

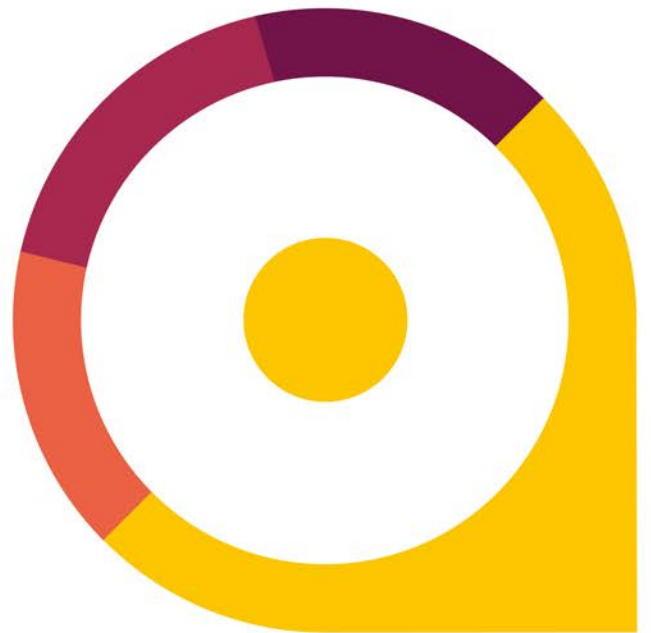
SOL FORMACIÓ

des de 1975 formant universitaris

PRIMER PARCIAL TEORIA

ESTRUCTURAS III

Profesores: Elena - Javi



<http://campussud.academiasol.com>



ÍNDICE

T1-Materiales.....	pg.1-3
Características principales	
Acero laminado	
Hormigón armado	
Cerámica	
Terreno (suelos)	
T2-Materiales clásicos y modernos.....	pg.5-6
Con poca resistencia a tracción	
Con resistencia a tracción	
Materiales modernos	
Estructuras mixtas [Práctica]	
T3-Acero laminado.....	pg.7-16
Perfiles laminados tipo	
Proceso laminado	
Perfiles simples, especiales, chapa plegada...	
Clases de secciones	
Forma de trabajo	
Condiciones geométricas [Práctica]	
Anejo: Módulo resistente elástico y plástico	
T4-Acciones directas en la edificación.....	pg.17-24
Normativas	
Clasificación situaciones	
Clasificación de las acciones	
Valores SC de uso	
SC de NIEVE [Práctica]	
SC de VIENTO [Práctica]	
Empujes terreno [Práctica]	
Acciones térmicas [Práctica]	
Acciones reológicas	
Asentamientos diferenciales [Práctica]	
Acciones sísmicas	
Clasificación de los valores de las acciones ELS	
Hipótesis de cálculo ELU y ELS	
Coeficientes de seguridad	
T5-Otros materiales en estructuras de la edificación.....	pg.25-32
Hormigón en masa	
Hormigón armado [Práctica]	
Hormigón pretensado	
Estructura mixta [Práctica]	
T6-Métodos de análisis y errores.....	pg.33-34
T7-Vigas de acero laminado.....	pg.35-50
Generalidades	
Predimensionado [Práctica]	



SOL FORMACIÓ

SOLUCIONS PER AL TEU FUTUR

Formació, consultoria i empresa

SOL CAMPUS SUD

Sabino de Arana, 56-58 Baixos
Tel. 93 490 82 42 - 622 23 53 53
campussud@solformacion.es

SOL CAMPUS FÒRUM

Ramón Llull, 470 Baixos
Tel. 93 018 52 10 - 622 56 36 36
forum@solformacion.es

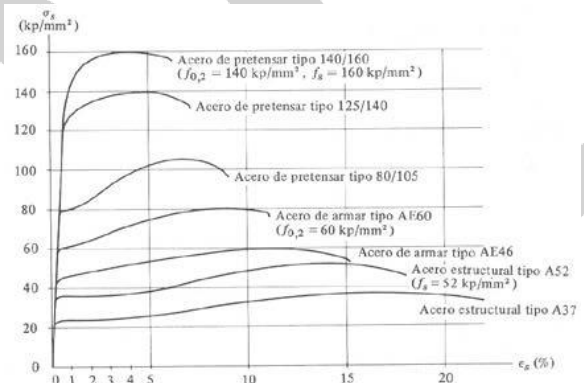
www.solformacion.es

SOL

TEMA 1- MATERIALES

• CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES DE LOS MATERIALES ESTRUCTURALES

1. RESISTENCIA: capacidad de absorber sollicitacions. Tensió admissible (σ_{adm})
2. RIGIDEZ: baixa deformació per absorber sollicitacions. Mòdul de Young (E)
3. SEGURIDAD: garanties de valors mecànics. Coeficients de minoració (γ)
4. DUCTILIDAD: amplias bandes de comportament plàstic. Contrario de frágil.
Deformaciones (ϵ): def. plàstica ϵ_p , def. de rotura ϵ_r
5. DURABILIDAD: perdurable en el tiempo
6. SOSTENIBILIDAD: bajo coste en relación al medioambiente
7. ECONOMÍA: obtención y manipulación del material a bajo coste económico
8. PARÁMETROS MECÁNICOS
9. CARACTERÍSTICAS DE SUS ESTRUCTURAS



DADES MECÀNIQUES DELS MATERIALS

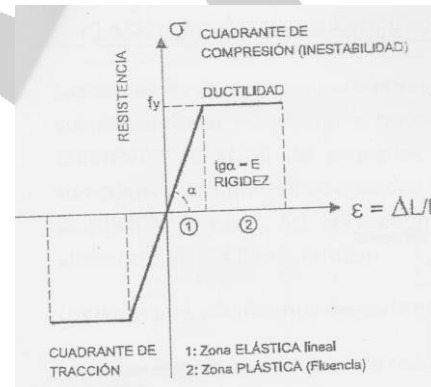
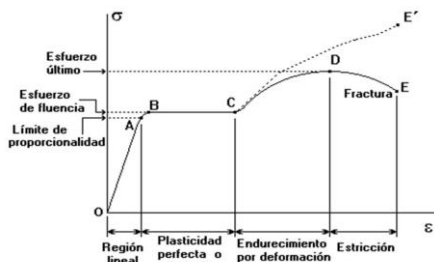
Material	Tensions (Kg/cm ²)		Mòdul de Young, E (kg/cm ²)	Coeficient minoració resistència, γ	Ductilitat / deformacions (%)		Dura-bilitat	Econo-mia	Soste-nibilitat
	càlcul, σ_{adm}	màxima, σ_r			plàstica ϵ^p	Trenca-ment ϵ^r			
Acer laminat	1.500,0 (C i T)	6.000,0 (C i T)	2.100.000	1,00	0,20 (C i T)	22,0 (T)	♣	♣♣	♣
Formigó	150,0 (C) 0,0 (T)	800,0 (C) 0,0 (T)	210.000	1,50	0,20 (C) - (T)	0,35 (C) - (T)	♣♣	♣♣♣	♣
Fusta laminada	120,0 (C) 70,0 (T)	350 (C) 225 (T)	100.000	1,80 / 2,20			♣♣	♣♣♣	♣♣
Ceràmica	15,0 (C) 0,0 (T)	50,0 (C) 0,0 (T)	20.000	2,50	0,08	No es tipifica	♣♣♣	♣♣	♣♣
Alumini	1.200 (C i T)	2.800 (C i T)	1.000.000	1,10	0,20 (C i T)	8,0 (C i T)	♣♣	♣	♣
Carboni	7.000,0 (C i T)	38.000,0 (C i T)	2.400.000 6.400.000	1,0		1,5	♣	♣	♣♣♣
Terreny (sòls)	1,5 (C) 0,0 (T)	4,0 (C) 0,0 (T)	100	3,00	Elevada		-	-	-

• **ACERO LAMINADO**

1. σ adm cálculo=1.500 kg/cm² máx compresión=6.000 kg/cm²
2. $E = 2.100.000$ kg/cm²
3. Coef. Minoración resistencia: $\gamma = 1.0$
4. $\epsilon_p = 0.2\%$ $\epsilon_r = 22\%$
5. Oxidación y corrosión
6. Alto coste energético
7. Repercusión media-alta
8. Dúctil, rígido, resiste a compresión y a tracción
9. Secciones finas, peso ligero, estructuras esbeltas de barras. Poco monolítico. Importancia nudos (articulaciones)

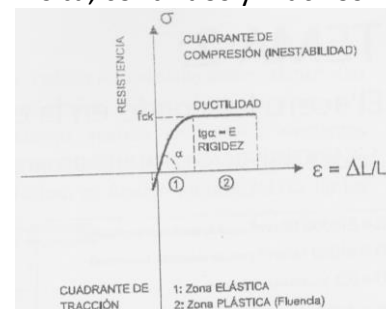
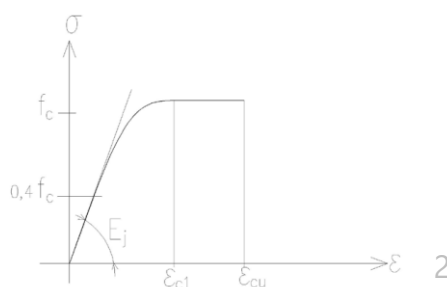
DIAGRAMA ESFUERZO-DEFORMACIÓN

materiales dúctiles en tensión



• **HORMIGÓN ARMADO**

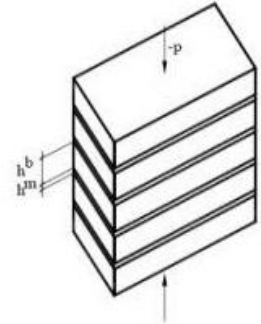
1. σ adm cálculo=150 kg/cm² máx compresión Fck=800 kg/cm²
2. $E = 200.000$ kg/cm² - 300.000 kg/cm²
3. Coef. Minoración resistencia: $\gamma_c = 1.5$
4. A compresión: $\epsilon_p = 0.2\%$ $\epsilon_r = 0.35\%$ A tracción: nula
5. Dependiendo de la disposición de las armaduras. Carbonatación del hormigón y oxidación de las armaduras. Comportamiento diferido en el tiempo: retracción (durante el proceso de endurecimiento) y fluencia (debido a la carga soportada).
6. Alto coste energético y geológico
7. Repercusión baja
8. Rígido, resiste a compresión y a tracción. Dúctil a tracción (acero)
9. Poco esbeltas y pesadas. Elementos in situ, continuos y macizos





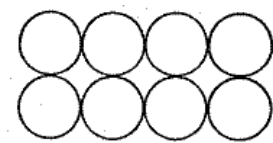
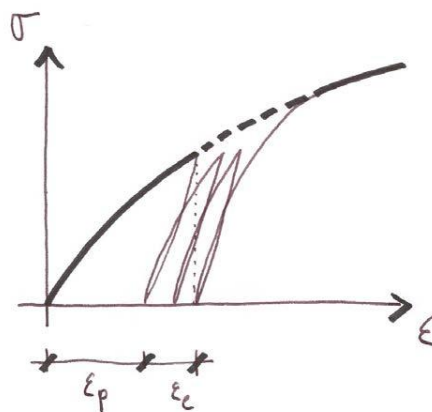
- **CERÁMICA (obra de fábrica)**

1. σ adm cálculo=15 kg/cm² máx compresión=45 kg/cm²
2. E= 20.000 kg/cm²
3. Coef. Minoración resistencia: $\gamma_c=2.5$
4. A compresión: $\epsilon_p= 0.08\%$ A tracció: nula
5. Alta
6. Bajo coste energético y medioambiental
7. Repercusión media
8. Resiste a compresión, frágil y rígido
9. Poco esbeltas y pesadas. Poco monolíticas con paredes de carga. No resiste la tracció. Comportamiento solidario, se necesita elementos que traben

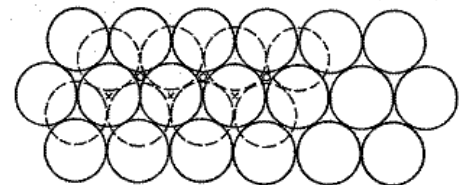


- **TERRENO (suelos)**

1. σ adm cálculo=1.0 – 2.0 kg/cm² máx compresión=4.0 kg/cm²
2. E= 100 - 500 kg/cm²
3. Coef. Minoración resistencia: $\gamma_c=3.0$
4. Generalmente alta. Depende del tipo de suelo
Suelos cohesivos: limos y arcillas. Asentamientos diferidos a largo plazo. Agua intersticial
Suelos no cohesivos: gravas y arenas. Asentamientos instantáneos. Drenan
8. Dúctiles, poca resistencia a compresión



No cohesivos



Cohesivos

*Un terreno ejerce menos empuje cuanto mayor es su ángulo de rozamiento y mayor es su cohesión.



SOL FORMACIÓ

SOLUCIONS PER AL TEU FUTUR

Formació, consultoria i empresa

SOL CAMPUS SUD

Sabino de Arana, 56-58 Baixos
Tel. 93 490 82 42 - 622 23 53 53
campussud@solformacion.es

SOL CAMPUS FÒRUM

Ramón Llull, 470 Baixos
Tel. 93 018 52 10 - 622 56 36 36
forum@solformacion.es

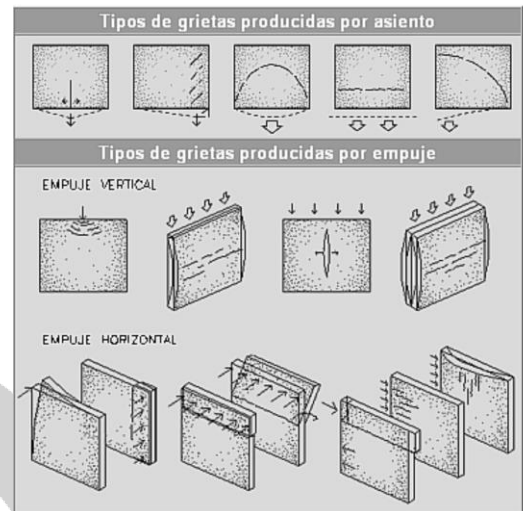
www.solformacion.es

SOL

TEMA 2– MATERIALES CLÁSICOS Y MODERNOS

- MATERIALES CLÁSICOS CON POCA RESISTENCIA A TRACCIÓN

- PIEDRA: vigas cortas para minimizar la flexión. Para cubrir grandes luces → arcos de compresión.
- HORMIGÓN ROMANO: mortero + piedras, dándole forma mediante el encofrado. Velocidad de ejecución y solidez.
- BLOQUE DE TIERRA COMPRIMIDA (BTC): adobe
- TAPIA de tierra: muros de arcilla húmeda compactados mediante un pistón utilizando un encofrado de madera.
- CERÁMICA: Paredes y tipos de grietas
Por asiento o por empuje (Vertical o Horizontal) →
- CERÁMICA: Techos. Combinación con acero para empujes horizontales ya que la cerámica aguanta compresión pero no tracción



- MATERIALES CLÁSICOS CON RESISTENCIA A TRACCIÓN

- MADERA: vigas, cerchas...

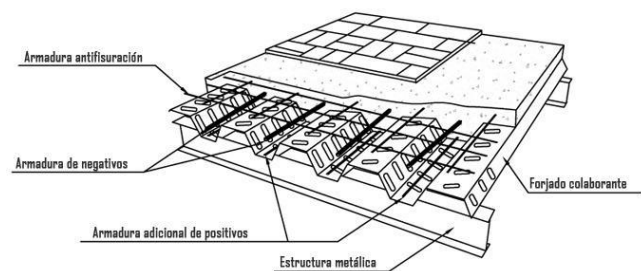
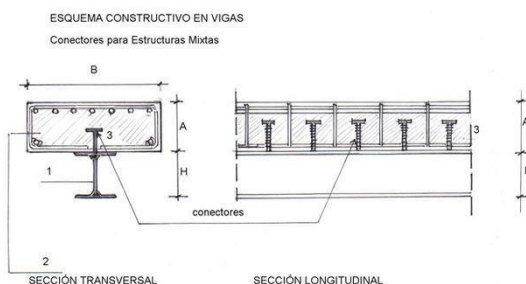
- MATERIALES MODERNOS

- ACERO: perfiles, vigas, cerchas...
- HORMIGÓN ARMADO: Buen funcionamiento por sus compatibilidades:
 1. Comp. Física: coeficientes de dilatación térmica similares
 2. Comp. Química: ph básico del hormigón protege al acero de la corrosión
 3. Comp. Mecánica: se adhiere el hormigón al acero y se reparte la fisuración (no crea arcos de descarga en el hormigón y así no se tracciona constantemente la armadura)
 4. Incendio: el hormigón protege (parcialmente) al acero, haciendo que el acero no incremente de temperatura tan rápidamente.

- ESTRUCTURAS MIXTAS [+ PRÁCTICA]

- HORMIGÓN+MADERA
- ACERO+HORMIGÓN
- Incompatibilidad química: corrosión del acero por mortero de cal

ESQUEMAS CONSTRUCTIVOS EN VIGAS
Conectores para Estructuras Mixtas



***Peso forjados mixtos**

Para saber el peso por metro cuadrado de un forjado tendremos que calcular el peso de la estructura principal de soporte (Vigas) y la estructura horizontal (forjado y acabados).

