

## I. MEMORIA DE CALCULO

### A. TÉCNICO AUTOR DE LA MEMÓRIA DE CÁLCULO

El técnico autor de la memoria de cálculo es Josep M. Cots Call, Ingeniero Industrial, colegiado núm. 8503 en el Ilustre Colegio de Ingenieros Industriales de Cataluña.

### B. NORMAS CONSIDERADAS

Estructuras Temporales	UNE-EN 13782
Acero conformado	DB-SE-A
Acero laminado y armado	DB-SE-A
Aluminio	UNE-EN1999-1-1

### C. MATERIALES

	TIPO ESTRUCTURAL	Coef. Min.	Límite rotura (N/mm <sup>2</sup> )	Límite elástico (N/mm <sup>2</sup> )	Módulo elástico (kN/mm <sup>2</sup> )
ACERO LAMINADO	S275	1,05	440	275	210,00
ACERO CONFORMADO	S235	1,05	370	235	210,00
TORNILLOS, TUERCAS Y ARANDELAS	8.6	1,25	800	640	
CABLE ø12	R1800	92,60 kN (Carga de Rotura Calculada)			
ALUMINIO	EN AW 6061 T6	1,0	260	240	70,00

### D. ACCIONES CONSIDERADAS

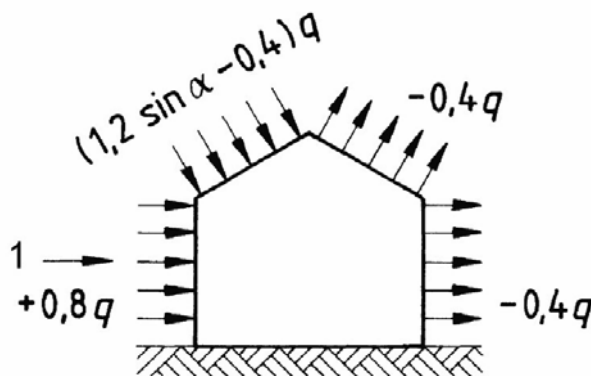
#### 1. Peso Propio

Material	Peso
Acero	78,50 kN/m <sup>3</sup>
Aluminio	27,00 kN/m <sup>3</sup>
Cobertura con doble Lona	25 N/m <sup>2</sup>

## 2. Viento

Según UNE-EN 13782

Se considera una presión dinámica de  $0,80 \text{ kN/m}^2$ , que equivale a una velocidad del viento de  $128 \text{ km/h}$ . Los coeficientes dinámicos para carpa sin oberturas se establecen según figura-2 del artículo 6.4.2.2



## 3. Nieve

Se considera la aplicación de una carga reducida sobre la superficie total de la techumbre de la carpa suponiendo que la altura de la nieve no pasará en ningún momento de  $h=10 \text{ cm}$ .

Sobrecarga de Nieve	0,25	$\text{kN/m}^2$
---------------------	------	-----------------

## E. BASES DE CÁLCULO

### 1. Sistema Constructivo

De acuerdo con la filosofía de esta tipología de construcción, que tiene carácter de no definitiva, el proceso constructivo se ha de simplificar al máximo y los esfuerzos a transmitir al terreno han de suponer un anclaje sencillo con una actuación previa mínima. Por tanto, y en la medida de lo posible, los nudos se han de diseñar como rótulas.

El pórtico se estudia en principio con nudos rígidos con apoyos articulados. Este sistema ofrece una respuesta aceptable ante acciones de viento pero requiere un refuerzo mediante la colocación de breco para soportar las cargas gravitatorias. Para rigidizar los nudos se recurre a un refuerzo interior de acero.

Para dar estabilidad al edificio ante la acción del viento, se confiere rigidez al mismo mediante el arriostramiento transversal en cubierta y fachadas con cruces de San Andrés formadas por eslingas de acero galvanizado. Dicha actuación se realiza en el primer vano, vano central y último vano de la nave.

### 2. Método de Cálculo

La comprobación de la estabilidad estática y de la estabilidad elástica, el cálculo de las tensiones y el cálculo de las deformaciones se realizan por los métodos establecidos en la norma, basados en la mecánica y, en general, en la teoría de la elasticidad, que en alguna ocasión admiten de modo implícito la existencia de estados tensionales plásticos locales. A efectos de optimizar el comportamiento de la estructura, se considera la formación de rótulas plásticas.

#### Condiciones de Agotamiento

Se adopta el criterio de la *energía de distorsión de Von Mises* que nos permite encontrar un estado de tracción monoaxial equivalente al estado triple que se considera para así poder hacer posible la comparación de esta tensión equivalente con el límite elástico del material.

En estado plano de tensión, o sea, con una tensión principal nula, definido en su plano XOY, la condición de agotamiento sería:

