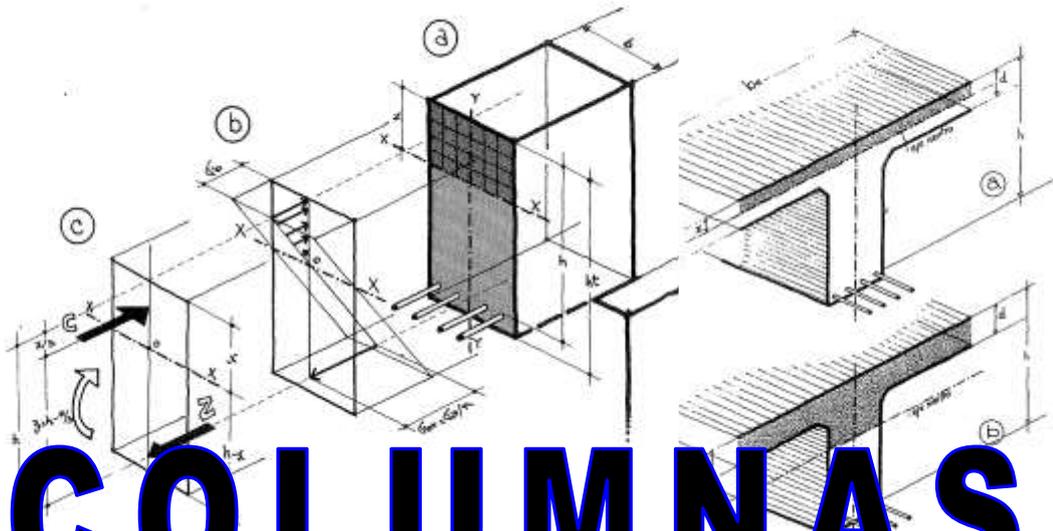
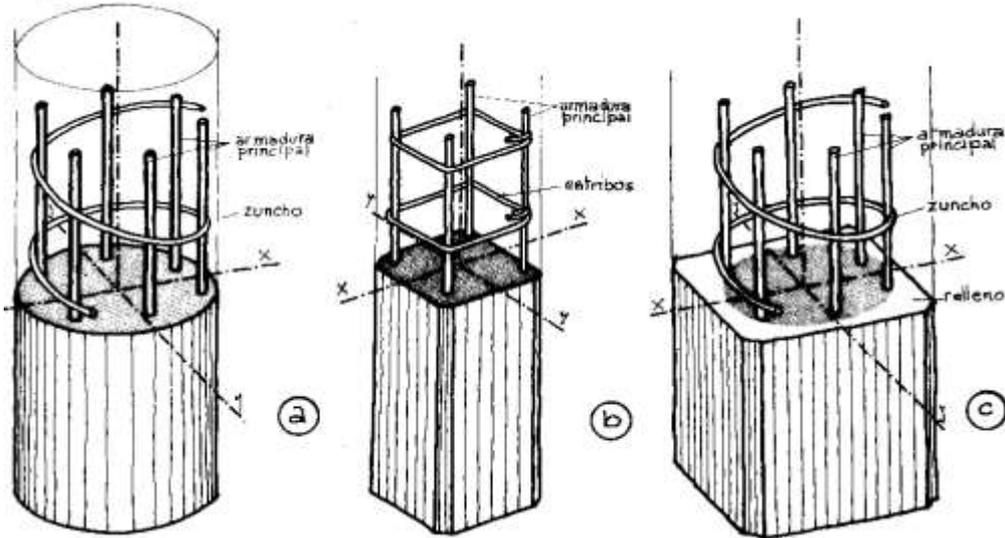


HORMIGÓN ARMADO



COLUMNAS



DISEÑO ESTRUCTURAL

Ing. Daniel Quiroga
Profesor Titular
Versión 2019

CONSTRUCCIONES DE HORMIGÓN ARMADO

A diario escuchamos hablar sobre el hormigón armado y en algunos casos tenemos una vaga idea de qué se trata, pero sabemos exactamente ¿qué es el hormigón?

Se trata de un material compuesto por una mezcla de cemento portland, agregados, agua y, en ciertos casos, aditivos de tipo químico para modificar alguna propiedad específica de la pasta. A partir de la unión de los componentes, se produce una reacción química exotérmica (que libera calor), originando el endurecimiento de la pasta cementicia.

El nombre de hormigón, surge por la analogía con un postre casero español cuyos componentes son pan rallado lavado, almendras y miel, en comparación con, arena, ripio y cemento. Al postre se lo denomina “**Hormigo**”, y de ahí toma su denominación el hormigón por su similitud con los ingredientes, dosificación y por la dureza que adquieren ambos.

Si se incorporan barras de acero de cualquier tipo, entonces se constituye en el **hormigón armado** al que estudiaremos como un material más de los que nos resultarán útiles para erigir nuestras construcciones.

Desde el punto de vista reglamentario, tanto el proyecto, cálculo, ejecución y control de materiales se rigen por la norma “CIRSOC 201. Proyecto, cálculo y ejecución de estructuras de hormigón armado y pretensado”. De ésta, además de guiarnos normativamente, tomaremos definiciones, condiciones para el diseño y las tablas que acompañan este trabajo.

En la primera parte veremos las características de los materiales constituyentes del hormigón, los que ya habíamos analizado al estudiar la dosificación de los hormigones.

Se define la resistencia característica (f'_c), como una medida probabilística del valor de la tensión que será igualado o superado en un 90 % de los ensayos. (Anexo tablas 1 y 2).

Para el dimensionamiento de piezas, recurriremos a esta denominación. Como hormigón estructural sólo pueden emplearse calidades H-20 o superiores.

