

03. Memoria de estructuras

MEMORIA.....	5
1. Justificación de la solución adoptada.....	5
1.1. Estructura.....	5
2. Condiciones de Dimensionamiento.....	5
2.1. Normativa de aplicación.....	5
2.1.1. Acciones.....	5
2.1.2. Acero Laminado y Conformado.....	5
2.1.3. Fábrica.....	6
2.2. Método de cálculo.....	6
2.2.1. Acero laminado y conformado.....	6
2.2.2. Muros de fábrica de ladrillo.....	6
2.3. Cálculos por ordenador.....	7
3. Características de los materiales a utilizar.....	7
3.1. Aceros laminados.....	7
3.2. Uniones entre elementos.....	8
3.3. Ensayos a realizar.....	8
ANEJO I. ACCIONES ADOPTADAS EN EL CÁLCULO.....	9
4. Acciones de Carácter Permanentes (G).....	9
4.1. Cargas superficiales.....	9
4.1.1. Peso propio de la estructura de planta 0,25 kN/m ²	9
4.1.2. Pavimentos y revestimientos.....	9
5. Acciones de Carácter Variables (Q).....	9
5.1. Cargas Superficiales.....	9
5.1.1. Sobrecarga de uso.....	9
5.1.2. Sobrecarga de nieve.....	9
6. Acciones del viento.....	9
6.1. Altura de coronación del edificio (en metros).....	9
6.2. Situación del edificio. Coeficiente de exposición y grado de aspereza.....	9
6.3. Zona eólica (según DB-SE-AE. Anejo D, Acción del viento).....	10
6.4. Presión dinámica del viento (en KN/m ²).....	10
6.5. Presión estática del viento (KN/m ²).....	10
7. Acciones térmicas y reológicas.....	11
8. Acciones sísmicas.....	11
8.1. Clasificación de la construcción.....	11
8.2. Coeficiente de riesgo.....	11
8.3. Aceleración Básica.....	11
9. Combinaciones de acciones consideradas.....	11
9.1. Estados límites últimos de rotura. Acero laminado: CTE DB-SE-A.....	11
9.1.1. Efectos de las acciones correspondientes a una situación persistente o transitoria.....	11
9.1.2. Efectos de las acciones correspondientes a una situación extraordinaria.....	12
9.1.3. Acción accidental de sismo.....	12
9.2. Valor de cálculo de la resistencia del acero estructural.....	12
9.3. Capacidad portante. Coeficientes parciales de seguridad.....	13

9.4. Asientos admisibles y límites de deformación.....	14
9.4.1. Límites de deformación de la estructura.....	14
9.4.2. Consideración de Flechas.....	16
9.4.3. Desplazamientos horizontales.....	17
ANEJO II. CÁLCULOS POR ORDENADOR	19
10. Programas utilizados.....	19
10.1. Nombre del programa.....	19
10.2. Versión y fecha.....	19
10.3. Empresa distribuidora.....	19
11. Tipo de análisis efectuado por el programa.....	19
12. Discretización de la estructura.....	19
12.1. Consideración del tamaño de los nudos.....	20
12.2. Redondeo de las Leyes de Esfuerzos en Apoyos.....	20
13. Método de comprobación a pandeo.....	20
14. Opciones de cálculo.....	21
14.1. Estructuras metálicas.....	21
14.1.1. calculo de tensiones.....	21
14.1.2. calculo de esbelteces.....	22
14.1.3. Pandeo lateral.....	22
14.1.4. Abolladura del alma.....	22
15. Método de cálculo de las acciones.....	22
15.1. Acciones verticales.....	22
15.1.1. Cargas permanentes.....	22
15.1.2. cargas variables.....	23
15.1.3. Hipótesis adicionales (cargas especiales).....	23
15.2. Acciones horizontales.....	23
15.2.1. viento.....	23
15.2.2. sismo.....	23
16. Estructura Metálica.....	24
16.1. Placas de anclaje.....	24
16.2. Perfiles laminados y armados.....	25

MEMORIA

1.JUSTIFICACIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA.

1.1.ESTRUCTURA.

De acuerdo a la geometría del Proyecto se ha concebido un sistema estructural constituido por soportes de acero y un entramado metálico de perfilería de serie estándar que conforman la cubierta del edificio

En los apartados siguientes se desarrollan las características, condiciones y criterios tenidos en cuenta en el diseño y análisis de cada uno de los elementos genéricos o individuales que configuran el elemento estructural.

2.CONDICIONES DE DIMENSIONAMIENTO.

2.1.NORMATIVA DE APLICACIÓN.

2.1.1.ACCIONES.

Para el cálculo de las solicitaciones se ha tenido en cuenta, las consideraciones recogidas en el documento básico **DB-SE-AE** Acciones en la Edificación. Estableciéndose en el mismo la determinación de las acciones sobre los edificios para verificar el cumplimiento de los requisitos de seguridad estructural (capacidad portante y estabilidad) y aptitud al servicio establecidos en el **DB-SE**, Seguridad Estructural.

En el **Anejo 1**. Acciones Adoptadas en el Cálculo, se definirán los valores de cada tipo de acción y su tratamiento de acuerdo a lo establecido en DB-SE. En concreto se tienen en cuenta las acciones:

- Acciones Permanentes (G)
- Acciones Variables (**Q**), correspondientes a sobrecargas de uso, acciones sobre barandillas y elementos divisorios, acción del viento, acciones térmicas y nieve.
- Acciones Accidentales, entre las que están las correspondientes a:
 - Sismo, de acuerdo a la Norma de Construcción Sismorresistente NCSE, parte general y edificación (RD 997/2002 de 27 de septiembre)
- Incendio, de acuerdo a lo indicado en el documento básico DB-SI, Seguridad en Caso de Incendio, Sección SI 6: Resistencia al Fuego de la Estructura.
 - Impacto, de acuerdo a lo reflejado en el Apartado 4 de DB-DE-AE.

2.1.2.ACERO LAMINADO Y CONFORMADO.

Resulta de aplicación lo especificado en el Documento Básico **DB-SE-A** (Seguridad Estructural Acero) y en concreto los apartados referidos a:

Apartado 2, Bases de Cálculo.

Apartado 3, Condiciones de Durabilidad

Apartado 4, Materiales

Apartado 5, Análisis Estructural

2.1.3.FÁBRICA.

Resulta de aplicación lo especificado en el Documento Básico **DB-SE-F** (Seguridad Estructural Fábrica) y en concreto los apartados referidos a:

Apartado 2, Bases de Cálculo.

