



Publicaciones de Estudiantes

Mas Publicaciones
Sala de Prensa
Testimonios

ARMORS

BOUGHRARA Abderrahman.
UD6054HCI12393

Noviembre 2008

INDICE DE LA MATERIA

Armaduras

	Página
8.0 Introducción	3
8.1 Generalidades	4
8.2 Barras lisas de acero ordinario	8
8.3 Barras de adherencia mejorada	12
8.4 Tipos de aceros de alta resistencia	12
8.5 Características de los aceros de alta resistencia	15
8.6 Soldadura de aceros	21
8.7 Comportamiento a la fatiga de los aceros	25
8.8 Mallas metálicas electrosoldadas	26
8.9 Capacidad mecánica de las armaduras	28
8.10 Cuestionario et ejemplos prácticos de autocomprobación	34
8.11 Notación y unidades	39
8.12 Conclusiones y opiniones	44
8.13 Bibliografía	45



8.14	Cuestionario et ejemplos prácticos de revisión (examen).....	46
8.15	Respuestas al cuestionario et ejemplos prácticos de revisión (examen).....	50
8.16	Aportaciones al acervo cultural humano.....	58

8.0 Introducción

Todos los hormigones armados son construidos con hormigones y armaduras, estas últimas son las que constituyen los elementos fundamentales estructurales de los soportes de una construcción. Las armaduras que se utilizan en el hormigón armado son barras longitudinales que trabajan a esfuerzos de tracción, cuando otros esfuerzos exteriores actúan sobre los elementos de las superestructuras de la construcción. Las características más importantes de las armaduras son aquellas que se conocen con el nombre de mecánicas, geométricas y de adherencia. Las armaduras generalmente



utilizadas en hormigón armado son clasificadas en tres: 1.barras lisas de matiz suave, semiduro y duro, 2.barras de alta adherencia (corrugadas) de matiz, semiduro y duro, 3.mallas electrosoldadas. Los módulos de deformación y límites de elasticidad son también de grande interés y grande utilidad para los cálculos de deformaciones y tensiones. Los ensayos de tracción de la armadura hasta su rotura, se comprueban en el laboratorio, para determinar la resistencia, los alargamientos de rotura y las aptitudes al doblado. Son también útiles y de gran importancia para la hipótesis de los cálculos de hormigón armado.

8.1 Generalidades

Las armaduras empleadas en hormigón armado son, generalmente, barras lisas de acero ordinario, barras corrugadas de acero de alta resistencia y mallas electrosoldadas. Aparte del tipo de acero, interesa tener en cuenta sus características

geométricas, mecánicas y de adherencia que se comentan a continuación.

1º. CARACTERISTICAS GEOMETRICAS

De acuerdo con las Recomendaciones Internacionales del American Concrete Institute (ACI), y sus homólogos Comité Europeo del Hormigón (CEB) y la Federación Internacional del hormigón Pretensado (FIP) y la International Standard Organisation (ISO), las barras empleadas en hormigón armada deben ajustarse a la siguiente serie de diámetros nominales, expresados en milímetros:

5, 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32, 40 mm

Esta serie tiene la ventaja de que las barras correspondientes se diferencian fácilmente unas de otras a simple vista, lo que evita confusiones en obra. Además, la sección de cada una de estas barras equivale aproximadamente a la suma de las secciones de los dos redondos inmediatamente precedentes, lo cual facilita las distintas combinaciones de uso.

Las barras deben suministrarse sin grietas, sopladuras ni mermas de sección superiores al 5 por 100. La determinación de la sección real de una barra no es inmediata en los aceros corrugados, ya que su diámetro varía de unas zonas a otras a causa de los resaltes o corrugaciones. Se utiliza entonces el concepto de sección media equivalente, definido a través del peso de la barra:

$$Area (cm^2) = \frac{Peso (Kg/m)}{0,785} \quad [1]$$

2°. CARACTERISTICAS MECANICAS

Las características mecánicas más importantes para la definición de un acero son: el límite elástico, La resistencia, el alargamiento de rotura y la aptitud al doblado. Las dos primeras califican al acero desde el punto de vista resistente y las dos últimas cuantifican sus cualidades plásticas. Ambos grupos de propiedades son necesarios y se contraponen entre si, por lo que el resultado final obtenido durante el proceso de fabricación es siempre una solución de compromiso. Las tres primeras características mencionadas se determinan mediante el ensayo de tracción, que consiste en someter una barra bruta, sin mecanizar, a un esfuerzo axial de tracción hasta su rotura. La aptitud al doblado se determina a través ensayos prácticos en laboratorio

a) Resistencia o carga unitaria de rotura.

Es la máxima fuerza de tracción que soporta la barra, cuando se inicia la rotura, dividida por el área de la sección inicial de la probeta. Se expresa en Kg/cm². Se denomina también, más precisamente, carga unitaria máxima a tracción.

b) Limite elástico

Es la máxima tensión que puede soportar el material sin que se produzcan deformaciones plásticas o remanentes. Según el tipo de acero, puede tratarse de límite elástico aparente o de límite elástico convencional. Se expresa en Kg/cm².

c) Alargamiento de rotura.

Es el incremento de longitud de la probeta correspondiente a la rotura, expresado en [Mas Publicaciones](#) | [Sala de Prensa - Noticias](#) | [Testimonios](#) | [Página de Inicio](#)

tanto por ciento:

$$\frac{l1 - l0}{l0} * 100 \quad [2]$$

En donde l_0 y l_1 , son, respetivamente, las longitudes inicial y final de la base de medida marcada sobre la probeta. Cuando la base de medida esta centrada en la probeta, incluyendo la zona de estricción, se determina el alargamiento concentrado de rotura o simplemente alargamiento de rotura. Cuando, por el contrario, la zona de rotura no esta incluida en la base, se trata del alargamiento repartido de rotura, cuyo valor es más pequeño que el anterior. En ambos casos se trata de alargamientos remanentes, es decir, medidos después de retirada la carga y no bajo esta.

El alargamiento de rotura varía con la longitud inicial de la base de medida. El valor más comúnmente adoptado para esta longitud es el de cinco diámetros.

d) Ensayo de doblado.

Tiene por objeto comprobar la plasticidad del acero, necesaria para prevenir roturas frágiles durante las manipulaciones de ferralla y transporte. El fenómeno de rotura frágil, es decir, sin absorción importante de energía, se presenta cuando el acero se ve sometido a tensiones multidireccionales aplicadas rápidamente. El riesgo es tanto mayor cuanto mas baja es la temperatura ambiente. Por esta causa suelen presentarse roturas en ganchos y patillas cuando las barras experimentan impactos, como es el caso durante la descarga de redondos ya preparados de ferralla si la maniobra se realiza con poco cuidado.

Se establece el ensayo de doblado simple a 180° , efectuado a 20°C de temperatura, sobre un mandril cuyo diámetro varía con el tipo de acero y el diámetro de la barra (Fig.1)

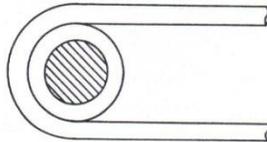


Figura 1

El ensayo se considera satisfactorio si durante el mismo no han aparecido grietas o pelos en la zona curva de la barra. Más severo que este es el ensayo de doblado - desdoblado a 90° que se efectúa sobre un mandril de diámetro doble que en el caso de doblado simple. Como en las obras se presenta a veces la necesidad de doblar y desdoblar barras (por ejemplo, cuando el proceso de ejecución obliga a dejar armaduras en espera) este ensayo cobra gran interés. El ensayo de doblado no debe confundirse con el de plegado, el cual se efectúa con maniobra brusca de fuerte impacto y se utiliza exclusivamente para chapas y productos análogos.

3°. CARACTERISTICAS DE ADHERENCIA

El problema de asignar a una barra de acero un número que exprese sus características de adherencia con el hormigón, ha originado gran cantidad de estudios teórico-experimentales, sin que hasta la fecha pueda decirse que se haya resuelto definitivamente. Existen diversos métodos de ensayo en uso y esta multiplicidad de soluciones es la mejor prueba de que ninguno es completamente satisfactorio.

En general, siempre que entra en juego la resistencia del hormigón a la tracción o al cizallamiento, resulta difícil cuantificar los fenómenos y reflejarlos en formulas precisas. Dos buenos ejemplos son los de adherencia y fisuración, cuyo tratamiento en el cálculo es bastante aleatorio, y con frecuencia, escasamente aproximado.

- a) El más tradicional es el ensayo simple de arrancamiento (pull-out test), en el que se mide la fuerza necesaria para arrancar, el redondo objeto de ensayo, de una probeta de hormigón en que ha sido embebido previamente. Al dividir dicha fuerza por la superficie adherente se obtiene la tensión media de adherencia del acero.

Este ensayo no reproduce las condiciones reales de sollicitación de las barras en las piezas de hormigón, proporcionando resultados excesivamente optimistas, a causa de un electo parásito de zuncho que se produce en el extremo de la barra.

- b) El ensayo de arrancamiento modificado difiere del anterior en que, en este, la longitud de adherencia de la barra se limita a $10 \varnothing$, para lo cual se introducen dos manguitos de plástico en ambos extremos de la barra, que anulan la adherencia en esas zonas. Se elimina así, deparándose de los extremos, la perturbación debida al efecto de zuncho.

En algunas normas, este ensayo se emplea de forma comparativa, tomando como testigo una barra lisa de acero ordinario del mismo diámetro que la corrugada. Esta última se considera como de alta adherencia cuando su fuerza de arrancamiento supera, en un 80 por 100 por lo menos, a la correspondiente a la barra lisa de igual diámetro. El inconveniente que presenta este ensayo es que las dispersiones de resultados son relativamente grandes, debido a las inevitables diferencias existentes en



la superficie de las barras lisas que se toman como testigo.

- c) En los laboratorios, se ensayan comparativamente hasta nueve métodos diferentes, de tipo arrancamiento, de tipo tracción y de tipo flexión, sin llegar a resultados claramente definitivos. Esta variedad da una idea del estado de que habrá más de un coeficiente que se tendrá que considerar.

De los ensayos parece deducirse que los aceros corrugados pueden clasificarse en dos grupos, desde el punto de vista de la adherencia, a los que corresponden coeficientes del orden de 1.4 y 2.0, respectivamente, con respecto al acero liso (coeficiente 1). Al primer grupo pertenecen los aceros de dibujo helicoidal simple y, al segundo, los de resaltos transversales combinados con nervios longitudinales rectos o helicoidales.

Recientemente ha cristalizado un acuerdo internacional respecto a un método desarrollado por beam-test norteamericano de ensayo de adherencia por flexión. El método, ha sido adoptado por la RILEM, el CEB y la FIP. La probeta consiste en dos medias viguetas de hormigón armadas con un redondo pasante, que es la barra objeto de ensayo, y unidas por una rótula metálica en la zona de compresión. La barra normalmente va provista de manguitos de plástico que dejan, en cada semiviga, una longitud adherente de $10 \varnothing$. Con esta disposición se obtienen tres ventajas importantes: se anula el efecto local de apoyos; se conoce con precisión la tensión en la armadura, al conocer exactamente el brazo del par interno; y se obtienen dos resultados por ensayo.

8.2 Barras lisas de acero ordinario

El acero ordinario es de bajo contenido en carbón, (del orden del 0,1 por 100). Su proceso de fabricación se efectúa a partir de lingotes o semiproductos identificados por coladas o lotes, de materia prima homogénea y controlada.

