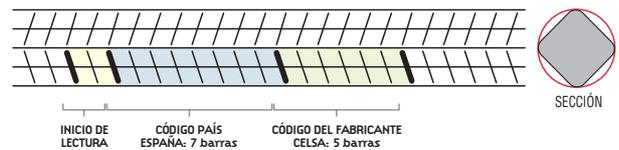
PARÁMETROS DE DUCTILIDAD

Relación: resistencia a tracción/límite elástico	$1,20 \leq f_s/f_y \leq 1,35$
--	-------------------------------

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS Y MARCAS DE IDENTIFICACIÓN

La geometría del "CELSAFER D - B 400 SD", al igual que la del "CELSAFER 500 S", es de **cuatro caras**, por lo que su núcleo presenta en su sección recta la forma de un **cuadrado** cuyas esquinas están truncadas (redondeadas), inscribiéndose todo el conjunto en un círculo que forman las corrugas.

MARCAS DE IDENTIFICACIÓN CELSAFER-D 400 SD



Las características geométricas del corrugado vienen definidas por el **Certificado de Homologación de Adherencia** expedido por INTEMAC.

GAMA DE FABRICACIÓN

GAMA DE FABRICACIÓN

Díámetro nominal (mm)	6	8	10	12	16
Sección útil (cm ²)	0,28	0,50	0,78	1,13	2,01
Peso (Kg/m)	0,222	0,395	0,617	0,888	1,578

Cada rollo está identificado a su vez por dos etiquetas de color negro.

Etiqueta A

- Nombre del Fabricante (CELSA), dirección y teléfono.
- Marca ARCER.
- Nombre comercial del producto (CELSAFER D - B 400 SD).
- Calidad del acero.
- Diámetro de la barra.
- Número de colada.
- Marcas de identificación de las barras según la Norma UNE 36065 EX:1999 y el Informe Técnico UNE 36811:1986.
- Número de Contrato de AENOR.
- Número del Certificado de Homologación de Adherencia realizado por INTEMAC.

Etiqueta B

- Marca ARCER, con el Código de Certificación.
- La denominación: "DUCTIBAR". ROLLO.
- Calidad del acero (B 400 SD).
- Nombre y señas del fabricante.
- Marcas de identificación de las barras.



VENTAJAS DEL EMPLEO DEL "CELSAFER D - B 400 SD"

Las ventajas que ofrece este producto para su utilización en las máquinas automáticas de transformación de la ferralla, son las siguientes:

Geometría de cuatro caras de corrugas. Cuando la barra es enderezada por la estribadora automática, se minimiza la rotación producida alrededor de su eje. Como consecuencia, al conformarse cercos o estribos cerrados, se consigue una mejor disposición de las ramas extremas en el mismo plano.

Con el CELSAFER D - B 400 SD no se produce aplastamiento de los nervios.

Se precisan máquinas estribadoras menos potentes.

Provoca un desgaste de los rodillos muy inferior.

No se produce desgaste ni aplastamiento de las corrugas, ya que la proyección normal de la sección recta es un círculo.



MALLAS ELECTROSOLDADAS CON BARRAS DE ACERO CORRUGADO B 400 SD



¿POR QUÉ LA DUCTIMALLA AGT 9?

Ya hemos comentado la conveniencia en determinadas ocasiones de abordar el armado de elementos estructurales de hormigón armado mediante barras corrugadas de acero dotadas de unas prestaciones especiales de ductilidad como las que le confiere el acero B 400 SD.

En el caso de las mallas electrosoldadas, la necesidad obviamente es la misma que se origina en el caso de las barras.

Para ello ponemos a su disposición la malla "AGT 9", la cual está constituida por barras de acero de ductilidad especial B 400 SD.

Los parámetros de ductilidad (A_5 y f_s/f_y) de la malla AGT 9 son muy superiores a los de la malla AGT 5

CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS

El acero empleado en la fabricación de las mallas "DUCTIMALLA - AGT 9" es un acero: B 400 SD UNE 36065 EX:1998.

CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS	
Límite elástico (f_y) (1)	≥ 400 Mpa
Resistencia a la tracción (f_s)	≥ 480 Mpa
Relación f_y (real) / f_y (nomina)	1,20
Aptitud al doblado - desdoblado	

PARÁMETROS DE DUCTILIDAD	
Alargamiento de rotura, (A_5)	$\geq 20\%$ ó $\epsilon_{m\acute{a}x} 9\%$
Relación: resistencia a tracción/límite elástico	$1,20 \leq f_s/f_y \leq 1,35$

Estos dos criterios deben cumplirse simultáneamente.

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS Y MARCAS DE IDENTIFICACIÓN

La geometría de las barras que componen la malla "AGT 9" es de 4 caras de corrugas.

La disposición de las corrugas es en forma de "rosca", como se expone en la figura.

COMPORTAMIENTO FRENTE A LA FATIGA Y A LAS CARGAS CÍCLICAS

Las barras que conforman las mallas "AGT 9" deberán cumplir los requisitos que la Norma UNE 36065 EX:1999 exige a las barras de acero B 400 SD.

MARCAS DE IDENTIFICACIÓN AGT 9



Las características geométricas del corrugado vienen definidas por el Certificado de Homologación de Adherencia expedido por INTEMAC.

IDENTIFICACIÓN DE LOS PANELES

Con el fin de poder identificar sin problemas la "DUCTIMALLA - AGT 9", se disponen tres etiquetas distintas :

Etiqueta panel

- En ella se indica la marca ARCER, la denominación "DUCTIMALLA - AGT 9", el diámetro principal, el tipo de acero (B 400 SD) y el nombre del fabricante.

Dos etiquetas de color negro en cada paquete:

Etiqueta A

- Nombre del Fabricante, dirección y teléfono.
- Marca ARCER.
- Nombre comercial del producto.
- Calidad del acero.
- Código de la malla.
- Separaciones entre barras de la malla.
- Diámetros de las barras.
- Dimensiones del panel.
- Lote.
- Número de paneles por paquete.
- Denominación de la malla, según Norma UNE 36092:1996.
- Marcas de identificación de las barras que forman las mallas según la Norma UNE 36065:1999 y el Informe Técnico UNE 36811:1986.
- Número de Contrato de AENOR.
- Número del Certificado de Homologación de Adherencia realizado por INTEMAC.

Etiqueta B

- Marca ARCER, con el Código de Certificación.
- La denominación: "DUCTIMALLA".
- Calidad del acero (B 400 SD).
- Nombre y señas del fabricante.
- Marcas de identificación de las barras.