Apartado 3, Condiciones de Durabilidad

Apartado 4, Materiales

Apartado 5, Análisis Estructural

2.2.MÉTODO DE CÁLCULO.

La metodología de cálculo empleada corresponde con los requisitos derivados de **DB-SE** (Seguridad Estructural), parte **SE 1** Resistencia y Estabilidad y **SE 2** Aptitud al Servicio, en el que se establecen los fundamentos y metodologías para la realización de un análisis estructural y dimensionado a través de las verificaciones basadas en el conocido como método de los Coeficientes Parciales, desarrollados en los Apartados 3 y 4 del citado DB-SE.

2.2.1.ACERO LAMINADO Y CONFORMADO

Se dimensiona los elementos metálicos de acuerdo a la Norma **DB-SE-A** (Documento Básico. Seguridad Estructural. Acero), determinándose coeficientes de aprovechamiento y deformaciones, así como la estabilidad, de acuerdo a los principios de la Mecánica Racional y la Resistencia de Materiales.

Se realiza un cálculo lineal de primer orden, admitiéndose localmente plastificaciones de acuerdo a lo indicado en la Norma.

La estructura se supone sometida a las acciones exteriores, ponderándose para la obtención de los coeficientes de aprovechamiento y comprobación de secciones, y sin mayorar para las comprobaciones de deformaciones, de acuerdo con los límites de agotamiento de tensiones y límites de flecha establecidos.

Para el cálculo de los elementos comprimidos se tiene en cuenta el pandeo por compresión, y para los flectados el pandeo lateral, de acuerdo a las indicaciones de la Norma.

2.2.2.MUROS DE FÁBRICA DE LADRILLO

Para el cálculo y comprobación de tensiones de las fábricas de ladrillo y en los bloques de hormigón se tendrá en cuenta lo indicado en la Norma **DB-SE-F** (Documento Básico. Seguridad Estructural. Fábrica).

El cálculo de solicitaciones se hará de acuerdo a los principios de la Mecánica Racional y la Resistencia de Materiales.

Se efectúan las comprobaciones de estabilidad del conjunto de las paredes portantes frente a acciones horizontales, así como el dimensionado de las cimentaciones de acuerdo con las cargas excéntricas que le solicitan.

2.3. CÁLCULOS POR ORDENADOR

Para la obtención de las solicitaciones y dimensionado básico de los elementos estructurales se ha dispuesto de un programa informático que reúne las condiciones establecidas en Normativa en cuanto a:

- a) Está correctamente especificado de acuerdo con lo establecido por las Normas; y
- b) Está sancionado como aceptable

El programa utilizado es el **CYPE**. Arquitectura, Ingeniería y Construcción, y en concreto los módulos correspondientes a:

CYPECAD Espacial. Versión 2015.k

Nuevo Metal 3d. Versión 2015.k

Todos los módulos empleados corresponden con el número de licencia 126464.

En el Anejo 3. Cálculos por Ordenador, se establecen los criterios de discretización, análisis y metodología de comprobación que realiza dicho programa.

3. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES A UTILIZAR

Los materiales a utilizar así como las Características de los mismos, Niveles de Control previstos, así como los Coeficientes de Ponderación, se indican en el siguiente cuadro:

3.1. ACEROS LAMINADOS

		Toda la obra	Comprimidos	Flectados	Traccionados	Placas anclaje
Acero en Perfiles	Clase y Designación	S275 JR				
	Límite Elástico (N/mm ²) 16mm ≤ e ≤ 40mm	265				
Acero en Chapas	Clase y Designación	S275 JR				
	Límite Elástico (N/mm ²) 16mm ≤ e ≤ 40mm	265				
	Límite Elástico (N/mm ²) 16mm ≤ e ≤ 40mm	265				

3.2. UNIONES ENTRE ELEMENTOS

		Toda la obra	Comprimidos	Flectados	Traccionados	Placas anclaje
Sistema y Designación	Soldaduras					
	Tornillos Ordinarios	5.6				
	Tornillos Calibrados	6.8				
	Tornillo de Alta Resist.	10.9				
	Roblones					
	Pernos o Tornillos de Anclaje	B-500-S				

3.3. ENSAYOS A REALIZAR

Aceros estructurales. Se harán los ensayos pertinentes de acuerdo a lo indicado en el Apartado 12 "Control de calidad" del DB-SE-A.

ANEJO I. ACCIONES ADOPTADAS EN EL CÁLCULO

4. ACCIONES DE CARÁCTER PERMANENTES (G)

4.1. CARGAS SUPERFICIALES

4.1.1. PESO PROPIO DE LA ESTRUCTURA DE PLANTA 0,25 kN/m²

4.1.2. PAVIMENTOS Y REVESTIMIENTOS

Planta	Zona	Carga en KN/m ²
Planta de Cubierta	Toda	0,15

5. ACCIONES DE CARÁCTER VARIABLES (Q)

5.1. CARGAS SUPERFICIALES

5.1.1. SOBRECARGA DE USO

Planta	Zona	Carga en KN/m ²
Plantas de Cubierta	Toda	0,40

5.1.2. SOBRECARGA DE NIEVE

De acuerdo a lo indicado en el Apartado 3.5 "Nieve" del DB-SE-AE (Seguridad Estructural. Acciones en la Edificación), se considera el valor de carga por unidad de superficie en proyección horizontal de acuerdo a la expresión:

$$q_n = \mu \cdot S_k \quad \text{Siendo: } \mu \quad \text{coeficiente de forma de la cubierta según 3.5.3 (DB-SE-AE)}$$

S_k valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal, obtenido en función de la zona climática, indicada en el mapa de la figura E.2 (apéndice E DB-SE-AE), y de la altitud del emplazamiento o término municipal de la tabla E.2 (apéndice E DB-SE-AE), completándose estos valores con los de las capitales de provincia reflejados en la tabla 3.7 (apéndice E DB-SE-AE).

Planta	Zona	Carga en KN/m ²
Cubierta	Todas	0,30

6. ACCIONES DEL VIENTO

6.1. ALTURA DE CORONACIÓN DEL EDIFICIO (EN METROS)

Se considera una altura máxima de la edificación de **15,25 m**.