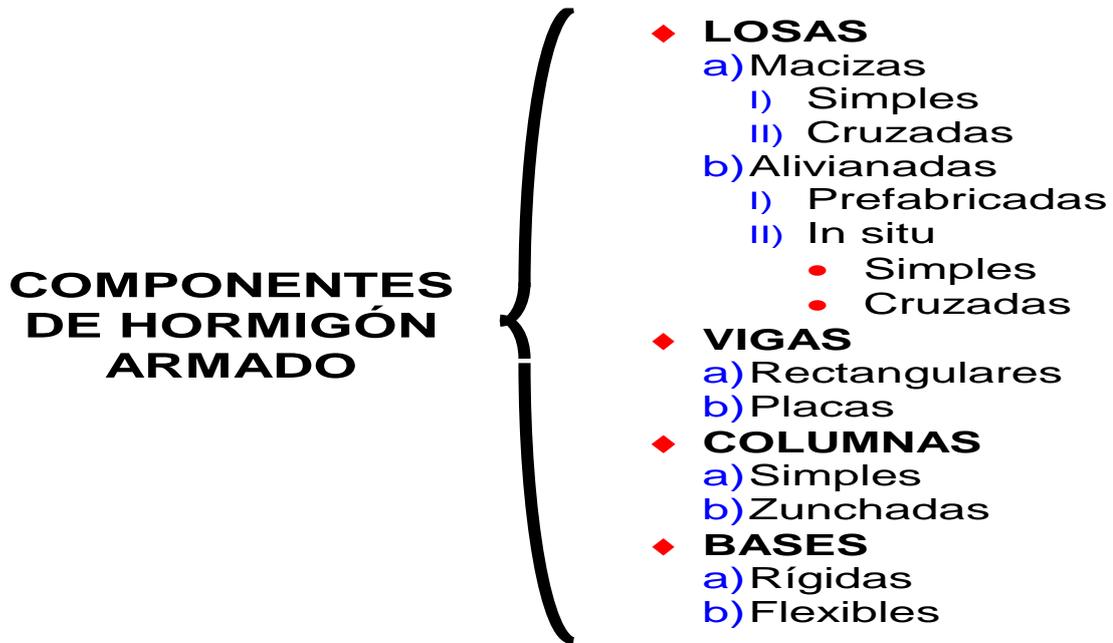
La durabilidad del hormigón se confía a la mejor calidad y al recubrimiento de todas las armaduras que lo conforman.

Componentes de hormigón armado

Las construcciones de hormigón armado, se generan por la organización espacial de componentes simples que, al producirse el endurecimiento de la pasta cementicia o “fragüe” del material, se comportarán como una sola pieza monolítica.

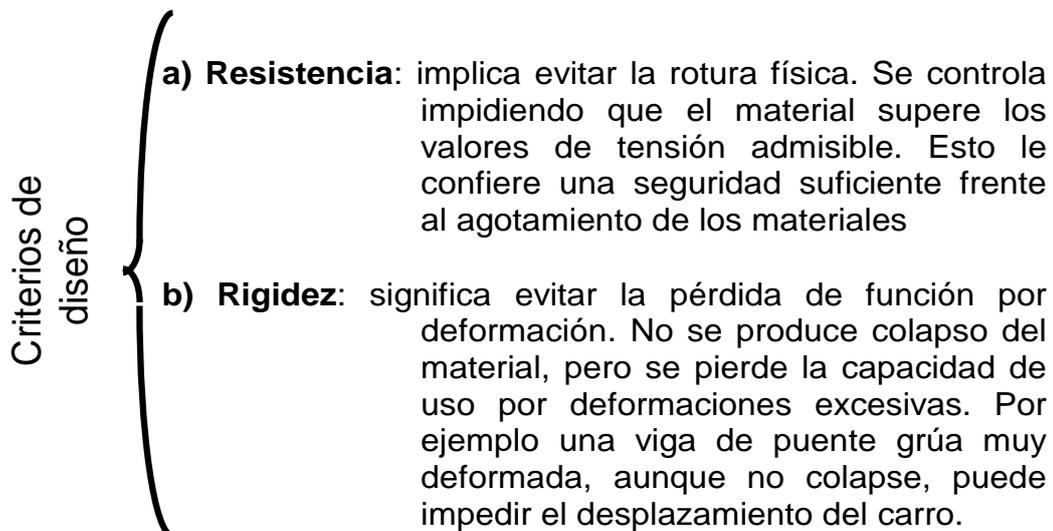
Para su diseño y verificación, nos bastará con controlar, generalmente, cada elemento en forma individual, sin olvidar nunca que se trata de una pieza constitutiva de un conjunto.

La característica principal es que se trata de “una piedra” moldeable, ya que su forma final dependerá de la habilidad del proyectista para imaginar y construir el encofrado que servirá de contención de la pasta durante su proceso de endurecimiento. Tenemos ante nosotros el más maleable de los materiales por cuanto la forma final quedará limitada sólo por nuestra imaginación pudiendo generar componentes lineales, superficies planas, de simple o doble curvatura. Los componentes más comunes son:



Criterios de diseño

Para el dimensionamiento de cualquier componente estructural, se deben satisfacer dos criterios:



El primero es sencillo de interpretar y es el que estamos más acostumbrados a controlar, pero veamos un ejemplo respecto del segundo criterio. ¿Qué significa perder la capacidad de uso?. Observemos la figura siguiente (“Razón y Ser de los Tipos Estructurales” E. Torroja), imaginemos un puente para cruzar un río, permitiendo la circulación de los vehículos sobre él, y por debajo un curso navegable. En primer término hemos asegurado que cumplimos con el criterio de resistencia, controlando las tensiones admisibles de cada uno de los materiales intervinientes tanto en la superestructura (estructura superior), como en la de fundaciones y apoyos. Pero sucede que hemos permitido deformaciones demasiado excesivas, y la situación queda planteada como se muestra en la figura siguiente.

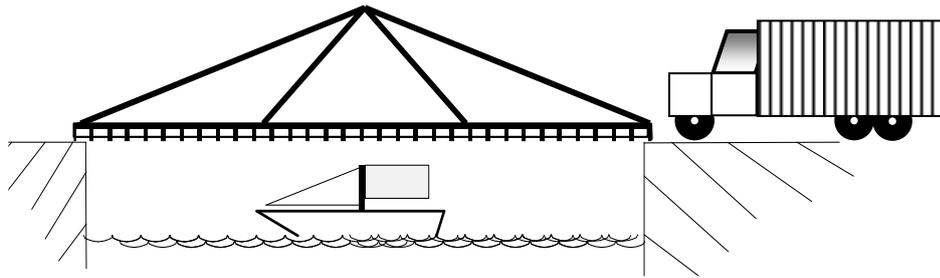


Figura 1

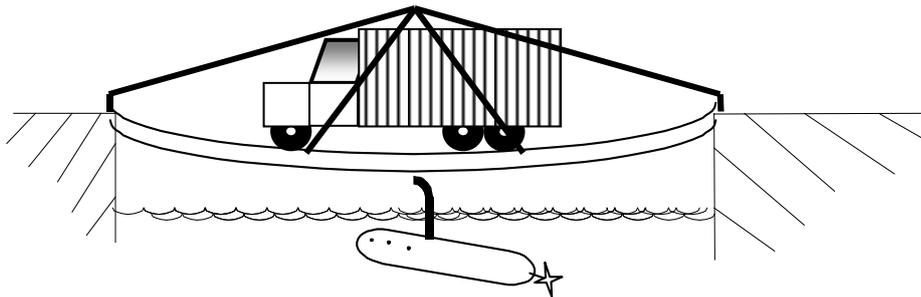


Figura 2

Pierde la capacidad de uso y la funcionalidad porque ya no es útil como puente, pues difícilmente algún conductor se anime a traspasarlo, y además, no permite la navegación, por lo tanto, a pesar de no haberse producido la rotura de ningún elemento, ya no sirve para el fin que se lo había concebido. Por lo que, si se quiere, podrá perdurar como “obra del arte estructural”, pero no resultará útil.