El diagrama tensión - deformación de los aceros ordinarios (fig. 2) consta de un primer tramo rectilíneo OP cuya pendiente es $2.100.000 \text{ Kg/cm}^2$ (modulo de elasticidad). Este punto marca el fin de validez de la ley de Hooke, es decir, de la proporcionalidad entre tensiones y de formaciones.

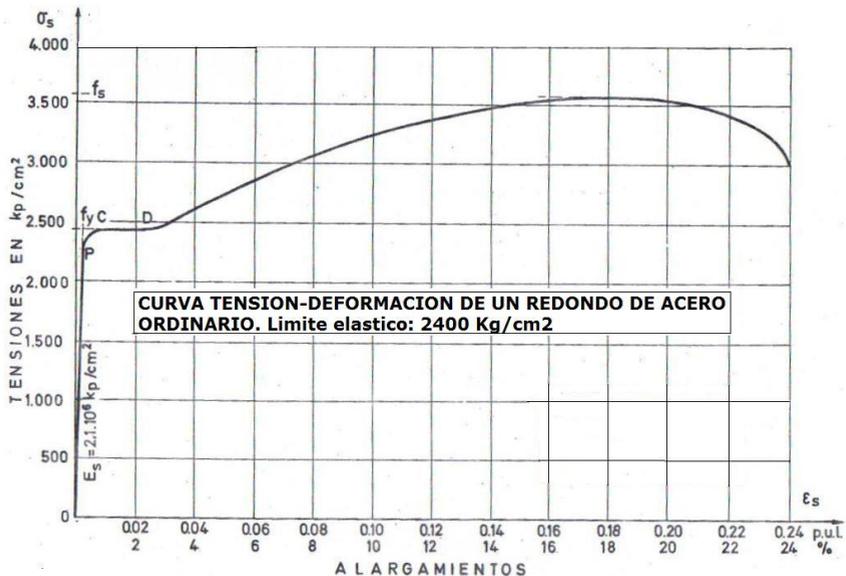


Figura 2

Viene luego una pequeña parte curva ascendente, PC, que termina en un punto llamado limite de elasticidad, a partir del cual comienzan a existir deformaciones remanentes. Es tan pequeña esta zona del diagrama que se supone inexistente, haciéndose coincidir los puntos P y C. Con ello, se identifican el tramo elástico y la recta de Hooke. Aparece después una zona CD de grandes alargamientos a tensión prácticamente constante, es decir, un escalón horizontal (escalón de plasticidad o de cadencia) a la altura del límite elástico aparente f_y . El escalón de cadencia llega hasta una deformación del orden del 2 por 100 o mayor y, a partir de ahí, el diagrama se incurva en forma creciente, con grandes alargamientos, hasta llegar a una tensión



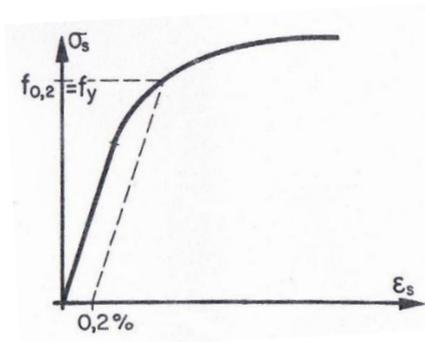
máxima o tensión de rotura que se presenta con alargamientos del orden del 25 por 100.

Armaduras

10

Es en este momento cuando aparece la estricción en las probetas de ensayo. Mas allá de este valor continua el diagrama con valores decrecientes, hasta un valor final llamado tensión ultima (o mejor, carga unitaria ultima), al que corresponde la rotura física de la probeta de ensayo, con separación en dos trozos. La rama descendente corresponde al intervalo comprendido entre el comienzo de la estricción y la rotura de la probeta.

En caso de duda se considera como limite elástico la tensión $\sigma = f 0,2$ que produce una deformación remanente del 0,2 por 100 (fig.3); y como limite de proporcionalidad, la tensión que produce una deformación remanente de 10^{-5}



Definición del límite elástico convencional

diagrama tensión – deformación, simplificado (fig.4) compuesto de dos segmentos rectilíneos, uno OA que corresponde al modulo de elasticidad constante:

$E_s = 2,1 \cdot 10^6 \text{ Kg/cm}^2$, y el otro AB paralelo al eje de deformaciones, cuya ordenada corresponde al limite elástico f_y . El empleo del acero ordinario en hormigón armado esta siendo desplazado cada vez más por el de acero de alta resistencia, que presenta sobre el anterior, ventajas de índole técnica y económica. El acero ordinario se reserva casi exclusivamente para aquellos casos en los que se requiere gran facilidad de doblado (ciertas barras en espera) o se precisa una superficie lisa no adherente (por ejemplo, pasadores en grasados entre losas de pavimentos).

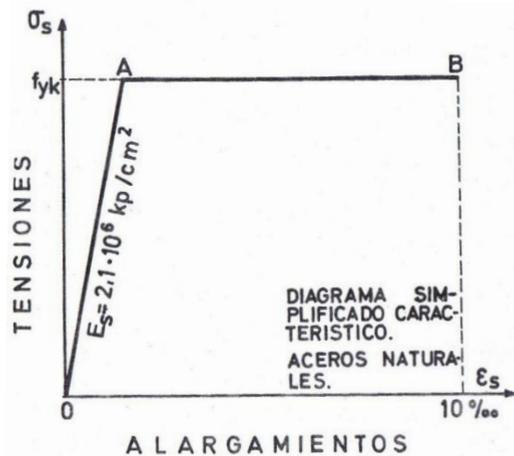


Figura 4

8.3 Barras de adherencia mejorada

Los aceros de alta resistencia nacen de la idea de elevar el límite elástico del acero ordinario, ganando resistencia, a igualdad de peso, en mayor proporción de lo que aumenta el coste de fabricación.

Al aumentar la tensión de trabajo del acero se incrementa la amplitud de la fisuración en el hormigón. Para conseguir que ello se efectúe a costa del número de fisuras y no de su ancho que es, lo peligroso, es necesario aumentar la adherencia entre las barras y el hormigón. Por ello, la idea de alto límite elástico va unida siempre a la idea de adherencia mejorada.

Las barras de adherencia mejorada o barras corrugadas están normalizadas en las Recomendaciones Internacionales (ACI), y (CEB).

Se estudian a continuación los distintos tipos de aceros de alta resistencia; sus características geométricas, adherentes y mecánicas; su soldabilidad y su comportamiento a la fatiga.

8.4 Tipos de aceros de alta resistencia

La elevación del límite elástico se puede conseguir por dos procedimientos distintos: mediante una adecuada composición química del acero o mediante tratamientos físicos posteriores a la laminación.

En el primer caso se eleva la proporción de carbono, lo que aumenta las resistencias,

[Mas Publicaciones](#) | [Sala de Prensa - Noticias](#) | [Testimonios](#) | [Página de Inicio](#)

la vez que se añaden cantidades pequeñas de otros elementos, fundamentalmente manganeso y silicio. La fabricación se efectúa en horno eléctrico. Se obtienen así los llamados aceros de dureza natural, que se laminan en caliente igual que los ordinarios, pero imprimiéndoles en los cilindros de laminación unos resaltos o corrugaciones para mejorar su adherencia. En el segundo caso, se estiran y retuercen en frío barras de acero ordinario, o de acero de dureza natural, controlando cuidadosamente las variables del proceso. Este trabajo mecánico produce una elevación de las características resistentes (límite elástico y tensión de rotura) y una disminución de las plásticas (alargamiento y aptitud al doblado). Se obtienen así los aceros endurecidos por deformación en frío. La diferencia entre ambos tipos se pone de manifiesto en el diagrama tensión -deformación. Los aceros de dureza natural conservan el escalón de cadencia, tanto más corto cuanto más resistentes son; los endurecidos en Frío pierden dicho escalón, mostrando un diagrama curvilíneo continuamente creciente hasta rotura (fig.5). Por ello no puede hablarse en este caso de límite elástico aparente, adoptándose como límite elástico convencional (fig. 3), la tensión que produce una deformación remanente de 0,002 (0,2 por 100).

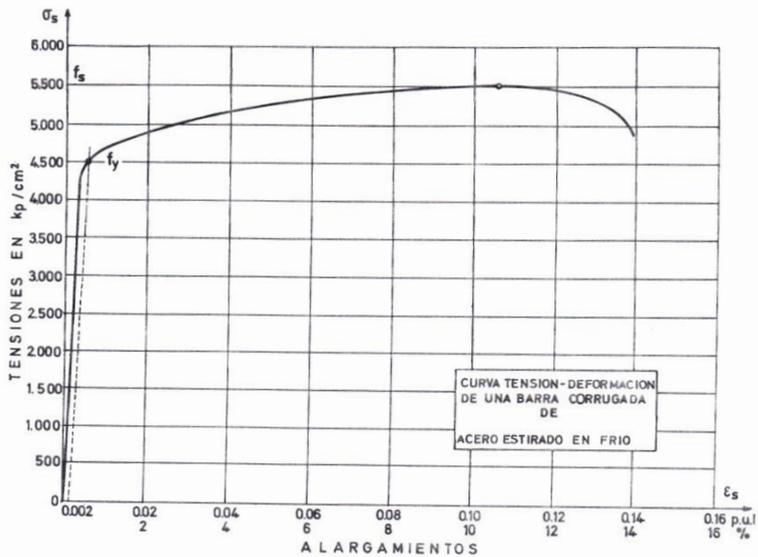
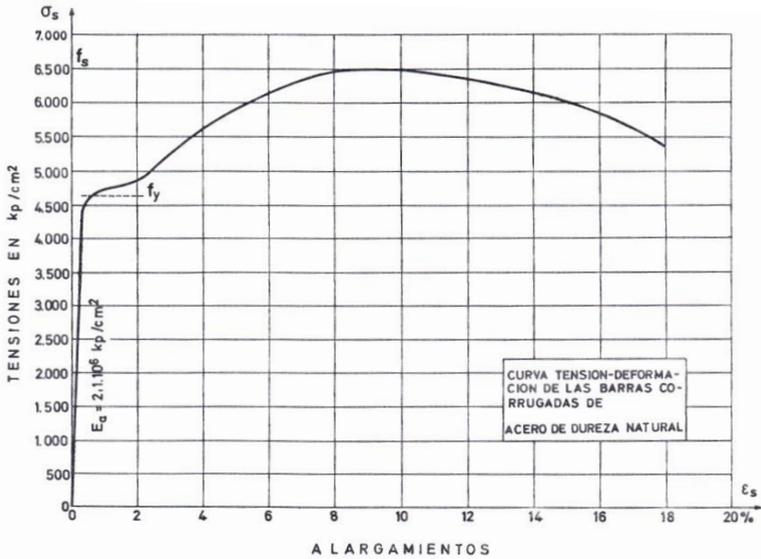




Figure 5

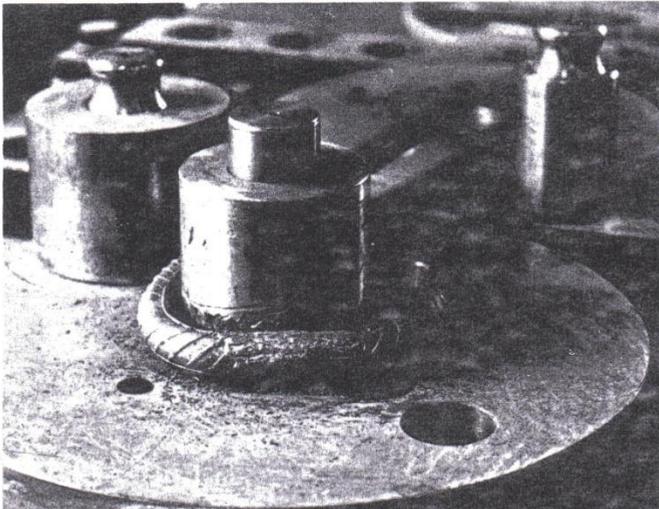
Armaduras

14

Algunos aceros de buena adherencia y doblado de una barra soldada



Algunos aceros de adherencia mejorada



8.5 Características de los aceros de alta resistencia

A las características generales incluidas en el apartado 8.1 pueden añadirse las particulares que a continuación se indican.

