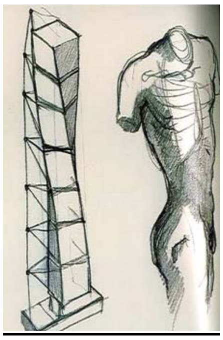


UNIVERSIDAD NACIONAL DE LA PLATA - FACULTAD DE ARQUITECTURA Y URBANISMO			
DNC	**ESTRUCTURAS – NIVEL 1 - PLAN DE ESTUDIOS 6**		
	Taller: VERTICAL III – DELALOYE - NICO - CLIVIO		
GE9	***Guía de estudio nro. 9: DIMENSIONADO A ESFUERZOS AXILES***		
2012	Elaboró: Ing. Alejandro Nico	Revisión: 0	Fecha agosto de 2012

DIMENSIONADO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES A ESFUERZO AXILES

1.- INTRODUCCION

Dimensionar un elemento estructural significa encontrar la cantidad y forma de una sección para soportar los esfuerzos a que está sometido sin que su deformación sea incompatible con el uso que tenga. En esta guía se abordara el dimensionado de elementos de distintos materiales sometidos a esfuerzos simples axiles, es decir de tracción y compresión.

Recordando conceptos vistos en la g.e 7 de resistencia de materiales cuando una sección estructural está sometido a un esfuerzo axil se generan sobre su superficie una tensión normal uniforme igual a

$$\sigma = P/A$$

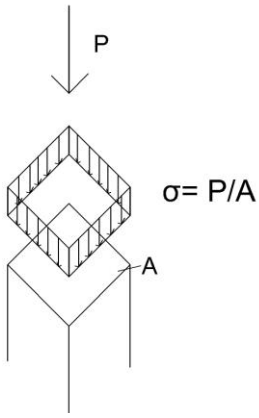
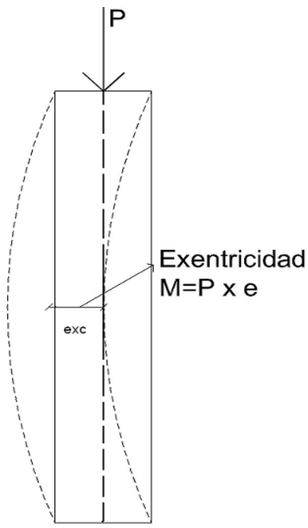


Diagrama de tensiones normales de una sección sometida a compresión pura

En principio, el planteo anterior es válido tanto para esfuerzos de tracción como compresión. Pero, efectivamente, cuando una pieza está sometida a compresión aparece un hecho secundario de pandeo que provoca un doble efecto de compresión y flexión. Esta diferencia hace que el dimensionado a estos esfuerzos sea totalmente distinto uno de otro.



También debe ***diferenciarse*** el análisis del dimensionado entre elementos realizados con ***materiales "homogéneos"*** (acero, madera) de aquellos ***"heterogéneos"*** o formados por dos materiales distintos (hormigón armado)

Entonces, y de acuerdo a todo lo anterior, se dividirá el proceso de dimensionado de la siguiente forma:

Acero y madera { ***Tracción***, ***Compresión***

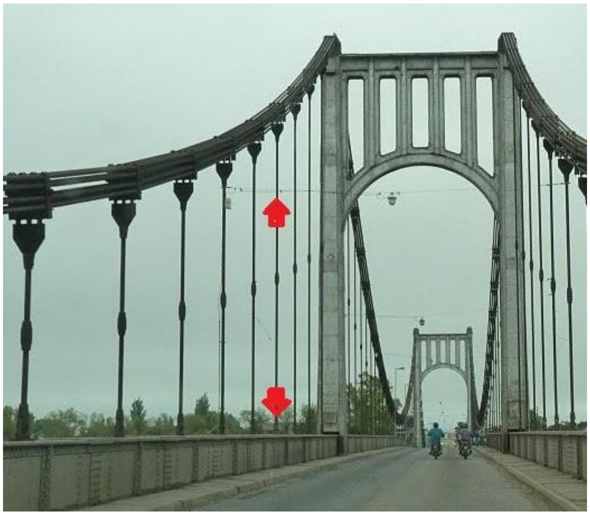
Hormigón armado { ***Tracción***, ***Compresión***

2.- DIMENSIONADO PARA MATERIALES HOMOGENEOS (Acero y madera)

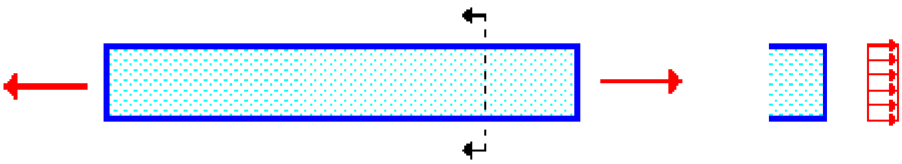
2.1 TRACCION

Sin pretender suponer que el acero y la madera son materiales idénticos, tienen en común el hecho de ser materiales homogéneos, es decir conformados por una misma y única fase, lo que hace que, asumiendo que presentan valores totalmente distintos de tensiones de roturas, admisibles y módulos de elasticidad, el dimensionado a esfuerzos axiles directos presenta criterios similares.

