



**ESCUELA UNIVERSITARIA DE INGENIERÍA TÉCNICA  
INDUSTRIAL DE BILBAO**



**GRADO EN INGENIERÍA MECÁNICA**

**TRABAJO FIN DE GRADO**

2013 / 2014

*DISEÑO Y CÁLCULO DE NAVE INDUSTRIAL  
PARA INSTALACIÓN DE COGENERACIÓN*

**DOCUMENTO 3: ANEXOS**

**DATOS DE LA ALUMNA O DEL ALUMNO**

NOMBRE: ITXASO

APELLIDOS: BERGARA ELEJAGA

Fdo.: ITXASO BERGARA ELEJAGA

FECHA:19-06-2014

**DATOS DEL DIRECTOR O DE LA DIRECTORA**

NOMBRE: JAVIER

APELLIDOS: CORRAL SAIZ

DEPARTAMENTO: INGENIERÍA MECÁNICA

Fdo.: JAVIER CORRAL SAIZ

FECHA:19-06-2014

## ÍNDICE

### PÁG

3.1 INTRODUCCIÓN.....	1
3.2 ELECCIÓN DE LA CUBIERTA.....	1
3.2.1 ESTUDIO DELAS CARGAS.....	3
3.2.1.1 Peso propio.....	3
3.2.1.2 Sobrecarga de uso.....	3
3.2.1.3 Sobrecarga de nieve.....	5
3.2.1.4 Sobrecarga de viento.....	8
3.2.2 COMBINACIÓN DE CARGA DE LA CUBIERTA.....	17
3.2.3 CÁLCULO A RESISTENCIA DE LA CUBIERTA.....	20
3.2.4 CÁLCULO A RESISTENCIA DEL PANEL TRANSLÚCIDO.....	20
3.3 ESTUDIO DE LAS CORREAS SUPERIORES.....	21
3.3.1 ESTUDIO DE LAS CARGAS.....	21
3.3.1.1 Peso propio.....	21
3.3.1.2 Sobrecarga de uso.....	21
3.3.1.3 Sobrecarga de nieve.....	23
3.3.1.4 Sobrecarga de viento.....	23
3.3.2 COMBINACIONES DE ACCIONES PARA CORREAS DE.....	
CUBIERTA .....	41
3.3.2.1 Combinaciones estado límite último.....	41
3.3.3.1 Combinaciones estado límite de servicio.....	45
3.4 ELECCIÓN DEL CERRAMIENTO.....	48
3.4.1 ESTUDIO DE LAS CARGAS.....	49

3.4.1.1	Peso propio.....	49
3.4.1.2	Sobrecarga de viento.....	49
3.4.2	COMBINACIÓN DE CARGA DE LA CUBIERTA.....	55
3.4.3	CÁLCULO A RESISTENCIA DEL CERRAMIENTO.....	55
3.5	ESTUDIO DE LAS CORREAS LATERALES.....	56
3.5.1	ESTUDIO DE LAS CARGAS.....	56
3.5.1.1	Peso propio.....	56
3.5.1.2	Sobrecarga de viento.....	56
3.5.2	COMBINACIONES DE ACCIONES PARA CORREAS LATERALES...57	
3.5.2.1	Combinaciones estado límite último.....	57
3.5.2.2	Combinaciones estado límite de servicio.....	58
3.6	PUENTE GRÚA.....	61
3.7	ESTUDIO DEL PÓRTICO.....	72
3.7.1	INTRODUCCIÓN.....	72
3.7.2	ESTUDIO DEL PÓRTICO.....	72
3.7.2.1	Estudio de las cargas.....	72
3.7.2.1.1	Cargas permanentes.....	72
3.7.2.1.2	Cargas variables.....	74
3.7.2.1.3	Reacciones producidas por la viga carril y puente grúa.....	88
3.7.2.2	Combinaciones pórticos.....	89
3.7.2.3	Cálculo del pilar y dintel.....	90
3.7.2.3.1.1	Pandeo y Compresión.....	90
3.7.2.3.1.2	Cortante.....	94
3.7.2.3.1.3	Flexión compuesta.....	94

3.7.2.3.1.4 Flexo-compresión.....	94
3.7.2.3.2.1 Pandeo y Compresión.....	94
3.7.2.3.2.2 Cortante.....	102
3.7.2.3.2.3 Flexión compuesta.....	102
3.7.2.3.2.4 Flexo-compresió.....	103
3.7.2.3.3 Dintel.....	106
3.7.2.3.3.1 Pandeo y compresión.....	106
3.7.2.3.1.2 Cortante.....	109
3.7.2.3.1.3 Flexión compuesta.....	109
3.6.2.4 Combinaciones estado límite de servicio.....	110
3.6.2.5 Estudio de la flecha.....	111
3.7.3 MÉNSULA DE APOYO DE LA VIGA CARRIL.....	112
3.8 ENTREPLANTA.....	115
3.8.1 DATOS INICIALES.....	115
3.8.2 CÁLCULO DE LAS VIGUETAS.....	115
3.8.3 CÁLCULO DE LAS VIGAS.....	119
3.7.4 CÁLCULO DE LOS PILARES.....	122
3.9 ESTUDIO DE LOS PILARINES.....	126
3.9.1 ESTUDIO DE LAS CARGAS.....	126
3.9.1.1 Carga permanente.....	126
3.9.1.2 Cargas variables.....	126
3.9.2 COMBINACIONES.....	128
3.9.3.1 Cálculo de compresión y pandeo.....	130
3.9.2.3.1.1 Pandeo y Compresión.....	130
3.9.2.3.1.2 Cortante.....	132

3.9.2.3.1.3 Flexión compuesta.....	133
3.9.2.3.1.4 Flexo-compresión.....	134
3.10 ARRIOSTRAMIENTOS.....	137
3.10.1 VIGA A CONTRAVIENTO.....	137
3.10.1.1 Cálculo del ángulo de las diagonales.....	138
3.10.1.2 Estudio a tracción de la diagonal.....	139
3.10.1.3 Estudio a compresión del montante.....	139
3.10.2 ENTRAMADO LATERAL.....	141
3.10.2.1 Estudio a tracción diagonal.....	142
3.10.2.2 Estudio a compresión del montante.....	142
3.11 DESPLOME.....	144
3.12 PLACAS BASE.....	145
3.12.1 PLACA BASE DE LOS PILARES.....	145
3.12.1.1 Valoración de las acciones.....	145
3.12.1.2 Cálculo dimensiones de la placa.....	145
3.12.1.3 Espesor placa base.....	148
3.12.1.4 Cálculo de las cartelas.....	149
3.12.1.5 Cálculo pernos de anclaje.....	140
3.12.1.6 Longitud de anclaje.....	152
3.12.2 PLACA BASE DE LOS PILARILLOS.....	153
3.12.2.1 Valoración de las acciones.....	154
3.12.2.2 Cálculo dimensiones de la placa.....	155
3.12.2.3 Espesor de la placa base.....	156
3.12.2.4 Cálculo de las cartelas.....	158

3.12.2.5 Cálculo de los pernos de anclaje.....	160
3.12.2.6 Longitud de anclaje.....	161
3.12.3 PLACA BASE DE LOS PILARES ENTREPLANTA.....	163
3.12.3.1 Valoración de las acciones.....	163
3.12.3.2 Cálculo de las dimensiones de la placa.....	164
3.12.3.3 Espesor de la placa.....	166
3.12.3.4 Cálculo de las cartelas.....	167
3.12.3.5 Cálculo pernos de anclaje.....	169
3.12.3.6 Longitud de anclaje.....	171
3.13 CIMENTACIONES.....	172
3.13.1 ZAPATAS PILARES.....	172
3.13.1.1 Dimensionamiento de la base.....	172
3.13.1.2 Presiones sobre el terreno.....	173
3.13.1.3 Comprobación a momento flector.....	174
3.13.2 ZAPATAS PILARINES.....	181
3.13.2.1 Dimensionamiento de la base.....	181
3.13.2.2 Presiones sobre el terreno.....	182
3.13.2.3 Comprobación a momento flector.....	183
3.13.3 ZAPATAS PILARES DE ENTREPLANTA.....	189
3.13.4 VIGAS DE ATADO ENTRE ZAPATAS.....	190
3.13.4.1 Cálculo de las dimensiones.....	191
3.13.4.2 Cálculo del armado.....	191
3.14 TIPOS DE UNIONES.....	192

3.14.1 UNIONES SOLDADAS.....	192
3.14.1.1 Unión soldada pilarín placa-base.....	192
3.14.1.2 Unión soldada pilar-placa base.....	193
3.14.1.3 Unión soldada pilar entreplanta-placa base.....	195
3.14.2 UNIONES ATORNILLADAS.....	196
3.14.2.1 Unión atornillada pilar- dintel.....	196
3.14.2.2 Unión atornillada dintel-dintel.....	197
3.14.2.3 Unión atornillada ménsula viga carril-dintel.....	198
3.14.2.4 Unión atornillada pilarín-dintel.....	189
3.14.2.5 Unión atornillada de las correas de la cubierta dintel.....	200
3.14.3 UNIONES CORREA-CORREA.....	201
3.15 SISTEMA DE RECOGIDA DE AGUAS.....	202
3.15.1 CANALONES EXTERIORES Y TUBOS DE BAJADA.....	202
3.15.2 CANALONES INTERIORES Y TUBOS E BAJADA.....	203

## **ÍNDICE FIGURAS**

	PÁG
Figura 3.1 Panel de cubierta.....	2
Figura 3.2 Mapa zonas de viento.....	9
Figura 3.3Tipos de paneles viento izqda.-derecha.....	11
Figura 3.4 Sotavento.....	15
Figura 3.5 Tipos de paneles viento de frente.....	16

Figura 3.6 Tipos correas viento izquierda – derecha.....	25
Figura 3.7 Tipos correas viento de frente.....	28
Figura 3.8 Sotavento.....	36
Figura 3.9 Tipos de correas de 25 m viento de frente.....	37
Figura 3.10 Tipos de correas de 20m viento de frente.....	39
Figura 3.11 Panel de cerramiento.....	48
Figura 3.12 elementos correcto funcionamiento puente grúa.....	61
Figura 3.13 Puente grúa.....	62
Figura 3.14 cargas viga carril.....	67
Figura 3.15 cargas verticales y horizontales transmitidas por las ruedas.....	68
Figura 3.16. Tipos de pórticos viento izqda.-derecha, presión.....	76
Figura 3.17. Tipos de pórticos viento izqda.-derecha, succión.....	78
Figura 3.18. Tipos de pórtico viento de frente.....	80
Figura 3.19. Cargas en la viga carril.....	113
Figura 3.20. Esquema viga contraviento con barras trabajando a tracción.....	137
Figura 3.21. Cálculo del ángulo que forman las diagonales.....	139
Figura 3.22. Esquema entramado lateral.....	141
Figura 3.23. Desplome.....	144
Figura 3.24 Esquema placa base pilares.....	147
Figura 3.25 Esquema cargas y distancias para el cálculo de las cartelas.....	150
Figura 3.26 Esquema placa base pilarines.....	155
Figura 3.27. Esquema cargas y distancias para el cálculo de las cartelas.....	159
Figura 3.28 Placa base pilares de entreplanta.....	165
Figura 3.29 esquema cargas y distancias para el cálculo de las cartelas.....	168

Figura 3.30 Disposición soldadura.....	193
Figura 3.31 Unión atornillada pilar-dintel.....	197
Figura 3.32 Unión atornillada dintel-dintel.....	198
Figura 3.33 unión atornillada ménsula viga carril-pilar.....	200
Figura 3.34 Disposición canalones.....	202

## **ÍNDICE DE TABLAS**

	PÁG
Tabla 3.1 Características panel.....	2
Tabla 3.2 Valores sobrecarga de uso.....	4
Tabla 3.3 Sobrecarga de nieve.....	6
Tabla 3.4 Coeficiente de exposición.....	9
Tabla 3.5 Valores coeficientes viento izquierda-derecha.....	10
Tabla 3.6 Coeficientes viento izquierda-derecha 2.....	10
Tabla 3.7 Valores coeficientes viento de frente.....	13
Tabla 3.8 Coeficientes presión interior.....	14
Tabla 3.9 Coeficientes para combinaciones.....	18
Tabla 3.10 Coeficientes de viento izquierda- derecha.....	24
Tabla 3.11 Coeficiente de viento reducido.....	24
Tabla 3.12 Coeficientes de viento de frente.....	34
Tabla 3.13 Coeficientes de presión interior.....	35
Tabla 3.14. Coeficientes viento.....	50

Tabla 3.15 Coeficientes viento izquierda- derecha cerramiento lateral nave principal.....	51
Tabla 3.16 Coeficientes viento izquierda- derecha cerramiento lateral nave principal.....	52
Tabla 3.17 Coeficientes viento de frente nave principal.....	52
Tabla 3.18. Coeficientes de viento de frente nave adosada.....	54
Tabla 3.19 Clasificación aparatos de elevación.....	63
Tabla 3.20 Condiciones de utilización.....	64
Tabla 3.21. Condiciones de carga.....	64
Tabla 3.22 clasificación de los puentes grúa.....	65
Tabla 3.23 Valor del coeficiente de efectos dinámicos vertical.....	65
Tabla 3.24 Vigas continuas.....	69
Tabla 3.25 Soldadura pilarín-placa base.....	192
Tabla 3.26.Soldadura pilar-placa base.....	194
Tabla 3.27 tabla soldadura pilar entreplanta-placa base.....	195
Tabla 3.28 Tornillos pilarín-dintel.....	200
Tabla 3.29 Tornillos correas cubierta con el dintel.....	201

### **3.1 INTRODUCCIÓN**

Ahora que ya tenemos definidos los parámetros más generales de nuestra nave pasamos a hacer los cálculos de cada elemento.

Para realizar los cálculos definiremos primero las distintas combinaciones de cargas que se pueden dar en nuestra nave. Los parámetros que tomaremos en consideración serán:

Peso propio de la estructura (CP)

Que en nuestro caso será la única carga permanente

Sobrecarga de uso (SU)

Sobrecarga de nieve (SN)

Sobrecarga de viento (V)

Lo desdoblaremos en viento 1 (V1) a presión, y viento 2 (V2) a succión.

Cada una de estas cargas puede actuar por separado ó simultáneamente, y la norma establece unas directrices a seguir para combinarlas adecuadamente que explicaremos más adelante en el apartado de combinaciones, una vez que hayamos calculado todas las acciones.

#### **3.1.2 ELECCIÓN DE LA CUBIERTA**

El panel elegido es de tipo sándwich:

Datos técnicos del panel:

- Resistencia: 537 kg/m<sup>2</sup>

- Peso: 8.6 kg/m<sup>2</sup>

- Distancia entre apoyos: 1.5m

- Espesor: 30.4 mm

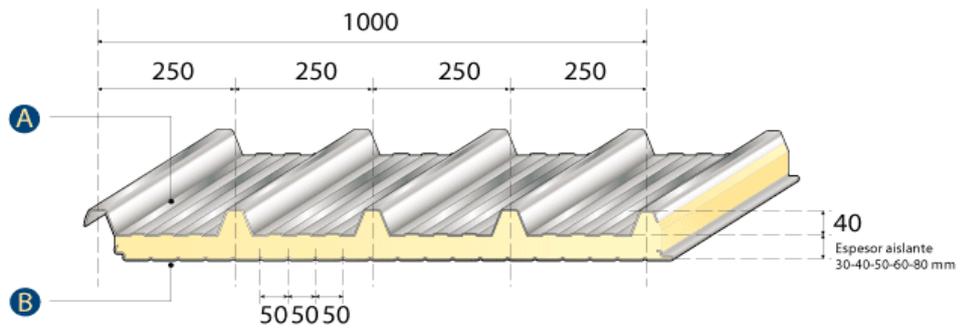


Figura 3.1 Panel de cubierta

	espesor panel [mm] excluida greca			
luz [m]	30	40	50	60
1	653	-	-	-
1,5	409	452	495	537
2	238	297	336	386
2,5	140	103	226	269
3	114	138	162	187
3,5	-	-	-	139

Carga uniformemente distribuida en Kg/m<sup>2</sup>

**Peso de los paneles**

espesor chapa	espesor panel [mm]					
	Peso	30	40	50	60	80
0,4	Kg/m <sup>2</sup>	8,6	8,9	9,4	9,8	10,6
0,5 - 0,4	Kg/m <sup>2</sup>	9,6	10	10,4	10,8	11,5
0,5	Kg/m <sup>2</sup>	10,3	10,8	11	11,5	12,4

Tabla 3.1 Características panel

Este panel es suministrado por la empresa Alubel para más información visite la siguiente página: [www.alubel.es](http://www.alubel.es)

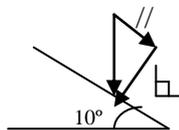
### 3.2.1 ESTUDIO DELAS CARGAS

#### 3.2.1.1 Peso propio

El peso propio es la carga propia del panel:

- CP =  $8.6 \text{ kg/m}^2$

Como se trata de una carga gravitatoria tiene una dirección vertical, por eso debemos descomponerla en dos direcciones paralela y perpendicular, ya que la resistencia de la cubierta tiene una dirección perpendicular a ella misma.



$q = 8.6 \text{ kg/m}^2$

-  $\perp$   $8.6 \times \cos 10^\circ = 8.46 \text{ kg/m}^2$

-  $//$   $8.6 \times \sin 10^\circ = 1.49 \text{ kg/m}^2$

#### 3.2.1.2 Sobrecarga de uso

La sobrecarga de uso es todo lo que puede gravitar sobre el edificio por razón de uso, sus efectos pueden simularse como una carga distribuida uniformemente.

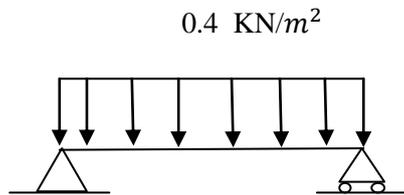
El valor se obtendrá de la **tabla 3.1 del documento básico de acciones en la edificación**, en ella se diferencian las diferentes categorías de uso. Para este caso, la nave será la G1 (cubiertas ligeras sobre correas) y se obtienen dos valores de carga, una uniforme y otra puntual. Habrá que quedarse con la más desfavorable, para ello se calculará el momento flector que provoca cada una.

Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso

Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m <sup>2</sup> ]	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 <sup>(1)</sup>
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente <sup>(2)</sup>			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación <sup>(3)</sup>	G1 <sup>(7)</sup>	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 <sup>(4)(6)</sup>	2
			Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) <sup>(5)</sup>	0,4 <sup>(4)</sup>	1
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

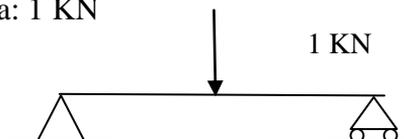
Tabla 3.2 Valores sobrecarga de uso

□ □ Carga uniforme: 0.4 KN/m<sup>2</sup> (El valor se refiere a la proyección horizontal de la superficie de la cubierta).



Donde  $M = \frac{1}{8} qL^2$

□ Carga concentrada: 1 KN



Donde  $M = \frac{1}{4} qL^2$

No se considera para el estudio la carga concentrada ya que sus efectos son de menor influencia que los de la carga uniforme, por eso se ha elegido directamente el coeficiente de  $0.4 \text{ KN/m}^2$ . Como el dato es en proyección horizontal hay que pasar a la inclinación de esta cubierta.

$$1. 0.4 \times \cos 10^\circ = 0.3939 \text{ KN/m}^2$$

$$2. 0.3939 \times \cos 10^\circ = 0.3879 \text{ KN/m}^2$$

$$0.3939 \times \sin 10^\circ = 0.0684 \text{ KN/m}^2$$

### 3.2.1.3 Sobrecarga de nieve

La distribución y la intensidad de la carga de nieve sobre un edificio dependen del clima del lugar, del tipo de precipitación, del relieve del entorno, de la forma de la cubierta y de los intercambios térmicos.

Para determinar la sobrecarga de nieve debemos ir al código técnico, Documento Básico de la Seguridad Estructural de a la Edificación (**SE-AE**) **apartado 3.5.1**. Determinación de la carga de nieve, en este apartado aparece el valor de la carga de nieve por unidad de superficie en proyección horizontal como en el apartado anterior.

En el que:

$$q_n = \mu \times s_k$$

-  $\mu$  coeficiente de forma de la cubierta.

-  $s_k$  el valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal.

El termino  $s_k$ , el valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal, depende de las capitales de provincia y ciudades autónomas en la que situemos nuestra estación para ello debemos utilizar la tabla 3.

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

Capital	Altitud m	$s_k$ kN/m <sup>2</sup>	Capital	Altitud m	$s_k$ kN/m <sup>2</sup>	Capital	Altitud m	$s_k$ kN/m <sup>2</sup>
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	0,7	SanSebas- tián/Donostia	0	0,3
Ávila	1.130	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	0,7	Tarragona	0	0,4
Cáceres	440	0,4	Madrid	660	0,6	Tenerife	950	0,2
Cádiz	0	0,2	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		0,2

Tabla 3.3 Sobrecarga de nieve

En este caso la nave estará situada en Vitoria que tiene una altitud de 650m y un valor de  $s_k = 0.7 \text{ KN/ m}^2$ .

El termino  $\mu$  (coeficiente de forma de la cubierta) depende de qué tengamos en el lugar donde se deposita la nieve, como por ejemplo: si un faldón es limitado inferiormente por cornisas o limatesas, o si no hay impedimento al deslizamiento de la nieve... En el caso que aquí se presenta, hay impedimento al deslizamiento de nieve, ya que la cubierta es múltiple. Por tanto, el código técnico para este caso indica que si el faldón está inclinado en sentido contrario, y la semisuma de las inclinaciones,  $\beta$ , es mayor de 30°, el coeficiente de forma de ambos será:

$$\mu=1+ \beta / 30$$

En una anchura de dos metros.

De la misma manera se debe contemplar la acumulación de nieve, que en el caso que haya discontinuidades como limahoyas o cambios de nivel, la descarga total por unidad de longitud puede evaluarse como:

$$p_d = (1- \mu) \times L \times s_k$$

Resultando:

$$p_d = (1-1.66) \times 10 \times 0.7 = -4.62 \text{ KN/m.}$$

Teniendo en cuenta que la acumulación de nieve sobre una discontinuidad aguas abajo del faldón se simula mediante una cara lineal de valor:

$$p_a = \min(\mu, 1) p_d$$

Resultando:

$$p_a = 1 \times 4.62 \text{ KN/m} = 4.62 \text{ KN/m.}$$

De modo que habrá un valor de carga de nieve debida a la acumulación en el cambio de sentido de los faldones, siendo una carga lineal. Y por otra parte hay un valor de carga de nieve en el resto del faldón.

Ambos valores están en proyección horizontal, y hay que pasarlos al faldón:

La carga lineal debida a la acumulación de nieve queda:

$$- 4.62 \times \cos 10^\circ = 4.55 \text{ KN/ m}$$

$$- 4.55 \times \cos 10^\circ = 4.48 \text{ KN/m}$$

$$- 4.55 \times \sin 10^\circ = 0.79 \text{ KN/m}$$

La carga en el resto queda:

$$- 0.7 \times \cos 10^\circ = 0.689 \text{ KN/m}^2$$

$$- 0.68 \times \cos 10^\circ = 0.67 \text{ KN/ m}^2$$

$$- 0.68 \times \sin 10^\circ = 0.118 \text{ KN/m}^2$$

### 3.2.1.4 Sobrecarga de viento

La distribución y el valor de las presiones que ejerce el viento sobre un edificio y las fuerzas resultantes dependen de la forma y de las dimensiones de la construcción, de las características y de la permeabilidad de su superficie, así como de la dirección, de la intensidad y del racheo del viento.

Para el estudio de la acción del viento debemos ir al código técnico, documento básico de la seguridad estructural de acciones a la edificación (SE-AE); es una fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto o la presión estática que puede expresarse de la siguiente manera:

$$q_e = q_b \times c_e \times c_p$$

En el que:

- **qb**: es la presión dinámica del viento.
- **ce**: es el coeficiente de exposición, varía con la altura del punto considerado, en función del grado de aspereza del entorno donde se encuentra ubicada la construcción.
- **cp**: es el coeficiente eólico o de presión, dependiente de la forma y orientación de la superficie respecto al viento, y de la situación del punto respecto a los bordes de esa superficie; el valor negativo nos indica que es succión.

El término “**qb**” presión dinámica del viento lo obtenemos a partir del Anejo D en el que según el apartado 4 de ese Anejo la determina según el mapa siguiente:

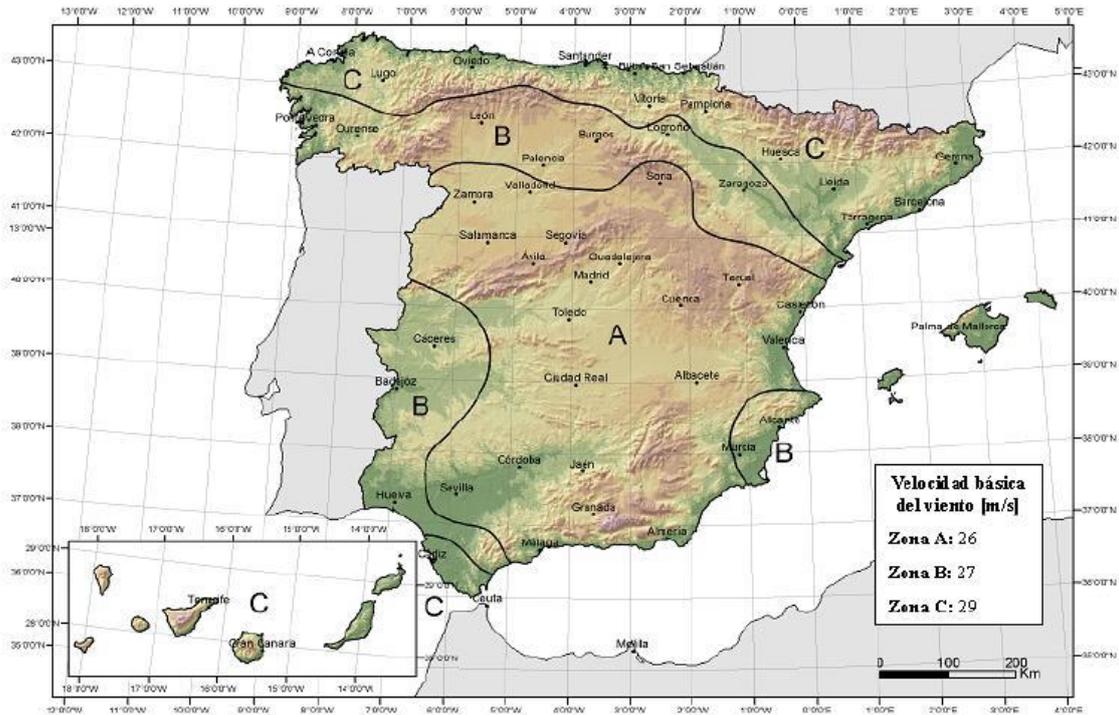


Figura 3.2 Mapa zonas de viento.

La nave industrial que aquí se presenta está situada en Zona C y por eso según el apartado, nuestra presión dinámica es  $0,52 \text{ KN/m}^2$ .

El coeficiente de exposición para las presiones exteriores, tendrá el valor de la **tabla 3.4** entrando con la altura del punto considerado.

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 3.4 Coeficiente de exposición

En nuestro caso la altura será 11.72 m, siendo esta la altura total hasta la cumbre.

Interpolamos y obtenemos que:

$$C_e=1.88$$

Para los coeficientes de presión exterior, tendremos diferentes tablas según la dirección del viento (izquierda-derecha, frente).

1. Comenzamos con el viento en dirección izquierda-derecha.

Nuestra cubierta tiene 10° de inclinación, así que interpolamos para obtener el valor de los coeficientes para las diferentes zonas.

	F	G	H	I	J
SUCCIÓN	-1.3	-1	-0.45	-0.5	-0.4
PRESIÓN	0.1	0.1	0.1	-0.3	-0.3

Tabla 3.5 Valores coeficientes izquierda-derecha.

En una parte de la cubierta se debe de multiplicar los coeficientes  $C_p$  x 0.6 tal y como indica el DBS- Acciones en la edificación en la tabla D.8 en casos de cubiertas en dientes de sierra. En este caso sólo se verá afectado el coeficiente "I".

	$C_p \times 0.6 \rightarrow "I" \times 0.6$
SUCCIÓN	-0.3
PRESIÓN	-0.18

Tabla 3.6 Coeficientes viento izquierda-derecha2.

Como vamos a estudiar el panel entero viendo que diferentes zonas le afectan, del panel abarca. Para ello nos ayudamos con el siguiente dibujo:

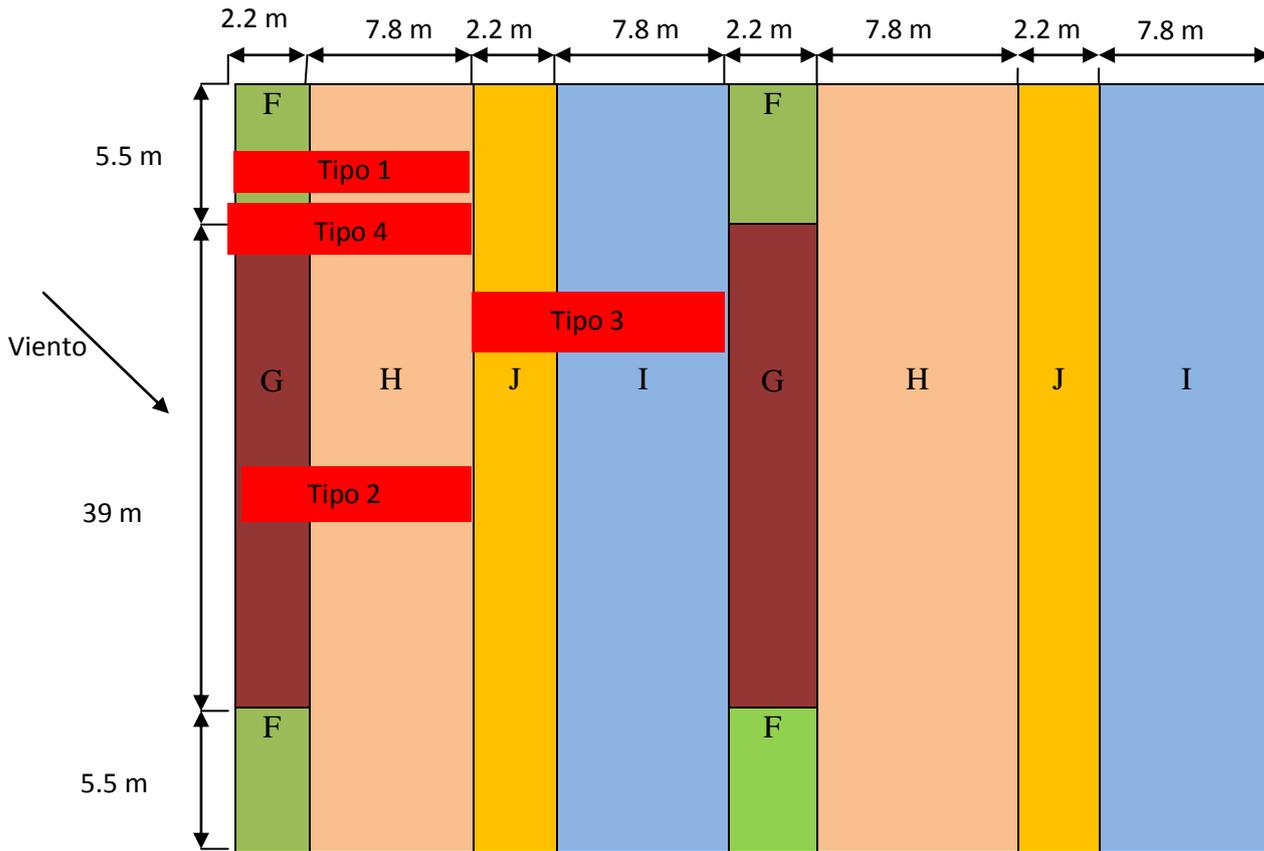


Figura 3.3 Tipos de paneles viento izqda.-dcha.