A= luz entre vigas (m)

δ = densidad material (kN/m³) → 1 kN/m³=100 kg/m³

e= espesor (m)

b= base viga

h= altura viga

Peso tablero: $e \cdot \delta \cdot 1\text{m de longitud} = (\text{kN/m}^2)$

Peso vigas: $\frac{b \cdot h \cdot \delta}{A} = (\text{kN/m}^2)$

Peso forjado total= Peso tablero + Peso vigas

EJERCICIO EJEMPLO:

Determinar el pes per metre quadrat d'un forjat format per un encadellat de fusta sobre bigues del mateix material: **D**

Dades: A=70cm

Densitat de la fusta= 380kg/m³



$$\delta_{\text{Fusta}} = 380\text{kg/m}^3 \cdot \frac{1\text{kN}}{100\text{kg}} = 3,8\text{kN/m}^3$$

$$\text{Pes}_{\text{Biga}} = \frac{h \cdot b \cdot \delta}{A} = \frac{0,2\text{m} \cdot 0,1\text{m} \cdot 3,8\text{kN/m}^3}{0,7} = 0,108 \text{ kN/m}^2$$

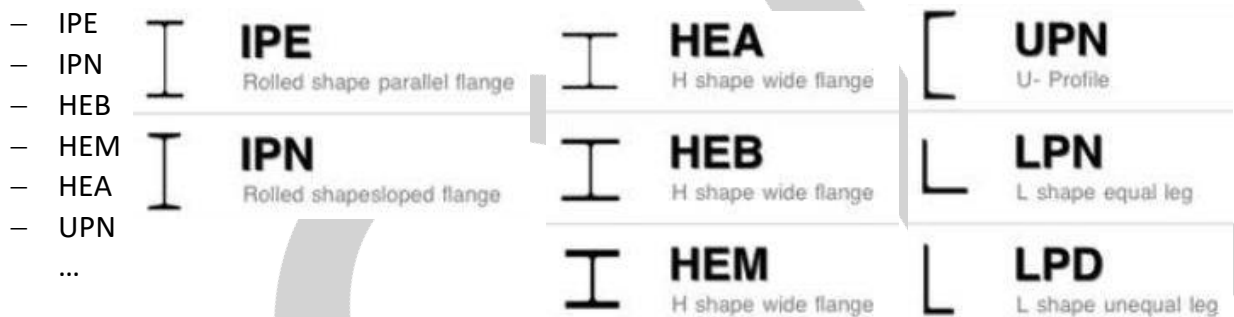
$$\text{Pes}_{\text{Encadellat}} = e \cdot \delta \cdot 1\text{m} = 0,03\text{m} \cdot 3,8\text{kN/m}^3 \cdot 1\text{m} = 0,114 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Pes}_{\text{ForjatTotal}} = \text{Pes}_{\text{Biga}} + \text{Pes}_{\text{Encadellat}} = 0,108 + 0,114 = 0,223 \text{ kN/m}^2$$

TEMA 3- ACERO LAMINADO

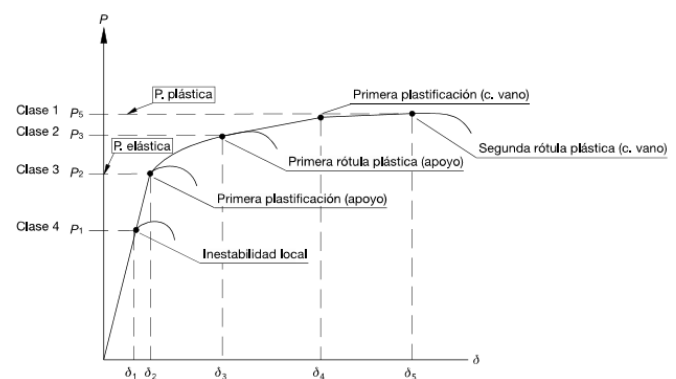
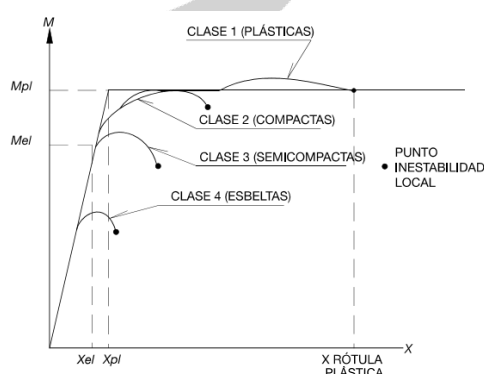
- UTILIZACIÓN DE PERFILES LAMINADOS TIPO:
 - Razones económicas
 - Controlar la esbeltez
 } Menos material, menos momento, menos radio de giro con un perfil laminado que con una sección cuadrada de igual base
- PROCESO DE LAMINADO DE UN PERFIL EN DOBLE T
Mediante etapas de rodillos (desbaste-recalcado-desbaste-intermedios-recalcado-acabado)

- PERFILES SIMPLES LAMINADOS EUROPEOS



- PERFILES SIMPLES LAMINADOS AMERICANOS
- PERFILES ESPECIALES ESTRUCTURALES
- PERFILES DE CHAPA PLEGADA. TECHOS
- ACCESORIOS
- CLASES DE SECCIONES
- TIPOS:

Classe 1: Plàstica	Permeten la formació de la rótula plàstica amb la capacitat de rotació suficient per a la redistribució de moments
Classe 2: Compacta	Permeten la formació de la rótula plàstica amb una capacitat de rotació limitada
Classe 3: Semicompacta o elàstica	A la fibra més comprimida es pot assolir el límit elàstic de l'acer, encara que l'abombament no permet la formació de la rótula plàstica
Classe 4: Esvelta	Els elements total o parcialment comprimits de les seccions esveltes s'abomben abans d'assolir el límit elàstic a la fibra més comprimida





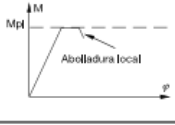

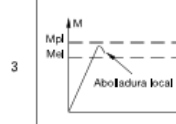

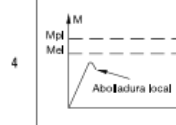

– POR LA FORMA DE TRABAJO:

C1 Plástica: Alcanzan el momento plástico sin problemas. No tiene problemas de rotación, desarrollan rótula plástica.

C2 Compacta: Alcanzan el momento plástico sin problemas. El nudo está agotado. No puede girar, plastifica con capacidad de rotación limitada.

C3 Semicompacta: No plastifica el nudo. Plastifica la fibra más comprimida (normalmente el alma). Se abolla (abonyega). Llega al límite elástico.

C4 Esbelta: No tiene rotación. Se abolla antes. Inestable.

Caso	Modelo de comportamiento	Resistencia de cálculo	Capacidad de rotación de la rótula plástica	Análisis global de la estructura
1		PLÁSTICA sobre toda la sección 	Importante	Elástico o plástico
2		PLÁSTICA sobre toda la sección 	Limitada	Elástico
3		ELÁSTICA sobre toda la sección 	Ninguna	Elástico
4		ELÁSTICA sobre la sección reducida 	Ninguna	Elástico

– POR LAS CONDICIONES GEOMETRICAS: [+ PRÁCTICA]

- Factor de reducción, ε , que depende del límite elástico del acero del perfil: $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
- Partir el perfil en almas (tabla 5.3) y alas (tabla 5.4), según si tienen un extremo libre o no.
- Esbeltz de cada elemento (ala o alma): c/t
Donde c es la longitud del elemento (sin contar la zona soldada o curvaturas) y t es el espesor (t_f o t_w).
- Tipo de esfuerzo (compresión o flexión simple) que tiene cada elemento (ala o alma) para entrar en tablas.
- Comparación esbeltz con las tablas: buscaremos los elementos del perfil que estén a compresión o a flexión simple, y miraremos en que clase entra nuestra esbeltz dependiendo de la sollicitación del perfil y de los mínimos que nos dan las tablas.
- Cada elemento del perfil puede ser de una clase diferente, el perfil será de la clase más restrictiva.



“ALMAS”

Tabla 5.3 Límites de esbeltez para elementos planos, apoyados en dos bordes, total o parcialmente comprimidos

Geometría		Límite de esbeltez: c/t máximo		
Solicitación	Elemento plano	Clase 1	Clase 2	Clase 3
Compresión + Tracción -				
Compresión		33ε	38ε	42ε
Flexión simple		72ε	83ε	
				124ε
Flexocompresión $\psi \geq -1$		$\frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$	$\frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$	
		$\alpha \geq 0,5$	$\alpha \geq 0,5$	$\frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$
Flexotracción ¹⁾ $\psi \leq -1$		$\frac{36\varepsilon}{\alpha}$	$\frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$	
		$\alpha \leq 0,5$	$\alpha \leq 0,5$	$62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$
Caso especial: sección tubular	Compresión Flexión simple Flexocompresión	$\frac{d}{t} \leq 50\varepsilon^2$	$\frac{d}{t} \leq 70\varepsilon^2$	$\frac{d}{t} \leq 90\varepsilon^2$

Factor de reducción $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

1) $\psi \leq -1$ es aplicable a los casos con deformaciones unitarias que superen las correspondientes al límite elástico



“ALAS”

Tabla 5.4 Límites de esbeltez para elementos planos, apoyados en un borde y libre el otro, total o parcialmente comprimidos.

Solicitación	Elemento plano	Geometría		
		Límite de esbeltez: c/t máximo		
Compresión + Tracción -		Clase 1	Clase 2	Clase 3
Compresión		9ε	10ε	14ε
Flexocompresión; borde libre comprimido		$\frac{9ε}{α}$	$\frac{10ε}{α}$	$21ε\sqrt{k_{σ_1}}$
Flexocompresión; borde libre traccionado		$\frac{9ε}{α^{1,5}}$	$\frac{10ε}{α^{1,5}}$	$21ε\sqrt{k_{σ_2}}$

Coefficientes de abolladura $k_{σ_1}$ y $k_{σ_2}$ en función de $ψ$, siendo $ψ$ la relación de las tensiones en los bordes (compresión positiva):

$k_{σ_1} = 0,57 - 0,21 ψ + 0,07 ψ^2$ para $1 ≥ ψ ≥ -3$

$k_{σ_2} = 0,578 / (0,34 + ψ)$ para $1 ≥ ψ ≥ 0$

$k_{σ_2} = 1,7 - 5 ψ + 17,1 ψ^2$ para $0 ≥ ψ ≥ -1$

Factor de reducción $ε = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$



ANEJO: Módulo resistente elástico y Módulo resistente plástico

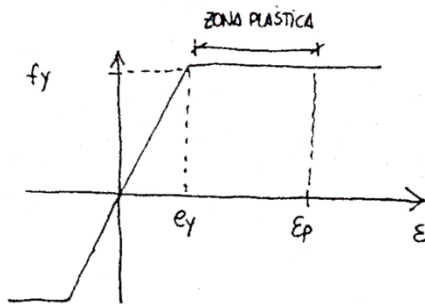
Cuando queremos dimensionar un perfil a flexión pura, dado un momento flector M_d mayorado i una tensión admisible del acero σ_{adm} , hallábamos el módulo resistente necesario del perfil a través de la siguiente expresión:

$$\sigma_{adm} = \frac{Md}{W} \rightarrow W = \frac{Md}{\sigma_{adm}}$$

Así, a partir del módulo resistente, buscábamos en tablas el primer perfil que cumplía que su módulo resistente fuese superior al necesario por cálculo.

¿Pero recordáis de donde viene la expresión $\sigma_{adm} = \frac{Md}{W}$?

De lo que se trataría es de encontrar el máximo momento flector que puede soportar una sección, pero con la condición de que la fibra más solicitada este, como mucho, en el **límite elástico f_y** , es decir, que esté a punto de plastificar.

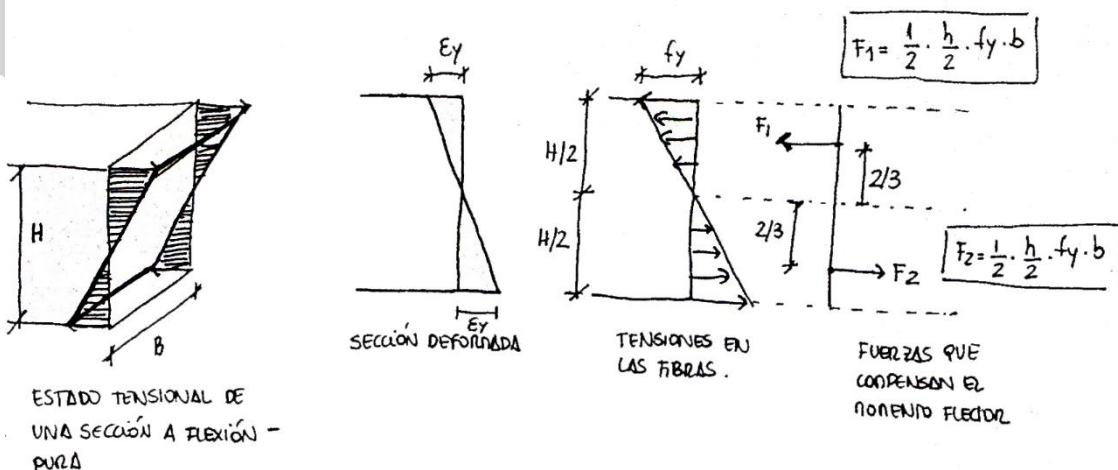


f_y : tensión de límite elástico

ϵ_y : punto de la fibra más solicitada en régimen elástico

De esta manera podemos asegurar que cuando el momento flector desaparezca, volveremos a la posición inicial (estamos en un régimen de comportamiento elástico de la sección) i, además, que las tensiones a lo largo de la sección siguen una ley lineal (es decir, proporcional, ya que estamos en un tramo lineal del diagrama tensión-deformación)

Así, dada una sección que suponemos rectangular, tenemos lo siguiente:



Por tanto, si se sabe el valor de F_1 y F_2 que se tienen en la sección para la situación de límite elástico (que no es más que el área del triángulo que tiene por base F_y y por altura $H/2$), podemos encontrar el máximo momento que puede resistir la sección, permitiendo que la fibra más solicitada llegue al límite elástico pero no lo sobrepase. Este momento tendría un valor de:

$$M_{\max} = 2 \cdot F \cdot \frac{2h/2}{3} = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot b \cdot \frac{h}{2} \cdot f_y \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{h}{2} = \frac{1}{6} b \cdot h^2 \cdot f_y = W_{el} \cdot f_y$$

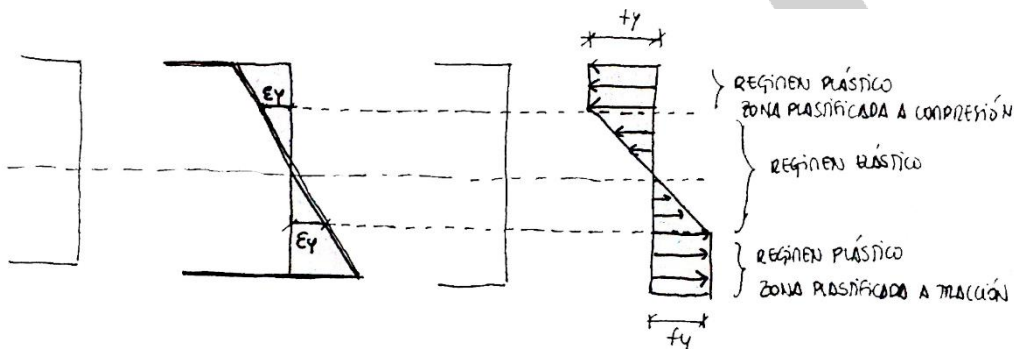


Por tanto, podemos deducir que el momento máximo que puede soportar la sección depende del límite elástico del material y de la sección que lo soporta.

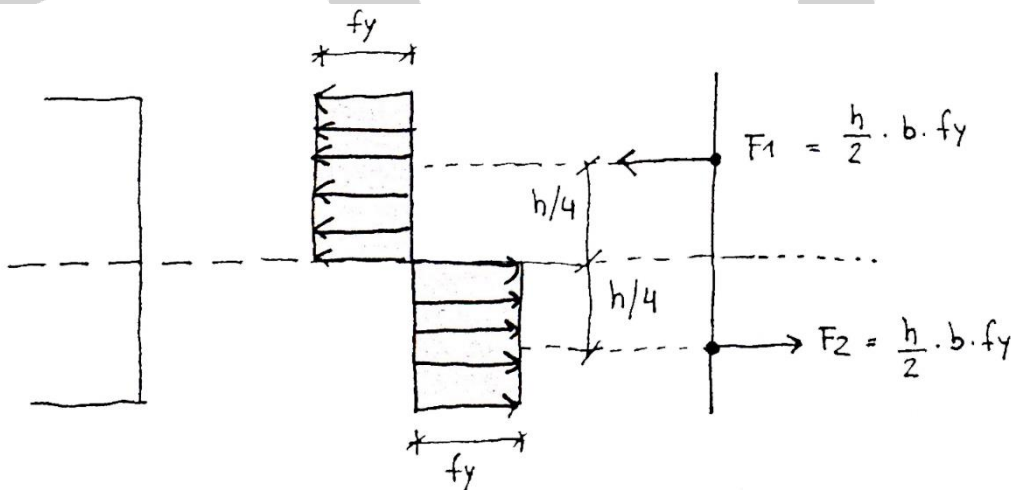
Los prontuarios de perfiles IPE, HEB, etc... lo que hacen es tabular estos valores. Pero, todo lo explicado anteriormente es válido para cuando nos encontramos en régimen elástico, es decir, que la fibra más solicitada llega al límite elástico pero no sobrepasa ese valor. De alguna forma, al momento que hace que la sección más solicitada trabaje a límite elástico lo podríamos llamar M_{el} (Momento elástico) y al módulo resistente correspondiente, W_{el} (Módulo resistente elástico)

¿Qué pasaría si seguimos aplicando más momento flector a nuestra sección?

Sabemos que por el diagrama tensión-deformación todavía estamos lejos de la rotura. Lo que ocurre es que a medida que voy aplicando más momento flector, la sección gira más y tengo más fibras que sobrepasan la deformación elástica (ϵ_y) y por tanto, tengo fibras que están en la zona plástica, es decir, han plastificado. El esquema de nuestra sección una vez tengo fibras que han sobrepasado la zona elástica es el siguiente:



Y si llevo toda la sección a la plastificación, lo que tengo es lo siguiente:



Así, el momento máximo que podría soportar la sección en el límite de la región plástica sería:

$$M_{\max} = 2 \cdot F \cdot \frac{h}{4} = 2 \cdot \frac{h}{2} \cdot b \cdot f_y \cdot \frac{h}{4} = \frac{1}{4} b \cdot h^2 \cdot f_y = W_{pl} \cdot f_y$$

A este valor máximo de momento que puede resistir la sección en régimen plástico lo llamaremos Momento plástico (M_{pl}) y W_{pl} (Momento resistente plástico o módulo resistente plástico)

Si comparamos el máximo momento que puede aguantar la sección en régimen elástico y plástico, resulta:

$$\partial = \frac{M_{pl}}{M_{el}} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{W_{el} \cdot f_y} = \frac{W_{pl}}{W_{el}} = \frac{\frac{1}{4} \cdot b \cdot h^2}{\frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2} = \frac{3}{2} = 1,5$$



Es decir, que la sección es capaz de aguantar un 50% más de momento respecto de lo que suponíamos en régimen elástico.

Para perfiles tipo IPE, HEB y similares, como la masa de la sección se concentra en las alas y por tanto, alejada del centro de gravedad de la sección, el aguante no es tan espectacular, pero ronda entre el 15-20% de lo que aguanta en régimen elástico.

Sin embargo, hay que tener en cuenta los siguientes detalles:

- Si hacemos llegar la sección a su límite plástico, estamos admitiendo que ya no volverá a recuperar su forma inicial al desaparecer la acción exterior y, por tanto, hay que vigilar con las deformaciones que se obtienen, ya que estas serán permanentes.
- ¿Y qué pasa si continuamos aumentando la acción exterior? Como ya tenemos fibras que han plastificado, estas ya no pueden ofrecer más resistencia y por tanto, la sección continuará girando como si fuese una rótula, con un momento constante igual al momento plástico (M_{pl}). Por tanto, hay que vigilar porque es como si apareciesen rótulas en donde antes habían empotramientos (es decir, articulaciones en donde antes había empotramientos) y eso podría provocar que, al perder grados de libertad, nuestra estructura se convirtiese en un mecanismo y colapsara.

Por tanto, antes de admitir plastificación de la sección, debemos hacernos un par de preguntas:

- ¿Puedo plastificar cualquier sección? ¿Es decir, puedo ir aumentando la sollicitación de cualquier sección hasta que todas las fibras plastifiquen?
- ¿Cómo puedo calcular estructuras donde los nudos que antes eran empotramientos plastifican y pasan a ser rótulas con un momento plástico? Es decir, ¿Cómo puedo hacer un cálculo plástico?

Respuestas

- Desafortunadamente no, No puedo coger cualquier sección y plastificar todas sus fibras a base de ir aplicando más momento flector. ¿Por qué? Porque según la sección, antes de que todas las fibras queden plastificadas, se producen fenómenos locales tales como abolladuras en las zonas comprimidas de la sección antes de que asuma todo su momento plástico que, a priori, podría llegar a tener. ¿Y de qué depende esto? Básicamente, de la relación entre los gruesos y la longitud de las diferentes partes que componen la sección.

Dicho de otro modo, la capacidad o no de poder plastificar la sección solo depende de la geometría de la sección y de sus gruesos. Por tanto, las secciones más gruesas serán más plastificables que otras más delgadas y esbeltas.

Además, dada una misma sección pero hecha con dos aceros diferentes, para plastificar la que tiene el límite elástico más elevado tendré que aplicar más flexión y, por tanto, se pueden producir abolladuras que en un acero de límite elástico más bajo no se producirían, ya que esta necesita menos flexión para llegar al límite de su capacidad resistente (f_y)

Esto hace que sea necesario catalogar las secciones mediante algún criterio para decidir cuáles de ellas son plastificables completamente sin peligro de abolladuras, cuales pueden plastificar un poco y cuales no pueden plastificar de ninguna manera.