En construcciones de acero y madera, **se debe verificar expresamente la flecha o descenso** del elemento para dar cumplimiento a la condición de rigidez.

En el hormigón armado, se fijan relaciones prácticas que limitan las dimensiones mínimas de los elementos de manera que se asegure, a priori, la condición de rigidez. Por lo que respetando esas relaciones, surgirán dimensiones en las piezas de hormigón que resultarán suficiente para garantizar que no se produzca pérdida de la capacidad de uso. En cambio, en estructuras livianas, esta condición de rigidez, puede ser determinante y debe controlarse expresamente.

1) **Condición de rigidez o deformación:** Según lo habíamos expresado, nos guiaremos por relaciones de esbeltez, tanto para vigas como para losas en cada caso (Ver tablas de Estructuras para la determinación de las alturas mínimas).

2) **Condición de resistencia:** Para determinar la resistencia de cualquier pieza vamos a definir que se encuentra fuera de servicio cuando se agotó la capacidad de carga. Esto significa que en la sección se ha producido una falla por compresión del hormigón o bien por tracción en el acero, lo que le impide seguir soportando cargas.

Esta situación es la característica del hormigón armado por tratarse de un material heterogéneo. Para el análisis, se emplea, en el hormigón, la tensión característica, y en el acero, la tensión de fluencia, de acuerdo con lo establecido en la norma CIRSOC 201.

Al hablar de tensiones de rotura, siempre tendremos que procurar que los materiales y el conjunto, no lleguen a ella. Para eso se consideran cargas factorizadas y resistencia reducidas, dando lugar al método de diseño implícito en los códigos denominado Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD por sus siglas en inglés, Load and Resistance Factor Design).

COLUMNAS

En columnas con carga centrada el hormigón trabaja a compresión simple axial. La armadura consta de barras de acero redondos verticales llamada armadura "vertical o longitudinal" vinculada transversalmente por otras barras de acero denominada "estribos". Los estribos pueden estar separados unos de otros o bien formar espirales continuos atados a la armadura longitudinal.

Los estribos cumplen tres funciones fundamentales:

Resistir los esfuerzos de tracción derivados de los esfuerzos de compresión del hormigón. Recordemos que cuando una barra se comprime, tiende a ensancharse lateralmente (efecto Poisson). Este ensanchamiento lateral provoca tracción que será resistida por los estribos

Limitar la longitud de pandeo: Las barras longitudinales sometidas a compresión pueden pandear siendo los estribos los encargados de "acortar" la longitud de pandeo, lo que se logra mientras menos separados se encuentren entre sí.

Confinar el hormigón: al disminuir la separación mejora el comportamiento del hormigón permitiendo mayor capacidad de carga y, fundamentalmente, dotándolo de mayor ductilidad (capacidad para deformarse plásticamente). Esta última condición muy requerida en estructuras sismorresistentes.

La separación de estribos condiciona la resistencia final de la columna. Por ejemplo, tres columnas de igual sección de hormigón pero con estribos separados 25 cm, 12,5 cm y 6 cm dieron diferente resultado durante el ensayo de compresión. Refiriendo a la tercera, los resultados fueron: 82%, 87 % y 100% respectivamente. Esto indica que la resistencia del hormigón aumenta cuando disminuye la separación de estribos.

A la relación entre la sección total de hormigón y la sección total de armadura longitudinal se la denomina cuantía geométrica y se la designa con la letra griega ρ (se pronuncia ró) y varía desde 1% hasta 4% y se expresa como 0.01 ó 0.04.

$$\rho = \frac{A_s}{A_H} \cdot 100$$

donde:

ρ = cuantía geométrica

A_H = Sección total de hormigón

A_s = Sección total de acero longitudinal

Para la determinación de la sección de hormigón se deben tener en cuenta que todas las barras tengan recubrimiento suficiente (Tabla 4 anexo). Para ello se debe considerar el recubrimiento desde el estribo, que será la barra más expuesta y, como vimos, muy importante en la resistencia final de la columna.

Al tratarse de columnas con cargas centradas se supone que las acciones horizontales que pudieran solicitar a la construcción deberán ser tomadas y transmitidas por otro sistema resistente. Por ello en este caso se considera que la columna se comporta como un sistema indesplazable. Si el sistema resulta desplazable, deberá corregirse la longitud de pandeo de la columna considerando la rigidez de las vigas extremas respecto de la rigidez de la columna.

Para el dimensionamiento de columnas de hormigón armado intervienen los siguientes factores:

1. Dimensiones generales
2. Sistema de arriostramiento lateral
3. Altura de la columna en estudio
4. Tipo de acero y hormigón
5. Cuantía adoptada

La altura de la columna y su sección transversal tienen gran importancia en el diseño de la misma pues son las variables que controlarán el pandeo.

Si la relación entre la altura de la columna y el lado menor (relación de esbeltez) supera los mínimos (ver consideraciones geométricas), se deberán tomar precauciones contra el pandeo. En general es suficiente lograr una esbeltez dada por la relación altura/lado menor inferior a 15.

Las columnas se clasifican en simples y zunchadas. Las primeras presentan los estribos separados y son en general de sección cuadrangular. Las segundas tienen los estribos en forma de espiral continuo y son de sección circular o poligonal de más de seis lados. Este sistema de confinamiento lateral proporciona una mayor capacidad de carga por presentar mejor comportamiento a compresión.

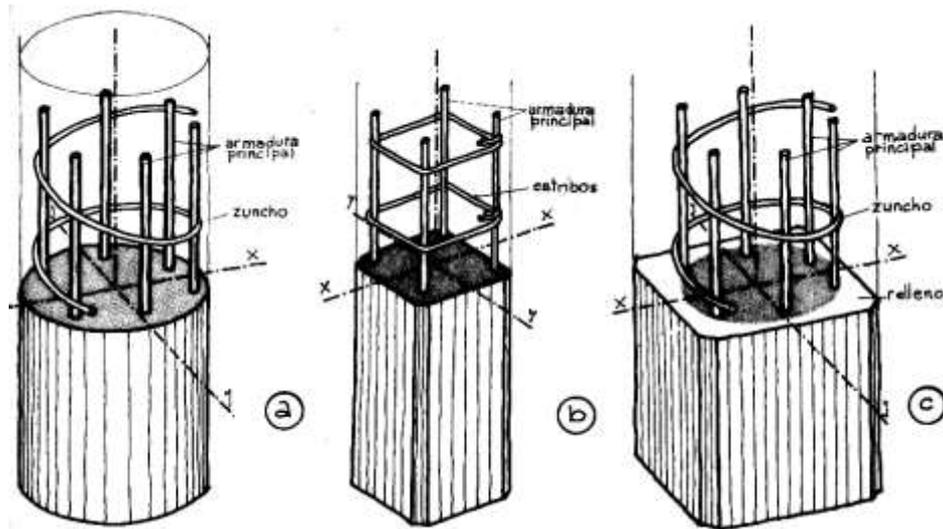


Figura 3 [Díaz Puertas]