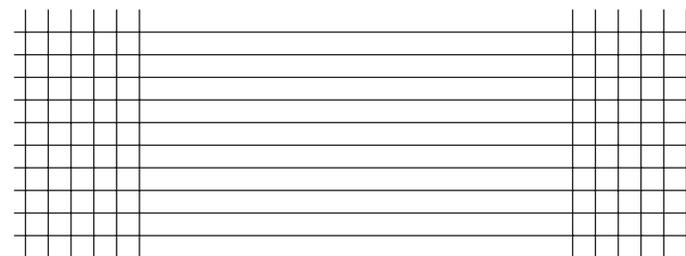
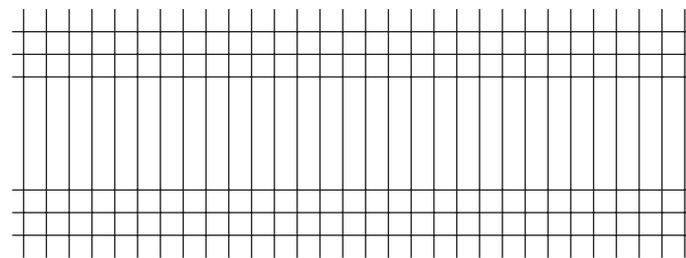
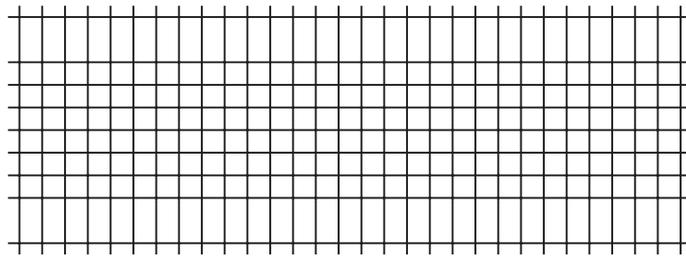
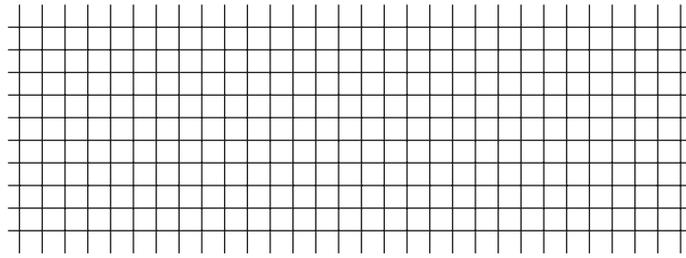


TIPOS DE PANELES "DUCTIMALLA - AGT 9"

Las mallas "AGT 9" se fabrican "**bajo pedido**", por lo tanto, no existe una gama de mallas estándar DUCTIMALLA-AGT 9.

La tipología del panel podrá ser la misma que la de las mallas "ESTÁNDAR - AGT 5 ", o bien la de la "OPTIMALLA - AGT 5 ", o cualquier otra posible de fabricar.

En las figuras siguientes se representan algunas estructuras de paneles dentro de las múltiples posibles de fabricación.



TABLAS DE SECCIONES Y CAPACIDADES MECÁNICAS

B 400 SD		SECCIÓN DE ACERO EN cm ² /m SEGÚN SEPARACIÓN ENTRE BARRAS				
DIÁMETRO NOMINAL mm	SECCIÓN cm ²	10 cm	15 cm	20 cm	25 cm	30 cm
6	0,283	2,83	1,88	1,41	1,13	0,94
8	0,503	5,03	3,35	2,51	2,01	1,68
10	0,785	7,85	5,24	3,93	3,14	2,62
12	1,131	11,31	7,54	5,65	4,52	3,77

DIÁMETRO NOMINAL mm	MASA NOMINAL kg/m	SECCIÓN DE ACERO "A" EN cm ² , SEGÚN NÚMERO DE BARRAS									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	0,222	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,83
8	0,395	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03
10	0,617	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85
12	0,888	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31

DIÁMETRO NOMINAL mm	MASA NOMINAL kg/m	CAPACIDAD MECÁNICA EN kn, SEGÚN NÚMERO DE BARRAS (trabajando a tracción y compresión) - Para $\gamma_s = 1.15$									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	0,222	9,83	19,67	29,50	39,34	49,17	59,01	68,84	78,68	88,51	98,35
8	0,395	17,48	34,97	52,45	69,93	87,42	104,90	122,39	139,87	157,35	174,84
10	0,617	27,32	54,64	81,95	109,27	136,59	163,91	191,23	218,55	245,86	273,18
12	0,888	39,34	78,68	118,01	157,35	196,69	236,03	275,37	314,71	354,04	393,38

$$\frac{\theta^2}{4} \times \pi \times \frac{400}{1,15} \times \frac{n}{1000} \quad \theta \text{ en mm} / n: \text{ n.º de barras}$$

LA DUCTILIDAD

ANEJOS I, II

Dentro de este documento de ductilidad se ha querido dedicar un lugar especial para dos temas que han suscitado un particular interés por el incremento de la calidad que van a suponer en las obras, y que son considerados como dos de las grandes novedades que presenta la nueva Instrucción de Hormigón Estructural EHE: el Diseño Sismorresistente de Estructuras y la Certificación de los aceros.

Debido a la sensibilización por las consecuencias sociales, económicas, de comunicaciones, etc, que puede acarrear en la sociedad actual un desastre natural como es el sismo, se ha decidido incluir en la nueva Instrucción EHE, unas "Recomendaciones especiales para estructuras en zonas sísmicas" en su Anejo nº 12.

En el Anejo I se introduce la Marca ARCER para armaduras pasivas certificadas para hormigón armado, así como las ventajas que la Instrucción concede a las armaduras certificadas.

En el Anejo II hemos contado con la inestimable colaboración del Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos Alex H. Barbat, profesor de la Universidad Politécnica de Barcelona. En este Anejo, el profesor Barbat nos aproxima a los conceptos básicos del Riesgo Sísmico de Edificios de Hormigón Armado.

La Instrucción EHE introduce por primera vez la Certificación "en cascada" de las armaduras

con el fin de garantizar, no sólo la calidad del acero fabricado (Certificación del fabricante), sino también la correcta elaboración y colocación en obra del mismo (Certificación del ferrallista).



ANEJO 1

LA CERTIFICACIÓN
Y SUS VENTAJAS
SEGÚN LA EHE-99

ANEJO 2

CONSIDERACIÓN DEL
RIESGO SÍSMICO EN EL
DISEÑO DE EDIFICIOS

LA CERTIFICACIÓN Y SUS VENTAJAS SEGÚN LA EHE-99

LA MARCA ARCER (ARMADURAS CERTIFICADAS)

La marca **ARCER** se refiere exclusivamente a las armaduras pasivas para hormigón armado.

Las armaduras que están en posesión de la marca **ARCER** garantizan unas prestaciones superiores en relación con:

- El estado límite de fatiga.
- El comportamiento frente a ciclos de histéresis.
- El tratamiento estadístico de las características obtenidas en ensayos.
- La garantía de calidad.
- El inmediato tratamiento y solución de cualquier problema o aclaración tanto en la fase de proyecto como en el de ejecución.

ARCER
Armaduras para hormigón

VENTAJAS DE LA CERTIFICACIÓN

La EHE establece una clara diferencia entre **aceros certificados** (homologados por el Ministerio de Fomento) y **aceros no certificados**, premiando el empleo de los primeros a través de tres vías:

- A. Las Condiciones de Suministro
- B. El Control de Calidad
- C. El Control de Ejecución

A. CONDICIONES DE SUMINISTRO

La EHE exige una serie de documentos según el acero esté certificado o no.

Si el acero está certificado, cada partida:

- Acreditará estar en posesión de la **marca**.
- Deberá llevar el **Certificado de Garantía** del fabricante, en el que se indiquen los valores límites de las características.
- Acompañará el **Certificado de Homologación de Adherencia**.
- En el caso que se solicite, el fabricante facilitará los **resultados de los ensayos de control de producción** correspondientes a esa partida.

Si el acero no está certificado, cada partida.

- Deberá acompañarse de los resultados de los ensayos de **composición química, características mecánicas y geométricas**, realizados por un laboratorio oficialmente acreditado, que justifiquen que el acero cumple las exigencias establecidas en la EHE.
- Adjuntará el **Certificado de Homologación de Adherencia** expedido por un laboratorio oficialmente acreditado, según la Norma UNE 36740:1997.