1º .CARACTERISTICAS GEOMETRICAS Y ADHERENTES

Al no ser constante ni circular la sección recta de barras corrugadas, se define como diámetro medio equivalente el que corresponde a un cilindro de revolución de peso específico 7,85 kg/dm³ y del mismo peso por metro lineal que la barra corrugada. Los valores equivalentes del diámetro y la sección se calculan mediante las formulas:

$$\text{Diámetro medio equivalente: } \quad \mathbf{\varnothing = 12,8 \sqrt{g}} \quad \mathbf{[3]}$$

$$\text{Sección media equivalente: } \quad \mathbf{A = 1,27 * g} \quad \mathbf{[4]}$$

Con \varnothing en mm, A en cm² y g, peso unitario de la barra, en kg/m.

Los valores medios equivalentes deben coincidir con los nominales, que son aquellos respecto a los cuales se establecen las tolerancias de suministro. En la tabla 1 figuran dichos valores nominales.



Publicaciones de Estudiantes

Mas Publicaci
Sala de Prensa
Testimonios

Armaduras

16

TABLA 1
VALORES NOMINALES DE LAS BARRAS
CORRUGADAS

Díámetro nominal \varnothing (mm)	Peso nominal por metro g (kg/m)	Sección nominal A (cm ²)
6	0,22	0,28
8	0,40	0,50
10	0,62	0,79
12	0,89	1,13
14	1,21	1,54
16	1,58	2,01
20	2,47	3,14
25	3,85	4,91
32	6,31	8,04
40	9,87	12,56
50	14,31	19,63

La forma de corrugado viene definida por una serie de parámetros, tales como: altura de los resaltos, separación entre ellos o paso de hélice, anchura de los cordones longitudinales si los hay, etc. En general, suelen cumplirse las condiciones siguientes:



Altura de resalto.....	≈ 0,05 Ø
Anchura del resalto.....	≈ 0,1 Ø
Separación longitudinal de resaltos.....	≈ 1,5 Ø
Anchura de nervios longitudinales.....	≈ 0,1 Ø

Siendo Ø el diámetro de la barra.

Las características de adherencia son objeto, en Los Estados Unidos, en Europa y en el resto del mundo, de un certificado de homologación que se otorga a los aceros que cumplen la condición de alta adherencia. La posesión de este certificado es obligatoria para los fabricantes de aceros corrugados, según las normativas y Recomendaciones Internacionales.

2º. CARACTERÍSTICAS MECANICAS

Las características mecánicas de las barras corrugadas, de acuerdo con las normas Internacionales son las indicadas en la tabla 2.

TABLA 2
CARACTERISTICAS MECANICAS
DE LAS BARRAS CORRUGADAS

Clase de acero	Límite elástico f_y en kp/cm^2 no menor que	Carga unitaria de rotura f_s en kp/cm^2 no menor que	Alargamiento en rotura en % sobre base de 5 diámetros no menor que	Relación $\frac{f_s}{f_y}$ en ensayo no menor que
Dureza natural	4200	5500	18	1,25
Estirado en frío	4200	5000	12	1,10
Dureza natural	4600	6000	16	1,25
Estirado en frío	4600	5500	11	1,10
Dureza natural	5000	6500	14	1,20
Estirado en frío	5000	6000	10	1,10
Dureza natural	6000	7200	12	1,15
Estirado en frío	6000	6600	8	1,10

TABLA 3
BARRAS CORRUGADAS

Diámetro del mandril en el ensayo de	
Doblado simple	Doblado-desdoblado
3 Ø	6 Ø
3,5 Ø	7 Ø
4 Ø	8 Ø
5 Ø	10 Ø

- El alargamiento y el cociente f_s/f_y entre la carga unitaria de rotura y el límite elástico, están relacionados con la capacidad de aviso y la reserva de resistencia que presenta el acero en las proximidades de la rotura. Por ello se acotan ambos inferiormente (tabla 2).
- Los aceros de dureza natural presentan, para ambas características, valores más altos que los deformados en frio, porque el proceso de fabricación de estos últimos disminuye su alargamiento y aproxima entre si los valores f_y y f_s .
- El establecimiento del límite más conveniente para la relación f_s/f_y ; es objeto de debate entre los especialistas. Los partidarios de admitir un limite bajo aducen, en favor de su tesis, la capacidad de aviso que se ha obtenido en numerosos ensayos efectuados con aceros de baja relación f_s/f_y . Frente a ellos, numerosos proyectistas subrayan la conveniencia de que las Normas de Hormigón Armado estimulen a los fabricantes para que eleven el cociente f_s/f_y de sus aceros, estimando que dicho valor está relacionado con la seguridad real de las estructuras.

Se relaciona con este punto el valor prescrito para el límite elástico de cálculo del acero, que las Norma Internacionales de hormigón fijan como el más pequeño de los dos siguientes:

- Limite elástico f_y , dividido por 1,10.
- Carga unitaria de rotura f_s , dividida por 1,30.

Armaduras

19

Al ser $130 = 1,10 \times 1,18$, eso significa que si el limite elástico es mayor de $f_s / 1,18$ no se puede considerar en el calculo el exceso sobre dicho cociente.

- A efectos de su tratamiento en el calculo, el diagrama tensión - deformación simplificado que se emplea para los aceros de dureza natural es el mismo birrectilineo adoptado para los aceros ordinarios (fie. 4). Para los aceros endurecidos por deformación en Frio, el ACI y CEB recomiendan el formado por la recta de Hooke y una parte curva, de acuerdo con las ecuaciones siguientes:

$$\text{– para } 0 < \sigma_s < 0,7 * f_{yk}: \quad \epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} \quad [5]$$

$$\text{– para } \sigma_s > 0,7 * f_{yk}: \quad \epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} + 0,823 * \left[\frac{\sigma_s}{f_{yk}} \right]^5 \quad [6]$$



Estas ecuaciones, aptas para el computador, definen el diagrama de la (fig.6) y permiten un tratamiento general de este tipo de acero en el cálculo. Naturalmente, cuando se trata de una marca determinada, siempre se puede emplear el diagrama garantizado por el fabricante.

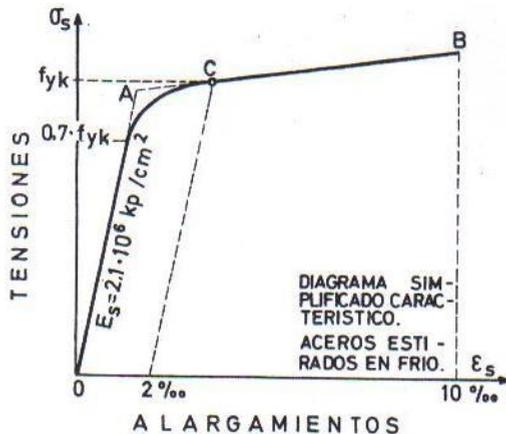


Figure 6

Conviene señalar que los aceros endurecidos por deformación en frío mejoran sus características resistentes con el tiempo (envejecimiento), hasta transcurridas dos o tres semanas de su fabricación. El límite elástico y la carga de rotura pueden aumentar en un 10 al 15 por 100, mientras que el alargamiento de rotura puede disminuir en la misma proporción. Por esta causa recomiendan las normas que, antes de efectuar los ensayos mecánicos de estos tipos de armaduras, se sometan las barras a un envejecimiento artificial, calentándolas a 250°C durante media hora o, simplemente, hirviéndolas en agua durante una hora. La forma de suministro de los aceros, sean naturales o deformados en frío, influye también en sus características mecánicas. Los diámetros medios y grandes, que se suministran en barras, no experimentan alteración de sus características de origen. En cambio, los diámetros finos pueden verse alterados por efecto del enrollamiento, con disminución de su límite elástico y carga de rotura. La preparación de probetas de ensayo obtenidas de rollos debe ser especialmente cuidadosa, para no introducir durante el enderezamiento tensiones parasitas. La operación debe efectuarse suavemente, con utillaje de madera y no metálico.

8.6 Soldadura de aceros

En los aceros de dureza natural, la aptitud al soldeo depende de su composición química. Normalmente, los de uso común poseen las características necesarias (contenidos en azufre, fosforo, carbono y silicio por debajo de ciertos limites) para ser saldables. El problema es diferente en los aceros endurecidos por deformación en frio, ya que un calentamiento prolongado de los mismos puede provocar la perdida de las características resistentes que ganaron en el proceso de deformación. Esta circunstancia, que origina el que sea prohibitivo doblar en caliente estos aceros, a trajo en principio recelos acerca de la soldabilidad de los aceros deformados en frio.

Posteriormente, la realización de gran número de ensayos ha demostrado que el tiempo de exposición a cada temperatura de soldeo es inferior al necesario para que se vea afectado el acero en sus características resistentes.

Para calificar de soldable un acero para hormigón armado, se efectúan ensayos de tracción y de doblado. El de tracción se realiza sobre tres probetas de una misma barra, una de ellas soldada y las otras dos sin soldadura, determinándose los diagramas carga unitaria-alargamiento y la carga total de rotura. Deben cumplirse las dos condiciones siguientes:

1. La carga total de rotura de la probeta soldada no presenta una disminución superior al 5 por 100 de la carga total de rotura media de las otras dos probetas, ni es inferior a la carga de rotura garantizada.



2. Al comparar el diagrama carga unitaria-alargamiento de la probeta soldada con el más favorable de los dos correspondientes a las probetas testigo, ningún punto del primero aparece por debajo del 95 por 100 del valor correspondiente en el Segundo.

En cuanto al ensayo de doblado, se efectúa el doblado simple de tres probetas soldadas sobre mandril de diámetro igual al que corresponde en el ensayo de doblado-desdoblado. (Apartado 8.2 y tabla 3) debiendo obtenerse resultados satisfactorios. La aptitud al soldeo de un acero, natural o deformado en frío, puede ser objeto de ensayos de homologación, en forma análoga a las características de adherencia.

1°. METODOS DE SOLDEO

Para soldar barras en hormigón armado se admiten tres métodos de empalme:

- a tope por resistencia eléctrica, según el método llamado “ por chispas”, que incluye en su ciclo un periodo de forja;
- a tope al arco eléctrico, achaflanando los extremos de las barras, y
- a solapo con cordones longitudinales, para barras de diámetro no superior a 25 mm.

- a) El método de soldeo a tope por resistencia eléctrica es de ejecución automática. Las dos barras se cortan perpendicularmente a sus ejes y se disponen en las dos mordazas de la maquina de soldar, la cual hace pasar por ellas una corriente eléctrica de elevada potencia, automáticamente regulada en función del diámetro de las barras. El fuerte calentamiento provocado origina un principio de fusión en los extremos de las barras y, en ese momento, las mordazas disparan una contra otra, juntando las barras con un golpe seco (forja) que provoca su unión íntima. Toda la operación dura unos pocos segundos y no existe material de aportación. Este método puede utilizarse con cualquier tipo de acero y diámetro de barras, estando indicado en los casos en que se trata de empalmar en taller gran número de ellas.