$$\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau_{xy}^2} = \sigma_u$$

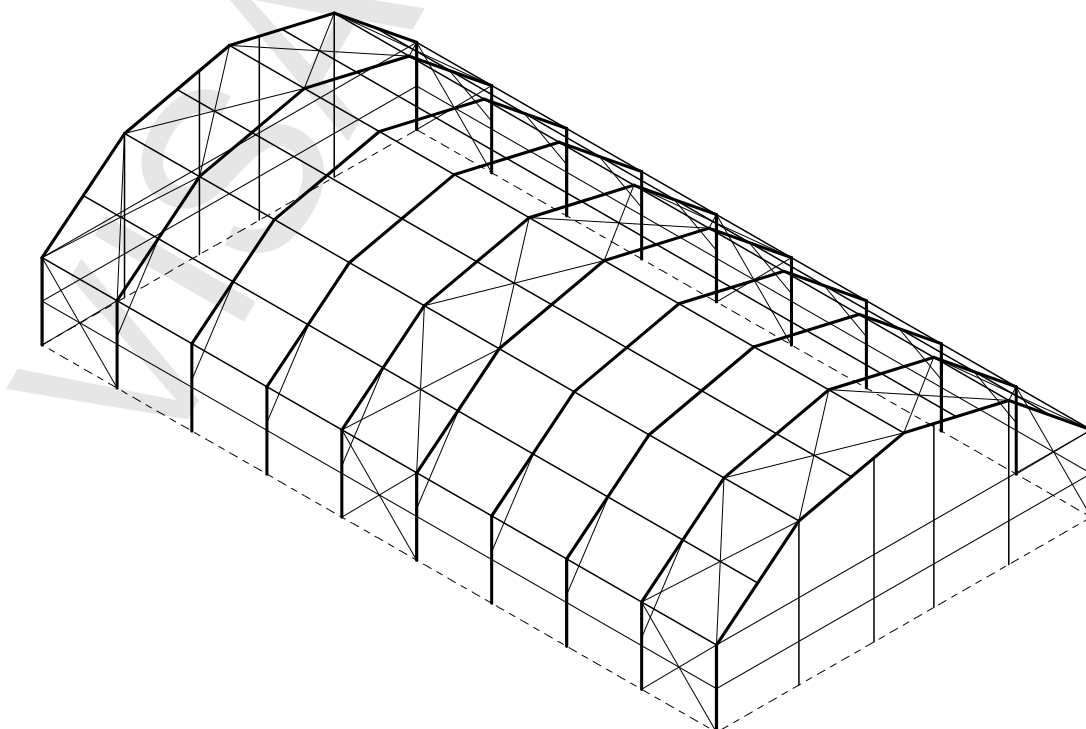
### 3. Programa Informático de Cálculo

La estructura se ha calculado mediante el programa de cálculo de estructuras en tres dimensiones METAL 3D. En el análisis de los elementos que intervienen en la estructura, el programa considera un comportamiento elástico y lineal de los materiales. El programa resuelve el problema planteado mediante cálculo matricial, obteniendo la matriz de desplazamientos de todos los nudos y para cada una de las hipótesis. Finalmente se obtiene el estado tensional de cada uno de los elementos por combinación de las hipótesis. El programa puede además comprobar las barras según tres criterios límite :

- Tensión
- Esbeltez
- Flecha

### 4. Modelo de Cálculo

Todos los elementos que componen la estructura y sus vinculaciones han estado introducidos en el programa, no se ha efectuado ninguna simplificación ni en número ni en dimensiones.



## 5. Combinación de Acciones

En la verificación de los estados límite mediante coeficientes parciales, para la determinación del efecto de las acciones, así como de la respuesta estructural, se utilizan los valores de cálculo de las variables, obtenidos a partir de sus valores característicos, u otros valores representativos, multiplicándolos o dividiéndolos por los correspondientes coeficientes parciales para las acciones y la resistencia, respectivamente.

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

$$E_d = E \left( \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right)$$

Siendo:

$G_{k,j}$  valor característico de una acción permanente

$Q_{k,1}$  valor característico de la acción variable considerada como dominante (en concordancia con la situación de dimensionado contemplada)

$Q_{k,i}$  valor característico de la acción variable concomitante  $i$  (en concordancia con la situación de dimensionado contemplada)

$\gamma_{G,j}$  coeficiente parcial para la acción permanente  $j$

$\gamma_{Q,1}$  coeficiente parcial para la acción variable dominante

$\gamma_{Q,i}$  coeficiente parcial para la acción (variable) concomitante

$\psi_{0,i}$  coeficiente para el valor de combinación de la acción variable

**Coefficientes parciales de seguridad ( $\gamma$ ) para las acciones**

Tipo de verificación <sup>(1)</sup>	Tipo de acción	Situación persistente o transitoria	
		desfavorable	Favorable
<b>Resistencia</b>	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,35	0,80
	Empuje del terreno	1,35	0,70
	Presión del agua	1,20	0,90
	Pretensado, efecto global	1,20	0,90
	efecto local	1,50	-
	Variable: Viento, Nieve	1,50	0
<b>Estabilidad</b>		<b>desestabilizadora</b>	<b>estabilizadora</b>
	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,10	0,90
	Empuje del terreno	1,35	0,80
	Presión del agua	1,05	0,95
	Pretensado, efecto global	1,10	0,95
	Variable	1,50	0

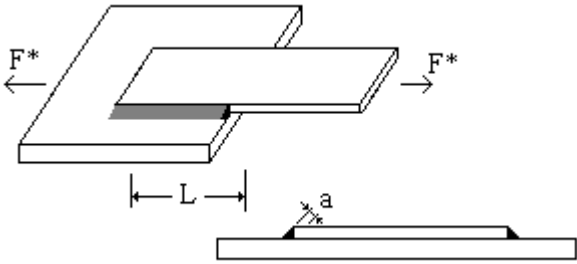
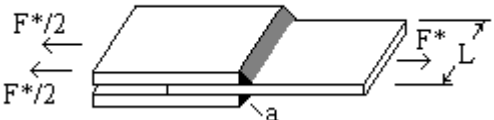
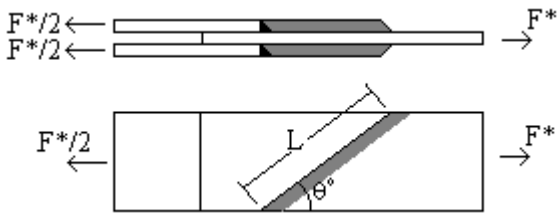
<sup>(1)</sup> Los coeficientes correspondientes a la verificación de la resistencia del terreno se establecen en el DB-SE-C

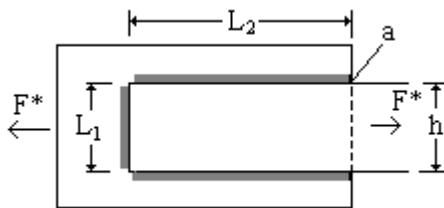
**Coefficientes de simultaneidad ( $\psi$ )**

	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Nieve			
• para altitudes > 1000 m	0,7	0,5	0,2
• para altitudes ≤ 1000 m	<b>0,5</b>	0,2	0
Viento	<b>0,6</b>	0,5	0

## 6. Formulacion Considerada en Uniones Soldadas

Para la confección de estas tablas se han seguido los criterios y procedimientos de la norma UNE 14 035. Sin embargo, se han transformado las fórmulas para expresarlas en función de los esfuerzos ponderados y de la resistencia de cálculo del acero  $\sigma_u$ .