Las columnas cortas (sin pandeo) deben verificar la condición resistente:

$$P_D \geq P_U$$

$$P_D = \phi_c P_n \quad \text{y} \quad P_U = 1,2 P_D + 1,6 P_L \quad \text{ó} \quad P_U = 1,4 P_D$$

ϕ_c = Factor de reducción de resistencia a compresión

La resistencia nominal de una columna de hormigón armado se debe a la contribución del hormigón y del acero, lo que se ve en los dos términos de la ecuación siguiente. El factor 0.80 tiene en cuenta excentricidades accidentales. El factor 0.85 multiplica a la tensión especificada del hormigón (f'_c) para considerar un diagrama de compresión rectangular. Considerando que $(1 - \rho) \approx 1.0$:

$$P_n = 0.80 [0,85 f'_c (A_H - A_s) + f_y A_s] = 0,80 A_H [0,85 f'_c (1 - \rho) + \rho f_y]$$

$$P_n = 0.80 A_H (0.85 f'_c + \rho f_y)$$

$$P_D = \phi_c P_n = \phi_c [0.80 A_H (0.85 f'_c + \rho f_y)]$$

Expresiones de dimensionamiento para columnas

$$A_H = \frac{P_u}{\phi_c \cdot 0.80 \cdot [0.85 \cdot f'_c + \rho \cdot f_y]} \quad A_s = A_H \cdot \rho$$

$$A_H = \frac{P_u}{0.52 \cdot [0.85 \cdot f'_c + \rho \cdot f_y]} \quad \text{para columnas simples}$$

$$A_H = \frac{P_u}{0.56 \cdot [0.85 \cdot f'_c + \rho \cdot f_y]} \quad \text{para columnas zunchadas}$$

donde:

A_H = Sección de hormigón

A_s = Sección total de acero

P_U = Resistencia Requerida de compresión

f'_c = Resistencia especificada o característica del hormigón (Ver Anexo tabla 1)

f_y = Tensión de fluencia del acero ADN-420. 420 MPa o 4200 kg/cm²

ρ = Cuantía geométrica

ϕ_c = Factor de Resistencia de compresión. (=0.65 columnas simples; 0.7 columnas zunchadas)

$$A_s \geq 0,01 \text{ (1\%)} \text{ y } A_s \leq 0,08 \text{ (8\%)}$$

Si el elemento comprimido tiene una sección (A_H) mayor que la necesaria debido a la carga P_u , a los efectos de la determinación de la armadura A_s , se puede usar el área efectiva que surja de la demanda dada por la carga P_u . Esta área efectiva se tomará como mínimo el 50% del área real adoptada.

Consideraciones geométricas y de armado

Columnas Simples

- $b_{\text{mínimo}} = 20 \text{ cm}$
- Cantidad de barras mínimas = 4
- Diámetro longitudinal mínimo = 12 mm
- Diámetro estribos p/barra longitudinal $\leq \phi 16 \text{ mm}$ $\phi_{\text{estribo}} = 6 \text{ mm}$
 p/barra longitudinal $\leq \phi 25 \text{ mm}$ $\phi_{\text{estribo}} = 8 \text{ mm}$
 p/barra longitudinal $> \phi 25 \text{ mm}$ $\phi_{\text{estribo}} = 10 \text{ mm}$
- Esbeltez máxima ≤ 15 (sin pandeo)
- Separación estribos $\leq 12 \cdot \phi_{\text{ barra longitudinal}}$ ($6 \phi_{\text{ barra}}$, para pórticos sismorresistente)
- Separación estribos $\leq b_{\text{mínimo}}$
- $\phi_c = 0.65$

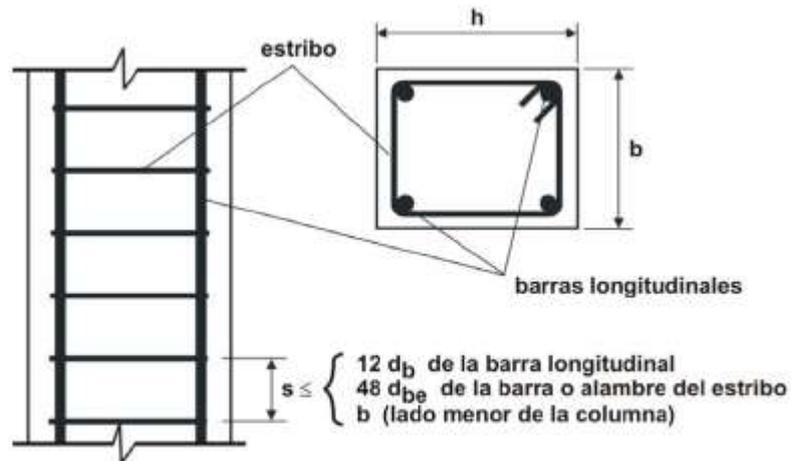


Figura 7.10.5.2. Separación vertical de los estribos cerrados.

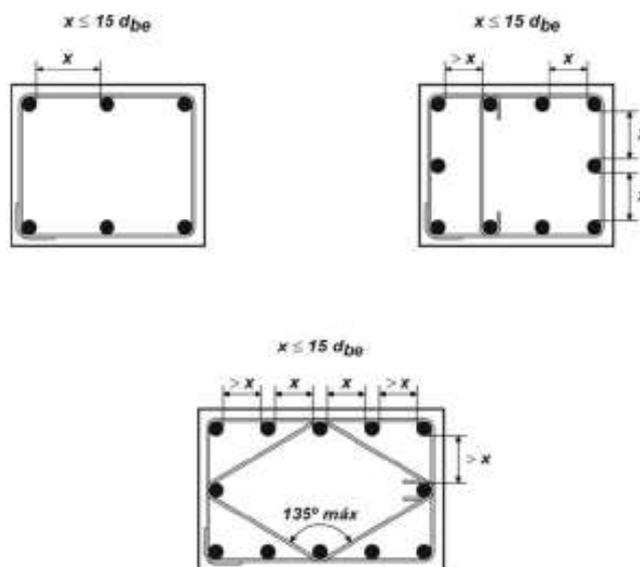


Figura 7.10.5.3. Distintos esquemas de distribución transversal de las barras longitudinales en columnas.