6.2. SITUACIÓN DEL EDIFICIO. COEFICIENTE DE EXPOSICIÓN Y GRADO DE ASPEREZA

El coeficiente de exposición c_e para alturas sobre el terreno, z , no mayores de 200 m., puede determinarse, en función del grado de aspereza del entorno y la altura sobre el terreno del punto considerado, según la expresión:

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

Siendo: $F = k \cdot \ln(\text{máx}(z, Z) / L)$

k, L, Z parámetros característicos de cada tipo de entorno según la Tabla

$$F = 0,22 \cdot \ln (15,25 / 0,3) = 0,86$$

$$c_e = 0,86 \cdot (0,86 + 7 \cdot 0,22) = 2,06$$

Tabla D.2. Coeficiente pata 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.	0,15	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

6.3.ZONA EÓLICA (SEGÚN DB-SE-AE. ANEJO D, ACCIÓN DEL VIENTO)

De acuerdo al mapa de zonificación D.1 incluido en el Anejo antes mencionado el edificio se encontrará en **zona B**, al que corresponde una velocidad básica del viento de valor $v_b = 27 \text{ m/s}$.

6.4.PRESIÓN DINÁMICA DEL VIENTO (EN KN/M²)

El valor básico de la presión dinámica del viento se obtiene de la expresión:

$$q_b = 0,5 \cdot \delta \cdot v_b^2,$$

Siendo: δ la densidad del aire

v_b el valor básico de la velocidad del viento

De acuerdo a todo lo descrito se obtendrá un valor de presión dinámica de:

$$q_b = 0,45 \text{ kN/m}^2$$

6.5.PRESIÓN ESTÁTICA DEL VIENTO (KN/M²)

La acción del viento se determina a partir de la presión estática que actúa en la dirección perpendicular a la superficie expuesta, y que se expresa de la siguiente forma:

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

Siendo: q_b la presión dinámica de viento anteriormente definida

c_e coeficiente de exposición anteriormente definido

c_p coeficiente eólico para edificios de pisos, de acuerdo a los valores tabulados en la Tabla 3.5 del Apartado 3.3.4 (DB-SE-AE), en función de la esbeltez del edificio en el plano paralelo al viento.

La esbeltez del edificio (H/d) se calcula a partir de la altura total del edificio (H) y del ancho medio del mismo en la dirección del viento.

$$q_e = 0,45 \cdot 2,06 \cdot 0,8 = 0,741 \text{ kN/m}^2$$

Coeficiente eólico en edificio de pisos (c_p)						
	Esbeltez en el plano paralelo al viento ($H/7d$)					
	< 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

7. ACCIONES TÉRMICAS Y REOLÓGICAS

De acuerdo al apartado 3.4 “Acciones Térmicas” del DB-SE-AE, no se han tenido en cuenta los efectos derivados de las acciones térmicas ya que no se han dispuesto juntas de dilatación.

En cualquier caso el cálculo de deformaciones derivadas de las acciones térmicas adoptará unos valores para el coeficiente de dilatación térmica:

$$\text{Acero Laminado } 0,000012 \text{ m/m}^\circ\text{C}$$

Deduciendo los cambios de temperatura de acuerdo a los valores reflejados en el Apartado 3.4.2. de DB-SE-AE, la Tabla 3.6 que le acompaña y las temperaturas ambientes extremas de verano y de invierno reflejadas en el anejo E.

8. ACCIONES SÍSMICAS

De acuerdo a la norma de construcción sismorresistente NCSR-02, por el uso y la situación del edificio en el término municipal de Vigo (Pontevedra) **no se consideran** las acciones sísmicas.

8.1. CLASIFICACIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN

Se considera una construcción de **Normal Importancia**

8.2. COEFICIENTE DE RIESGO

En función del periodo de vida del edificio $t = 50$ años, **coeficiente de riesgo = 1**

8.3. ACELERACIÓN BÁSICA

De acuerdo al **Anejo 1** de la Norma en el término municipal considerado es:

$$a_b = 0,04/g, \text{ coeficiente de contribución } K = 1,00$$

9. COMBINACIONES DE ACCIONES CONSIDERADAS

9.1. ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS DE ROTURA. ACERO LAMINADO: CTE DB-SE-A

9.1.1. EFECTOS DE LAS ACCIONES CORRESPONDIENTES A UNA SITUACIÓN PERSISTENTE O TRANSITORIA

El valor de cálculo de los efectos de las acciones correspondientes a una situación persistente o transitoria, se determina mediante combinaciones de acciones a partir de la expresión:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{p,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{a,i} \cdot Q_{k,i}$$

Situación 1: Persistente o transitoria				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_p)	Acompañamiento (ψ_a)
Carga permanente (G)	0.80	1.35	1.00	1.00
Sobrecarga (Q)	0.00	1.50	1.00	0.70
Viento (Q)	0.00	1.50	1.00	0.60
Nieve (Q)	0.00	1.50	1.00	0.50
Sismo (A)				

9.1.2. EFECTOS DE LAS ACCIONES CORRESPONDIENTES A UNA SITUACIÓN EXTRAORDINARIA

El valor de cálculo de los efectos de las acciones correspondientes a una situación extraordinaria, se determina mediante combinaciones de acciones a partir de la expresión:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_p \cdot P + A_d + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

9.1.3. ACCIÓN ACCIDENTAL DE SISMO

En los casos en los que la acción accidental sea la acción sísmica, todas las acciones variables concomitantes se tendrán en cuenta con su valor casi permanente, según la expresión:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + P + \gamma_A \cdot A_E + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{a,i} \cdot Q_{k,i}$$

Situación 2: Sísmica				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_p)	Acompañamiento (ψ_a)
Carga permanente (G)	1.00	1.00	1.00	1.00
Sobrecarga (Q)	0.00	1.00	0.30	0.30
Viento (Q)	0.00	1.00	0.00	0.00
Nieve (Q)	0.00	1.00	0.00	0.00
Sismo (A)	-1.00	1.00	1.00	0.30(*)

(*) Fracción de las solicitaciones sísmicas a considerar en la dirección ortogonal: Las solicitaciones obtenidas de los resultados del análisis en cada una de las direcciones ortogonales se combinarán con el 30 % de los de la otra.

9.2. VALOR DE CÁLCULO DE LA RESISTENCIA DEL ACERO ESTRUCTURAL

De acuerdo a lo indicado en el **Apartado 2.3.3 del DB-SE-A** (Seguridad Estructural. Acero) los coeficientes parciales para la minoración de la resistencia característica se adoptarán conforme a los siguientes valores:

$\gamma_{M0} = 1,05$ Coeficiente parcial de seguridad relativo a la plastificación del material.

$\gamma_{M1} = 1,05$ Coeficiente parcial de seguridad relativo a los fenómenos de inestabilidad.

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coeficiente parcial de seguridad relativo a la resistencia última del material o sección, y a la resistencia de los medios de unión.

$\gamma_{M3} = 1,10$ Coeficiente parcial para la resistencia al deslizamiento de uniones con tornillos pretensados en estado límite de servicio.