- b) El método de soldeo a tope al arco eléctrico utiliza el material de aportación de un electrodo, cuyas características dependen del tipo de acero que se suelda y del diámetro de las barras. Corresponde al fabricante del acero indicar el electrodo adecuado en cada caso.

La preparación de los extremos de las barras debe realizarse, siempre que sea posible, en forma simétrica (preparación en X). Esto exige que se puedan voltear las barras, para que el soldador actúe en ambos lados de la X, depositando material alternativamente a uno y otro lado hasta completar el relleno con un sobreespesor del orden del 10 al 20 por 100.

Si no pueden voltearse las barras, la preparación de extremos se realiza en V o en U. Esta forma asimétrica no es recomendable, especialmente con diámetros grandes.

El método de soldadura a tope al arco eléctrico debe preferirse cuando se trata de un pequeño número de empalmes. No conviene utilizar este método con diámetros inferiores a 20 mm, especialmente en aceros deformados en frío, porque la concentración de calor puede perjudicar la calidad de la unión.

- c) El método de soldeo a solapo con cordones longitudinales, emplea la misma técnica del arco eléctrico con electrodo y es el único utilizable cuando no hay libertad de volteo de barras (empalmes sobre encofrado, armaduras en espera, etc.).

La longitud de los cordones no debe exceder de cinco veces el diámetro de las barras, para no concentrar un calor excesivo en las mismas. Si es necesaria mayor longitud, debe dividirse ésta en segmentos de $5 \varnothing$ porque, además de la razón apuntada, parece demostrado que con mayores longitudes no se produce un trabajo uniforme del cordón en todo su recorrido, al ser solicitado longitudinalmente.

La longitud necesaria de los cordones puede calcularse con la hipótesis simple de que la transmisión a cortante de la soldadura debe igualar a la carga de rotura de las barras empalmadas. Es prudente afectar del coeficiente $2/3$ la resistencia teórica a tracción del material de aportación, así como contar con un exceso teórico del 50 por 100, en previsión de posibles defectos de ejecución.

De lo anterior y suponiendo un espesor de cordón de $0,2 \varnothing$, resulta la formula práctica:

$$l = 10 * \frac{fs}{fo} * \varnothing \quad [7]$$

Con los siguientes significados:

l = longitud necesaria;

fs = tensión de rotura de la barra;

fo = tensión de rotura del electrodo;

\varnothing = diámetro de la barra.

Como los valores de fs y fo suelen ser próximos, puede retenerse la idea de que la longitud del cordón debe ser del orden de 10 veces el diámetro de la barra.

El procedimiento de empalme por solapo no debe emplearse con diámetros muy gruesos, porque entonces la disposición de cordones resulta insuficiente para transmitir la totalidad del esfuerzo. Las normas suelen establecer el límite en $\varnothing = 25$ mm, habiéndose obtenido buenos resultados con diámetros superiores ($\varnothing = 32$ mm) a base de efectuar un relleno frontal complementario para evitar el cambio brusco de sección y, con ello, el fenómeno de entalladura (fig. 7).

Armaduras

24



Figure 7

2º. CONTROL DE SOLDADURAS

Tanto si se hacen en taller como en obra, debe ejercerse un control de las uniones soldadas, dada la responsabilidad que entrañan. En primer lugar, los soldadores deben ser operarios calificados que hayan superado las pruebas de aptitud especificadas en las normas.

Respecto a las soldaduras, deben realizarse ensayos de doblado sobre 3 probetas por cada 150 uniones realizadas, o por cada 50 en caso de control estricto. Si se trata de uniones por solapo, el ensayo de doblado se sustituye por el de tracción. Cuando en un ensayo de tracción se produce la rotura por la unión soldada, debe ensayarse de nuevo el trozo de barra remanente, para comprobar la tensión de rotura real del acero. Es

muy aconsejable la inspección radiográfica de soldaduras, que debe confiarse a un laboratorio especializado.

3°. RECOMENDACIONES DE PROYECTO

De la experiencia y de la literatura especializada se entresacan las siguientes:

- El número y posición de las uniones soldadas deben figurar en los planos. Conviene reseñar también el método de soldeo.
- Las uniones soldadas deben proyectarse en zonas alejadas de fuertes tensiones, siempre que sea posible, y preferiblemente, próximas a las zonas de momento nulo.
- No es conveniente concentrar en una misma sección más del 20 por 100 de empalmes soldados respecto al total de barras.
- Las dos recomendaciones anteriores no son necesarias para barras que trabajen a compresión.
- No deben disponerse soldaduras en los codos, ángulos o zonas de trazado curvo de las armaduras.

Armaduras

25

- Conviene distanciar las soldaduras correspondientes a barras contiguas, en 20 diámetros para barras lisas y 10 diámetros para barras corrugadas.
- Cuando no actúen esfuerzos dinámicos, puede contarse con una capacidad resistente de la unión soldada igual a la de las barras, siempre que la ejecución este sometida a control.
- Cuando puedan actuar esfuerzos dinámicos, es prudente contar tan solo con

el 80 por 100 de la capacidad mecánica de las barras y extremar el control de la ejecución.

- Las soldaduras por solapo deben rodearse de estribos adicionales para absorber las tensiones tangentes que aparecen en su entorno.

8.7 Comportamiento a la fatiga de los aceros

No se conoce a fondo el comportamiento de los aceros a la fatiga, es decir, a solicitaciones variables repetidas gran número de veces (del orden de un millón al menos) que provocan en el material variaciones de tensión entre dos valores extremos. Las solicitaciones oscilantes (que hacen variar la tensión entre $+\sigma$ y $-\sigma$) tienen menos importancia práctica en hormigón armado que las solicitaciones alternadas, que hacen variar la tensión entre σ y $\sigma + \Delta\sigma$. En cualquier caso, se llama endurance o límite de fatiga al valor máximo de la carrera de tensiones $\Delta\sigma$ tal que se puede repetir infinitas veces sin que se alcance la rotura del material. Normalmente y, a efectos prácticos, se denomina resistencia a la fatiga de un acero a la mayor carrera de tensiones $\Delta\sigma$ que es capaz de soportar en 2 millones de ciclos sin romperse. La resistencia a la fatiga es función de la tensión inferior σ , siendo tanto menor cuanto a más próximo a cero es el valor de σ . Las estructuras que pueden verse sometidas a fatiga no son muy frecuentes, ciertos puentes de ferrocarril, cimentaciones de algunas máquinas oscilantes, ciertos puentes-grúa o estructuras afines, obras marítimas sujetas a la acción de las olas, algunos casos de estructuras expuestas a viento, etc. En estos casos, las cargas variables pueden provocar fallos por fatiga, los cuales son siempre bruscos y sin posibilidad de detección previa. De la literatura especializada se entresacan a continuación algunas ideas fundamentales que pueden ser útiles:

- Las variables que mis influyen en el fenómeno son: la carrera de tensiones, $\Delta\sigma$, el valor inferior de la tensión c y las características gerenticas de las barras (forma del corrugado).
- La presencia de entalladuras, resaltos discontinuos y pintos singulares en general. hace disminuir la resistencia a fatiga, especialmente cuando su position coincide con la zona de barra sometida a tensión máxima.
- Las consideraciones de fatiga no son determinantes en el dimensionamiento de armaduras trabajando a tracción, cuando se emplean aceros de límite elástico inferior a 4.200 Kg/cm²
- Las consideraciones de fatiga no son determinantes en el dimensionamiento de armaduras trabajando a compresión, cuando se emplean aceros de límite elástico inferior a 5.000 Kg/cm².
- Cuando la carrera de tensiones, $\Delta\sigma$ se mantiene par debajo de los 1.500-1.800 Kg/cm² no se presentan fallos por fatiga en aceros de hasta 5.000 kg/cm² de límite elástico.

8.8 Mallas metálicas electrosoldadas

Un tipo de armaduras de gran interés para su reemplazo en elementos de hormigón armado de tipo superficial son las mallas de acero electrosoldado (fig. 8).

Las mallas se componen de dos sistemas de alambres o barras paralelos, de acero estirado en frio, o trefilado, formando retículas ortogonales y unidas mediante soldadura eléctrica en sus puntos de contacto. Generalmente, el límite elástico de los aceros es de 5.000 kg/cm² y su carga de rotura mínima 5.500 kg/cm²: modernamente están apareciendo también valores de 6.000 y 6.600 kg/cm², respectivamente.

Las mallas se suministran en témpanos o paneles de dimensiones tipificadas (en general con longitudes de hasta 6 metros y anchuras del orden de 2 metros), o bien en rollos cuando se trata de alambres de pequeño diámetro (menos de 4 o 5 mm). Bajo

[Mas Publicaciones](#) | [Sala de Prensa - Noticias](#) | [Testimonios](#) | [Página de Inicio](#)



pedido, las casas fabricantes suelen servir tipos especiales. La distancia entre barras longitudinales, cuyo diámetro puede llegar a 12 mm, suele ser de 50, 75, 100, 150 o 200 mm. Las barras transversales van a distancias variables según los tipos, de forma que la cuantía transversal resulta igual a la longitudinal, o a un medio, a un tercio, a un cuarto o a un quinto de la longitudinal. De esta forma se cubren las distintas necesidades de la práctica. Una condición importante que deben cumplir las mallas es que la resistencia a esfuerzo cortante de cada nudo soldado (ensayo de despegue o en cruz) sea como mínimo igual al 35 por 100 de capacidad mecánica real (no minorada) del alambre o barra longitudinal, es decir, del más grueso de los dos que se sueldan.

Armaduras

27

Las ventajas que pueden obtenerse con el empleo de mallas electrosoldadas son: fácil colocación en obra, ahorro de trabajo de ferralla, buen anclaje debido a la presencia de la armadura transversal, supresión de ganchos, etc.

El empleo de mallas electrosoldadas esta especialmente indicado en losas, forjados, depósitos, muros, zapatas, etc., y, en general, en elementos superficiales que requieren armaduras repartidas de pequeño diámetro.

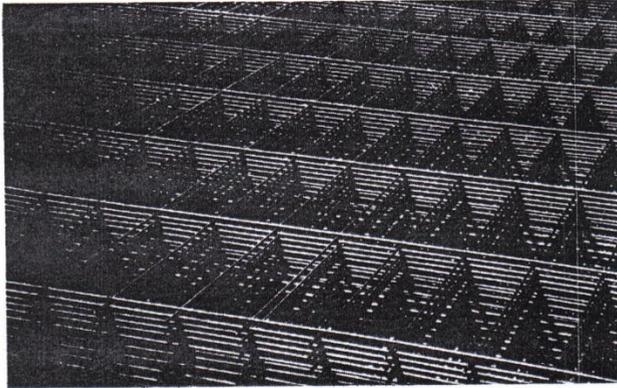


Figure 8

8.9 Capacidad mecánica de las armaduras

Con objeto de facilitar el proyecto y cálculo de las secciones de hormigón armado, que más adelante se desarrolla, se incluyen en este apartado unas tablas con las capacidades mecánicas de las armaduras.

Se llama capacidad mecánica U de una armadura al producto del área de su sección por su resistencia de cálculo, es decir:

$$U_s = A_s * f_{yd} \quad [8]$$

Las tablas de las capacidades mecánicas se han realizado para los aceros de límites elásticos $f_{yk} = 2.200; 2.400; 4.000; 4.200; 4.500; 4.600; 4.800$ y 5.000 kg/cm^2 (equivalentes a $220; 240; 400; 420; 450; 460; 480$ y 500 N/mm^2). El coeficiente de minoración γ_s con el que se ha calculado es $\gamma_s = 1,15$.