Unión	Expresión práctica										
<b>Caso 1. Tracción. Sólo soldaduras laterales</b>											
	$\frac{F^*}{0.75 \sum aL} \leq \sigma_u$										
<b>Caso 2. Tracción. Sólo soldaduras frontales</b>											
	$\frac{F^*}{0.85 \sum aL} \leq \sigma_u$										
<b>Caso 3. Tracción. Sólo soldaduras oblicuas</b>											
	$\frac{F^*}{\beta \sum aL} \leq \sigma_u$ <table border="1" data-bbox="818 1361 1495 1621"> <thead> <tr> <th><math>\theta^\circ</math></th> <th><math>\beta</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0</td> <td>0.75</td> </tr> <tr> <td>30</td> <td>0.77</td> </tr> <tr> <td>60</td> <td>0.81</td> </tr> <tr> <td>90</td> <td>0.85</td> </tr> </tbody> </table>	$\theta^\circ$	$\beta$	0	0.75	30	0.77	60	0.81	90	0.85
$\theta^\circ$	$\beta$										
0	0.75										
30	0.77										
60	0.81										
90	0.85										
<b>Caso 4. Tracción. Soldaduras frontales y laterales, combinadas</b>											

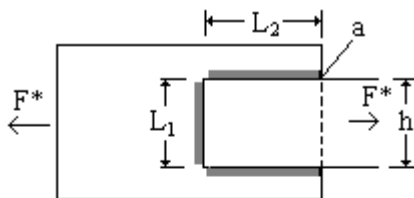


Para  $L_2 \geq 1.5h$ .  
Sólo se consideran los cordones laterales.

$$\frac{F^*}{0.75 \sum aL} \leq \sigma_u$$

Se debe evitar:  
El cordón  $L_3$  del caso 6

### Caso 5. Tracción. Soldaduras frontales y laterales, combinadas



Para  $0.5h < L_2 \leq 1.5h$ .  
Esfuerzo máximo capaz de transmitir la unión.

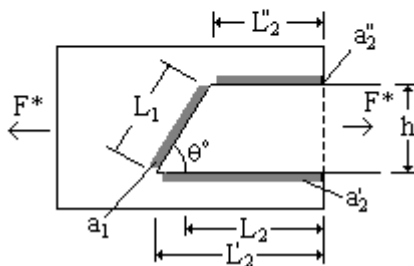
$$F_{\text{máx}} = \kappa F_1 + F_2$$

$$F_1 = \beta L_1 a_1 \sigma_u$$

$$F_2 = 0.75 \sum a_2 L_2 \sigma_u$$

$$\kappa = \frac{1}{1 + 2 \sin^2 \theta}$$

En estas expresiones:

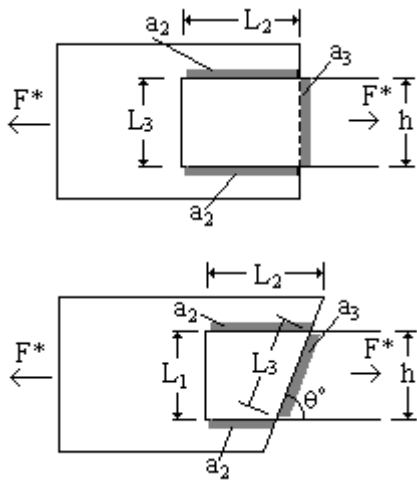


$\theta^\circ$	$\kappa$
0	1.00
10	0.95
20	0.81
30	0.66
40	0.59
50	0.46
60	0.40
70	0.36
80	0.34
90	0.33

Los valores de  $\beta$  según el caso 3.

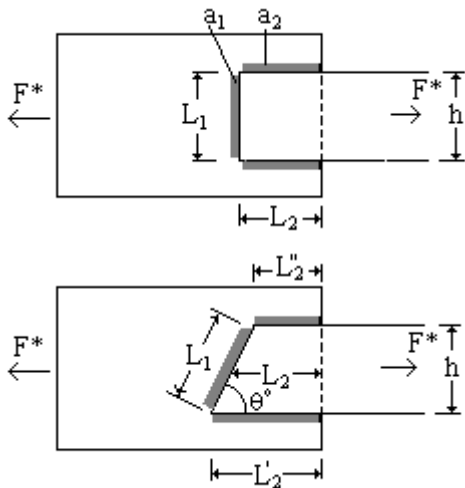
Debe cumplirse:  
 $F^* \leq F_{\text{máx}}$

### Caso 6. Tracción. Soldaduras frontales y laterales, combinadas



Para  $0.5h < L_2 \leq 1.5h$ .  
 Esfuerzo máximo capaz de transmitir la unión.  
 $F_{\text{máx}} = 1/3 F_2 + F_3$   
 $F_2 = 0.75 \sum a_2 L_2 \sigma_u$   
 $F_3 = \beta L_3 a_3 \sigma_u$   
 Los valores de  $\beta$  según el caso 3.  
 Debe cumplirse:  
 $F^* \leq F_{\text{máx}}$

**Caso 7. Tracción. Soldaduras frontales y laterales, combinadas**



Para  $L_2 \leq 0.5h$   
 Esfuerzo máximo capaz de transmitir la unión.  
 $F_{\text{máx}} = F_1 + 1/3 F_2$   
 $F_1 = \beta L_1 a_1 \sigma_u$   
 $F_2 = 0.75 \sum a_2 L_2 \sigma_u$   
 Los valores de  $\beta$  según el caso 3.  
 Debe cumplirse:  
 $F^* \leq F_{\text{máx}}$

## 7. Formulacion Considerada en Uniones Atornilladas

Según CTI-DB-SE-A

### a) RESISTENCIA A APLASTAMIENTO DE LA CHAPA QUE SE UNE

$$F_{t,Rd} = \frac{2,5\alpha f_u dt}{\gamma_{M2}}$$

siendo:

d diámetro del vástago del tornillo

t menor espesor de las chapas que se unen

$f_u$  resistencia última del acero de las chapas que se unen

$\gamma_{M2}$  Coeficiente parcial de seguridad para determinar la resistencia ( $\gamma_{M2} = 1,25$ )

$\alpha$  es el menor de:

$$\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1,0$$

donde

$e_1$  distancia del eje del agujero al borde de la chapa en la dirección de la fuerza que se transmite

$p_1$  separación entre ejes de agujeros en la dirección de la fuerza que se transmite

$d_0$  diámetro del agujero

### b) RESISTENCIA A CORTANTE EN LA SECCIÓN TRANSVERSAL DEL TORNILLO

$$F_{v,Rd} = n \frac{0,5 f_{ub} A}{\gamma_{M2}}$$

siendo:

$f_{ub}$  resistencia última del acero del tornillo

n número de secciones transversales que resisten conjuntamente al esfuerzo cortante;

A área de la caña del tornillo

$\gamma_{M2}$  Coeficiente parcial de seguridad para determinar la resistencia ( $\gamma_{M2} = 1,25$ )

### c) RESISTENCIA A TRACCIÓN

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$$

siendo:

$f_{ub}$  resistencia última del acero del tornillo

$A_s$  área resistente a tracción del tornillo

$\gamma_{M2}$  Coeficiente parcial de seguridad para determinar la resistencia ( $\gamma_{M2} = 1,25$ )



#### d) SOLICITACIÓN COMBINADA

Cuando un tornillo esté solicitado simultáneamente a **tracción y a esfuerzo cortante**, además de cumplir separadamente las condiciones para cortadura y tracción, debe verificar la condición de interacción siguiente:

$$\frac{F_{vEd}}{F_{vRd}} + \frac{F_{tEd}}{1,4F_{tRd}} \leq 1$$

siendo:

$F_{vEd}$  esfuerzo de cálculo perpendicular al eje del tornillo

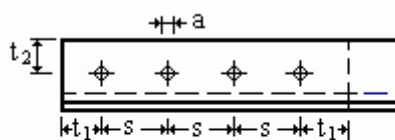
$F_{tEd}$  esfuerzo axial de cálculo por tornillo al que en su caso se añadirán las tracciones debidas al efecto palanca

$F_{vRd}$  resistencia de cálculo frente a la cortadura del vástago

$F_{tRd}$  resistencia de cálculo en tracción

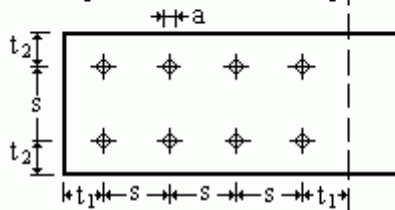
### 8. Disposiciones Constructivas

Las distancias  $s$  entre los centros de agujeros de diámetro  $a$ , que unan piezas, cuyo espesor mínimo es  $e$ , cumplirán las condiciones siguientes



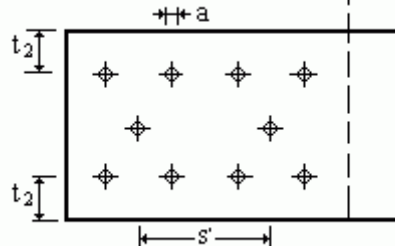
Valor mínimo:  $s > 3.5a$

Valor máximo: en general  $s < 8a$   
 $s < 15e$



en uniones de atado de piezas a tracción  $s < 15a$   
 $s < 25e$

Cuando se prevean más de dos filas paralelas de tornillos en la dirección del esfuerzo, en las filas interiores, el valor máximo de la distancia  $s'$  en esta dirección puede ser el doble del indicado.



Las distancias  $t$  entre los centros de los agujeros y los bordes cumplirán las condiciones siguientes:

Valor mínimo: al borde frontal  $t_1 > 2a$   
 al borde lateral  $t_2 > 1.5a$   
 Valor máximo: a cualquier borde  $t < 3a$   
 $t < 6a$

En la medida de lo posible se sigue la siguiente regla para la elección de los diámetros de los tornillos:

$$d = \sqrt{5e} - 0,2$$

donde:

$e$  es el espesor menor, en centímetros, de las piezas que forman la unión

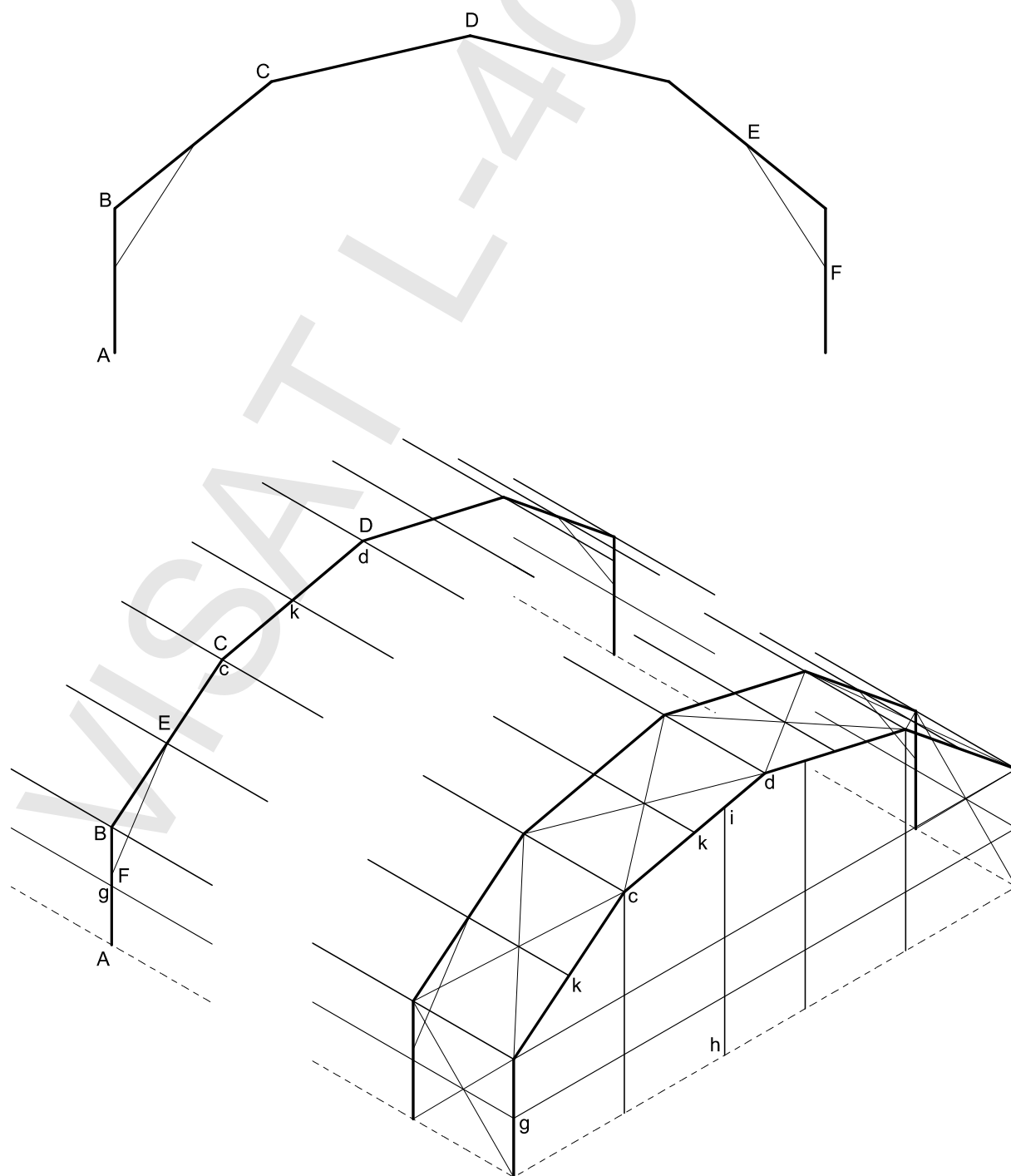
$d$  el diámetro, en centímetros, de la espiga del tornillo

La suma de espesores de las piezas unidas no excederá de  $4.5d$ , siendo  $d$  el diámetro del tornillo

Todas las uniones de fuerza, excepto los elementos de arriostramiento, deben constar de un mínimo de dos tornillos.