$\gamma_{M3} = 1,25$ Coeficiente parcial para la resistencia al deslizamiento de uniones con tornillos pretensados en estado límite último.

$\gamma_{M3} = 1,40$ Coeficiente parcial para la resistencia al deslizamiento de uniones con tornillos pretensados y agujeros rasgados o con sobremedida.

9.3. CAPACIDAD PORTANTE. COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD.

COEFICIENTES DE SIMULTANEIDAD

Los valores de los coeficientes de seguridad, γ , para la aplicación de los Documentos Básicos del CTE se establecen en la **Tabla** siguiente para cada tipo de acción, atendiendo para comprobaciones de resistencia a si su efecto es desfavorable o favorable, considerada globalmente.

Coeficientes parciales de seguridad (γ) para las acciones			
Tipo de verificación	Tipo de acción	Situación persistente o transitoria	
		desfavorable	favorable
Resistencia	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,35	0,80
	Empuje del terreno	1,35	0,70
	Presión del agua	1,20	0,90
	Variable	1,50	0,00
Estabilidad		desestabilizadora	estabilizadora
	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,10	0,90
	Empuje del terreno	1,35	0,80
	Presión del agua	1,05	0,95
	Variable	1,50	0,00

Los valores de los coeficientes de simultaneidad, ψ , para la aplicación de los Documentos Básicos del CTE se establecen de acuerdo a la Tabla:

Coeficientes de simultaneidad (ψ)	Ψ_1	Ψ_2	Ψ_3
Sobrecarga superficial de uso (Categorías s/DB-SE-AE)			
Zonas residenciales (Categoría A)	0,7	0,5	0,3
Zonas administrativas (Categoría B)	0,7	0,5	0,3
Zonas destinadas al público (Categoría C)	0,7	0,7	0,6
Zonas comerciales (Categoría D)	0,7	0,7	0,6
Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros con un peso total < 30kN (Categoría F)	0,7	0,7	0,6
Cubiertas transitables (Categoría G)	Se adoptará el valor del uso desde el que se accede		
Cubiertas accesibles para mantenimiento (Categoría H)	0,0	0,0	0,0
Nieve			
Para altitudes > 1000 m.	0,7	0,5	0,2
Para altitudes \geq 1000 m.	0,5	0,2	0,0

Viento	0,6	0,5	0,0
Temperatura	0,6	0,5	0,0
Acciones variables del terreno	0,7	0,7	0,7

9.4. ASIENTOS ADMISIBLES Y LÍMITES DE DEFORMACIÓN

9.4.1. LÍMITES DE DEFORMACIÓN DE LA ESTRUCTURA.

Como criterio para establecer las limitaciones de flecha se ha optado por asumir como válido las propuestas normativas en las que se refieren condiciones geométricas mínimas luz – canto para los cuales resultan adecuadas las condiciones de cálculo propuestas por dicha Normativa asumiendo intrínsecamente la validez de las condiciones de deformación, eximiendo por tanto de su comprobación. A este efecto se han tenido en cuenta las limitaciones y recomendaciones establecidas en el **Artículo 50** de la EHE-08 (Estado Límite de Deformación), determinando en el **Apartado 50.2.2.1** las relaciones de cantos mínimos en vigas y losas de edificación para los cuales no será necesaria la comprobación de flechas.

Sistema estructural L/d	K	Elementos fuertemente armados: $\rho = 1,5\%$	Elementos débilmente armados $\rho = 0,5\%$
Viga simplemente apoyada. Losa uni o bidireccional simplemente apoyada.	1,00	14	20
Viga continua ¹ en ambos extremos. Losa unidireccional continua ^{1,2} en un solo lado.	1,30	18	26
Viga continua ¹ en ambos extremos. Losa unidireccional o bidireccional continua ^{1,2} .	1,50	20	30
Recuadros exteriores y de esquina en losas sin vigas sobre apoyos aislados.	1,15	16	23
Recuadros interiores en losas sin vigas sobre apoyos aislados.	1,20	17	24
Voladizo	0,40	6	8

¹ Un extremo se considera continuo si el momento correspondiente es igual o superior al 85% del momento de empotramiento perfecto.

² En losas unidireccionales, las esbelteces dadas se refieren a la luz menor.

³ En losas sobre apoyos aislados (pilares), las esbelteces dadas se refieren a la luz mayor.

Además se han tenido en cuenta los valores establecidos en el Apartado 3.8 “Flecha” del Documento de Aplicación a Edificación de A-EHE-08, que establece las relaciones de luz a canto útil para lo cuales puede suponerse que se cumple la condición de flecha (en condiciones de armadura estricta de acero B-500-S).

Tipo de elemento		Relación de luz a canto útil					
		Fuerte			Débil		
	Armado						
	Armadura relativa: A_s/bd	1,5%	1,2%	1%	0,7%	0,5%	0,3%
Profundidad de cabeza comprimida: y/d		0,39	0,31	0,26	0,18	0,13	0,08
Viga	Simplemente apoyada	14	14	15	16	19	24
	Continua en un extremo	18	18	19	21	24	31
	Continua en ambos extremos	20	21	22	25	28	35
Losas sustentada en el contorno	Apoyada	14	14	15	16	19	24
	Continua	20	21	22	25	28	35
Losas sobre soportes	Recuadro de borde	16	16	17	19	21	27
	Recuadro interior	16	17	18	20	22	28
Voladizo		5,4	5,6	5,9	6,6	7,4	9,4

Los valores de armadura relativa corresponden a la traccionada por flexión en la sección de momento máximo en vano o de arranque en voladizo.

El ancho **b** es el del borde comprimido de dicha sección.

Los valores de las losas con sustentación en el contorno (muros, vigas o soportes a intervalos pequeños) se refieren a la luz menor y los de las losas sobre soportes a la mayor.

Si la armadura es superior a la estricta por resistencia, el valor de la relación a canto útil puede multiplicarse por la relación entre armadura real y estricta.

Si el acero utilizado es B-400 pueden utilizarse los valores propuestos multiplicado por 1,25.