Supóngase, entonces, una pieza de acero o madera sometida a un esfuerzos de tracción pura, y que se desea conocer que "tamaño" o cantidad de material (dimensionado) que es necesario para soportar un determinado esfuerzo P,



La solución sale inmediatamente del despeje de la formula indicada en la introducción de esta guía es decir:



$$\sigma_{tr} = P/A \quad \longrightarrow \quad A_{nec} = P/\sigma_{ad}$$

Obsérvese de las formulas anteriores que en la primera se habla de la **σ_{tr}**, es decir la que está "trabajando" para un determinado área A. En la segunda fórmula, en cambio, se supone que el material está trabajando a la máxima tensión que soporta, **σ_{ad}**, y de esta manera se estará obteniendo ahora, el área necesaria **Anec mínima,** para que las tensiones actuantes no superen las admisibles. En otras palabras, si la sección A fuese menor que la necesaria la tensión **σ_{tr}** seria mayor que la admisible y la pieza se rompería.

Merece recordarse, en esta instancia, que los llamados valores admisibles son los correspondientes de rotura disminuidos por un coeficiente de seguridad

$$\sigma_{adm} = \sigma_{rot} / \gamma$$

Los valores de las tensiones admisibles para el acero y madera (según los distintos tipos utilizados como elementos estructurales salen de las siguientes tablas descriptas en la g.e 8):

TIPO DE ACERO	Denominación	TENSIONES EN Kg/cm2)				
		Normal admisible	Normal de fluencia	Normal de rotura	tangencial admisible	USO
ACERO DULCE	St 37	1400/1600	2400	3700		PERFILERIA HIERRO REDONDO LISO
ACERO CONFOMADO	ADN 420 St 52	2400	4200	5200		BARRAS REDONDAS CONFORMADAS PARA H° A°

TABLA 1 Tensiones admisibles y de rotura para diferentes aceros

TABLA I

TENSIONES ADMISIBLES DE MADERAS (Kg/cm2)						
TIPOS DE MADERAS	Corte		tracción	compr.	flexión	modulo elástico
	//	L				
Maderas duras	20	90	150	150	150	150000
Maderas semiduras	15	80	100	80	100	100000
Maderas blandas Y resinosas	10	60	80	60	80	75000

TABLA 2: Tensiones admisibles y de rotura para diferentes maderas

Entonces, y resumiendo, el proceso de dimensionado de un elemento de un material homogéneo (hierro y madera) sometido a tracción directa por una fuerza P se realiza con la formula:

$$Anec = P / \sigma_{ad}$$

Donde la **σ_{ad}** es la que corresponde al material y tipo que se proponga utilizar y luego deberá resolverse la ***Anec*** con la sección y forma con la que se esté proyectando el elemento estructural, (perfiles laminados o conformados, barras redondas macizas o huecas, formas rectangulares de madera, etc., etc.).

2.2.- COMPRESION

En el caso que el esfuerzo sea de compresión y, tal como se vio en la ge 7 de resistencia de materiales, además del esfuerzo axil directo aparece el fenómeno de pandeo que somete el elemento a esfuerzos adicionales de flexión. Esta doble acción puede ser, en forma simplificada, considerada mediante el mayoramiento de la carga axil P por un coeficiente **ω** que tendrá en cuenta el efecto "negativo" que provoca el pandeo. Entonces

$$\sigma_{trab} = (N \times \omega) / A \qquad \textbf{(con pandeo)}$$

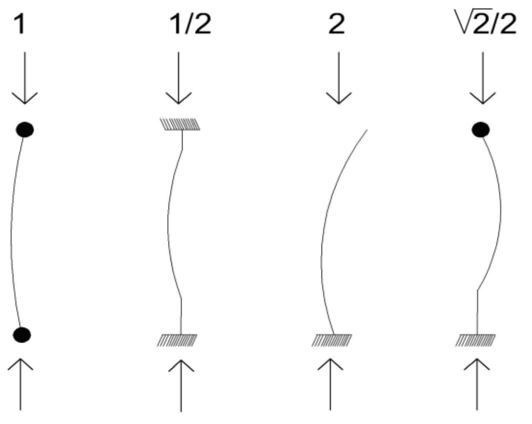
$$\sigma_{trab} = N \ / \ A \qquad \textbf{(sin pandeo)}$$