## F. COMPROBACIÓN DE NUDOS Y BARRAS.

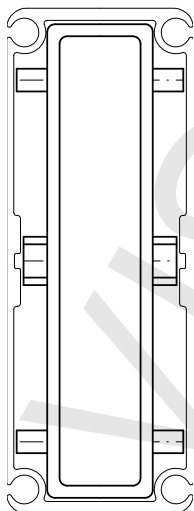
### 1. Esquema Gráfico



## 2. Relación de Barras

BARRA	DESCRIPCION	PERFIL	A	I	W	MATERIAL
A - B	Pilar	334/122/8/4,5	56,07	8168	489	ALUMINIO
B - C - D	Dintel	334/122/8/4,5	56,07	8168	489	ALUMINIO
E - F	Tornapunta	140x80x3	12,44	326	46,6	ACERO LAMINADO
h - i	Mastil	334/122/8/4,5	56,07	8168	489	ALUMINIO
k - k	Correa	80x80x3	8,93	86,6	21,7	ACERO LAMINADO
d - d	Cumbrera	140x80x3	12,44	326	46,6	ACERO LAMINADO
g - g	Costilla	CF-200.3	10,2	588	58,8	ACERO CONFORMADO
	Cruz de San Andres	6x19+1/ø12	1,13			CABLE TRENZADO
			cm2	cm4	cm3	

## 3. Refuerzo Interior de Acero



Perfil cerrado de chapa conformada de acero, embebido en perfil de aluminio 334x122 como refuerzo y garantía de la continuidad entre barras

Parámetros geométricos del perfil de acero

Inercia	Sección	Módulo Resistente
60384955 mm <sup>4</sup>	5840 mm <sup>2</sup>	384617,5 mm <sup>3</sup>

#### 4. Comprobación de Barras

##### a) BARRA A-B (PILAR) / BARRA B-C (DINTEL) / BARRA C-D (DINTEL)

Esfuerzos		
<i>Axil</i>	$N^*$	111,1 kN
<i>Cortante</i>	$V^*$	42,0 kN
<i>Flector</i>	$M^*$	106,4 kN.m

##### A.- Flexión compuesta

$$\sigma^* = \frac{N^*}{A} + \frac{M^*}{W} = 111,14E3/56E2 + 106,4E6/489E3 = 237 \text{ N/mm}^2$$

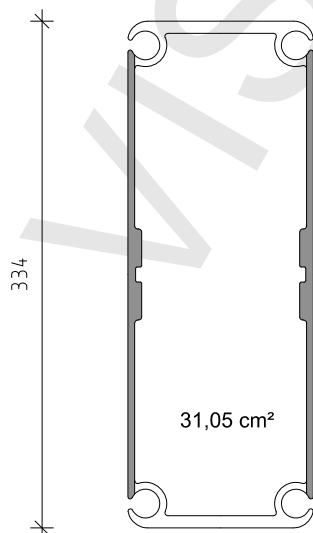
$$\sigma_u = 240 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma^* \leq \sigma_u \rightarrow \text{OK}$$

##### B.- Cortante

Como sección resistente se toman las franjas de alma sin curvatura  $A = 19,84 \text{ cm}^2$   
La tensión tangencial por cortante sigue una ley parabólica con un valor máximo en el centro.

Sección Resistente a Cortante



$$\tau^* = \frac{3}{2} \frac{V^*}{A} = 3/2 \cdot 42,0E3 / 31,05 E2 = 20,32 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_u = \frac{\sigma_u}{\sqrt{3}} = 138 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau^* \leq \tau_u \rightarrow \text{OK}$$

## b) BARRA E-F (TORNAPUNTA)

### 1.- Barras: Características Mecánicas

Descripción	Inèrc.Tor. cm <sup>4</sup>	Inèrc.y cm <sup>4</sup>	Inèrc.z cm <sup>4</sup>	Secció cm <sup>2</sup>
#140x80x3	318.982	326.073	138.405	12.445

### 2.- Tensiones

TENSION MÁXIMA								
TENS. ( )	APROV. (%)	Pos. (m)	N (KN)	Ty (KN)	Tz (KN)	Mt (KN·m)	My (KN·m)	Mz (KN·m)
243	92.70	0.000	-132.0376	0.0000	-0.1823	0.0000	0.0000	0.0000

## c) BARRA H-I (MASTIL)

Esfuerzos		
<i>Axil</i>	N*	8,5 kN
<i>Cortante</i>	V*	23,0 kN
<i>Flector</i>	M*	61,8 kN.m

### A.- Flexión compuesta

$$\sigma^* = \frac{N^*}{A} + \frac{M^*}{W} = 8,50E3/56E2 + 61,8E6/489E3 = 128 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_u = 240 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma^* \leq \sigma_u \rightarrow \text{OK}$$

## d) BARRA D-D (CORREA DE CUBIERTA Y CUMBRERA)

Se calcula el tramo aislado con apoyos articulados.

### 1.- Barras: Características Mecánicas

Descripción	Inèrc.Tor. cm <sup>4</sup>	Inèrc.y cm <sup>4</sup>	Inèrc.z cm <sup>4</sup>	Secció cm <sup>2</sup>
#140x80x3	318.982	326.073	138.405	12.445

### 2.- Barras: Materiales Utilizados

Material	Mod.elast. (GPa)	Mod.el.trans. (GPa)	Lím.elas. f <sub>ck</sub> (MPa)	Co.dilat. (m/m°C)	Pes espec. (KN/m <sup>3</sup> )
Acero	206.01	79.23	275.00	1.2e-005	77.01

### 3.- Tensiones

TENSIÓN MÁXIMA								
TENS. ( )	APROV. (%)	Pos. (m)	N (KN)	Ty (KN)	Tz (KN)	Mt (KN·m)	My (KN·m)	Mz (KN·m)
151	55.08	2.500	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	8.5667	0.0000

#### e) BARRA G-G (COSTILLA)

Se calcula el tramo aislado con apoyos articulados.