Multiplicamos la presión dinámica, por el coeficiente exterior, por el coeficiente eólico y por el área del panel en cada zona de viento.

*Succión*

### TIPO I

$$q_h = 0.52 \times 1.88 \times -0.45 \times (7.8 \text{ m}^2) = -3.43 \text{ KN}$$

$$q_F = 0.52 \times 1.88 \times -1.3 \times (2.2 \text{ m}^2) = -2.79 \text{ KN}$$

### TIPO II

$$q_h = 0.52 \times 1.88 \times -0.4 \times (7.8 \text{ m}^2) = -3.05 \text{ KN}$$

$$q_g = 0.52 \times 1.88 \times -1 \times (2.8 \text{ m}^2) = -2.73 \text{ KN}$$

**TIPO III**

$$q_j = 0.52 \times 1.88 \times -0.4 \times (2.2 \text{ m}^2) = -0.86 \text{ KN}$$

$$q_i = 0.52 \times 1.88 \times -0.5 \times (7.8 \text{ m}^2) = -3.81 \text{ KN}$$

**TIPO IV**

$$q_F = 0.52 \times 1.88 \times -1.3 \times (1.1 \text{ m}^2) = -1.39 \text{ KN}$$

$$q_h = 0.52 \times 1.88 \times -0.45 \times (7.8 \text{ m}^2) = -3.43 \text{ KN}$$

$$q_g = 0.52 \times 1.88 \times -1 \times (1.1 \text{ m}^2) = -1.07 \text{ KN}$$

*PRESIÓN*

**TIPO I**

$$q_h = 0.52 \times 1.88 \times 0.1 \times (7.8 \text{ m}^2) = 0.762 \text{ KN}$$

$$q_f = 0.52 \times 1.88 \times 0.1 \times (2.2 \text{ m}^2) = 0.215 \text{ KN}$$

**TIPO II**

$$q_h = 0.52 \times 1.88 \times 0.1 \times (7.8 \text{ m}^2) = 0.9776 \text{ KN}$$

$$q_g = 0.52 \times 1.88 \times 0.1 \times (2.2 \text{ m}^2) = 0.103 \text{ KN}$$

**TIPO III**

$$q_j = 0.52 \times 1.88 \times -0.3 \times (2.2 \text{ m}^2) = -0.645 \text{ KN}$$

$$q_i = 0.52 \times 1.88 \times -0.3 \times (7.8 \text{ m}^2) = -2.287 \text{ KN}$$

**TIPO IV**

$$q_F = 0.52 \times 1.88 \times 0.1 \times (1.1 \text{ m}^2) = 0.107 \text{ KN}$$

$$q_h = 0.52 \times 1.88 \times 0.1 \times (7.8 \text{ m}^2) = 0.762 \text{ KN}$$

$$q_g = 0.52 \times 1.88 \times 0.1 \times (1.1 \text{ m}^2) = 0.107 \text{ KN}$$

## 2. VIENTO DE FRENTE

Nuestra cubierta tiene 10° de inclinación, así que interpolamos para obtener el valor de los coeficientes para las diferentes zonas.

	F	G	H	I
SUCCIÓN	-1.45	-1.3	-0.65	-0.55

Tabla 3.7 Valores coeficiente viento de frente.

Ahora vamos a estudiar la **presión interior**. Para ello, tal y como hemos indicado antes aplicaremos la fórmula:  $q_e = q_b \times c_e \times c_p$ , sin embargo los coeficientes toman valores diferentes a los que hemos utilizado para la presión exterior.

La presión dinámica será 0.52 KN/m<sup>2</sup>, ya explicada con anterioridad, esta no cambia de valor para la exterior e interior.

El coeficiente de exposición para las presiones exteriores, tendrá el valor de la **tabla 3.4** entrando con la altura del punto considerado. En nuestro caso la altura será 9.93m, siendo esta la altura media de la nave.

Interpolamos, y obtenemos que:

$$c_e = 1.76$$

Por último, el coeficiente de presión interior obtendrá un valor. Para cuando el viento pega de frente por el lado del cerramiento, este será *sotavento*. En el caso de que tendría algún hueco se debería estudiar también a *barlovento*, tomando entonces el coeficiente de presión interior dos valores.

Para estos casos el valor del coeficiente de presión interior se tomará de la tabla 3.6, que se presenta a continuación. En ella hay que entrar con la esbeltez en el plano paralelo al viento, que será la relación entre la altura de la cumbrera y la longitud del largo de la nave, y con la relación del área de huecos en zonas de succión respecto al área de huecos total.

Esbeltez en el plano paralelo al viento	Área de huecos en zonas de succión respecto al área total de huecos del edificio											
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	
≤1	0,7	0,7	0,6	0,4	0,3	0,1	0,0	-0,1	-0,3	-0,4	-0,5	
≥4	0,5	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,3	

Fig. 3.1 Presiones ejercidas por el viento en una construcción diáfana

Tabla 3.8 Coeficientes presión interior

A sotavento se genera succión interior por lo que la relación entre el área del hueco y el área total de huecos es 1, en este caso el coeficiente de presión interior será:

$$C_p = -0.5$$

Ahora tenemos todos los datos necesarios para calcular la presión del viento interior, y obtenemos los siguientes valores

Para **sotavento**:  $= 0.52 \times 1.75 \times -0.5 = -0.455 \text{KN/m}^2$

$$q_i = 0.52 \times 1.88 \times -0.55 = -0.5377 \text{ KN/m}^2$$

$$q_h = 0.52 \times 1.88 \times -0.65 = -0.6354 \text{ KN/m}^2$$

$$q_f = 0.52 \times 1.88 \times -1.45 = -1.4175 \text{ KN/m}^2$$

$$q_g = 0.52 \times 1.88 \times -1.3 = -1.27 \text{ KN/m}^2$$

SOTAVENTO

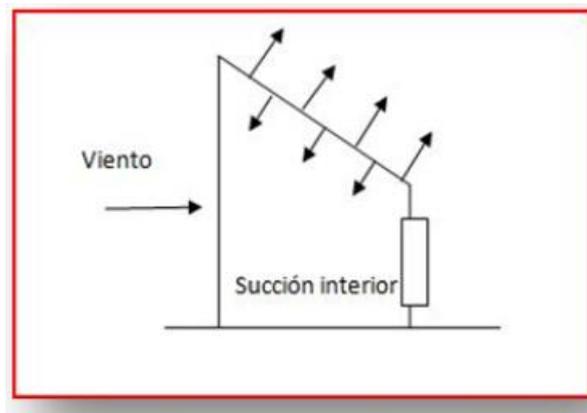


Figura 3.4 Sotavento

Una vez obtenidos los valores de la presión interior, tal y como se ha mencionado con anterioridad habrá que sumarlos a las presiones exteriores del viento de frente.

$$q_i = -0.5377 + 0.455 = -0.082 \text{ KN/m}^2$$

$$q_h = -0.619 + 0.455 = -0.164 \text{ KN/m}^2$$

$$q_f = -1.382 + 0.455 = -0.927 \text{ KN/m}^2$$

$$q_g = -1.24 + 0.455 = -0.69 \text{ KN/m}^2$$

Como vamos a estudiar el panel entero viendo que diferentes zonas le afectan, tendremos que calcular el valor de carga de cada zona teniendo en cuenta cuanta área del panel abarca. Para ello nos ayudamos con el siguiente dibujo:

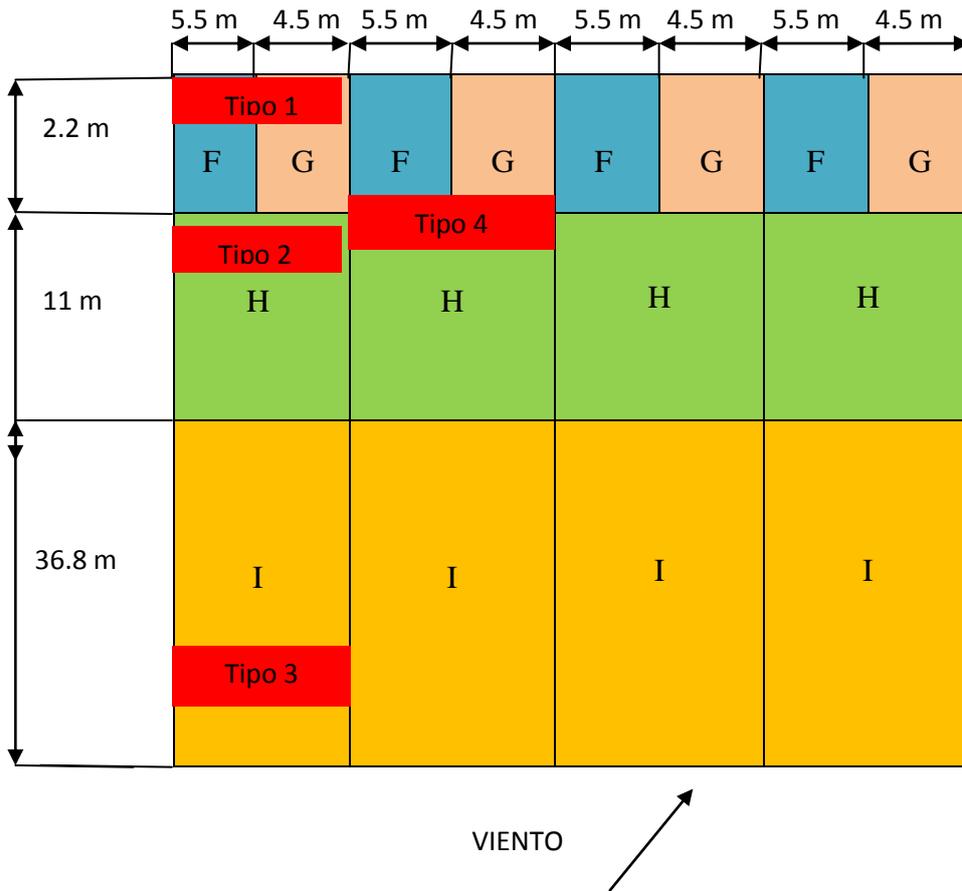


Figura 3.5 Tipos de paneles viento de frente

**TIPO I**

$$q_f = 0.52 \times 1.88 \times -0.927 \times (5.5 \text{ m}^2) = -4.98 \text{ KN}$$

$$q_g = 0.52 \times 1.88 \times -0.69 \times (4.5 \text{ m}^2) = -3.03 \text{ KN}$$

**TIPO II**

$$q_h = 0.52 \times 1.88 \times -0.164 \times (10 \text{ m}^2) = -1.6 \text{ KN}$$

**TIPO III**

$$q_i = 0.52 \times 1.88 \times -0.082 \times (10 \text{ m}^2) = -0.8 \text{ KN}$$

**TIPO IV**

$$q_f = 0.52 \times 1.88 \times -0.927 \times (1.1 \text{ m}^2) = -0.996 \text{ KN}$$

$$q_g = 0.52 \times 1.88 \times -0.69 \times (0.9\text{m}^2) = -0.607 \text{ KN}$$

$$q_h = 0.52 \times 1.88 \times -0.141 \times (8\text{m}^2) = -1.10 \text{ KN}$$

Ahora calculados todos los valores de las cargas que afectan al panel, elegimos la situación más desfavorable, es decir la que tenga valor más alto. Esta situación es la que se da a sotavento en el tipo 1, que sufre una carga total de -8.01KN a succión, y para presión solo tenemos una posibilidad, que es con el viento izquierda a derecha, que da un valor de 0.977 KN. Estos valores son los que usaremos en las combinaciones, junto con el resto de sobrecargas

### 3.2.2 COMBINACIÓN DE CARGA DE LA CUBIERTA

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:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Considerando simultáneamente las acciones permanentes y las acciones variables, en valor de cálculo. Si combinamos con más acciones variables estas estarán en valor de cálculo de combinación, con el coeficiente de simultaneidad  $\Psi$ .

Los coeficientes de seguridad los tomaremos de la tabla 4.1 según las acciones sean favorables o desfavorables, y los de simultaneidad de la tabla 4.2, a continuación expuestas.

Tipo de verificación <sup>(1)</sup>	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
Estabilidad		<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
	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

Tabla 4.2 Coeficientes de simultaneidad ( $\psi$ )

	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Sobrecarga superficial de uso (Categorías según 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 inferior a 30 kN (Categoría E)	0,7	0,7	0,6
• Cubiertas transitables (Categoría F)		<sup>(1)</sup>	
• Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría G)	0	0	0
Nieve			
• para altitudes > 1000 m	0,7	0,5	0,2
• para altitudes ≤ 1000 m	0,5	0,2	0
Viento	0,8	0,5	0
Temperatura	0,8	0,5	0
Acciones variables del terreno	0,7	0,7	0,7

<sup>(1)</sup> En las cubiertas transitables, se adoptarán los valores correspondientes al uso desde el que se accede.

Tabla 3.9 Coeficientes para combinaciones

Combinando las diferentes acciones obtenemos las siguientes expresiones:

1. 1.35 CP
2. 1.35 CP + 1.5 USO
3. 1.35 CP + 1.5 NIEVE
4. 1.35 CP + 1.5 V1
5. 0.8 CP + 1.5 V2
6. 1.35 CP + 1.5 NIEVE + 1.5 x 0.6 x V1

$$7. 0.8 \text{ CP} + 0 \text{ NIEVE} + 1.5 \times 0.6 \times \text{V2}$$

$$8. 1.35 \text{ CP} + 1.5 \text{ V1} + 1.5 \times 0.5 \times \text{NIEVE}$$

$$9. 0.8 \text{ CP} + 1.5 \text{ V2} + 0 \times 0.5 \times \text{NIEVE}$$

De las tablas hemos sacado el coeficiente de valor 1.35 para las cargas permanentes cuando son desfavorables y 0.8 cuando son favorables, para las cargas variables serán 1.5 cuando son desfavorables y 0 cuando sean favorables, y los de simultaneidad serán 0.6 para el viento y 0.5 para la nieve.

Se consideraran favorables cuando una compense la acción que produce otra, es decir en nuestro caso, serán favorables cuando tengamos viento a succión, que en ese caso el resto de cargas son en el otro sentido e intentaran compensar la acción que el viento hace.

Si analizamos las combinaciones, se puede observar que algunas de ellas pueden despreciarse, quedándonos con las siguientes:

$$2. 1.35 \text{ CP} + 1.5 \text{ USO}$$

$$6. 1.35 \text{ CP} + 1.5 \text{ NIEVE} + 1.5 \times 0.6 \times \text{V1}$$

$$8. 1.35 \text{ CP} + 1.5 \text{ V1} + 1.5 \times 0.5 \times \text{NIEVE}$$

$$9. 0.8 \text{ CP} + 1.5 \text{ V2} + 0 \times 0.5 \times \text{NIEVE}$$

Estas combinaciones serán para el eje fuerte (perpendiculares a la correa), sin embargo también tenemos cargas aplicadas en el eje débil (paralelas), en este caso el viento será 0, y quedarán:

$$2. 1.35 \text{ CP} + 1.5 \text{ USO}$$

$$6. 1.35 \text{ CP} + 1.5 \text{ NIEVE}$$

Siguiendo con el estudio de la cubierta, para comprobar que el panel elegido aguanta, aplicaremos estas combinaciones con los valores de carga ya calculados antes, pero solo con la dirección perpendicular al faldón.

$$2. \mathbf{1.35 \text{ CP} + 1.5 \text{ USO}} = 1.35 \times 0.83 + 1.5 \times 3.879 = 6.8 \text{ KN}$$

$$6. \mathbf{1.35CP + 1.5 NIEVE + 1.5 \times 0.6 \times V1} = 1.35 \times 0.83 + 1.5 \times \left(\frac{4.55}{2} + 0.689\right) + 0.6 \times 1.086 = 6.14 \text{ KN}$$

$$8. \mathbf{1.35 CP + 1.5 V1 + 1.5 \times 0.5 \times NIEVE} = 1.35 \times 0.83 + 1.5 \times 1.086 + 1.5 \times 0.5 \times \left(\frac{4.55}{2} + 0.689\right) = 4.81 \text{ KN}$$

$$9. \mathbf{0.8 CP + 1.5 V2 + 0 \times 0.5 \times NIEVE} = 0.8 \times 0.83 + 1.5 \times 8.01 = 12.679 \text{ KN}$$

### 3.2.3 CÁLCULO A RESISTENCIA DE LA CUBIERTA

Para el estudio a resistencia de la cubierta, se elige la combinación de carga más desfavorable que debe soportar, siendo ésta como se puede observar en el apartado anterior la hipótesis con valor 12.679 KN.

Según los datos técnicos expuestos en la definición de la cubierta, ésta resiste:

$$3.39 \text{ KN/m}^2 \times 10 \text{m}^2 = 33.9 \text{ KN.}$$

$$12.679 \text{ KN} < 33.9 \text{ KN}$$

Luego es capaz de soportar la mayor hipótesis de carga.

### 3.3 ESTUDIO DE LAS CORREAS SUPERIORES

A continuación se estudiarán las correas de la cubierta.

#### 3.3.1 ESTUDIO DE LAS CARGAS

A continuación se calcularán las cargas que afectan a las correas. Teniendo que estudiar todas las combinaciones posibles para elegir la más desfavorable.

##### 3.3.1.1 Peso propio

Para la cubierta solo se tuvieron en cuenta el peso de la misma, ahora para las correas habrá que añadir el peso de la correa. Se comenzará el estudio probando si aguanta un perfil **IPE 120**. El catálogo de perfiles indica que su peso es de 15.8 kg/m. Por otro lado el peso del panel, tal y como se ha indicado en el estudio de la cubierta, es 9.8 Kg/m<sup>2</sup>. Este valor se multiplicará por el área tributaria de cada correa, 1.015 m, para así obtener una carga lineal.

El peso del panel será:  $8.6 \times 1.015 = 8.729$  kg/m

El peso propio total será:  $8.729 + 8.4 = 17.129$  kg/m

Obteniendo:

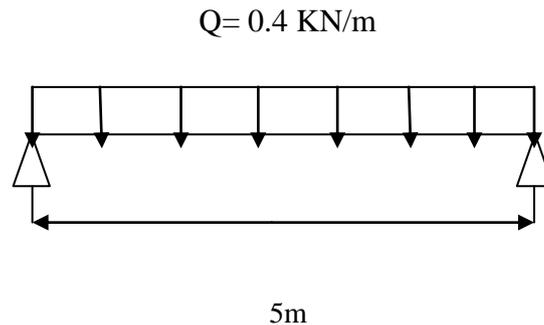
- Dirección perpendicular (eje fuerte):  $17.129 \times \cos 10 = 16.86$  kg/m = 0.17 kg/cm

- Dirección paralela (eje débil):  $17.129 \times \sin 10 = 2.97$  kg/m = 0.03 kg/cm

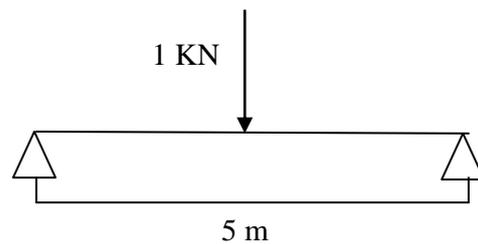
##### 3.3.1.2 Sobrecarga de uso

Para el cálculo de la sobrecarga de uso habrá que decidir entre la carga distribuida de 0.4 KN/m<sup>2</sup> y la puntual de 1 KN. Para ello, se calcula el momento que produce cada una de ellas en una viga que mida la distancia que hay entre pórticos.

$$M_f = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{0.4 \times 5^2}{8} = 1.25 \text{ KN m}$$



Por otro lado, la carga puntual tiene el valor de 1 KN. Ésta si podremos aplicarla directamente.



$$M_f = \frac{q \times L}{4} = \frac{1 \times 5}{4} = 1.25 \text{ KN}$$

Ambos momentos dan el mismo valor los cálculos se harán con la distribuida, ya que es más cómoda de manejar a la hora de hacer las combinaciones de acciones.

La carga distribuida tiene el valor de  $Q = 0.4 \text{ KN/m}^2$ . Este valor esta expresa en proyección horizontal de la superficie de la cubierta, pero la cubierta al estar inclinada  $10^\circ$  habrá que multiplicarla por el  $\cos 10^\circ$  para tener la proyección inclinada. Y también hay que multiplicar por la distancia entre correas para que la carga que quede sea lineal a lo largo de la correa.

$$0.4 \times \cos 10 \times \cos 10 \times 1.015 = 0.39 \text{ KN/m} = 0.397 \text{ kg/cm}$$

- Dirección perpendicular (eje fuerte):

$$0.397 \times \cos 10 = 0.391 \text{ kg/cm}$$

- Dirección paralela (eje débil):

$$0.397 \times \sin 10 = 0.067 \text{ kg/cm}$$

### **3.3.1.3 Sobrecarga de nieve**

La sobrecarga de nieve ya está calculada del estudio de la cubierta. Sin embargo, ahora se multiplicará por el área tributaria de la correa para obtener el valor lineal, quedando:

*La carga lineal debida a la acumulación de nieve queda:*

$$4.62 \times \cos 10 = 4.54 \text{ KN/m}$$

- Dirección perpendicular (eje fuerte):  $4.54 \times \cos 10 = 4.48 \text{ KN/m} = 4.57 \text{ kg/cm}$

- Dirección paralela (eje débil):  $4.54 \sin 10 = 0.79 \text{ KN/m} = 0.805 \text{ kg/cm}$

*La carga en el resto queda:*

- Dirección perpendicular (eje fuerte):  $0.7 \times \cos 10 \times \cos 10 \times 1.015 = 0.67 \text{ KN/m}$

- Dirección paralela (eje débil):  $0.7 \times \cos 10 \times \sin 10 \times 1.015 = 0.118 \text{ KN/m}$

### **3.3.1.4 Sobrecarga de viento**

Para el cálculo de las correas hay que conocer la situación más desfavorable, tanto a presión como a succión. Para ello, habrá que analizar que diferentes tipos de correas que hay, en función de cuanta área le afecta de cada zona de la cubierta. Eligiendo las correas más desfavorables, una a presión y otra a succión.

Como la longitud de la nave principal y de la nave adosada son diferentes, habrá que analizar por separado los tipos de corres de cada caso, y finalmente elegir la más desfavorable de cada caso para hacer las combinaciones.

El valor para el **viento exterior** lo obtendremos de la expresión ya mencionada  $q_e = q_b \times c_e \times c_p$ , el valor de los coeficientes, presión dinámica ( $q_b = 0.52 \text{ KN/m}^2$ ) y de exposición ( $c_e = 1.88$ ) ya los teníamos del estudio anterior, y el coeficiente de presión exterior será según el sentido en el que pegue el viento:

- Viento izquierda-derecha

	F	G	H	I	J
SUCCIÓN	-1.3	-1	-0.45	-0.5	-0.4
PRESIÓN	0.1	0.1	0.1	-0.3	-0.3

Tabla 3.10 Coeficientes de viento izquierda- derecha.

En una parte de la cubierta se debe de multiplicar los coeficientes  $C_p \times 0.6$  tal y como indica el DBS- Acciones en la edificación en la tabla D.8 en casos de cubiertas en dientes de sierra. En este caso sólo se verá afectado el coeficiente “I”.

	$C_p \times 0.6 \rightarrow$ “I” $\times 0.6$
SUCCIÓN	-0.3
PRESIÓN	-0.18

Tabla 3.11 Coeficiente de viento reducido

Multiplicamos la presión dinámica, por el coeficiente exterior y por el coeficiente eólico, obteniendo para succión y presión los siguientes valores:

*Succión*

$$q_f = 0.52 \times 1.88 \times -1.3 = -1.27 \text{ KN/m}^2$$

$$q_g = 0.52 \times 1.88 \times -1 = -0.9796 \text{ KN/m}^2$$

$$q_h = 0.52 \times 1.88 \times -0.45 = -0.44 \text{ KN/m}^2$$

$$q_i = 0.52 \times 1.88 \times -0.5 = -0.49 \text{ KN/m}^2$$

$$q_j = 0.52 \times 1.88 \times -0.4 = -0.39 \text{ KN/m}^2$$

Presión

$$q_f = 0.52 \times 1.88 \times 0.1 = 0.098 \text{ KN/m}^2$$

$$q_g = 0.52 \times 1.88 \times 0.1 = 0.098 \text{ KN/m}^2$$

$$q_h = 0.52 \times 1.88 \times 0.1 = 0.098 \text{ KN/m}^2$$

$$q_i = 0.52 \times 1.88 \times -0.3 = -1.27 \text{ KN/m}^2$$

$$q_j = 0.52 \times 1.88 \times -0.3 = -1.27 \text{ KN/m}^2$$

Los diferentes tipos de correas se observan en el siguiente dibujo:

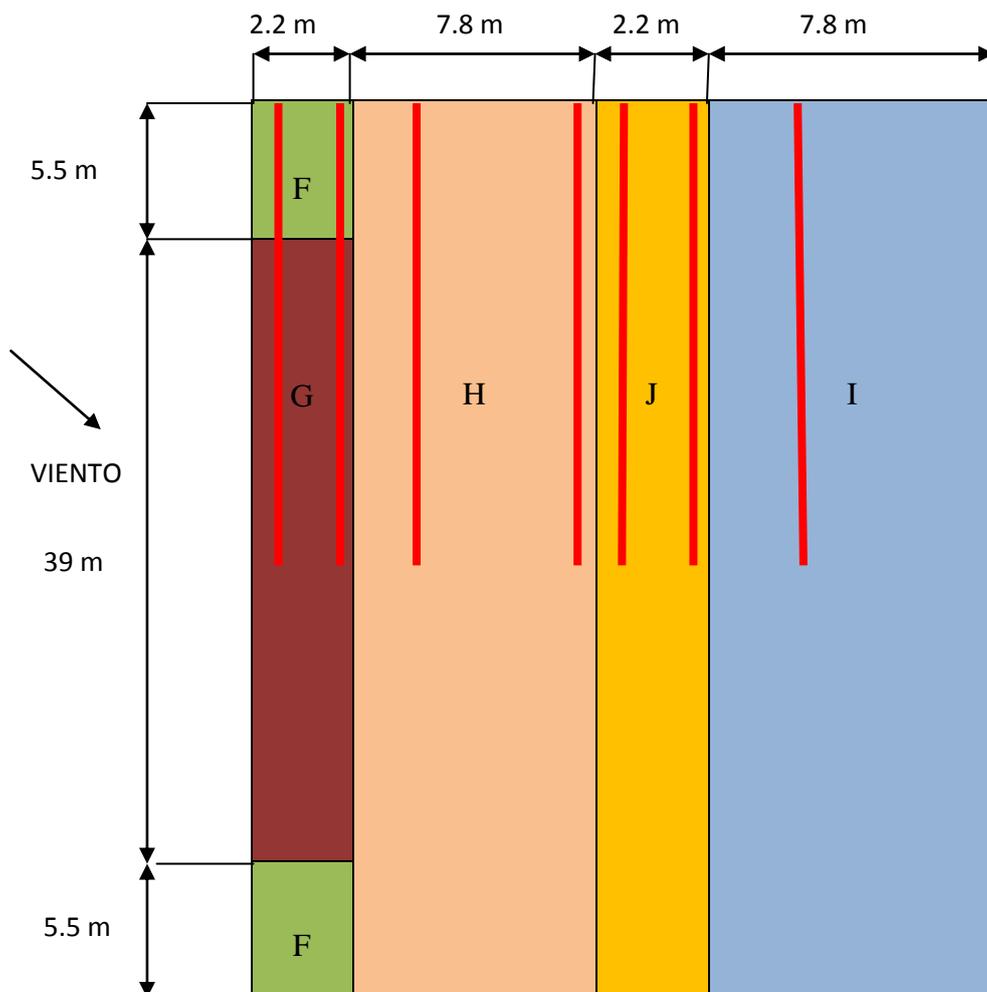


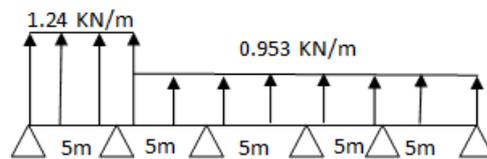
Figura 3.6 Tipos correas viento izquierda – derecha.

**Correas nave principal succión (25 m de longitud)**

**TIPO I**

$$q_f = -1.27 \times 1.015 = -1.289 \text{ KN/m}$$

$$q_g = -0.953 \times 1.015 = -0.967 \text{ KN/m}$$

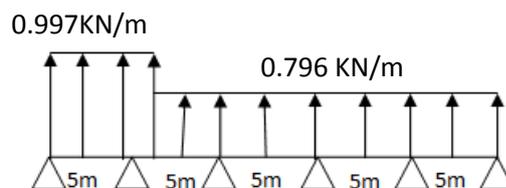


**TIPO II**

$$q_f = -1.24 \times 0.2 = -0.248 \text{ KN/m}$$

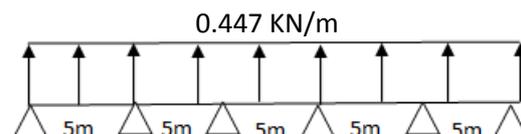
$$q_g = -0.9796 \times 0.2 = -0.1959 \text{ KN/m}$$

$$q_h = -0.44 \times 0.8 = -0.352 \text{ KN/m}$$



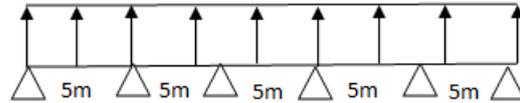
**TIPO III**

$$q_h = -0.44 \times 1.015 = -0.447 \text{ KN/m}$$



**TIPO IV**

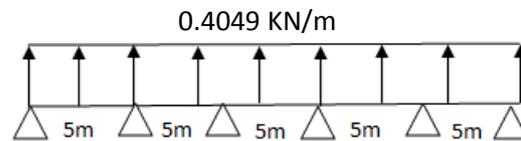
$$q_j = -0.39 \times 1.015 = -0.396 \text{ KN/m}$$



**TIPO V**

$$q_j = -0.39 \times 0.507 = -0.1977 \text{ KN/m}$$

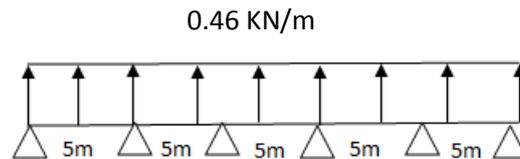
$$q_h = -0.44 \times 0.507 = -0.223 \text{ KN/m}$$



**TIPO VI**

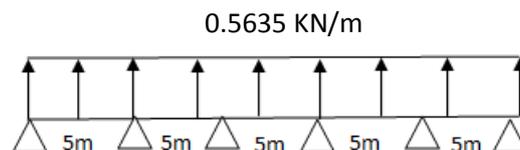
$$q_j = -0.39 \times 0.3 = -0.117 \text{ KN/m}$$

$$q_i = -0.49 \times 0.701 = -0.343 \text{ KN/m}$$



**TIPO VII**

$$q_i = -0.49 \times 1.015 = -0.5635 \text{ KN/m}$$



**Correas nave adosada succión ( 20m de longitud)**

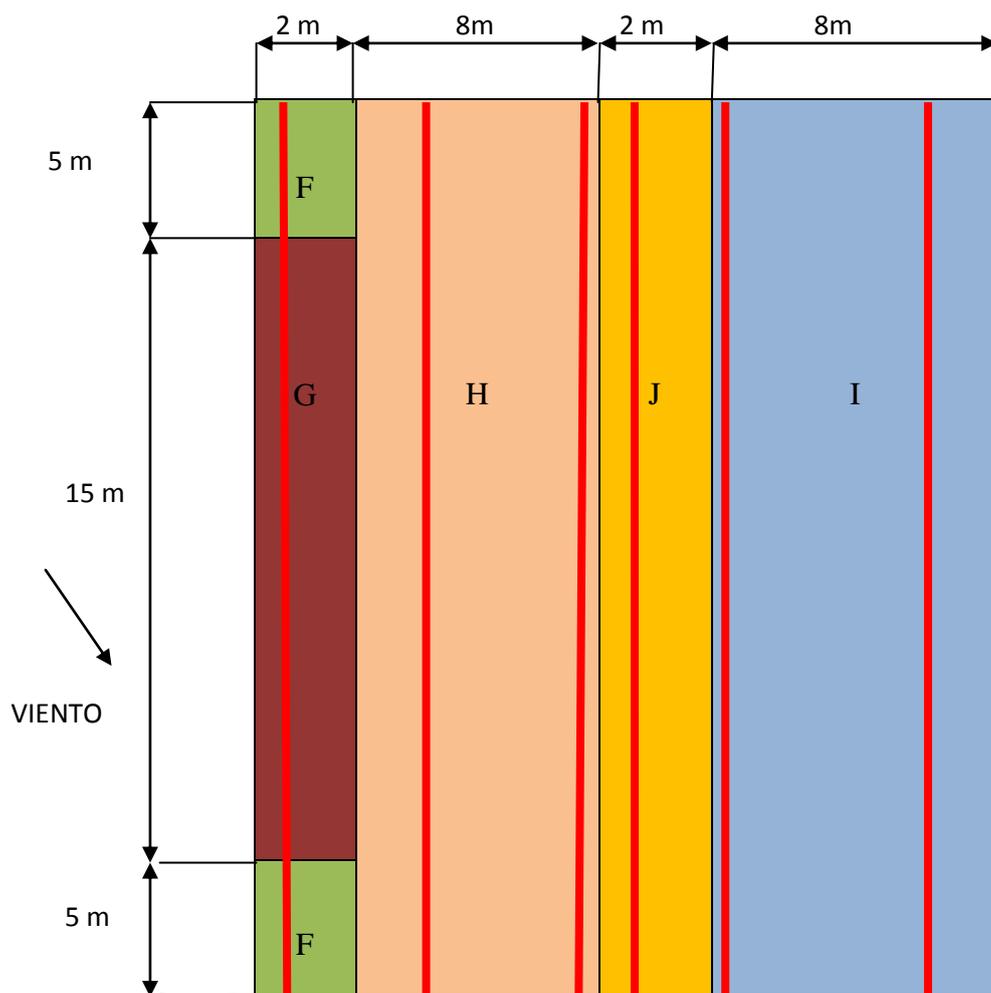
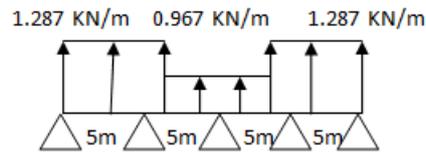


Figura 3.7 Tipos correas viento de frente.