B. CONTROL DE CALIDAD DEL ACERO

Según el artículo 90 de la EHE, se establecen dos niveles para controlar la calidad del acero:

- b.1. Control a **nivel reducido**.
- b.2. Control a **nivel normal**.

Las partidas deben ir acompañadas de los documentos de suministro.

b.1. CONTROL A NIVEL REDUCIDO

Según el artículo 90.2 de la EHE, este nivel de control, que sólo es aplicable para armaduras pasivas, se deberá contemplar únicamente en las siguientes situaciones:

- Obras en las que el consumo de acero es muy reducido.
- Obras en donde existan dificultades para realizar ensayos completos del material, ya sea por su especial ubicación, o por cualquier otra causa.

El **control** consiste en comprobar, sobre cada diámetro, que :

- Su sección equivalente cumple lo especificado en la EHE.
- No se forman grietas o fisuras en las zonas de doblado y en los ganchos de anclaje, mediante la inspección en obra.

b.2. CONTROL A NIVEL NORMAL

En el control a nivel normal se puede emplear acero certificado o no, teniendo en cuenta las siguientes consideraciones.

Si el acero está certificado:

- A efectos de control, las armaduras se dividirán en lotes, correspondientes cada uno a un mismo suministrador, designación y serie, y siendo su cantidad máxima de 40 toneladas o fracción.
- Para la realización de este tipo de control se procederá de la siguiente manera:
 - Se tomarán dos probetas por cada lote, para sobre ellas:
 - Comprobar que la sección equivalente cumple lo especificado en el art. 31.1 de la EHE.
 - Comprobar que las características geométricas de sus resaltos están comprendidas entre los límites admisibles establecidos en el certificado específico de adherencia según el art. 31.2 de la EHE.
 - Realizar, después de enderezado, el ensayo de doblado-desdoblado indicado en el art. 31.2 y 31.3 de la EHE.
 - Se determinarán, al menos en dos ocasiones durante la realización de la obra el límite elástico, carga de rotura y alargamiento como mínimo en una probeta de cada diámetro y tipo de acero empleado y suministrador según las UNE 7474-1:92. En el caso particular de las mallas electrosoldadas se realizarán, como mínimo, dos ensayos por cada diámetro principal empleado en cada una de las dos ocasiones y dichos ensayos incluirán la resistencia al arrancamiento del nudo soldado según UNE 36462:0.
 - En el caso de existir empalmes por soldadura en armaduras pasivas, se comprobará, de acuerdo con lo especificado en 90.4, la soldabilidad.



LA CERTIFICACIÓN Y SUS VENTAJAS SEGÚN LA EHE-99

Si el acero no está certificado:

- Los resultados del control del acero, tal como se ha comentado con anterioridad, deben conocerse antes del hormigonado de la zona.
- A efectos de control, las armaduras se dividirán en lotes, correspondientes cada uno a un mismo suministrador, designación y serie, y siendo su cantidad máxima de 20 toneladas o fracción.
- Se procederá de la siguiente forma:
 - Se tomarán dos probetas por cada lote, para sobre ellas:
 - Comprobar que la sección equivalente cumple lo especificado en el art. 31.1 de la EHE.
 - En el caso de barras corrugadas, comprobar que las características geométricas de sus resaltes están comprendidas entre los límites admisibles establecidos en el certificado específico de adherencia según el art. 31.2 de la EHE.
 - Realizar, después de enderezado, el ensayo de doblado-desdoblado, indicado en el art. 31.2 y 31.3 de la EHE.
 - Se determinarán, al menos en dos ocasiones durante la realización de la obra, el límite elástico, carga de rotura y alargamiento (en rotura, para las armaduras pasivas; bajo carga máxima, para las activas) como mínimo en una probeta de cada diámetro y tipo de acero empleado y suministrador según las UNE 7474-1:92 y 7326:88 respectivamente. En el caso particular de las mallas electrosoldadas, se realizarán, como mínimo, dos ensayos por cada diámetro principal empleado en cada una de las dos ocasiones; y dichos ensayos incluirán la resistencia al arrancamiento del nudo soldado según UNE 36462:80.

- En el caso de existir empalmes por soldadura en armaduras pasivas se comprobará la soldabilidad de acuerdo con lo especificado en el art. 90.4.
- En este caso los resultados del control del acero deben ser conocidos antes del hormigonado de la parte de obra correspondiente.

C. CONTROL DE EJECUCIÓN

El Control de Ejecución tiene por objeto garantizar que la obra se ajusta al proyecto y a las prescripciones de la Instrucción EHE.

Según el artículo 95.1 de la EHE, corresponde a la Propiedad y a la Dirección de Obra la responsabilidad del control externo de la ejecución, el cual se adecuará al nivel correspondiente, en función del valor adoptado para γ_f en el proyecto.

El nivel de control de la ejecución se relaciona directamente con el valor adoptado γ_f en el proyecto.

Se consideran los tres siguientes niveles para la realización del control de la ejecución:

- Control de ejecución a nivel reducido.
- Control de ejecución a nivel normal.
- Control de ejecución a nivel intenso.

que están relacionados con el coeficiente de mayoración de acciones empleado para el proyecto.

NIVEL DE CONTROL	COEFICIENTE DE MAYORACIÓN DE ACCIONES	
	P. propio y C. Muerta	Sobrecarga
REDUCIDO	1,60	1,80
NORMAL	1,50	1,60
INTENSO	1,35	1,50

c.1 CONTROL A NIVEL INTENSO

Este nivel de control, además del control externo, exige que el Constructor posea un sistema de calidad auditado de forma externa, y que la ferralla esté certificada, es decir, que la elaboración de la ferralla se realice en instalaciones industriales fijas y con un sistema de control interno y externo certificados por un organismo independiente y acreditado.

Si no se dan estas condiciones, la Dirección de Obra deberá exigir al Constructor unos procedimientos específicos para la realización de las diversas actividades de control interno involucradas en la construcción de la obra.

Para este nivel de control externo, se exige la realización de, al menos, tres inspecciones por cada lote en los que se ha dividido la obra.

c.2 CONTROL A NIVEL NORMAL

Según el artículo 95.3 de la Instrucción EHE, este nivel de control externo es de aplicación general y exige la realización de, al menos, dos inspecciones por cada lote en los que se ha dividido la obra.

Existen unas diferencias muy importantes entre considerar un nivel de control de ejecución intenso y otro cualquiera. Además, para adoptarlo se requiere ferralla certificada.

c.3 CONTROL A NIVEL REDUCIDO

Este nivel de control externo es aplicable cuando no existe un seguimiento continuo y reiterativo de la obra, y exige la realización de, al menos, una inspección por cada lote en los que se ha dividido la obra.

EJEMPLO DE APLICACIÓN DEL NIVEL DE CONTROL DE EJECUCIÓN EN UNA ESTRUCTURA DE EDIFICACIÓN NORMAL

PESO PROPIO + CARGA MUERTA (G)	SOBRECARGA DE USO (Q)
480 kp / m ²	200 kp / m ²

NIVEL DE CONTROL	APLICANDO EL COEFICIENTE ADECUADO DE MAYORACIÓN
REDUCIDO	P = 5,64 Q
NORMAL	P = 5,20 Q
INTENSO	P = 4,74 Q

Valor de P = G + Q

CONCLUSIÓN DE LAS GRÁFICAS

Las diferencias entre las cargas de cálculo en las tres hipótesis de niveles de control son:

- Nivel de control normal frente control intenso: + 9,7 % de incremento de las cargas de cálculo.
- Nivel de control reducido frente control intenso: + 19 % de incremento de las cargas de cálculo.