#### Características Mecánicas

Descripción	Inèrc.Tor. cm4	Inèrc.y cm4	Inèrc.z cm4	Secció cm2
Acero, 200x3, Perfil simple (CBRAU)	0.238	255.757	25.682	7.945

#### Materiales Utilizados

Material	Mòd.elast. (GPa)	Mòd.el.trans. (GPa)	Lím.elàs.\Fck (MPa)	Co.dilat. (m/m°C)	Pes espec. (KN/m3)
Acero (A37)	206.01	79.23	235.44	1.2e-005	77.01

#### Descripción

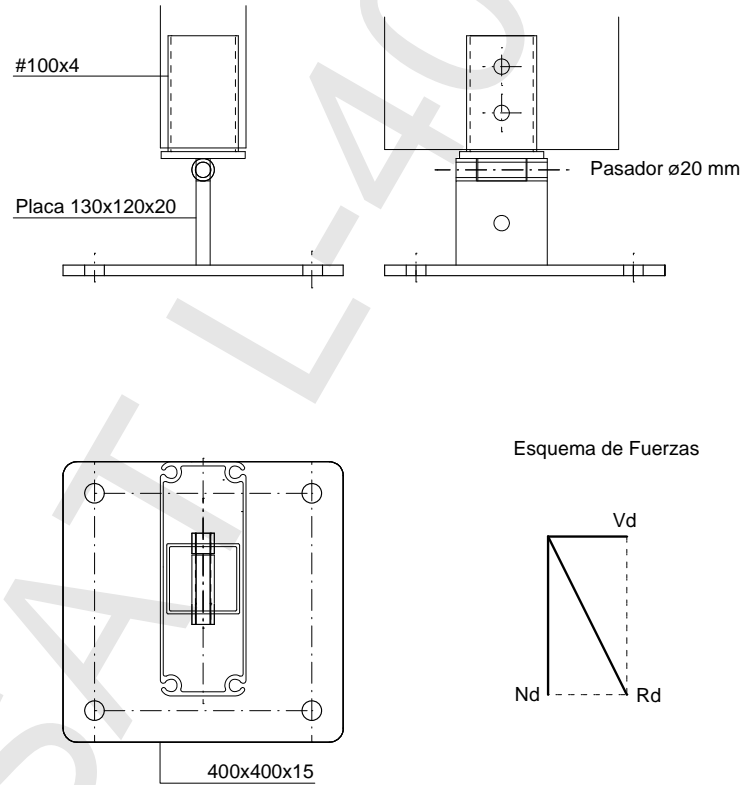
Material	Perfil	Pes (Kp)	Volum (m3)	Longitud (m)	C.pand.xy	C.pand.xz	Dist.trav.sup. (m)	Dist.trav.inf. (m)
Acero (A37)	200x3 (CBRAU)	31.18	0.004	5.00	0.00	0.00	-	-

#### Tensiones

TENSIÓN MÁXIMA								
TENS. (MPa)	APROV. (%)	Pos. (m)	N (KN)	Ty (KN)	Tz (KN)	Mt (KN·m)	My (KN·m)	Mz (KN·m)
140.5455	59.69	2.500	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-3.9375	-0.2543

## 5. Comprobación de Nudos

### a) NUDO A: BASE DEL PILAR



Es la base del pilar. Se trata de una unión articulada que transmite el esfuerzo axial y cortante.

Esfuerzos		
<i>Axil</i>	$N^*$	42,7 kN
<i>Cortante</i>	$V^*$	31,5 kN
<i>Resultante</i>	$R^*$	53,1 kN

(a)

(b) Fijación Pilar: Aplastamiento contra la Espiga

$$F_{t,Rd} = n \frac{2,5 \alpha f_u d t}{\gamma_{M2}} = 4 \cdot 2,5 \cdot 0,6 \cdot 0,260 \cdot 20 \cdot 4 / 1,25 = 99,8 > 53,1$$

Núm. Tornillos	2
Espesor Chapa	4
Secciones Resistentes	4

(c) Fijación Pilar: Rotura a Cortante de la Sección transversal del Pasador

$$\text{Capacidad de carga: } F_{v,Rd} = n \frac{0,5 f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = 2 \cdot 0,5 \cdot 0,800 \cdot 314 / 1,25 = 201 > 53,1$$

Núm. Pasadores	1
Diámetro Espiga	20
Secciones Resistentes	2

(d) Fijación del Bulón

El bulón se fija a la placa mediante soldadura lateral

$$\text{Capacidad de carga: } Q = 0,75 \sigma_u \sum aL = 0,75 \cdot 0,275 (2 \cdot 5 \cdot 58) = 119 > 53,1$$

Espesor del Cordón de Soldadura	5
Longitud del Cordón	58
Número de Cordones	2

(e) Anclaje del pilar

El anclaje contra el terreno debe absorber el esfuerzo cortante en la base del pilar debido al empuje lateral del viento y a la aparición de cortante hiperestático por carga de nieve.

La carga lateral que deberá absorber el sistema de fijación al suelo será:  $V = 31,5$  kN.

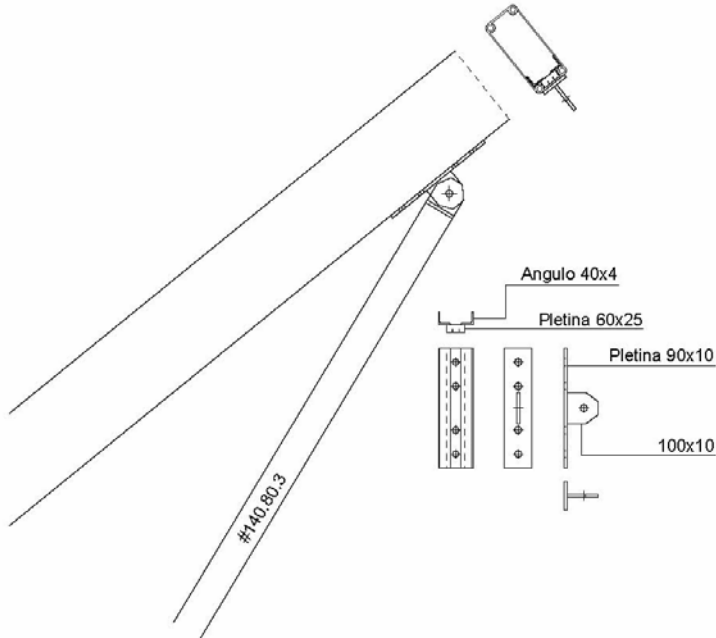
El sistema propuesto (Placa fijada con piquetas de acero de 25 mm de diámetro y 100 cm de longitud) absorbe perfectamente dicha sollicitación.