El valor del coeficiente **ω** dependía de todos los factores que influyen sobre la forma de actuar del pandeo, e decir:

- Esbeltez λ_{max}
- Material
- Condiciones de apoyo

Donde $\lambda_{max} = L_c / i_{min}$ **e** $i_{min} = \sqrt{J/A}$

Y Lc es la luz de calculo que se obtiene de afectar la longitud (o altura) real de la columna por un factor C que tiene en cuenta las condiciones favorables o no de los apoyos en lo que hace a su incidencia sobre el pandeo.(ver g.e 7) ***Lc = Lreal x C***



El ***método*** está ***basado*** en estudios empíricos y dice que para un dado material y para cada valor de **λ**, existe un valor de **ω**, siendo este ultimo mayor cuanto mayor sea λ. A modo de ejemplo y recordando nuevamente lo visto en la g.e 7, la figura siguiente muestra una parte de la relación para el acero St 37 . A modo de entender el proceso de entrada se indica cómo se obtiene el valor de ω = 1.11 para un λ de 35.

TABLA : COEFICIENTE DE PANDEO ω para ACERO ORDINARIO DE CONSTRUCCIÓN

						λ +					
λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	λ
20	1,04	1,04	1,05	1,05	1,05	1,06	1,06	1,07	1,07	1,08	20
30	1,08	1,09	1,09	1,10	1,10	1,11	1,11	1,12	1,13	1,13	30
40	1,14	1,14	1,15	1,16	1,16	1,17	1,18	1,19	1,19	1,20	40
50	1,21	1,22	1,23	1,23	1,24	1,25	1,26	1,27	1,28	1,29	50
60	1,30	1,31	1,32	1,33	1,34	1,35	1,36	1,37	1,39	1,40	60
70	1,41	1,42	1,44	1,45	1,46	1,48	1,49	1,50	1,52	1,53	70
80	1,55	1,56	1,58	1,59	1,61	1,62	1,64	1,66	1,68	1,69	80
90	1,71	1,73	1,74	1,76	1,78	1,80	1,82	1,84	1,86	1,88	90
100	1,90	1,92	1,94	1,96	1,98	2,00	2,02	2,05	2,07	2,09	100
110	2,11	2,14	2,16	2,18	2,21	2,23	2,27	2,31	2,35	2,39	110
120	2,43	2,47	2,51	2,55	2,60	2,64	2,68	2,72	2,77	2,84	120

Entonces de acuerdo a todo lo anterior para el dimensionado de un elemento comprimido se procede de la siguiente forma:

Supóngase un elemento sometido a una fuerza de compresión C. El área que deberá tener será:

$\mathbf{A_{necesaria} = \omega \times C / \sigma_{adm}}$

Donde C y la σ_{adm} son datos,

Mientras que ω = **f**unción de $(\lambda = L_{pandeo}/i_{min})$

En este caso, L_{pandeo} es dato pero i_{min} es un parámetro geométrico que depende de la sección que es justamente lo que se está buscando,…. Conclusión…. El problema no tiene solución: "para conocer el área necesaria, se debe conocer justamente ese área o al menos su forma".

Por lo tanto para resolverlo, se procede ***por tanteos***: Se propone una sección cualquiera y se verifica que la tensión de trabajo resultante sea menor que la admisible:

$$\sigma_{trab} = (C \times \omega) / A_{prop} < \sigma_{adm}$$

Debe destacarse el siguiente hecho...El coeficiente ω aumenta rápidamente con el aumento de la esbeltez, mayorando en igual medida la carga actuante. Para una dada altura, para que la esbeltez "no aumente" es conveniente que el radio de giro min de la sección elegida sea lo mayor posible (está dividiendo) y esto se obtiene con formas de sección "relativamente" cuadradas. Si se elige por ejemplo, una sección doble T, la forma "rectangular" hace que para una determinada área, presente en uno de los ejes, un bajo radio de giro lo que hace que se desaproveche esa área. Entonces es preferible si se opta por perfiles doble T o U unirlos formando secciones cuadradas

2.1.1.- EJEMPLO

Supóngase que se desea conocer la sección necesaria de una columna conformada por un IPN sometida a una carga total de 30 tn., con un largo (o alto) de 4 metros con una condición de apoyo doblemente empotrada.