Se comprueba la aptitud al servicio de la estructura de acuerdo a las combinaciones de acciones reflejadas en el **Apartado 4.3.2**, y lo expuesto en el **Artículo 4.3.3**. del DB-SE (Documento Básico. Seguridad Estructural) en función a las características de las acciones, diferenciándose entre:

9.4.1.1. EFECTOS DEBIDOS A LAS ACCIONES DE CORTA DURACIÓN IRREVERSIBLES.

Se determinan mediante combinaciones de acciones, del tipo denominado característica a partir de la expresión:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Es decir, considerando la actuación simultánea de:

Todas las acciones permanentes, en valor característico (G_k);

Una acción variable cualquiera en valor característico (Q_k) debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis;

El resto de las acciones variables, en valor de combinación ($\psi_{0,i} \cdot Q_k$)

9.4.1.2. EFECTOS DEBIDOS A LAS ACCIONES DE CORTA DURACIÓN REVERSIBLES.

Se determinan mediante combinaciones de acciones, del tipo denominado frecuente a partir de la expresión:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Es decir, considerando la actuación simultánea de:

Todas las acciones permanentes, en valor característico (G_k);

Una acción variable cualquiera, en valor frecuente ($\psi_1 \cdot Q_k$), debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis;

El resto de las acciones variables, en valor casi permanente ($\psi_2 \cdot Q_k$)

9.4.1.3. EFECTOS DEBIDOS A LAS ACCIONES DE LARGA DURACIÓN.

Se determinan mediante combinaciones de acciones, del tipo denominado casi permanente a partir de la expresión:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Es decir, considerando la actuación de:

Todas las acciones permanentes en valor característico (G_k);

Todas las acciones variables en valor casi permanente ($\psi_2 \cdot Q_k$)

9.4.2. CONSIDERACIÓN DE FLECHAS

Cuando se considera la integridad de los elementos constructivos, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones característica, considerando sólo las deformaciones que se producen después de la puesta en obra del elemento, la flecha relativa es menor que:

1/500 en pisos con tabiques frágiles (como los de gran formato, rasillones o placas) o pavimentos rígidos sin juntas;

1/400 en pisos con tabiques ordinarios o pavimentos rígidos con juntas;

1/300 en el resto de los casos;

Cuando se considera el confort de los usuarios, se admite que la estructura horizontal o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones características, considerando solamente las acciones de corta duración, la flecha relativa, es menor que 1/350.

Cuando se considera la apariencia de la obra, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones casi permanentes, la flecha relativa es menor que 1/300.

Las condiciones anteriores se verifican entre dos puntos cualesquiera de la planta, tomando como luz el doble de la distancia entre ellos.

En los casos en los que los elementos dañables (tabiques, pavimentos) reaccionan de manera sensible frente a las deformaciones (flechas o desplazamientos horizontales) de la estructura portante, además de la limitación de las deformaciones se adoptarán medidas constructivas apropiadas para evitar daños. Estas medidas resultan particularmente indicadas si dichos elementos tienen un comportamiento frágil.

Flechas relativas para los siguientes elementos				
Tipo de flecha	Combinación	Tabiques frágiles	Tabiques ordinarios	Resto de casos
Integridad de los elementos constructivos Flecha Activa	Característica G + Q	1/500	1/400	1/300
Confort de usuarios Flecha Instantánea	Característica de sobrecarga Q	1/350	1/350	1/350
Apariencia de la obra total Flecha Total	Casi permanente G + $\psi_2 \cdot Q$	1/300	1/300	1/300

9.4.3. DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES.

Cuando se considera la integridad de los elementos constructivos, se admite que la estructura global tiene suficiente rigidez lateral, si ante cualquier combinación de acciones característica el desplome es menor de:

Desplome total: 1/500 de la altura total del edificio;

Desplome local: 1/250 de la altura de la planta (en cualquiera de ellas)

Cuando se considera la apariencia de la obra se admite que la estructura global tiene suficiente rigidez lateral, si ante cualquier combinación de acciones casi permanente, el desplome relativo es menor que 1/250.

En general se comprueba que dichas condiciones se satisfagan en dos direcciones sensiblemente ortogonales en planta.

Desplazamientos horizontales	
Local	Total
Desplome relativo a la altura entre plantas	Desplome relativo a la altura total del edificio
$\delta/h < 1/250$	$\delta/H < 1/500$

ANEJO II. CÁLCULOS POR ORDENADOR

10. PROGRAMAS UTILIZADOS.

10.1. NOMBRE DEL PROGRAMA.

C CYPECAD Espacial. Versión 2015.k

Nuevo Metal 3d. Versión 2015.k

Todos los módulos empleados corresponden con el número de licencia 126464.

10.2. VERSIÓN Y FECHA.

Versión 2015.k, del año 2015

10.3. EMPRESA DISTRIBUIDORA.

CYPE Ingenieros, S.A.

11. TIPO DE ANÁLISIS EFECTUADO POR EL PROGRAMA.

El análisis de las solicitaciones se realiza mediante un cálculo espacial en 3D, por métodos matriciales de rigidez, formando todos los elementos que definen la estructura.

Se establece la compatibilidad de deformaciones en todos los nudos, considerando 6 grados de libertad, y se crea la hipótesis de indeformabilidad del plano de cada planta, para simular el comportamiento rígido del forjado, impidiendo los desplazamientos relativos entre nudos del mismo (diafragma rígido). Por tanto, cada planta sólo podrá girar y desplazarse en su conjunto (3 grados de libertad).

Cuando en una misma planta existan zonas independientes, se considerará cada una de éstas como una parte distinta de cara a la indeformabilidad de esa zona, y no se tendrá en cuenta en su conjunto. Por tanto, las plantas se comportarán como planos indeformables independientes.

Para todos los estados de carga se realiza un cálculo estático, (excepto cuando se consideran acciones dinámicas por sismo, en cuyo caso se emplea el análisis modal espectral), y se supone un comportamiento lineal de los materiales y, por tanto, un cálculo de primer orden, de cara a la obtención de desplazamientos y esfuerzos.

12. DISCRETIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA.

La estructura se discretiza en elementos tipo barra, emparrillados de barras y nudos, y elementos finitos triangulares de la siguiente manera:

- 1. Pilares:** Son barras verticales entre cada planta, definiendo un nudo en arranque de cimentación o en otro elemento, como una viga o forjado, y en la intersección de cada planta, siendo su eje el de la sección transversal. Se consideran las excentricidades debidas a la variación de dimensiones en altura.
- 2. Vigas:** se definen en planta fijando nudos en la intersección con el eje de pilares y/o sus caras, así como en los puntos de corte con elementos de forjado o con otras vigas. Así se crean nudos en el eje y en los bordes laterales y, análogamente, en las puntas de voladizos y extremos libres o en contacto con otros elementos de los forjados. Por tanto, una viga entre dos pilares está formada por varias barras consecutivas, cuyos nudos son las intersecciones con las barras de forjados. Siempre poseen tres grados de libertad, manteniendo la hipótesis de diafragma rígido entre todos los elementos que se encuentren en contacto. Por ejemplo, una viga continua que se apoya en varios pilares, aunque no tenga forjado,

conserva la hipótesis de diafragma rígido. Pueden ser de hormigón armado o metálicas en perfiles seleccionados de biblioteca.