**TIPO I**

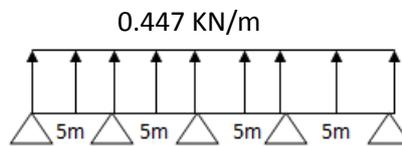
$$q_f = -1.27 \times 1.015 = -1.289 \text{ KN/m}$$

$$q_g = -0.953 \times 1.015 = -0.967 \text{ KN/m}$$



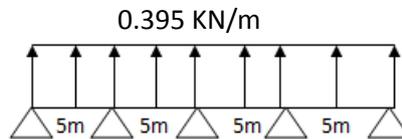
**TIPO II**

$$q_h = -0.44 \times 1.015 = -0.447 \text{ KN/m}$$



**TIPO III**

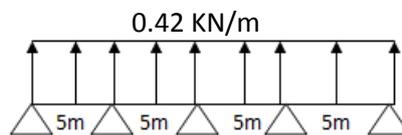
$$q_j = -0.39 \times 1.015 = -0.395 \text{ KN/m}$$



**TIPO IV**

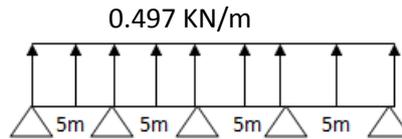
$$q_j = -0.39 \times 0.507 = -0.1977 \text{ KN/m}$$

$$q_h = -0.44 \times 0.507 = -0.223 \text{ KN/m}$$



**TIPO V**

$$q_i = -0.49 \times 1.015 = -0.497 \text{ KN/m}$$

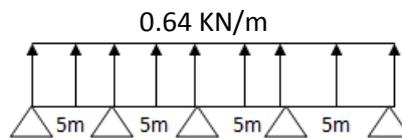


### TIPO VI

$$q_f = -1.27 \times 0.507 = -0.64 \text{ KN/m}$$

$$q_g = -0.953 \times 0.507 = -0.4 \text{ KN/m}$$

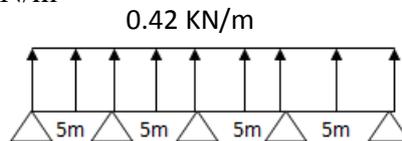
$$q_h = -0.44 \times 0.507 = -0.24 \text{ KN/m}$$



### TIPO VII

$$q_j = -0.39 \times 0.507 = -0.1977 \text{ KN/m}$$

$$q_i = -0.49 \times 0.507 = -0.248 \text{ KN/m}$$

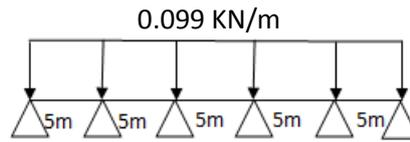


### Correas nave principal a presión (25 m de longitud)

#### TIPO I

$$q_f = 0.098 \times 1.015 = 0.099 \text{ KN/m}$$

$$q_g = 0.098 \times 1.015 = 0.099 \text{ KN/m}$$

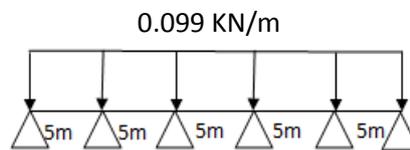


### TIPO II

$$q_f = 0.098 \times 0.2 = 0.0196 \text{ kN/m}$$

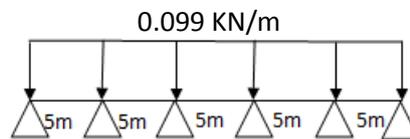
$$q_g = 0.098 \times 0.2 = 0.0196 \text{ kN/m}$$

$$q_h = 0.098 \times 0.8 = 0.0784 \text{ kN/m}$$



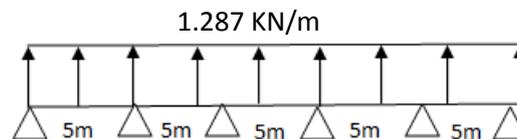
### TIPO III

$$q_h = 0.098 \times 1.015 = 0.099 \text{ kN/m}$$



### TIPO IV

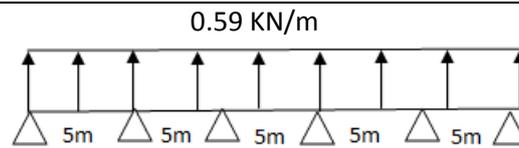
$$q_j = -1.27 \times 1.015 = -1.287 \text{ kN/m}$$



### TIPO V

$$q_j = -1.27 \times 0.507 = -0.643 \text{ kN/m}$$

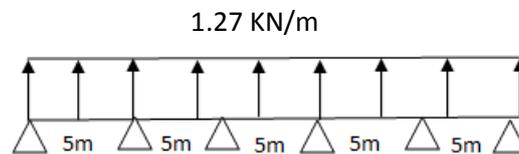
$$q_h = 0.098 \times 0.507 = 0.049 \text{ kN/m}$$



### TIPO VI

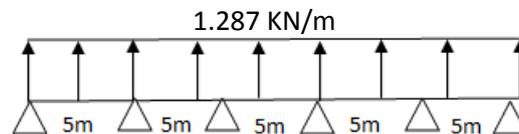
$$q_j = -1.27 \times 0.3 = -0.381 \text{ KN/m}$$

$$q_i = -1.27 \times 0.701 = -0.89 \text{ KN/m}$$



### TIPO VII

$$q_i = -1.27 \times 1.015 = -1.289 \text{ KN/m}$$

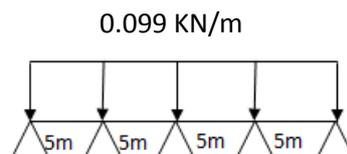


### Correas para nave adosada presión (20m)

#### TIPO I

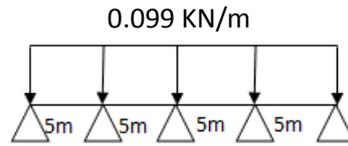
$$q_f = 0.098 \times 1.015 = 0.099 \text{ KN/m}$$

$$q_g = 0.098 \times 1.015 = 0.099 \text{ KN/m}$$



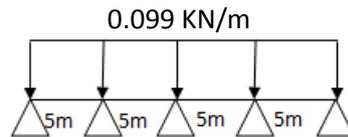
#### TIPO II

$$q_j = 0.098 \times 1.015 = 0.099 \text{ KN/m}$$



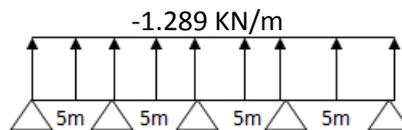
### TIPO III

$$q_h = 0.098 \times 1.015 = 0.099 \text{ kN/m}$$



### TIPO IV

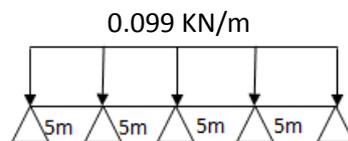
$$q_i = -1.27 \times 1.015 = -1.289 \text{ kN/m}$$



### TIPO V

$$q_j = 0.098 \times 0.507 = 0.049 \text{ kN/m}$$

$$q_h = 0.098 \times 0.507 = 0.049 \text{ kN/m}$$

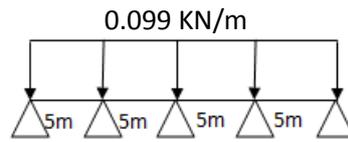


### TIPO VI

$$q_f = 0.098 \times 0.507 = 0.049 \text{ kN/m}$$

$$q_g = 0.098 \times 0.507 = 0.049 \text{ kN/m}$$

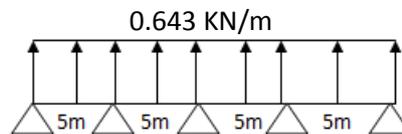
$$q_h = 0.098 \times 0.507 = 0.049 \text{ KN/m}$$



### TIPO VII

$$q_i = -1.27 \times 0.507 = -0.643 \text{ KN/m}$$

$$q_j = 0.098 \times 0.507 = -0.643 \text{ KN/m}$$



## 2. VIENTO DE FRENTE

Nuestra cubierta tiene 10 de inclinación, así que interpolamos para obtener el valor de los coeficientes para las diferentes zonas.

	F	G	H	I
SUCCIÓN	-1.45	-1.3	-0.65	-0.55

Tabla 3.12 Coeficientes de viento de frente.

Ahora vamos a estudiar la **presión interior**. Para ello, tal y como hemos indicado antes aplicaremos la fórmula:  $q_e = q_b \times c_e \times c_p$ , sin embargo los coeficientes toman valores diferentes a los que hemos utilizado para la presión exterior.

La presión dinámica será 0.52 KN/m<sup>2</sup>, ya explicada con anterioridad, esta no cambia de valor para la exterior e interior.

El coeficiente de exposición para las presiones exteriores, tendrá el valor de la **tabla 3.4** entrando con la altura del punto considerado. En nuestro caso la altura será 9.93m, siendo esta la altura media de la nave.

Interpolamos, y obtenemos que:

$$c_e = 1.76$$

Por último, el coeficiente de presión interior obtendrá un valor. Para cuando el viento pega de frente por el lado del cerramiento, este será sotavento, al no haber ningún hueco. En el caso de que tendría algún hueco se debería estudiar también a barlovento, tomando entonces el coeficiente de presión interior dos valores.

Para estos casos el valor del coeficiente de presión interior se tomará de la tabla 3.6, que se presenta a continuación. En ella hay que entrar con la esbeltez en el plano paralelo al viento, que será la relación entre la altura de la cumbrera y la longitud del largo de la nave, y con la relación del área de huecos en zonas de succión respecto al área de huecos total.

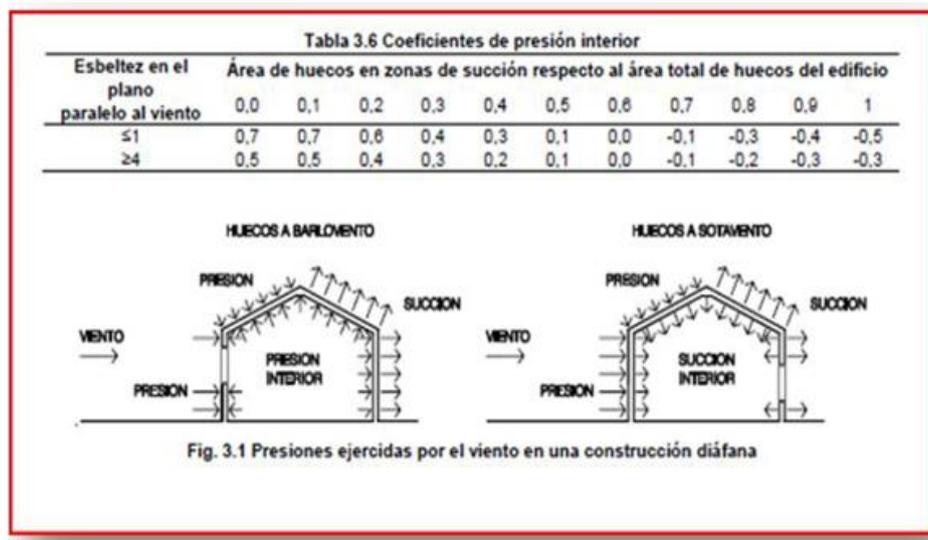


Tabla 3.13 Coeficientes de presión interior

A sotavento se genera succión interior por lo que la relación entre el área del hueco y el área total de huecos es 1, puesto que el hueco es el único que tiene la nave, en este caso el coeficiente de presión interior será:

$$C_p = -0.5$$

Ahora tenemos todos los datos necesarios para calcular la presión del viento interior, y obtenemos los siguientes valores

Para **sotavento**:  $= 0.52 \times 1.75 \times (-0.5) = -0.455 \text{ KN/m}^2$

$$q_i = 0.52 \times 1.88 \times -0.55 = -0.5377 \text{ KN/m}^2$$

$$q_h = 0.52 \times 1.88 \times -0.65 = -0.6354 \text{ KN/m}^2$$

$$q_f = 0.52 \times 1.88 \times -1.45 = -1.4175 \text{ KN/m}^2$$

$$q_g = 0.52 \times 1.88 \times -1.3 = -1.27 \text{ KN/m}^2$$

### Sotavento

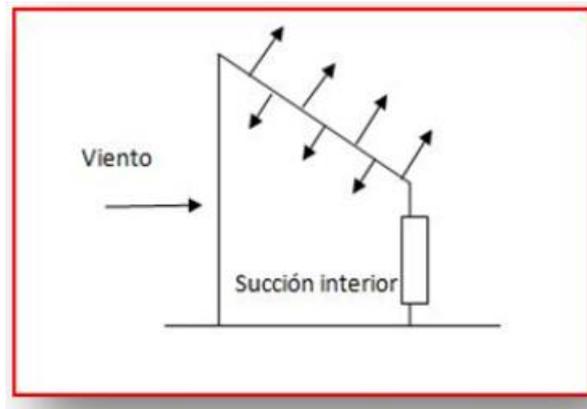


Figura 3.8 Sotavento

Una vez obtenidos los valores de la presión interior, tal y como se ha mencionado con anterioridad habrá que sumarlos a las presiones exteriores del viento de frente.

$$q_i = -0.5377 + 0.455 = -0.082 \text{ KN/m}^2$$

$$q_h = -0.619 + 0.455 = -0.164 \text{ KN/m}^2$$

$$q_f = -1.382 + 0.455 = -0.927 \text{ KN/m}^2$$

$$q_g = -1.24 + 0.455 = -0.69 \text{ KN/m}^2$$

Aparecen tres tipos, tanto par a las correas de 25 metros de longitud de correspondientes a la nave principal, como para las de 20 de longitud de la nave adosada. Los diferentes tipos de correas se observan en el siguiente dibujo:

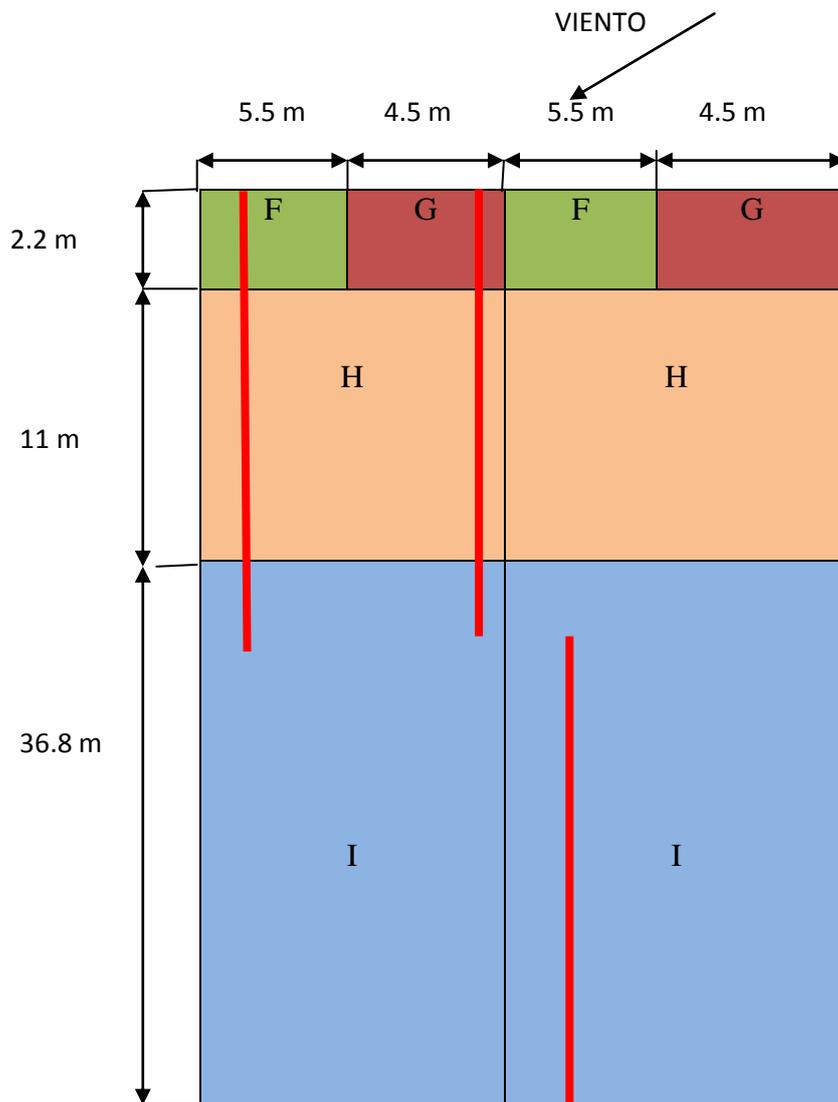


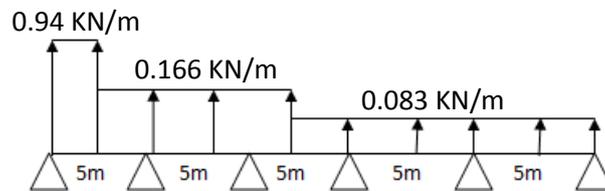
Figura 3.9 Tipos de correas de 25 m viento de frente

### TIPO I

$$q_f = -0.927 \times 1.015 = -0.94 \text{ KN/m}$$

$$q_h = -0.164 \times 1.015 = -0.166 \text{ KN/m}$$

$$q_i = -0.082 \times 1.015 = -0.083 \text{ KN/m}$$

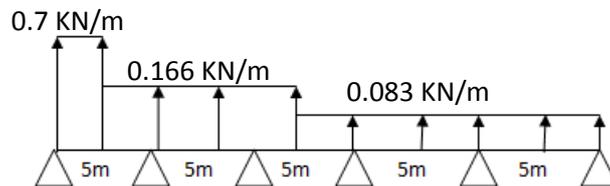


### TIPO II

$$q_g = -0.69 \times 1.015 = -0.7 \text{ KN/m}$$

$$q_h = -0.164 \times 1.015 = -0.166 \text{ KN/m}$$

$$q_i = -0.082 \times 1.015 = -0.083 \text{ KN/m}$$



### TIPO III

$$q_i = -0.082 \times 1.015 = -0.083 \text{ KN/m}$$

0.083 KN/m

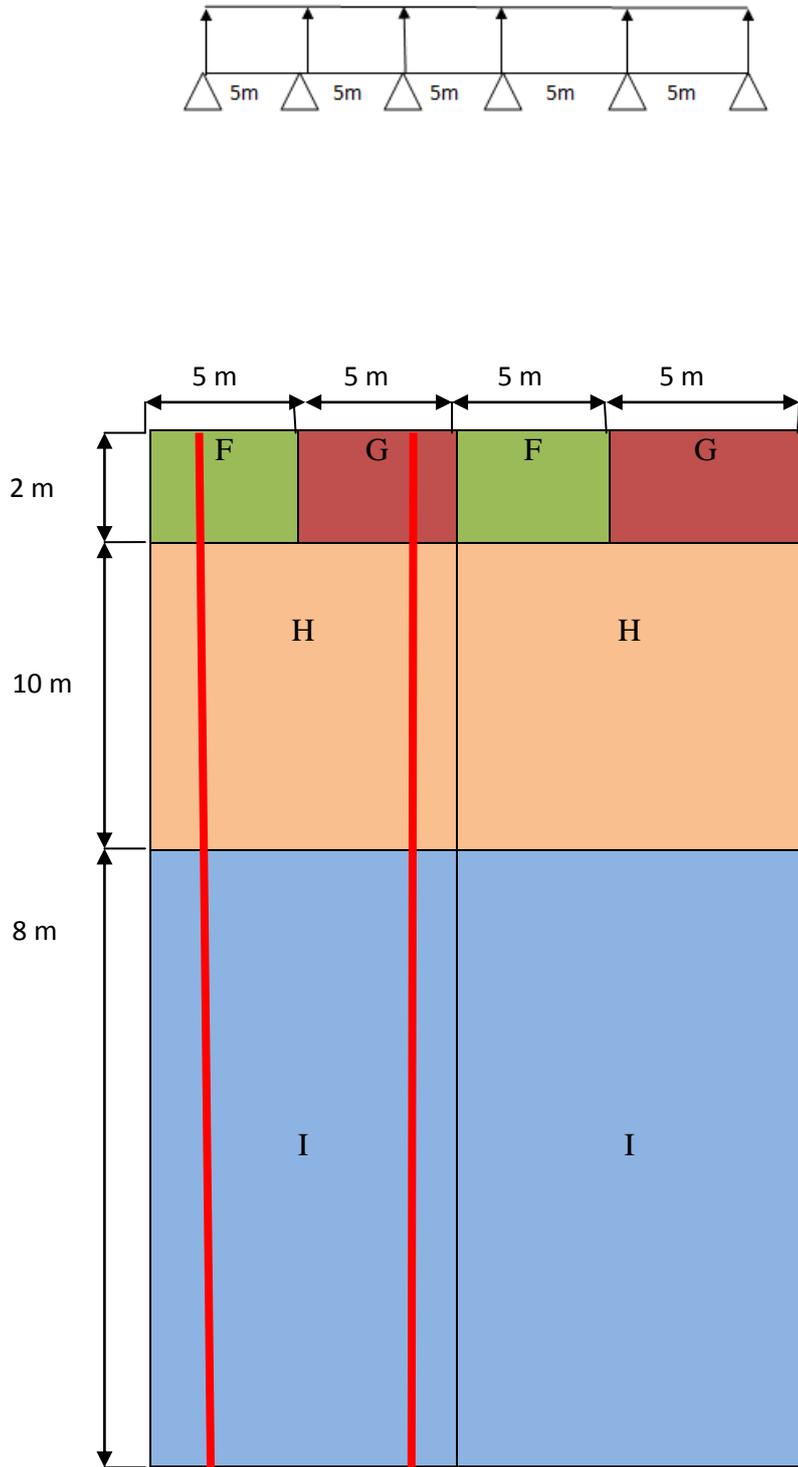


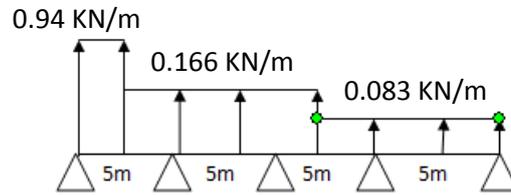
Figura 3.10 Tipos de correas de 20m viento de frente

### TIPO I

$$q_f = -0.927 \times 1.015 = -0.94 \text{ KN/m}$$

$$q_h = -0.164 \times 1.015 = -0.166 \text{ KN/m}$$

$$q_i = -0.082 \times 1.015 = -0.083 \text{ KN/m}$$

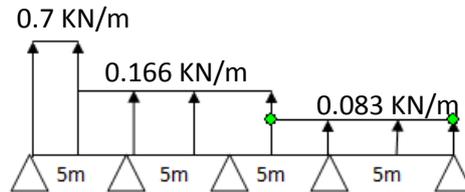


**TIPO II**

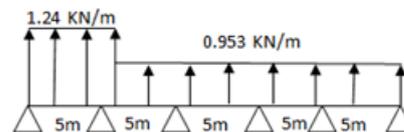
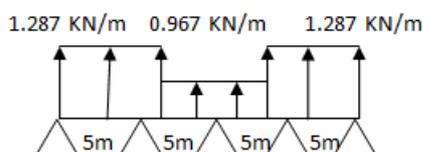
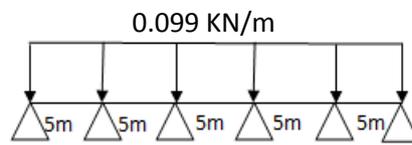
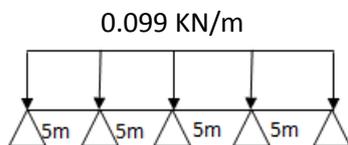
$$q_g = -0.69 \times 1.015 = -0.7 \text{ KN/m}$$

$$q_h = -0.164 \times 1.015 = -0.166 \text{ KN/m}$$

$$q_i = -0.082 \times 1.015 = -0.083 \text{ KN/m}$$



De entre todos los resultados se escoge el peor resultado a succión y con el peor resultado a presión.



### 3.3.2 COMBINACIONES DE ACCIONES PARA CORREAS DE CUBIERTA

#### 3.3.2.1 Combinaciones estado límite último

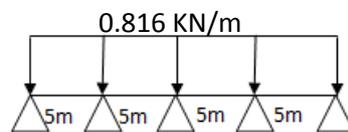
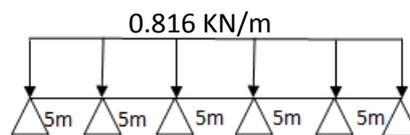
En primer lugar realizaremos las combinaciones para comprobar que el perfil nos aguanta a resistencia. Estas combinaciones se harán de manera análoga a las que hemos explicado en la comprobación de la cubierta.

Observando todos los valores de carga lineal obtenidos en las combinaciones se comprobará que algunas de ellas son más desfavorables puesto que su valor de carga es mayor. Por lo tanto introduciremos esas combinaciones al CESPLA para conocer sus momentos flectores, y realizar el estudio a resistencia.

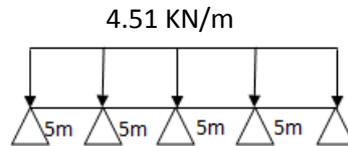
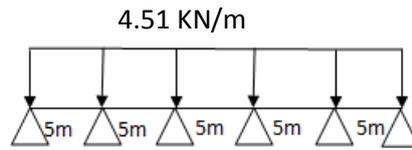
Para realizar el estudio se necesitará el momento flector de la combinación perpendicular más desfavorable, con su correspondiente paralela, y el momento flector de la combinación paralela más desfavorable con su correspondiente perpendicular.

#### Perpendicular

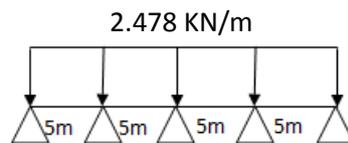
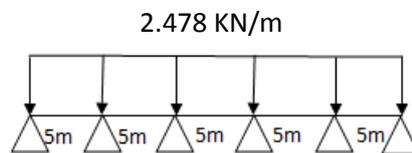
$$2. 1.35 CP + 1.5 USO = 1.35 \times 0.17 + 1.5 \times 0.391 = 0.816 \text{ KN/m}$$



$$6. 1.35CP + 1.5 NIEVE + 1.5 \times 0.6 \times V1 = 1.35 \times 0.17 + 1.5 \times \left( \frac{4.257}{2} + 0.67 \right) + 1.5 \times 0.6 \times 0.1 = 4.51 \text{ KN/m}$$

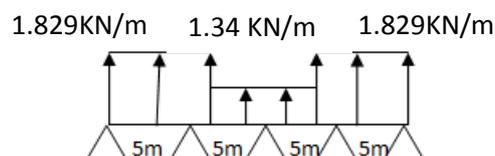
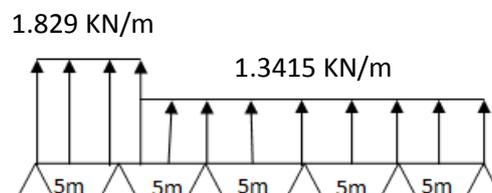


8.  $1.35 \text{ CP} + 1.5 \text{ V1} + 1.5 \times 0.5 \times \text{NIEVE} = 1.35 \times 0.17 + 1.5 \times 0.1 + 1.5 \times 0.5 \times \left(\frac{4.257}{2} + 0.67\right)$   
 $= 2.478 \text{ KN/m}$



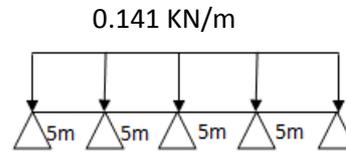
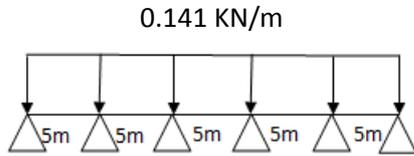
9.  $0.8 \text{ CP} + 1.5 \text{ V2} + 0 \times 0.5 \times \text{NIEVE} = 0.8 \times 0.17 + 1.5 \times -1.31 + 0 = -1.829 \text{ KN/m}$

$= 0.8 \times 0.17 + 1.5 \times -0.985 + 0 = -1.3415 \text{ KN/m}$

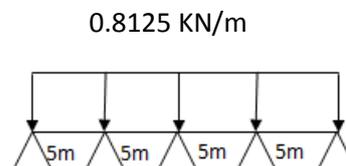
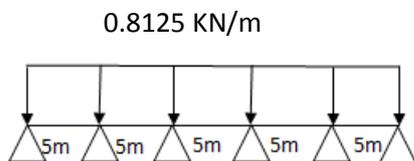


Paralela

2.  $1.35 \text{ C.P.} + 1.5 \text{ SU} = 1.35 \times 0.03 + 1.5 \times 0.067 = 0.141 \text{ KN/m}$



3.  $1.35 \text{ C. P.} + 1.5 \text{ SN} = 1.35 \times 0.03 + 1.5 \left( \frac{0.805}{2} + 0.118 \right) = 0.82125 \text{ KN/m}$



El mayor momento en perpendicular lo obtenemos en la combinación 6 de la correa de 25 m y también de la de 20 m, siendo su correspondiente paralela la 3ª combinación.

Correa 25 m

Correa 20 m

$M_f x = 52845.4 \text{ kg/cm}$

$M_f x = 40178 \text{ kg/cm}$

$M_{fy} = 6743.2 \text{ kg/cm}$

$M_{fy} = 7321.23 \text{ kg/cm}$

El mayor momento en paralelo se obtiene en la combinación 3, y su correspondiente en perpendicular será 1.35CP+1.5SN.