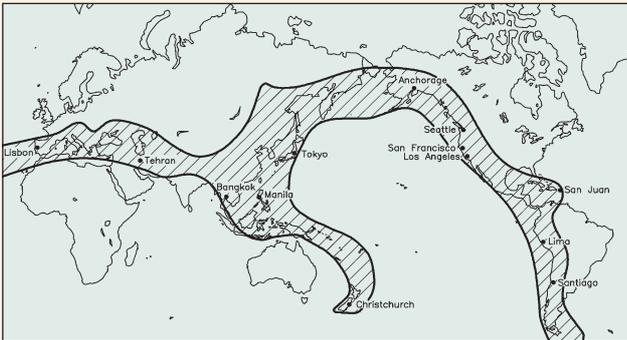
Este aumento de las cargas de cálculo afecta, lógicamente, a toda la estructura: cimentación, estructura, etc, además del acero.

CONSIDERACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO EN EL DISEÑO DE EDIFICIOS

por A. H. Barbat

La mayoría de los desastres sísmicos del mundo se producen en ciertas zonas del planeta, denominadas "cinturones sísmicos". En la figura siguiente puede verse el denominado "cinturón de fuego" que rodea el Océano Pacífico y también el cinturón Himalayo-Alpino-Mediterráneo. Los terremotos son los causantes de más de catorce millones de víctimas en todo el mundo desde 1775 cuando un seísmo destruyó la ciudad de Lisboa. Se tiene también conciencia histórica de varios terremotos ocurridos en el pasado en España.

Se ha observado que las pérdidas económicas y el número de víctimas que se producen durante los terremotos dependen directamente del daño sufrido por los edificios. Esto se debe al alto número de edificios vulnerables existentes en las zonas sísmicas, es decir, a los edificios propensos a sufrir daños durante la acción de los terremotos.



Los terremotos severos suelen poner en evidencia todos los errores que se cometen en todas las fases de realización de una estructura: cálculo, diseño y construcción. Obviamente, una incorrecta selección de los materiales de construcción es una fuente de error de carácter decisivo. Durante los desastres sísmicos ocurridos en la última década en el mundo se han producido fallos muy graves en estructuras de hormigón armado.

Riesgo sísmico

Se entiende por riesgo sísmico las pérdidas esperadas en un elemento en riesgo durante un periodo de tiempo especificado. El elemento en riesgo puede ser un edificio, una ciudad entera, las propias

personas que viven en los edificios, la actividad económica desarrollada en la zona o las líneas de comunicación.

El riesgo sísmico se expresa en costes que pueden ser de diferente tipo: físico, económico, financiero, de indemnización, social, humano, etc. Dicho riesgo se obtiene como convolución entre la peligrosidad y la vulnerabilidad, las cuales se definen de la siguiente manera:

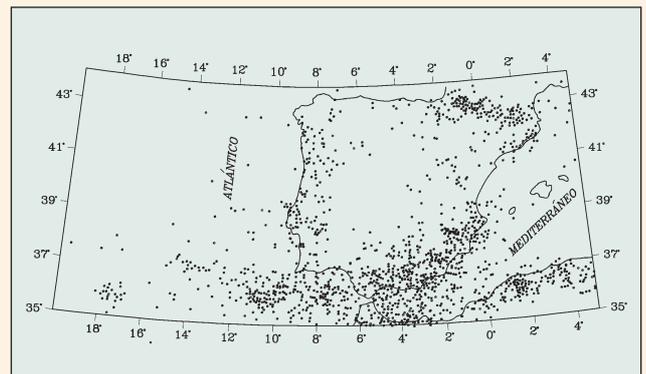
- La peligrosidad sísmica es la probabilidad de ocurrencia, dentro de un periodo específico de tiempo y en una zona dada, de un movimiento sísmico del terreno de una fuerza determinada.
- La vulnerabilidad sísmica de una estructura es el grado de daño debido a la ocurrencia de un movimiento sísmico del terreno de una fuerza determinada. Esta directamente relacionada con las características del diseño de la estructura.

Peligrosidad sísmica

La peligrosidad sísmica puede definirse de una manera muy intuitiva y en general como la descripción de los efectos provocados por los movimientos sísmicos en el suelo de una cierta zona.

Durante los seísmos se libera bruscamente la energía de deformación acumulada durante largos periodos de tiempo en las zonas de contacto entre las placas tectónicas. En la siguiente figura puede observarse la distribución de los epicentros de los terremotos que han afectado la Península Ibérica en este siglo.

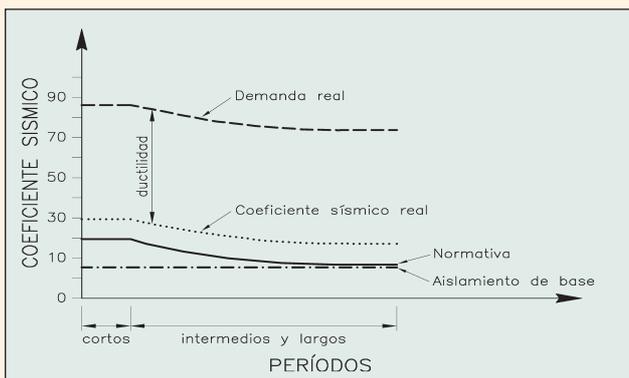
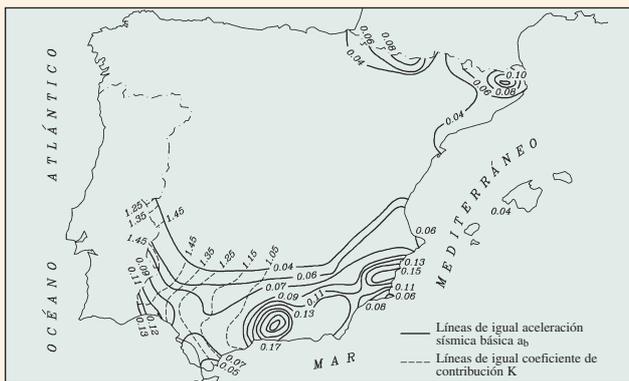
Existe un parámetro muy utilizado para definir la peligrosidad, concretamente la intensidad macrosísmica, la cual describe los efectos de los terremotos sobre las estructuras, personas, suelo, objetos, etc. En el caso de las estructuras, el efecto más relevante es el daño que sufren las mismas.



Existen, hoy en día, más de 40 escalas diferentes de intensidad; la de Medvedev-Sponheuer-Karnik (MSK) es la que se utiliza en España. La peligrosidad sísmica se evalúa también a través de otros efectos de los terremotos, tales como la evolución en el tiempo de la aceleración, velocidad y desplazamiento sísmicos del terreno o sus valores máximos.

Un concepto muy útil para definir la peligrosidad es el período de retorno que es el tiempo medio que transcurre entre la ocurrencia de dos seísmos con las mismas características.

Éstas podrían ser, por ejemplo, la aceleración máxima del terremoto o su intensidad. Otro concepto de utilidad es el tiempo de exposición que es el período de vida útil de la estructura. A partir de estas definiciones, la peligrosidad puede caracterizarse como la probabilidad de que en una zona ocurra un sismo de determinadas características, asociado a un cierto período de retorno y a un tiempo de exposición dado de las estructuras. Esta es la forma de definición utilizada en los mapas de las normativas de diseño sísmico como, por ejemplo, el de la figura siguiente que muestra aceleraciones horizontales del terreno, a_b , esperadas en España para un período de retorno de 500 años, de acuerdo con la normativa NCSE (1994). En el mismo mapa se muestra también la variación del coeficiente de contribución K, utilizado para describir la influencia que tiene sobre el terremoto de diseño el hecho de que los terremotos se originen en zonas con diferentes características sismológicas.