Columnas Zunchadas

- Diámetro_{mínimo} = 30 cm
- Cantidad de barras mínimas = 6
- Diámetro longitudinal mínimo = 12 mm
- Diámetro estribos p/barra longitudinal $\leq \phi$ 16 mm $\phi_{estribo} = 6$ mm
 p/barra longitudinal $\leq \phi$ 25 mm $\phi_{estribo} = 8$ mm
 p/barra longitudinal $> \phi$ 25 mm $\phi_{estribo} = 10$ mm
- Esbeltez máxima ≤ 13 (sin pandeo)
- Separación estribos $\leq 1/5$ diámetro del núcleo.
- Separación estribos ≤ 8 cm
- $\phi_c = 0.70$

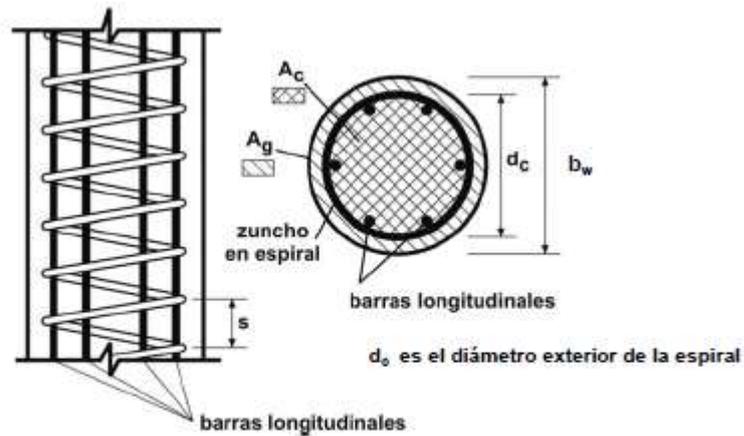


Figura 7.10.4.3. Armadura transversal en columnas (zunchos en espiral).

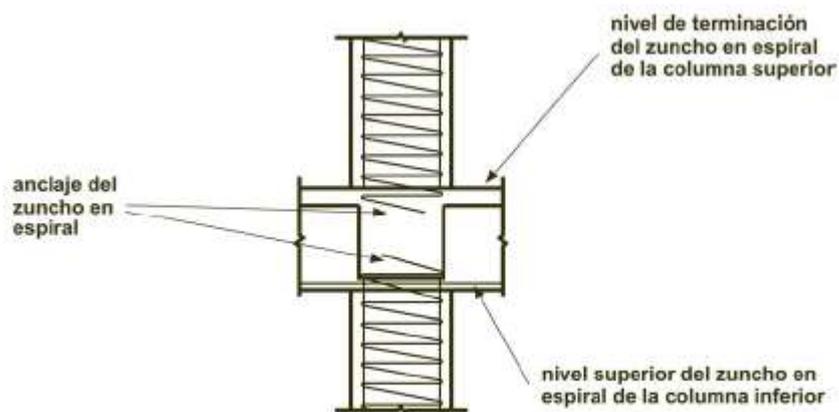


Figura 7.10.4.4. Anclaje de los zunchos en espiral para el caso de vigas en todas las caras de la columna.

Separación mínima entre barras verticales de armaduras

$$s_{\ell \text{ mín}} \begin{cases} \geq 1,5 d_b \\ \geq 40 \text{ mm} \\ \geq 1,33 \text{ del tamaño máximo nominal del agregado grueso} \end{cases}$$

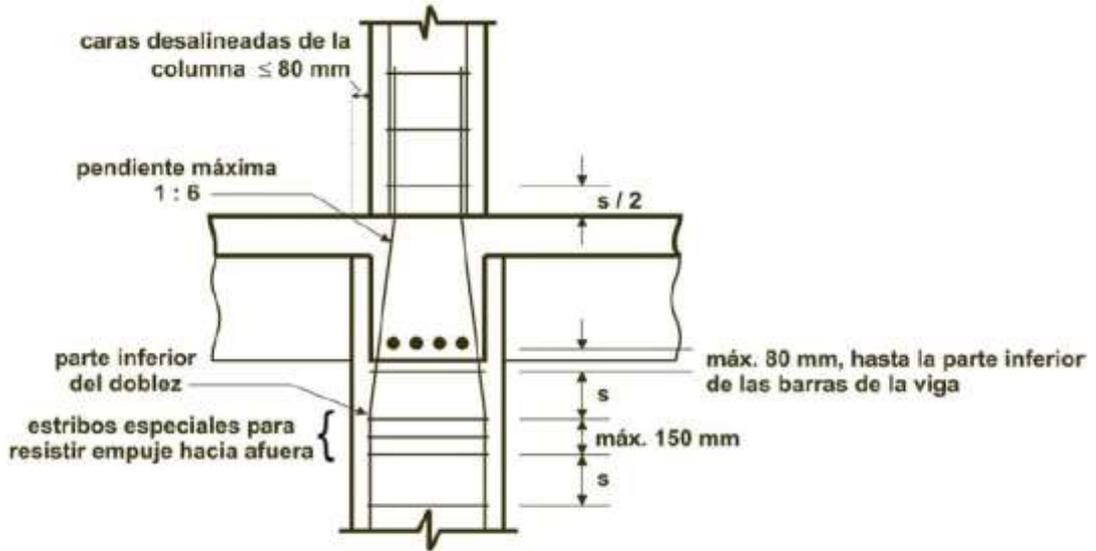
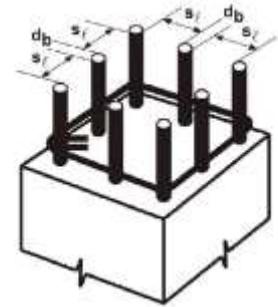


Figura 7.8.1. Barras dobladas por cambio de sección en las columnas.