Correa 25 m

Correa 20 m

$M_f x = 52845.4 \text{ kg/cm}$

$M_f x = 40178 \text{ kg/cm}$

$M_{fy} = 6743.2 \text{ kg/cm}$

$M_{fy} = 7321.43 \text{ kg/cm}$

### 3.3.2.1.1 Estudio a resistencia

IPE 120

$W_x = 53 \text{ cm}^3$

$W_y = 8.6 \text{ cm}^3$

Según el documento básico SE-A, apartado 4.5 resistencia al cálculo:

$$f_{y,d} = \frac{f_y}{\gamma_M} = \frac{275}{1.05} = 261.9 \text{ N/mm}^2 = 2669.7 \text{ kg/cm}^2$$

-  $f_y$  tensión del límite elástico del material base (tabla 4.1). No se considerará endurecimiento derivado del conformado en frío o cualquier otra operación.

-  $\gamma_M$  coeficiente parcial de seguridad del material, de acuerdo al apartado 2.33.

Datos:

$f_y = S275 = 275 \text{ N/mm}^2$

$\gamma_M = 1.05$

Correa 25 m

$M_f x = 52845.4 \text{ kg/cm}$

$M_f y = 6743.42 \text{ kg/cm}$

Se observa que la máxima perpendicular y la máxima paralela coinciden en la misma combinación y dentro de ella para la misma sección.

$$\frac{M_y}{W_{el,y}} + \frac{M_z}{W_{el,z}} = \frac{52845.4}{53} + \frac{6743.42}{8.6} = 1781.20 \text{ kg/cm}^2 < 2669.7 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{AGUANTA}$$

Correa 20 m

Mf x= kg/cm

Mfy = kg/cm

Se observa que la máxima perpendicular y la máxima paralela coinciden en la misma combinación y dentro de ella para la misma sección.

$$\frac{M_y}{W_{el,y}} + \frac{M_z}{W_{el,z}} = \frac{40178}{53} + \frac{7321.43}{8.6} = 1608.84 \text{ kg/cm}^2 < 2669.7 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{AGUANTA}$$

**3.3.3.1 Combinaciones estado límite de servicio**

-Perpendiculares (eje fuerte):

1.V1 = -2.956 kg/cm

-1.96 kg/cm

-Paralelas (eje débil):

1. CP = 0.373 kg/cm

### 3.3.3.1.2 Estudio flecha:

Se cogera la mayor flecha obtenida en las combinaciones perpendiculares, con su correspondiente flecha en la combinación paralela, en la misma viga y sección.

$$\delta = \frac{L}{300} = \frac{500}{300} = 1.67 \text{ cm}$$

#### Correas 20m

$$\delta_{\text{max,perp}} = 0.87 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{paral}} = 1.28 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{Result}} = \sqrt{\delta_{\text{max,perp}}^2 + \delta_{\text{paral}}^2} = \sqrt{0.87^2 + 1.28^2} = 1.54 \text{ cm}$$

1.54 cm < 1.67 cm → **AGUANTA**

$$\delta_{\text{max,paral}} = 1.3 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{perp}} = 0.7 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{Result}} = \sqrt{\delta_{\text{max,paral}}^2 + \delta_{\text{perp}}^2} = \sqrt{1.3^2 + 0.7^2} = 1.47 \text{ cm}$$

1.47cm < 1.67 cm → **AGUANTA**

#### Correas 25m

$$\delta_{\text{max,perp}} = 0.92 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{paral}} = 0.32 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{Result}} = \sqrt{\delta_{\text{max,perp}} + \delta_{\text{paral}}} = \sqrt{0.92^2 + 0.32^2} = 0.97 \text{ cm} < 1.67 \text{ cm} \rightarrow \text{AGUANTA}$$

$$\delta_{\text{max,paral}} = 1.32$$

$$\delta_{\text{perp}} = 0.71$$

$$\delta_{\text{Result}} = \sqrt{\delta_{\text{max,paral}} + \delta_{\text{perp}}} = \sqrt{1.32^2 + 0.71^2} = 1.49 \text{ cm} < 1.67 \text{ cm} \rightarrow \text{AGUANTA}$$

### 3.4 ELECCIÓN DEL CERRAMIENTO

Hemos elegido un panel tipo sándwich de aluminio reforzado:

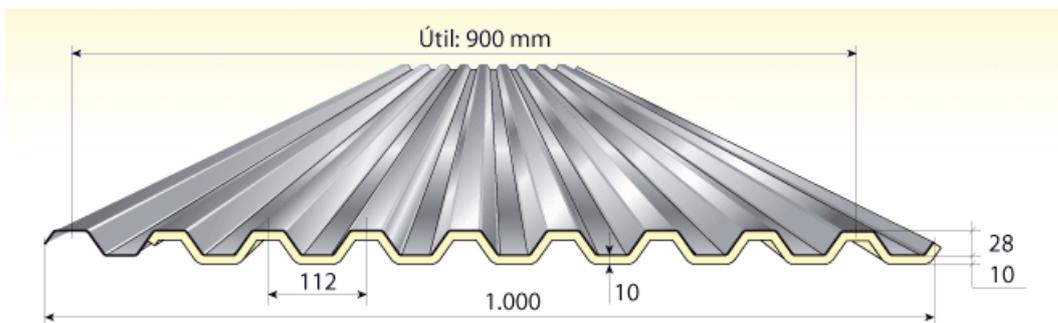
Datos técnicos:

Resistencia:  $490 \text{ kg/m}^2 = 4806.9 \text{ N/m}^2$

Peso:  $7.81 \text{ kg/m}^2 = 76.62 \text{ N/m}^2$

Distancia entre apoyos (espesor:  $s = 0.8\text{mm}$ ): 1.5m

Este panel es suministrado por la empresa Alubel para más información visite la siguiente página: [www.alubel.es](http://www.alubel.es)



CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS ACERO					
s	p	J	W	EJ	M max
[mm]	[kg/m <sup>2</sup> ]	[cm <sup>4</sup> /m]	[cm <sup>3</sup> /m]	[kN cm <sup>2</sup> /m]	[kN cm/m]
0,5	4,88	7,68	3,58	158.208	49,15
0,6	5,85	9,22	4,84	189.932	66,45
0,7	6,83	10,76	6,27	221.656	86,09
0,8	7,81	12,30	7,88	253.380	108,19
1,0	9,76	15,38	11,19	316.828	153,64

CARGA UNIFORME MÁXIMA ADMISIBLE ACERO (kg/m <sup>2</sup> )																		
i [m]	1.00		1.25		1.50		1.75		2.00		2.25		2.50		2.75		3.00	
s[mm]	$\sigma$	f	$\sigma$	f	$\sigma$	f	$\sigma$	f	$\sigma$	f	$\sigma$	f	$\sigma$	f	$\sigma$	f	$\sigma$	f
0,5	501	1.032	321	528	223	306	164	193	126	129	99	91	80	66	66	50	56	38
0,6	678	1.239	434	634	301	367	221	231	169	155	134	109	108	79	90	60	75	46
0,7	878	1.446	562	740	390	428	287	270	219	181	173	127	140	93	116	70	98	54
0,8	1.103	1.653	706	846	490	490	360	308	276	207	218	145	177	106	146	79	123	61
1,0	1.567	2.067	1.003	1.058	696	612	512	386	392	258	309	181	251	132	207	99	174	76

Figura 3.11 Panel de cerramiento

### **3.4.1 ESTUDIO DE LAS CARGAS**

Para el estudio del cerramiento únicamente tenemos que estudiar el peso propio y sobrecarga de viento ya que al situarse en vertical la única acción desfavorable que afecta de forma paralela es el peso propio y de forma perpendicular la sobrecarga de viento

#### **3.4.1.1 Peso propio**

La carga propia es la carga de nuestro panel, en nuestro caso es el siguiente:

9.76 kg/m<sup>2</sup>

En este caso no se descompone ya que se utiliza la carga gravitatoria

#### **3.4.1.2 Sobrecarga de viento**

La fórmula que tenemos que utilizar es la misma que para la de la cubierta:

$$q_e = q_b \times c_e \times c_p$$

En este caso el único coeficiente que varía respecto a la cubierta es el coeficiente eólico de presión exterior.

**Tabla D.3 Paramentos verticales**

Ejemplos de alzados

Planta

$e = \min(b, 2h)$

A (m <sup>2</sup> )	h/d	Zona (según figura), $-45^\circ < \theta < 45^\circ$				
		A	B	C	D	E
≥ 10	5	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	0,7	-0,3
5	5	-1,3	-0,9	-0,5	0,9	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	0,8	-0,3
2	5	-1,3	-1,0	-0,5	0,9	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	0,7	-0,3
≤ 1	5	-1,4	-1,1	-0,5	1,0	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	"	-0,3

Tabla 3.14. Coeficientes viento

Vamos a estudiar la fuerza que ejerce el viento por chapa de cubierta que colocamos. Las naves tienen una altura máxima de 11.73 m y como el panel seleccionado tiene un metro de ancho, se estudia cuanta fuerza ejerce el viento en  $11.73 \text{ m}^2$ .

Nave principal

Zonas	A	B	D	E
	-1.2	-0.8	0.74	-0.388

Tabla 3.15 Coeficientes viento izquierda- derecha cerramiento lateral nave principal.

$$h = 11.73 \text{ m}$$

$$e = \min(b, 2h) = \min(50, 23.46) = 23.46 \text{ m}$$

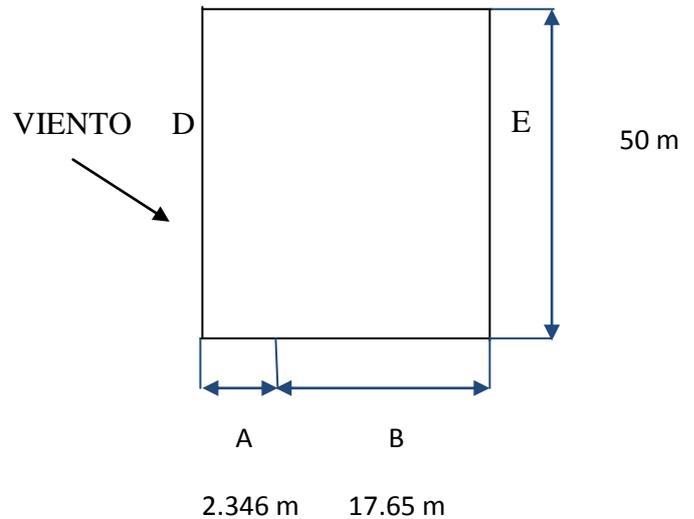
$$\frac{e}{10} = \frac{23.46}{10} = 2.346 \text{ m}$$

E

$$L = 50 \text{ m}$$

$$D = 20 \text{ m}$$

$$\frac{h}{d} = 0.58 \text{ m}$$



Para obtener los valores de viento utilizaremos la fórmula  $q_e = q_b \times c_e \times c_p$ , con los mismos coeficientes antes explicados para el cálculo de cubierta.

$$q_a = 0.52 \times 1.88 \times (-1.2) = -1.16 \text{ KN/m}^2$$

$$q_b = 0.52 \times 1.88 \times (-0.8) = -0.77 \text{ KN/m}^2$$

$$q_d = 0.52 \times 1.88 \times 0.74 = 0.72 \text{ KN/m}^2$$

$$q_e = 0.52 \times 1.88 \times (-0.38) = -0.37 \text{ KN/m}^2$$

#### Nave adosada

$$h = 11.73 \text{ m}$$

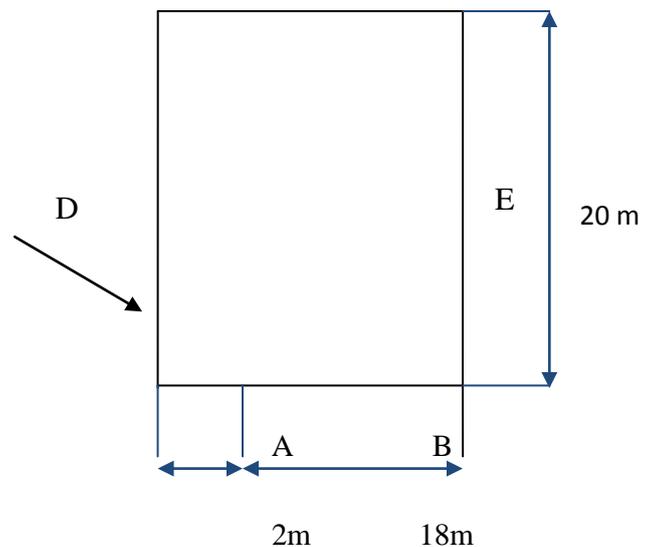
$$e = \min(b, 2h) = \min(20, 23.46) = 20 \text{ m}$$

$$\frac{e}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ m}$$

E L=20m

$$D = 20 \text{ m}$$

$$\frac{h}{d} = 0.58 \text{ m}$$



ZONAS	A	B	D	E
	-1.2	-0.8	0.74	-0.388

Tabla 3.16 Coeficientes viento izquierda- derecha cerramiento lateral nave principal

$$q_a = 0.52 \times 1.88 \times (-1.2) = -1.16 \text{ KN/m}^2$$

$$q_b = 0.52 \times 1.88 \times (-0.8) = -0.77 \text{ KN/m}^2$$

$$q_d = 0.52 \times 1.88 \times 0.74 = 0.77 \text{ KN/m}^2$$

$$q_e = 0.52 \times 1.88 \times (-0.38) = -0.37 \text{ KN/m}^2$$

□ □ Viento de frente, sotavento

Nave principal

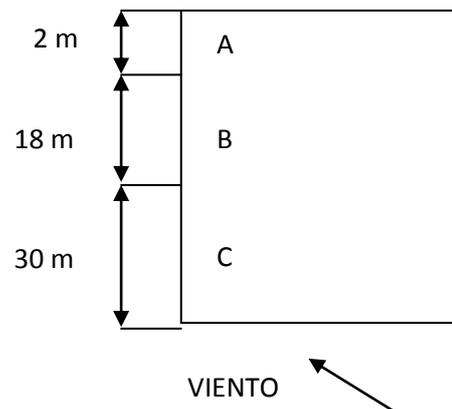
$$h = 11.73 \text{ m}$$

$$e = \min(b, 2h) = \min(20, 23.46) = 20 \text{ m}$$

$$\frac{e}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ m}$$

$$D = 50 \text{ m}$$

$$\frac{h}{d} = 0.23 \text{ m}$$



ZONAS	A	B	C	D	E
	-1.2	-0.8	-0.5	0.7	-0.3

Tabla 3.17 Coeficientes viento de frente nave principal.

$$q_a = 0.52 \times 1.88 \times (-1.2) = -1.16 \text{ KN/m}^2$$

$$q_b = 0.52 \times 1.88 \times (-0.8) = -0.77 \text{ KN/m}^2$$

$$q_c = 0.52 \times 1.88 \times (-0.5) = -0.488 \text{ KN/m}^2$$

$$q_d = 0.52 \times 1.88 \times 0.7 = 0.684 \text{ KN/m}^2$$

$$q_e = 0.52 \times 1.88 \times (-0.3) = -0.293 \text{ KN/m}^2$$

El coeficiente de presión interior obtendrá un valor. Al pegar el viento sobre el cerramiento se genera una succión, tal y como se ha explicado con anterioridad.

La presión interior toma el siguiente valor:

$$\text{Para sotavento: } = 0.52 \times 1.75 \times (-0.5) = \mathbf{-0.455 \text{KN/m}^2}$$

Una vez obtenidos los valores de la presión interior, habrá que sumarlos a las presiones exteriores del viento de frente.

$$q_a = -0.705 \text{ KN/m}^2$$

$$q_b = -0.315 \text{ KN/m}^2$$

$$q_c = -0.033 \text{ KN/m}^2$$

$$q_d = -0.22 \text{ KN/m}^2$$

$$q_e = -0.162 \text{ KN/m}^2$$

#### Nave adosada

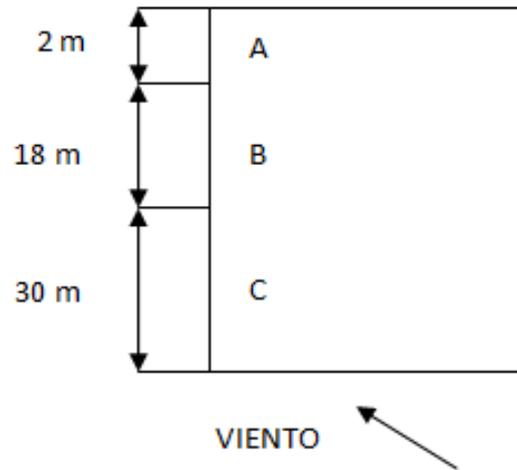
$$h = 11.73 \text{ m}$$

$$e = \min(b, 2h) = \min(20, 23.46) = 20 \text{ m}$$

$$\frac{e}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ m}$$

$$D = 20 \text{ m}$$

$$\frac{h}{d} = 0.58 \text{ m}$$



ZONAS	A	B	D	E
	-1.2	-0.8	0.74	-0.388

Tabla 3.18. Coeficientes de viento de frente nave adosada.

$$q_a = 0.52 \times 1.88 \times (-1.2) = -1.16 \text{ KN/m}^2$$

$$q_b = 0.52 \times 1.88 \times (-0.8) = -0.77 \text{ KN/m}^2$$

$$q_d = 0.52 \times 1.88 \times 0.74 = 0.72 \text{ KN/m}^2$$

$$q_e = 0.52 \times 1.88 \times (-0.38) = -0.37 \text{ KN/m}^2$$

Se suma el valor de la presión interior, tal y como se ha realizado para la nave principal:

$$q_a = -0.705 \text{ KN/m}^2$$

$$q_b = -0.315 \text{ KN/m}^2$$

$$q_d = -0.265 \text{ KN/m}^2$$

$$q_e = -0.085 \text{ KN/m}^2$$

### 3.4.2 COMBINACIÓN DE CARGA DE LA CUBIERTA

En este caso a la hora de hacer las combinaciones la haremos por separado la sobrecarga de viento y el peso propio, ya que como he dicho antes la sobrecarga de viento actúa de forma perpendicular a la cubierta y el peso propio es gravitatorio, es decir, actúa de forma paralela.

Observando las cargas de viento calculadas, se obtiene que las más desfavorables sean las correspondientes a las zonas A y B de viento izquierda-derecha:

$$q_a = -1.16 \text{ KN/m}^2$$

$$q_b = -0.77 \text{ KN/m}^2$$

Como el ancho del panel será de 1 metro, un panel entero entrará en la zona A, de mayor carga, por tanto se comprobara que dicho panel aguanta.

Combinaciones:

Perpendicular: 1.5 SV

Paralelo: 1.35 CP

### **3.4.3 CÁLCULO A RESISTENCIA DEL CERRAMIENTO**

Para el estudio a resistencia del cerramiento, debemos quedarnos con la combinación de carga más desfavorable que debe soportar, que será la carga de viento:

$$1.5 \text{ SV} = 1.76 \text{ KN/m}^2$$

Según los datos técnicos del cerramiento, este resiste:

$$276 \text{ kg/m}^2 \quad 2.71 \text{ KN/m}^2$$

Por tanto:

$$2.71 \text{ KN/m}^2 > 1.76 \text{ KN/m}^2$$

**Es capaz de soportar la mayor hipótesis de carga.**

## **3.5 ESTUDIO DE LAS CORREAS LATERALES**

En este apartado se realizará el estudio de las cargas que afectan a las correas laterales, y su posterior dimensionamiento, que se realizará de manera muy parecida a las correas de cubierta, solo que en este caso no tendrá sobrecarga de uso ni de nieve.

Estas correas servirán como sujeción del paramento vertical, y la distancia entre correas que hemos elegido, y que el panel consideraba adecuado es de 2,5m. Resultando 5 correas laterales.

### **3.5.1 ESTUDIO DE LAS CARGAS.**

#### **3.5.1.1 Peso propio**

El estudio comenzará con un perfil **IPE 140**, cuyo peso es 12.9 kg/m. Y el peso del panel seleccionado es 9.76 kg/m<sup>2</sup>.

Para convertir el peso del panel a una carga lineal, tendremos que multiplicar por la distancia entre correas elegida, 2.5m. Resultando el peso del panel:

- Panel:  $9.76 \times 2.5 = 24.4$  kg/m
- Correas: 12.9 kg/m
- C.P.=  $24.4 + 12.9 = 37.3$  kg/m = **0.373 kg/cm**

#### **3.5.1.2 Sobrecarga de viento**

Tal y como se ha descrito para el estudio del cerramiento, la peor situación del viento será la del viento de izquierda a derecha:

$$q_a = -1.16 \text{ KN/m}^2$$

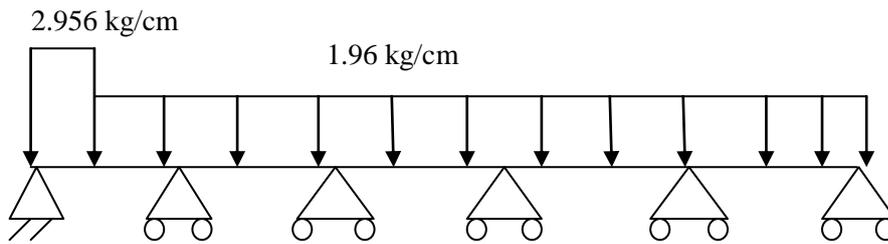
$$q_b = -0.77 \text{ KN/m}^2$$

La carga lineal queda:

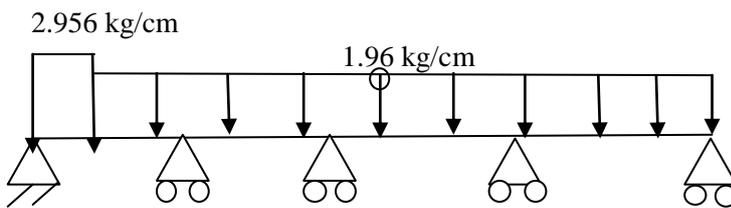
$$q_a = -1.16 \times 2.5 = -2.9 \text{ KN/m} = -2.956 \text{ kg/cm}$$

$$q_b = -0.77 \times 2.5 = -1.925 \text{ KN/m} = -1.96 \text{ kg/cm}$$

Correa 25 m



Correa 20 m



### 3.5.2 COMBINACIONES DE ACCIONES PARA CORREAS LATERALES

Conocidos los valores de las cargas que afectan a la correas, es momento de aplicar los valores obtenidos a las combinaciones más desfavorables. En este caso de correas laterales las combinaciones se reducen bastante, ya que no actúan ni la nieve ni el uso.

#### 3.5.2.1 Combinaciones estado límite último

Perpendiculares (eje fuerte):

$$1.5 \times S.V. = 1.5 \times -2.956 \text{ kg/cm} = -4.434 \text{ kg/cm}$$

$$1.5 \times -1.96 \text{ kg/cm} = -2.94 \text{ kg/cm}$$

Paralelas (eje débil):

$$1.35 \times C.P. = 1.35 \times 0.373 \text{ kg/cm} = -0.504 \text{ kg/cm}$$

### 3.5.2.1.2 Estudio a resistencia

Se cogerá el mayor momento flector obtenido en las combinaciones perpendiculares, con su correspondiente momento en la combinación paralela, en la misma viga y sección.

IPE 140:

$$W_x = 77.3 \text{ cm}^3$$

$$W_y = 12.3 \text{ cm}^3$$

Momentos obtenidos:

Correas 25 m

$$M_x = 86118.1 \text{ Kg cm}$$

$$M_y = 13263 \text{ Kg cm}$$

Correas 20 m

$$M_x = 86113.3 \text{ Kg cm}$$

$$M_y = 13500 \text{ Kg cm}$$

$$f_{y,d} = \frac{f_y}{\gamma_M} = \frac{275}{1.05} = 261.9 \text{ N/mm}^2 = 2669.7 \text{ kg/cm}^2$$

Correas 25 m

$$\frac{M_y}{W_{el,y}} + \frac{M_z}{W_{el,z}} = \frac{86118.1}{77.3} + \frac{13263}{12.3} = 2192.36 \text{ kg/cm}^2$$

$$2211.57 \text{ kg/cm}^2 < 2669.7 \text{ kg/cm}^2$$

Correas 20 m

$$\frac{M_y}{W_{el,y}} + \frac{M_z}{W_{el,z}} = \frac{86113.3}{77.3} + \frac{13500}{12.3} = 2211.57 \text{ kg/cm}^2$$

$$2211.57 \text{ kg/cm}^2 < 2669.7 \text{ kg/cm}^2$$

Ahora habría que coger el mayor momento flector en la combinación paralela con su correspondiente en perpendicular. Pero resulta ser la misma que la correspondiente que se ha usado al coger la mayor perpendicular, con su correspondiente paralela.

Como se puede comprobar la IPE 140 aguanta a resistencia.

### **3.5.2.2 Combinaciones estado límite de servicio**

-Perpendiculares (eje fuerte):

$$1.V1 = -2.956 \text{ kg/cm}$$

$$-1.96 \text{ kg/cm}$$

-Paralelas (eje débil):

$$1. CP = 0.373 \text{ kg/cm}$$

#### **3.5.2.2.1 Estudio flecha:**

Se cogerá la mayor flecha obtenida en las combinaciones perpendiculares, con su correspondiente flecha en la combinación paralela, en la misma viga y sección.

$$\delta = \frac{L}{300} = \frac{500}{300} = 1.67 \text{ cm}$$

Correas 20m

$$\delta_{max,perp} = 0.87 \text{ cm}$$

$$\delta_{paral} = 1.28 \text{ cm}$$

$$\delta_{Result} = \sqrt{\delta_{max,perp} + \delta_{paral}} = \sqrt{0.87^2 + 1.28^2} = 1.54 \text{ cm}$$

1.54 cm < 1.67 cm → **AGUANTA**

$$\delta_{max,paral} = 1.3 \text{ cm}$$

$$\delta_{perp} = 0.7 \text{ cm}$$

$$\delta_{Result} = \sqrt{\delta_{max,paral} + \delta_{perp}} = \sqrt{1.3^2 + 0.7^2} = 1.47 \text{ cm}$$

1.47cm < 1.67 cm → **AGUANTA**

### Correas 25m

$$\delta_{max,perp} = 0.92 \text{ cm}$$

$$\delta_{paral} = 0.32 \text{ cm}$$

$$\delta_{Result} = \sqrt{\delta_{max,perp} + \delta_{paral}} = \sqrt{0.92^2 + 0.32^2} = 0.97 \text{ cm} < 1.67 \text{ cm} \rightarrow \text{AGUANTA}$$

$$\delta_{max,paral} = 1.32$$

$$\delta_{perp} = 0.71$$

$$\delta_{Result} = \sqrt{\delta_{max,paral} + \delta_{perp}} = \sqrt{1.32^2 + 0.71^2} = 1.49 \text{ cm} < 1.67 \text{ cm} \rightarrow \text{AGUANTA}$$

### 3.1.6 PUENTE GRÚA

Para tener la posibilidad de manipular los elementos del motor, y demás elementos, se coloca una grúa puente birrail. Esta grúa puente recorrerá longitudinalmente la nave principal.

En la siguiente figura se conceptualiza los diferentes elementos que entran en juego para el correcto funcionamiento del puente grúa.

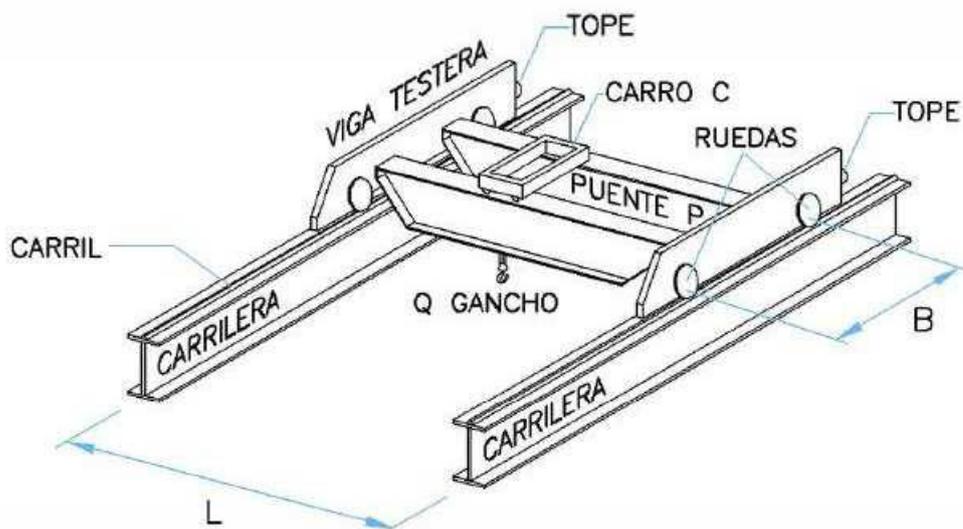


Figura 3.12 elementos correcto funcionamiento puente grúa

#### 3.1.6.1 VIGA CARRIL

##### Datos iniciales

La viga carril de 30m de longitud es estudiada como viga continua multiapoyada con luz entre apoyos de 5m que es la distancia entre pórticos. Ejercerán de apoyos las ménsulas que se encuentran empotradas a los pilares a una altura de 8m, unidas a estos mediante placa testa.

La elevada carga (2.5Tn) y la gran luz entre pilares hacen que se requiera el empleo de una grúa puente birrail de la empresa GRÚAS JASO.

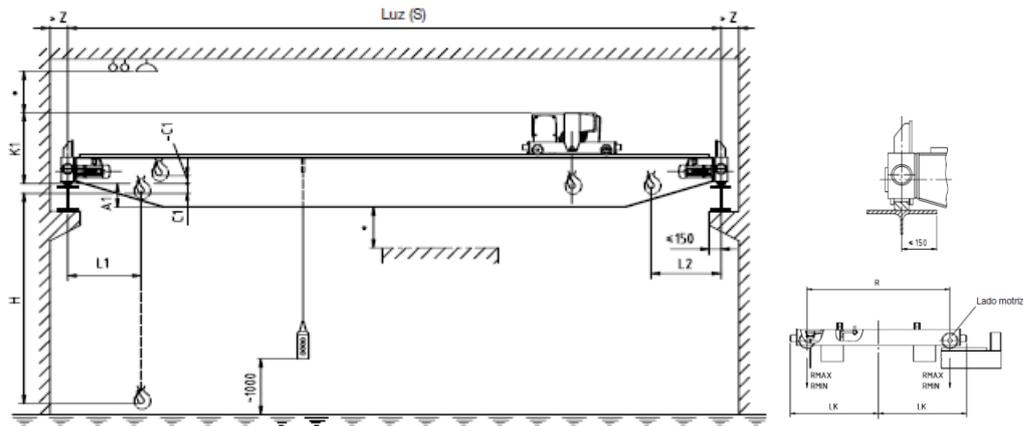


Figura 3.13 Puente grúa

Características del puente grúa:

La luz del puente grúa, S: 20m

Capacidad: 2500 kg

Diámetro de las ruedas: 160 mm

Distancia entre ejes de las ruedas = LR = 3250 mm

Peso total de la grúa = 5390 kg

Reacción máxima por rueda = 2660 kg

Reacción mínima por rueda = 1285 kg

Las cargas máxima y mínima por rueda en KN: esta hipótesis de cálculo se corresponde con la situación de llegada de polipasto a una de las ménsulas. Esta será la situación más desfavorable, laque más solicite tanto a la ménsula como a la viga carril.

### Clasificación de puente grúa

La clasificación del puente grúa se lleva a cabo en observancia de la norma UNE 76-201-88. En la Tabla 1 se especifica diferentes tipos de puente grúa. En el caso del presente proyecto se opta por puente grúa de almacén.