Se debe tener en cuenta que, para las armaduras comprimidas, se considera el mismo límite elástico de tracción, con la limitación $f_{yd} \leq 4.200 \text{ kg/cm}^2$. Por esta causa se ha incluido también una tabla (tabla 7.13) de capacidades mecánicas para las armaduras de límite elástico $f_{yk} \geq 4.800 \text{ kg/cm}^2$, que trabajen a compresión.

Por último, las tablas de capacidades mecánicas pueden utilizarse para otros coeficientes de minoración distintos de $1,15$, aumentando o disminuyendo, según corresponda, en un 5 por 100 el valor dado por la tabla cuando se trabaje con $\gamma_s = 1,10$ o con $\gamma_s = 1,20$.

TABLA 4

SECCIONES EN cm^2 Y PESOS

CUALQUIER TIPO DE ACERO

Diámetro \varnothing (mm)	Peso g (kg/m)	NUMERO DE BARRAS								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
5	0,15	0,19	0,39	0,59	0,78	0,98	1,18	1,38	1,57	1,77
6	0,22	0,28	0,56	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54
8	0,40	0,50	1,00	1,51	2,01	2,51	3,01	3,52	4,02	4,52
10	0,62	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07
12	0,89	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,91	9,05	10,18
14	1,21	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,77	12,32	13,86
16	1,58	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,09
20	2,47	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,84	21,99	25,14	28,28
25	3,85	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18
32	6,31	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,26	56,30	64,34	72,38
40	9,87	12,56	25,13	37,70	50,26	62,83	75,40	87,96	100,50	113,10

TABLA 5

$U = A \cdot f_{yd}$ $U' = A' \cdot f_{yd}$
CAPACIDAD MECANICA EN TONELADAS

f_{yk} (kp/cm²)
= **2.200**

Diámetro	NUMERO DE BARRAS
----------	------------------

TABLA 6

$U = A \cdot f_{yd}$ $U' = A' \cdot f_{yd}$
CAPACIDAD MECÁNICA EN TONELADAS

f_{yk} (kp/cm²)
= **2.400**

Diámetro Ø (mm)	NUMERO DE BARRAS									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	0,41	0,82	1,23	1,64	2,05	2,46	2,87	3,28	3,69	4,10
6	0,59	1,18	1,77	2,36	2,95	3,54	4,13	4,72	5,31	5,90
8	1,05	2,10	3,15	4,20	5,25	6,29	7,34	8,39	9,44	10,49
10	1,64	3,28	4,92	6,56	8,20	9,83	11,47	13,11	14,75	16,39
12	2,25	4,50	6,75	9,00	11,25	13,50	15,75	18,00	20,25	22,50



Publicaciones de Estudiantes

Mas Publicaci
Sala de Prensa
Testimonios

TABLA 8

$U = A \cdot f_{yd}$ $U' = A' \cdot f_{yd}$
CAPACIDAD MECANICA EN TONELADAS

f_{yk} (kp/cm²)
= **4.200**

Diámetro ∅ (mm)	NUMERO DE BARRAS									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	0,72	1,43	2,15	2,87	3,59	4,30	5,02	5,74	6,45	7,17
6	1,03	2,07	3,10	4,13	5,16	6,20	7,23	8,26	9,29	10,33
8	1,84	3,67	5,51	7,34	9,18	11,01	12,85	14,69	16,52	18,36
10	2,87	5,74	8,61	11,47	14,34	17,21	20,08	22,95	25,82	28,68
12	4,13	8,26	12,39	16,52	20,65	24,78	28,91	33,04	37,17	41,31
14	5,62	11,24	16,87	22,49	28,11	33,73	39,35	44,98	50,60	56,22
16	7,34	14,69	22,03	29,37	36,72	44,06	51,40	58,75	66,09	73,43
20	11,47	22,95	34,42	45,89	57,37	68,84	80,32	91,79	103,26	114,74
25	17,93	35,86	53,78	71,71	89,64	107,57	125,49	143,42	161,35	179,28
32	29,37	58,75	88,12	117,49	146,86	176,24	205,61	234,98	264,35	293,73
40	45,89	91,79	137,68	183,58	229,47	275,37	321,26	367,16	413,05	458,95

Trabajo a tracción o compresión. – Calculada con $\gamma_s = 1,15$.

TABLA 9

$U = A \cdot f_{yd}$ $U' = A' \cdot f_{yd}$
CAPACIDAD MECANICA EN TONELADAS

f_{yk} (kp/cm²)
= **4.500**

Diámetro ∅ (mm)	NUMERO DE BARRAS									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	,77	1,54	2,30	3,07	3,84	4,61	5,38	6,15	6,91	7,68
6	1,11	2,21	3,32	4,43	5,53	6,64	7,74	8,85	9,96	11,06
8	1,97	3,93	5,90	7,87	9,83	11,80	13,77	15,74	17,70	19,67
10	3,07	6,15	9,22	12,29	15,37	18,44	21,51	24,59	27,66	30,73
12	4,43	8,85	13,28	17,70	22,13	26,55	30,98	35,40	39,83	44,26
14	6,02	12,05	18,07	24,09	30,12	36,14	42,17	48,19	54,21	60,24
16	7,87	15,74	23,60	31,47	39,34	47,21	55,07	62,94	70,81	78,68
20	12,29	24,59	36,88	49,17	61,47	73,76	86,05	98,35	110,64	122,93
25	19,21	38,42	57,62	76,83	96,04	115,25	134,46	153,67	172,87	192,08
32	31,47	62,94	94,41	125,88	157,35	188,82	220,29	251,77	283,24	314,71

TABLA 10

$U = A \cdot f_{yd}$ $U' = A' \cdot f_{yd}$
CAPACIDAD MECANICA EN TONELADAS

f_{yk} (kp/cm²)
= **4.600**

Diámetro Ø (mm)	NUMERO DE BARRAS									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85
6	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31
8	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11
10	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42
12	4,52	9,05	13,57	18,10	22,62	27,14	31,67	36,19	40,72	45,24
14	6,16	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	61,58
16	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42
20	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10	125,66
25	19,64	39,27	58,91	78,54	98,18	117,81	137,45	157,08	176,72	196,35
32	32,17	64,34	96,51	128,68	160,85	193,02	225,19	257,36	289,53	321,70
40	50,27	100,53	150,80	201,06	251,33	301,59	351,86	402,12	452,39	502,66

Trabajo a tracción o compresión. – Calculada con $\gamma_s = 1,15$.

Armaduras

33

TABLA 12

$U = A \cdot f_{yd}$
CAPACIDAD MECANICA EN TONELADAS

f_{yk} (kp/cm²)
= 5.000

Diámetro Ø (mm)	NUMERO DE BARRAS									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	0,85	1,71	2,56	3,41	4,27	5,12	5,98	6,83	7,68	8,54
6	1,23	2,46	3,69	4,92	6,15	7,38	8,61	9,83	11,06	12,29
8	2,19	4,37	6,56	8,74	10,93	13,11	15,30	17,48	19,67	21,85
10	3,41	6,83	10,24	13,66	17,07	20,49	23,90	27,32	30,73	34,15
12	4,92	9,83	14,75	19,67	24,59	29,50	34,42	39,34	44,26	49,17
14	6,69	13,39	20,08	26,77	33,46	40,16	46,85	53,54	60,24	66,93
16	8,74	17,48	26,23	34,97	43,71	52,45	61,19	69,93	78,68	87,42



Publicaciones de Estudiantes

Mas Publicaci
Sala de Prensa
Testimonios

8.10 Cuestionario et ejemplos prácticos de auto comprobación

Cuestión 1

Sabiendo que la utilización de las armaduras es necesaria para cualquier tipo de construcciones en hormigón armado, y constituyen una de las que se conocen con el nombre de características geométricas. Decir ¿Cuáles son los diámetros nominales utilizados, casi en todo el mundo?

Respuesta:

Los diámetros nominales más utilizados en cualquier tipo de construcciones en hormigón armado son los siguientes:

5, 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32, 40 mm

Expresados en milímetros:

Ejemplo 2

Sabiendo que la superficie de un círculo es $S = r^2$, y los diámetros nominales más utilizados en cualquier tipo de construcciones en hormigón armado, son los siguientes:

5, 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32, 40 mm

¿Determinar cuales son los pesos en Kg/m de dichos diámetros? Convertir los diámetros en cm. Y utilizar la formula [1] para su solución.

Datos:

Densidad del hierro = 7850 Kg/m³

Solución:

Despejando la fórmula 1 queda así:

$$S = r^2 * \pi = \text{Area (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Peso (Kg/m)} = \text{Area (cm}^2\text{)} * 0,785$$

Resulta la tabla siguiente:

Diametros, pesos y superficies en cm2

Diámetro nominal \varnothing (mm)	Peso nominal por metro g (kg/m)	Sección nominal A (cm ²)
6	0,22	0,28
8	0,40	0,50
10	0,62	0,79
12	0,89	1,13
14	1,21	1,54
16	1,58	2,01
20	2,47	3,14
25	3,85	4,91
32	6,31	8,04
40	9,87	12,56
50	14,31	19,63

Ejemplo 3

Sabiendo que un alargamiento de rotura o ensayo de tracción, a producido sobre una barra de $1\text{ m} = 100\text{ cm}$, ha incrementado su longitud en $10^{-4} = 0,0001\text{ cm}$

Utilizando la formula [2] Decir ¿en cuanto por ciento ha incrementado dicha barra?

l_0 = longitud inicial = $1\text{ m} = 100\text{ cm}$

l_1 = longitud final = $100 + 10^{-4}\text{ cm}$

Solución:

$$\frac{l_1 - l_0}{l_0} * 100 = 10^{-4}\text{ cm} = 0,0001\text{ cm por ciento}$$

Cuestión 4

Describir las características mecánicas más importantes de lo aceros, y explicar su significado.

Respuesta:

Las características mecánicas más importantes de los aceros son: La resistencia o carga unitaria, el límite elástico, el alargamiento de rotura y la aptitud al doblado.

Definición:

- a) Resistencia o carga unitaria de rotura.

Es la máxima fuerza de tracción que soporta la barra, cuando se inicia la rotura, dividida por el área de la sección inicial de la probeta. Se expresa en Kg/cm². Se denomina también, más precisamente, carga unitaria máxima a tracción.

- b) Limite elástico

Es la máxima tensión que puede soportar el material sin que se produzcan deformaciones plásticas o remanentes. Según el tipo de acero, puede tratarse de límite elástico aparente o de límite elástico convencional. Se expresa en Kg/cm².

c) Alargamiento de rotura.

Es el incremento de longitud de la probeta correspondiente a la rotura, expresado en tanto por ciento

d) Ensayo de doblado.

Tiene por objeto comprobar la plasticidad del acero, necesaria para prevenir roturas frágiles durante las manipulaciones de ferralla y transporte. El fenómeno de rotura frágil, es decir, sin absorción importante de energía, se presenta cuando el acero se ve sometido a tensiones multidireccionales aplicadas rápidamente. El riesgo es tanto mayor cuanto mas baja es la temperatura ambiente. Por esta causa suelen presentarse roturas en ganchos y patillas cuando las barras experimentan impactos, como es el caso durante la descarga de redondos ya preparados de ferralla si la maniobra se realiza con poco cuidado.