Primeramente se establece la longitud de pandeo

Lc = Lreal x C = 4 mts x 1/2 = 2 mts = 200 cm

Como se menciono, es necesario para el caso de elementos comprimidos proponer una sección y luego verificarla. Como "propuesta" inicial se puede considerar a la sección que sería necesaria si no existiese pandeo:

$$\mathbf{Anec = P/\sigma_{adm} = 30000/1400 = 21{,}5\ cm2}$$

De tabla de perfiles, el IPN que cumple con este requisito es el 160 con un área de 22,6 cm2. Sin embargo si se elige este perfil, seguramente cuando se "afecte del pandeo" esta sección no será suficiente y se habrá trabajado en vano...Se prefiere "adelantar" y adoptar un perfil mayor y ver qué sucede ...por ejemplo un IPN 200 con un área de 33,4 cm2 y radio de giro mínimo 1,87 cm. Entonces

$$\mathbf{\lambda_{max} = Lc/i_{min} = 200/1{,}87 = 106}$$

De tabla para **λ = 106** resulta un **ω** de **2,02**

$$\mathbf{\sigma_{tr} = 30000 * 2{,}02 / 33{,}4 = 1814 > \sigma_{ad}\ no\ verifica}$$

Se prueba con un IPN 240 con un área de 39.6 cm^2 radio de giro mínimo 2.02 cm

$$\mathbf{\lambda_{max} = Lc/i_{min} = 200/2.02 = 99{,}0}$$

De tabla para **λ = 99** resulta un **ω** de **1,88**

Entonces

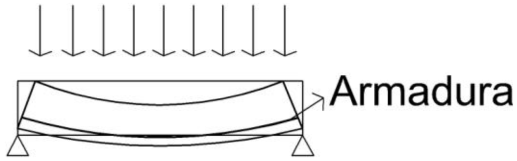
$\mathbf{\sigma_{tr} = 30000 * 1.88 / 39.6 = 1424 > \sigma_{ad}}$ pero que puede considerarse aceptable

VER EN GUIA DE TRABAJOS PRACTICOS TABLAS DE ω PARA ACEROS ST 37 Y ST 52 Y PARA MADERAS

3.- DIMENSIONADO DE HORMIGON ARMADO PARA ESFUERZOS DE TRACCION y COMPRESION SIMPLE

3.1.- FUNCION DEL ACERO EN EL HORMIGON ARMADO

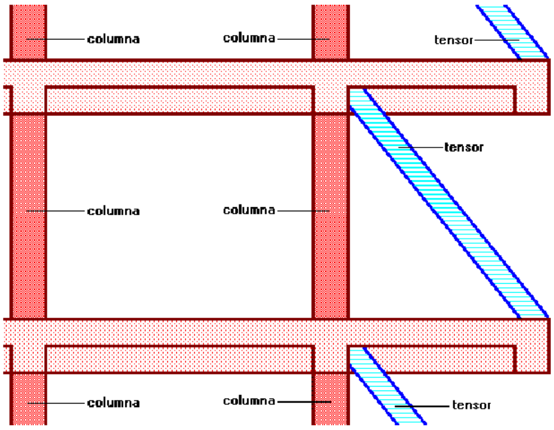
Como ya se comento en guías anteriores, el hormigón es un material apto para soportar esfuerzos de compresión pero tiene muy baja y despreciable resistencia a la tracción. Por lo tanto, y por sí solo, no es capaz de soportar tampoco esfuerzos de flexión, ya que este, provoca tracciones y compresiones en las distintas fibras que componen la sección. De todo esto es que aparece la necesidad de agregar el acero para que suplante la falencia mencionada a la tracción.



-

La armadura necesaria que surgirá del dimensionado, se coloca en barras redondas conformadas de acero ADN420 en la cantidad suficiente para cubrir ese área necesaria.

3.2.- DIMENSIONADO DE HORMIGON ARMADO PARA ESFUERZOS DE TRACCION SIMPLE



Para esfuerzos de tracción pura (tensores de hormigón armado), el hormigón no colabora, y todo el esfuerzo lo absorbe el acero. El hormigón, en este caso, solo actúa como protector del acero a los efectos nocivos de una posible corrosión u “oxidación”. Entonces si se tiene un elemento de hormigón armado sometido a un esfuerzo de tracción P, el área necesaria de acero será

σ ad = P/A **Anec = P/ σ ad**

En este caso se toma como **σ** ad del acero el valor de 2400 Kg/cm2 (recordar que la tensión de rotura o característica corresponde a 4200 kg/cm para el ADN420) (ver ge 8)