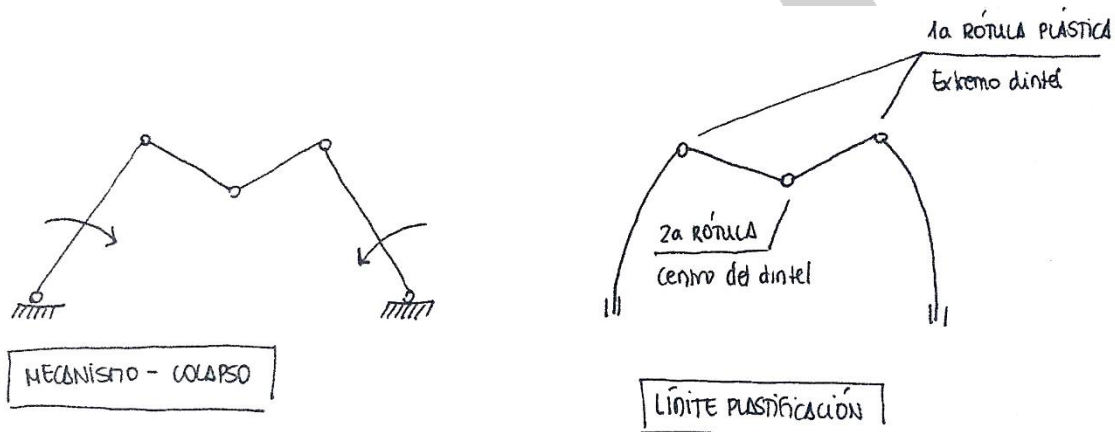
- Un cálculo plástico es un cálculo en donde se va cargando la estructura de forma progresiva hasta que en algún punto de la misma se llega a que el momento de la sección es el momento plástico (M_{pl}). A partir de entonces, como hemos visto, aunque siga cargando la estructura la fibra plastificada no ofrece más resistencia, no soporta más momento, simplemente gira, como si fuese una articulación. La única diferencia es que en una articulación el momento soportado es 0 mientras que, en una rótula plástica, el momento soportado es el momento plástico.

A partir de este momento, a medida que voy cargando más la estructura, el momento va aumentando en otra zona (el momento se redistribuye por zonas).

A medida que se van solicitando más otros puntos de la estructura, estos pueden llegar también a plastificar, formando nuevas rótulas plásticas. ¿Y hasta cuando puedo ir formando rótulas plásticas? Hasta que llego al caso en el que ya he perdido tantos grados de libertad por la creación de nuevas rótulas plásticas que la estructura se convierte en un mecanismo, se pliega y colapsa.

Imaginemos el ejemplo cualquiera de un pórtico simple que se va cargando progresivamente hasta ir formando rótulas plásticas en su esquema:

1. En primer término, se llega al momento plástico (M_p) en los extremos del dintel del pórtico, mientras que en el centro del vano, no se llega a asumir todavía dicho valor. Llegados este punto, si continuamos aplicando más carga al perfil, los extremos del dintel no resistirán más, no tendrán más momento ya que, en este punto, la sección queda plastificada y a partir de aquí, la sección en estos puntos únicamente girará, sin absorber momento flector. Se han formado dos rótulas plásticas
2. Continuamos aplicando carga. ¿Qué sucede? Las rótulas plásticas continuarán aguantando el momento plástico, pero no más. Para esta nueva carga que ha hecho que se formen dos rótulas plásticas en los extremos, el dintel se comportará como biapoyado, de forma que el momento que irá aumentando progresivamente, será el positivo, que se tiene en el centro del vano. ¿Hasta cuándo? Hasta que se asuma también el valor del momento plástico en el centro del vano (es decir, cuando el momento en el centro del vano tenga el mismo valor que en los extremos). Se habrá formado una nueva rótula plástica en el centro del vano.



3. ¿Qué pasa si sigo cargando la estructura una vez he asumido una tercera rótula plástica en el centro del vano? Pues que como el dintel ya ha llegado al límite de la plastificación, en la redistribución de momentos, quien pasa a aguantar esta carga adicional son los pilares, empotrados en la base. Si continuo cargando la estructura y permito que la base de los pilares plastifique, la estructura pasaría a ser un mecanismo y colapsaría. **Por tanto, la carga máxima que puede soportar mi estructura es hasta que se forma la rótula plástica en el centro del vano. (Dicho de otro modo, cuando el momento en el centro del vano sea igual al de los extremos del dintel, se habrá asumido el M_p en toda la sección del dintel, se habrán formado tres rótulas plásticas, dos laterales y una central, y el perfil no podrá continuar plastificando más.**

Como podemos ver, combinando la comprobación plástica de una sección con el cálculo plástico de una estructura puedo aguantar mucha más carga que con una comprobación elástica con un cálculo elástico de los mismos perfiles.

¿Y podemos hacer un cálculo plástico de cualquier estructura?

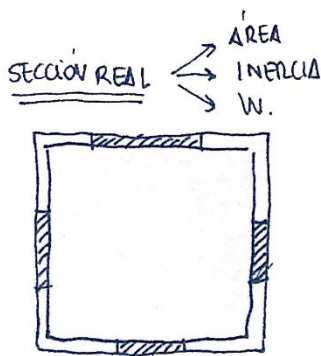
La respuesta es no. Cuando hacemos una comprobación plástica, estamos llevando la sección al límite y ya hemos visto que no todas las secciones lo permiten ya que algunas presentan abolladuras antes de llegar a plastificar. Por tanto, para hacer un cálculo plástico de nuestra estructura he de tener secciones que no solo sean capaces de plastificar sin sufrir abolladuras sino que, además, cuando la sección quede plastificada, si las continuo flectando, puedan girar sin abollarse.

Eso nos lleva a clasificar las secciones en 4 clases:

- CLASE 1:** Secciones que pueden plastificar y que, cuando plastifican, pueden girar sin abollarse. Son las más robustas, con ellas puedo hacer un cálculo plástico de la estructura y comprobación plástica de la sección (también puedo hacer cálculo elástico de la estructura y comprobación elástica del perfil)

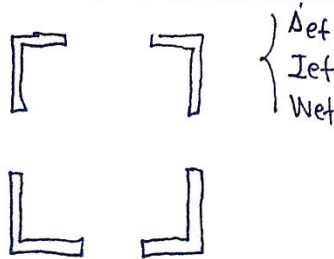


- CLASE 2:** Secciones que pueden plastificar pero que si intento hacerlas girar más, se abollan. Por tanto, en clase 2, solo puedo hacer un cálculo elástico de la estructura (ya que no puedo ir creando rótulas) pero sí que puedo hacer una comprobación plástica de la sección.
- CLASE 3:** Como mucho se puede plastificar una pequeña parte traccionada de la sección, nunca puede plastificar la zona comprimida, por lo que no puedo hacer una comprobación plástica de la sección y mucho menos, un cálculo plástico de la estructura. Estos perfiles tan solo admiten cálculo elástico de la estructura y comprobación elástica de la sección.
- CLASE 4:** Son secciones muy esbeltas. Se abollan antes de que alguna de las fibras llegue al límite elástico. En este caso, a efectos de cálculo, lo que se supone es que los tramos de sección que se abollan no existen, de forma que al final lo que tenemos es una **sección efectiva de cálculo**.



////// → ZONAS QUE SE
ABOLLAN ANTES DE LLEGAR
AL LÍMITE ELÁSTICO.

SECCIÓN EFECTIVA PARA CÁLCULO ELÁSTICO.



Se calcula la sección en régimen elástico presumiendo de las zonas que abollan antes de llegar al límite elástico. Para el cálculo se toma AREA EFECTIVA, INERCIA EFECTIVA y MÓDULO ELÁSTICO y MOMENTO RESISTENTE EFECTIVO (W_{ef})



SOL FORMACIÓ

SOLUCIONS PER AL TEU FUTUR

Formació, consultoria i empresa

SOL CAMPUS SUD

Sabino de Arana, 56-58 Baixos
Tel. 93 490 82 42 - 622 23 53 53
campussud@solformacion.es

SOL CAMPUS FÒRUM

Ramón Llull, 470 Baixos
Tel. 93 018 52 10 - 622 56 36 36
forum@solformacion.es

www.solformacion.es

SOL

TEMA 4- ACCIONES DIRECTAS EN LA EDIFICACIÓN

- **NORMATIVAS:**
 - Obligado cumplimiento:
 - CTE SE-AE (Seguridad estructural / acciones en la edificación)
 - NCSR-02 (Norma de Construcción Sismoresistente)
 - Complementarias:
 - EUROCODIGO 1
 - EHE (valores de las acciones)
 - NTE (normas tecnológicas)
- **CLASIFICACIÓN DE LAS SITUACIONES (ELU)**
 - Persistentes: en condiciones normales de uso
 - Transitorias: aplicables durante un tiempo limitado (en fase de construcción, de reparación...)
 - Extraordinarias: condiciones excepcionales a las que puede estar expuesto el edificio
 - Sísmicas

- **CLASIFICACIÓN DE LAS ACCIONES**

	Acciones Permanentes (G)	Acciones Variables (Q)	Acciones Accidentales (A)
Directas (actúa sobre la estructura)	Peso propio Cargas muertas Empuje del suelo Postesado y pretensado	Sc de uso Sc de nieve Sc de viento	Incendio Impacto Explosión
Indirectas (consecuencia movimientos inducidos)	Reológicas Postesado	Reológicas Térmicas	Incendio Sismo

- **VALORES SOBRECARGA DE USO:**

Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso

Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m ²]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5	4
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20 ⁽¹⁾
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente ⁽²⁾			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación ⁽³⁾	G1 ⁽⁷⁾	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 ⁽⁴⁾⁽⁶⁾	2
			Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁵⁾	0,4 ⁽⁴⁾	1
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

- SOBRECARGA DE NIEVE

$$q_n = S_k \cdot \mu$$

- μ : coeficiente de forma de la cubierta:
 $\mu = 1$: cubiertas con inclinación $\leq 30^\circ$
 $\mu = 0$: cubiertas con inclinación $\geq 60^\circ$

*para valores intermedios
(30-60°): interpolar

- S_k : el valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal:

Tabla 3.8 Sobrecarga de nieve en capitales de provincia y ciudades autónomas

Capital	Altitud m	S_k kN/m ²	Capital	Altitud m	S_k kN/m ²	Capital	Altitud m	S_k kN/m ²
Albacete	690	0,6	Guadalajara	680	0,6	Pontevedra	0	0,3
Alicante / Alacant	0	0,2	Huelva	0	0,2	Salamanca	780	0,5
Almería	0	0,2	Huesca	470	0,2	SanSebas- tián/Donostia	0	0,3
Ávila	1.130	1,0	Jaén	570	0,7	Santander	0	0,3
Badajoz	180	0,2	León	820	0,4	Santander	1.000	0,7
Barcelona	0	0,2	Lérida / Lleida	150	1,2	Segovia	10	0,2
Bilbao / Bilbo	0	0,4	Logroño	380	0,5	Sevilla	1.090	0,2
Burgos	860	0,3	Lugo	470	0,6	Soria	0	0,9
Cáceres	440	0,6	Madrid	660	0,7	Tarragona	0	0,4
Cádiz	0	0,4	Málaga	0	0,6	Tenerife	950	0,2
Castellón	0	0,2	Murcia	40	0,2	Teruel	550	0,9
Ciudad Real	640	0,2	Orense / Ourense	130	0,2	Toledo	0	0,5
Córdoba	100	0,6	Oviedo	230	0,4	Valencia/València	0	0,2
Coruña / A Coruña	0	0,2	Palencia	740	0,5	Valladolid	690	0,4
Cuenca	1.010	0,3	Palma de Mallorca	0	0,4	Vitoria / Gasteiz	520	0,7
Gerona / Girona	70	0,2	Palmas, Las	0	0,2	Zamora	650	0,4
Granada	690	0,4	Pamplona/Iruña	450	0,2	Zaragoza	210	0,5
		0,5			0,7	Ceuta y Melilla	0	0,2

- SOBRECARGA DE VIENTO (o presión estática)

Barlovento (presión o succión, según el viento) o sotavento (solo succión)

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$$

- q_b : presión dinámica del viento: $0,52 \text{ kN/m}^2$ ó $q_b = 0,50 \cdot \delta \cdot V_b^2$
 $\delta_{\text{aire}} = 0,00123 \text{ kN/m}^3$ $V_b = \text{según zona}$



– **Ce:** coeficiente de exposición

*Para edificios $h \leq 30m$

Tabla 3.4. Valores del coeficiente de exposición c_e

Grado de aspereza del entorno	Altura del punto considerado (m)							
	3	6	9	12	15	18	24	30
I Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	2,4	2,7	3,0	3,1	3,3	3,4	3,5	3,7
II Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	2,1	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,3	3,5
III Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	1,6	2,0	2,3	2,5	2,6	2,7	2,9	3,1
IV Zona urbana en general, industrial o forestal	1,3	1,4	1,7	1,9	2,1	2,2	2,4	2,6
V Centro de negocio de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	1,2	1,2	1,2	1,4	1,5	1,6	1,9	2,0

*Para edificios $h < 200m$

$$C_e = F \cdot (F + 7 k)$$

$$F = k \cdot \ln(\max(z, Z) / L)$$

Tabla D.2 Coeficientes para tipo de entorno

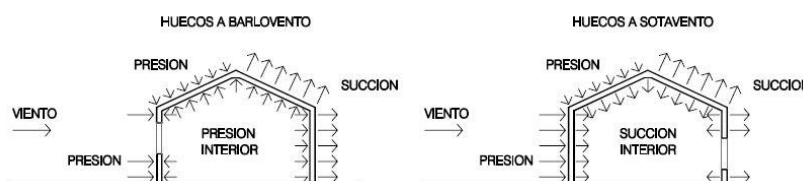
Grado de aspereza del entorno	Parámetro		
	k	L (m)	Z (m)
I Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	0,156	0,003	1,0
II Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	0,17	0,01	1,0
III Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	0,19	0,05	2,0
IV Zona urbana en general, industrial o forestal	0,22	0,3	5,0
V Centro de negocios de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	0,24	1,0	10,0

– **Cp o Cs:** coeficiente eólico
Esbeltez: altura/base

Tabla 3.5. Coeficiente eólico en edificios de pisos

	Esbeltez en el plano paralelo al viento					
	< 0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	≥ 5,00
Coeficiente eólico de presión, c_p	0,7	0,7	0,8	0,8	0,8	0,8
Coeficiente eólico de succión, c_s	-0,3	-0,4	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7

*Cubiertas planas



• EMPUJES DEL TERRENO

γ : Densidad aparente

h: Altura

c: Cohesión aparente

φ : Ángulo de rozamiento interno

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

γ_w : densidad del agua: 1000kg/m³

Terreny sense cohesió	$e_a = \gamma h K_a$
Sobrecàrrega trasdos	$e_a = \gamma h K_a + Q K_a$
Terreny amb cohesió	$e_a = \gamma h K_a + Q K_a - 2c\sqrt{K_a}$; $e_a \geq 0$
Terreny anegat	$e_a = (\gamma - \gamma_w) h K_a + Q K_a - 2c\sqrt{K_a} + \gamma_w h$; $e_a \geq 0$

Tipus de sòl	Densitat aparent kN/m ³	Densitat saturada kN/m ³	Angle de fregament (°)	Cohesió aparent (kN/m ²)	Mòdul edomètric (kN/m ²)	Coefficient de Balast (kN/m ³)	Limit líquid	Índex de plasticitat
Sorra uniforme solta	16,5	19,0	30	-	30.000	25.000	<35	<35
Sorra uniforme densa	19,0	21,0	32	-	80.000	150.000		
Sorra graduada solta	19,0	20,0	33	-	60.000	70.000		
Sorra graduada densa	20,5	21,5	35	-	120.000	300.000		
Llim tou	19,0	-	27,5	5,0	1.000	10.000	20 a 60	5 a 25
Llim compacte	20,0	-	27,5	10,0	2.000	25.000		
Argila tova	18,0	-	17	10,0	1.000	20.000	>35	>15
Argila mitja	19,5	-	20	25,0	2.500	35.000		
Argila compacte	22,0	-	25	25,0	4.000	60.000		
Argila orgànica	16,0	-	15	10,0	1.000	15.000		
Grava	17,0	19,0	35	-	150.000	300.000		
Morrena glacial	21,5	23,0	40	10,0	70.000	-		
Terraplè	17,0	20,5	30	-	-	10.000		
Pedraplé	18,0	21,0	40	-	-	15.000		
Roca	25,0	-	>40	>100	100.000	500.000		

Un terreno ejerce menor empuje cuanto mayor es su ángulo de rozamiento interno y cohesión.

- ACCIONES TÉRMICAS

Las acciones térmicas generan desplazamientos en la estructura (δ).
Los efectos son: en verano (dilatación) y en invierno (contracción).

$$\delta = l \cdot \Delta t \cdot \lambda$$

l = longitud del elemento (m)

λ = coeficiente de dilatación térmica del material

$$\lambda_{\text{Acero}} = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1} \quad \lambda_{\text{Hormigón}} = 1,0 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

Δt = incremento de temperatura: $^\circ\text{C}$ $\Delta t = T_{\text{máx}} - T_{\text{mín}}$

Temperatura máxima

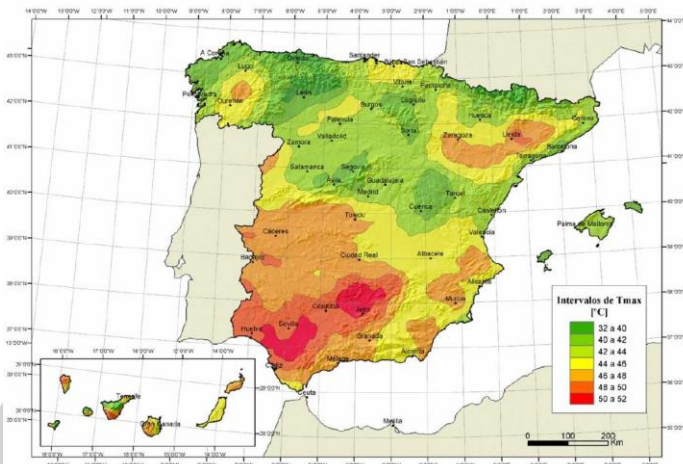


Figura E.1 Isotermas de la temperatura anual máxima del aire ($T_{\text{máx}}$ en $^\circ\text{C}$)

Temperatura mínima (zonas)



Figura E.2 Zonas climáticas de invierno

Temperatura mínima según altitud y la zona correspondiente

Tabla E.1 Temperatura mínima del aire exterior ($^\circ\text{C}$)

Altitud (m)	Zona de clima invernal, (según figura E.2)						
	1	2	3	4	5	6	7
0	-7	-11	-11	-6	-5	-6	6
200	-10	-13	-12	-8	-8	-8	5
400	-12	-15	-14	-10	-11	-9	3
600	-15	-16	-15	-12	-14	-11	2
800	-18	-18	-17	-14	-17	-13	0
1.000	-20	-20	-19	-16	-20	-14	-2
1.200	-23	-21	-20	-18	-23	-16	-3
1.400	-26	-23	-22	-20	-26	-17	-5
1.600	-28	-25	-23	-22	-29	-19	-7
1.800	-31	-26	-25	-24	-32	-21	-8
2.000	-33	-28	-27	-26	-35	-22	-10

Para elementos expuestos a la intemperie: como temperatura mínima se adoptará la extrema del ambiente. Como temperatura máxima en verano se adoptará la extrema del ambiente incrementada por el efecto de la radiación solar, según la tabla:

Tabla 3.7 Incremento de temperatura debido a la radiación solar

Orientación de la superficie	Color de la superficie		
	Muy claro	Claro	Oscuro
Norte y Este	0 $^\circ\text{C}$	2 $^\circ\text{C}$	4 $^\circ\text{C}$
Sur y Oeste	18 $^\circ\text{C}$	30 $^\circ\text{C}$	42 $^\circ\text{C}$

- ACCIONES REOLÓGICAS

Se genera por la deformación dilatada en el tiempo.