Cuestión 5

La adherencia de los aceros constituye una propiedad fundamental, que permite la realización de hormigón armado, y que gracias a ella, los esfuerzos pueden transmitirse del hierro al hormigón, y del hormigón al hierro. Ahora bien,

existen diversos métodos de ensayos y multitud de soluciones para determinar los y esfuerzos de arrancamiento y por consiguiente las tensiones de adherencia. Describir estos ensayos.

Respuesta:

Se pueden describirse en estos tres:

- a) El más tradicional es el ensayo simple de arrancamiento (pull-out test), en el que se mide la fuerza necesaria para arrancar, el redondo objeto de ensayo, de una probeta de hormigón en que ha sido embebido previamente. Al dividir dicha fuerza por la superficie adherente se obtiene la tensión media de adherencia del acero.

- a) El ensayo de arrancamiento modificado difiere del anterior en que, en este, la longitud de adherencia de la barra se limita a $10 \varnothing$, para lo cual se introducen dos manguitos de plástico en ambos extremos de la barra, que anulan la adherencia en esas zonas. Se elimina así, deparándose de los extremos, la perturbación debida al efecto de zuncho.

- b) En los laboratorios, se ensayan comparativamente hasta nueve métodos diferentes, de tipo arrancamiento, de tipo tracción y de tipo flexión, sin llegar a resultados claramente definitivos. Esta variedad da una idea del estado de que habrá más de un coeficiente que se tendrá que considerar.

8.11 Notación y unidades

Introducción

En general, tanto las notaciones como las unidades, y especialmente las primeras, difieren de unos países a otros. Raros son los libros y material escrito en general que coinciden en sus notaciones, lo que conduce a errores de interpretaciones algunas veces y a complicaciones innecesarias siempre.

En los últimos años se han realizado grandes esfuerzos internacionales para conseguir sistemas unificados en todo el mundo. Esta unificación esta prácticamente conseguida hoy, a nivel de objetivos, en lo que se refiere a unidades técnicas, gracias a la aceptación universal del llamado Sistema Internacional de Unidades S.I., cuya incorporación a la practica se va efectuando poco a poco en los diferentes países.

En lo que se refiere a notaciones, la unificación sigue un proceso más lento, incluso a nivel de objetivos. El acuerdo Internacional de la notación es el que basa sobre las notaciones oficiales del American Concrete Institute (ACI), Comité Europeo del Hormigón (CEB) y de la International Standard Organisation (ISO).

NOTA:

en esta asignatura del plan de estudios 3ª Fase, se han utilizado, solamente las unidades y notaciones que lo abarcan; las demás serán desarrolladas y utilizadas para las próximas asignaturas.

Letras mayúsculas romanas

A = Área

Ac = Área de la sección del hormigón.

Ae = Área efectiva.

As = Área de la sección de la armadura en tracción (Simplificación: A).

A's = Área de la sección de la armadura en compresión (Simplificación: A).

As1 = Área de la sección de la armadura en tracción, o menos comprimida (Simplificación: A1).

As2 = Área de la sección de la armadura en compresión, o más comprimida (Simplificación: A2).

Ast = Área de la sección de la armadura transversal (Simplificación: At).

C = Momento de inercia de torsión.

E = Modulo de deformación.

Ec = Modulo de deformación del hormigón.

Es = Modulo de elasticidad del acero.

F = Acción.

Fd = Valor de calculo de una acción.

Fm = Valor medio de una acción.

Fk = Valor característico de una acción.

G = Carga permanente. Modulo de elasticidad transversal.
Gk = Valor característico de la carga permanente.
K = Cualquier coeficiente con dimensiones.
M = Momento flector.
Md = Momento flector de calculo.
Mr = Momento de fisuración del hormigón en flexión.
M μ = Momento flector último.
N = Esfuerzo normal.
Nd = Esfuerzo normal de calculo.
N μ = Esfuerzo normal último.
P = Fuerza de pretensado.
Q = Carga variable.
Ok = Valor característico de Q
S = Solicitación. Momento de primer orden de un área.
Sd = Valor de calculo de la sollicitación.
T = Momento torsor. Temperatura.
Td = Momento torsor de calculo.
T μ = Momento torsor Último.
Uc = Capacidad mecánica del hormigón.
Us = Capacidad mecánica del acero (Simplificación: U).
V = Esfuerzo cortante.
Vd = Esfuerzo cortante de calculo.
Vu = Esfuerzo cortante último.
W = Modulo resistente. Carga de viento.
X = Reacción o fuerza en general, paralela al eje x.
Y = Reacción o fuerza en general, paralela al eje y.
Z = Reacción o fuerza en general, paralela al eje z.

Letras minúsculas romanas

a = Flecha. Distancia.

[Mas Publicaciones](#) | [Sala de Prensa - Noticias](#) | [Testimonios](#) | [Página de Inicio](#)

b = Anchura; anchura de una sección rectangular.

be = Anchura eficaz de la cabeza de una sección en T.

bw = Anchura del alma o nervio de una sección en T.

c = Recubrimiento.

d = Altura útil. Diámetro.

d^* = Distancia de la fibra más comprimida del hormigón al centro de gravedad de la armadura de compresión ($d^* = d_2$).

e = Excentricidad.

f = Resistencia.

fc = Resistencia del hormigón a compresión.

fcd = Resistencia de calculo del hormigón a compresión.

fc. est = Resistencia característica estimada del hormigón (Simplificación: f.est).

fcj = Resistencia del hormigón a compresión, a los j días de edad.

fck = Resistencia característica del hormigón a compresión.

fcm = Resistencia media del hormigón a compresión.

fct = Resistencia del hormigón a tracción.

fs = Carga unitaria de rotura del acero.

fy = Limite elástico aparente de un acero natural. Limite elástico convencional, a 0,2 por 100, de un acero deformado en frío. $f_{0.2}$ = Limite elástico convencional, a 0,2 por 100, de un acero deformado en frío.

fyd = Resistencia de calculo de un acero.

fyk = Limite elástico característico de un acero.

g = Carga permanente repartida. Aceleración debida a la gravedad.

h = Canto total o diámetro de una sección. Espesor.

hf = Espesor de la placa de una sección en T.

i = Radio de giro.

j = numero de días.

k = Cualquier coeficiente con dimensiones.

l = Longitud.

lb = Longitud de anclaje.

le = Longitud de pandeo.

lo = Distancia entre puntos de momento nulo.

m = Momento (lector por unidad de longitud o de anchura.

n = Número de objetos considerado. Coeficiente de equivalencia.

q = Carga variable repartida.

r = Radio.

s = Espaciamiento. Separación entre planos de armaduras transversales. Desviación típica.

w = Anchura de fisura.

x = Coordenada. Profundidad del eje neutro.

y = Coordenada. Profundidad del diagrama rectangular de tensiones.

z = Coordenada. Brazo de palanca.

Letras minúsculas griegas:

Alfa: α (Angulo. Coeficiente adimensional).

Beta: β (Angulo. Coeficiente adimensional).

Gamma: γ (Coeficiente de ponderación o seguridad. Peso específico).

γ_m : (Coeficiente de minoración de la resistencia de los materiales.)

γ_c : (Coeficiente de seguridad o minoración de la resistencia del hormigón)

γ_s : (Coeficiente de seguridad o minoración del límite del acero)

γ_f : (Coeficiente de seguridad o ponderación de las acciones o solicitaciones).

γ_n : (Coeficiente de seguridad o ponderación complementario de las acciones o solicitaciones).

γ_r : (Coeficiente de seguridad a la fisuración)

Delta: δ (Coeficiente de variación)

Épsilon: ϵ (Deformación relativa)

ϵ_c (Deformación relativa del hormigón)

ϵ_{cc} (Deformación relativa de fluencia).

ϵ_{cs} (Deformación relativa de retracción).

ϵ_s (Deformación relativa del acero)

ϵ_c (Deformación relativa de la armadura más traccionada, o menos comprimida (e 1).

ϵ_{c1} (Deformación relativa de la armadura más comprimida o menos traccionada (e 2).

Eta: η (Coeficiente de reducción relativo al esfuerzo cortante.)

Lambda: λ (Coeficiente adimensional.)

Mu: μ (Momento flector reducido o relativo)

Nu: ν (Esfuerzo normal reducido o relativo)

Xi: ξ (Coeficiente sin dimensiones)

Rho: ρ (Cantidad geométrica)

Sigma: σ (Tensión normal)

σ_c (Tensión en el hormigón)

- σ_s (Tensión en el acero)
- σ_{s1} : (Tensión de la armadura mastraccionada, o menos comprimida (s1).
- σ_{s2} : (Tensión de la armadura mas comprimida, o menos traccionada (s2).
- σ_I : (Tensión principal de tracción)
- σ_{II} : (Tensión principal de compresión)
- Tau: τ (Tensión tangente)
- τ_b : (Tensión de adherencia)
- τ_w : (Tensión tangente del alma)
- τ_{wd} : (Valor de cálculo de τ_w)
- τ_{wu} : (Valor Ultimo de la tensión tangente de alma)
- τ_{td} : (Valor del calculo de la tensión tangente de torsión)
- τ_{tu} : (Valor ultimo de la tensión tangente de torsión.)
- Phi: ϕ (Coeficiente adimensional)
- Psi: ψ (Coeficiente adimensional)
- Omega: ω (Cuantía mecánica)

Unidades

Las Normas Internacionales ACI - CEB – FIB adoptan el sistema métrico decimal llamado “Sistema Internacional de Unidades S.I” por la Conferencia General de Pesos y Medidas, admitiendo que puede continuar empleándose por ahora el “Sistema Práctico M.K.S.” (Metro-Kilopondio-segundo). La correspondencia entre las unidades de ambos sistemas es la siguiente:

Un kilogramo (Kg) o kilogramo-fuerza (kgf) vale alrededor de 9,8 newton (N):

$$1 \text{ Kg} = 1 \text{ kgf} = 9,8 \text{ N}$$

E inversamente:

$$1\text{N} = 0,102 \text{ Kg} = 0.102 \text{ kgf}$$

Por consiguiente, 10 N corresponden a 1 Kg con error aproximado de un 2 por 100.

Un kilopondio por centímetro cuadrado (1 Kg/cm²) vale alrededor de 98.000 pascal (Pa),

Siendo el pascal un newton por metro cuadrado:

$$1 \text{ Kg/cm}^2 = 98.000 \text{ Pa} = 98.000 \text{ N/m}^2$$

Se recomienda utilizar el newton por milímetro cuadrado (N/mm²), también llamado megapascal (MPa) o

Meganewton por metro cuadrado (MN/m²):

$$1 \text{ N/mm}^2 = 1 \text{ MN/m}^2 = 10.2 \text{ Kg/cm}^2$$

Por consiguiente, 0,1 N/mm² corresponden a 1 Kg/cm² con error aproximado de un 2 por 100.