Ductilidad

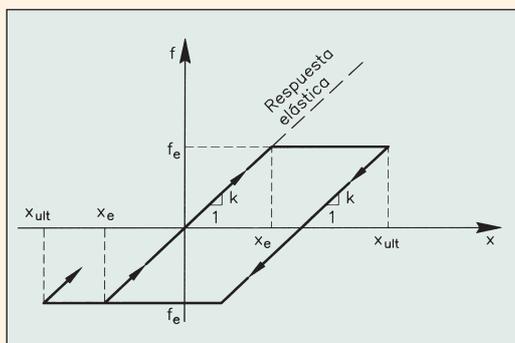
El coeficiente sísmico de un edificio se define como la relación entre la fuerza lateral máxima que puede resistir dicho edificio y el peso total del mismo. Expresado en estos términos el coeficiente sísmico hace referencia a la resistencia sísmica, pero también puede definirse uno que describa la demanda sísmica. En tal caso sería expresado por la relación entre la fuerza horizontal máxima que ejerce un cierto terremoto sobre el edificio y el peso propio total del mismo. Obviamente, la fuerza sísmica equivalente en la base, denominada cortante en la base, puede calcularse mediante multiplicación del mencionado coeficiente por el peso total de la estructura. En la figura siguiente puede verse la variación del coeficiente sísmico así definido en función del período propio de los edificios de hormigón armado.

Las diferentes curvas que aparecen en la figura anterior corresponden a ciertos niveles de fuerzas sísmicas equivalentes que tiene una especial relevancia en el diseño sismorresistente. Por ejemplo, la línea continua corresponde a las fuerzas sísmicas de cálculo estipuladas en las normativas, que corresponden a un comportamiento lineal del material de la estructura. La línea de puntos corresponde a las fuerzas sísmicas que será capaz de resistir el edificio por la redundancia estructural que no se tuvo en cuenta en los cálculos y por las características mecánicas reales de los materiales que habitualmente son mejores que las del proyecto. Es decir, esta línea define la resistencia real del edificio frente al sismo de diseño. La línea interrumpida superior corresponde al nivel de fuerzas de resistencia. La gran diferencia entre la demanda de resistencia frente a un sismo real y la resistencia de proyecto del edificio debe ser absorbida por el comportamiento no lineal del edificio, concretamente a través de su ductilidad.

La ductilidad, tal como se estipula en las normativas de cálculo sísmico de edificios de hormigón armado, toma en cuenta las modificaciones que sufre la rigidez de dichos edificios como consecuencia de los fenómenos no lineales que se producen durante la acción de un terremoto severo. En la práctica del diseño, la totalidad de los fenómenos que contribuyen a la no linealidad de la rigidez de un edificio de hormigón armado suelen incorporarse, de una manera simplificada, en una característica única denominada ductilidad estructural. Esta describe la capacidad de una

estructura de deformarse inelásticamente sin llegar al fallo y sin una substancial pérdida de resistencia. La ductilidad estructural que se consigue depende de la del mismo acero que se utiliza como armadura, de la cuantía del mencionado acero y de los detalles del armado de las vigas y pilares que componen los pórticos del sistema resistente del edificio.

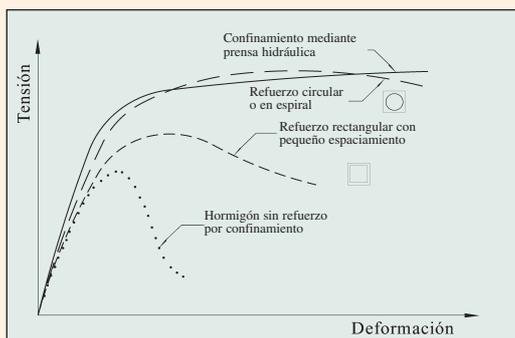
La siguiente figura muestra que debido a la ductilidad se producen grandes incrementos en los desplazamientos x , con incrementos pequeños, nulos o incluso negativos en las fuerzas f . En las normativas sísmicas se definen coeficientes $\gamma = x_{ult}/x_e$, siendo x_{ult} el desplazamiento último del



oscilador y x_e su desplazamiento al límite de fluencia, que reducen la fuerza sísmica de cálculo por ductilidad.

La diferencia entre la resistencia de proyecto y la demanda puede ser muy grande en el caso de terremotos severos, pudiendo llegar a valores de hasta 10 veces mayores que los de cálculo y, por este motivo, edificios modernos, proyectados mediante normativas que utilizan una ductilidad insuficiente, pueden no ofrecer garantías suficientes contra sismos severos.

El hormigón adquiere una cierta ductilidad cuando se confina mediante un refuerzo transversal dispuesto en forma de estribos. En la figura siguiente se muestra esquemáticamente la influencia de refuerzo transversal, tanto en la resistencia como en la ductilidad, para diferentes tipos de confinamiento (Park y Paulay 1991).



La forma de estas curvas depende de variables tales como la relación volumétrica entre el acero transversal y el volumen del núcleo confinado de hormigón, las tensiones de fluencia del acero, el espaciamiento entre el refuerzo transversal, el diámetro de los redondos, la cuantía del refuerzo longitudinal y la resistencia de hormigón.

Vulnerabilidad sísmica

La vulnerabilidad sísmica está directamente relacionada con la calidad del diseño y construcción de las estructuras, la cual depende en gran medida del nivel técnico de las normativas. En el Eurocódigo 8 (E8 1997) que es una de las normativas de diseño sísmico más avanzadas del mundo y que será de obligada aplicación en todos los países de la Unión Europea, se recomienda el cumplimiento de los siguientes requisitos:

- que la estructura no colapse
- limitar su susceptibilidad al daño.

La vulnerabilidad sísmica de una estructura puede expresarse a través de funciones de vulnerabilidad, las cuáles son relaciones gráficas o matemáticas que expresan en forma continua la vulnerabilidad en función de algún parámetro que describa la fuerza del sismo. Dichas funciones nacen de la inspección post-terremoto de las estructuras así como del levantamiento de los daños sísmicos y su posterior estudio estadístico. Tales levantamientos proporcionan como resultado más importante un índice de daño que, caracteriza globalmente la degradación que sufriría una estructura sometida a la acción de un sismo.

En muchos de los estudios de vulnerabilidad y riesgo que se llevan a cabo en el mundo, la evaluación del daño estructural global de los edificios se realiza utilizando la definición de grado de daño global proporcionada por las distintas escalas de intensidad macrosísmicas. Sin embargo, en un análisis más detallado de los resultados de daños obtenidos mediante inspección se caracteriza el comportamiento sísmico global de los edificios mediante un índice de daño global, que toma valores en una escala de 0 a 100. Éste debe caracterizar globalmente la degradación del conjunto de todos los elementos estructurales.

El método del índice de vulnerabilidad (GNBDT 1986) utiliza los datos obtenidos por inspección para realizar una calificación de calidad del diseño y construcción sismorresistente de los edificios mediante un coeficiente denominado índice de



vulnerabilidad. A partir de una inspección post-terremoto se obtiene también un índice de daño que sufre la estructura. Las funciones de vulnerabilidad relacionan los dos índices para cada tipología estructural y para cada grado de intensidad macrosísmica del terremoto.