- Acero de pretensar: relajación del material cuando está sometido a carga.
- Hormigón:
 - Retracción: contracción del material durante el proceso de endurecimiento por la humedad.
 - Fluencia φ : deformación, relajación del material cuando está sometido a carga a largo tiempo. Crea flecha diferida en el hormigón o en la madera.

- ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES [PRÁCTICA]

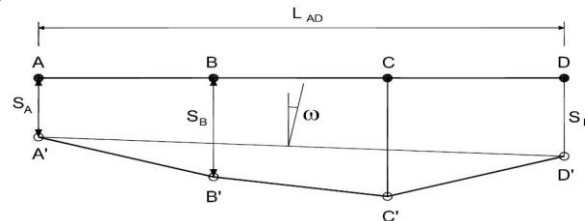
Previos o durante la puesta en carga de la estructura.

- Distorsión angular β

$$\beta_{AB} = \frac{\delta S_{AB}}{L_{AB}} = \frac{S_B - S_A}{L_{AB}}$$

$$\delta S_{AB} = S_B - S_A$$

δS : asiento diferencial: el descenso de cualquier punto de la cimentación de un edificio.



- Distorsión angular horizontal ε

$$\varepsilon_{AB} = \frac{\delta X_{AB}}{L_{AB}} = \frac{X_B - X_A}{L_{AB}}$$

$$\delta X_{AB} = X_B - X_A$$

δX : desplazamiento horizontal diferencial: diferencia de movimiento horizontal entre dos puntos cualesquiera de la cimentación.

- Valores límite

Tabla 2.2. Valores límite basados en la distorsión angular

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

Tabla 2.3. Valores límite basados en la distorsión horizontal

Tipo de estructura	Límite
Muros de carga	1/2000



- ACCIONES SÍSMICAS

- Clasificación de las construcciones:

1. Importancia moderada

Probabilidad despreciable de que su destrucción pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio primario o producir daños económicos de gran importancia. Ej. Edificaciones agrícolas, almacenes, pérgolas...

2. Importancia normal

Puede ocasionar víctimas, interrumpir un servicio colectivo, producir importantes pérdidas económicas, sin dar efectos catastróficos. Ej. Viviendas.

3. Importancia especial

Interrumpe un servicio imprescindible o da efectos catastróficos. Ej. Hospitales, aeropuertos, puentes, edificios con sustancias peligrosas, centrales nucleares, centrales térmicas, presas, monumentos históricos o artísticos, construcciones destinadas a espectáculos públicos, grandes superficies comerciales, edificios de comunicación, edificios para equipos de ayuda (bomberos, policía...).

- HIPÓTESIS DE CÁLCULO (basados en la probabilidad)

- ELU (estados límite últimos): Riesgo para los usuarios.

Se mayoran las acciones. Se comprueba resistencia y estabilidad.

Pérdida de equilibrio, deformación excesiva, estructura=mecanismo, cansancio o rotura...

- ELS (estados límite de servicio): Afectan al confort y el bienestar de los usuarios, al correcto funcionamiento del edificio o a su apariencia.

No se mayoran las acciones. Se comprueban flechas y desplomes.

Vibraciones, daños no estructurales, durabilidad, estética, deformaciones...

- CLASIFICACIÓN DE LOS VALORES DE LAS ACCIONES (ELS)

- Valor característico (F_k): es su principal valor representativo.

*acciones permanentes: valor medio.

*acciones variables: valor superior que con probabilidad no se superará.

- Valor de combinación ($\psi_0 \cdot F_k$): una acción variable que actúa aisladamente o con otra acción variable.

- Valor frecuente ($\psi_1 \cdot F_k$): se sobrepasa solo en periodos de corta duración.

- Valor casi-permanente ($\psi_2 \cdot F_k$): se sobrepasa durante gran parte de la vida útil de la estructura.

- COEFICIENTES DE SEGURIDAD (γ)
 - En Acciones Permanentes: $\gamma_G=1.35$
 - En Acciones Variables: $\gamma_Q=1.50$

TIPO DE ACCIÓN	Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones accidentales	
	Efecto favorable	Efecto desfavorable	Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Permanente de valor no constante	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,50$	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Variable	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,50$	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$
Accidental	-	-	$\gamma_A = 1,00$	$\gamma_A = 1,00$

TIPO DE ACCIÓN	Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Permanente de valor no constante	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Variable	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$

ELU

ELS

- COEFICIENTES DE SIMULTANEIDAD (ψ)
 - Valor característico: Q_k
 - Valores de cálculo o de diseño (valor representativo):
Valor combinación: $Q_k \cdot \psi_0$
Valor frecuente: $Q_k \cdot \psi_1$
Valor casi permanente: $Q_k \cdot \psi_2$

Combinació poc probable:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Combinació freqüent:

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

Combinació quasipermanent:

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

T4* - SISMO

1.-EFECTOS

- Desplazamiento rápido de la BASE del edificio, ya que el edificio no lo puede seguir (por inercia).
- Dirección HORIZONTAL.
- Estos desplazamientos relativos entre plantas son los que provocan más daños a la estructura.
- PILARES más “sensibles” a sismo que las vigas.
- La acción sísmica es DINÁMICA: por los efectos de ACELERACIÓN.
- Estructuras rígidas: daño estructural mínimo, pero afecta a elementos no estructurales.
- Estructuras muy flexibles: No afecta tanto a elementos no estructurales, pero causa más daño estructural.
- El sismo crea efectos más graves que el viento.

2.-FUERZAS

V= Cortante en la base del edificio

W= Peso del edificio

S= Coeficiente del suelo.

Sroca=1

Sterreno=2

γ = factor de importancia

a_g = aceleración sísmica (máx:0,5g)

a_g Barcelona= 0,09g

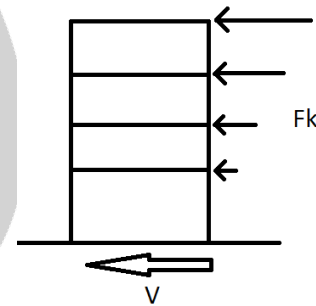
S_a : ordenada espectral (

ζ : amortiguamiento

T_F : periodo

q: coeficiente reducción de ductilidad (actual μ)

$$V = \sum_{k=1}^N F_k$$



$$V = \frac{W S \gamma a_g S_a(\zeta, T_F)}{q}$$

3.- MAPA

2012: a_g Barcelona: 0,04g

2016: ACTUALIZACIÓN: a_g Barcelona=0,09g

Zonas sísmicas Catalunya:

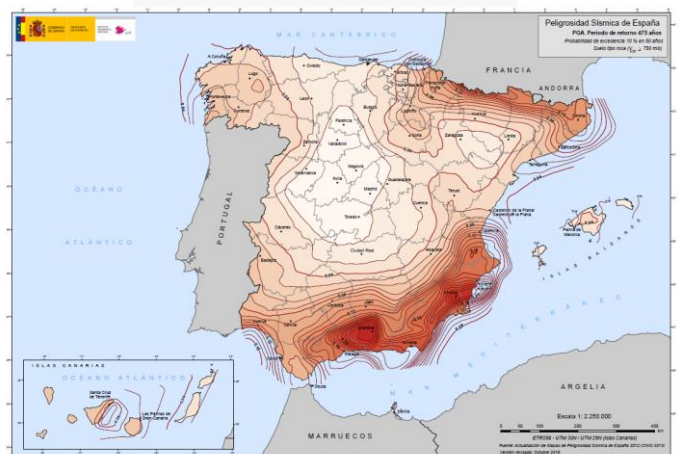
Olot hacia arriba

Zonas sísmicas España:

Alicante, Cartagena, Lorca, Sur de la península.

Zonas sísmicas mundiales:

Canadá, Alaska, California, Costa del Pacífico, China, Japón, Nepal, Argelia, Turquía, Grecia, Perú, Colombia...





- 4.- ESPECTRO DE PROJECTO
 - 5.- INTENSIDAD Y MAGNITUD
 - 6.- PERIODO DE RETORNO Y ESTADÍSTICA
 - 7.- EFECTOS DE FH Y FV EN LOS EDIFICIOS
- Efectos de las acciones gravitatorias (ej.Pp)
 - a) Vigas iguales (carga y luz igual)
 - b) En las Pinferiores los pilares son más robustos, y más robustos aún los centrales que los laterales
 - c) En las Psuperiores los pilares son iguales por planta.
 - Efectos de las fuerzas laterales sin trabar (ej.sismo)
 - a) En las Pinferiores los pilares y las vigas son más robustos
 - b) Pilares iguales por planta.
 - c) Uplift: cuando un pilar está traccionado en un extremo puede volcar.
 - d) Se puede invertir el momento (M+) en los extremos de las vigas.
 - Pórticos con o sin trabar
 - a) sin trabar: NUDOS RÍGIDOS: desplazamientos muy grandes
 - b) trabar: para evitar la FLEXIÓN

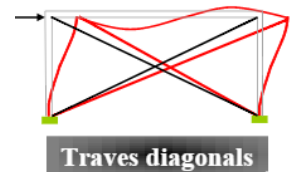
*Se suele trabar de dos maneras en los pórticos de edificación:

En ambas el desplazamiento lateral causa solo fuerza axial en las trabas, y las trabas son siempre de acero.

TRABADO DIAGONAL

Comportamiento ligeramente mejor que la Chevron.

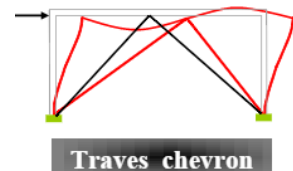
Una está comprimida y otra traccionada. Si una padea, la otra aún puede resistir.



TRABADO CHEVRON

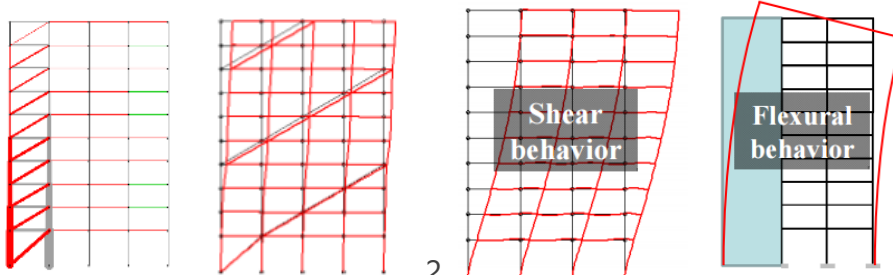
Usualmente preferible por razones arquitectónicas.

Si la traba comprimida padea, no se comporta correctamente.



- Dónde colocar las trabas en un edificio de varias plantas:

Las trabas transmiten AXIAL a los pilares.
Si las situamos en una misma "franja vertical", uno de los pilares está sobrecomprimido.
El comportamiento es mejor si se reparte la sobrecompresión entre varios pilares, para ello aprovecharemos toda la longitud del edificio.
Los muros estructurales en los edificios de hormigón armado también se comportan como trabas.
Tenemos comportamiento como pórtico (trabas de acero) o como barra (muros de carga). Se buscan soluciones estructurales intermedias entre ambos casos.





SOL FORMACIÓ

SOLUCIONS PER AL TEU FUTUR

Formació, consultoria i empresa

SOL CAMPUS SUD

Sabino de Arana, 56-58 Baixos
08028 Barcelona
Tel. 93 490 82 42 - 622 23 53 53
campussud@solformacion.es

SOL CAMPUS FÒRUM

Ramon Llull, 470 Baixos
08930 Sant Adrià
Tel. 93 018 52 10 - 622 56 36 36
forum@solformacion.es

www.solformacion.es

8.- CRITERIOS DE PROYECTO SISMORESISTENTE

1. Resistència lateral
2. Simetria (mecànica) en planta
3. Regularitat (mecànica i geomètrica) en alçada
4. Configuració compacta en planta
5. Lleugeresa (principalment a les plantes superiors)
6. Rigidesa i resistència a torsió
7. Rigidesa dels sostres al seu pla (efecte diafragma rígid)
8. Ductilitat
9. Esmorteïment
10. Redundància estructural (hiperestaticisme)
11. Pilar fort-biga feble
12. No "pilars curts"
13. Subjecció i reforç dels elements no estructurals
14. Lligat de les sabates i dels enceps
15. Ni grans voladissos, ni estintolaments
16. Comportament estructural senzill
17. Separació dels edificis adjacents



TEMA 5

OTROS MATERIALES EN ESTRUCTURAS DE EDIFICACIÓN

- **HORMIGÓN EN MASA**

- Definición: Masa disgregada de áridos de diferentes medidas que quedan unidas por la solidificación del cemento, que reacciona con el agua.
- Componentes: grava + arena + cemento + agua + aditivos (cuidado con la dosificación)
- Tipificación: T-R/C/TM/A → Por ejemplo: HA – 25 / P / 20 / IIa
T: HM-hormigón en masa; HA-hormigón armado; HP-Hormigón pretensado
R: resistencia característica a compresión a los 28 días (F_{ck} entre 20-50N/mm²)
C: Consistencia: S-seca; P-plástica; B-blanda; F-fluida; L-líquida
TM: grosor máximo del árido (mm)
A: ambiente

- **HORMIGÓN ARMADO**

- Definición: Hormigón + barras de acero corrugado
- Coeficientes de seguridad para ELU:

Situación	Hormigón γ_c	Acero pasivo y activo γ_s
Persistente o transitoria	1.5	1.15
Accidental	1.3	1.0

- **Propiedades mecánicas**

F_{ck} : resistencia característica del hormigón: valor que se da con un 95% de seguridad

F_{cm} : resistencia media del hormigón: es la media del conjunto de valores.

γ_c : coeficiente parcial de seguridad del hormigón.

α_{cc} : coeficiente de agotamiento del hormigón por grandes tensiones (0,85-1)

F_{cd} : resistencia de cálculo del hormigón.

$$F_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{F_{ck}}{\gamma_c}$$

$$F_{yd} = \frac{F_{yk}}{\gamma_s}$$

F_{yk} : resistencia característica del acero.

γ_c : coeficiente parcial de seguridad del acero.

F_{yd} : resistencia de cálculo del acero.

– Problemas del hormigón armado:

1. FLUENCIA: A carga constante, aumento de la deformación a largo tiempo
2. CANSAMIENTO: A carga constante, pérdida de resistencia a largo tiempo
3. ENVEJECIMIENTO: Incremento de la resistencia del hormigón en su primer año
4. RETRACCIÓN: Contracción durante el proceso de endurecimiento = FISURAS

– Durabilidad del hormigón armado:

1. Formas estructurales adecuadas: evacuar bien el agua, ventilar zonas húmedas, mantenimiento...)
2. Calidad adecuada del hormigón
3. Recubrimientos adecuados: dependiendo del ambiente (piscinas: postesar el hormigón y pedir hormigón especial para este ambiente)
4. Control del valor máximo de las fisuras
5. Protecciones superficiales (en ambientes muy agresivos)
6. Medidas de protección de las armaduras

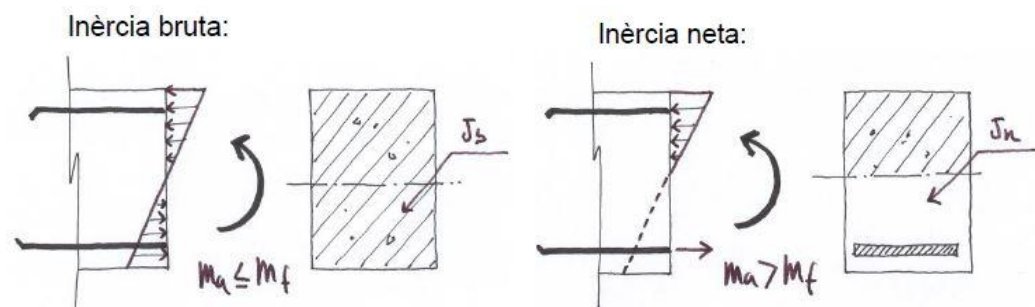
– **Fisuración del hormigón:** en piezas sometidas a tracción. [PRÁCTICA]

1. Momento nominal de fisuración: $M_f = f_{ct,f} \cdot W_b$
2. Momento máximo sección bruta: $M_a = q \cdot L^2 / 8$
3. Momento inercia equivalente:

$$I_e = \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3 \cdot I_b + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3\right] \cdot I_n \leq I_b = \text{mm}^4$$

Donde I_b es de la homogeneizada y I_n es de la zona comprimida (hormigón)

4. Módulo resistente de la sección bruta a compresión: $W_b = b \cdot h^2 / 6 = \text{mm}^3$
5. Resistencia a flexo-tracción del hormigón: $f_{ct,f} = 0,37 \cdot f_{ck}^{2/3} = \text{N/mm}^2$



– Estados límites de servicio (ELS): **FLECHAS** [PRÁCTICA]

* Flecha total: $f_{tot} = f_{inst}^{cp+sc} + \lambda \cdot f_{inst}^{cp}$

* Flecha instantánea cargas permanentes:

$$f_{inst(cp)} = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q \cdot L^4}{EJ_{e(cp)}}$$

* Flecha instantánea cargas permanentes + sobrecargas:

$$f_{inst(cp+sc)} = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q \cdot L^4}{EJ_{e(cp+sc)}}$$

* Flecha activa: se produce a partir del momento que se construyen los elementos "lesionables": paredes, pavimentos...

$$f_{act} = f_{tot} - f_{inst(pp)}$$

$$f_{inst(pp)} = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q \cdot L^4}{EJ_{e(pp)}}$$

λ : Coeficiente flechas diferidas: $\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'}$

ξ : Coeficiente que depende de la duración de la carga

Duració de la càrrega	ξ
5 anys o més	2,0
1 any	1,4
6 mesos	1,2
3 mesos	1,0
1 mes	0,7
2 setmanes	0,5

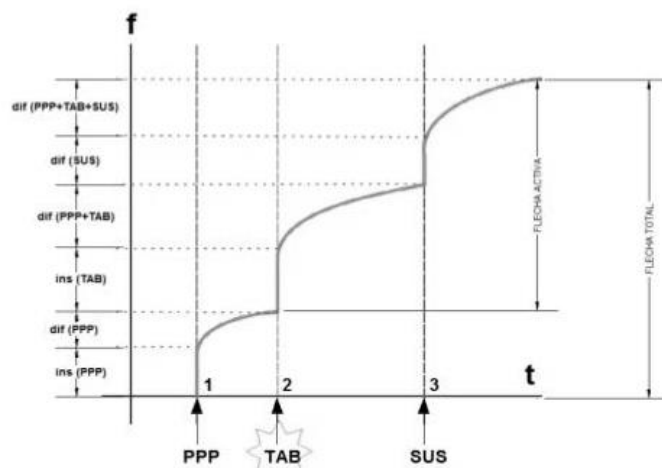
ρ' : Cuantía geométrica de la armadura a compresión: $\rho' = \frac{A'_s}{b_0 \cdot d}$

A'_s : área total armadura a compresión (mm²)

b_0 : base de la viga (mm)

d : canto útil de la viga (h-50mm)

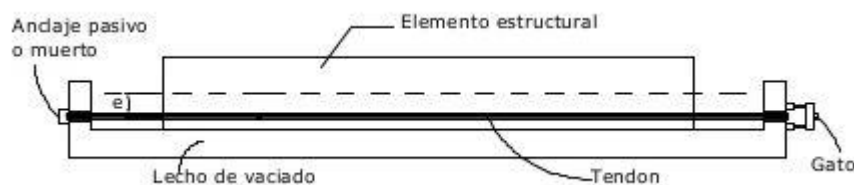
Flechas máximas: $f_{tot} < L/250$ $f_{activa} < L/400$ (o menos de 10mm)



- **HORMIGÓN PRETENSADO**

El hormigón pretensado es aquel sometido a una precompresión inicial por la tensión del acero. Puede ser preteso (cuando se tensa antes del endurecimiento del hormigón) o postesado (cuando se tensa después del endurecimiento del hormigón).