Anec = P/2400 kg/cm2

Supongamos que la carga P sea de, por ejemplo 10 tn. entonces

Anec = 10000 kg/2400 kg/cm = 4,16 cm2

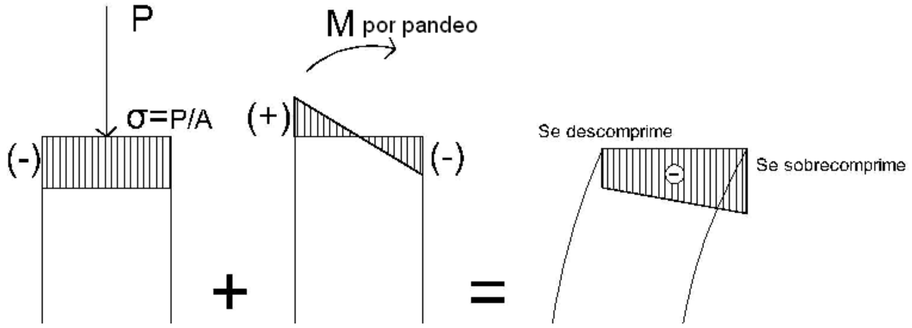
Que pueden ser aportados con 4 barras redondas de 12 mm de diámetro con un área individual de 1,12 cm2, es decir un total de 4,52 cm2, que deberán estar ***especialmente ancladas*** en los extremos del tensor

Diám. nominal	Perim. nominal	Peso nominal	Peso por barra 12m	Secciones nominales / número de barras										ø mandril de doblado mínimo (1)
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
mm	cm	kg/m	kg	cm2										cm
6	1.88	0.222	2.6	0.28	0.56	0.85	1.13	1.41	1.70	1.98	2.26	2.54	2.83	2.40 (4ø)
8	2.51	0.395	4.8	0.50	1.00	1.51	2.01	2.51	3.01	3.52	4.02	4.52	5.03	3.20 (4ø)
10	3.14	0.617	7.4	0.79	1.57	2.36	3.14	3.93	4.71	5.50	6.28	7.07	7.85	4.00 (4ø)
12	3.77	0.888	10.7	1.13	2.26	3.39	4.52	5.65	6.79	7.92	9.05	10.18	11.31	4.80 (4ø)
16	5.03	1.58	18.9	2.01	4.02	6.03	8.04	10.05	12.06	14.07	16.08	18.10	20.11	6.40 (4ø)
20	6.28	2.47	29.6	3.14	6.28	9.42	12.57	15.71	18.84	21.99	25.14	28.27	31.42	14.00 (7ø)
25	7.85	3.85	46.2	4.91	9.82	14.73	19.64	25.55	29.46	34.37	39.28	44.19	49.10	17.50 (7ø)
32	10.1	6.31	75.7	8.04	16.08	24.13	32.17	40.21	48.26	56.30	64.34	72.38	80.42	22.40 (7ø)
40	12.6	9.86	118.0	12.57	25.13	37.70	50.26	62.83	75.40	87.96	100.53	113.12	125.66	-

3.3.- DIMENSIONADO DE HORMIGON ARMADO PARA ESFUERZOS DE COMPRESION SIMPLE

En el caso de un esfuerzo de compresión simple (columna) el hormigón por sí solo, resultaría un elemento apto para soportarlo. Sin embargo, y por dos motivos, también es necesario agregar armadura.

1.- El esfuerzo de compresión provoca el efecto de pandeo que se traduce en flexiones adicionales que provocan la aparición de eventuales efectos de tracción que el hormigón no es capaz de soportar

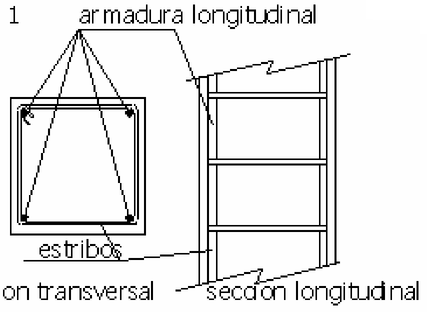


2.- Además, y recordando la "fragilidad" (rotura "brusca") que tiene la eventual rotura del hormigón simple, si por algún motivo (no deseado por supuesto) se diesen condiciones tales que tendieran a romperla, esta sería brusca y sin posibilidad "de aviso", con el "agravamiento" de las consecuencias. En cambio si la columna tuviese acero en su interior, la eventual rotura seria "dúctil" por el proceso de fluencia (grandes deformaciones antes de romperse) que presenta el acero, lo que da posibilidad de alguna medida correctiva o de "evacuación" previa.