8.12 Conclusiones y opiniones

[Mas Publicaciones](#) | [Sala de Prensa - Noticias](#) | [Testimonios](#) | [Página de Inicio](#)

Conclusiones:

Las armaduras, junto a los hormigones, constituye el elemento más esencial en las estructuras que componen una construcción. Su utilidad en dichos elementos es de gran importancia. Las armaduras que, normalmente se utilizan en construcciones de hormigón armado son de tres tipos: las barras lisas de acero ordinario, las barras corrugadas de acero de alta resistencia y las mallas electrosoldadas. Las características más importantes de las armaduras son: las características geométricas, mecánicas y de adherencia. De la característica de adherencia nace lo que se conoce con el nombre de, límite de elasticidad y modulo de deformación. El límite de elasticidad, son los alargamientos máximos de ensayo, que se producen en las barras, tanto las de dureza natural como las barras ordinarias, aplicando a ellas esfuerzos de tracción, y, que estos alargamientos son proporcionales a las fuerzas que actúa sobre ellos (ley de Hooke). Se concluye así: La fuerza de tracción y de ensayo al llegar a los 2400 Kg/cm², las barras pueden recobrar sus formas iniciales después de los alargamientos, esto para los aceros ordinarios. Para las barras corrugadas o de alta adherencia, la fuerza de tracción o de ensayo llega hasta a los 4200 Kg/cm². Cuando los esfuerzos de tracción o de ensayo, sobre pasan los 2400 Kg/cm² en el caso de las barras ordinarias y 4200 Kg/cm² en el caso de las de alta adherencia, las barras ya no pueden recobrar sus formas iniciales después de los alargamientos. Se dice entonces, que los limites de elasticidad son 2400 Kg/cm² (para aceros ordinarios), y 4200 Kg/cm² (para aceros de alta adherencia). El modulo de deformación o modulo de Young es una constante física de deformación, Su valor es (Es) = 2100000 Kg/cm². Tanto los limites de elasticidad de los aceros, como el modulo de deformación, son muy útiles en los cálculos de las estructuras de las construcciones. Observación: existen otros límites de elasticidades que llegan hasta los 6000 Kg/cm², son los de aceros de dureza natural, ensayados y estirados en frio. Se dejan para casos muy especiales.

Opiniones:

Los tres tipos de armaduras que se utilizan en construcción: barras lisas de acero ordinario, barras corrugadas de acero de alta resistencia y las mallas electrosoldadas deben ser confeccionadas por las empresas fabricantes, con el máximo cuidado, respetando la cantidad necesaria de la dosis en el contenido del carbono. Así mismo, los fabricantes, tienen que seguir las Recomendaciones Internaciones Normalizadas, y poseer certificados de referencia conocida (ISO, ACI. CEB. DIN. Etc.). Las armaduras de las barras lisas de acero ordinario, en mi opinión ya no tienen que ser utilizadas en las estructuras de hormigón armado, debido a su menor resistencia en relación con las barras de los aceros de alta resistencia, pero se pueden dejar para todas aquellas construcciones secundarias, tales como aceras, borduras de barandillas, losas apoyadas sobre suelos, etc.....

[Mas Publicaciones](#) | [Sala de Prensa - Noticias](#) | [Testimonios](#) | [Página de Inicio](#)

Sin olvidar, como siempre, agradezco mucho, el sistema y método educativo - cultural de la Universidad AIU, al Dto. Académico, a Student services, y al Estimado Personal de la Universidad por Su esfuerzo trabajo de colaboración en este tipo de aprendizaje y enseñanza, útil y moderno, y con perspectivas hacia un futuro más claro y progresivo.

Student: BOUGHRARA Abderrahman
ID: UAD6054HCII2393.

Armaduras

45

8.13 Bibliografía

Millán Gómez, Simón (2006), Procedimientos de Mecanizado, Madrid

Sandvik Coromant (2006), Guía Técnica de Mecanizado, AB Sandvik Coromant

Larbáburu Arrizabalaga, Nicolás (2004), Máquinas. Prontuario. Técnicas máquinas herramientas., Madrid

Luis Colasante (2006), L'étude des superficies de l'acier inoxydable austénitique AISI 304 après une déformation plastique et un procédé d'abrasion., Venezuela, merida. ...etc.

Pierre Charon. "Le calcul et la vérification des ouvrage en béton armé. (Théorie et Application)". Francia

Pierre Charon. "La méthode de Cross et le Calcul pratique des Constructions Hyperstatiques. (Théorie et Application)". Francia

A. Guérin - R.C.Lavaur. " Traité de Béton Armé ". Francia

Albert Fuentes. "Calcul pratique des ossatures de Bâtiments en Béton Armé".

[Mas Publicaciones](#) | [Sala de Prensa - Noticias](#) | [Testimonios](#) | [Página de Inicio](#)

Francia

Victor Davidovici. “ Béton Armé ”. Francia

J.Goulet. “ Résistance des matériaux” Francia

M. Albegés - A. Coin. “ Résistance des matériaux”. Francia

“Règles Techniques de Conception et de Calcul des
Ouvrages et Construction en Béton Armé”. Francia

“Règles définissant les effets de la neige et du vent” “ Règles parasismiques
2000”. Francia

Meseguer A.G–Montoya P.J. –Moran “ Hormigón Armado. Es paña

8.14 Cuestionario et ejemplos prácticos de revisión (examen)

Cuestión 1

Se dice que los alargamientos que se producen en los ensayos de tracción sobre las barras de acero son esfuerzos que tienden a verificar las tensiones y alargamientos (deformaciones), pero antes de que se produzca la deformación, es

[Mas Publicaciones](#) | [Sala de Prensa - Noticias](#) | [Testimonios](#) | [Página de Inicio](#)



decir, que al cesar los esfuerzos que sobre ellos actúan, estos recobran sus formas iniciales. ¿Decir cuales son los límites elásticos de los aceros ordinarios y de alta resistencia o barras corrugadas?

Cuestión 2

La generación de la ley de Hooke, dice que, los alargamientos (deformaciones antes de la ruptura) que se producen en cualquier ensayo de tracción, son proporcionales a las fuerzas que sobre ellos actúan, y que cada deformación, se inicia con un modulo de deformación o modulo de Young. ¿Decir cual es el modulo de deformación o de Young que la experiencia ha demostrado para los aceros?

Cuestión 3

Sabiendo que, tanto el límite elástico de los aceros, o el modulo de deformación de dichos aceros, ¿decir que son exactamente y cuales son sus utilidades?

Ejemplo 4

Se sabe que la formula para determinar la sección o área de acero de las armaduras de una viga en hormigón armado es $A = \frac{M}{\sigma_s}$. Calcular dicha armadura, y distribuirla en barras de 20 mm de diámetro.

Datos:

A = área = sección de las armaduras

M = momento flector de la viga = 56 toneladas. Metro = 5600000 Kg.cm

= tensión del acero de dureza natural = 2800 Kg/cm²

Z = brazo de palanca de la viga = 80 cm

Ejemplo 5

Sabiendo que, completamente una viga de acero en perfil metálico, apoyada sobre dos apoyos o pilares, con una carga repartida de 2 toneladas/metro lineal, y una longitud luz de 12 metros. Esta viga posee una inercia o capacidad para no salir del reposo absoluto de 141208 cm⁴. El un modulo de deformación es igual a $E_s = 2.100.000$ Kg/cm². ¿Determinar la deformación de esta viga?

Ejemplo 6

Representar gráficamente el diagrama tensión - deformación de un acero ordinario, cuyo modulo de deformación es: $E_s = 2100000 \text{ Kg/cm}^2$, y explicar su significado.

Armaduras

48

Ejemplo 7

Sabiendo que la tensión de tracción () de un acero endurecido por deformación en frío es inferior a 30 % del límite de elasticidad de 4200 Kg/cm^2 (f_yk). Determinar cual es su deformación relativa. Utilizar la formula [5]

Datos:

$$f_yk = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 0,7 * 4200 \text{ Kg/cm}^2 = 2940 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_s = 2100000 \text{ Kg/cm}^2$$

Ejemplo 8

Sabiendo que la tensión de tracción (σ_s) de un acero endurecido por deformación en frío es superior al límite de elasticidad (f_yk) de 4200 Kg/cm^2 , disminuido este último en 30% . Determinar cual es su deformación relativa. Utilizar la formula [6] para su solución.

Datos:

$$f_yk = 0,7 * 4200 \text{ Kg/cm}^2 = 2940 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 4000 \text{ Kg/cm}^2 =$$

$$E_s = 2100000 \text{ Kg/cm}^2$$

Cuestión 9

Al ser las características geométricas de los aceros, importantes y familiarizadas

[Mas Publicaciones](#) | [Sala de Prensa - Noticias](#) | [Testimonios](#) | [Página de Inicio](#)

con el estudiante, dominante del estudio practico de las armaduras que entran en la construcción de piezas en hormigón armado, determinar una tabla donde figuran dichas características.

Ejemplo 10

Determinar cuales son las capacidades mecánicas de los aceros con un límite elástico de 4200 Kg/cm², sabiendo que la formula general para su cálculo es:

$$Us = As * fyd \quad [8]$$

El coeficientes de minoración utilizado es el de 1,15



8.15 Respuestas al cuestionario et ejemplos prácticos de revisión (Examen)

Cuestión 1

Se dice que los alargamientos que se producen en los ensayos de tracción sobre las barras de acero son esfuerzos que tienden a verificar las tensiones y alargamientos (deformaciones), pero antes de que se produzca la deformación, es decir, que al cesar los esfuerzos que sobre ellos actúan, estos recobran sus formas iniciales. ¿Decir cuales son los límites elásticos de los aceros ordinarios y de alta resistencia o barras corrugadas?

Respuesta:

Los límites elásticos de los aceros ordinarios y de alta resistencia o barras corrugadas son los siguientes:

Límite elástico de aceros ordinario: 2400 Kg/cm²

Límite elástico de aceros de alta resistencia: 4200 Kg/cm²

Cuestión 2

La generación de la ley de Hooke, dice que, los alargamientos (deformaciones antes de la ruptura) que se producen en cualquier ensayo de tracción, son proporcionales a las fuerzas que sobre ellos actúan, y que cada deformación, se

[Mas Publicaciones](#) | [Sala de Prensa - Noticias](#) | [Testimonios](#) | [Página de Inicio](#)

inicia con un modulo de deformación o modulo de Young, ¿Decir cual es el modulo de deformación o de Young que la experiencia ha demostrado para los aceros?

Respuesta:

El modulo de deformación o modulo de Young que la experiencia ha demostrado es:

Es = 2.100.000 Kg/cm² (también conocido como modulo de elasticidad)

Cuestión 3

Sabiendo que, tanto el límite elástico de los aceros, o el modulo de deformación de dichos aceros, ¿decir que son exactamente y cuales son sus utilidades?

Respuesta:

El límite elástico de los aceros es una tensión de tracción, su utilidad es muy importante en los cálculos, y serví para determinas las secciones o áreas de las armaduras necesarias de los soportes estructurales que componen una construcción.

El modulo de deformación o modulo de Young es un tensión de deformación, su utilidad es también muy importante en los cálculos, pero serví para determinas las deformaciones que se pueden surgir en los soportes estructurales, a causa de un bajo dimensionamiento estructural, o a causa de excesos esfuerzos para estructuras bien determinas.

Ejemplo 4

Se sabe que la formula para determinar la sección o área de acero de las armaduras de una viga en hormigón armado es $A = \frac{M}{\sigma_s}$. Calcular dicha armadura, y distribuirla en barras de 20 mm de diámetro.

Datos:

A = área = sección de las armaduras

M = momento flector de la viga = 56 toneladas . Metro = 5600000 Kg.c m

= tensión del acero de dureza natural = 2800 Kg/cm²

Z = brazo de palanca de la viga = 80 cm

Nota: Para un buen calculo, la tensión elegida es menor que el limite elástico de acero de dureza natural = 4200 Kg/cm².