Para evaluar el daño global de un edificio se califican sus elementos, tanto los que forman parte del sistema resistente como los no estructurales, en una escala entre **A** (ningún daño) y **F** (fallo total). Los elementos considerados son: elementos resistentes verticales, forjados, cubiertas y escaleras. Una vez realizada esta evaluación, los grados de daños **A-F** se relacionan con un índice de daño global del edificio entre 0 y 100.

El cálculo del índice de vulnerabilidad parte de una operación de calificación de once parámetros estructurales cuya influencia sobre el daño sísmico de los edificios de hormigón armado es determinante. Éstos son:

- Organización del sistema resistente.
- Calidad del sistema resistente.
- Resistencia convencional de los materiales.
- Influencia de la cimentación.
- Elementos horizontales.
- Configuración en planta.
- Configuración en elevación.
- Conexión entre los elementos de los sistemas resistentes vertical y horizontal.
- Elementos de baja ductilidad.
- Elementos no estructurales.
- Estado de conservación.

Cada uno de estos parámetros es calificado en clases de calidad entre A y C conforme la calidad del parámetro decrezca. Una vez realizadas las calificaciones se asignan valores numéricos K_i a cada una de dichas clases de acuerdo con una escala propuesta

por Benedetti y Petrini (1984). El valor del índice de vulnerabilidad, I_v , normalizado a valores entre 0 y 100, se obtiene mediante la expresión:

$$I_v = 10 \left(\frac{\sum_{i=1}^{11} K_i \times W_i \times 1}{4} \right)$$

Funciones de vulnerabilidad

Mediante este método ha sido obtenida una función de vulnerabilidad para los edificios afectados por los terremotos ocurridos en las provincias de Almería y Granada en los días 23 de Diciembre de 1993 y 4 de Enero de 1994. Éstos han sido notados en una extensa zona del sur de España, comprendiendo además de las provincias mencionadas, a las de Málaga, Albacete, Jaén y Murcia. Sus epicentros se localizaron, el primero cerca de las poblaciones de San Roque y Berja y el segundo en el mar, a unos 20 km de la costa, frente a las localidades de Almerimar, Balerna y Baños. Se ha determinado que los dos terremotos han alcanzado una intensidad máxima del grado VII en la escala MSK y han producido daños tanto en estructuras de mampostería no reforzada como de hormigón armado. Algunos de los daños observados en los edificios de hormigón armado se muestran en las siguientes tres fotografías.

Los dos tipos de edificios de hormigón armado que más se utilizan en España son los de forjados planos y, en menor medida, las estructuras porticadas con vigas planas. Para evaluar la ductilidad de los edificios porticados con vigas planas, han sido considerados dos edificios del mismo tipo y de similares dimensiones en planta y en elevación. El primero de buena calidad sísmica, tiene un índice de vulnerabilidad de 15; el índice del segundo, que es de baja calidad sísmica, es de 65. Se realizó un cálculo no lineal sometiendo los edificios a fuerzas estáticas horizontales que han sido incrementadas

Foto 1 izquierda. Edificio de hormigón armado de Balerna que ha sufrido daños severos en la planta baja y daños importantes en el primer piso. Sus últimos tres pisos se comportaron prácticamente como un cajón rígido. Los daños se debieron al cambio brusco de rigidez entre la planta baja y el primer piso y a la flexibilidad excesiva del forjado de primer piso.

Foto 2 derecha. Detalles de daños importantes en un edificio de hormigón armado de Guardías Viejas.

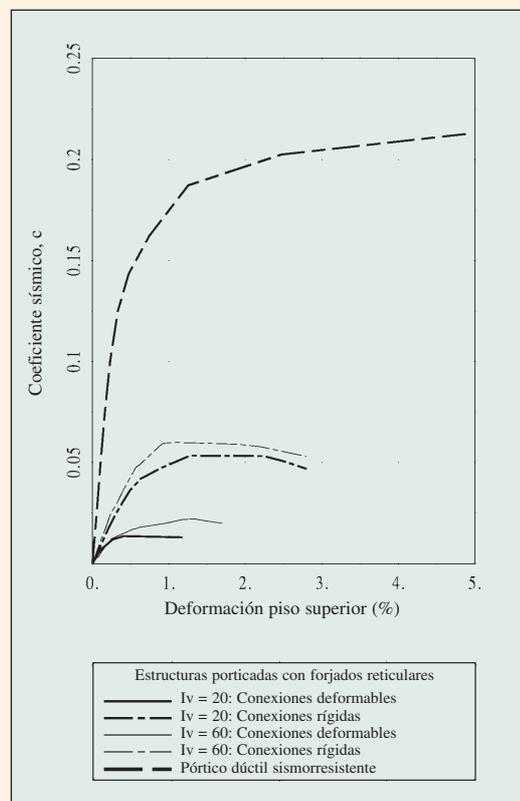
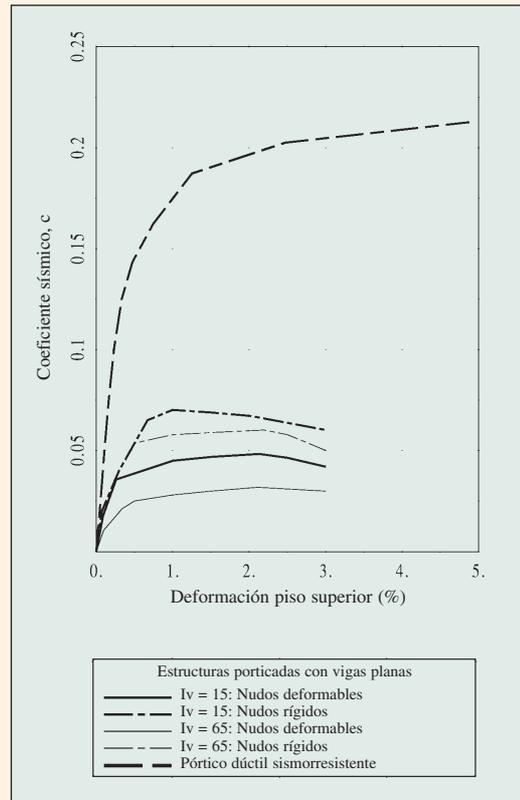
Foto 3 centro. Detalle del daño observado en un pilar de un edificio de hormigón armado ubicado en Adra, con una tipología similar a la del edificio de la anterior figura. Los daños globales de los primeros dos pisos no parecen, a primera vista, tan graves como en el caso anterior, pero se observan daños locales severos en los pilares. El recubrimiento de la armadura está desconchado, dejando ver armaduras corroídas e insuficiencia de estribos; además los dos estribos visibles están rotos.

hasta el fallo estructural, proceso numérico denominado "push over". Como resultado se obtuvo una estimación de la ductilidad global de las estructuras. En la gráfica (a) de la siguiente figura ha sido representado el coeficiente sísmico en función del porcentaje del desplazamiento lateral del piso superior en relación con la altura total del edificio. En la mencionada figura han sido incluidos resultados tanto para edificios de nudos rígidos como para edificios de nudos deformables. Todos muestran la insuficiente ductilidad, es decir, un comportamiento sísmico frágil. En la misma figura ha sido incluida, para comparación, una curva del mismo tipo para un edificio de similares características pero que tiene un diseño sísmico adecuado.

En ninguno de los casos, los coeficientes sísmicos superan el valor del coeficiente sísmico requerido por la normativa sismorresistente vigente en el tiempo del diseño. Pero la normativa española, al igual que todas las demás, especifica unos valores más bajos del coeficiente sísmico suponiendo que el proyectista asegurará un comportamiento dúctil del edificio mediante aplicación de ciertas medidas de diseño y construcción. Sin embargo, tal como puede verse en la figura, las estructuras analizadas presentan una ductilidad insuficiente, puesto que en el instante en que alcanzan su máxima resistencia llegan a una deformación relativa del piso superior de máximo 2%. Por el contrario, en el caso del pórtico semirresistente, que fue diseñado para un coeficiente sísmico de 0.10, se alcanzan valores de hasta 0.22 de dicho coeficiente y, lo más importante, sin que ocurra una caída significativa de resistencia.