3.3.1 COLUMNAS DE HORMIGON ARMADO

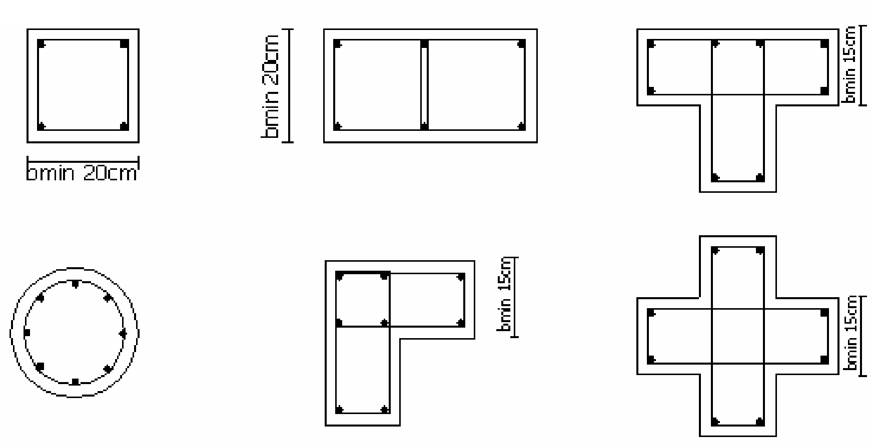
Las ***columnas*** de hormigón armado son los elementos lineales, que en una estructura se encargan de recibir las cargas de las vigas que sobre ellas apoyan, y transmitirlas a la estructura de fundación Esquemáticamente se compone de los siguientes elementos:

FIG. 1



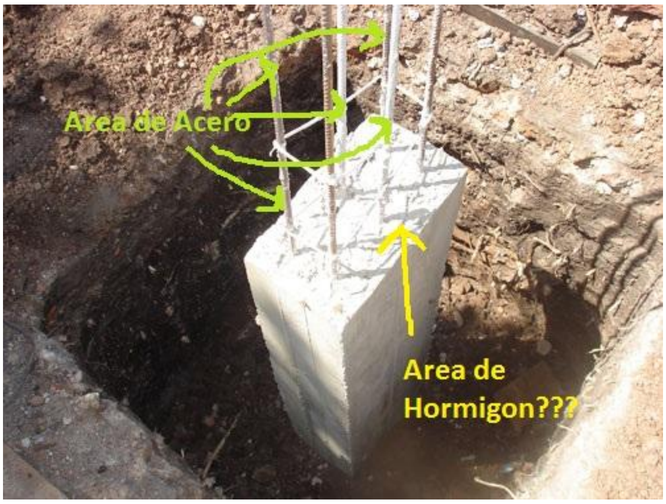
3.3.2 - FORMAS

Las formas que se utilizan en ***columnas de hormigón armado*** provienen fundamentalmente de las que originan el proyecto. No obstante en cada una de estas formas existe una distribución ideal de la armadura.



Distintos tipos de secciones de columna y su distribución de armadura

3.3.3.- DIMENSIONADO DE UNA COLUMNA DE HORMIGON ARMADO



Dimensionar una columna de hormigón armado significa encontrar la cantidad de hormigón y acero necesario para soportar los esfuerzos de compresión a los que está sometida.

En general, la forma y cantidad de hormigón viene dada por cuestiones de **proyecto arquitectónico** (siempre y cuando las altas cargas no obliguen a tener que adoptar mayores secciones de hormigón que las que se "quisieran") y por lo tanto ***"dimensionar"*** una columna es encontrar la cantidad de armadura necesaria para, con el hormigón disponible, soportar las cargas que recibe.

Por otro lado, si bien cualquier elemento estructural debe ser dimensionado con la mayor precisión y seguridad, en el caso de las columnas esto es ***doblemente importante***. Efectivamente, la eventual falla de ***una*** losa o viga por sobrecargas no previstas, errores de cálculo o ejecución etc. ocasionarían eventualmente la destrucción única del propio elemento (dentro de ciertos límites). En cambio, el ***colapso de una columna*** seguramente arrastrara con ella varios elementos estructurales e incluso toda la estructura. Por ello es que los coeficientes de mayoración utilizados en las cargas de columnas son mayores que los del resto de los elementos.

3.1.3.1 CONSIDERACION DEL PANDEO

Como se viene comentando, el efecto de compresión pura, por efecto del pandeo provoca flexiones adicionales que deben ser consideradas.

Para tener en cuenta el efecto del pandeo en el dimensionado de la columna se utilizara el método ya visto de mayorar ficticiamente la carga actuante N mediante un coeficiente **ω** (método omega). Esta mayoración hará que la sección resultante sea mayor que si el pandeo no existiese teniendo, en esta diferencia, justamente ese efecto.