**Tabla 1**  
Ejemplo de clasificación de los aparatos de elevación

Denominación	Condiciones de utilización	Condiciones de carga
Puente grúa de central	A	1-2
Puente grúa de montaje y desmontaje para sala de máquinas	A	2-3
Puente grúa de almacén	B-C	2-3
Puente grúa de taller con gancho	B	2-3
Puente grúa con cuchara	B-C-D	4
Puente grúa para parque de chatarra o puente con electroimán*	B-C	4
Puente de colada*	B	4
Puente rompe-fundición*	B-C	4
Puente para deslingotar*	C-D	4
Puente para hornos de fosa*	B-C	4
Puente cargador de hornos*	C-D	4
Puente para forja*	C-D	4
Pórtico con gancho para servicio de parque de material	B-C	3
Pórtico con cuchara	B-C-D	4
Pórtico con gancho para descarga o carga sobre vehículo	B-C	3
Pórtico para almacén	B-C-D	4
Pórtico para desmontaje de material	A-B	2-3
Grúa para desmontaje y montaje de material	A-B	2-3
Grúa con gancho	B-C	3
Grúa con cuchara	B-C-D	4
Grúa de dique	B	3-4
Grúa de puerto con gancho	B-C	3
Grúa de puerto con cuchara	B-C	4
Grúa para servicio excepcional	A	1-2
Grúa flotante con gancho	A-B	3
Grúa flotante con cuchara	A-B	4
Grúa de astillero	A-B	3
Grúa de reparación sobre vía férrea	A	2-3
Grúa de a bordo	B	3-4
Grúa velocípeda automóvil	B-C	3
Grúa derrick	A-B	3
Monocarril (según utilización)		
Pórtico y puente para contenedores	B-C	3

Tabla 3.19 Clasificación aparatos de elevación.

Con las condiciones de utilización se obtiene en la tabla 2 el número convencional de ciclos de maniobra. En el caso del presente proyecto para una grúa.

**Tabla 2**  
**Condiciones de utilización**

Condiciones de utilización	Número convencional de ciclos de maniobra, Nm	Observaciones
U <sub>0</sub>	1,6 × 10 <sup>4</sup>	Utilización ocasional
U <sub>1</sub>	3,2 × 10 <sup>4</sup>	
U <sub>2</sub>	6,3 × 10 <sup>4</sup>	
U <sub>3</sub>	1,25 × 10 <sup>5</sup>	
U <sub>4</sub>	2,5 × 10 <sup>5</sup>	Utilización regular en servicio ligero
U <sub>5</sub>	5 × 10 <sup>5</sup>	Utilización regular en servicio intermitente
U <sub>6</sub>	1 × 10 <sup>6</sup>	Utilización regular en servicio intensivo
U <sub>7</sub>	2 × 10 <sup>6</sup>	Utilización intensiva
U <sub>8</sub>	4 × 10 <sup>6</sup>	
U <sub>9</sub>	Más de 4 × 10 <sup>6</sup>	

Tabla 3.20 Condiciones de utilización

Las condiciones de carga son referentes de la carga que levanta el puente grúa y la frecuencia con que se realiza. Véase la tabla 3.

**Tabla 3**  
**Condiciones de carga**

Condiciones de carga	Observaciones
Q1 – Ligero	Aparato que levanta raramente la carga útil y corrientemente cargas muy pequeñas.
Q2 – Moderado	Aparato que levanta con bastante frecuencia la carga útil y corrientemente cargas pequeñas.
Q3 – Pesado	Aparato que levanta con bastante frecuencia la carga útil y corrientemente cargas medianas.
Q4 – Muy pesado	Aparato que corrientemente maneja cargas próximas a la carga útil

Tabla 3.21. Condiciones de carga

Con las condiciones de carga y las de utilización se entra en la tabla 4 de clasificación de puentes grúa:

**Tabla 4**  
Clasificación de los puentes grúa

Condiciones de carga	Condiciones de utilización									
	U <sub>0</sub>	U <sub>1</sub>	U <sub>2</sub>	U <sub>3</sub>	U <sub>4</sub>	U <sub>5</sub>	U <sub>6</sub>	U <sub>7</sub>	U <sub>8</sub>	U <sub>9</sub>
Q1 – Ligero	1	1	1	2	3	4	5	6	7	8
Q2 – Moderado	1	1	2	3	4	5	6	7	8	8
Q3 – Pesado	1	2	3	4	5	6	7	8	8	8
Q4 – Muy Pesado	2	3	4	5	6	7	8	8	8	8

Tabla 3.22 clasificación de los puentes grúa

Finalmente de entre los grupos 2, 3 y 4 se selecciona aquel que es el más desfavorable en cuanto a coeficientes dinámicos y según la tabla 5 el coeficiente de mayoración dinámico más elevado se da para los grupos 3 y 4.

**Tabla 5**  
Valor del coeficiente de efectos dinámicos vertical

Grupo	Viga carrilera	Soportes
	máx	máx
1 y 2	1,1	1,0
3 y 4	1,15	1,0
5 y 6	1,25	1,1
7 y 8	1,35	1,2

Tabla 3.23 Valor del coeficiente de efectos dinámicos vertical

### **Selección de viga raíl y viga carril**

Para viga carril se selecciona el perfil HEB 220 de material acero S275JR. Los perfiles

HEB 220:

$$W_x = 735.5 \text{ cm}^3$$

$$W_y = 258 \text{ cm}^3$$

$$A = 91 \text{ cm}^2$$

$$P = 71.5 \text{ kg/m}$$

### **Solicitaciones sobre viga carril**

En la viga actúan las fuerzas de peso propio y las generadas por el puente grúa que son transmitidas a través de las ruedas.

Se distinguen 3 tipos de solicitaciones:

A) Verticales: peso propio + peso viga raíl + peso puente grúa + carga elevada

En las tablas de fabricante se especifica las reacciones por rueda para la situación pésima que no es otra que cuando el puente grúa se encuentra cargado a su máxima capacidad y el polipasto visita la ménsula.

B) Horizontales longitudinales: según el autor Argüelles Álvarez en el capítulo 15 de Naves industriales en el apartado 15.3.1 (bases de cálculo, acciones, puente grúa) del libro “Estructuras de acero: uniones y sistemas estructurales” pueden ser consideradas:  
 $HL = \Sigma V/7$ .

Estas cargas son producidas por el frenado o aceleración del puente grúa en su translación sobre las vigas carriles.

C) Horizontales transversales: según el mismo autor y libro, estas cargas pueden ser tratadas como:

$$HT = \Sigma V / 10.$$

Estas sollicitaciones las genera el polipasto al frenar o al acelerar en su recorrido a lo largo del puente grúa. Estas cargas están ilustradas en la siguiente figura:

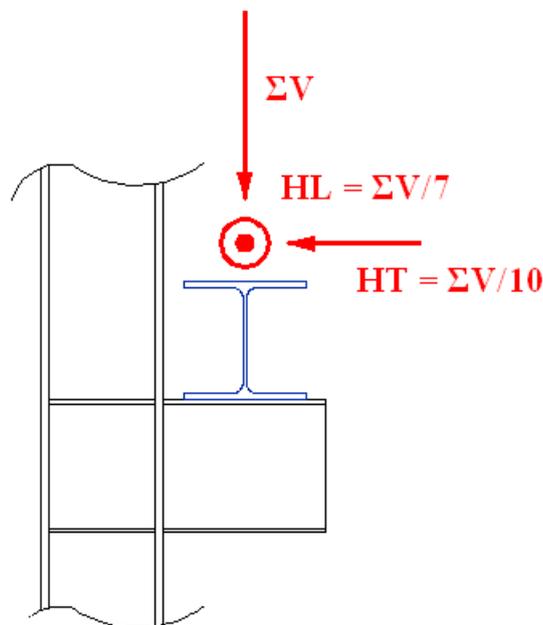


Figura 3.14 cargas viga carril

### Combinación y mayoración de acciones

La viga carril estará expuesta a las siguientes cargas:

#### Carga permanente

Peso propio de la viga carril

#### Cargas dinámicas debidas a puente grúa:

$\Sigma V$

$$HL = \Sigma V/7$$

$$HT = \Sigma V/10$$

Las cargas verticales y horizontales se transmiten a través de las 2 ruedas separadas entre sí una distancia “d” luego tanto las cargas verticales como las cargas horizontales transversales también tendrán entre sí una distancia “d”. En la figura se ilustra la explicación:

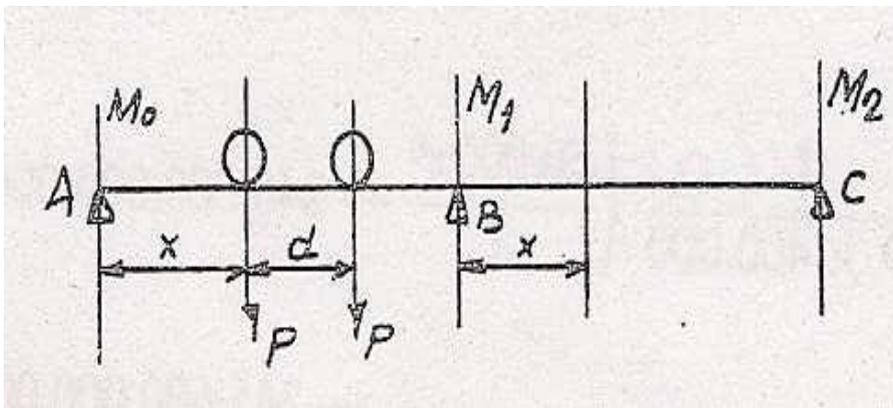


Figura 3.15 cargas verticales y horizontales transmitidas por las ruedas

Para hallar el mayor momento flector que las cargas máximas por rueda puedan ocasionar sobre la viga y poder estudiar así la aptitud del perfil tanto a resistencia (ELU) como a servicio (ELS) ante la situación más desfavorable, se emplea la tabla 127 (figura 3.22) de la página 499 de C. Nachtergal “Estructuras metálicas cálculos y construcción”.

El parámetro de entrada a esta tabla es  $d/L$ ; donde  $d$  es la distancia entre ruedas y  $L$  es la luz entre pórticos. Para el presente proyecto  $d = 3250\text{mm}$  y  $L = 5000\text{mm}$ .  $d/L = 0.65$

TABLA 127. Vigas continuas. Dos cargas móviles iguales de separación constante.

$\frac{d}{l}$	Momento flector $M_1$ sobre el segundo apoyo		Momento flector $M_2$ sobre el tercer apoyo		Momentos positivos				Reacciones	
	$x$ medido a partir del primer apoyo		$x$ medido a partir del segundo apoyo		Primer tramo		Segundo tramo			
	$\frac{x}{l}$	$M_1$	$\frac{x}{l}$	$M_2$	$\frac{x}{l}$	$Mx$ máx.	$\frac{x}{l}$	$Mx$ máx.	$R_A$	$R_B$
0	0,578	-0,206Pl	0,616	-0,172Pl	0,437	+0,409Pl	0,495	+0,345Pl	2,000	2,000
0,05	0,552	0,206	0,590	0,172	0,417	0,396	0,489	0,321	1,937	1,975
0,10	0,525	0,204	0,563	0,171	0,407	0,364	0,484	0,299	1,874	1,946
0,15	0,497	0,201	0,534	0,168	0,397	0,343	0,479	0,279	1,811	1,913
0,20	0,469	0,197	0,504	0,164	0,389	0,323	0,474	0,261	1,749	1,877
0,25	0,439	0,192	0,472	0,159	0,380	0,304	0,470	0,243	1,687	1,842
0,30	0,408	0,186	0,438	0,153	0,372	0,287	0,466	0,226	1,627	1,803
0,35	0,375	0,179	0,402	0,147	0,366	0,271	0,462	0,212	1,568	1,768
0,40	0,342	0,170	0,365	0,139	0,361	0,256	0,458	0,200	1,510	1,723
0,45	0,307	0,161	0,327	0,146	0,357	0,242	0,455	0,190	1,454	1,675
0,50	0,275	0,160	0,288	0,153	0,351	0,229	0,453	0,180	1,399	1,630
0,55	0,200	0,167	0,253	0,160	0,435	0,218	0,450	0,172	1,347	1,582
0,60	0,675	0,172	0,698	0,164	0,348	0,208	0,408	0,165	1,297	1,532
0,65	0,651	0,176	0,674	0,168	0,350	0,199	0,409	0,159	1,249	1,480
0,70	0,627	0,180	0,648	0,170	0,354	0,191	0,410	0,155	1,204	1,430
0,75	0,603	0,181	0,623	0,172	0,357	0,185	0,411	0,151	1,162	1,378
0,80	0,579	0,182	0,598	0,171	0,361	0,180	0,413	0,148	1,123	1,323
0,85	0,556	0,181	0,574	0,170	0,368	0,177	0,414	0,146	1,087	1,268
0,90	0,532	0,180	0,549	0,167	0,375	0,174	0,416	0,145	1,054	1,213
0,95	0,517	0,178	0,524	0,164	0,386	0,173	0,418	0,145	1,025	1,157
1,00	0,487	0,174	0,499	0,159	0,392	0,173	0,420	0,145	1,000	1,100

Tabla 3.24 Vigas continuas

Teniendo  $L/d = 0.65$  se tiene que:

Para  $d/L = 0.65$   $M$  máx. =  $0.199 \times P \times L$

Por tanto se considera  $M$  máx. =  $0.199 \times P \times L$

Una de las cargas estará aplicada en  $X = 0.350 \times 500\text{cm} = 175 \text{ cm}$

### Comprobación estado límite último

Para la comprobación de ELU se mayoran las cargas variables del puente grúa (1.5 las variables y 1.35 la permanente: peso viga carril)

Permanente:  $G = 1.35 \times 61.3 \text{ kg/m} = 82.755 \text{ kg/m}$

$V = \text{CDINÁMICO} \times \text{RMÁX.} = 1.5 \times 1.15 \times 2260 = 3898.5 \text{ kg}$

$$HL = V/7 = 556.93 \text{ kg}$$

$$HT = V/10 = 389.85 \text{ kg}$$

### **Comprobación límite de servicio**

Para la comprobación de ELS no se mayoran las cargas variables del puente grúa

Permanente:  $G = 61.3 \text{ kg/m}$

$$V = \text{CDINÁMICO} * \text{RMÁX.} = 1.15 \times 2260 = 3390 \text{ kg}$$

$$HL = V/7 = 484.29 \text{ kg}$$

$$HT = V/10 = 339 \text{ kg}$$

Independientemente del tipo de comprobación siempre se mayorará con el coeficiente dinámico.

### **Comprobación viga carril**

HEB 220:

$$W_x = 735.5 \text{ cm}^3$$

$$W_y = 258 \text{ cm}^3$$

$$A = 91 \text{ cm}^2$$

Los momentos flectores han sido comprobados con CESPLA, con el mismo programa se han obtenido las flechas.

### Comprobación de ELU

En vertical:

$$M_{max_x} = 363824 \text{ kg x cm}$$

$$M_{max_y} = 29662.5 \text{ kg x cm}$$

$$\frac{M_{Vertical}}{W_x} + \frac{M_{Horizontal}}{W_y} = \frac{363824}{735.5} + \frac{29662.5}{258.5} = 609.41 \leq 2619 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{AGUANTA}$$

### Comprobación de ELS

La flecha admisible es:

$$L/1000 = 0.5 \text{ cm en horizontal}$$

$$L/750 = 0.667 \text{ cm en vertical.}$$

.

En vertical:

$$\text{Flecha} = 0.41 \text{ cm} < 0.667 \text{ cm} \rightarrow \text{AGUANTA}$$

En horizontal:

$$\text{Flecha} = 0.35 \text{ cm} < 0.5 \text{ cm} \rightarrow \text{AGUANTA}$$

**Queda demostrado que el perfil HEB 220 cumple con todos los requerimientos en las situaciones pésimas. Por tanto se adopta dicho perfil, HEA 220, para vigas carril.**

## **3.6 ESTUDIO DEL PÓRTICO**

### **3.6.1 INTRODUCCIÓN**

Se colocarán 11 pórticos en la nave principal y 5 pórticos en la adosada, con una separación entre sí de 5 m, y una luz de 20 m.

La nave principal tiene una longitud de 50m mientras que la nave adosada tiene una longitud de 20 m. Realizaremos el estudio de ambas naves como si se tratara de una nave en dientes de sierra.

Se contará con pilares de 10m de altura y con dinteles de 10,15 m de longitud.

Finalmente se seleccionará los resultados más desfavorables de entre todos los pórticos.

### **3.6.2 ESTUDIO DEL PÓRTICO**

#### **3.6.2.1 Estudio de las cargas**

##### ***3.6.2.1.1 Cargas permanentes***

###### **3.6.2.1.1.1 Peso propio sobre el dintel**

Para el estudio del peso propio del dintel se debe tener en cuenta el peso de la cubierta, el peso de las correas y el propio peso del dintel que se vaya a colocar. Se comprobará si aguanta un perfil HEB 360.

*-Peso del panel: 8.6 kg/m<sup>2</sup>*

$$CP=8.6 \text{ kg/m}^2 \times 5\text{m} = 43 \text{ kg/m} = 0.43 \text{ kg/cm}$$

*- Peso de las correas de cubierta*

Pasamos el peso de las correas kg/cm.

Multiplicamos por la distancia entre pórticos y obtenemos una carga puntual.

Multiplicamos por el número de correas.

Dividimos entre la longitud del dintel para obtener una carga distribuida.

Correas IPE 120= 8.4 kg/m= 0.084 kg/cm

$$CP = \frac{0.084 \text{ kg/cm} \times 500 \text{ cm} \times 21 \text{ correas}}{1015 \text{ cm}} = 0.87 \text{ kg/cm}$$

□ □ Peso del dintel:

CP= 142 kg/m = 1.42 kg/cm

**CP<sub>TOTAL</sub>** = 0.43 kg/cm + 0.87 kg/cm + 1.42 kg/cm = 2.72 kg/cm

#### 3.6.2.1.1.2 Peso propio sobre el pilar

Para el estudio del peso propio del pilar se debe tener en cuenta el peso de la cubierta, el peso de las correas y el propio peso del pilar que se vaya a colocar. Se comprobará si aguanta un perfil HEB 600.

- Peso del panel: 9.76 kg/m<sup>2</sup>

$$CP = 9.76 \text{ kg/m}^2 \times 5 \text{ m} = 48.8 \text{ kg/m} = 0.488 \text{ kg/cm}$$

-Peso de las correas de cubierta

Correas IPE 140 = 12.9 kg/m

$$CP = \frac{0.129 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \times 500 \text{ cm} \times 5 \text{ correas}}{1000 \text{ cm}} = 0.3225 \text{ kg/cm}$$

-Peso del pilar:

$$212 \text{ kg/m} = 2.12 \text{ kg/cm}$$

$$CP_{TOTAL} = 0.488 \text{ kg/cm} + 0.3225 \text{ kg/cm} + 2.12 \text{ kg/cm} = 2.93 \text{ kg/cm}$$

### 3.6.2.1.2 Cargas variables

#### 3.6.2.1.2.1 Sobrecargar de uso

Como en el caso anterior se debe coger la sobrecarga de uso de forma perpendicular que es la misma que se utilizó para el estudio de la cubierta.

$$SU = 0.4 \text{ KN/m}^2$$

-se multiplica por el  $\cos 10^\circ$  porque se da la carga en proyección horizontal.

-se multiplica por la distancia entre pórticos para obtener una carga distribuida.

- se pasa a kg/cm para introducirlo en el CESPLA.

$$SU = 0.4 \text{ KN/m}^2 \cos 10^\circ \times 5 \text{ m} = 1.99 \text{ kg/cm}$$

#### 3.6.2.1.2.2 Sobrecarga de nieve

También debe estar en perpendicular con lo que también coincide con la utilizada para el estudio de la cubierta.

En la zona donde ocurre la acumulación de nieve tendremos un valor de  $2.12 \text{ KN/m}^2$  mientras que en el resto del faldón  $0.67 \text{ KN/m}^2$ .

-se multiplica por la distancia entre pórticos para obtener una carga distribuida.

- se pasa a kg/cm para introducirlo en el CESPLA.

$$SN_{\text{acumulación de nieve}} = 2.12 \text{ KN/m}^2 \times 5\text{m} = 10.6 \text{ KN/m} = 10.8 \text{ kg/cm}$$

$$SN_{\text{para el resto}} = 0.67 \text{ KN/m}^2 \times 5\text{m} = 3.35 \text{ KN/m} = 3.41 \text{ kg/cm}$$

### 3.6.2.1.2.3 Sobrecarga de viento

El primer y último pódico no se estudian porque sólo abarcan media área tributaria. Cogemos los dibujos correspondientes a cada viento y observamos por qué zonas de viento se ve afectado cada pódico, quedándonos con el pódico más desfavorable para cada viento.

Los coeficientes de viento que utilizaremos ahora serán los mismos que hemos usado en el cálculo de cerramientos y correas tanto para la cubierta como para la fachada.

#### **Viento 1 en el dintel (presión) (izqda.-dcha.)**

Coeficientes del viento:

#### *Presión*

$$q_f = 0.52 \times 1.88 \times 0.1 = 0.098 \text{ KN/m}^2$$

$$q_g = 0.52 \times 1.88 \times 0.1 = 0.098 \text{ KN/m}^2$$

$$q_h = 0.52 \times 1.88 \times 0.1 = 0.098 \text{ KN/m}^2$$

$$q_i = 0.52 \times 1.88 \times -0.3 = -0.29 \text{ KN/m}^2$$

$$q_j = 0.52 \times 1.88 \times -0.3 = -0.29 \text{ KN/m}^2$$

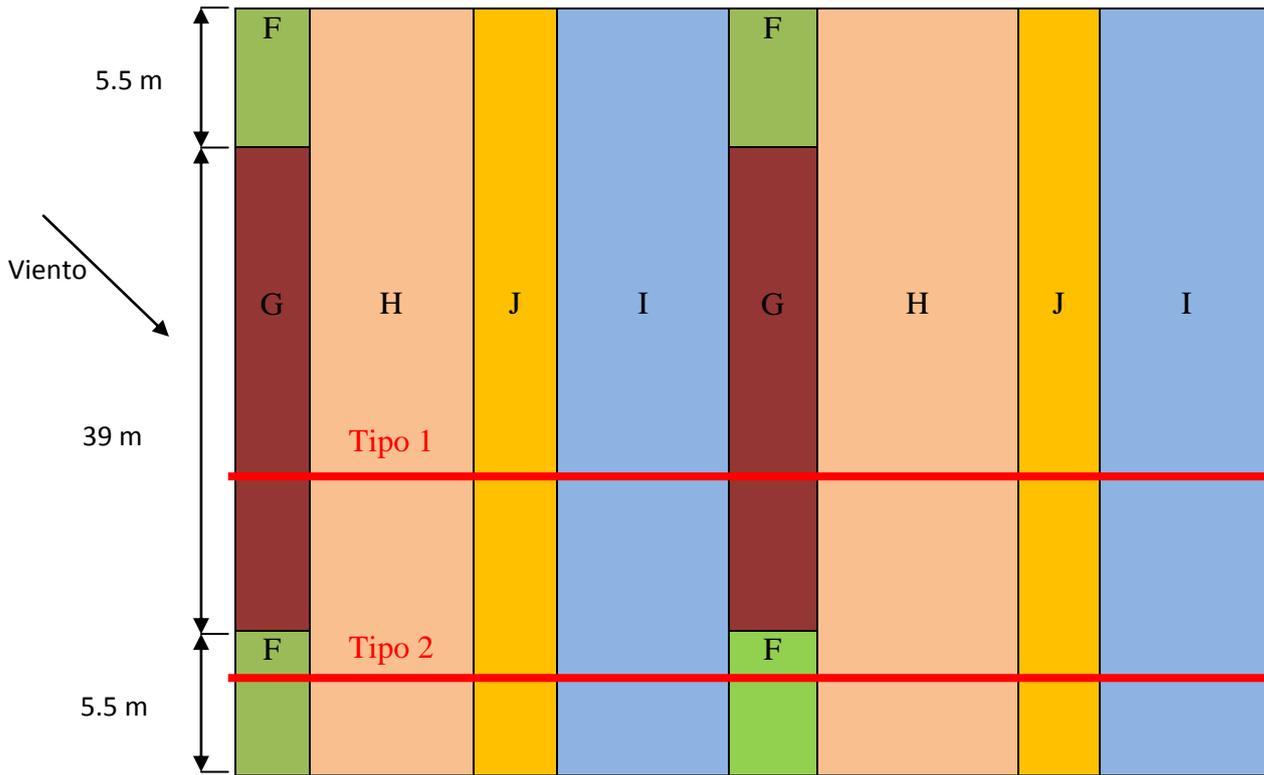


FIGURA 3.16. Tipos de pórticos viento izqda.-derecha, presión.

Hay dos tipos de pórticos:

Tipo 1 (GHJI)

$$q_G = q_H = 0.098 \text{ KN/m}^2 \times 5\text{m} = 0.475 \text{ kN/m}$$

$$q_J = q_I = -1.27 \text{ KN/m}^2 \times 5 \text{ m} = -0.29 \text{ KN/m}$$

Tipo 2 (F-GHJI)

$$q_G = 0.098 \text{ KN/m}^2 \times 3\text{m} = 0.285 \text{ kN/m}$$

$$q_H = 0.098 \text{ KN/m}^2 \times 5 \text{ m} = 0.475 \text{ kN/m}$$

$$q_F = 0.098 \text{ KN/m}^2 \times 2\text{m} = 0.19 \text{ kN/m}$$

$$q_J = q_I = -1.27 \text{ KN/m}^2 \times 5 \text{ m} = -0.29 \text{ KN/m}$$

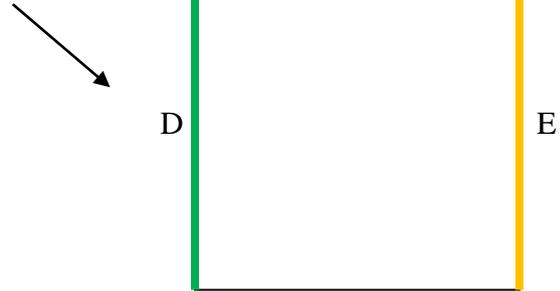
Nos dan los mismos valores para los dos tipos.

**Viento1 en los pilares (izqda.-dcha.)**

Coeficientes del viento:

$$q_d = 0.52 \times 1.88 \times 0.74 = 0.72 \text{ KN/m}^2$$

$$q_e = 0.52 \times 1.88 \times (-0.38) = -0.37 \text{ KN/m}^2$$



Tipo 1 (D)

$$q_d = 0.52 \times 1.88 \times 0.74 = 0.72 \text{ KN/m}^2$$

Tipo 2 (E)

$$q_e = 0.52 \times 1.88 \times (-0.38) = -0.37 \text{ KN/m}^2$$

**Viento2 en el dintel (succión) (izqda.-dcha.)**

Coeficientes del viento:

*Succión*

$$q_f = 0.52 \times 1.88 \times -1.3 = -1.27 \text{ KN/m}^2$$

$$q_g = 0.52 \times 1.88 \times -1 = -0.9796 \text{ KN/m}^2$$

$$q_h = 0.52 \times 1.88 \times -0.45 = -0.44 \text{ KN/m}^2$$

$$q_i = 0.52 \times 1.88 \times -0.5 = -0.49 \text{ KN/m}^2$$

$$q_j = 0.52 \times 1.88 \times -0.4 = -0.39 \text{ KN/m}^2$$

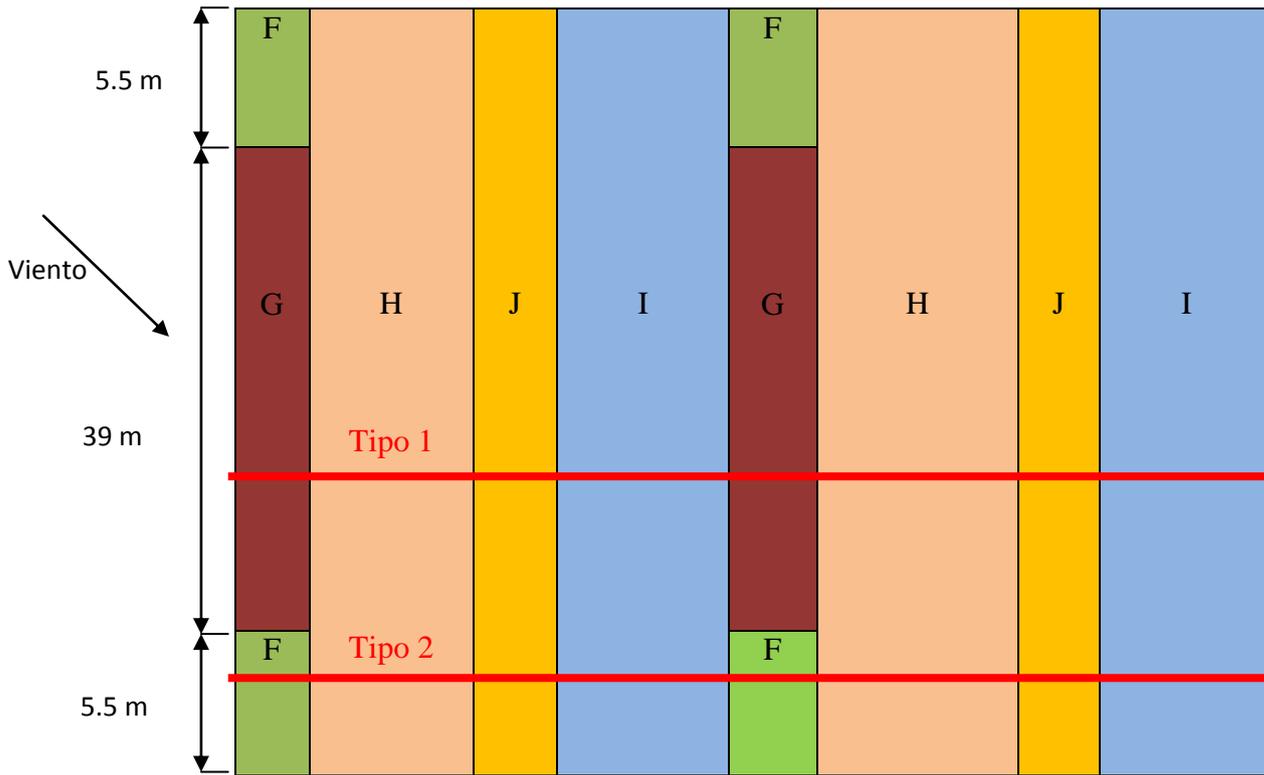


FIGURA 3.17. Tipos de pórticos viento izqda.-derecha, succión.

Tipo 1 (GHIJ)

$$q_G = -0.9796 \text{ KN/m}^2 \times 5\text{m} = -4.898 \text{ kN/m}$$

$$q_F = -1.27 \text{ KN/m}^2 \times 5\text{m} = -6.35 \text{ kN/m}$$

$$q_J = -0.39 \text{ KN/m}^2 \times 5\text{m} = -1.95 \text{ KN/m}$$

$$q_I = -0.49 \text{ KN/m}^2 \times 5\text{m} = -2.45 \text{ KN/m}$$

$$q_H = -0.44 \text{ KN/m}^2 \times 5\text{m} = -2.2 \text{ kN/m}$$

Tipo 1 (GHIJ)

$$\left. \begin{aligned} q_G &= -0.9796 \text{ KN/m}^2 \times 3\text{m} = -2.9388 \text{ kN/m} \\ q_F &= -1.27 \text{ KN/m}^2 \times 2\text{m} = -2.54 \text{ kN/m} \end{aligned} \right\} -5.48 \text{ KN/m}$$

$$q_J = -0.39 \text{ KN/m}^2 \times 5\text{m} = -1.95 \text{ KN/m}$$

$$q_I = -0.49 \text{ KN/m}^2 \times 5\text{m} = -2.45 \text{ KN/m}$$

$$q_H = -0.44 \text{ KN/m}^2 \times 5\text{m} = -2.2 \text{ KN/m}$$

Nos quedamos con el tipo 2 puesto que es el más desfavorable.