Se considera la resistencia habitual del terreno de 200 kN/m<sup>2</sup>, bajo esta premisa la placa puede transmitir un máximo de 32 kN, que es superior al Axil de servicio de 30,5 kN.



### b) NUDO E: TORNAPUNTA-DINTEL

En este nudo entrega el tornapunta (breco) contra el dintel. Se trata de una unión articulada en donde el esfuerzo axial del tornapunta se transmite al dintel como esfuerzo cortante y axial, el cortante se transmite directamente a la sección de aluminio, mientras que el axial requiere de un sistema de fijación con cuatro tornillos trabajando a cizalla.



Esfuerzos			
Axil Tornapunta	N*	139.2	kN

#### (a) Fijación Breco: Rotura a Cortante de la Sección transversal del Tornillo

$$\text{Capacidad de carga: } F_{v,Rd} = n \frac{0,5 f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = 2 \cdot 0,5 \cdot 0,800 \cdot 314 / 1,25 = 201 > 139,2$$

Núm. Tornillos	1
Diámetro Espiga	20
Secciones Resistentes	2

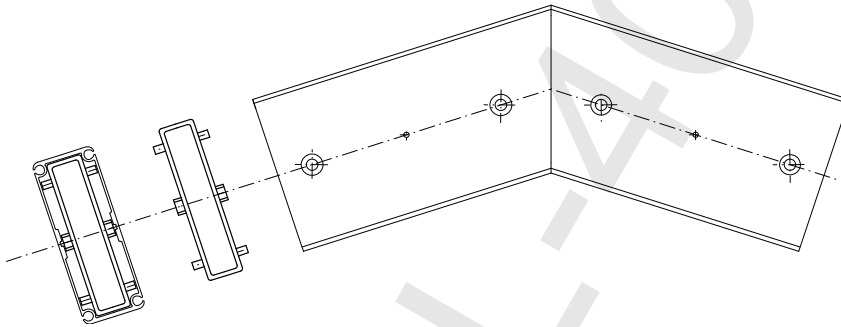
#### (b) Fijación Pilar-Dintel: Aplastamiento contra la Espiga

$$F_{t,Rd} = n \frac{2,5 \alpha f_u d t}{\gamma_{M2}} = 4 \cdot 2,5 \cdot 0,6 \cdot 0,260 \cdot 20 \cdot 5 / 1,25 = 156 > 139,2$$

Núm. Tornillos	4
Espesor Chapa	5
Secciones Resistentes	4

### c) NUDO C,D: QUIEBRO DINTEL

El perfil de aluminio queda interrumpido en dicho punto y la continuidad viene garantizada por el **refuerzo interior de acero**. Al tratarse de un nudo rígido, las barras transmitirán esfuerzos de tipo cortante, axial y flector.



(a) Sección resistente a flexión compuesta / Comprobación

Esfuerzos		
<i>Axil</i>	$N^*$	22,2 kN
<i>Cortante</i>	$V^*$	15,6 kN
<i>Flector</i>	$M^*$	90,3 kN.m

La sección resistente se compone Perfil cerrado de chapa conformada de acero, embebido en perfil de aluminio 334x122 formando una V

Parámetros geométricos del perfil de acero

Inercia	Sección	Módulo Resistente
6038 cm <sup>4</sup>	58,40 cm <sup>2</sup>	384,6 mm <sup>3</sup>

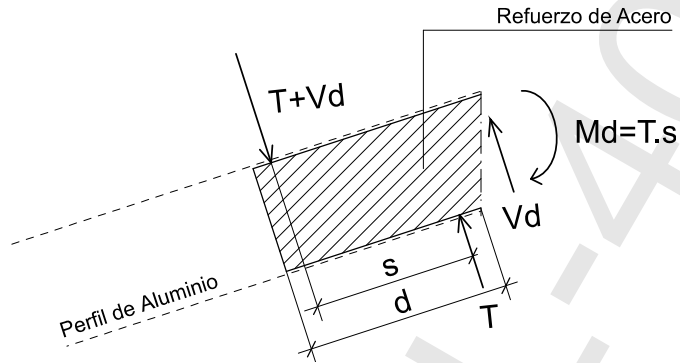
$$\sigma^* = \frac{N^*}{A} + \frac{M^*}{W} = 22,2E3/58,4E2 + 90,3E6/384E3 = 238 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_u = 275 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma^* \leq \sigma_u \rightarrow \text{OK}$$

(b) Longitud de Anclaje del Refuerzo de Acero

Al entrar en carga la estructura, el refuerzo interior recibe un momento flector de su tramo simétrico y este se compensa mediante una reacción sobre el perfil de aluminio que lo envuelve.

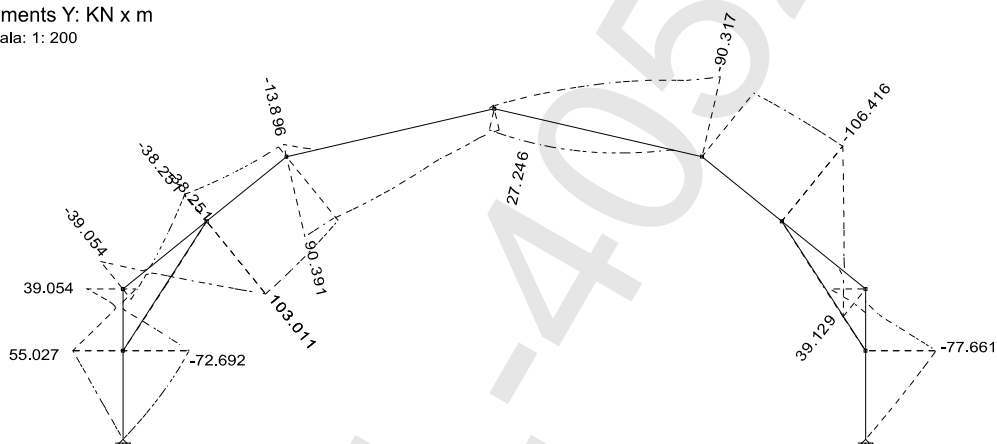


El parámetro  $s$  condiciona directamente la magnitud  $T$ . Si  $T$  aumenta en exceso, puede provocar la rotura de la pieza.