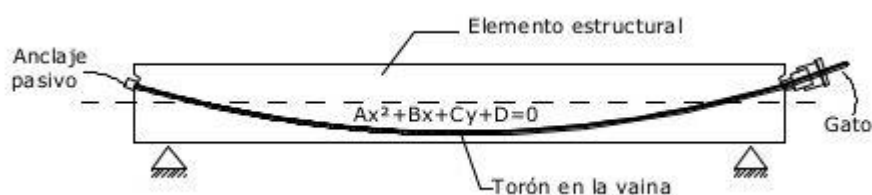
- Definición: introducir compresiones previas a las zonas solicitadas a tracción por las acciones externas
- Componentes: hormigón + armaduras activas + armaduras pasivas
- Objetivos: evitar la fisuración, rendibilizar el uso de hormigones y aceros de alta resistencia
- Antecedentes: S.XIX Freyssinet: palos eléctricos; estación marítima Le Havre; puentes...
- Proceso Pretensado:
 1. Se tensa la armadura activa (ancorada a un banco prefabricado)
 2. Se hormigona la pieza
 3. El hormigón se endurece y obtiene la resistencia necesaria



- Proceso Postesado:

El trazado del postesado ha de ser directamente proporcional al diagrama de momentos de las cargas permanentes.

1. Se colocan las vainas, los dispositivos de anclaje y los empalmes
2. Se hormigona el elemento
3. Enfilado de la armadura activa
4. Se tensa la armadura después de hormigonar y de que el hormigón tenga la resistencia suficiente
5. Se inyecta lechada en la vaina (armadura adherente)





- Tipologías armadura activa
Alambres (prentensado), barras, cordones (postesado; de 2 o 3 alambres enrollados helicoidalmente o 6 alambres enrollados alrededor de uno central), tendones (conjunto de cordones dispuestos en paralelo dentro de una vaina)

- Ventajas
 1. controla o evita la fisuración
 2. reduce deformaciones (flechas) instantáneas y diferidas
 3. se reduce material
 4. buena relación resistencia-coste
 5. luces mayores que en el hormigón armado
 6. se pueden unir piezas

- Inconvenientes
 1. Personal especializado (proyecto y obra)
 2. Dificultad de colocación en obra (herramientas pesadas y de gran volumen)
 3. Control de obra intenso
 4. Protección contra la corrosión

- **ESTRUCTURA MIXTA**
 - Descripción: acero y hormigón trabajando solidariamente en una misma sección. El acero trabaja a tracción y el hormigón a compresión.
 - Ventajas:
 1. Gran resistencia con mínimas dimensiones
 2. Mayor rigidez que la estructura metálica
 3. Conexiones sencillas con la estructura metálica
 4. Protección contra la corrosión y contra el fuego
 5. Incrementa la rigidez y reduce las vibraciones
 6. Mejor comportamiento en sismo

 - Tipos de conectores: perfiles C, pernos, espirales, anclajes...
 - Chapa colaborante: conectores HILTI HVB (perfiles metálicos en forma de L)

***SECCIÓN MIXTA (acero+hormigón) [PRÁCTICA]**

1. Convertir la sección de hormigón en su equivalente en acero.

- 1.1. Coeficiente de homogenización: n

$$n = \frac{E_s}{(E_c / 2)}$$

Es: módulo de deformación del acero: $E_s=210.000 \text{ N/mm}^2$

Ec: módulo de deformación del hormigón: $E_c= \text{ N/mm}^2$

fck	(12)	(16)	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
Ecm (kN/mm ²)	26	27,5	29	30,5	32	33,5	35	36	37

- 1.2. Ancho de la cabeza comprimida: b_0

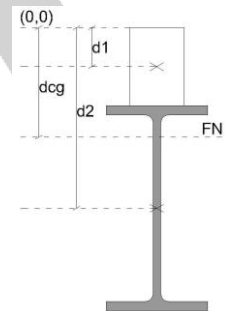
$$b_0 = b/n = \text{mm}$$

2. Centro de gravedad de la sección homogeneizada "CDG"

Todos los datos en mm o mm².

Esta distancia estará dada desde la parte superior del hormigón, por lo tanto todas las distancias (d_1 y d_2) tendrán que ser tomadas desde el origen superior del hormigón.

$$d_{c.d.g. \text{ hom}} = \frac{A_1 \cdot d_1 + A_2 \cdot d_2}{A_1 + A_2}$$



- 2.1. Fibra Neutra

Revisar que el cdg nos da dentro del perfil de acero, ya que el hormigón no soporta bien la tracción y la zona de hormigón entre la FN hasta el perfil de acero podría quedar fisurada. Tendríamos que suprimir esta área y volver a calcular el CDG.

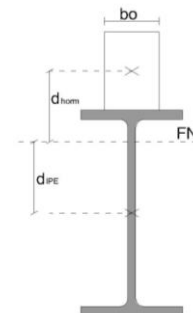
3. Inercia de la sección homogeneizada: I_{homo}

Fórmula de Steiner:

$$I_{\text{homo}} = [I_{\text{IPE}} + A_{\text{IPE}} \cdot d_{\text{IPE}}^2] + [I_{\text{HORM}} + A_{\text{HORM}} \cdot d_{\text{HORM}}^2] = \text{mm}^4$$

$$I_{\text{HORM}} = \frac{b_0 \cdot h^3}{12} = \text{mm}^4$$

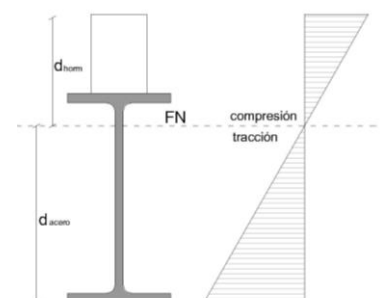
$I_{\text{IPE}}=I_y$: la sacaremos de la tabla de perfiles, como el área.



4. Módulo resistente elástico: W

$$W_{\text{acero}} = \frac{I_{\text{homo}}}{d_{\text{acero}}} = \text{mm}^3$$

$$W_{\text{horm}} = \frac{I_{\text{homo}}}{d_{\text{horm}}} \cdot n = \text{mm}^3$$





5. Máximo momento que aguanta la sección: M_{Rd}

$$M_{RdAcero} = W_{acero} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = N \cdot mm$$

f_y : suele ser $275 N/mm^2$
 $\gamma_{M0} = 1,05$

$$M_{RdHorm} = W_{horm} \cdot \frac{f_c}{\gamma_c} = N \cdot mm$$

f_c : suele ser $25 N/mm^2$
 $\gamma_c = 1,5$

M_{Rd} será el más restrictivo, es decir el menor entre $M_{RdAcero}$ y $M_{RdHormigón}$

6. Tensiones: $\sigma_{máx}$

$$\sigma_{máx Acero} = \frac{M_{IPE} \cdot 10^6}{I_{IPE}} + \frac{M_{hom} \cdot 10^6}{I_{hom}} = N/mm^2$$

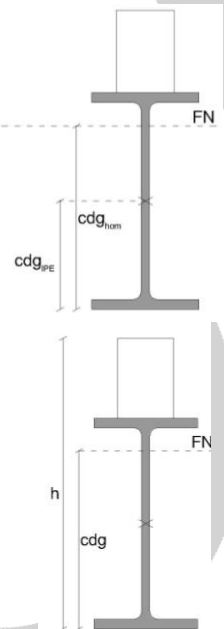
$$M_{IPE} = \frac{q_{IPE} \cdot l^2}{8} = KNm$$

$$q_{IPE} = Q_{TotalViga} = KN/m$$

$$M_{hom} = \frac{q_{hom} \cdot l^2}{8} = KNm$$

$$q_{hom} = Q_{FaseHormigonado} - Q_{TotalViga} = KN/m$$

$$\sigma_{máx Hormigón} = \frac{M_{hom} \cdot 10^6}{I_{hom} \cdot n} = N/mm^2$$



Vigas apuntaladas: se ha de tener en cuenta únicamente la carga total de la viga.

Vigas sin apuntalar: se tendrá que restar la carga de fase de hormigonado de la carga total de la viga

7. Momento estático: S_y

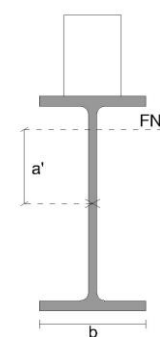
$$S_y = A_{IPE} \cdot a' = mm^3$$

a' = distancia entre el cdg_{IPE} y el cdg_{homo}

8. Tensión rasante: $\tau_{máx}$

$$\tau_{máx} = \frac{V_{ED} \cdot S_y}{b \cdot I_{homo}} = N/mm^2$$

V_{ED} : cortante = N





SOL FORMACIÓ

SOLUCIONS PER AL TEU FUTUR

Formació, consultoria i empresa

SOL CAMPUS SUD

Sabino de Arana, 56-58 Baixos

Tel. 93 490 82 42 - 622 23 53 53

campussud@solformacion.es

SOL CAMPUS FÒRUM

Ramón Llull, 470 Baixos

Tel. 93 018 52 10 - 622 56 36 36

forum@solformacion.es

www.solformacion.es

SOL

TEMA 6- MÉTODOS DE ANÁLISIS Y ERRORES

- TIPOS DE ESTRUCTURAS A MODELIZAR

Estructuras asimilables a:

- Barras
- Emparrillados de barras
- Superficies
- Volúmenes

- TIPOLOGÍAS DE PROGRAMAS

- CMB: Cálculo matricial de estructuras (elementos ~ barras)
- MEF: método de los elementos finitos (elementos ~ superficie)

- TIPOS DE CÁLCULO

- LINEAL

Elementos compuestos, techos de chapa colaborante, placas y techos reticulares, edificios e altura o elementos estructurales de gran rigidez

- NO LINEAL

Estructuras compuestas por cables o diseños de muros pantalla

- ERRORES EN EL DISEÑO:

- ESTABILIDAD: si el edificio no cumple las condiciones de sólido rígido
- RIGIDIZACIÓN Y ARRIOSTRAMIENTO: no tiene suficientes elementos para soportar las acciones a las que está sometido
- ACCIONES: la determinación de las acciones no es la adecuada o es escasa (sísmicas, térmicas, reológicas o de carácter accidental)
- MATERIALES: los escogidos no son los idóneos estructuralmente hablando (durabilidad, resistencia al fuego, soldabilidad...)

- ERRORES EN EL ANÁLISIS

El modelo de análisis no se corresponde con el comportamiento real

- Metodología de análisis: conocer las particularidades de la metodología
- Uniones y soportes: modelizarlos adecuadamente
- Longitudes de pandeo: determinarlos correctamente
- Interpretación de datos: no confundir tensiones, esfuerzos...

- MODELIZACIÓN (barras + enlaces + apoyos)

- Las barras se sustituyen por ejes que pasan por el CDG
- Los soportes y las uniones se sustituyen por grados de conexión
- Las cargas se sustituyen por vectores de fuerza (flechas: módulo, dirección, sentido)
- El modelo es aproximado, tiene cierto grado de abstracción



- **ERRORES EN LA PUESTA EN OBRA**
 - No se interpretan correctamente los planos o se ignoran detalles
 - Incidencias de procesos constructivos
 - Recepción de materiales: ensayos
 - Control de procedimientos: protocolos
 - Ejecución de uniones: limpieza de superficies, soldaduras...

- **ERRORES EN LA COLOCACIÓN DE ARMADURAS**
 - Recubrimiento de las armaduras en relación al tamaño del árido
 - Limpieza de encofrados y zonas de contacto con el hormigón
 - Grifado de armaduras (pilares y escaleras)
 - No previsiones de solapes

- **ERRORES DE APUNTALAMIENTO**
 - Apoyo en falso, sobre elementos de menos capacidad o mal nivelados
 - Descimbrado desordenado
 - Recimbrado de plantas
 - Esbeltez de puntales
 - Juntas entre tableros

- **CORROSIÓN**
 - Carbonatación y corrosión
 - Penetración de cloruros

- **TIPOLOGÍA DE ERRORES DE ANÁLISIS Y DISEÑO**
 - Estabilidad: los más graves. La capacidad resistente disminuye a medida que se incrementa la sollicitación
 - Capacidad resistente: la gravedad depende del elemento estructural del que se trate
 - Deformabilidad: si se pierde rigidez en una sección se redistribuyen los esfuerzos

- **NIVEL DE GRAVEDAD DE ERRORES**
 - TIPOLOGÍA DE LA ESTRUCTURA (isostática o hiperestática)
 - TIPO DE SOLICITACIÓN
 - Colapso inmediato: esfuerzo axial de compresión y cortante
 - Rotura dulce: esfuerzo axial de tracción y momento flector
 - Momento torsor: normalmente es consecuencia de un sistema hiperestático

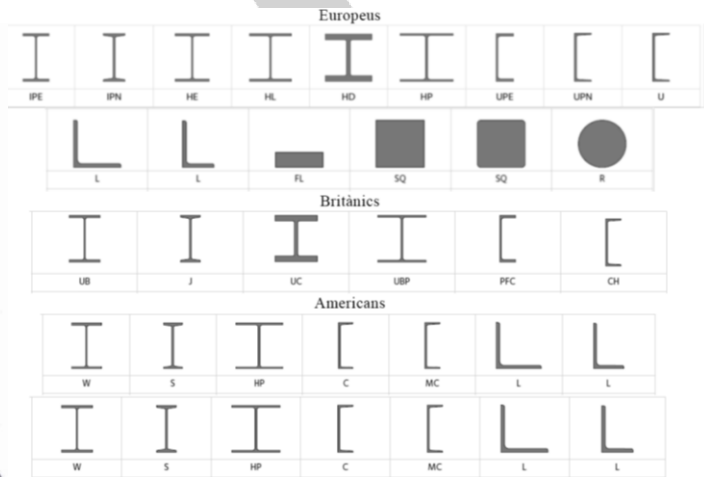
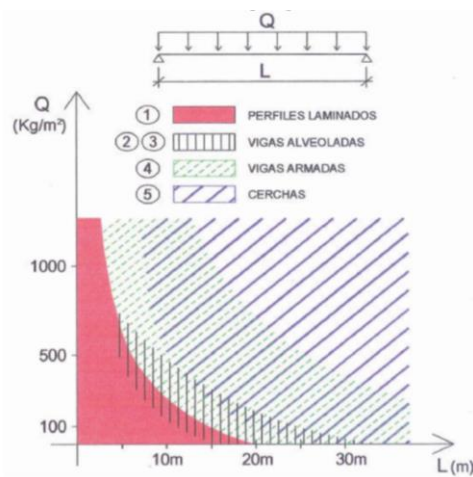


TEMA 7- DISEÑO DE ELEMENTOS SIMPLES: VIGAS DE ACERO LAMINADO

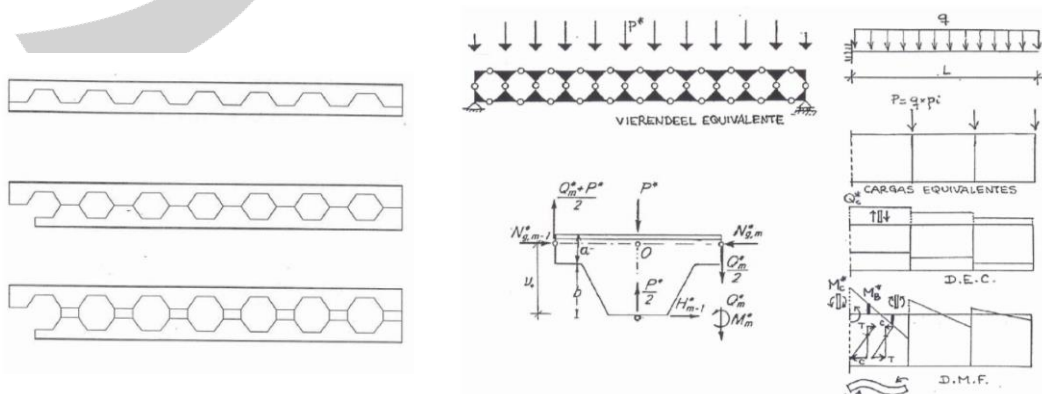
GENERALIDADES: INTRODUCCIÓN

Diseño de piezas sometidas a FLEXIÓN.

- TIPOLOGÍA DE SECCIONES SOMETIDAS A FLEXIÓN SIMPLE O COMPUESTA
 - Perfiles especializados para trabajar a FLEXIÓN: Para conseguir la máxima inercia se intenta alejar las masas respecto del eje de inercia mayor. Almas estrechas, alas gruesas. IPE, IPN, UPN, Rectangulares y Z
 - Perfiles especializados para trabajar a FLEXIÓN COMPUESTA: perfiles más compactos. Secciones más gruesas. HEA, HEB, HEM, Cuadrados y Tubulares



- VIGAS BOYD
 Se construyen cortando un perfil laminado con la forma de una greca hexagonal, capitulando las dos mitades y soldándolas. Tiene más inercia que el perfil original. Se pueden peraltar aumentando su altura.
 Se analizan como una viga Vierendeel (celosía con nudos rígidos sin diagonales) con el método Delesques

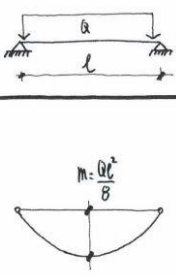
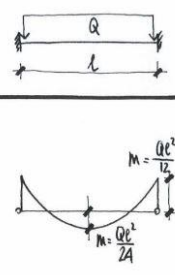
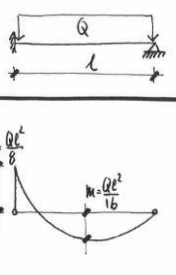
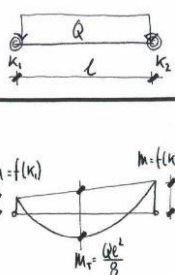
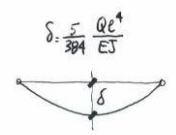
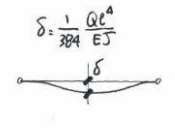
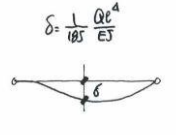
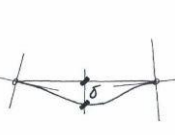


PREDIMENSIONADO DE VIGAS METÁLICAS.

PREDIMENSIONADO: El diseño de estructuras se basa en la comprobación de sus elementos y de su concepción global. El término cálculo de estructuras es erróneo: Para comprobar estructuras es necesario partir de una propuesta de predimensionado.

Criterios de predimensionado: Básicamente son dos, Predimensionado por resistencia (ELU) o predimensionado por deformación (ELS)

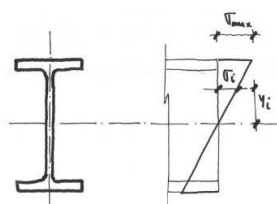
1. **Predimensionado por resistencia:** Los elementos estructurales han de satisfacer los estados límite últimos (resistencia, estabilidad). Generalmente, cuando predimensionamos por resistencia, salvo indicación contraria, mayoramos las cargas permanentes por 1,35 y las sobrecargas de uso por 1,50.
2. **Predimensionado por deformación:** Los elementos estructurales han de satisfacer los estados límite de servicio (deformación, durabilidad, estética, fisuración, vibraciones, etc.) Generalmente, a estado límite de servicio no se mayor la carga, ni la permanente ni la sobrecarga.