En la gráfica (b) de la misma figura pueden verse resultados para los edificios con forjados reticulares. También se consideran dos casos: un edificio de buena calidad sísmica, con un $I_v = 20$ y un segundo de calidad sísmica inferior, con un $I_v = 60$. A los resultados del análisis de *push-over* obtenidos tanto para estructuras con conexiones losa-pilar rígidas, como para modelos con conexiones deformables, se añadieron de nuevo, para comparación, los correspondientes al edificio con diseño sismorresistente adecuado.

Puede observarse que en este caso los edificios tienen un comportamiento sísmico aún más frágil que los porticados con vigas planas. Los coeficientes sísmicos obtenidos no cumplen los requisitos de la normativa de cálculo sísmico utilizada en su diseño. Ninguno de los edificios estudiados presenta ductilidad, la cual alcanza tan solo valores del orden del 1% de deformación



Resultados de un análisis de *push-over* realizado sobre edificios de hormigón armado con diferentes índices de vulnerabilidad sísmica y diferentes conexiones pilar-viga.

- a. Edificios porticados con vigas planas
- b. Edificios con forjados reticulares

relativa del piso superior en el instante de su máxima resistencia. Además de todos estos aspectos muy importantes, los edificios de hormigón armado estudiados tienen una serie de defectos ilustrados en las siguientes tres fotografías, que tienden a incrementar su ya alta vulnerabilidad sísmica.

Se simularon mediante el método de Monte Carlo las funciones de vulnerabilidad sísmica para edificios de mampostería no reforzada, para edificios porticados con vigas planas y para edificios con forjados reticulares que se muestran en las

siguientes tres gráficas (Barbat et al. 1996). En el caso de los edificios porticados con vigas planas, los valores para la intensidad VI MSK no han sido incluidos en la figura puesto que los índices de daño económico fueron inferiores al 5% para todos los I_v . En el caso de los edificios con forjados planos, los valores para la intensidad IX MSK no se muestran debido al hecho de que todas las estructuras colapsarían. Los índices de vulnerabilidad y de daño tan altos pueden explicarse tanto por los tipos de estructuras que son inadecuados en zonas sísmicas como por el detallamiento estructural incorrecto.



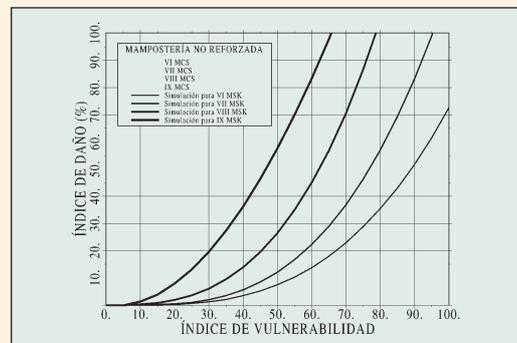
Foto 4. Edificio de hormigón armado con pilares cortos en su base. La mayor rigidez de éstos implica un incremento del esfuerzo cortante que puede producir un fallo frágil de la estructura.



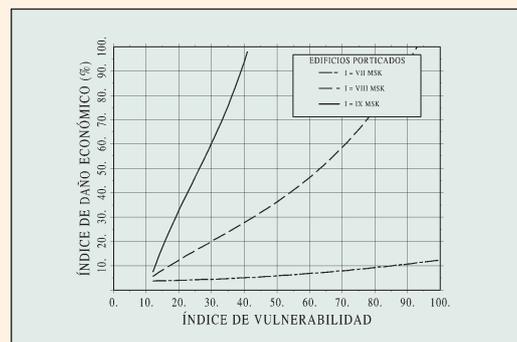
Foto 5. Edificio con el pilar de esquinas insuficientemente armado para resistir acciones sismáticas. Obsérvese que los pilares centrales tienen más armadura, lo que demuestra que la estructura ha sido dimensionada sólo a acciones verticales y estáticas.



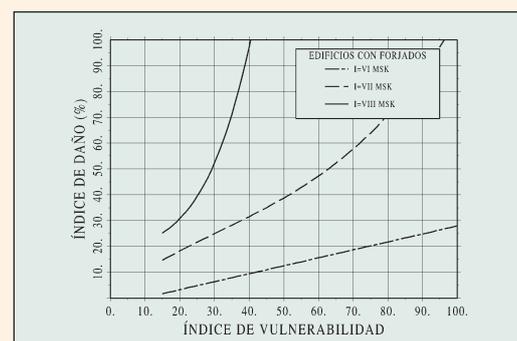
Foto 6. Nudos excesivamente débiles en un edificio de hormigón armado con forjados reticulares. Sus pilares están girados bajo un ángulo de 45º respecto a la dirección según la cual se espera el mayor desplazamiento horizontal durante un terremoto. La conexión pilar-forjado que puede verse es sumamente débil lo que reduce aún más la ductilidad estructural.



Gráfica 1. Funciones de vulnerabilidad obtenidas por simulación para edificios de mampostería reforzada



Gráfica 2. Funciones de vulnerabilidad para edificios porticados de hormigón armado con vigas planas



Gráfica 3. Funciones de vulnerabilidad para edificios de hormigón con forjados planos.

Riesgo sísmico del Eixample de Barcelona

Las funciones de vulnerabilidad simuladas se aplicaron para obtener escenarios de riesgo sísmico en el distrito del Eixample de Barcelona. Dicho distrito, construido de acuerdo con el diseño urbanístico del ingeniero de caminos Ildefons Cerdà, cubre actualmente una superficie de 750 hectáreas de la ciudad y está constituido por manzanas casi simétricas con dimensiones de 113x113 m. El número promedio de niveles de los edificios de la zona es de 6, la altura promedio de 19 m y la superficie promedio de las plantas de los edificios de 281 m².

La mayoría de los edificios existentes son de mampostería no reforzada, están diseñados solamente a cargas verticales y han sido construidos entre 1860 y 1940. El resto son en hormigón armado, construidos durante los años 1960-1970, después de la demolición de algunos edificios antiguos de mampostería. Los edificios de hormigón armado del Eixample son con forjados reticulares o porticados con vigas planas, siendo del tipo contemplado por las funciones de vulnerabilidad de las figuras anteriores. Esto quiere decir que en su cálculo se tomaron en cuenta fuerzas sísmicas, de acuerdo con los requerimientos de la normativa de ese momento, pero no los detalles de diseño que proporcionan ductilidad.