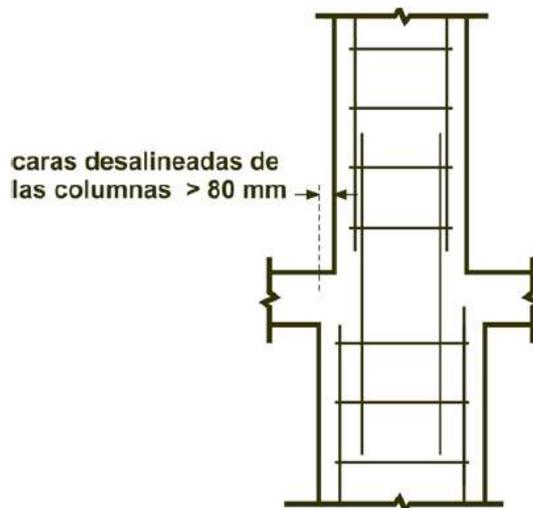


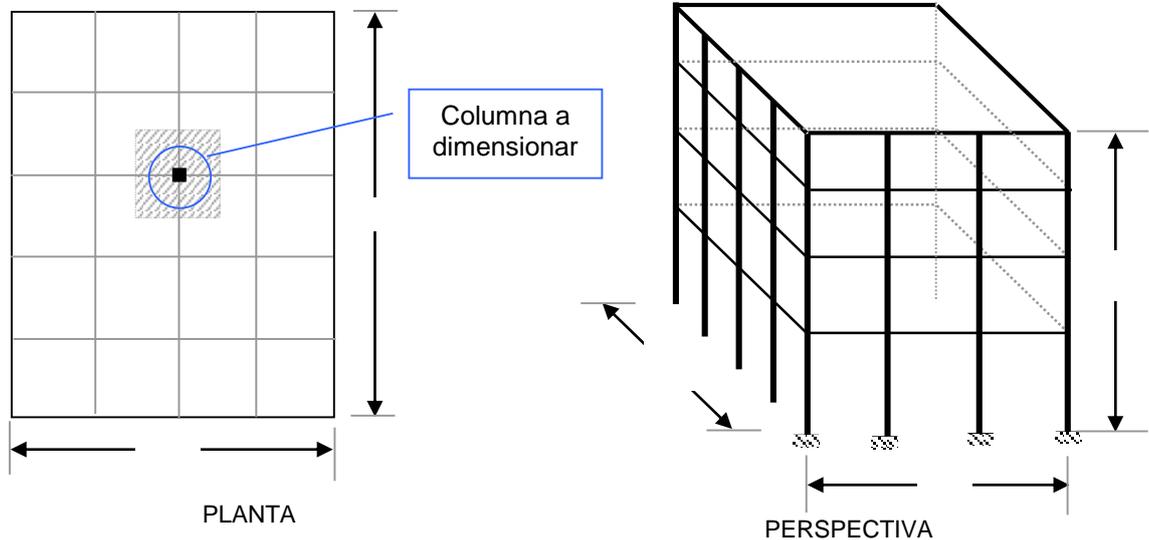
Figura 7.8.1.5. Cambio de sección en columnas con sus caras desalineadas más de 80 mm.

EJERCITACIÓN

(Resuelta y propuesta)

Ejercicio N° 1

Dimensionar una columna interior del edificio representado en el esquema adjunto. Determinar la carga última "P_U" (Resistencia Requerida), despreciando el peso propio de la columna. Se debe establecer la geometría, armadura longitudinal (cuantía $\mu=0.01$) y estribos de la columna. Graficar detalles a escala. (Nota: El esquema adjunto es sólo indicativo. Las dimensiones globales, número de divisiones y número de pisos debe tomarse de los datos)



Datos						
B	A [m]	N° pisos	D _{piso}	L _{piso}	H total	H°
[m]	[m]	N°	[kg/m ²]	[kg/m ²]	[m]	Tipo
5 módulos x 4,00	5 módulos x 5,00	15	650	250	52,5	H-25

1.- Especificación de materiales

Los materiales a utilizar son:

Acero tipo ADN 420 → Tensión de fluencia del acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Hormigón tipo H-25 → Tensión especificada = 250 kg/cm^2

2.- Determinación de cargas

Área de tributaria de columna = $4.00 \times 5.00 = 20 \text{ m}^2$

Carga última $q_u = 1,2 \cdot 650 \text{ kg/m}^2 + 1,6 \cdot 200 \text{ kg/m}^2 = 1100 \text{ kg/m}^2$

Carga por piso para c/ columna = Área Trib. x Carga de Piso = $20 \text{ m}^2 \cdot 1180 \text{ kg/m}^2$

Carga por piso $P_{U1} = 22000 \text{ kg}$

Carga total p/columna planta baja $P_U = 22000 \text{ kg} \cdot 15 \text{ pisos} = 330000 \text{ kg}$

Se desprecia el peso propio de la columna (luego se puede agregar)

El Estado Límite último a verificar es:

RESISTENCIA DE DISEÑO \geq RESISTENCIA REQUERIDA

$P_D \geq P_U$

Se puede pre-dimensionar la sección de hormigón y la cantidad de armadura, pero al final se debe verificar que se cumple el Estado Límite enunciado.

3.- Determinación del Área de Hormigón

$$A_H = \frac{P_u}{0.52 \cdot [0.85 \cdot f'_c + \rho \cdot f_y]} = \frac{330000kg}{0.52 \cdot \left[0.85 \cdot 250 \frac{kg}{cm^2} + 0,01 \cdot 4200 \frac{kg}{cm^2} \right]}$$

$$A_H = \frac{330000kg}{0.52 \cdot \left[254,5 \frac{kg}{cm^2} \right]} = \frac{330000kg}{132,34 \frac{kg}{cm^2}} = 2493cm^2$$

Puede ser una sección rectangular, circular o cuadrada.

Circular → $Diámetro = \sqrt{\frac{4 \cdot A_H}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 2493cm^2}{\pi}} = 56,3cm$

Cuadrada → $Lado = b = \sqrt{A_H} = \sqrt{2493cm^2} = 49,9cm$

Se adopta columna cuadrada de lado b= 50 cm

Área de Hormigón real = 50 . 50 = 2500 cm²

4.- Verificación de esbeltez

$\lambda = \text{altura de piso} / \text{lado mínimo} = 350 \text{ cm} / 50 \text{ cm} = 7 < 15$ → No existe pandeo

5.- Determinación de armadura longitudinal

La armadura se determina en función de la cuantía. Para nuestro caso es 1 % = 0.01

$$A_s = A_H \cdot \mu = 2500cm^2 \cdot 0.01 = 25cm^2$$

Para armar una columna se necesitan cuatro barras como mínimo. Las opciones de armado pueden ser:

4 barras de 32 mm que dan una sección total de = 4 . 8.00 cm² = 32.0 cm²

6 barras de 25 mm que dan una sección total de = 4 . 4.90 cm² = 29.4 cm²

8 barras de 20 mm que dan una sección total de = 4 . 3.14 cm² = 25.12 cm²

12 barras de 16 mm que dan una sección total de = 12 . 2.01 cm² = 24.12 cm²

Se adopta la tercer opción 8 ϕ 20 (Área de cada barra = 3.14 cm²)

Los estribos a utilizar deben ser:

Diámetro estribo p/ ϕ 20 mm → > ϕ 8. Se adopta (ϕ 10 mm)