En el caso del hormigón armado, la tabla siguiente provee los valores de **ω**, en función de la esbeltez de la pieza, tomando como tal a:

$\lambda = Lc./b_{min}$

Para valores intermedios deberá interpolarse.

Lc/bmin	ω
15	1.00
20	1.08
25	1.32
30	1.72
35	2.28
40	3.00

Nótese que en lugar de considerar el i_{min}, como en el caso de elementos de madera o metálicos, se tomo b_{min}, o lado mínimo de la columna.

Las condiciones de apoyo se tendrán en cuenta al tomar la luz de cálculo de acuerdo a los coeficientes vistos en el punto 4.1.4

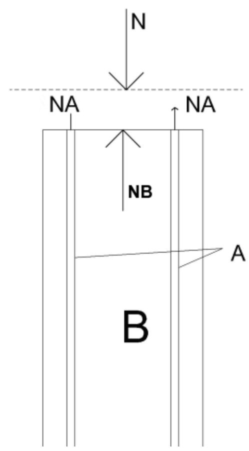
El elemento puede tener ***distintas*** "alturas de pandeo" según los ejes **x** e **y**, si por ejemplo es "cortado" por una viga en la dirección **x**, y otra en la dirección **y** a otra altura distinta. Por ello y en esto casos, deberá verificarse el pandeo en las dos situaciones posibles, con sus correspondientes luces de cálculo y anchos (en este caso el b_{min}, deberá ser reemplazado por cada b, $\mathbf{b_x}$ y $\mathbf{b_y}$, según el caso.

3.1.3.2.- ECUACION DE EQUILIBRIO PARA EL CÁLCULO DE COLUMNAS

Para poder dimensionar una columna de hormigón armado, es decir, qué cantidad de hierro y hormigón deben colocarse para soportar una determinada carga, debe previamente analizarse las fuerzas accionantes y resistentes que sobre ella actúan.

Sea una columna de hormigón con una sección B y una armadura de área A.

La carga actuante **N´**, será absorbida en forma proporcional por el hormigón y el acero de acuerdo a la siguiente ecuación de equilibrio:



N´= N´b + N´a (1)

Donde

N´= esfuerzo solicitante de compresión
N´b = esfuerzo que absorbe el hormigón a compresión
N´a = esfuerzo que absorbe el acero a compresion

Las fuerzas resistentes del hormigón y el acero no son más que el producto de la máxima tensión que ellos pueden proveer por el área total sobre la que actúan. Se tendra entonces

- $N´b = \sigma´_{bk} \cdot B$
- $N´a = \sigma´_{ekcol} \cdot A$

La expresión queda

$$N´ = \sigma´_{bk} \cdot B + \sigma´_{ecol} \cdot A$$

Donde

- **$\sigma´_{ekcol}$ (380 Mpa),** es la tensión del acero "disminuida" (recordar que el verdadero valor es $\sigma´_{ek}$ (420 Mpa))
- **$\sigma´_{bk}$** la que tenga el hormigón utilizado pero algunos reglamentos aconsejan no tomar mas a **15 Mpa**

Notese, que a diferencia de lo visto con los materiales homogéneos, en lugar de trabajar con tensiones "admisibles" (que son menores que las de roturas), para el hormigón armado se prefiere trabajar con las tensiones "caracterisiticas" o de rotura y tener en cuenta la seguridad necesaria mediante un coeficiente de mayoracion de las cargas **(γ)** (además del ya mencionado **(ω)** para el pandeo

Entonces y por lo tanto a la carga solicitante N´ se la "afecta" de un **coeficiente de seguridad (γ)** y otro **de pandeo (ω)** obteniendo de esta forma la denominada **carga de rotura (N´rot)**

$$N' \cdot \gamma \cdot \omega = \sigma'_{bk} \cdot B + \sigma'_{ecol} \cdot A \qquad (2)$$

El valor de **γ** se toma igual a 2,5, en general salvo para el caso de escuelas, hospitales donde se tomara igual a 2,6 o 2,8 según el reglamento.

3.1.3.3.- RESUMEN PARA EL DIMENSIONADO DE UNA COLUMNA

En ***la formula (2)*** del punto anterior, salvo A (área de acero) y B (área de hormigón), el resto de los parámetros son datos. Pero resulta que se tiene una ecuación con 2 incógnitas imposible de resolver matemáticamente. Entonces y nuevamente, se prefija el hormigón por cuestiones de proyecto y se despeja la cantidad de armadura necesaria. Entonces los pasos a seguir serian

1.- PREDIMENSIONADO: Establecer provisoriamente la cantidad de hormigón por cuestiones arquitectónicas o de diseño, teniendo presente que la columna mínima reglamentaria es de 20 cm x 20 cm.