	Model biarticulat	Model biencastat	Model articulat-encastat	Model general
Predimensionament per resistència				
Predimensionament per deformació				

Determinación del tipo de tensión actuante en la sección:

Básicamente existen dos tipos de tensiones: La tensión normal (provocada por la flexión pura, es decir, por el momento flector) y la tensión rasante, provocada por el esfuerzo cortante.

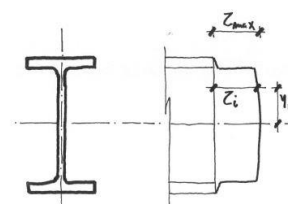
Distribució tensional:



Moment flector

$$s = \frac{My_i}{J_x}$$

$$s_{m\grave{a}x} = \frac{M}{W_x}$$



Esforz Tallant

$$t = \frac{VS_{x,i}}{J_x b_i}$$

$$t_{m\grave{a}x} = \frac{V}{A_a}$$



De los diagramas anteriores se deduce lo siguiente:

- La **máxima tensión normal (compresión o tracción)** se localiza allí donde el momento flector es máximo, en la cara superior o inferior de la viga.
- La **máxima tensión tangencial (cizalladura)** se localiza allí donde el esfuerzo cortante es máximo (habitualmente en los apoyos), en la fibra que pasa por el centro de gravedad de la sección.

Conviene mencionar que, en edificación, no es frecuente tener únicamente flexión pura (sin ningún esfuerzo más), sino que normalmente se combina con cortante y, ocasionalmente, con axil:

- Flexión simple: Momento flector y cortante
- Flexión compuesta: Momento, cortante y axil
- Flexión esviada: Momento en las direcciones X e Y, cortante en las direcciones X e Y y axil.

DETERMINACIÓN DE LAS TENSIONES EN ESTADO ELÁSTICO.

Aunque las secciones de clase 1 y 2 puedan abarcar un cálculo plástico de la sección, es admisible, en cualquier caso, realizar un cálculo elástico de las mismas. No es coherente determinar las tensiones en estado plástico, ya que el estado plástico determina el máximo aprovechamiento del perfil.

PREDIMENSIONAMIENTO POR ESTADO LÍMITE ÚLTIMO (ELU): Mayorando siempre.

1. Comprobación a flexión: La viga debe satisfacer la siguiente comprobación:

$$\sigma_{adm} \geq \frac{M_d}{W} \Rightarrow W \geq \frac{M_d}{\sigma_{adm}}$$

Siendo M_d el momento mayorado de cálculo y W , módulo elástico de la sección.

2. Comprobación a cortante. La viga debe satisfacer la siguiente comprobación:

$$\frac{V_d}{A_{anima}} \leq \frac{\sigma_{adm}}{\sqrt{3}}$$

Siendo V_d , cortante mayorado y A_{anima} : Área del alma

3. Comprobación VON MISSES – Interacción Cortante-Flector: En el caso en que en el mismo punto de la viga se tenga cortante y flector, se deberá satisfacer la siguiente comprobación:

$$\sigma_{adm} \geq \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} \quad \rightarrow \quad \sigma_{adm} \geq \sqrt{\left(\frac{M_d}{W}\right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{V_d}{A_{anima}}\right)^2}$$

Siendo:

W : Módulo elástico de la sección

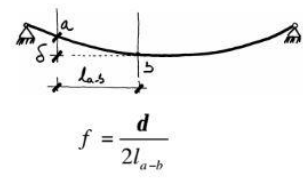
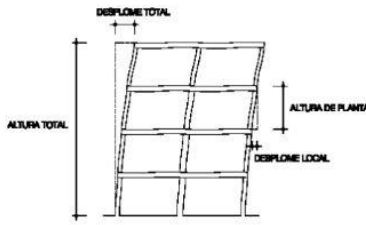
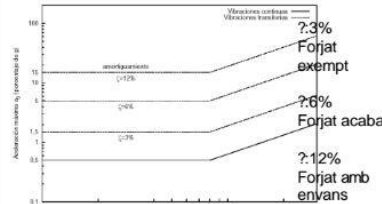
M_d : Momento mayorado

V_d : Cortante mayorado

A_{anima} : Área del alma

PREDIMENSIONADO POR ESTADO LÍMITE DE SERVICIO: Sin mayorar.

El estado límite de servicio evalúa la cantidad de deformación admisible de un elemento estructural en función de unos parámetros determinados:

de fletxa activa relativa	de desplaçament	de vibració										
<p>Consideracions constructives: (accions característiques)</p> <ul style="list-style-type: none"> • $L_0/500$: Cas de envans fràgils de supermaons o plaues, paviments rígids sense juntes • $L_0/400$: Cas d'envans normals, paviments rígids amb juntes • $L_0/300$: resta de casos <p>Consideracions de confort: (accions de curta duració, ús)</p> <ul style="list-style-type: none"> • $L_0/350$: en tots els casos <p>Consideracions d'apariència: (accions quasipermanents)</p> <ul style="list-style-type: none"> • $L_0/300$: En tots els casos <p>Fletxa relativa de a respecte b:</p> 	<p>Consideracions constructives: (accions característiques)</p> <ul style="list-style-type: none"> • $H/500$: respecte l'alçada total de l'edifici • $h/250$: respecte l'alçada parcial de planta, en tots els casos <p>Consideracions d'apariència: (accions quasipermanents)</p> <ul style="list-style-type: none"> • $L_0/250$: En tots els casos 	<p>Criteri de freqüència:</p> <ul style="list-style-type: none"> • 8 Hz, gimnassos i poliesportius • 7 Hz, Sales sense seients • 3.4 Hz, sales amb seients • General: freqüència diferent a la de l'estructura <table border="1"> <thead> <tr> <th>Model de biga</th> <th>C_n</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td></td> <td>ρ^2</td> </tr> <tr> <td></td> <td>22.37</td> </tr> <tr> <td></td> <td>15.41</td> </tr> <tr> <td></td> <td>3.51</td> </tr> </tbody> </table> <p>$f = \frac{C_n}{2p} \sqrt{\frac{EJg}{QI^3}}$</p> <p>Q Massa expressada en Kg o Tm g Acceleració de la gravetat, 9.8 m/s² f en Hz (seg⁻¹)</p> <p>Criteri d'acceleració $a = 0.90 \frac{2pf}{M}$ a Acceleració màxima inicial (m/s²) f, Freqüència del primer modus (Hz) I Impuls (Ns) M Massa vibrant (kg)</p> <p>La combinació de freqüència i acceleració ha de quedar per sota de les referències de la figura:</p> 	Model de biga	C_n		ρ^2		22.37		15.41		3.51
Model de biga	C_n											
	ρ^2											
	22.37											
	15.41											
	3.51											

Para determinar el valor de flecha de una determinada sección, consultar la tabla al inicio del capítulo en la que se resume los distintos tipos de flecha en función del modelo canónico de la viga en cuestión.

Comprobación de equilibrio a nivel de sección. Estado límite último de resistencia.

Se trataría de averiguar qué momento máximo puede aguantar la sección en función de la clase resistente de la misma, y verificar que el aprovechamiento total de la sección sea igual o inferior a 1, determinada por la siguiente expresión:

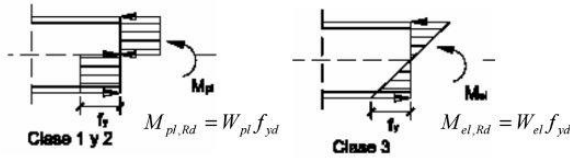
$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \pm \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rdz}} \leq 1$$

En donde los denominadores son los esfuerzos máximos que puede soportar la sección (clase 1 y 2, parámetros plásticos, 3 y 4 parámetros elásticos) y los numeradores los esfuerzos de la sección.

Nota: En vigas no solemos tener esfuerzo axial en la sección, por tanto, $N_{ed} = 0$.

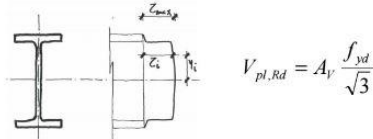


- Resistència màxima d'una secció a flexió pura:



$M_{pl,Rd}$ Resistència plàstica a flexió
 $M_{el,Rd}$ Resistència elàstica a flexió
 W_{pl} Mòdul resistent plàstic de la secció
 W_{el} Mòdul resistent elàstic de la secció

- Resistència màxima d'una secció a tallant:



$V_{pl,Rd}$ Resistència plàstica a tallant
 A_v Àrea a tallant:
 Perfils I o H: $A_v = h \cdot t_w$ / Àrea ales
 Perfils U: $A_v = h \cdot t_w$ / Àrea ales
 Tubs circulars: $A_v = 2A / \pi$

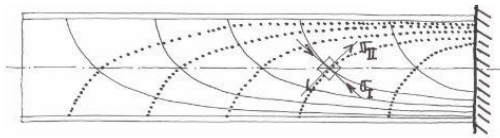
Existe, sin embargo, una particularidad: Cuando haya un esfuerzo cortante concomitante a un momento flector, existe un límite a partir del cual no puedo contar como momento máximo resistido el momento elástico o plástico de la sección, sino que este es inferior. El criterio de interacción es el siguiente:

Si $0,5V_{pl,Rd} > V_{ed}$, no es necesario disminuir el momento máximo resistido por la sección.

Si $0,5V_{pl,Rd} < V_{ed}$, se debe disminuir el momento máximo resistido de la sección, atendiendo a las siguientes expresiones:

Siendo $V_{pl,Rd}$ el cortante máximo que puede soportar una sección y V_{ed} , el cortante de cálculo mayorado.

- Interacció flexió i tallant:



$M_{V,Rd} = \left[W_{pl} - \frac{\rho A_v^2}{4t_w} \right] f_{yd}$ en perfils I o H
 $M_{V,Rd} = W_{pl} (1 - \rho) f_{yd}$ en la resta de casos
 on
 $\rho = \left[2 \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right]^2$ V_{ed} és el tallant de càlcul

Siendo A_v = Altura del alma x grosor del alma ($h \cdot t_w$)

Tabla de resistencias máximas a flexión según las clases resistentes de perfil.

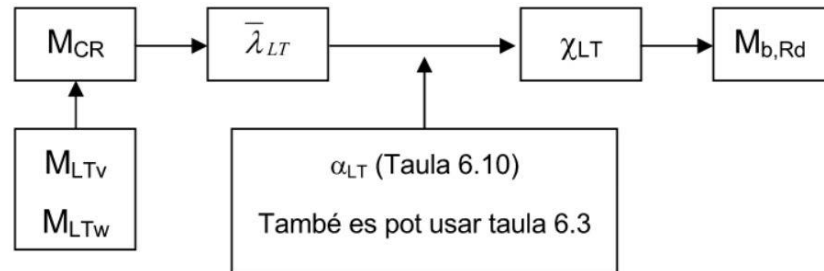
Classe 1 y 2	Classe 3	Classe 4
Classe 1 i 2 Resistència plàstica de la secció bruta	Classe 3 Resistència elàstica de la secció bruta	Classe 4 Resistència d'abonyegament de la secció eficaç
$M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yd}$	$M_{el,Rd} = W_{el} \cdot f_{yd}$	$M_{0,Rd} = W_{el} \cdot f_{yd}$

Siendo f_{yd} del acero = $f_y / 1,05$. Por ejemplo, para un S275, $f_{yd} = 275/1,05$.

Comprobación a Pandeo lateral del cordón comprimido en vigas

A pandeo lateral, deberá comprobarse que $M_{b,Rd} > M_{ed}$

Pasos a seguir para la comprobación a pandeo lateral del cordón comprimido en vigas:



1. Determinación del momento crítico elástico de pandeo lateral de la sección:

$$M_{Ed} \leq M_{CR} = \sqrt{M_{LTV}^2 + M_{LTW}^2}$$

Desglosando, tenemos:

L_c = distancia entre arriostramientos

C_1 = coeficiente tabla 6.11 CTE

G = Módulo de elasticidad transversal (en acero, 81.000N/mm²)

I_t = Inercia a torsión de la sección

E = Módulo elástico longitudinal (Young) (en acero, 210.000N/mm²)

I_z = Inercia del eje débil (eje z)

$i_{r,z}$ = radio de giro menor del perfil en cuestión

$$M_{LTV} = C_1 \frac{\pi}{L_c} \sqrt{G \cdot I_T \cdot E \cdot I_z}$$

$$M_{LTW} = W_{el,y} \frac{\pi^2 E}{L_c^2} C_1 \cdot i_{f,z}^2$$

M_{LTV} : Componente de M_{cr} que representa la resistencia por torsión uniforme de la barra (Saint-Venant)

M_{LTW} : Componente de M_{cr} que representa la resistencia por torsión no uniforme de la barra

Los valores de C_1 se pueden consultar, en función de los apoyos y sollicitación de la viga de las siguientes tablas:



Tabla 6.11 Valores de los factores C_1 correspondientes a los valores del factor k_w ($k_w=1$)

Condiciones de apoyo y tipo de sollicitación	Diagrama de momentos flectores	C_1
	$\Psi = -1$ 	1
	$\Psi = +3/4$ 	1,14
	$\Psi = +1/2$ 	1,32
	$\Psi = +1/4$ 	1,56
	$\Psi = 0$ 	1,88
	$\Psi = -1/4$ 	2,28
	$\Psi = -1/2$ 	2,7
	$\Psi = -3/4$ 	2,93
	$\Psi = -1$ 	2,75



Tabla 6.8 (continuación) Valores de los factores C_1 correspondientes a los valores del factor k_w ($k_w=1$)

Tipo de carga y condiciones de apoyo	Diagrama de momentos flectores	Valores de k_w	C_1
		1,0	1,132
		0,5	0,972
		1,0	1,285
		0,5	0,712
		1,0	1,365
		0,5	1,070
		1,0	1,565
		0,5	0,938
		1,0	1,046
		0,5	1,010
		1,0	1,281(1/alpha)
		($k_w=2,0$)	
		1,0	2,05
		($k_w=2,0$)	



2. Cálculo de la esbeltez reducida a pandeo lateral en bigas

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

3. Determinar el coeficiente χ_{LT} (factor reductor de la capacidad resistente a flexión del perfil por acción del pandeo lateral).

Para determinar dicho coeficiente puedo hacerlo de dos maneras:

a) Por tablas:

Tabla 6.10 Factor de imperfección α_{LT}

Elemento	Limites	Curva de pandeo	α_{LT}
Perfil laminado con sección en doble T	$h/b \leq 2$	a	0,21
	$h/b > 2$	b	0,34
Elemento armado con sección en doble T	$h/b \leq 2$	c	0,49
	$h/b > 2$	d	0,76

Tabla 6.3 Valores del coeficiente de pandeo (χ)

Esbeltez reducida	Curva de pandeo				
	a_0	a	b	c	d
Coeficiente (α) de imperfección	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76
$\leq 0,20$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,30	0,99	0,98	0,96	0,95	0,92
0,40	0,97	0,95	0,93	0,90	0,85
0,50	0,95	0,92	0,88	0,84	0,78
0,60	0,93	0,89	0,84	0,79	0,71
0,70	0,90	0,85	0,78	0,72	0,64
0,80	0,85	0,80	0,72	0,66	0,58
0,90	0,80	0,73	0,66	0,60	0,52
1,00	0,73	0,67	0,60	0,54	0,47
1,10	0,65	0,60	0,54	0,48	0,42
1,20	0,57	0,53	0,48	0,43	0,38
1,30	0,51	0,47	0,43	0,39	0,34
1,40	0,45	0,42	0,38	0,35	0,31
1,50	0,40	0,37	0,34	0,31	0,28
1,60	0,35	0,32	0,31	0,28	0,25
1,80	0,28	0,27	0,25	0,23	0,21
2,00 ⁽¹⁾	0,23	0,22	0,21	0,20	0,18
2,20 ⁽¹⁾	0,19	0,19	0,18	0,17	0,15
2,40 ⁽¹⁾	0,16	0,16	0,15	0,14	0,13
2,70 ⁽²⁾	0,13	0,13	0,12	0,12	0,11
3,00 ⁽²⁾	0,11	0,10	0,10	0,10	0,09

⁽¹⁾ esbeltez intolerable en los elementos principales

⁽²⁾ esbeltez intolerable incluso en elementos de arriostramiento

b) Por fórmulas:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1 \quad \text{on} \quad \phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

Nota: Si la distancia entre arriostramientos es inferior a 40 veces el radio de giro menor (el menor de los dos), no será necesario comprobar el perfil a pandeo lateral del cordón comprimido.

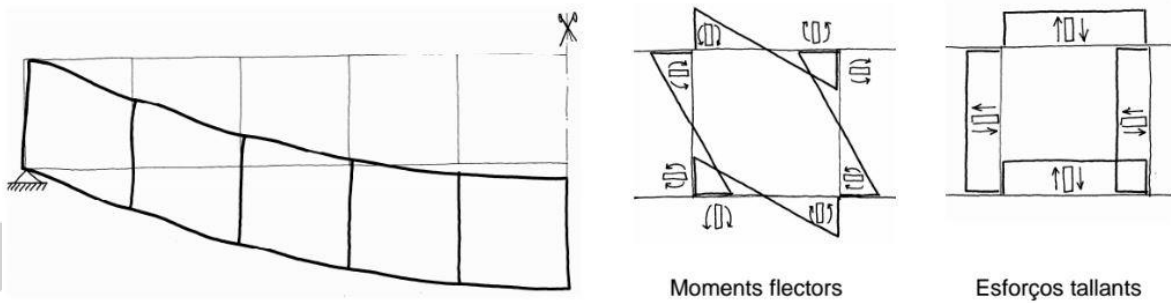


BIGAS VOYD (Alveoladas o peraltadas)

Las vigas boyd se construyen cortando un perfil laminado en forma de greca hexagonal y capiculando, posteriormente, las dos mitades para soldarlas, dejando huecos (alveolos), aligerando la sección. El problema básico y principal que suscita el aligeramiento de la sección y, por tanto, de la pérdida de masa en el perfil es que, cuanto menos masa tengo, menos tensión tangencial puedo tener en la viga. Generalmente, cercano a los apoyos lo que se suele hacer es macizar los dos o tres primeros alveolos a contar des del soporte, puesto que es en este punto en donde el cortante es máximo y, por tanto, necesito el área maciza para poder absorber toda la tensión rasante.

Los puntos más débiles de la sección son aquellos puntos en los que se concentra más esfuerzo y en donde hay menos masa de perfil para absorber dicho esfuerzo. Por tanto, interesa reducir masa en aquellos puntos en que la viga no ha de soportar grandes esfuerzos.

Conceptualmente, el modo de trabajo de una viga boyd es parecido al de una viga vierendeel:



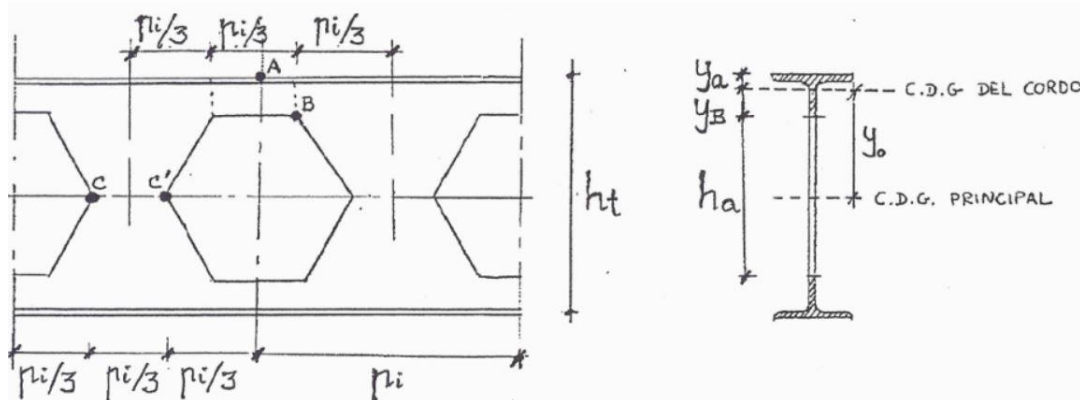
Moments flectors

Esforsos tallants

El método de cálculo de las vigas vierendeel es el Método Delesques.