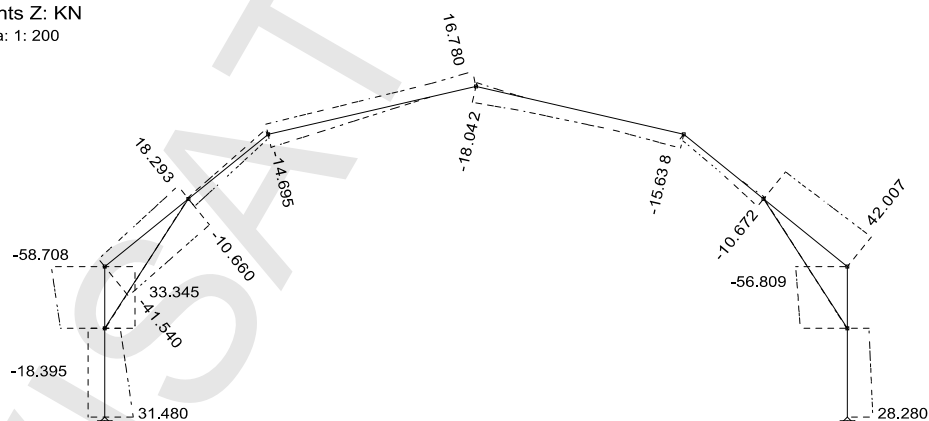
$\sigma_{eq} \leq \sigma_u$	$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$	$3\tau^2 \leq \sigma_u^2$	$\tau_{max} \leq \frac{\sigma_u}{\sqrt{3}}$	$\tau_{max} \leq 158 \text{ N/mm}^2$
$T + V^* \leq \frac{\tau_{max} 2A}{3}$	$T + V^* < 347,6 \text{ kN} \rightarrow$ $\rightarrow T < 332 \text{ kN}$	$s = M / T$	$s > 27 \text{ cm}$	$d > 27 \text{ cm} \rightarrow d = 50 \text{ cm}$

## G. ENVOLVENTES DE ESFUERZOS SOBRE EL PORTICO

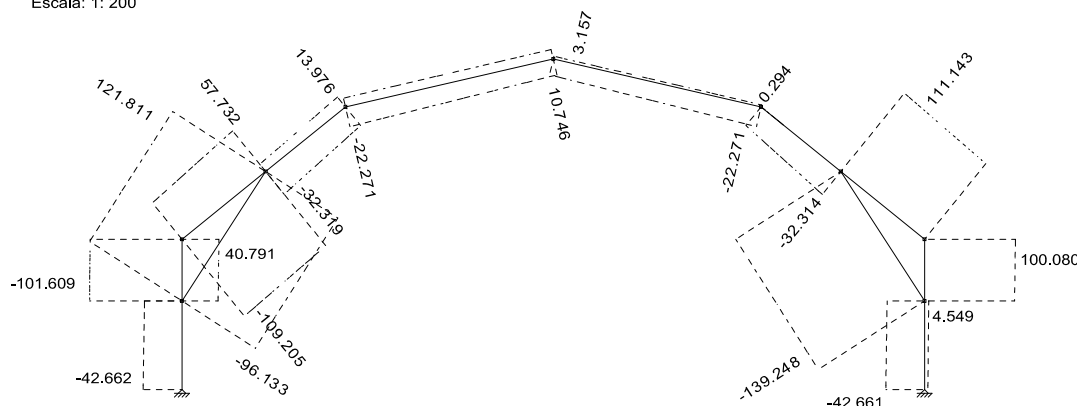
Moments Y: KN x m  
Escala: 1: 200

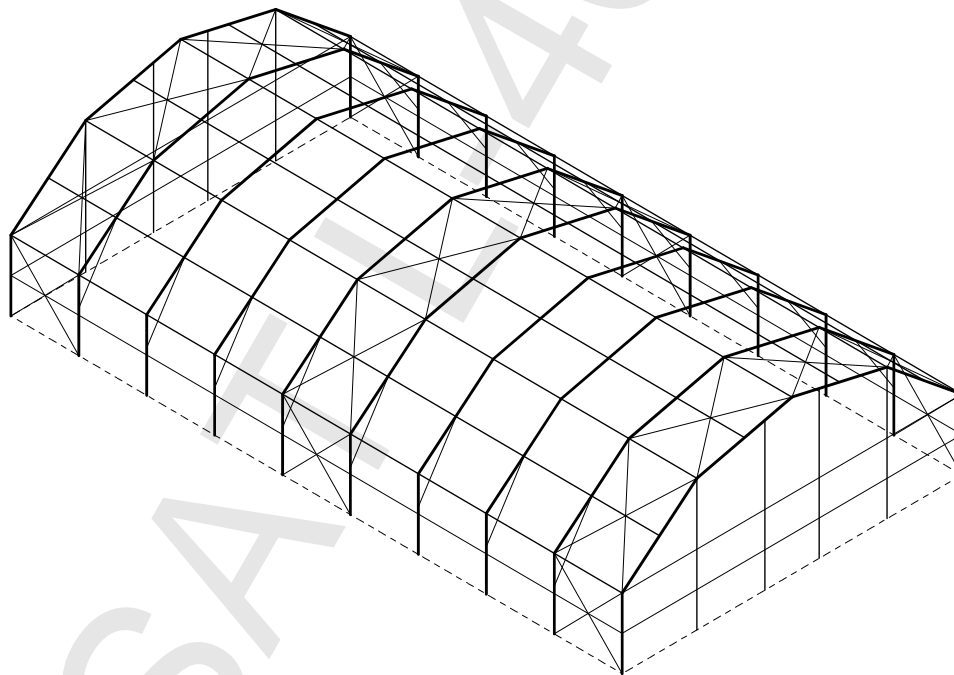


Tallants Z: KN  
Escala: 1: 200



Axial : KN  
Escala: 1: 200





## Nave de Sección Poligonal de 25x5 Desmontable de Aluminio y Acero

**AUTOR DE LA MEMORIA DE CÁLCULO**  
Josep Maria Cots Call  
Ingeniero Industrial  
Colegiado núm. 8503

Borges Blanques, diciembre de 2008



29. 12. 2008 L-40529

Josep Ma. Cots (col. 8503)

VISAT

SERVEI CERTIFICAT ISO 9001:2000