2.- ANALISIS DE CARGA: Las cargas que actúan sobre una columna son siempre puntuales y corresponden a

- Peso propio = dimensiones de la columna x $PUV_{HORMIGON}$
- Cargas de columna superior
- Reacciones de vigas vecinas

3.- DETERMINACION DEL COEFICIENTE DE PANDEO ω: En función de las condiciones de borde y la esbeltez de la pieza ingresando a la tabla afín se obtiene el valor de ω

4.- CÁLCULO DE LA ARMADURA: De la ***formula (2)***, despejando el área A se tiene:

$$A = (N' \cdot \gamma \cdot \omega - \sigma'_{bk} \cdot B) / \sigma'_{ecol}$$

En términos conceptuales, el acero deberá soportar, de la carga total (mayorada), lo que no alcanza a soportar el hormigón.

Incluso la formula anterior puede dar un ***resultado negativo***, que matemática y estructuralmente, significa que el Hormigón resiste por si solo mas que la carga que tiene la columna, en cuyo casos la armadura no sería necesaria y solo se colocara la mínima como se verá más adelante.

La armadura hallada anteriormente se resuelve con un numero par (siempre mayor de 4) de hierro redondos de diámetros tales que sus aéreas individuales sumen el Área total buscada (diámetro mínimo Φ 12)

3.1.3.4.- VERIFICACION DE CUANTIAS MAXIMAS Y MINIMAS

Por cuestiones de tipo de rotura (que sea dúctil y no frágil, "que la columna avise") se limita la cuantía de armadura con relación a la cantidad de hormigón entre un valor máximo y mínimo de tal manera que:

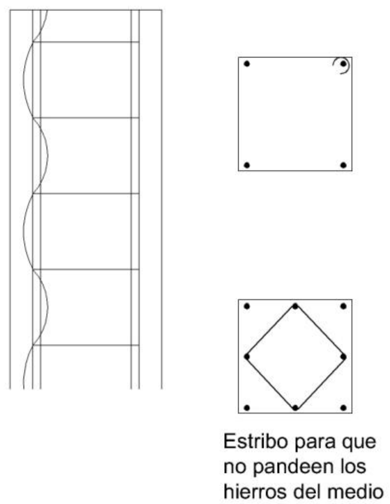
Amín = 0.008 B
Amáx = 0.03 B

Desde el punto de vista económico la armadura no debería superar el 2% **($A_{económica}$ = 0.02 B)** de la sección de hormigón.

En el punto de la cuantía máxima es donde en muchos se deba dimensionar nuevamente la columna, modificando el valor tomado en aquel lejano predimensionado. Efectivamente, si la armadura necesaria obtenida es mayor que la Amax por cuantía (y/o economía) deberá volverse atrás y aumentar la sección de hormigón para obtener menos armadura necesaria y adaptarnos a la cuantía máxima. Este es el motivo por el cual es habitual ver en una estructura de que manera van aumentando los tamaños visibles del hormigón de abajo (donde las cargas son mayores) hacia arriba (que disminuyen).

3.1.3.5.- OTRAS CONSIDERACIONES

Además de la armadura longitudinal, las columnas llevan estribos que son hierros horizontales que la abrazan. Los mismos facilitan el llenado y evitan el pandeo localizado de las barras



estribos de columnas

3.1.3.6.- LIMITACIONES REGLAMENTARIAS

A continuación se dan las pautas que marcan los reglamentos en lo referente a dimensiones mínimas, cantidad de armadura, estribos y separación entre sí de estos últimos.

- La dimensión mínima en las secciones rectangulares era de 20 cm y la armadura mínima 4ø12. (o por cuantía)
- ø de estribos >= 6 mm. Y la separación < que el lado mínimo y < a 40 cm. Y < que 12 Φ de la armadura principal
- Ninguna sección transversal de la columna tendrá barras longitudinales espaciadas entre sí a más de 40 cm.
- La separación mínima entre barras longitudinales no será menor que 1.5 veces el diámetro de la barra de mayor diámetro ni menor que 4 cm.

- El diámetro mínimo utilizado para armadura principal será de 12 mm.

3.1.3.7.- VARIANTES DE LA FORMULA DE EQUILIBRIO:

De la formula de equilibrio (2) intercambiando datos e incógnitas se pueden resolver algunas situaciones particulares. Por ejemplo, tener que saber:

- cuál es la máxima carga N que puede soportar una sección de hormigón y armadura determinada.
- Que sección de hormigón será necesaria si se quiere mantener una armadura determinada
- Con coeficiente de seguridad está realmente trabajando un columna existente de la cual se conoce su carga, armadura y cantidad de hormigón