### Viento2 en los pilares (izqda.-dcha.)

Coefficientes del viento:

$$q_d = 0.52 \times 1.88 \times 0.74 = 0.72 \text{ KN/m}^2$$

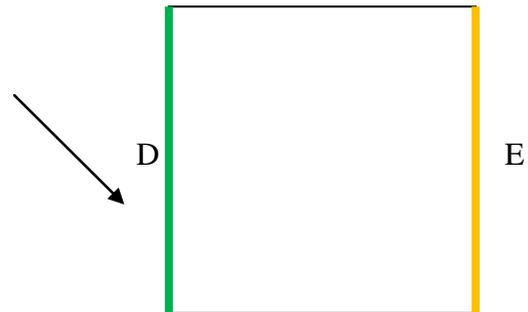
$$q_e = q \times 0.52 \times 1.88 \times (-0.38) = -0.37 \text{ KN/m}^2$$

#### Tipo 1 (D)

$$q_d = 0.72 \text{ KN/m}^2 \times 5\text{m} = 3.6 \text{ kN/m}$$

#### Tipo 2 (E)

$$q_e = -0.37 \text{ KN/m}^2 \times 5\text{m} = -1.85 \text{ kN/m}$$



**Viento 3 en el dintel**

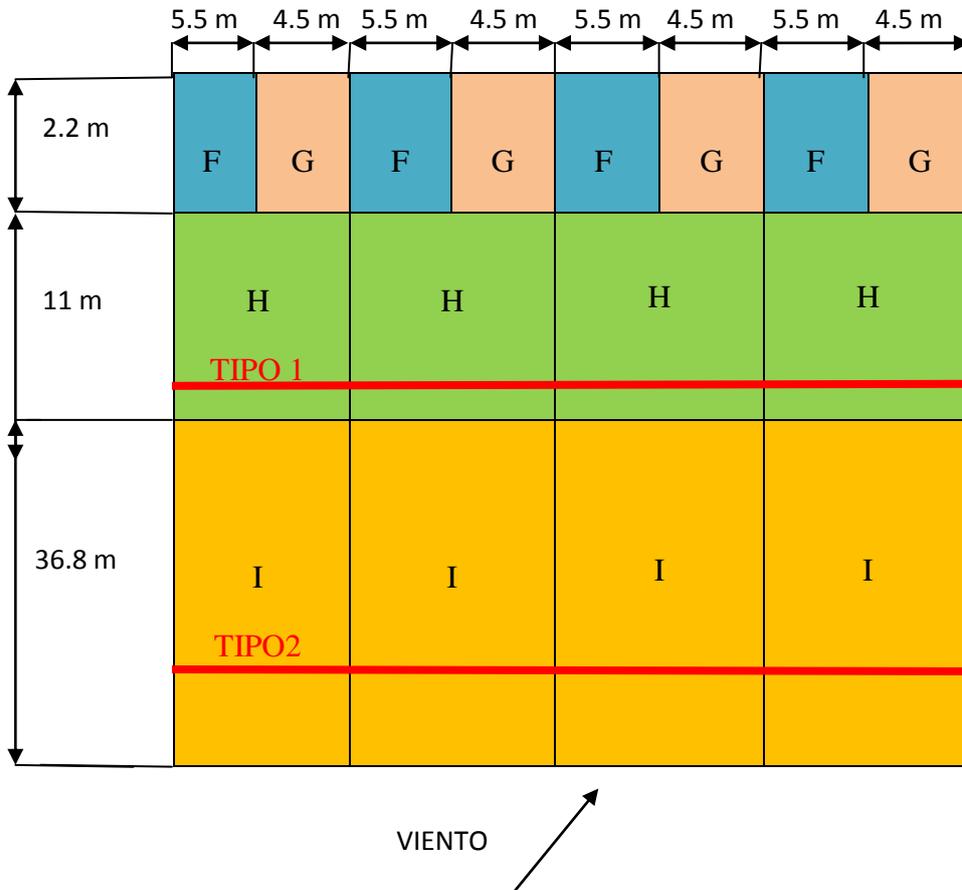


FIGURA 3.18. Tipos de pórtico viento de frente.

Coefficientes:

$$q_i = 0.52 \times 1.88 \times -0.55 = -0.5377 \text{ KN/m}^2$$

$$q_h = 0.52 \times 1.88 \times -0.65 = -0.6354 \text{ KN/m}^2$$

Una vez obtenidos los valores de la presión interior, tal y como se ha mencionado con anterioridad habrá que sumarlos a las presiones exteriores del viento de frente.

$$q_i = -0.5377 + 0.455 = -0.082 \text{ KN/m}^2$$

$$q_h = -0.619 + 0.455 = -0.164 \text{ KN/m}^2$$

Al no estudiarse el primer pórtico por abarcar solamente la mitad de área tributaria que el resto, nos quedamos con dos tipos:

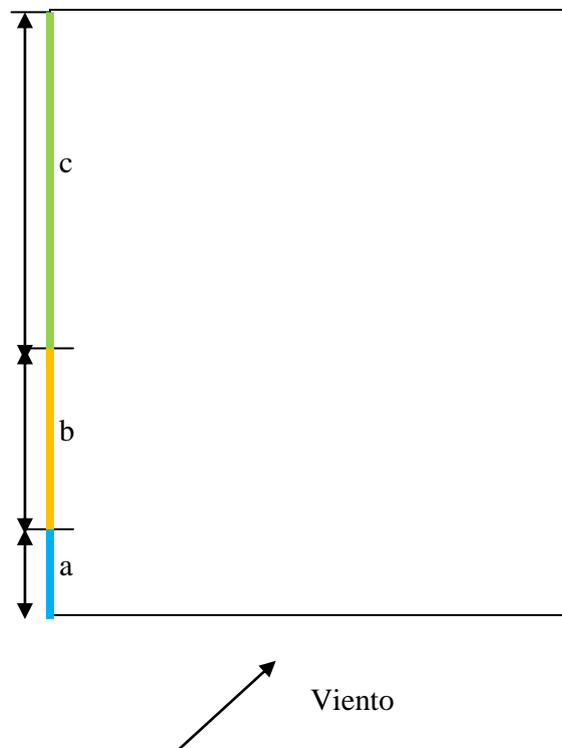
Tipo 1

$$q_i = -0.082 \text{ KN/m}^2 \times 5\text{m} = -0.41 \text{ KN/m}$$

Tipo 2

$$q_h = -0.164 \text{ KN/m}^2 \times 5\text{m} = -0.82 \text{ KN/m}$$

**Viento 3 en el dintel**



Coeficientes del viento:

$$q_b = -0.315 \text{ KN/m}^2$$

$$q_c = -0.033 \text{ KN/m}^2$$

Al no estudiarse el primer pórtico por abarcar solamente la mitad de área tributaria que el resto, nos quedamos con dos tipos:

Tipo 1

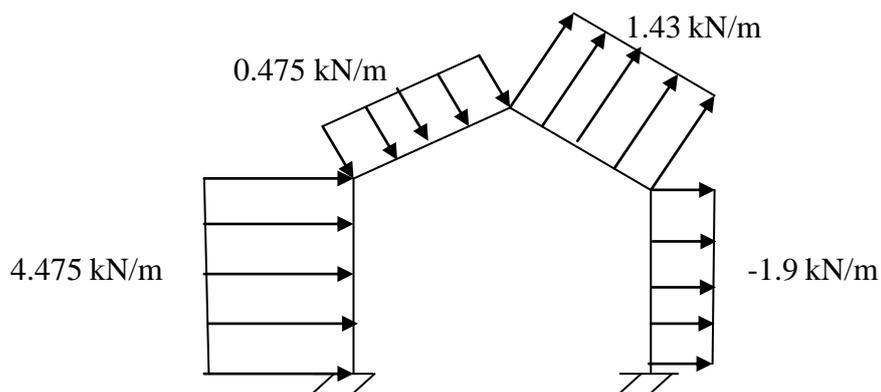
$$q_b = -0.315 \text{ KN/m}^2 \times 5\text{m} = -1.575 \text{ KN/m}$$

Tipo 2

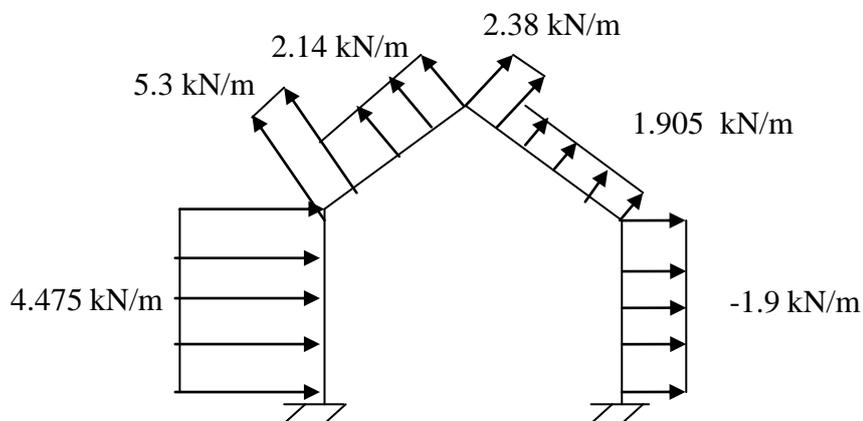
$$q_c = -0.033 \text{ KN/m}^2 \times 5\text{m} = -0.165 \text{ KN/m}$$

**Resumen de los pórticos escogidos con los vientos correspondientes**

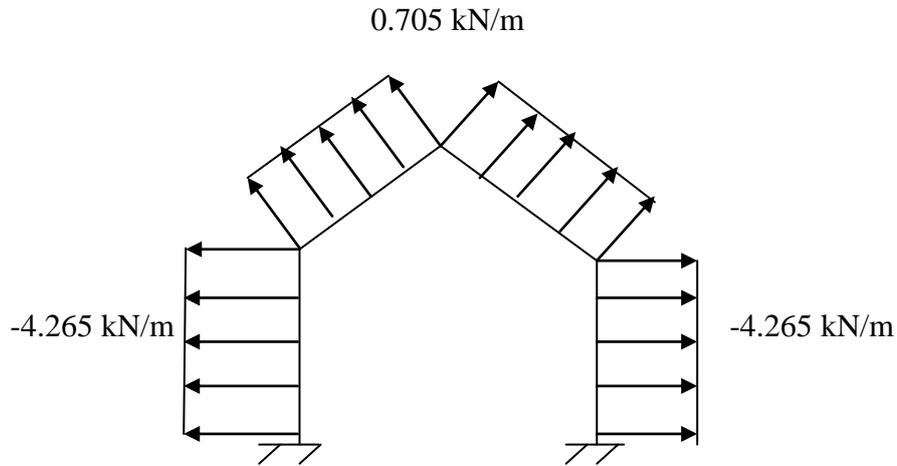
**VIENTO 01. Izquierda-derecha presión**



**VIENTO 02. Izquierda-derecha succión**



**VIENTO3. De frente (sotavento)**



Todas estas cargas habrá que pasarlas a  $\text{kg/cm}$  para introducirlas en el cespla, ya que son las unidades con las que se trabaja en el programa.

Posibles combinaciones para el dintel:

1. 1.35CP

2. 1.35CP + 1.5SU

3. 1.35CP + 1.5SN

4. 1.35CP + 1.5SV1

5. 0.8CP + 1.5SV2

6. 0.8CP + 1.5SV3

7. 1.35CP + 1.5SN + 0.6x1.5 xSV1

8. 0.8CP+ 0SN + 1.5x SV2

9. 0.8 CP + 0SN + 1.5 SV3

10. 1.35CP + 1.5SV1 + 1.5 0.5 SN

11. 0.8CP + 1.5SV2 + 0.5 x 0 x SN

12. 0.8CP + 1.5SV3+ 0.5 x 0 x SN

Ahora analizaremos las combinaciones de cargas más desfavorables. Las combinaciones subrayadas van a ser las más desfavorables.

Las combinaciones para los pilares serán únicamente dos, ya que solo actúa el peso propio y la sobrecarga de viento:

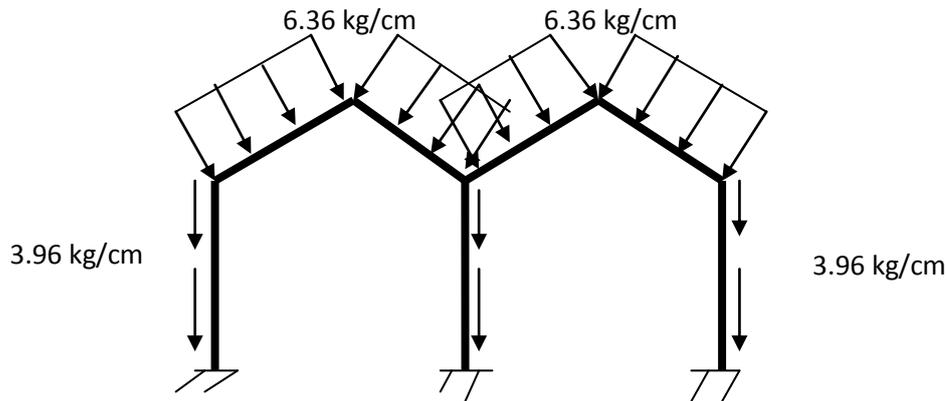


2. 1.35 CP + 1.5 SU:

Dintel: 1.35 x 2.72 kg/cm = 3.67 kg/cm

1.5 x 1.99 kg/cm = 2.69 kg/ cm

Pilares:  $1.35 \times 2.93 \text{ kg/cm} = 3.96 \text{ kg/cm}$



7.  $1.35 \text{ CP} + 1.5 \text{ SN} + 0.6 \times 1.5 \times \text{SV1}$

Dintel:  $1.35 \times 2.72 \text{ kg/cm} = 3.59 \text{ kg/cm}$

$1.5 \times 10.8 \text{ kg/cm} = 16.2 \text{ kg/cm}$

$1.5 \times 3.41 \text{ kg/cm} = 5.115 \text{ kg/cm}$

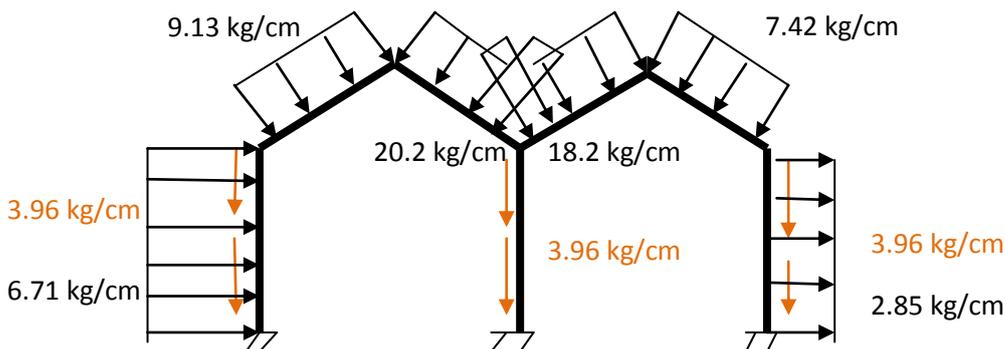
$0.6 \times 1.5 \times 0.475 \text{ kg/cm} = 0.43 \text{ kg/cm}$

$0.6 \times 1.5 \times 1.43 \text{ kg/cm} = 1.287 \text{ kg/cm}$

Pilar:  $1.35 \times 2.93 \text{ kg/cm} = 3.96 \text{ kg/cm}$

$1.5 \times 4.475 \text{ kg/cm} = 6.71 \text{ kg/cm}$

$1.5 \times -1.9 \text{ kg/cm} = 2.85 \text{ kg/cm}$



**10.** 1.35CP + 1.5SV1 + 1.5 0.5 SN

Dintel:  $1.35 \times 2.72 \text{ kg/cm} = 3.59 \text{ kg/cm}$

$1.5 \times 0.475 \text{ kg/cm} = 0.71 \text{ kg/cm}$

$1.5 \times 1.43 \text{ kg/cm} = 2.14 \text{ kg/cm}$

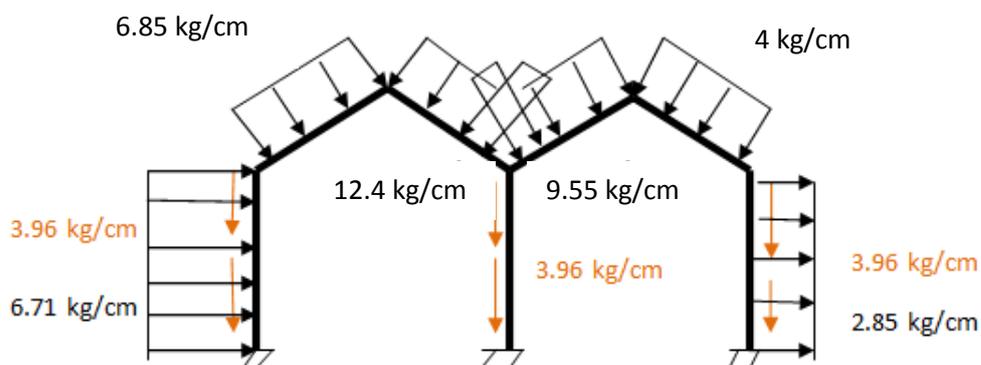
$1.5 \times 0.5 \times 10.8 \text{ kg/cm} = 8.1 \text{ kg/cm}$

$1.5 \times 0.5 \times 3.41 \text{ kg/cm} = 2.55 \text{ kg/cm}$

Pilar:  $1.35 \times 2.93 \text{ kg/cm} = 3.96 \text{ kg/cm}$

$1.5 \times 4.475 \text{ kg/cm} = 6.71 \text{ kg/cm}$

$1.5 \times -1.9 \text{ kg/cm} = 2.85 \text{ kg/cm}$



**11.** 0.8CP + 1.5SV2 + 0.5 x 0 x SN

Dintel:  $0.8 \times 2.72 \text{ kg/cm} = 2.17 \text{ kg/cm}$

$1.5 \times 5.3 \text{ kg/cm} = 7.95 \text{ kg/cm}$

$1.5 \times 2.14 \text{ kg/cm} = 3.21 \text{ kg/cm}$

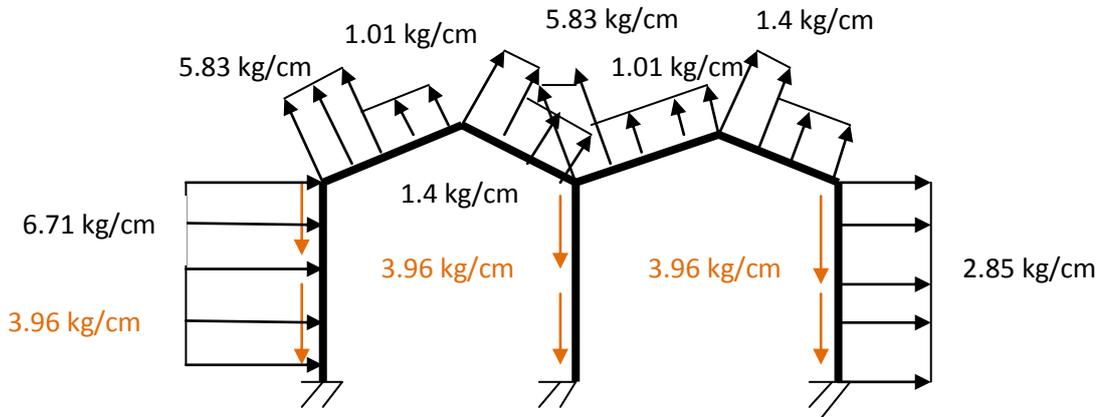
$1.5 \times 2.38 \text{ kg/cm} = 3.57 \text{ kg/cm}$

$1.5 \times 1.9 \text{ kg/cm} = 2.85 \text{ kg/cm}$

Pilar:  $1.35 \times 2.93 \text{ kg/cm} = 3.96 \text{ kg/cm}$

$1.5 \times 4.475 \text{ kg/cm} = 6.71 \text{ kg/cm}$

$1.5 \times -1.9 \text{ kg/cm} = 2.85 \text{ kg/cm}$



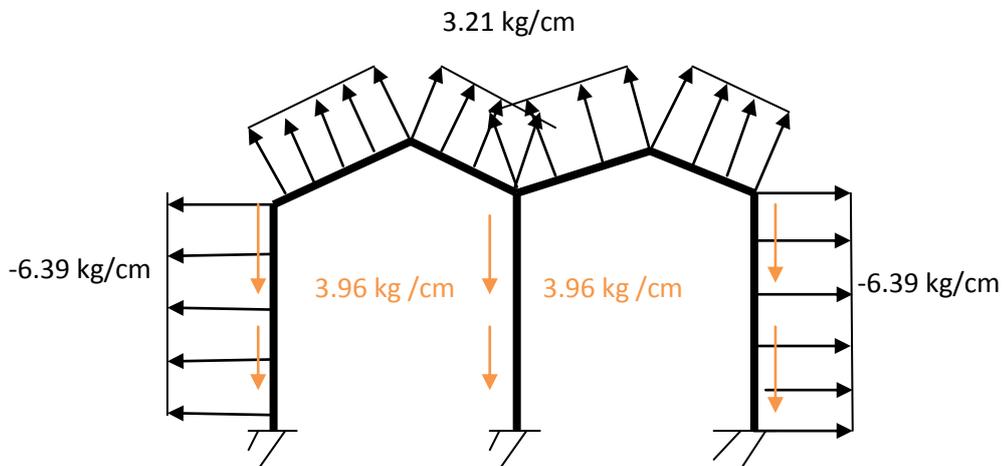
12. 0.8CP + 1.5SV3+ 0.5 x 0 x SN

Dintel:  $0.8 \times 2.72 \text{ kg/cm} = 2.17 \text{ kg/cm}$

$1.5 \times 2.14 \text{ kg/cm} = 3.21 \text{ kg/cm}$

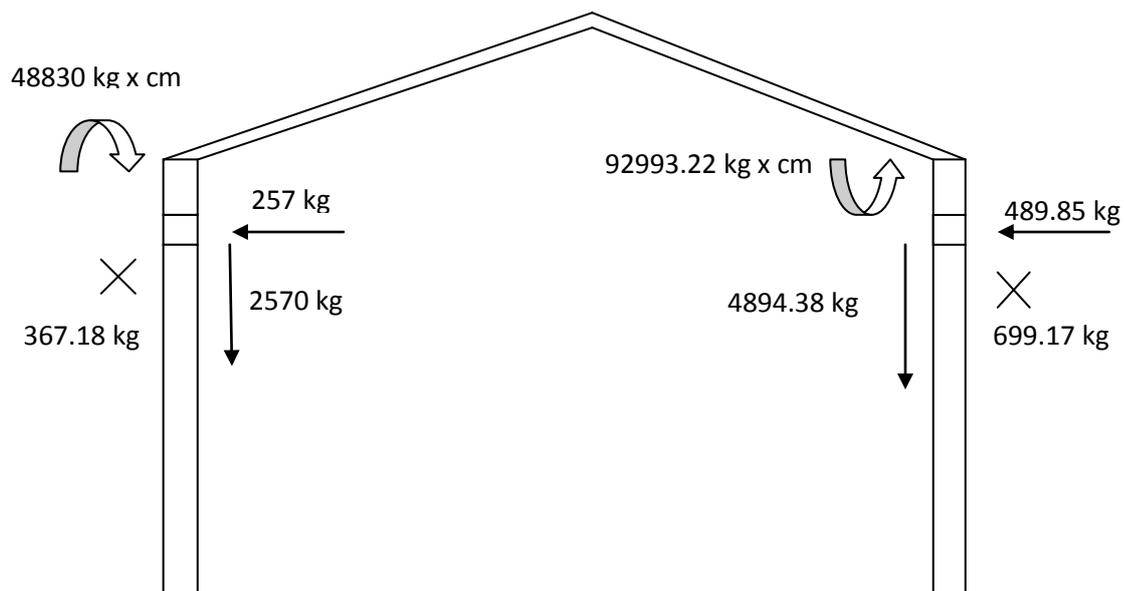
Pilar:  $1.35 \times 2.93 \text{ kg/cm} = 3.96 \text{ kg/cm}$

$1.5 \times -4.265 \text{ kg/cm} = -6.39 \text{ kg/cm}$



### 3.6.2.1.3 Reacciones producidas por la viga carril y puente grúa

El pórtico también deberá soportar los esfuerzos producidos por el puente grúa. Por tanto, a continuación se calcularán dichas cargas. en el siguiente dibujo se muestran las cargas producidas por el puente grúa en el pórtico y que habrá que introducir con el resto de las cargas en cada una de las combinaciones.



Analizando todas las combinaciones se puede observar que las más desfavorables debido a los valores de carga son, la número 7, 11 y 12.

Habría que introducir dichas combinaciones al CESPLA y observar en que combinaciones y en que secciones aparece la peor axial, cortante y momentos, tanto en los pilares como en los dinteles. Si no saliesen en la misma combinación y en la misma sección habrá que coger la máxima axial con su correspondiente cortante y momento, la máxima cortante con sus correspondientes y el máximo momento con sus correspondientes.

### **3.6.2.3 CÁLCULO DEL PILAR Y DEL DINTEL**

De entre todas las combinaciones obtenemos que el momento flector máximo, el esfuerzo normal máximo y el esfuerzo cortante máximo se dan en la misma combinación nº 7 y dentro de ésta para la misma sección en el dintel.

Para el pilar se obtiene que el momento flector máximo y el esfuerzo cortante máximo se dan en la combinación nº12 y dentro de ella para la misma sección, mientras que el esfuerzo normal máximo se da en la combinación nº 10.

#### PILAR:

$$M_{f,m\acute{a}x} = -2.29 \times 10^6 \text{ kg x cm} = -224 \times 10^6 \text{ N x mm}$$

$$N = -6396.22 \text{ kg} = -62746.91 \text{ N}$$

$$V_{m\acute{a}x} = -6689.52 \text{ kg} = -65624.19 \text{ N}$$

$$M_f = -2.07 \times 10^6 \text{ kg x cm} = 203.06 \times 10^6 \text{ N x mm}$$

$$N_{m\acute{a}x} = -15870.6 \text{ kg} = 155690.59 \text{ N}$$

$$V = 3846.49 \text{ kg} = 37734.07 \text{ N}$$

DINTEL:

$$M_{f,m\acute{a}x} = 2.02 \times 10^6 \text{ kg x cm} = 198.162 \times 10^6 \text{ N x mm}$$

$$N_{m\acute{a}x} = -5595.23 \text{ kg} = -54889.21 \text{ N}$$

$$V_{m\acute{a}x} = 6318.7 \text{ kg} = 61986.45 \text{ N}$$

Hemos elegido para el estudio del pilar una viga HEB 600, y sus datos son:

$$A = 270 \text{ cm}^2$$

$$h = 600 \text{ mm}$$

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$I_x = 170000 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 13530 \text{ cm}^4$$

**Caso  $N_{m\acute{a}x}$**

**3.6.2.3.1.1 Pandeo y Compresión:**

Inicialmente para el eje fuerte en el pilar vamos al apartado 6.3.2.5 del DB SE-A “Pilares de edificios”. En este apartado nos quedamos con la fórmula (6.25).

$$\beta = \frac{L_K}{L} = \sqrt{\frac{1 - 0,2 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,12 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}{1 - 0,8 \cdot (\eta_1 + \eta_2) + 0,6 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}} \geq 1$$

Los coeficientes de distribución  $\eta_1$  y  $\eta_2$  (6.26), se obtienen mediante los coeficientes de rigidez del pilar analizado y del dintel.

$$\eta_1 = \frac{k_c}{k_c + k_{12}} = 0,9$$

$$k_c = \frac{E_{pilar} \times I_{pilar}}{L_{pilar}} = 3.59 \times 10^9 \text{ N/mm}$$

$$k_{12} = \frac{E_{dintel} \times I_{dintel}}{L_{dintel}} = 39.868.965,52 \text{ N/mm}$$

$$\eta_2 = \frac{k_c}{k_c} = 1$$

Sustituimos los valores en 6.25 y de ahí sacamos  $\beta$ .

$$\beta = \frac{L_K}{L} = \sqrt{\frac{1 - 0.2 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0.12 \times \eta_1 \times \eta_2}{1 - 0.8 \times (\eta_1 + \eta_2) + 0.6 \times \eta_1 \times \eta_2}} = \sqrt{\frac{1 - 0.2 \times (0.9 + 1) - 0.12 \times 0.9 \times 1}{1 - 0.8 \times (0.9 + 1) + 0.6 \times 0.9 \times 1}} = 3.6 \geq 1$$

Como tenemos como datos de partida la  $L$  y  $\beta$  podemos hallar la longitud de pandeo.

$$\beta = \frac{L_K}{10.000} \Rightarrow L_K = \beta \times 10.000 = 3.6 \times 10.000 = 36.000 \text{ mm}$$

### 1. Eje fuerte

N (fuerza axial de nuestro pilar) = -155690.59 N

$$N_{C,Rd} \leq N_{PL,Rd} = A \times f_{yd} = 27000 \text{ mm}^2 \times \frac{275}{1.05} \text{ N/mm}^2 = 7071428.57 \text{ N}$$

$$L_K = 36.000 \text{ mm}$$

A partir de la longitud de pandeo, primero calculamos la resistencia plástica de la sección de cálculo.

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{L_K}\right)^2 \times E \times I = \left(\frac{\pi}{36.000 \text{ mm}}\right)^2 \times 2.1 \times 10^5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \times 170.000 \times 10^4 \text{ mm}^4 = 2734702,83 \text{ N}$$

A continuación, utilizando la resistencia plástica calculada anteriormente comprobamos que la esbeltez reducida en el eje  $z$  es inferior a 2, ya que es el máximo permitido por la norma para elementos principales.

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \times f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{270 \times 10^2 \text{ mm}^2 \times 261.9 \text{ N/mm}^2}{2734702.83 \text{ N}}} = 1.61 < 2$$

Perfil laminado en I:

$$\frac{h}{b} = \frac{600}{300} = 2$$

$$t_1 = 15.5 < 40 \text{ mm}$$

S235 a S355

→ Eje Z: b

Vamos a la tabla 6.3 con la esbeltez reducida y **b** obtenemos  $\chi= 0.31$

Ahora calcularemos la resistencia máxima de la barra a pandeo y comprobaremos que es menor que la fuerza axial que se ejerce sobre nuestro pilar. Si esto se cumple seguimos con los cálculos, sino volveremos al inicio y escogeremos otro perfil o mayor que el seleccionado, con una resistencia mayor a pandeo, hasta que aguante.

$$N_{b,Rd} = \chi \times A \times f_{yd} = 0.31 \times 270 \times 10^2 \text{ mm}^2 \times 261.9 \text{ N/mm}^2 = 2192142.86 \text{ N}$$

$$> 155690.59 \text{ N}$$

$\chi$  coeficiente de reducción por pandeo, cuyo valor puede obtenerse en los epígrafes en función de la esbeltez reducida y la cura de pandeo apropiada al caso.

A área de la sección transversal de clases 1, 2 y 3

$f_{yd}$  resistencia de cálculo del acero, tomando  $f_{y,d} = \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$

$$N_{b,Rd} = \chi \times A \times f_{yd}$$

### AGUANTA NO PANDEA

#### 1 Eje débil

N (fuerza axial de nuestro pilar) = =- 155690.59 N

$$N_{C,Rd} \leq N_{Pl,Rd} = A \times f_{yd} = 27000 \text{ mm}^2 \times \frac{275}{1.05} \text{ N/mm}^2 = 7071428.57 \text{ N}$$

Condiciones de extremo	biarticulada	biempotrada	empotrada articulada	biempotrada desplazable	en ménsula
Longitud $L_k$	1,0 L	0,5 L	0,7 L	1,0 L	2,0 L

$$L_K = 0.7 \times L = 0.7 \times 10000 = 7000 \text{ mm}$$

A partir de la longitud de pandeo, primero calculamos la resistencia plástica de la sección de cálculo

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{L_K}\right)^2 \times E \times I = \left(\frac{\pi}{7000\text{mm}}\right)^2 \times 2.1 \times 10^5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \times 13530 \times 10^4 \text{mm}^4 = 5722960.61\text{N}$$

A continuación, utilizando la resistencia plástica calculada anteriormente comprobamos que la esbeltez reducida en el eje **z** es inferior a 2, ya que es el máximo permitido por la norma para elementos principales.

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \times f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{270 \times 10^2 \text{mm}^2 \times 261.9 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{5722960.61 \text{N}}} = 1.13 < 2$$

Perfil laminado en I:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{b} = 2 \\ t_1 = 15.5 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \\ \text{S235 a S355} \end{array} \right\} \rightarrow \text{Eje y:c}$$

Vamos a la tabla 6.3 con la esbeltez reducida y “c” o tenemos  $\chi = 0,48$ .