Solución:

$$A = \frac{M}{\sigma_s * z} = \frac{5600000}{2800 * 80} = 25 \text{ cm}^2$$

Que pueden ser distribuidas en 8 barras de 20 mm de diámetro (estas representan $8 \times 3.14 = 25,13 \text{ cm}^2$)

Ejemplo 5

Sabiendo que, completamente una viga de acero en perfil metálico, apoyada sobre dos apoyos o pilares, con una carga repartida de 2 toneladas/metro lineal, y una longitud luz de 12 metros. Esta viga posee una inercia o capacidad para no salir del reposo absoluto de 141208 cm⁴. El un modulo de deformación es igual a Es = 2.100.000 Kg/cm². ¿Determinar la deformación de esta viga?

Datos de referencia:

p = Carga repartida = 2 toneladas/metro lineal = 2000 Kg/m = 20 Kg/cm

L = luz o longitud de la viga = 12 m = 1200 cm

I = Inercia o capacidad para no salir del reposo = 141208 cm⁴ (referencia HEA 600)

Modulo de deformación = Es = 2.100.000 Kg/cm²

Formula de deformación o flecha (según Resistencia de los Materiales):

$$f = \frac{5 * p * l^4}{384 * Es * I} \leq \frac{L}{500} = 2,4 \text{ cm}$$

Solución:

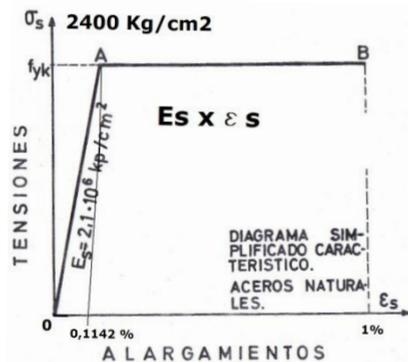
$$f = \frac{5 * p * l^4}{384 * Es * I} = \frac{5 * 20 * 1200^4}{384 * 2100000 * 141208} = 1,82 \text{ cm} \leq \frac{1200}{500} = 2,4 \text{ cm}$$

La deformación queda inferior a lo que es admisible según RDM o (Resistencia de Materiales).

Ejemplo 6

Representar gráficamente el diagrama tensión - deformación de un acero ordinario, cuyo modulo de deformación es: $E_s = 2100000 \text{ Kg/cm}^2$, y explicar su significado.

Solución:



El diagrama explica que, en el laboratorio, al aplicar una fuerza de tracción sobre una barra de acero ordinario y con un diámetro como mínimo de 14 mm, y de una longitud de 1 metro como mínimo, se observa que, de una 1ª parte, que los alargamientos son proporcionales a la fuerza que actúa sobre la barra (ley de Hooke). 2º se observa que la fuerza de tracción al acercarse la aguja a los 2400 Kg/cm², la barra tiende a alargarse (deformarse), pero sin que se produzca la rotura; y, al cesar la fuerza, la barra recobra su forma inicial, y se observa que el porcentaje de los alargamientos en dicha barra es de 0,1142%. Si al contrario, la fuerza de tracción sobrepase los 2400 Kg/cm² la barra ya no recobra su estado inicial. Y al llegar la fuerza a los 3000 Kg/cm² se produce la rotura de la barra. Se dice entonces, que el límite elástico de la barra es de 2400 Kg/cm². Todo esto se realiza delante de la maquina de ensayo, y la computadora; el momento del resultado requiere menos de un minuto. El modulo de Young es una constante física de deformación, Su valor es (Es) = 2100000 Kg/cm².

Y la tensión o límite elástico es:

$$\sigma_s = E_s * \epsilon_s = 2400 \text{ Kg/cm}^2 = 210000 * 0,1142 \% = 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

Ejemplo 7

Sabiendo que la tensión de tracción () de un acero endurecido por deformación en frío es inferior a 30 % del limite de elasticidad de 4200 Kg/cm² (fyk). Determinar cual es su deformación relativa. Utilizar la formula [5]

Datos:

$$f_yk = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 0,7 * 4200 \text{ Kg/cm}^2 = 2940 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_s = 2100000 \text{ Kg/cm}^2$$

Solución:

Como: $- \text{para } 0 < \sigma_s < 0,7 * f_yk$

Resulta que:

Deformación relativa:

$$\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} = 1,4 * 10^{-3} \% = 0,0014 \% \text{ (por unidad de longitud del acero)}$$

Casi, insignificante.

Ejemplo 8

Sabiendo que la tensión de tracción (σ_s) de un acero endurecido por deformación en frío es superior al límite de elasticidad (f_{yk}) de 4200 Kg/cm^2 , disminuido este último en 30 %. Determinar cual es su deformación relativa. Utilizar la formula [6] para su solución.

Datos:

$$f_{yk} = 0,7 * 4200 \text{ Kg/cm}^2 = 2940 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 4000 \text{ Kg/cm}^2 =$$

$$E_s = 2100000 \text{ Kg/cm}^2$$

Solución:

Como - para $\sigma_s > 0,7 * f_{yk}$:

Resulta que:

Deformación relativa:

$$\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} + 0,823 * \left[\frac{\sigma_s}{f_{yk}} \right]^5 = 3,83 \% \text{ (por unidad de longitud del acero)}$$

Es decir, por 1 metro, se toma 0,038 metros

Por 100 cm, se toma 3,8 cm

Etc.

Nota: la Deformación relativa es excesiva, porque la tensión de tracción es superior al límite de elasticidad de deformación:

Armaduras

56

Cuestión 9

Al ser las características geométricas de los aceros, importantes y familiarizadas con el estudiante, dominante del estudio practico de las armaduras que entran en la construcción de piezas en hormigón armado, determinar una tabla donde figuran dichas características.

Respuesta:

Diámetros, pesos y secciones en cm² de cualquier tipo de acero

Diámetro Ø (mm)	Peso g (kg/m)	NUMERO DE BARRAS								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
5	0,15	0,19	0,39	0,59	0,78	0,98	1,18	1,38	1,57	1,77
6	0,22	0,28	0,56	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54
8	0,40	0,50	1,00	1,51	2,01	2,51	3,01	3,52	4,02	4,52
10	0,62	0,78	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07



Ejemplo 10

Determinar cuales son las capacidades mecánicas de los aceros con un límite elástico de 4200 Kg/cm², sabiendo que la formula general para su cálculo es:

[Mas Publicaciones](#) | [Sala de Prensa - Noticias](#) | [Testimonios](#) | [Página de Inicio](#)

$$U_s = A_s * f_{yd} \quad [8]$$

El coeficiente de minoración utilizado es el de 1,15

Solución:

Capacidad mecánica en toneladas de los aceros con un límite elástico de 4200 Kg/cm

Diámetro Ø (mm)	NUMERO DE BARRAS									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	0,72	1,43	2,15	2,87	3,59	4,30	5,02	5,74	6,45	7,17
6	1,03	2,07	3,10	4,13	5,16	6,20	7,23	8,26	9,29	10,33
8	1,84	3,67	5,51	7,34	9,18	11,01	12,85	14,69	16,52	18,36
10	2,87	5,74	8,61	11,47	14,34	17,21	20,08	22,95	25,82	28,68
12	4,13	8,26	12,39	16,52	20,65	24,78	28,91	33,04	37,17	41,31
14	5,62	11,24	16,87	22,49	28,11	33,73	39,35	44,98	50,60	56,22
16	7,34	14,69	22,03	29,37	36,72	44,06	51,40	58,75	66,09	73,43
20	11,47	22,95	34,42	45,89	57,37	68,84	80,32	91,79	103,26	114,74
25	17,93	35,86	53,78	71,71	89,64	107,57	125,49	143,42	161,35	179,28
32	29,37	58,75	88,12	117,49	146,86	176,24	205,61	234,98	264,35	293,73
40	45,89	91,79	137,68	183,58	229,47	275,37	321,26	367,16	413,05	458,95

Ejemplo de las barras de diámetro, 6, 8 y 10 (por unidad de la barra):

$$U_s = \frac{A_s * f_{yd}}{1,15} = \frac{0,28 * 4,2}{1,15} = 1,03 \text{ toneladas}$$

$$U_s = \frac{A_s * f_{yd}}{1,15} = \frac{0,5 * 4,2}{1,15} = 1,84 \text{ toneladas}$$

$$U_s = \frac{A_s * f_{yd}}{1,15} = \frac{0,19 * 4,2}{1,15} = 2,87 \text{ toneladas}$$



Etcétera.

Armaduras

58

8.16 Aportaciones al acervo cultural humano

Al ser también, esta, una de las más importantes asignaturas del plan de estudios (3ª fase), donde he desarrollado, tanto mis estudios como mis experiencias en los dominios de los tipos y clases de armaduras que entran en cualquier tipo de construcción en hormigón armado u obra civil, y acompañados con los estudios prácticos y teóricos de los límites de elasticidades y de deformaciones de los aceros, y que, estos dos últimos (elasticidades y deformaciones), constituyen uno de los seis principios de base y hipótesis de la Resistencia de Materiales, que serví para todos los cálculos de las estructuras que componen construcciones y edificios, (estas teorías se encuentran enunciadas en la generalización de la ley de Hooke y los principios de Young y Saint-Venant), quiero hacer saber y resaltar todo su contenido al acervo cultural humano. Quisiera también explotar al máximo su contenido para el bien al servicio de la comunidad y sociedad donde vivo. Asimismo, satisfacer y repartir todas aquellas ideas y investigaciones de interés común de dicha materia, y otras materias del mismo dominio con todos aquellos que quieren que se desarrollen científicamente otras materias, para el más aclaramiento y entendimiento a bien a al servicio cultural de nuestra humanidad. Quiero también resaltar que el más valioso científicamente, tanto en esta materia como en cualquier otra rama científico-cultural, tiene que ser un beneficio para la comunidad universal.



Publicaciones de Estudiantes

Mas Publicaci
Sala de Prensa
Testimonios

Asignatura "Armaduras". 3a Fase

Student: BOUGHRARA Abderrahman

ID: UD6054HCI12393

**LISTA REVISADA POR
MI PROPIA CUENTA AL VALOR DEL
DOCUMENTO**

- Yo tengo una página de cobertura similar al ejemplo de la página 89 o 90 del Suplemento.
- Yo incluí una tabla de contenidos con la página correspondiente para cada componente.
- Yo incluí un abstracto del documento (exclusivamente para la Tesis).
- Yo seguí el contorno propuesto en la página 91 o 97 del Suplemento con todos los títulos o casi.
- Yo usé referencias a través de todo el documento según el requisito de la página 92 del Suplemento.
- Mis referencias están en orden alfabético al final según el requisito de la página 92 del Suplemento.
- Cada referencia que mencioné en el texto se encuentra en mi lista o viceversa.
- Yo utilicé una ilustración clara y con detalles para defender mi punto de vista.
- Yo utilicé al final apéndices con gráficas y otros tipos de documentos de soporte.
- Yo utilicé varias tablas y estadísticas para aclarar mis ideas más científicamente.
- Yo tengo por lo menos 50 páginas de texto (15 en ciertos casos) salvo si me pidieron lo contrario.
- Cada sección de mi documento sigue una cierta lógica (1,2,3...)
- Yo no utilicé caracteres extravagantes, dibujos o decoraciones
- Yo utilicé un lenguaje sencillo, claro y accesible para todos.
- Yo utilicé Microsoft Word (u otro programa similar) para chequear y eliminar errores de ortografía.
- Yo utilicé Microsoft Word / u otro programa similar) para chequear y eliminar errores de gramática.
- Yo no violé ninguna ley de propiedad literaria al copiar materiales que pertenecen a otra gente.
- Yo afirmo por este medio que lo que estoy sometiendo es totalmente mi obra propia.
- Yo confirmo que me comprometo a publicar el presente trabajo; una vez que sea aprobado por **AU**.