- 3. Vigas inclinadas:** Se definen como barras entre dos puntos que pueden estar en un mismo nivel o planta o en diferentes niveles, creándose dos nudos en dichas intersecciones. Cuando una viga inclinada une dos zonas independientes no produce el efecto de indeformabilidad del plano con comportamiento rígido, ya que poseen seis grados de libertad sin coartar.

12.1. CONSIDERACIÓN DEL TAMAÑO DE LOS NUDOS.

Se crea, por tanto, un conjunto de nudos generales de dimensión finita en pilares y vigas cuyos nudos asociados son los definidos en las intersecciones de los elementos de los forjados en los bordes de las vigas y de todos ellos en las caras de los pilares.

Dado que están relacionados entre sí por la compatibilidad de deformaciones se puede resolver la matriz de rigidez general y las asociadas y obtener los desplazamientos y los esfuerzos en todos los elementos.

12.2. REDONDEO DE LAS LEYES DE ESFUERZOS EN APOYOS.

Como en general la reacción en el soporte es excéntrica, ya que normalmente se transmite axil y momento al soporte, se adopta la consideración del tamaño de los nudos mediante la introducción de elementos rígidos entre el eje del soporte y el final de la viga, lo cual se plasma en las consideraciones que a continuación se detallan.

Dentro del soporte se supone una respuesta lineal como reacción de las cargas transmitidas por el dintel y las aplicadas en el nudo, transmitidas por el resto de la estructura.

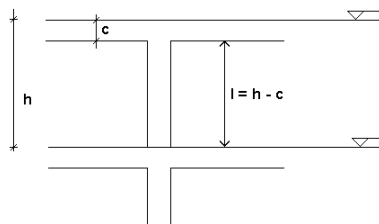
Dentro del soporte se considera que el canto de las vigas aumenta de forma lineal, de acuerdo a una pendiente 1:3, hasta el eje del soporte, por lo que la consideración conjunta del tamaño de los nudos, redondeo parabólico de la ley de momentos y aumento de canto dentro del soporte, conduce a una economía de la armadura longitudinal por flexión en las vigas, ya que el máximo de cuantías se produce entre la cara y el eje del soporte, siendo lo más habitual en la cara, dependiendo de la geometría introducida.

En el caso de una viga que apoya en un soporte alargado tipo pantalla o muro, las leyes de momentos se prolongarán en el soporte a partir de la cara de apoyo en una longitud de un canto, dimensionando las armaduras hasta tal longitud, no prolongándose más allá de donde son necesarias. Aunque la viga sea de mayor ancho que el apoyo, la viga y su armadura se interrumpen una vez que ha penetrado un canto en la pantalla o muro.

13. MÉTODO DE COMPROBACIÓN A PANDEO.

Se exponen los coeficientes de pandeo por planta y en cada dirección. El programa asume el valor $\alpha = 1$ por defecto, debiéndolo variar el usuario si así lo considera, por el tipo de estructura y uniones del pilar con vigas y forjados en ambas direcciones. Se define un coeficiente de pandeo por planta, y otro por pilar en cabeza y pie, que se multiplican, obteniendo el coeficiente de cálculo.

La altura que se considera a efectos de cálculo a pandeo es la altura libre del pilar, es decir, la altura de la planta menos la altura de la viga o forjado de mayor canto que acomete al pilar.



Consideración de Efectos de 2º Orden.

El método está basado en el efecto **P-delta** debido a los desplazamientos producidos por las acciones horizontales, abordando de forma sencilla los efectos de segundo orden a partir de un cálculo de primer orden, y un comportamiento lineal de los materiales, con unas características mecánicas calculadas con las secciones brutas de los materiales y su módulo de elasticidad secante.

Bajo la acción horizontal, en cada planta i , actúa una fuerza H_i , la estructura se deforma, y se producen unos desplazamientos Δ_{ij} a nivel de cada pilar. En cada pilar j , y a nivel de cada planta, actúa una carga de valor P_{ij} para cada hipótesis gravitatoria, transmitida por el forjado al pilar j en la planta i .

Se define un momento volcador M_H debido a la acción horizontal H_i , a la cota z_i respecto a la cota **0.00 o nivel sin desplazamientos horizontales**, en cada dirección de actuación del mismo.

De la misma forma se define un momento por efecto **P-delta**, $M_{P\Delta}$, debido a las cargas transmitidas por los forjados a los pilares P_{ij} , para cada una de las hipótesis gravitatorias (k) definidas, por los desplazamientos debidos a la acción horizontal Δ_i .

Para el cálculo de los desplazamientos debido a cada hipótesis de acciones horizontales, hay que recordar que hemos hecho un cálculo en primer orden, con las secciones brutas de los elementos. Si se está calculando los esfuerzos para el dimensionado en estados límites últimos, parecería lógico que el cálculo de los desplazamientos en rigor se deberían calcular con las secciones fisuradas y homogeneizadas, lo cual resulta muy laborioso, dado que eso supone la no-linealidad de los materiales, geometría y estados de carga, lo que lo hace inabordable desde el punto de vista práctico con los medios normales disponibles para el cálculo. Por tanto, se debe establecer una simplificación consistente en suponer una reducción de las rigideces de las secciones, lo que supone un aumento de los desplazamientos, ya que son inversamente proporcionales.

En el Anejo 1. Acciones adoptadas en el cálculo y en el apartado “Análisis de la estabilidad. Efectos de segundo orden”, se especifican los factores de amplificación considerado para cada una de las hipótesis, así como los límites establecidos para el coeficiente de estabilidad global.

14. OPCIONES DE CÁLCULO.

14.1. ESTRUCTURAS METÁLICAS.

14.1.1. CÁLCULO DE TENSIONES.

El cálculo de tensiones se hace mediante el criterio de plastificación Von Mises. Se incluye para las tensiones normales la formulación completa de la resistencia de materiales, es decir, incluyendo el producto de inercia en perfiles descritos en ejes no principales (angulares).

La comprobación de pandeo se hace mediante los correspondientes coeficientes W más desfavorables, calculándose estos a partir de las esbelteces, según se indica la norma.

14.1.2.CALCULO DE ESBELTECES.

Además del cálculo de las dos esbelteces en cada eje del perfil, se tiene en cuenta la esbeltez complementaria en perfiles empresillados, adoptando de forma genérica un valor máximo de 50 de acuerdo al valor máximo permitido por la Norma, y la esbeltez máxima en perfiles no descritos en ejes principales (angulares).