Separación máxima = 12 veces diámetro barra longitudinal = 12 * 20 mm = 240 mm

Estribos → ϕ 10 c/ 24 cm

5.- Verificación Estado Límite Último

$$P_D = \phi_c P_n > P_U$$

$$P_U = 330000 \text{ kg}$$

$$P_n = [0,80 \cdot 2500 \text{ cm}^2 (0,85 \cdot 250 \text{ kg/cm}^2 + 0,01 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2)]$$

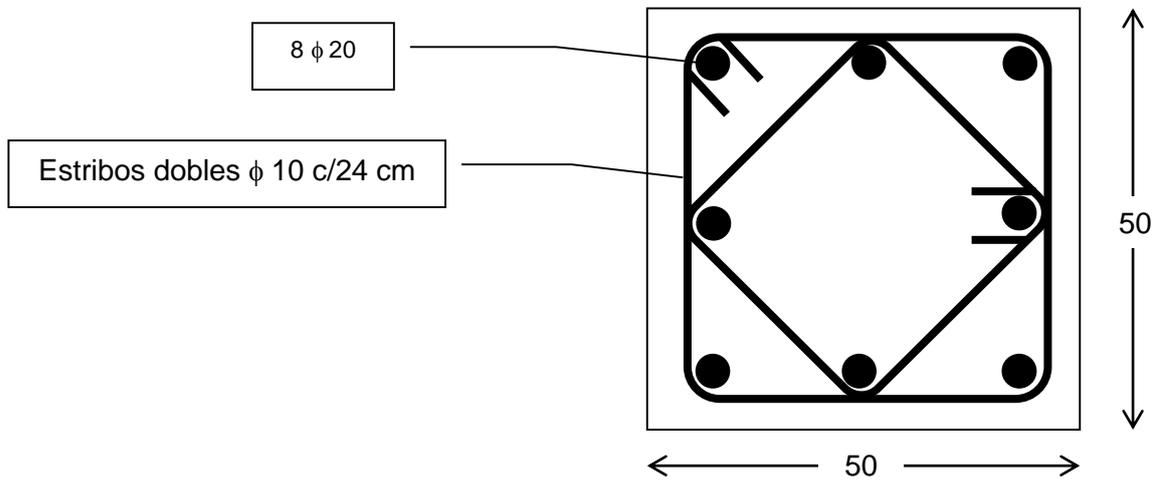
$$P_n = [0,80 \cdot 2500 \text{ cm}^2 (254,5 \text{ kg/cm}^2)] = 509000 \text{ kg}$$

$$P_n = 509000 \text{ kg}$$

$$P_D = 0,65 \cdot 509000 \text{ kg} = 330850 \text{ kg}$$

$$P_D = 330850 \text{ kg} > P_U = 330000 \text{ kg} \rightarrow \text{VERIFICA}$$

6.- Detalle de armado



7.- Despiece de Armaduras

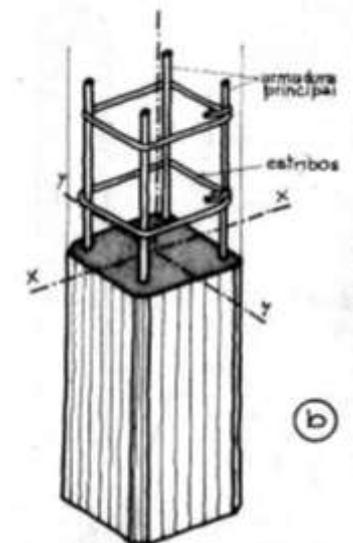
7.1.- Barras longitudinales (Posición 1)

Son barras rectas. Se computan para un piso de altura

$$\text{Largo barra} = 350 \text{ cm} = \text{Altura de}$$

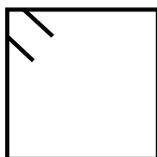
Cantidad de barras = 8 barras por piso

Largo de barra = 3.50 m



7.2.- Estribos

7.2.1.- Estribo 1 (Posición 2)



Lado estribo

Se debe considerar el recubrimiento de 3 cm por lado

Lado del estribo = $50 \text{ cm} - 2 \cdot 3 \text{ cm} = 44 \text{ cm}$

Largo del gancho = 10 veces diámetro barra =

Largo del gancho = $10 \cdot 10 \text{ mm} = 100 \text{ mm}$

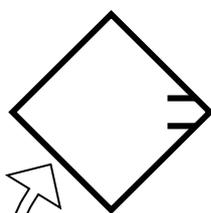
Largo de barra = $4 \cdot 44 \text{ cm} + 2 \cdot 10 \text{ cm} = 1.96 \text{ m} \approx 2.00 \text{ m}$

Separación de estribos = 24 cm

Altura del piso = 350 cm

Cantidad de estribos p/piso = $(350/24)+1 = 15.58 \rightarrow 16$ Estribos

7.2.2.- Estribo 2 (Posición 3)



Lado Estribo

Lado del estribo = 31 cm

Largo del gancho = $10 \cdot 10 \text{ mm} = 100 \text{ mm}$ (Se adopta 14 cm)

Largo de barra = $4 \cdot 31 \text{ cm} + 2 \cdot 14 \text{ cm} = 1.50 \text{ m}$

Separación de estribos = 24 cm

Altura del piso = 350 cm

Cantidad de estribos p/piso = $(350/24)+1 = 15.58 \rightarrow 16$ Estribos

8.- Cómputo de materiales

8.1.- Acero

Cómputo de acero en kg					
Posición	ϕ	peso unit	largo	cantidad	Peso total
1	20	2,645	3,50	8	74,06
2	10	0,616	2,00	16	19,71
3	10	0,616	1,50	16	14,78
Total					108,56

Cómputo de acero en barras					
Posición	ϕ	largo	cantidad	Largo total	Barras
1	20	3,50	20	70,0	5,83
2	10	2,00	16	32,0	2,67
3	10	1,50	16	24,0	2,00
				Barras 20 mm	6
				Barras 10 mm	5

8.2.- Hormigón

Volumen de Hormigón = $0.50 \text{ m} \cdot 0.50 \text{ m} \cdot 3.50 \text{ m} = 0.875 \text{ m}^3$

Superficie de encofrados = $4 \text{ caras} \times 0.50 \text{ m} \times 3.50 \text{ m} = 7.00 \text{ m}^2$

8.3.- Resumen

Vol H° = 0.875 m^3 ; Peso Acero = 108,56 kg

Cuantía de acero = $108,56 \text{ kg} / 0.875 \text{ m}^3 = 124 \text{ kg de acero/m}^3 \text{ H}^\circ$

Índice de encofrados = $7.00 \text{ m}^2 / 0.875 \text{ m}^3 = 8.00 \text{ m}^2 \text{ encofrado/m}^3 \text{ H}^\circ$

Índice de hormigón = $0.875 \text{ m}^3 / 20 \text{ m}^2 = 0.044 \text{ m}^3 \text{ H}^\circ / \text{m}^2 \text{ superficie}$

9.- Ejercicios propuestos

Ejercicio N° 2

Resolver el ejercicio anterior utilizando H-20 y H-30 con la misma cuantía del 1%. ¿Qué diferencias encuentra?.