Barcelona se encuentra en una zona de sismicidad moderada y este hecho viene reflejado en las previsiones de las distintas normativas que han existido en España entre 1936 y 1994. En éstas se le asignó a Barcelona un grado de intensidad VII en la escala MSK. A partir de 1997 Barcelona "perdió" el grado VII de intensidad sísmica y, de acuerdo con la normativa NCSE-94 (1994) ha sido incluida en una zona que no requiere diseño sismorresistente alguno de sus edificios. En esta normativa, que utiliza la aceleración máxima del terreno como parámetro de definición de la peligrosidad sísmica, se le asignó a Barcelona una "aceleración sísmica básica" de 0.4 g. Incluso en el caso que se utilizase un coeficiente de riesgo p de 1.3, correspondiente a un período de vida de la estructura de 100 años, se llegaría a un valor de la "aceleración sísmica de cálculo" de 0.529, por debajo del valor límite de 0.69 requerido para que la aplicación de la normativa sea obligatoria. En un estudio reciente de riesgo sísmico, Egozcue et al. (1997) utilizaron la teoría de toma de decisiones para determinar cuál debe ser la intensidad sísmica de diseño de la ciudad de Barcelona. En la siguiente figura puede observarse

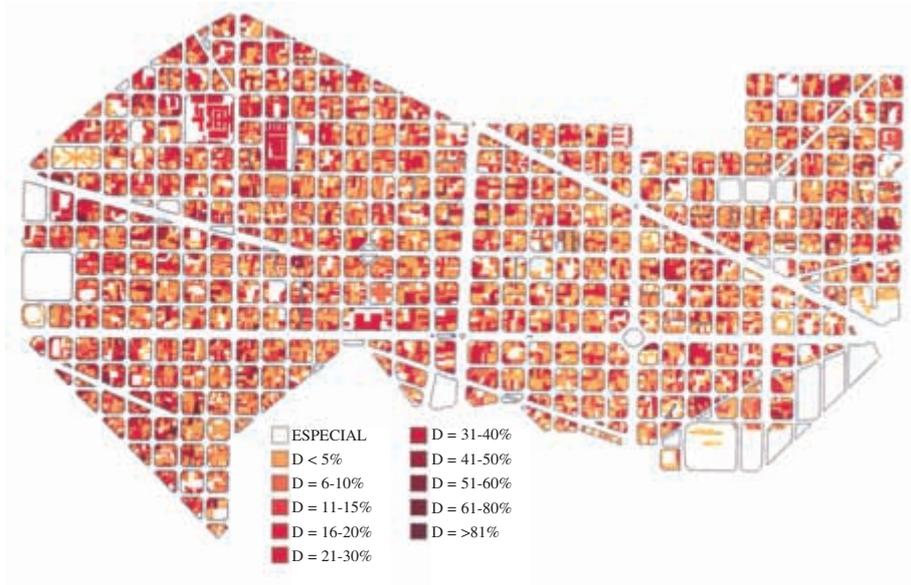
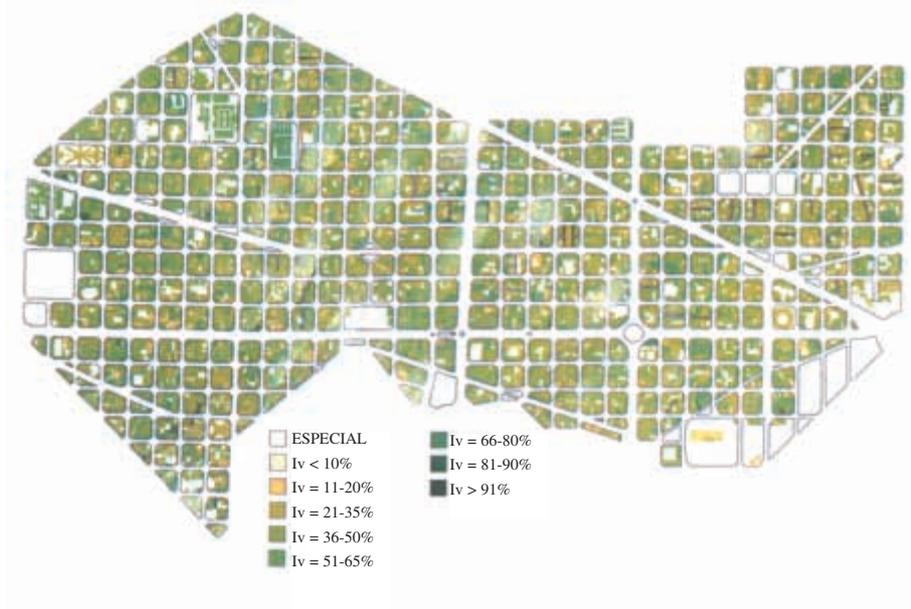
que el coste total esperado en la zona es mínimo para la intensidad macrosísmica VII MSK, por lo cual ésta sería la decisión óptima a tomar por el legislador.

Para simular escenarios de daño en el Eixample se utilizaron las anteriores funciones de vulnerabilidad. Se realizó la simulación de escenarios de daño, utilizando el sistema de información geográfica ARC/INFO. Algunos de los once parámetros del índice de vulnerabilidad se pudieron obtener directamente utilizando información de la base de datos del Ayuntamiento de Barcelona; otros se pudieron inferir a partir de éstos. Finalmente el resto se generó de manera aleatoria utilizando las distribuciones de probabilidad obtenidas a partir de la inspección de una muestra de edificios de la zona. Los resultados obtenidos para el área estudiada fueron representados gráficamente en forma de mapas. En la figura se muestra un posible escenario de daños para un grado de intensidad macrosísmica VII en la escala MSK; obsérvese que la mayoría de los edificios tendrían daños menores del 20%. Sin embargo, el 9% de ellos tendrían un índice de daño entre un 20% y 30% y un 3% tendrían daños severos, mayores de 40% (Barbat et al. 1998).

La vulnerabilidad de los edificios de hormigón armado se puede reducir mejorando su diseño sismorresistente, utilizando las siguientes cuatro posibilidades:

- Utilizar sistemas estructurales adecuados para zonas sísmicas. Si esta condición no se cumple, es prácticamente inútil refinar los detalles de cálculo y diseño.
- Utilizar mejores materiales de construcción, tales como hormigones de calidad y aceros de alta ductilidad.
- Evitar los errores de diseño conceptual al utilizar un sistema estructural adecuado.
- Aplicar detalles de diseño adecuados para el sistema estructural.





Bibliografía anejos

Barbat, AH; Yépez Moya, F; Canas, JA. (1996). **"Damage scenarios simulation for seismic risk assessment in urban zones"**, Earthquake Spectra, **12 (3)**, 371-394.

Barbat, AH; Mena U; Yépez Moya, F. (1998). **"Evaluación probabilística del riesgo sísmico en zonas urbanas"**, Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería, **14 (2)**, 247-268.

Benedetti, D; Petrini, V. (1984). **"Sulla Vulnerabilità sismica di edifici in muratura: Proposte di un metodo di valutazione"**, L'Industria delle Costruzioni, **149**, 66-78, Roma.

Egozcue, JJ; Simarro, G; Díez, PD. (1997). **"Vulnerabilidad sísmica y toma de decisiones"**, Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras, **2 (1)**, 35-38.

E8 (1997). **"Eurocode 8: Desing of structures for earthquake resistance"**, European Committee for Standardization, Brussels.

GNDT (1986). **"Instruzioni per la compilazione della scheda di relivamento esposizione e vulnerabilità degli edifici"**, Grupo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, CNR. Roma.

NCSE-94 (1994). **"Norma de Construcción Sismorresistente, Parte General y de Edificación"**, Comisión Permanente de Normas Sismorresistente, Real Decreto 2543/1994 del 29 de diciembre de 1994, Boletín Oficial del Estado, 33, Miércoles 8 de febrero 1995, 3.936-3.980.

Park, R; Paulay, T. (1991). **"Estructuras de Concreto Reforzado"**, sexta edición, Editorial Noriega-Limusa, México.





GRUPO CELSA Polígono Industrial San Vicente, s/n. - 08755 CASTELLBISBAL (Barcelona) España
Tel. +34 93 773 05 00 - Fax +34 93 773 05 02 | E-mail: sales@gcelsa.com | <http://www.gcelsa.com>