Para estos últimos, el programa calcula internamente el producto de inercia, por lo que no resulta necesario indicarlo en la descripción del perfil. La longitud de pandeo tomada es la mayor entre los dos ejes.

14.1.3.PANDEO LATERAL.

La formulación de pandeo lateral para el caso de perfiles abiertos se fundamenta en el planteamiento expuesto en el Anejo 4 de la Norma para vigas de sección constante y simetría sencilla.

El radio de torsión se calcula para el caso más desfavorable, es decir, apoyos ahorquillados (grado de empotramiento nulo en puntos de arriostramiento), y alabeo libre de las secciones extremas. Se obtiene de esta forma una seguridad suplementaria en la comprobación que también ha de tenerse en cuenta.

El coeficiente de momentos entre puntos de arriostramiento se tiene en cuenta considerando dos valores, uno para cada ala. Su inclusión se debe a que la formulación del pandeo lateral está desarrollada para barras sometidas a una distribución de momento flector constante, lo que queda, en la mayoría de los casos, excesivamente del lado de la seguridad.

Para el caso de perfiles cerrados se emplea la formulación dada en el Artículo 5.5.2, sin tener en cuenta el coeficiente de momentos ya que la rigidez torsional de los perfiles cerrados es muy grande.

De forma genérica el programa de análisis tiene en cuenta el caso de pandeo lateral en el dominio anelástico, cuya formulación está descrita en el Artículo 5.5.3 de la Norma.

14.1.4.ABOLLADURA DEL ALMA.

Se comprobará la abolladura en almas que superen la esbeltez dada en el Apartado 5.6.1.2, limitando el uso de secciones con almas con esbeltez superior a la indicada en el Apartado 5.6.1.3.

La formulación empleada para la consideración del fenómeno de abolladura es la descrita en la Norma en el Artículo 5.6 “Abolladura del Alma en las Vigas de Alma Llena”, incluyendo la formulación en el campo anelástico.

15.MÉTODO DE CÁLCULO DE LAS ACCIONES.

15.1. ACCIONES VERTICALES.

15.1.1.CARGAS PERMANENTES.

Para el caso de elementos estructurales se tiene en cuenta las cargas específicas definidas para la cada elemento, teniendo en cuenta, que para el análisis de los elementos de hormigón armado se admite una densidad de valor 25 KN/m³.

Las cargas de carácter permanente se complementan con las denominadas cargas muertas, correspondientes a los pesos del conjunto de elementos constructivos considerados, y que se estiman uniformemente repartidos en la planta.

15.1.2.CARGAS VARIABLES.

En este epígrafe se incluyen la hipótesis de sobrecarga de uso considerando esta sobrecarga uniformemente repartida a nivel de planta. De forma automática el programa distribuye el valor de carga sobre las barras de la estructura que forman las plantas de cada grupo.

15.1.3.HIPÓTESIS ADICIONALES (CARGAS ESPECIALES).

Resulta posible añadir cargas adicionales a las generadas automáticamente mediante la definición de cargas muertas o cargas variables. Estas cargas adicionales se pueden asignar a cualquiera de los grupos de carga e incluso es posible crear hipótesis adicionales de diferente naturaleza y combinarlas con las ya creadas de forma automática y entre sí.

Con todas las hipótesis definidas, disposiciones de cargas, simultaneidad y modos de combinación (y en función en la norma de acciones, de los materiales utilizados y usos del edificio) se generan automáticamente todas las combinaciones para todos los Estados Límite, tanto de agotamiento de los materiales, como de tensiones sobre el terreno de cimentación y desplazamiento de los nudos.

15.2.ACCIONES HORIZONTALES.

15.2.1.VIENTO.

En función de las cargas indicadas para cada planta, de acuerdo a la Norma seleccionada en dos direcciones octogonales y en ambos sentidos (+X, -X, +Y, -Y), y del coeficiente de cargas resultante se aplica el valor de la carga aplicada a cada viento considerando el ancho de banda y la semisuma de las alturas de la planta inferior y superior a la planta considerada.

15.2.2.SISMO.

El método de análisis realizado es el dinámico definido como “Análisis modal espectral”, a partir de la definición de la aceleración de cálculo, de la ductilidad de la estructura, del número de modos a calcular y del coeficiente cuasi-permanente de carga.

Se crea para cada elemento de la estructura la matriz de masas y la matriz de rigidez. La matriz de masas se crea a partir de la hipótesis de peso propio y de las correspondientes sobrecargas multiplicadas por el coeficiente de cuasi-permanencia.

El siguiente paso consiste en la condensación (simultánea con el ensamblaje de los elementos) de las matrices de rigidez y masas completas de la estructura, para obtener otras reducidas y que únicamente contienen los grados de libertad dinámicos, sobre los que se hará la descomposición modal. El programa efectúa una condensación estática y dinámica, haciéndose esta última por el método simplificado clásico, en el cual se supone que sólo a través de los grados de libertad dinámicos aparecerán fuerzas de inercia.

Los grados de libertad dinámicos con que se trabaja son tres por cada planta del edificio: dos traslaciones sobre el plano horizontal, y la correspondiente rotación sobre dicho plano.

En este punto del cálculo, ya se tiene una matriz de rigidez y otra de masas, ambas reducidas, y con el mismo número de filas/columnas, representando cada una de ellas uno de los grados de libertad dinámicos anteriormente descritos. El siguiente paso es la descomposición modal, que el programa resuelve mediante un método iterativo, y cuyo resultado son los autovalores y autovectores correspondientes a la diagonalización de la matriz de rigidez con las masas.

Por tanto, para cada grado de libertad dinámico, se obtiene un valor del desplazamiento máximo en cada modo de vibración. Esto equivale a un problema de desplazamientos impuestos, que se resuelve para los demás grados de libertad (no dinámicos), mediante la expansión modal, o sustitución 'hacia atrás' de los grados de libertad previamente condensados.

Se obtiene, finalmente, una distribución de desplazamientos y esfuerzos sobre toda la estructura, para cada modo de vibración y para cada hipótesis dinámica, con lo que se finaliza el análisis modal espectral propiamente dicho.

16. ESTRUCTURA METÁLICA

El programa considera un comportamiento elástico y lineal de los materiales, entendiendo las barras definidas como elementos lineales.

16.1. PLACAS DE ANCLAJE

La hipótesis básica asumida por el Programa es la de placa rígida o hipótesis de Bernoulli. Lo cual implica suponer que la placa permanece plana ante los esfuerzos a los que se ve sometida, de forma que se pueden desprestigiar sus deformaciones a efecto del reparto de cargas. Para que esto se cumpla, la placa de anclaje debe ser simétrica y suficientemente rígida.