Comprobaciones a realizar:

Definición de los valores mecánicos y geométricos:



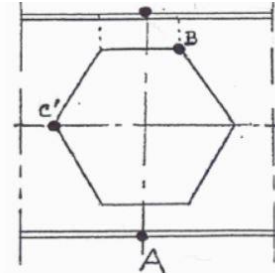
- A_c és l'àrea del cordó.
- I_c és el moment d'inèrcia del cordó respecte el seu eix neutre.
- W'_y és el mòdul resistent de la secció, descomptant l'alvèol.
- I'_y és el moment d'inèrcia de la secció, descomptant l'alvèol.
- P_i és la distància entre eixos de l'alvèol.



1. Comprobación deformacional

Comprovacions a realitzar

1. Comprovació de fletxa
2. Comprovació de la tensió normal en el punt A
3. Deducció de la tensió normal en el punt B
4. Comprovació de la tensió rasant en C-C'
5. Comprovació de pandeig lateral
6. Comprovació d'abonyegament, en especial en perfils peraltats.



1) La fletxa total és la suma de la fletxa deguda a la flexió més la fletxa deguda al tallant

$$f_t = f_f + f_v$$

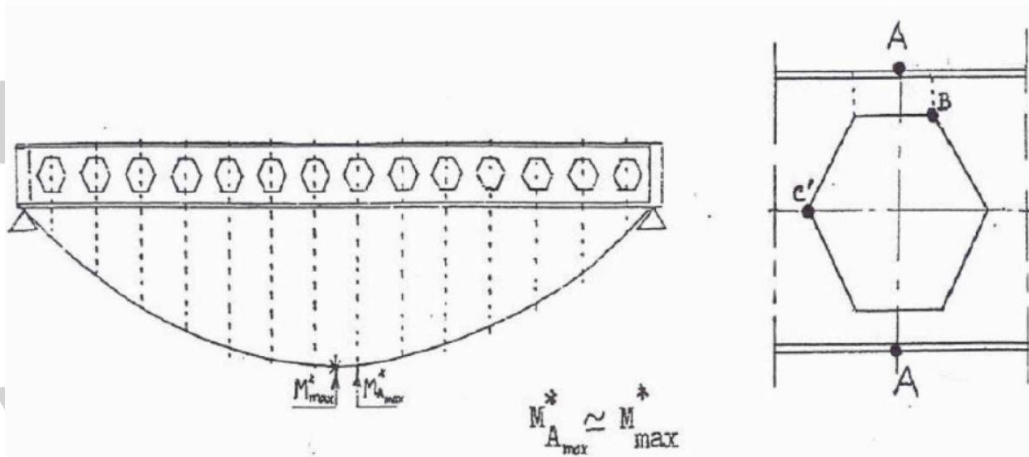
- f_t és la fletxa total
 f_f és la fletxa deguda a flexió simple
 f_v és la fletxa deguda al tallant

$$f_v = \frac{M}{GA_d}$$

- M és el moment flector calculat com si la biga estigués articulada en els extrems
G és el mòdul d'elasticitat transversal = 81.000 N/mm²
A_d és l'àrea de l'ànima tabulada com en la taula següent

2. Comprobación de la tensión normal en el punto A

$$\sigma_A^* = \frac{M_{E,Rd}}{W_y} \leq f_{yd} = f_y / \gamma_{M1}$$

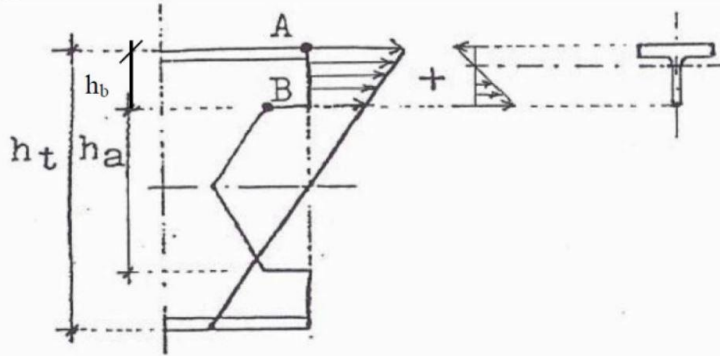




3. Comprobación de la tensión normal en el punto B

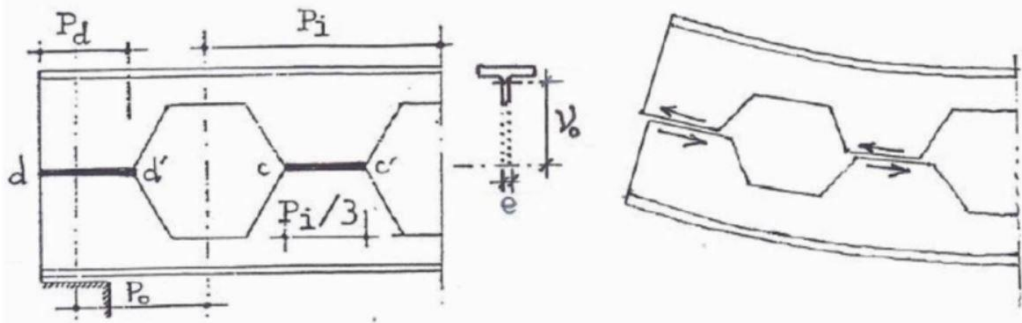
$$\sigma_b = \sigma_a \frac{h_b}{h_a} + \frac{Q \cdot P_1}{12W_c}$$

σ_a és la tensió màxima en el punt a
 W_c mòdul resistent del cordó obtingut en prontuaris de bigues Boyd
Q tallant de la Vierendeel equivalent en la secció estudiada
 P_1 pas de l'alvèol



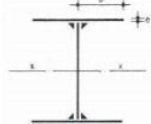
4. Comprobación de la tensión rasante en C-C y extremos

$$\tau_{cc'} = \frac{V_{E,Rd}}{2v_0 \frac{P_1}{3} e} \leq \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} \quad \tau_{dd'} = \frac{V_{E,Rd}}{2v_0 \cdot P_d \cdot e} \leq \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$



5. Comprobación de pandeo del cordón o alma de la sección:
Cordón comprimido. Criterio para evitar pandeo

Ala amb vora lliure



$$\frac{b}{e} \leq 14 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

Ala amb vora rigiditzada



$$\frac{b}{e} \leq 21 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

Ala entre dues ànimes:



$$\frac{b}{e} \leq 42 \sqrt{\frac{2400}{\sigma_u}}$$



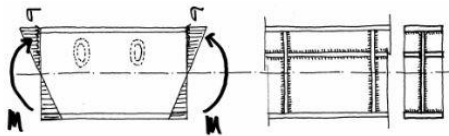
Alma comprimida: Criterio para evitar pandeo

Comprovació de bonyegament de l'ànima. Casos:

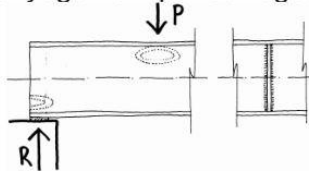
- Bonyegament per tensions tangencials produïdes per esforços tallants:



- Bonyegament per tensions normals de compressió:



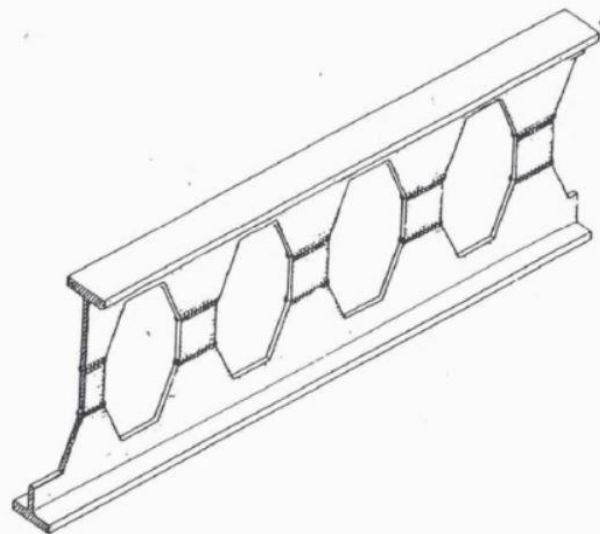
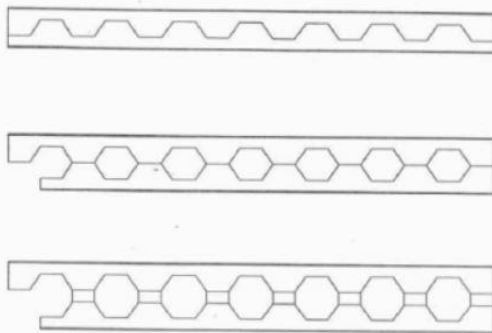
- Bonyegament per càrregues concentrades:



No hi ha bonyegament si: $\frac{e}{h_a} < 0.0154$, per acers S 275
 $\frac{e}{h_a} < 0.0175$, per acers S 355

Siendo:

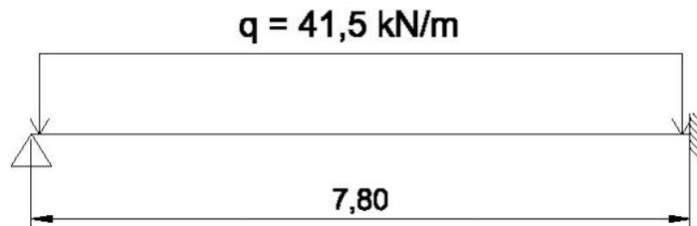
- e: espesor del alma de la viga que se quiere comprobar
- ha: altura del alma de la viga que se quiere comprobar.



***Ejemplo de Predimensionado de una Viga**

Paso 1: Resolución de la viga

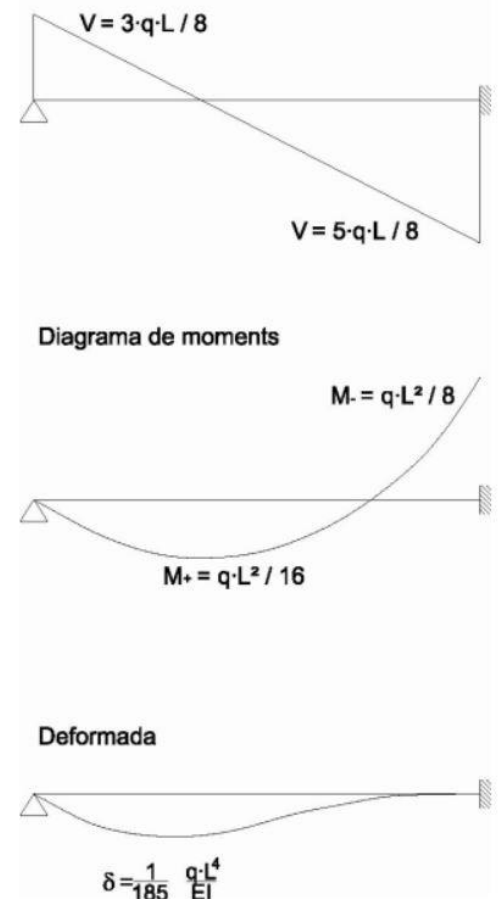
Se pide predimensionar la viga del siguiente ejemplo, atendiendo a estado límite último (por tanto, mayorando cargas) y a estado límite de servicio.



Podríamos resolver la viga planteando equilibrio o bien mediante fórmulas directas explicadas anteriormente. Así, para un modelo articulado-empotrado, el diagrama de cortantes, flectores y deformada que le correspondería sería el siguiente:

Llegados a este punto, es preciso hacer notar lo siguiente:

1. Si predimensiono a flexión pura (solo teniendo en cuenta el momento flector), necesito saber en qué punto se encuentra y su valor. **En este caso, lo tengo en el empotramiento**
2. Si predimensiono a flexión simple (Flexión y cortante) debo de localizar donde están ambos esfuerzos y comprobar si interactúan entre ellos. La comprobación conjunta solo tiene sentido si en el mismo punto tengo momento flector y cortante. Sino, la comprobación que realizaría sería la número 3. **En este caso veo que en el empotramiento**, tengo momento flector y esfuerzo cortante, por tanto, realizaría aquí la comprobación.
3. Si predimensiono únicamente a cortante, debo localizar en qué punto se halla el cortante en cuestión y su valor. En este caso, haría dicha comprobación en la articulación, ya que tengo cortante pero no flector, aunque no tendría mucho sentido porque no es la más desfavorable. Esta comprobación es válida por ejemplo en bigas biapoyadas, en donde el máximo momento flector lo tengo en el centro del vano y el cortante en los apoyos, y el valor máximo de ambos no se concentra en un mismo punto. Una vez tengo claro esto, empiezo el predimensionado para determinar un posible perfil que satisfaga el modelo anteriormente propuesto.





PREDIMENSIONADO A FLEXIÓN:

$$M = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{41,5 \text{ kN/m} \cdot (7,8 \text{ m})^2}{8} = 315,6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Mayorando, tenemos: $M_{ed} = M \times 1,5 = 473,4 \text{ kN} \cdot \text{m}$

DETERMINACIÓN DE UN PERFIL.

En base a la tensión máxima admisible del acero = $S275 = 275 \text{ N/mm}^2 / 1,05$, se obtiene que valor de módulo elástico necesito para no sobrepasar dicho valor. Conviene no apurar, ya que tenemos que pensar que, en este caso, hay que comprobar flexión y cortante en el mismo punto:

$$\sigma_{adm} \geq \frac{M_d}{W} \Rightarrow W \geq \frac{M_d}{\sigma_{adm}} = \frac{473,4 \text{ kN} \cdot \text{m}}{260 \text{ N/mm}^2} = \frac{473400000 \text{ N} \cdot \text{mm}}{260 \text{ N/mm}^2} = 1820 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

Por prontuarios, correspondería un perfil IPE-500 (con un $W = 1928 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$ (el W que buscamos será siempre el elástico para predimensionar, y el plástico (según la clase) si deseamos saber cuál es el momento máximo que soporta la sección y determinar un aprovechamiento.)

COMPROBACIÓN A CORTANTE

El cortante máximo se produce, como hemos visto, en el empotramiento donde ya hay momento y tiene un valor de:

$$V = \frac{5}{8} q \cdot L = \frac{5}{8} 41,5 \text{ kN/m} \cdot 7,8 \text{ m} = 202,3 \text{ kN}$$

Que, mayorando, se obtiene $V_{ed} = V \times 1,50 = 303,5 \text{ kN}$.

Así, la tensión tangencial máxima debida a cortante será:

$$\tau_d = \frac{V_d}{A_{anima}} = \frac{303,5 \text{ kN}}{500 \text{ mm} \cdot 10,2 \text{ mm}} = 59,5 \text{ N/mm}^2$$

Como en este punto tenemos que el cortante interactúa con el momento flector antes determinado, realizaremos la comprobación conjunta según el criterio de Von Misses:

$$\sigma_{adm} \geq \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

$$\sigma_{adm} \geq \sqrt{\left(\frac{M_d}{W}\right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{V_d}{A_{anima}}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{473400000 \text{ N} \cdot \text{mm}}{1928000 \text{ mm}^3}\right)^2 + 3 \cdot (59,5 \text{ N/mm}^2)^2} = 266 \text{ N/mm}^2$$

Como vemos, el valor excede (por muy poco), de los 260 N/mm^2 de tensión máxima admisible del material. Por tanto, subiremos a un IPE-550 y volveremos a realizar la comprobación conjunta según el criterio Von Misses pero cambiando los valores de W y de A_{anima}



PREDIMENSIONADO A ELS (ESTADO LÍMITE DE SERVICIO): SIN MAYORAR

Para un perfil IPE-550 la deformación máxima será (para barras empotradas-articuladas):

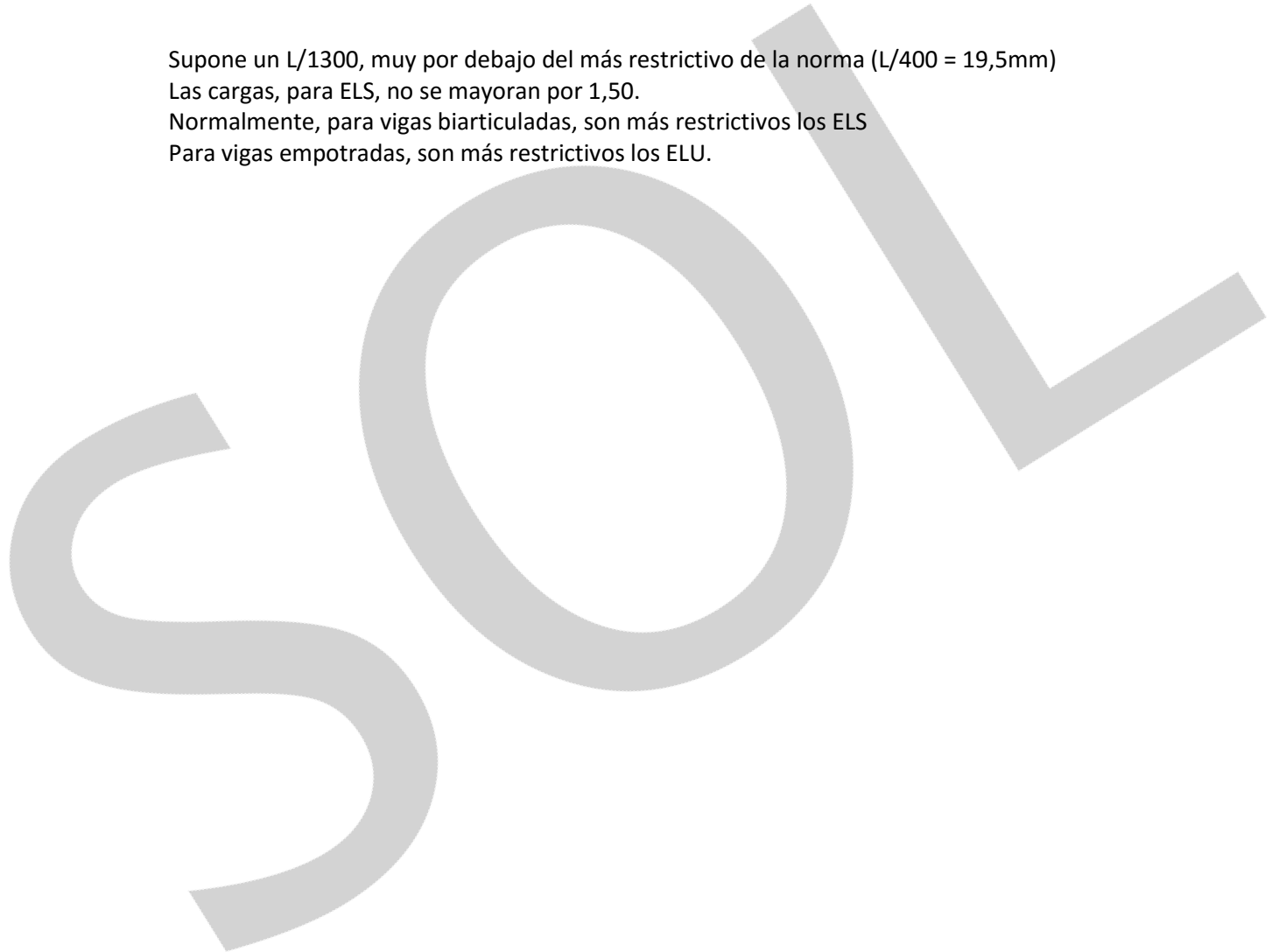
$$\delta = \frac{1}{185} \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I} = \frac{1}{185} \frac{41,5 \text{ kN/m} \cdot (7,8 \text{ m})^4}{210.000 \text{ N/mm}^2 \cdot 671200000 \text{ mm}^4} = 5,9 \text{ mm}$$

Supone un L/1300, muy por debajo del más restrictivo de la norma (L/400 = 19,5mm)

Las cargas, para ELS, no se mayoran por 1,50.