Ahora calcularemos la resistencia máxima de la barra a pandeo y comprobaremos que es menor que la fuerza axial que se ejerce sobre nuestro pilar. Si esto se cumple seguimos con los cálculos, sino volveremos al inicio y escogeremos otro perfil o mayor que el seleccionado, con una resistencia mayor a pandeo, hasta que aguante.

$$N_{b,Rd} \leq N_{pl,Rd} = \chi \times A \times f_{yd} = 0.48 \times 270 \times 10^2 \text{mm}^2 \times 261.9 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 3394285.71 \text{ N} \\ > 155690.59 \text{ N}$$

$\chi$  coeficiente de reducción por pandeo, cuyo valor puede obtenerse en los epígrafes en función de la esbeltez reducida y la cura de pandeo apropiada al caso.

A área de la sección transversal de clases 1, 2 y 3

$$f_{yd} \text{ resistencia de cálculo del acero, tomando } f_{y,d} = \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$N_{b,Rd} = \chi \times A \times f_{yd}$$

## AGUANTA NO PANDEA

### 3.6.2.3.1.2 Cortante

V (esfuerzo cortante de nuestro pilar) = 37734.07N

Comprobamos que el esfuerzo cortante de cálculo en nuestro pilar  $V_{ed}$  será menor que la resistencia de la sección a cortante  $V_{C,Rd}$ , que en ausencia de torsión será igual a la resistencia plástica.

$$V_{Pl,Rd} = A_V \times \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = 19467 \text{ mm}^2 \times \frac{\frac{275 \text{ N}}{1.05} / \text{mm}^2}{\sqrt{3}} = 2943620.35 \text{ N} > 37734.09 \text{ N}$$

## AGUANTA

Perfiles en I cargados perpendicularmente al alma:

$$A_V = A - d \times t_w = 27000 - 486 \times 15.5 = 19467 \text{ mm}^2$$

$$t_w = 15.5 \text{ mm}$$

$$d = 486 \text{ mm}$$

### 3.6.2.3.1.3 Flexión compuesta:

Según CTE SE-A apartado 6.2.8

Nosotros tenemos una sección de la clase 3:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,Rdz}} \leq 1 \quad (6.11) \text{ DB SE-A}$$

$$N_{m\acute{a}x(COMP)} = 155690.59 \text{ N}$$

$$M_f = 207 \times 10^6 \text{ N x mm}$$

$$W_{el,y} = 5700 \text{ cm}^3$$

$$N_{Pl,Rd} = A \times f_{yd}$$

$$M_{Pl,Rd} = W_{el,y} \times f_{yd}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rd}} = \frac{155690.95}{270 \times 10^2 \text{ mm}^2 \times \frac{275}{1.05} \text{ N/mm}^2} + \frac{207 \times 10^6}{5700 \times 10^3 \times \frac{275}{1.05} \text{ N/mm}^2} = 0.52 < 1 \rightarrow \text{AGUANTA}$$

#### 3.6.2.3.1.4 Flexo-compresión

Apartado 6.3.4.2, elementos comprimidos y flectados.

Las comprobaciones de estabilidad del pilar las realizamos aplicando las fórmulas que indicamos a continuación.

1- Para toda pieza:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \times A \times f_y} + K_y \times \frac{C_{m,y} \times M_{y,Ed} + e_{N,y} \times N_{Ed}}{\chi_{LT} \times W_y \times f_{yd}} + \alpha_z \times K_z \times \frac{C_{m,z} \times M_{z,Ed} + e_{N,z} \times N_{Ed}}{W_z \times f_{yd}}$$

$N_{Ed}$ ,  $M_{y,Ed}$ ,  $M_{z,Ed}$  son los valores de la fuerza axial y de los momentos de cálculo de mayor valor absoluto de la pieza.

$W_y, W_z$ ,  $e_{N,y}$ ,  $e_{N,z}$ ,  $\alpha_y$  y  $\alpha_z$  están indicados en la tabla 6.8

$\chi_y$ ,  $\chi_z$  coeficientes de pandeo en cada dirección

$\chi_{LT}$  es el coeficiente de pandeo lateral, según 6.3.3; se tomará igual a 1 en piezas no susceptibles de pandeo por torsión.

$e_{N,y}$ ,  $e_{N,z}$  desplazamientos del centro de gravedad de la sección transversal efectiva con respecto a la posición del centro de gravedad de la sección transversal bruta, en piezas con secciones de clase 4.

$k_y$ ,  $k_z$ ,  $k_{LT}$  los coeficientes están indicados en la tabla 6.9

$$k_y = 1 + 0.6 \times \lambda \times \frac{N_{E,d}}{\chi \times N_{C,Rd}} = 1 + 0.6 \times 1.61 \times \frac{155684}{0.31 \times 707142857} = 1.07$$

Los factores de momento flector uniforme los obtenemos de la tabla 6.10, coeficientes del momento equivalente.

Vamos a la página 51 del documento de seguridad estructural del acero y dependiendo de la gráfica del momento que hemos hallado en el Cespla obtenemos **Cm**.

Nuestra gráfica se corresponde con la última figura momentos debidos a cargas laterales y momentos de extremos.

$$c_{m,i} = 0.2 + 0.8 \times \alpha \geq 4 \quad \text{si } 0 \leq \alpha \leq 1$$

$$c_{m,i} = 0.2 + 0.8 \times 1 = 1$$

Sustituimos en la fórmula de flexo compresión:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \times A \times f_{yd}} + K_y \times \frac{c_{m,y} \times M_{y,Ed} + e_{N,y} \times N_{Ed}}{\chi_{LT} \times W_y \times f_{yd}} + \alpha_z \times K_z \times \frac{c_{m,z} \times M_{z,Ed} + e_{N,z} \times N_{Ed}}{W_z \times f_{yd}}$$

$$\frac{155684}{0.31 \times 27000 \times \frac{275}{1.05}} + 1.07 \times \frac{1 \times 207 \times 10^6}{1 \times 5701 \times 1000 \times \frac{275}{1.05}} = 0.21 < 1$$

2- Para piezas no susceptibles de pandeo por torsión:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + \alpha_y \cdot k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed} + e_{N,y} \cdot N_{Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed} + e_{N,z} \cdot N_{Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1 \quad (6.52) \text{DB SE - A}$$

- $A^* = 270 \times 10^2 \text{ mm}^2$

- $K_Y = 1.07$

- $C_{m,y} = 1$

- $W_Y = 5701 \times 10^3 \text{ mm}^3$

- $e_{N,y} = 0$  tabla

- El último término de la ecuación 6.51 se anula ya que:

$$M_{z,Ed} = 0 \text{ y } e_{N,z} = 0$$

- $\alpha_y = 0.8 \rightarrow$  Tabla 6.8

$$\frac{155684}{0.48 \times 27000 \times \frac{275}{1.05}} + 1.07 \times 0.8 \times \frac{1 \times 207 \times 10^6}{1 \times 5701 \times 1000 \times \frac{275}{1.05}} = \mathbf{0.16 < 1}$$

**Caso  $M_{f,máx}$  y  $V_{MÁX}$**

**3.6.2.3.2.1 Pandeo y Compresión:**

Inicialmente para el eje fuerte en el pilar vamos al apartado 6.3.2.5 del DB SE-A “Pilares de edificios”. En este apartado nos quedamos con la fórmula (6.25), ya que nuestro pórtico es traslacional.

$$\beta = \frac{L_K}{L} = \sqrt{\frac{1 - 0,2 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,12 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}{1 - 0,8 \cdot (\eta_1 + \eta_2) + 0,6 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}} \geq 1$$

Los coeficientes de distribución  $\eta_1$  y  $\eta_2$  (6.26), se obtienen mediante los coeficientes de rigidez del pilar analizado y del dintel.

$$\eta_1 = \frac{k_c}{k_c + k_{12}} = 0,9$$

$$k_c = \frac{E_{pilar} \times I_{pilar}}{L_{pilar}} = 3,59 \times 10^9 \text{ N/mm}$$

$$k_{12} = \frac{E_{dintel} \times I_{dintel}}{L_{dintel}} = 39.868.965,52 \text{ N/mm}$$

$$\eta_2 = \frac{k_c}{k_c} = 1$$

Sustituimos los valores en 6.25 y de ahí sacamos  $\beta$ .

$$\beta = \frac{L_K}{L} = \sqrt{\frac{1 - 0,2 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0,12 \times \eta_1 \times \eta_2}{1 - 0,8 \times (\eta_1 + \eta_2) + 0,6 \times \eta_1 \times \eta_2}} = \sqrt{\frac{1 - 0,2 \times (0,9 + 1) - 0,12 \times 0,9 \times 1}{1 - 0,8 \times (0,9 + 1) + 0,6 \times 0,9 \times 1}} = 3,6 \geq 1$$

Como tenemos como datos de partida la  $L$  y  $\beta$  podemos hallar la longitud de pandeo.

$$\beta = \frac{L_k}{10.000} \Rightarrow L_k = \beta \times 10.000 = 3,6 \times 10.000 = 36.000 \text{ mm}$$

## 1. Eje fuerte

N (fuerza axial de nuestro pilar) = -62746.91 N

$$N_{C,Rd} \leq N_{PL,Rd} = A \times f_{yd} = 27000 \text{ mm}^2 \times \frac{275}{1.05} \text{ N/mm}^2 = 7071428.57 \text{ N}$$

$$L_K = 36.000 \text{ mm}$$

A partir de la longitud de pandeo, primero calculamos la resistencia plástica de la sección de cálculo.

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{L_K}\right)^2 \times E \times I = \left(\frac{\pi}{36.000 \text{ mm}}\right)^2 \times 2.1 \times 10^5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \times 170.000 \times 10^4 \text{ mm}^4 = 2734702,83 \text{ N}$$

A continuación, utilizando la resistencia plástica calculada anteriormente comprobamos que la esbeltez reducida en el eje **z** es inferior a 2, ya que es el máximo permitido por la norma para elementos principales.

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \times f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{270 \times 10^2 \text{ mm}^2 \times 261.9 \text{ N/mm}^2}{2734702.83 \text{ N}}} = 1.61 < 2$$

Perfil laminado en I:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{600}{300} = 2 \\ t_1 = 15.5 < 40 \text{ mm} \\ \text{S235 a S355} \end{array} \right\} \rightarrow \text{Eje Z: b}$$

Vamos a la tabla 6.3 con la esbeltez reducida y “**b**” obtenemos  $\chi = 0.31$

Ahora calcularemos la resistencia máxima de la barra a pandeo y comprobaremos que es menor que la fuerza axial que se ejerce sobre nuestro pilar. Si esto se cumple seguimos con los cálculos, sino volveremos al inicio y escogeremos otro perfil o mayor que el seleccionado, con una resistencia mayor a pandeo, hasta que aguante.

$$N_{b,Rd} = \chi \times A \times f_{yd} = 0.31 \times 270 \times 10^2 \text{ mm}^2 \times 261.9 \text{ N/mm}^2 = \\ = 2192142.86 \text{ N} > 62746.9 \text{ N}$$

$\chi$  coeficiente de reducción por pandeo, cuyo valor puede obtenerse en los epígrafes en función de la esbeltez reducida y la curva de pandeo apropiada al caso.

A área de la sección transversal de clases 1, 2 y 3

$f_{yd}$  resistencia de cálculo del acero, tomando  $f_{y,d} = \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$

$$N_{b,Rd} = \chi \times A \times f_{yd}$$

## AGUANTA NO PANDEA

### 1 Eje débil

N (fuerza axial de nuestro pilar) = = N

$$N_{C,Rd} \leq N_{PL,Rd} = A \times f_{yd} = 27000 \text{ mm}^2 \times \frac{275}{1.05} \text{ N/mm}^2 = 7071428.57 \text{ N}$$

$$L_K = 0.7 \times L = 0.7 \times 10000 = 7000 \text{ mm}$$

A partir de la longitud de pandeo, primero calculamos la resistencia plástica de la sección de cálculo

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{L_K}\right)^2 \times E \times I = \left(\frac{\pi}{7000 \text{ mm}}\right)^2 \times 2.1 \times 10^5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \times 13530 \times 10^4 \text{ mm}^4 = 5722960.61 \text{ N}$$

A continuación, utilizando la resistencia plástica calculada anteriormente comprobamos que la esbeltez reducida en el eje **z** es inferior a 2, ya que es el máximo permitido por la norma para elementos principales.

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \times f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{270 \times 10^2 \text{ mm}^2 \times 261.9 \text{ N/mm}^2}{5722960.61 \text{ N}}} = 1.13 < 2$$

Perfil laminado en I:

$$\frac{h}{b} = 2$$

$$t_1 = 15.5 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \quad \rightarrow \text{Eje y: c}$$

S235 a S355

Vamos a la tabla 6.3 con la esbeltez reducida y “c” o tenemos  $\chi = 0,48$ .

Ahora calcularemos la resistencia máxima de la barra a pandeo y comprobaremos que es menor que la fuerza axial que se ejerce sobre nuestro pilar. Si esto se cumple seguimos con los cálculos, sino volveremos al inicio y escogeremos otro perfil o mayor que el seleccionado, con una resistencia mayor a pandeo, hasta que aguante.

$$N_{b,Rd} \leq N_{Pl,Rd} = \chi \times A \times f_{yd} = 0.48 \times 270 \times 10^2 \text{ mm}^2 \times 261.9 \text{ N/mm}^2 = 3394285.71 \text{ N} \\ > 62746.91 \text{ N}$$

$\chi$  coeficiente de reducción por pandeo, cuyo valor puede obtenerse en los epígrafes en función de la esbeltez reducida y la cura de pandeo apropiada al caso.

A área de la sección transversal de clases 1, 2 y 3

$f_{yd}$  resistencia de cálculo del acero, tomando  $f_{y,d} = \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$

$$N_{b,Rd} = \chi \times A \times f_{yd}$$

**AGUANTA NO PANDEA**

### 3.6.2.3.2.2 Cortante

V (esfuerzo cortante de nuestro pilar) = 65624.19 N

Comprobamos que el esfuerzo cortante de cálculo en nuestro pilar **VEd** será menor que la resistencia de la sección a cortante **VC,Rd**, que en ausencia de torsión será igual a la resistencia plástica.

$$V_{Pl,Rd} = A_V \times \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = 19467 \text{ mm}^2 \times \frac{275 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{3}} = 2943620.35 \text{ N} > 65624.19 \text{ N}$$

### AGUANTA

Perfiles en I cargados perpendicularmente al alma:

$$A_V = A - d \times t_w = 27000 - 486 \times 15.5 = 19467 \text{ mm}^2$$

$$t_w = 15.5 \text{ mm}$$

$$d = 486 \text{ mm}$$

### 3.6.2.3.2.3 Flexión compuesta:

Según CTE SE-A apartado 6.2.8

Nosotros tenemos una sección de la clase 3:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,Rdz}} \leq 1 \quad (6.11) \text{ DB SE-A}$$

$$N_{\text{máx(OMP)}} = 62746.91 \text{ N}$$

$$M_f = 224 \times 10^6 \text{ N x mm}$$

$$W_{el,y} = 5700 \text{ cm}^3$$

$$N_{Pl,Rd} = A \times f_{yd}$$

$$M_{Pl,Rd} = W_{el,y} \times f_{yd}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rdy}} = \frac{62746.91}{270 \times 10^2 \text{ mm}^2 \times \frac{275 \text{ N/mm}^2}{1.05}} + \frac{224 \times 10^6}{5700 \times 10^3 \times \frac{275 \text{ N/mm}^2}{1.05}} = 0.16 < 1 \rightarrow \text{AGUANTA}$$

### 3.6.2.3.2.4 Flexo-compresión

Apartado 6.3.4.2, elementos comprimidos y flectados.

Las comprobaciones de estabilidad del pilar las realizamos aplicando las fórmulas que indicamos a continuación.

1- Para toda pieza:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \times A \times f_y} + K_y \times \frac{C_{m,y} \times M_{y,Ed} + e_{N,y} \times N_{Ed}}{\chi_{LT} \times W_{y,x} \times f_{yd}} + \alpha_z \times K_z \times \frac{C_{m,z} \times M_{z,Ed} + e_{N,z} \times N_{Ed}}{W_z \times f_{yd}}$$

$N_{Ed}$ ,  $M_{y,Ed}$ ,  $M_{z,Ed}$  son los valores de la fuerza axial y de los momentos de cálculo de mayor valor absoluto de la pieza.

$W_Y, W_Z$ ,  $e_{N,y}$ ,  $e_{N,z}$   $\alpha_y$  y  $\alpha_z$  están indicados en la tabla 6.8

$\chi_y$ ,  $\chi_z$  coeficientes de pandeo en cada dirección

$\chi_{LT}$  es el coeficiente de pandeo lateral, según 6.3.3; se tomará igual a 1 en piezas no susceptibles de pandeo por torsión.

$e_{N,y}$ ,  $e_{N,z}$  desplazamientos del centro de gravedad de la sección transversal efectiva con respecto a la posición del centro de gravedad de la sección transversal bruta, en piezas con secciones de clase 4.

$k_y$ ,  $k_z$ ,  $k_{LT}$  los coeficientes están indicados en la tabla 6.9

$$k_y = 1 + 0.6 \times \lambda \times \frac{N_{E,d}}{\chi \times N_{C,Rd}} = 1 + 0.6 \times 1.13 \times \frac{62746.9}{0.31 \times 707142857} = 1.0019$$

Los factores de momento flector uniforme los obtenemos de la tabla 6.10, coeficientes del momento equivalente.

Vamos a la página 51 del documento de seguridad estructural del acero y dependiendo de la gráfica del momento que hemos hallado en el Cespla obtenemos **Cm**.

Nuestra gráfica se corresponde con la última figura momentos debidos a cargas laterales y momentos de extremos.

$$c_{m,i} = 0.2 + 0.8 \times \alpha \geq 4 \quad \text{si } 0 \leq \alpha \leq 1$$

$$c_{m,i} = 0.2 + 0.8 \times 1 = 1$$

Sustituimos en la fórmula de flexo compresión:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \times A \times f_{yd}} + K_y \times \frac{c_{m,y} \times M_{y,Ed} + e_{N,y} \times N_{Ed}}{\chi_{LT} \times W_y \times f_{yd}} + \alpha_z \times K_z \times \frac{c_{m,z} \times M_{z,Ed} + e_{N,z} \times N_{Ed}}{W_z \times f_{yd}}$$

$$\frac{62746.9}{0.31 \times 27000 \times \frac{275}{1.05}} + 1.0019 \times \frac{1 \times 224 \times 10^6}{1 \times 5701 \times 1000 \times \frac{275}{1.05}} = \mathbf{0.178 < 1}$$

2- Para piezas no susceptibles de pandeo por torsión:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + \alpha_y \cdot k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed} + e_{N,y} \cdot N_{Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed} + e_{N,z} \cdot N_{Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1 \quad (6.52) \text{DB SE - A}$$

$$-A^* = 270 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$-K_y = 1.0019$$

$$-c_{m,y} = 1$$

$$-W_y = 5701 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$-e_{N,y} = 0 \text{ tabla}$$

- El último término de la ecuación 6.51 se anula ya que:

$$M_{zEd}=0 \text{ y } e_{N,z}=0$$

$-\alpha_y=0.8 \rightarrow$  Tabla 6.8

$$\frac{62746.9}{0.48 \times 27000 \times \frac{275}{1.05}} + 1.0019 \times 0.8 \times \frac{1 \times 224 \times 10^6}{1 \times 5701 \times 1000 \times \frac{275}{1.05}} = \mathbf{0.138 < 1}$$

### 3.6.2.3.3 Dintel

Hemos elegido para el estudio del dintel una viga HEB 360, y sus datos son:

$$A = 180.6 \text{ cm}^2$$

$$h = 360 \text{ mm}$$

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$I_x = 43190 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 10140 \text{ cm}^4$$

El dintel se calcula igual que el pilar pero sin flexo-compresión, entonces pasaremos directamente a las fórmulas.

#### 3.6.2.3.3.1 Pandeo y compresión

N (fuerza axial de nuestro dintel) = -54889.21 N

$$N_{C,Rd} \leq N_{PL,Rd} = A \times f_{yd}$$

#### 1 Eje fuerte:

$$L = 10.15\text{m} = 10150\text{mm}$$

#### 1. Eje fuerte

N (fuerza axial de nuestro pilar) = -62746.91 N

$$N_{C,Rd} \leq N_{PL,Rd} = A \times f_{yd} = 18600 \text{ mm}^2 \times \frac{275 \text{ N}}{1.05} / \text{mm}^2 = 4729914 \text{ N}$$

$$L_K = 0.7 \times L = 0.7 \times 10150 = 7105 \text{ mm}$$

A partir de la longitud de pandeo, primero calculamos la resistencia plástica de la sección de cálculo.

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{L_K}\right)^2 \times E \times I = \left(\frac{\pi}{7105\text{mm}}\right)^2 \times 2.1 \times 10^5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \times 43190 \times 10^4 \text{mm}^4 = 17732667.86 \text{ N}$$

A continuación, utilizando la resistencia plástica calculada anteriormente comprobamos que la esbeltez reducida en el eje **z** es inferior a 2, ya que es el máximo permitido por la norma para elementos principales.

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \times f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{18060 \text{ mm}^2 \times 261.9 \text{ N/mm}^2}{17732667.86 \text{ N}}} = 0.53 < 2$$

Perfil laminado en I:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{360}{300} = 1.2 \\ t_1 = 19 < 40 \text{ mm} \\ \text{S235 a S355} \end{array} \right\} \rightarrow \text{Eje Z: c}$$

Vamos a la tabla 6.3 con la esbeltez reducida y **b** obtenemos  $\chi = 0.8$

Ahora calcularemos la resistencia máxima de la barra a pandeo y comprobaremos que es menor que la fuerza axial que se ejerce sobre nuestro pilar. Si esto se cumple seguimos con los cálculos, sino volveremos al inicio y escogeremos otro perfil o mayor que el seleccionado, con una resistencia mayor a pandeo, hasta que aguante.

$$N_{b,Rd} = \chi \times A \times f_{yd} = 0.8 \times 18060 \text{ mm}^2 \times 261.9 \text{ N/mm}^2 = 3784000 \text{ N} > 54889.21 \text{ N}$$

$\chi$  coeficiente de reducción por pandeo, cuyo valor puede obtenerse en los epígrafes en función de la esbeltez reducida y la cura de pandeo apropiada al caso.

A área de la sección transversal de clases 1, 2 y 3

$f_{yd}$  resistencia de cálculo del acero, tomando  $f_{y,d} = \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$

$$N_{b,Rd} = \chi \times A \times f_{yd}$$

## AGUANTA NO PANDEA

### 1 Eje débil

N (fuerza axial de nuestro pilar) = = N

$$N_{C,Rd} \leq N_{Pl,Rd} = A \times f_{yd} = 18600 \text{ mm}^2 \times \frac{275 \text{ N}}{1.05 \text{ mm}^2} = 4729914$$

$$L_K = 0.7 \times L = 0.7 \times 10150 = 7105 \text{ mm}$$

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{L_K}\right)^2 \times E \times I = \left(\frac{\pi}{7105 \text{ mm}}\right)^2 \times 2.1 \times 10^5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \times 10140 \times 10^4 \text{ mm}^4 = 4163214.91 \text{ N}$$

A continuación, utilizando la resistencia plástica calculada anteriormente comprobamos que la esbeltez reducida en el eje **z** es inferior a 2, ya que es el máximo permitido por la norma para elementos principales.

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \times f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{270 \times 10^2 \text{ mm}^2 \times 261.9 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{4163214.91 \text{ N}}} = 1.09 < 2$$

Perfil laminado en I:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{b} = 1.2 \\ t_1 = 19 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \\ \text{S235 a S355} \end{array} \right\} \rightarrow \text{Eje z: b}$$

Vamos a la tabla 6.3 con la esbeltez reducida y “b” o tenemos  $\chi = 0.54$ .

Ahora calcularemos la resistencia máxima de la barra a pandeo y comprobaremos que es menor que la fuerza axial que se ejerce sobre nuestro pilar. Si esto se cumple seguimos con los cálculos, sino volveremos al inicio y escogeremos otro perfil o mayor que el seleccionado, con una resistencia mayor a pandeo, hasta que aguante.

$$N_{b,Rd} \leq N_{PL,Rd} = \chi \times A \times f_{yd} = 1.09 \times 18060 \text{ mm}^2 \times 261.9 \text{ N/mm}^2 =$$
$$= 5155700 \text{ N} > 54889.21 \text{ N}$$

$\chi$  coeficiente de reducción por pandeo, cuyo valor puede obtenerse en los epígrafes en función de la esbeltez reducida y la cura de pandeo apropiada al caso.

A área de la sección transversal de clases 1, 2 y 3

$f_{yd}$  resistencia de cálculo del acero, tomando  $f_{y,d} = \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$

$$N_{b,Rd} = \chi \times A \times f_{yd}$$

### AGUANTA NO PANDEA

#### 3.6.2.3.1.2 Cortante

V (esfuerzo cortante de nuestro pilar) = 61986.45 N

$$V_{PL,Rd} = A_V \times \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = 14797 \text{ mm}^2 \times \frac{275 \text{ N/mm}^2}{1.05 \sqrt{3}} = 2237500.9 \text{ N} > 61986.45 \text{ N}$$

### AGUANTA

Perfiles en I cargados perpendicularmente al alma:

$$A_V = A - d \times t_w = 18060 - 261 \times 12.5 = 14797.5 \text{ mm}^2$$

$$t_w = 12.5 \text{ mm}$$

$$d = 261 \text{ mm}$$

#### 3.6.2.3.1.3 Flexión compuesta:

Según CTE SE-A apartado 6.2.8

Nosotros tenemos una sección de la clase 3:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,Rdz}} \leq 1 \quad (6.11) \text{ DB SE-A}$$

$$N_{m\acute{a}x(COMP)} = 54885.21 \text{ N}$$

$$M_f = 206 \times 10^6 \text{ N x mm}$$

$$W_{el,y} = 2400 \text{ cm}^3$$

$$N_{Pl,Rd} = A \times f_{yd}$$

$$M_{Pl,Rd} = W_{el,y} \times f_{yd}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rdy}} = \frac{54885.21}{180.6 \times 10^2 \text{ mm}^2 \times \frac{275}{1.05} \text{ N/mm}^2} + \frac{206 \times 10^6}{2400 \times 10^3 \times \frac{275}{1.05} \text{ N/mm}^2} = 0.34 < 1$$

→AGUANTA

### 3.6.2.4 COMBINACIONES ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Para realizar las combinaciones las de la flecha no se deben aplicar los coeficientes de seguridad pero si los coeficientes de simultaneidad.

1. CP
2. CP + SU
3. CP + SN
4. CP + SV1presión
5. CP + SV2presión
6. CP + SV3 (succión)
7. CP + SN + 0.6 SV1presión
8. CP+ SN + SV2presión
9. CP + SN + SV3 (succión)

10. CP + SV1presión + 0.5 SN
11. CP + SV2succión + 0.5 SN
12. CP + SV3 (succión) + 0.5 SN

Se analizarán las combinaciones de cargas más desfavorables.

Las combinaciones para los pilares son solo dos, ya que solo actúa el peso propio y la sobrecarga de viento:

- |        |   |                              |
|--------|---|------------------------------|
| 1. C.P | ↓ | } Direcciones sobre el pilar |
| 2. S.V | → |                              |

Analizando todas las combinaciones se observa que las más desfavorables son las número 11 y 12.

Se introducirán al CESPLA y se obtendrán las flechas producidas, teniendo que escoger la mayor.

Siendo ésta para el dintel la correspondiente a la combinación 11 en el elemento 9, de un valor de 2.31 cm. Y para el dintel la correspondiente a la combinación 11 en el elemento 14, de un valor de 1.88 cm.

$$\left. \begin{array}{l} \delta_x = 1.86 \text{ cm} \\ \delta_y = 1.37 \text{ cm} \end{array} \right\} \delta_{\text{TOTAL}} = \sqrt{1.86^2 + 1.37^2} = 2.31 < 3.38 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} \delta_x = 0.01 \text{ cm} \\ \delta_y = 1.88 \text{ cm} \end{array} \right\} \delta_{\text{TOTAL}} = \sqrt{0.01^2 + 1.88^2} = 1.88 < 3.38 \text{ cm}$$

### 3.6.2.5 ESTUDIO DE LA FLECHA

Según el documento básico SE-A, apartado 4.3.3.1 flechas:

$$\delta = \frac{L}{300} = \frac{1015}{300} = 3.38 \text{ cm}$$

Como podemos comprobar el HEB 360 para los dinteles y el HEB 600 para los pilares nos aguanta la flecha.

### **3.6.3 MÉNSULA DE APOYO DE LA VIGA CARRIL**

La sección más desfavorable, y por tanto la que se va a estudiar, es la del empotramiento de la ménsula en el pilar. Aplicando la peor hipótesis de carga, se deberá comprobar que el perfil elegido para la ménsula aguanta.

Las ménsulas por las que se opta son perfiles IPE300 de acero S275JR irán empotradas mediante unión atornillada con placa testa. La longitud mínima de ménsula será de 40cm, desde el empotramiento hasta el extremo libre.

#### **Solicitaciones sobre la ménsula**

El coeficiente dinámico es 1 para las ménsulas según tabla 5 de UNE 76-201-88.

#### **En dirección vertical**

Carga permanente: peso ménsula + (peso viga carril + peso viga raíl) x 5m

Carga permanente:  $G = 42.2 \text{ kg/m} \times 0.4 + 61.3 \text{ kg/m} \times 5\text{m} = 323.38 \text{ kg}$

Reacciones verticales:  $\Sigma V = 1 \times 2 \times 2260 \text{ kg} = 6780 \text{ kg}$

#### **En dirección horizontal:**

$HL = \Sigma V / 7 = 556.93 \text{ kg}$

$HT = \Sigma V / 10 = 389.85 \text{ kg}$

Todas estas cargas están representadas en la siguiente figura para que sea más fácil la interpretación.

Tanto las cargas verticales debidas a las acciones del puente grúa  $\Sigma V$  como a la carga permanente hacen trabajar a la ménsula a flexión en el eje X. La carga HL provoca flexión en el eje Y mientras que la fuerza HT solicita al perfil de la ménsula a compresión.

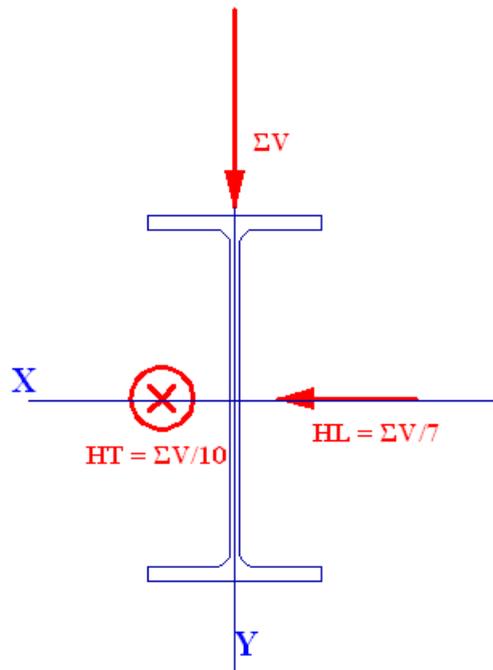


Figura 3.19. Cargas en la viga carril

### Combinación y mayoración de acciones

#### En dirección vertical

Carga permanente: peso ménsula + (peso viga carril + peso viga raíl) x 5m

Carga permanente:  $G = 1.35 \times 323.38 \text{ kg} = 436.563 \text{ kg}$

Reacciones verticales:  $\Sigma V = 1.5 \times 2 \times 2260 \text{ kg} = 6780 \text{ kg}$

$M_{f,vertical} = 19 \times (6780 + 436.536) = 137114.18 \text{ kg} \times \text{cm}$

#### En dirección horizontal:

$HL = \Sigma V/7 = 968.57 \text{ kg}$

$HT = \Sigma V/10 = 678 \text{ kg}$

$M_{f,horizontal} = 19 \times 968.57 = 18402.83 \text{ kg} \times \text{cm}$

#### Comprobación de ménsula

### Comprobación de ELU

Para IPE 300 se tiene:

$$W_x = 557 \text{ cm}^3$$

$$W_y = 80.40 \text{ cm}^3$$

$$A = 53.8 \text{ cm}^2$$

$$e = 10.8 \text{ mm}$$

$$h_1 = 241 \text{ mm}$$

$$\frac{M_{f,vert}}{W_x} + \frac{M_{f,horiz}}{W_y} + \frac{H_T}{A} = \frac{137114.18}{557} + \frac{18402.83}{80.40} + \frac{678}{53.8} = 478.65 \text{ kg/cm}^2 < 2619 \text{ kg/cm}^2$$

### Comprobación a cortante del alma:

$$\tau_{adm} = \frac{\sigma_{adm}}{2} = 1309.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Área del alma} = \text{espesor de alma (e)} * \text{altura alma (h1)} = 0.71 * 24.1 = 17.65 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\Sigma V}{\text{Área del alma}} = \frac{11894}{17.65} = 673.86 \text{ kg/cm}^2 < \tau_{adm}.$$

### Comprobación de ELS

Las flechas ocasionadas por las solicitaciones a estudio son muy pequeñas, dado que el elemento tiene una longitud también pequeña, de lo que se deduce que no es necesario realizar esta comprobación.