Ejercicio N° 3

Considerar los siguientes precios unitarios comparar los costos de las tres columnas proyectadas con H-20, H-25 y H-30.

Acero [Precio/kg]	\$ 12	H - 20 [Precio/m ³]	\$ 630
H - 25 [Precio/m ³]	\$ 685	H - 30 [Precio/m ³]	\$ 750

Ejercicio N° 4

Para el mismo edificio considerar 22 pisos, dimensionar, computar los materiales y determinar el costo para una columna simple y una columna zunchada.

Ejercicio N° 5

En un edificio de 10 pisos se ha planteado una cuadrícula de columnas de 5,50 x 6,50m. Se dispone una losa cruzada de 17 cm con una carga sobrepuesta $D= 250$ kg/m². Para el destino de oficinas determine el valor de la carga viva L.

Se solicita determinar la columna más económica con las siguientes opciones de materiales: H-20, H-25, H-30 y cuantías de 1%, 1,5% y 2%. Indique cuál es la opción más económica considerando los precios de materiales del ejercicio N° 3.

Investigue y responda:

1. ¿Cómo elije el tipo de hormigón a utilizar en una obra?
- 2.- ¿Cómo se identifica un hormigón?
- 3.- ¿Qué diferencia existe entre la resistencia característica y la resistencia media?
- 4.- En una obra en construcción se han obtenido probetas y se han ensayado. ¿Cómo puede decir qué clase de hormigón es el que se ha colocado?
- 5.- ¿Qué haría, siendo Director/a de Obra si la resistencia obtenida de las probetas no coincide con la que se especificó?

ANEXO

TABLAS

(Para agregar al compendio de Tablas)

Tabla 1. Módulos de Elasticidad y Resistencia Característica de Hormigones

Tensión Especificada o Característica					
Hormigón tipo	H-20	H-25	H-30	H-38	H-45
Resistencia característica (f'_c [kg/cm ²])	200	250	300	350	450
Módulo de Elasticidad E_b [kg/cm ²]	210190	235000	257430	278056	315286

Tabla 2. Clases de hormigones

Clase de hormigón	Resistencia especificada a compresión f'_c (MPa)	A utilizar en hormigones
H – 15	15	simples (sin armar)
H – 20	20	simples y armados
H – 25	25	Simples, armados y pretensados
H – 30	30	
H – 35	35	
H – 40	40	
H – 45	45	
H – 50	50	
H – 60	60	

Tabla 3. Sección de armaduras (Vigas y Columnas)

Secciones de armadura para vigas y columnas [cm ²]														
Diámetro [mm]	Peso [kg/m]	Cantidad de Barras												
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	12	16	20
4	0,099	0,13	0,25	0,38	0,50	0,63	0,75	0,88	1,00	1,13	1,26	1,51	2,01	2,51
6	0,222	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,83	3,39	4,52	5,65
8	0,394	0,50	1,00	1,51	2,01	2,51	3,01	3,52	4,02	4,52	5,02	6,03	8,04	10,05
10	0,616	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85	9,42	12,56	15,70
12	0,887	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,78	7,91	9,04	10,17	11,30	13,56	18,09	22,61
16	1,578	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,09	20,10	24,12	32,15	40,19
20	2,465	3,14	6,28	9,42	12,56	15,70	18,84	21,98	25,12	28,26	31,40	37,68	50,24	62,80
25	3,851	4,91	9,81	14,72	19,63	24,53	29,44	34,34	39,25	44,16	49,06	58,88	78,50	98,13
32	6,310	8,04	16,08	24,12	32,15	40,19	48,23	56,27	64,31	72,35	80,38	96,46	128,61	160,77

Se indican sólo los diámetros disponibles comercialmente. Las barras de 32 mm son a pedido y por toneladas.

Tabla 4. Recubrimientos mínimos

	Condición	Recubrimiento mínimo en mm
(a)	<input type="checkbox"/> Hormigón colocado en la base de las fundaciones, en contacto con la capa de hormigón de limpieza (El recubrimiento indicado NO incluye el espesor de la capa de limpieza, indicado en el artículo 5.6.2.1.)	50
(b)	Hormigón en contacto vertical con el suelo o expuesto al aire libre <input type="checkbox"/> para barras con $d_b > 16 \text{ mm}$ <input type="checkbox"/> para barras y alambres con $d_b \leq 16 \text{ mm}$	35 30
(c)	Hormigón no expuesto al aire libre ni en contacto con el suelo:	
	<i>Losas, tabiques, nervaduras:</i> <input type="checkbox"/> para barras con $d_b > 32 \text{ mm}$ <input type="checkbox"/> para barras y alambres con $d_b \leq 32 \text{ mm}$	30 20 pero $\geq d_b$
	<i>Vigas, columnas:</i> <input type="checkbox"/> para armadura principal <input type="checkbox"/> para estribos abiertos y estribos cerrados <input type="checkbox"/> para zunchos en espiral	d_b pero ≥ 20 y ≤ 40 20 40
	<i>Cáscaras y placas plegadas:</i> <input type="checkbox"/> para barras con $d_b > 16 \text{ mm}$ <input type="checkbox"/> para barras y alambres con $d_b \leq 16 \text{ mm}$	20 15
(*)	<ul style="list-style-type: none"> Para las clases de exposición A3, Q1 y C1 (ver Tabla 2.1.), los valores dados en esta Tabla se deben incrementar un 30 % Para las clases de exposición CL, M1, M2, M3, C2, Q2 y Q3 (ver Tabla 2.1.), los valores dados en esta Tabla se deben incrementar un 50 %. 	

Tabla 5. Cantidad máxima de barras por ancho de viga

$\frac{\phi}{D}$ (cm)	8	10	12	14	16	20	25
12	3	2	2	2	2	2	—
14	3	3	3	3	2	2	2
15	4	3	3	3	3	2	2
16	4	4	3	3	3	3	2
18	5	4	4	4	4	3	3
20	5	5	5	4	4	4	3
22	6	6	5	5	5	4	3
24	7	6	6	6	5	5	4
25	7	7	6	6	5	5	4
26			7	6	6	5	4
28			7	7	6	6	5
30			8	7	7	6	5
32					7	7	5
34					8	7	6
35					8	7	6
36					9	8	6
38					9	8	7
40					10	9	7
45						10	8
50						11	9
55						12	10
60						14	11
65						15	12
70						16	13
75						17	14
80						19	15
85						20	16
90						21	17
95						22	18
100						24	19