Las comprobaciones que se deben efectuar para validar una placa de anclaje se dividen en tres grupos.

A.-Comprobación sobre el hormigón. Consiste en verificar que en el punto más comprimido bajo la placa no se supera la **tensión admisible** del hormigón. El método usado es el de las **tensiones admisibles**, suponiendo una distribución triangular de tensiones sobre el hormigón que sólo pueden ser de compresión.

La comprobación del hormigón sólo se efectúa cuando la placa está apoyada sobre el mismo y no se tiene un estado de tracción simple o compuesta. Además, se desprestigia el rozamiento entre el hormigón y la placa de anclaje, es decir, la resistencia frente a cortante y torsión se confía exclusivamente a los pernos.

B.-Comprobaciones sobre los pernos. Cada perno se ve sometido, en el caso más general, a un esfuerzo axial y un esfuerzo cortante, evaluándose cada uno de ellos de forma independiente. El programa considera que en **placas de anclaje apoyadas directamente en la cimentación, los pernos sólo trabajan a tracción**.

En caso de que la placa esté a cierta altura sobre la cimentación, los pernos podrán trabajar a compresión, haciéndose la correspondiente comprobación de pandeo sobre los mismos (se toma el modelo de viga biempotrada, con posibilidad de corrimiento relativo de los apoyos normal a la directriz: $b = 1$) y la traslación de esfuerzos a la cimentación (aparece flexión debida a los cortantes sobre el perfil).

El programa hace tres grupos de comprobaciones en cada perno:

- **Tensión sobre el vástago:** Consiste en comprobar que la tensión no supere la resistencia de cálculo del perno.
- **Comprobación del hormigón circundante:** Aparte del agotamiento del vástago del perno, otra causa de su fallo es la rotura del hormigón que lo rodea por uno o varios de los siguientes motivos:
 - Deslizamiento por pérdida de adherencia.
 - Arrancamiento por el cono de rotura.
 - Rotura por esfuerzo cortante (concentración de tensiones por efecto cuña).

Para calcular el cono de rotura de cada perno, el programa supone que la generatriz del mismo forma 45 grados con su eje. Se tiene en cuenta la reducción de área efectiva por la presencia de otros pernos cercanos, dentro del cono de rotura en cuestión.

- **Aplastamiento de la placa:** El programa también comprueba que, en cada perno, no se supera el cortante que produciría el aplastamiento de la placa contra el perno.

C.-Comprobaciones sobre la placa

- **Cálculo de tensiones globales:** El programa construye cuatro secciones en el perímetro del perfil, comprobando todas frente a tensiones.
- **Cálculo de tensiones locales:** Se trata de comprobar todas las placas locales en las que perfil y rigidizadores dividen a la placa de anclaje propiamente dicha. Para cada una de estas placas locales, partiendo de la distribución de tensiones en el hormigón y de axiles en los pernos, se calcula su flector ponderado pésimo, comparándose con el flector de agotamiento.

16.2.PERFILES LAMINADOS Y ARMADOS

La formulación empleada en el programa realiza las siguientes comprobaciones:

- **Comprobaciones Dimensionales de los Elementos de la Sección Transversal:** Se aplican, para las alas de los perfiles, las limitaciones dimensionales dadas en el art. 3.6. Espesores de los elementos planos de piezas comprimidas y en el apartado 5.1.3. Alas comprimidas. Para las almas la esbeltez límite viene dada en el apartado 5.6.1.2.
- **Cálculo de Tensiones:** El cálculo de tensiones se hace mediante el criterio de plastificación de Von Mises. Se ha incluido, para las tensiones normales, la formulación completa de la resistencia de materiales, es decir, incluyendo el producto de inercia en perfiles descritos en ejes no principales (angulares). La comprobación de pandeo se hace mediante los correspondientes coeficientes w más desfavorables, calculándose éstos a partir de las esbelteces, según se indica en la norma.
- **Cálculo de esbelteces:** A parte del cálculo de las dos esbelteces en cada eje del perfil, se tiene en cuenta la esbeltez complementaria en perfiles empresillados (en perfiles para los que el programa no calcula las presillas se toma por defecto 50, que es el valor máximo permitido por la norma) y la esbeltez máxima en perfiles no descritos en ejes principales (angulares).

Para estos últimos, el programa calcula internamente el producto de inercia, por lo que no es necesario indicarlo en la descripción del perfil. La longitud de pandeo tomada es la mayor entre los dos ejes.

Pandeo Lateral: La formulación del pandeo lateral es distinta según se trate de perfiles abiertos o cerrados.

Para perfiles abiertos se usa el planteamiento expuesto en el anejo 4 de la norma para vigas de sección constante y simetría sencilla, extendiendo esta formulación para vigas en ménsula. Se particulariza para cargas aplicadas en el baricentro de la sección. Es importante tener esto en cuenta, ya que resulta $e^* = 0$.

El radio de torsión se calcula para el caso más desfavorable, es decir, apoyos ahorquillados (grado de empotramiento nulo en puntos de arriostamiento), y alabeo libre de las secciones extremas. Se obtiene de esta forma una seguridad suplementaria en la comprobación, que también ha de tenerse en cuenta.

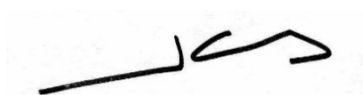
El programa calcula internamente la coordenada del centro de esfuerzos cortantes y la integral α , cuando sean necesarios.

Las longitudes de pandeo lateral se indican al programa mediante las distancias entre arriostamientos en ala superior e inferior (por defecto la longitud de la barra). El programa selecciona una de ellas dependiendo del signo del flector. Para el pandeo lateral siempre se trabaja en el eje fuerte del perfil.

Para perfiles cerrados se usará la formulación dada en el art. 5.5.2, sin tenerse en cuenta el coeficiente de momentos, ya que la rigidez torsional de los perfiles cerrados es muy grande. Los perfiles en tubo cilíndrico no pandean lateralmente debido a que la inercia en ambos ejes es la misma (esto es aplicable a tubos cuadrados).

El programa tiene en cuenta el caso de pandeo lateral en el dominio anelástico, cuya formulación está descrita en el apartado 5.5.3 de la norma.

- Abolladura del alma: Se comprueba la abolladura en almas que superen la esbeltez dada en el apartado 5.6.1.2. Esto sólo se permite en perfiles armados (los laminados no se comprueban a abolladura). No se permiten almas con esbeltez superior a la dada en el apartado 5.6.1.3.



Arquitectos autores: Jordi Castro Andrade [COAG 3.210]



María González Ferro [COAG 3.087]