Normalmente, para vigas biarticuladas, son más restrictivos los ELS

Para vigas empotradas, son más restrictivos los ELU.





SOL FORMACIÓ

SOLUCIONS PER AL TEU FUTUR

Formació, consultoria i empresa

SOL CAMPUS SUD

Sabino de Arana, 56-58 Baixos
Tel. 93 490 82 42 - 622 23 53 53
campussud@solformacion.es

SOL CAMPUS FÒRUM

Ramón Llull, 470 Baixos
Tel. 93 018 52 10 - 622 56 36 36
forum@solformacion.es

www.solformacion.es

SOL

TABLAS TEMA 1: MATERIALES

DADES MECÀNIQUES DELS MATERIALS

Material	Tensions (Kg/cm ²)		Mòdul de Young, E (kg/cm ²)	Coeficient minoració resistència, γ	Ductilitat / deformacions (%)		Dura-bilitat	Econo-mia	Soste-nibilitat
	càlcul, σ_{adm}	màxima, σ^r			plàstica ϵ^p	Trenca-ment ϵ^r			
Acer laminat	1.500,0 (C I T)	6.000,0 (C I T)	2.100.000	1,00	0,20 (C I T)	22,0 (T)	♣	♣♣	♣
Formigó	150,0 (C) 0,0 (T)	800,0 (C) 0,0 (T)	210.000	1,50	0,20 (C) - (T)	0,35 (C) - (T)	♣♣	♣♣♣	♣
Fusta laminada	120,0 (C) 70,0 (T)	350 (C) 225 (T)	100.000	1,80 / 2,20			♣♣	♣♣♣	♣♣
Ceràmica	15,0 (C) 0,0 (T)	50,0 (C) 0,0 (T)	20.000	2,50	0,08	No es tipifica	♣♣♣	♣♣	♣♣
Alumini	1.200 (C I T)	2.800 (C I T)	1.000.000	1,10	0,20 (C I T)	8,0 (C I T)	♣♣	♣	♣
Carboni	7.000,0 (C I T)	38.000,0 (C I T)	2.400.000 6.400.000	1,0		1,5	♣	♣	♣♣♣
Terreny (sòls)	1,5 (C) 0,0 (T)	4,0 (C) 0,0 (T)	100	3,00	Elevada		-	-	-

Tabla 4.2 Espesor máximo (mm) de chapas

Grado	Temperatura mínima								
	0 °C			-10 °C			-20 °C		
	JR	J0	J2	JR	J0	J2	JR	J0	J2
S235	50	75	105	40	60	90	35	50	75
S275	45	65	95	35	55	75	30	45	65
S355	35	50	75	25	40	60	20	35	50



Tabla 4.1 Características mecánicas mínimas de los aceros UNE EN 10025

DESIGNACIÓN	Espesor nominal t (mm)			Tensión de rotura f_u (N/mm ²)	Temperatura del ensayo Charpy °C
	Tensión de límite elástico f_y (N/mm ²)				
	t ≤ 16	16 < t ≤ 40	40 < t ≤ 63		
S235JR					20
S235J0	235	225	215	360	0
S235J2					-20
S275JR					20
S275J0	275	265	255	410	0
S275J2					-20
S355JR					20
S355J0	355	345	335	470	0
S355J2					-20
S355K2					-20 ⁽¹⁾
S450J0	450	430	410	550	0

(1) Se le exige una energía mínima de 40J.

Tipus de sòl	Densitat aparent kN/m ³	Densitat saturada kN/m ³	Angle de fregament (°)	Cohesió aparent (kN/m ²)	Mòdul edomètric (kN/m ²)	Coefficient de Balast (kN/m ³)	Limit líquid	Index de plasticitat
Sorra uniforme solta	16,5	19,0	30	-	30.000	25.000	<35	<35
Sorra uniforme densa	19,0	21,0	32	-	80.000	150.000		
Sorra graduada solta	19,0	20,0	33	-	60.000	70.000		
Sorra graduada densa	20,5	21,5	35	-	120.000	300.000		
Llim tou	19,0	-	27,5	5,0	1.000	10.000	20 a 60	5 a 25
Llim compacte	20,0	-	27,5	10,0	2.000	25.000		
Argila tova	18,0	-	17	10,0	1.000	20.000	>35	>15
Argila mitja	19,5	-	20	25,0	2.500	35.000		
Argila compacte	22,0	-	25	25,0	4.000	60.000		
Argila orgànica	16,0	-	15	10,0	1.000	15.000		
Grava	17,0	19,0	35	-	150.000	300.000		
Morrena glaciària	21,5	23,0	40	10,0	70.000	-		
Terraplè	17,0	20,5	30	-	-	10.000		
Pedraplé	18,0	21,0	40	-	-	15.000		
Roca	25,0	-	>40	>100	100.000	500.000		



CLASIFICACIÓN DE LAS ACCIONES

	Acciones Permanentes (G)	Acciones Variables (Q)	Acciones Accidentales (A)
Directas (actúa sobre la estructura)	Peso propio Cargas muertas Empuje del suelo Postesado y pretensado	Sc de uso Sc de nieve Sc de viento	Incendio Impacto Explosión
Indirectas (consecuencia movimientos inducidos)	Reológicas Postesado	Reológicas Térmicas	Incendio Sismo

Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso

Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m ²]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5	4
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20 ⁽¹⁾
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente ⁽²⁾			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación ⁽³⁾	G1 ⁽⁷⁾	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 ⁽⁴⁾⁽⁶⁾	2
			Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁵⁾	0,4 ⁽⁴⁾	1
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

Tabla 3.4. Valores del coeficiente de exposición c_e

Grado de aspereza del entorno	Altura del punto considerado (m)							
	3	6	9	12	15	18	24	30
I Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	2,4	2,7	3,0	3,1	3,3	3,4	3,5	3,7
II Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	2,1	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,3	3,5
III Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	1,6	2,0	2,3	2,5	2,6	2,7	2,9	3,1
IV Zona urbana en general, industrial o forestal	1,3	1,4	1,7	1,9	2,1	2,2	2,4	2,6
V Centro de negocio de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	1,2	1,2	1,2	1,4	1,5	1,6	1,9	2,0

Tabla 3.5. Coeficiente eólico en edificios de pisos

	Esbeltez en el plano paralelo al viento					
	< 0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	≥ 5,00
Coeficiente eólico de presión, c_p	0,7	0,7	0,8	0,8	0,8	0,8
Coeficiente eólico de succión, c_s	-0,3	-0,4	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7



SOL FORMACIÓ

SOLUCIONS PER AL TEU FUTUR

Formació, consultoria i empresa

SOL CAMPUS SUD

Sabino de Arana, 56-58 Baixos
Tel. 93 490 82 42 - 622 23 53 53
campussud@solformacion.es

SOL CAMPUS FÒRUM

Ramón Llull, 470 Baixos
Tel. 93 018 52 10 - 622 56 36 36
forum@solformacion.es

www.solformacion.es



Tabla 3.8 Sobrecarga de nieve en capitales de provincia y ciudades autónomas

Capital	Altitud m	s_k kN/m ²	Capital	Altitud m	s_k kN/m ²	Capital	Altitud m	s_k kN/m ²
Albacete	690	0,6	Guadalajara	680	0,6	Pontevedra	0	0,3
Alicante / Alacant	0	0,2	Huelva	0	0,2	Salamanca	780	0,5
Almería	1.130	0,2	Huesca	470	0,7	SanSebas- tián/Donostia	0	0,3
Ávila	180	1,0	Jaén	570	0,4	Santander	1.000	0,3
Badajoz	180	0,2	León	820	1,2	Segovia	10	0,7
Barcelona	0	0,4	Lérida / Lleida	150	0,5	Sevilla	1.090	0,2
Bilbao / Bilbo	0	0,3	Logroño	380	0,6	Soria	0	0,9
Burgos	860	0,6	Lugo	470	0,6	Tarragona	0	0,4
Cáceres	440	0,6	Madrid	660	0,6	Tenerife	950	0,2
Cádiz	0	0,4	Málaga	0	0,2	Teruel	550	0,9
Castellón	0	0,2	Murcia	40	0,2	Toledo	0	0,5
Ciudad Real	640	0,6	Orense / Ourense	130	0,4	Valencia/València	690	0,2
Córdoba	100	0,2	Oviedo	230	0,5	Valladolid	520	0,4
Coruña / A Coruña	0	0,3	Palencia	740	0,4	Vitoria / Gasteiz	650	0,7
Cuenca	1.010	1,0	Palma de Mallorca	0	0,2	Zamora	210	0,4
Gerona / Girona	70	0,4	Palmas, Las	0	0,2	Zaragoza	0	0,5
Granada	690	0,5	Pamplona/Iruña	450	0,7	Ceuta y Melilla	0	0,2

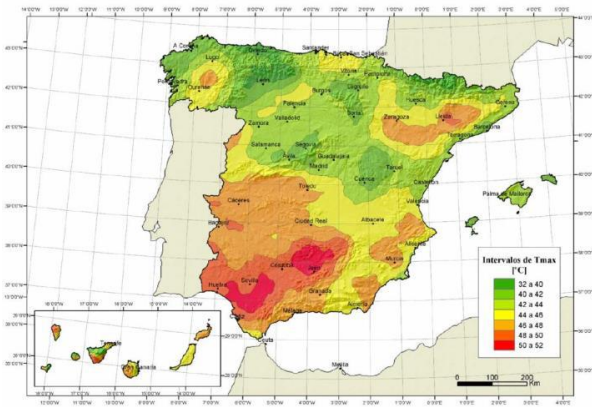


Figura E.1 Isotermas de la temperatura anual máxima del aire (T_{max} en °C)



Figura E.2 Zonas climáticas de invierno

MAGNITUDES ESTRUCTURAS III

PESOS ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS:

Elemento	Peso
Forjados	kN / m ²
Chapa grecada con capa de hormigón; grueso total < 0,12 m	2
Forjado unidireccional, luces de hasta 5 m; grueso total < 0,28 m	3
Forjado uni o bidireccional; grueso total < 0,30 m	4
Forjado bidireccional, grueso total < 0,35 m	5
Losa maciza de hormigón, grueso total 0,20 m	5
Cerramientos y particiones (para una altura libre del orden de 3,0 m) incluso enlucido	kN / m
Tablero o tabique simple; grueso total < 0,09 m	3
Tabicón u hoja simple de albañilería; grueso total < 0,14 m	5
Hoja de albañilería exterior y tabique interior; grueso total < 0,25 m	7
Solados (incluyendo material de agarre)	kN / m ²
Lámina pegada o moqueta; grueso total < 0,03 m	0,5
Pavimento de madera, cerámico o hidráulico sobre plastón; grueso total < 0,08 m	1,0
Placas de piedra, o peldañado; grueso total < 0,15 m	1,5
Cubierta, sobre forjado (peso en proyección horizontal)	kN / m ²
Faldones de chapa, tablero o paneles ligeros	1,0
Faldones de placas, teja o pizarra	2,0
Faldones de teja sobre tableros y tabiques palomeros	3,0
Cubierta plana, recrecido, con impermeabilización vista protegida	1,5
Cubierta plana, a la catalana o invertida con acabado de grava	2,5
Rellenos	kN / m ³
Agua en aljibes o piscinas	10
Terreno, como en jardineras, incluyendo material de drenaje ⁽¹⁾	20

⁽¹⁾ El peso total debe tener en cuenta la posible desviación de grueso respecto a lo indicado en planos.

PESOS ELEMENTOS PAVIMENTACIÓN:

Materiales y elementos	Peso kN/m ²	Materiales y elementos	Peso kN/m ²
Baldosa hidráulica o cerámica (incluyendo material de agarre)		Linóleo o loseta de goma y mortero	
0,03 m de espesor total	0,50	20 mm de espesor total	0,50
0,05 m de espesor total	0,80	Parque y tarima de 20 mm de espesor sobre rastreles	0,40
0,07 m de espesor total	1,10	Tarima de 20 mm de espesor rastreles recibidos con yeso	0,30
Corcho aglomerado tarima de 20 mm y rastrel	0,40	Terrazo sobre mortero, 50 mm espesor	0,80

PESOS ELEMENTOS TABIQUERÍA:

Tabiques (sin revestir)	Peso kN/m ²	Revestimientos (por cara)	Peso kN/m ²
Rasilla, 30 mm de espesor	0,40	Enfoscado o revoco de cemento	0,20
Ladrillo hueco, 45 mm de espesor	0,60	Revoco de cal, estuco	0,15
de 90 mm de espesor	1,00	Guarnecido y enlucido de yeso	0,15

PESOS ELEMENTOS CUBIERTAS:

Materiales y elementos	Peso kN/m ²	Materiales y elementos	Peso kN/m ²
Aislante (lana de vidrio o roca) por cada 10 mm de espesor	0,02	Tablero de madera, 25 mm espesor	0,15
Chapas grecadas, canto 80 mm, Acero 0,8 mm espesor	0,12	Tablero de rasilla, una hoja una hoja sin revestir	0,40
Aluminio, 0,8 mm espesor	0,04	una hoja más tendido de yeso	0,50
Plomo, 1,5 mm espesor	0,18	Tejas planas (sin enlistonado) ligeras (24 kg/pieza)	0,30
Zinc, 1,2 mm espesor	0,10	corrientes (3,0 kg/pieza)	0,40
Cartón embreado, por capa	0,05	pesadas (3,6 kg/pieza)	0,50
Enlistonado	0,05	Tejas curvas (sin enlistonado) ligeras (1,6 kg/pieza)	0,40
Hoja de plástico armada, 1,2 mm	0,02	corrientes (2,0 kg/pieza)	0,50
Pizarra, sin enlistonado solape simple	0,20	pesadas (2,4 kg/pieza)	0,60
solape doble	0,30	Vidriera (incluida la carpintería) vidrio normal, 5 mm espesor	0,25
Placas de fibrocemento, 6 mm espesor	0,18	vidrio armado, 6 mm espesor	0,35

PESOS MATERIALES A GRANEL:

Material	Peso kN/m ³	Ángulo	Material	Peso kN/m ³	Ángulo
Arena	14 a 19	30°	Carbón en leña de trozos	4	45°
Arena de piedra pómez	7	35°	Hulla		
Arena y grava	15 a 20	35°	briquetas amontonadas	8	35°
Cal suelta	13	25°	briquetas apiladas en bruto, de mina	13	-
Cemento clinker suelto	16	28°	puverizada	7	25°
Cemento en sacos	15		Leña	5,4	45°
Escoria de altos hornos troceada	17	40°	Lignito		
granulada	12	30°	briquetas amontonadas	7,8	30°
triturada, de espuma	9	35°	briquetas apiladas en bruto	12,8	-
Poliéster en resina	12	-	pulverizado	7,8 a 9,8	30° a 40°
Poliétileno, poliestiról granulado	6,4	30°	Turba negra y seca muy empaquetada	4,9	25° a 40°
Resinas y colas	13	-	amontonada y suelta	6 a 9	-
Yeso suelto	15	25°		3 a 6	45°
Agua dulce	10	-			

(1) En la ENV 1990 pueden encontrarse valores adicionales de materiales agrícolas, industriales y otros.

PESOS ESPECIFICOS APARENTES DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN:

Materiales y elementos	Peso específico aparente kN/m ³	Materiales y elementos	Peso específico aparente kN/m ³
Materiales de albañilería		Madera	
Arenisca	21,0 a 27,0	Aserrada, tipos C14 a C40	3,5 a 5,0
Basalto	27,0 a 31,0	Laminada encolada	3,7 a 4,4
Calizas compactas, mármoles	28,0	Tablero contrachapado	5,0
Diorita, gneis	30,0	Tablero cartón gris	8,0
Granito	27,0 a 30,0	Aglomerado con cemento	12,0
Sienita, diorita, pórfido	28,0	Tablero de fibras	8,0 a 10,0
Terracota compacta	21,0 a 27,0	Tablero ligero	4,0
Fábricas		Metales	
Bloque hueco de cemento	13,0 a 16,0	Acero	77,0 a 78,5
Bloque hueco de yeso	10,0	Aluminio	27,0
Ladrillo cerámico macizo	18,0	Bronce	83,0 a 85,0
Ladrillo cerámico perforado	15,0	Cobre	87,0 a 89,0
Ladrillo cerámico hueco	12,0	Estaño	74,0
Ladrillo silicocalcáreo	20,0	Hierro colado	71,0 a 72,5
Mampostería con mortero		Hierro forjado	76,0
de arenisca	24,0	Latón	83,0 a 85,0
de basalto	27,0	Plomo	112,0 a 114,0
de caliza compacta	26,0	Zinc	71,0 a 72,0
de granito	26,0	Plásticos y orgánicos	
Sillera		Caucho en plancha	17,0
de arenisca	26,0	Lámina acrílica	12,0
de arenisca o caliza porosas	24,0	Linóleo en plancha	12,0
de basalto	30,0	Mástico en plancha	21,0
de caliza compacta o mármol	28,0	Poliestireno expandido	0,3
de granito	28,0	Otros	
Hormigones y morteros		Adobe	16,0
Hormigón ligero	9,0 a 20,0	Asfalto	24,0
Hormigón normal (1)	24,0	Baldosa cerámica	18,0
Hormigón pesado	> 28,0	Baldosa de gres	19,0
Mortero de cemento	19,0 a 23,0	Papel	11,0
Mortero de yeso	12,0 a 28,0	Pizarra	29,0
Mortero de cemento y cal	18,0 a 20,0	Vidrio	25,0
Mortero de cal	12,0 a 18,0		

(1) En hormigón armado con armados usuales o fresco aumenta 1 kN/m³

FUERZAS LINEALES BARANDILLAS:

Tabla 3.2 Acciones sobre las barandillas y otros elementos divisorios

Categoría de uso	Fuerza horizontal [kN/m]
C5	3,0
C3, C4, E, F	1,6
Resto de los casos	0,8

SOBRECARGAS:

Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m ²]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5	4
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20 ⁽¹⁾
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente ⁽²⁾			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación ⁽³⁾	G1 ⁽⁷⁾	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 ⁽⁴⁾⁽⁶⁾	2
			Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁵⁾	0,4 ⁽⁴⁾	1
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

COEFICIENTES DE MAYORACIÓN:

Cargas permanentes: 1,35

Cargas variables: 1,5



PESOS MATERIALES:

- Agua: 10 kN/m^3
- Hormigón armado: 25 kN/m^3
- Hormigón en masa: 24 kN/m^3
- Piedra: 22 kN/m^3
- Madera: $4-6 \text{ kN/m}^3$
- Acero: $78,5 \text{ kN/m}^3$
- Plomo: 160 kN/m^3
- Vidrio: 22 kN/m^3
- Tierra: 18 kN/m^3

COEFICIENTES DE SEGURIDAD:

- Hormigón: 1.5
- Acero: 1.05
- Acero armaduras: 1.15

TIPOS DE ACERO USUALES:

- Barras: $f_yk=500$ ó 400
- Perfiles: $f_yk=235-275-355-450$

TIPOS DE HORMIGONES USUALES:

- HA-25** ($F_{ck}=25\text{Mpa}=25\text{N/mm}^2$); HA-30; HA-35...

TIPOS DE CEMENTO USUALES:

- 42,5; 52,5(Mejor)

EQUIVALENCIAS:

- 1T= 10kN
- 1kN=1000N=100kg
- $1\text{N/mm}^2=1\text{MPa}$