**El perfil cumple con todas las comprobaciones. Se dispondrá de perfil IPE 300 para ménsula**

## **3.7 ENTREPLANTA**

La entreplanta se instala en la nave adosada con el fin de lograr un mayor aprovechamiento de la misma. La nave adosada está destinada a albergar en la primera planta el taller de reparaciones, el almacén y dos vestuarios. La entreplanta se destinará para la implantación de las oficinas, comedor, baños y despacho del director general de la planta.

Se logra gracias a la entreplanta un mayor aprovechamiento y unos huecos con mayor amplitud.

### **3.7.1 DATOS INICIALES**

La entreplanta está constituida por forjado unidireccional con bovedillas cerámicas y viguetas de perfiles IPE de acero S275JR. La capa de hormigón de compresión de 4cm.

La entreplanta abarca cinco pórticos y toda la luz entre pilares del mismo pórtico, dando así, una superficie de  $20 \times 20m^2$ .

Las viguetas tienen una distancia de separación de 1m (área tributaria). Se consideran como vigas continuas de 20m multiapoyadas con distancia entre apoyos de 4m (4 vanos) puesto que descansarán sobre vigas distanciadas entre sí 4m.

Las vigas estarán unidas a los pilares que soportarán todo el forjado, estas uniones serán empotradas. Salvo las vigas situadas entre pilares de pórticos las cuales estarán articuladas. Los pilares a su vez estarán empotrados en las zapatas.

### **3.7.2 CÁLCULO DE LAS VIGUETAS**

#### **3.7.2.1 Peso propio**

La carga permanente estará constituida por el peso de la tabiquería, peso de las bovedillas cerámicas de 25 cm de espesor, peso del hormigón, peso de las baldosas y peso de las viguetas IPE 180.

Carga permanente:

peso tabiquería + peso bovedillas cerámicas de 25cm de espesor y hormigón de compresión (4cm) + peso de baldosas cerámicas + peso IPE180 =

$$101.94\text{kg/m} + 416.67\text{kg/m} + 83.3\text{kg/m} + 18.8\text{kg/m} = 625.54 \text{ kg/m} = 6.25 \text{ kg/cm}$$

### **3.7.2.2 Sobrecarga de uso**

Se tiene una carga puntual y una carga distribuida. de entre las dos se escoge la que genere un mayor momento flector, tal y como se ha explicado con anterioridad.

Carga de uso:

$$QU = 200\text{kg/m}^2 \times 1\text{m} = 200\text{kg/m};$$

$$PU = 200\text{kg}$$

$$M_f, PU = 200\text{kg} \times 4\text{m}/4\text{m} = 200\text{kgm}$$

$$M_f, QU = 200\text{kg/m} \times 4^2/8 = 400\text{kgm}$$

Por tanto la carga de uso distribuida será la más desfavorable, con esta se hace las comprobaciones de estado límite último y combinaciones estado límite de servicio.

En primer lugar realizaremos las combinaciones para comprobar que el perfil nos aguanta a resistencia

Se introducirá la combinación al CESPLA para conocer sus momentos flectores, y realizar el estudio a resistencia.

### Combinaciones para comprobación estado límite último

#### Perpendiculares

1. 1.35 C.P
2. 1.5 S.U

3. 1.35 C.P + 1.5 S.U

De las tres combinaciones posibles, la más desfavorable es la de la carga permanente junto con la sobrecarga de uso.

$$1.35 \text{ C.P} + 1.5 \text{ S.U} = 1.35 \times 6.25 + 1.5 \times 2 = 11.44 \text{ kg/cm}$$

$$M_{Y,max} = 192674 \text{ kg x cm}$$

**Estudio a resistencia**

IPE 180

$$W_y = 146 \text{ cm}^3$$

Según el documento básico SE-A, apartado 4.5 resistencia al cálculo:

$$f_{y,d} = \frac{f_y}{\gamma_M}$$

- $f_y$  tensión del límite elástico del material base (tabla 4.1). No se considerará endurecimiento derivado del conformado en frío o cualquier otra operación.

- $\gamma_M$  coeficiente parcial de seguridad del material, de acuerdo al apartado 2.33.

Datos:

$$f_y = S275 = 275 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_M = 1.05$$

Primero calcularemos la resistencia para la combinación perpendicular y su correspondiente paralela.

$$f_{y,d} = \frac{f_y}{\gamma_M} = \frac{275}{1.05} = 261.9 \text{ N/mm}^2 = 2669.67 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{b,rd} = \frac{M_Y}{W_Y} = \frac{192674}{146} = 1319.68 \text{ kg/cm}^2$$

$$1319.68 \text{ kg/cm}^2 < 2669.67 \text{ kg/cm}^2$$

Como podemos comprobar la IPE 180 nos **aguanta** a resistencia

### Combinaciones estado límite de servicio

#### Paralelas

1. C.P.
2. S.U
3. C.P. + S.U.

De las tres combinaciones posibles, la más desfavorable es la de la carga permanente junto con la sobrecarga de uso.

$$\text{C.P} + \text{S.U.} = 6.25 + 2 = 8.25 \text{ kg/cm}$$

La flecha para zonas administrativas no debe superar  $L/400 = 400/400 = 1 \text{ cm}$

$$y_{max} = 0.507 \text{ cm}$$

$$0.507 \text{ cm} < 1 \text{ cm}$$

**Por lo tanto se emplearán perfiles IPE180 como viguetas**

### 3.7.3 CÁLCULO DE LAS VIGAS

Se calculan como vigas multiapoyadas de longitud de vano 4m (distancia pilares) sometidas a las cargas que transmiten las viguetas del forjado. El área tributaria de las vigas tiene un ancho de 5m.

Se predimensiona la viga eligiendo perfil IPE 240.

#### 3.7.3.1 Peso propio

La carga permanente estará constituida por el peso del forjado y el peso de las vigas IPE 240.

Carga permanente:

Peso forjado + peso viguetas IPE 180 + peso vigas IPE 240 =  
 $6.25 \text{ kg/cm} + 0.7896 \text{ kg/cm} + 0.3147 \text{ kg/cm} = 7.3543 \text{ kg/cm}$

#### 3.7.3.2 Sobrecarga de uso

Se tiene una carga puntual y una carga distribuida. De entre las dos se escoge la que genere un mayor momento flector, tal y como se ha explicado con anterioridad.

Carga de uso:

$$QU = 200 \text{ kg/m}^2 * 4 \text{ m} = 800 \text{ kg/m};$$

$$PU = 200 \text{ kg}$$

De entre estas dos cargas siempre se optará por la más desfavorable.

$$Mf, PU = 200 \text{ kg} * 5 \text{ m} / 4 = 250 \text{ kgm}$$

$$Mf, QU = 800 \text{ kg/m} * 5^2 \text{ m}^2 / 8 = 2500 \text{ kgm}$$

Por tanto la carga de uso distribuida será la más desfavorable, con esta se hace las comprobaciones de estado límite último y combinaciones estado límite de servicio.

En primer lugar realizaremos las combinaciones para comprobar que el perfil nos aguanta a resistencia

Se introducirá la combinación al CESPLA para conocer sus momentos flectores, y realizar el estudio a resistencia.

### Combinaciones para comprobación estado límite último

#### Perpendiculares

4. 1.35 C.P
5. 1.5 S.U
6. 1.35 C.P + 1.5 S.U

De las tres combinaciones posibles, la más desfavorable es la de la carga permanente junto con la sobrecarga de uso.

$$1.35 \text{ C.P} + 1.5 \text{ S.U} = 1.35 \times 7.35 + 1.5 \times 8 = 21.92 \text{ kg/cm}$$

$$M_{Y,max} = 587743 \text{ kg x cm}$$

### **Estudio a resistencia**

IPE 240

$$W_y = 324 \text{ cm}^3$$

Según el documento básico SE-A, apartado 4.5 resistencia al cálculo:

$$f_{y,d} = \frac{f_y}{\gamma_M}$$

- $f_y$  tensión del límite elástico del material base (tabla 4.1). No se considerará endurecimiento derivado del conformado en frío o cualquier otra operación.
- $\gamma_M$  coeficiente parcial de seguridad del material, de acuerdo al apartado 2.33.

Datos:

$$f_y = S275 = 275 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_M = 1.05$$

Primero calcularemos la resistencia para la combinación perpendicular y su correspondiente paralela.

$$f_{y,d} = \frac{f_y}{\gamma_M} = \frac{275}{1.05} = 261.9 \text{ N/mm}^2 = 2669.67 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{b,rd} = \frac{M_Y}{W_Y} = \frac{587743}{324} = 1814.02 \text{ kg/cm}^2$$

$$1814.02 \text{ kg/cm}^2 < 2669.67 \text{ kg/cm}^2$$

Como podemos comprobar la IPE 240 nos **aguanta** a resistencia

### Combinaciones estado límite de servicio

#### Paralelas

4. C.P.
5. S.U
6. C.P. + S.U.

De las tres combinaciones posibles, la más desfavorable es la de la carga permanente junto con la sobrecarga de uso.

$$C.P + S.U.= 7.35 +8= 15.35 \text{ kg/cm}$$

La flecha para zonas administrativas no debe superar  $L/400 = 500/400 = 1.25 \text{ cm}$

$$y_{max}=0.759 \text{ cm}$$

$$0.759 \text{ cm} < 1.25 \text{ cm}$$

**Por lo tanto se emplearán perfiles IPE 240 como vigas.**

### **3.7.4 CÁLCULO DE LOS PILARES**

Estos pilares están sometidos únicamente a compresión simple, no existen cargas de ningún otro tipo por lo tanto la comprobación será a pandeo en su eje más débil. La carga la recibe de las vigas que sustenta.

La comprobación se realiza para la situación pésima que al igual que para las vigas y viguetas es la de uso más permanente. La carga que recibe el pilar es igual a la reacción de este sobre la viga en magnitud y dirección pero de sentido contrario.

El punto más desfavorable del pilar será el empotramiento en cimentación ya que en ese punto además del peso que le llega del propio forjado actúa todo el peso del propio pilar  
Reacción + 1.35peso propio del pilar.

La longitud de pandeo de los pilares de la zona de forjado es:

$$L_K = 0.7 \times L \text{ (empotrado en cimentación y articulado en la cabeza)}$$

$$L_K = 0.7 \times 5\text{m} = 3.5\text{m}.$$

En el apartado 6.3.2.1 del DB SE-A “para barras rectas de sección constante y axil constante” se dispone:

$$\lambda = \left[ \frac{(A \times f_y)}{N_{CR}} \right]^{0.5} \quad (1)$$

$$N_{cr} = \left( \frac{\pi}{L_K} \right)^2 \times E \times I \quad (2)$$

Se sustituye (2) en (1)

$$\lambda = \left[ \frac{(A \times f_y)}{\left( \frac{\pi}{L_K} \right)^2 \times EI} \right]^{0.5} \Rightarrow \lambda = \frac{L_K}{\pi} \times \left[ \frac{A \times f_y}{EI} \right]^{0.5}$$

$A/I = 1/i^2$  ( $i$  = radio de giro de la sección para uno de los ejes)

$$\lambda = \frac{L_K}{\pi} \times \left[ \frac{f_y}{E \times i^2} \right]^{0.5} \Rightarrow \lambda = \frac{L_K}{\pi} \times \left[ \frac{f_y}{E} \right]^{0.5} \times \frac{1}{i} \Rightarrow i = \frac{L_K}{\pi \times \lambda} \times \left[ \frac{f_y}{E} \right]^{0.5} \quad (3)$$

La esbeltez máxima permitida para un elemento principal comprimido es  $\lambda = 2$  con lo cual se puede obtener el radio de giro mínimo para el eje débil y seleccionar así el perfil buscando un radio de giro para el eje débil igual o mayor al obtenido.

Para  $\lambda = 2$  sustituyendo en la expresión (3)  $i = 2.01\text{cm}$

Siendo el módulo de elasticidad:

$$E=2.1 \times 10^6$$

$$F_Y = 2750\text{kg}/\text{cm}^2; L_K = 350\text{cm}$$

Para HEB140  $\Rightarrow i = 3.58\text{cm}$

En la tabla 6.2 del DB SE-A se obtiene la letra correspondiente a la curva de pandeo en función de la sección.

HEB140:  $h/b=1 < 1.2$ ;  $t = 11\text{mm} < 100\text{mm}$ ; eje débil Z  $\Rightarrow$  letra c

Con la curva definida por la letra (b) y  $\lambda = 1.08$  en la tabla 6.3 de valores del coeficiente de pandeo  $\chi$ .

Se obtiene dicho parámetro  $\chi = 0.39$  y se calcula la carga  $N_{b,cr}$  superada la cual se produce el fallo por pandeo.

$$N_{b,cr} = \chi \times A \times f_{y,d} = 0.39 \times 34\text{cm}^2 \times 2750\text{kg}/\text{cm}^2 / 1.05 = 33075\text{kg}$$

$$N_C = \text{Reacción} + 1.35 \times 33.7 \times 5 = 14994.3\text{kg} + 227.475 = 15221.78 \text{ kg} < N_{b,cr}$$

No obstante hay que considerar que las vigas serán soldadas por el alma al ala del pilar por lo que la anchura B del perfil debe ser la suficiente como para albergar la viga que en el presente proyecto es IPE300 la anchura de esta es de 150mm por lo que ya no es válido el perfil HEB120. El perfil HEB160 es el primero que abarca la anchura de la viga no obstante el margen es mínimo (5mm a cada lado) por lo que se opta por el HEB180.

Si HEB120 era apto a pandeo HEB180 también lo será:

HEB180:  $h/b=1 < 1.2$ ;  $t = 14\text{mm} < 100\text{mm}$ ; eje débil Z  $\Rightarrow$  letra c; ( $i = 4.05\text{cm} \Rightarrow \lambda = 1$ )

Con la curva definida por la letra (b) y  $\lambda = 1 \Rightarrow \chi = 0.54$  y se calcula la carga  $N_{b,cr}$  superada la cual se produce el fallo por pandeo:

$$N_{b,cr} = \chi \times A \times f_{y,d} = 0.54 \times 65.3 \text{cm}^2 \times 2750 \text{kg/cm}^2 / 1.05 = 92353 \text{kg}$$

$$N_c = \text{Reacción} + 1.35 \times 51.2 \times 5 = 14994.3 \text{ kg} + 345.6 = 15339.9 \text{ kg} < N_{b,cr}$$

Tal y como se predijo el perfil HEB180 no falla a pandeo

**Por lo tanto se instalarán perfiles HEB180 como pilares de la zona de oficinas**

## 3.8 ESTUDIO DE LOS PILARINES

Se colocarán los pilarines en el último pórtico hastial, el cual irá cerrado, a una distancia de 5 metros cada uno. Los pilarines servirán para soportar las cargas que producen las correas y cerramiento laterales de dicho pórtico cuando el viento incide sobre ellos.

A continuación se enumeran y calculan una a una todas las cargas que intervienen en los pilarines:

### 3.8.1 ESTUDIO DE LAS CARGAS

#### 3.8.1.1 Carga permanente

##### 3.8.1.1.1 Peso del cerramiento

Multiplicaremos el peso del cerramiento lateral por el área tributaria del pilarín.

$$C_{\text{cerramiento}} = 9.76 \text{ kg/m}^2 \times 5 \text{ m} = 48.8 \text{ kg/m} = 0.488 \text{ kg/cm}$$

##### 3.8.1.1.2 Peso de las correas laterales

Teniendo en cuenta la distribución de correas, el pilarín estará soportando el peso de 6 tramos de correa IPE 140. Por lo tanto se multiplica el peso propio de la correa por su área tributaria y por el número de correas que soporta el pilarín y se dividirá después por la longitud del pilarín.

$$C_{p,\text{correas}} = \frac{12.9 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times 2.5 \text{ m} \times 5 \text{ correas}}{11.73 \text{ m}} = 14.659 \text{ kg/m} = 0.147 \text{ kg/cm}$$

### **3.8.1.1.3 Peso del pilarín**

Se utilizará para los pilarín un perfil laminado **HEB 180**, que tiene un peso de:

$$C_{p,pilarillo} = 51.2 \frac{kg}{m} \times \frac{1 m}{100 cm} = 0.512 \text{ kg/cm}$$

### **3.8.1.1.4 Peso del dintel**

Cada pilarín tendrá que soportar 5m de dintel HEB 360. De modo que le afectara una carga puntual de valor:

$$CP \text{ dintel} = 142 \text{ kg/m} \cdot 5m = 710 \text{ kg}$$

Para pasar la carga de puntual a distribuida la dividimos entre la longitud del pilarín:

$$CP \text{ dintel} = 710 \text{ kg} / 1100 \text{ cm} = 0.645 \text{ kg/cm}$$

Sumando los pesos de los distintos elementos se obtiene la **carga permanente total**:

$$CP \text{ total} = 0.488 \text{ kg/cm} + 0.147 \text{ kg/cm} + 0.512 \text{ kg/cm} + 0.645 \text{ kg/cm} = 1.792 \text{ kg/cm}$$

### **3.8.1.2 Carga variable**

La carga de viento a utilizar será la correspondiente a la dirección longitudinal con el hueco a sotavento. Se utilizará esta puesto que es la más desfavorable para el último pórtico.

Multiplicando por el área tributaria del pilarín para conocer la carga de viento que le afecta, obtenemos:

$$q_D = 0.82 \text{ KN/m}^2$$

$$q_D = 0.82 \text{ KN/m}^2 \times 5\text{m} = 4.1 \text{ KN/m} \times 1000 \text{ N/1KN} \times 1\text{m}/100 \text{ cm} = 4.179 \text{ kg/cm}$$

### 3.8.2 COMBINACIONES

Obtenidas todas las cargas que afectan al pilarín, se realizará la combinación que le corresponde:

$$1.1.35 \times 1.792 = 2.42 \text{ kg/cm}$$

$$2.1.5 \text{ V} = 1.5 \times 4.179 = 6.27 \text{ kg/cm}$$

Para la resolución del pilarín se debe tomar su esquema de cálculo, sobre el cual aplicar las cargas.

El esquema de cálculo, tomado del Arguelles, será el siguiente:

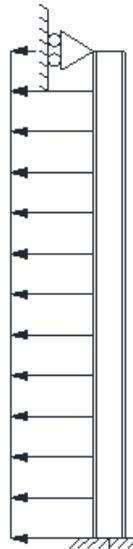


Figura 3.15 Esquema pilarín

Una vez medidas las cargas anteriormente calculadas, con el esquema indicado, en el CESPLA, se obtienen directamente que las cargas axial, cortante y momento flector máximo se dan en la misma sección.

Estos valores son:

$$N_{\text{máx}} (\text{COMP}) = -2737.9 \text{ kg} = 26858.8 \text{ N}$$

$$V_{\text{máx.}} = 4310.63 \text{ kg} = 42287.28 \text{ N}$$

$$M_{\text{máx.}} = 948338 \text{ kg} \times \text{cm} = 93031957.8 \text{ N} \times \text{mm}$$

Como el pilarín trabaja a compresión, se hará el estudio correspondiente de COMPRESIÓN, PANDEO, CORTANTE, FLEXIÓN COMPUESTA y FLEXO-COMPRESIÓN.

Hemos elegido del prontuario la HEB 180, y sus datos son:

$$A = 65.3 \text{ cm}^2$$

$$h = 180 \text{ mm}$$

$$b = 180 \text{ mm}$$

$$e_1 = 8.5 \text{ mm}$$

$$I_x = 3837 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 1363 \text{ cm}^4$$

$$W_x = 425.7 \text{ cm}^3$$

$$\text{Peso: } 51.2 \text{ kg/m}$$

### 3.8.3.1 CÁLCULO DE COMPRESIÓN Y PANDEO

#### 1 – Eje fuerte

##### 3.8.3.1.1 Pandeo y Compresión.

N (fuerza axial de nuestro pilarín) = =26858.8 N N

El valor de Lk para una barra canónica empotrada y articulada según tabla 6.1

(DB SE-A)

$$L_K=0.7 \times L= 0.7 \times 11000= 7700 \text{ mm}$$

A partir de la longitud de pandeo, primero calculamos la resistencia plástica de la sección de cálculo.

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{L_K}\right)^2 \times E \times I = \left(\frac{\pi}{7700\text{mm}}\right)^2 \times 2.1 \times 10^5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \times 3837 \times 10^4 \text{mm}^4 = 1341310.7 \text{ N}$$

A continuación, utilizando la resistencia plástica calculada anteriormente comprobamos que la esbeltez reducida en el eje **z** es inferior a 2, ya que es el máximo permitido por la norma para elementos principales.

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \times f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{65.3 \times 10^2 \text{mm}^2 \times 261.9 \text{N/mm}^2}{1341310.7 \text{ N}}} = 1.16 < 2$$

Perfil laminado en I:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{180}{180} = 1 < 1.2 \\ t_1 = 8.5 < 100 \text{ mm} \\ \text{S235 a S355} \end{array} \right\} \rightarrow \text{Eje Z: b}$$

Vamos a la tabla 6.3 con la esbeltez reducida y **b** obtenemos  $\chi = 0.51$

Ahora calcularemos la resistencia máxima de la barra a pandeo y comprobaremos que es menor que la fuerza axial que se ejerce sobre nuestro pilar. Si esto se cumple seguimos con los cálculos, sino volveremos al inicio y escogeremos otro perfil o mayor que el seleccionado, con una resistencia mayor a pandeo, hasta que aguante.

$$N_{b,Rd} = \chi \times A \times f_{yd} = 0.51 \times 65.3 \times 10^2 \text{ mm}^2 \times 261.9 \text{ N/mm}^2 =$$
$$= 872221.43 \text{ N} > 26858.8 \text{ N}$$

$\chi$  coeficiente de reducción por pandeo, cuyo valor puede obtenerse en los epígrafes en función de la esbeltez reducida y la cura de pandeo apropiada al caso.

A área de la sección transversal de clases 1, 2 y 3

$f_{yd}$  resistencia de cálculo del acero, tomando  $f_{y,d} = \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$

$$N_{b,Rd} = \chi \times A \times f_{yd}$$

### AGUANTA NO PANDEA

#### 1 Eje débil

N (fuerza axial de nuestro pilarín) = 26858.8 N

$$L_K = 0.7 \times L = 0.7 \times 11000 = 7700 \text{ mm}$$

A partir de la longitud de pandeo, primero calculamos la resistencia plástica de la sección de cálculo

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{L_K}\right)^2 \times E \times I = \left(\frac{\pi}{7700 \text{ mm}}\right)^2 \times 2.1 \times 10^5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \times 1363 \times 10^4 \text{ mm}^4 = 476467.68 \text{ N}$$

A continuación, utilizando la resistencia plástica calculada anteriormente comprobamos que la esbeltez reducida en el eje **z** es inferior a 2, ya que es el máximo permitido por la norma para elementos principales.

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \times f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{63.5 \times 10^2 \text{ mm}^2 \times 261.9 \text{ N/mm}^2}{476467.68 \text{ N}}} = 1.9 < 2$$

Perfil laminado en I:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{180}{180} = 1 < 1.2 \\ t_1 = 8.5 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \\ \text{S235 a S355} \end{array} \right\} \rightarrow \text{Eje y: c}$$

Vamos a la tabla 6.3 con la esbeltez reducida y “c” o tenemos  $\chi = 0,21$ .

Ahora calcularemos la resistencia máxima de la barra a pandeo y comprobaremos que es menor que la fuerza axial que se ejerce sobre nuestro pilar. Si esto se cumple seguimos con los cálculos, sino volveremos al inicio y escogeremos otro perfil o mayor que el seleccionado, con una resistencia mayor a pandeo, hasta que aguante.

$$\begin{aligned} N_{b,Rd} \leq N_{PL,Rd} &= \chi \times A \times f_{yd} = 0.21 \times 65.3 \times 10^2 \text{ mm}^2 \times 261.9 \text{ N/mm}^2 = \\ &= 359150 \text{ N} > 26858.8 \text{ N} \end{aligned}$$

$\chi$  coeficiente de reducción por pandeo, cuyo valor puede obtenerse en los epígrafes en función de la esbeltez reducida y la cura de pandeo apropiada al caso.

A área de la sección transversal de clases 1, 2 y 3

$f_{yd}$  resistencia de cálculo del acero, tomando  $f_{y,d} = \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$

$$N_{b,Rd} = \chi \times A \times f_{yd}$$

**AGUANTA NO PANDEA**

### 3.8.3.1.2 Cortante

V (esfuerzo cortante de nuestro pilar) = 37734.07N

Comprobamos que el esfuerzo cortante de cálculo en nuestro pilar  $V_{Ed}$  será menor que la resistencia de la sección a cortante  $V_{C,Rd}$ , que en ausencia de torsión será igual a la resistencia plástica.

$$V_{Pl,Rd} = A_V \times \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = 5493 \text{ mm}^2 \times \frac{275 \text{ N/mm}^2}{1.05 \sqrt{3}} = 84667.25 \text{ N} > 42287.28 \text{ N}$$

### AGUANTA

Perfiles en I cargados perpendicularmente al alma:

$$A_V = A - d \times t_w = 65.3 \times 10^2 - (122 \times 8.5) = 5493 \text{ mm}^2$$

$$t_w = 8.5 \text{ mm}$$

$$d = 122 \text{ mm}$$

#### 3.8.3.1.3 Flexión compuesta:

Según CTE SE-A apartado 6.2.8

Nosotros tenemos una sección de la clase 3:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,Rdz}} \leq 1 \quad (6.11) \text{ DB SE-A}$$

$$N_{\text{máx}(COMP)} = 26858.8 \text{ N}$$

$$M_f = 93031957.8 \text{ N x mm}$$

$$W_{el,y} = 425.7 \text{ cm}^3$$

$$N_{Pl,Rd} = A \times f_{yd}$$

$$M_{Pl,Rd} = W_{el,y} \times f_{yd}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rdy}} = \frac{26858.8}{65.3 \times 10^2 \text{ mm}^2 \times \frac{275 \text{ N/mm}^2}{1.05}} + \frac{93031957.8}{425.7 \times 10^3 \times \frac{275 \text{ N/mm}^2}{1.05}} = 0.85 < 1$$

→ AGUANTA

### 3.8.3.1.4 Flexo-compresión

Apartado 6.3.4.2, elementos comprimidos y flectados.

Las comprobaciones de estabilidad del pilar las realizamos aplicando las fórmulas que indicamos a continuación.

1- Para toda pieza:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \times A \times f_y} + K_y \times \frac{C_{m,y} \times M_{y,Ed} + e_{N,y} \times N_{Ed}}{\chi_{LT} \times W_y \times f_{yd}} + \alpha_z \times K_z \times \frac{C_{m,z} \times M_{z,Ed} + e_{N,z} \times N_{Ed}}{W_z \times f_{yd}}$$

$N_{Ed}$ ,  $M_{y,Ed}$ ,  $M_{z,Ed}$  son los valores de la fuerza axial y de los momentos de cálculo de mayor valor absoluto de la pieza.

$W_y, W_z$ ,  $e_{N,y}$ ,  $e_{N,z}$   $\alpha_y$  y  $\alpha_z$  están indicados en la tabla 6.8

$\chi_y$ ,  $\chi_z$  coeficientes de pandeo en cada dirección

$\chi_{LT}$  es el coeficiente de pandeo lateral, según 6.3.3; se tomará igual a 1 en piezas no susceptibles de pandeo por torsión.

$e_{N,y}$ ,  $e_{N,z}$  desplazamientos del centro de gravedad de la sección transversal efectiva con respecto a la posición del centro de gravedad de la sección transversal bruta, en piezas con secciones de clase 4.

$k_y$ ,  $k_z$ ,  $k_{LT}$  los coeficientes están indicados en la tabla 6.9

$$k_y = 1 + 0.6 \times \lambda \times \frac{N_{E,d}}{\chi \times N_{C,Rd}} = 1 + 0.6 \times 1.9 \times \frac{26858.8}{0.21 \times 1341310.7} = 1.1$$

Los factores de momento flector uniforme los obtenemos de la tabla 6.10, coeficientes del momento equivalente.

Vamos a la página 51 del documento de seguridad estructural del acero y dependiendo de la gráfica del momento que hemos hallado en el Cespla obtenemos **Cm**.

Nuestra gráfica se corresponde con la última figura momentos debidos a cargas laterales y momentos de extremos.

$$c_{m,i} = 0.2 + 0.8 \times \alpha \geq 4 \quad \text{si } 0 \leq \alpha \leq 1$$

$$c_{m,i} = 0.2 + 0.8 \times 1 = 1$$

Sustituimos en la fórmula de flexo compresión:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \times A \times f_{yd}} + K_y \times \frac{c_{m,y} \times M_{y,Ed} + e_{N,y} \times N_{Ed}}{\chi_{LT} \times W_y \times f_{yd}} + \alpha_z \times K_z \times \frac{c_{m,z} \times M_{z,Ed} + e_{N,z} \times N_{Ed}}{W_z \times f_{yd}}$$

$$\frac{26858.8}{0.21 \times 6530 \times \frac{275}{1.05}} + 1.1 \times \frac{1 \times 930 \times 10^5}{1 \times 425.7 \times 1000 \times \frac{275}{1.05}} = 0.85 < 1$$

2- Para piezas no susceptibles de pandeo por torsión:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + \alpha_y \cdot k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed} + e_{N,y} \cdot N_{Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed} + e_{N,z} \cdot N_{Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1 \quad (6.52) \text{DB SE - A}$$

$$-A^* = 65.3 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$-K_Y = 1.1$$

$$-C_{m,y} = 1$$

$$-W_Y = 425.7 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$-e_{N,y} = 0 \text{ tabla}$$

- El último término de la ecuación 6.51 se anula ya que:

$$M_{zEd}=0 \text{ y } e_{N,z}=0$$

$-\alpha_y=0.8 \rightarrow$  Tabla 6.8

$$\frac{26858.8}{0.51 \times 6530 \times \frac{275}{1.05}} + 1.1 \times 0.8 \times \frac{1 \times 930 \times 10^5}{1 \times 425.7 \times 1000 \times \frac{275}{1.05}} = \mathbf{0.75 < 1}$$

### **3.9 ARRIOSTRAMIENTOS**

En este apartado estudiaremos los arriostramientos que se encuentran en el primer pórtico, cada dos vanos y en el último pórtico.

#### **3.9.1 VIGA A CONTRAVIENTO**

Las cargas que recibe la viga a contraviento proceden en general de las acciones del viento longitudinal sobre los pilares de los entramados hastiales. También pueden existir cargas de frenado a la altura de la viga carril del puente grúa, aplicadas directamente sobre los entramados laterales.

En primer lugar, haremos el dimensionamiento del arriostramiento que colocaremos en la cubierta.

Si bien sobre los nudos donde se apoyarán los pilares y pilarines, se aplica una fuerza debida a la acción del viento sobre dichos pilares y pilarines, habrá barras que trabajarán a tracción y compresión, de las cuales solo habrá que estudiar las de tracción, puesto que se consideran como cables, y estos no trabajan a compresión. Quedando el esquema de cálculo con las barras a tracción, de la siguiente manera:

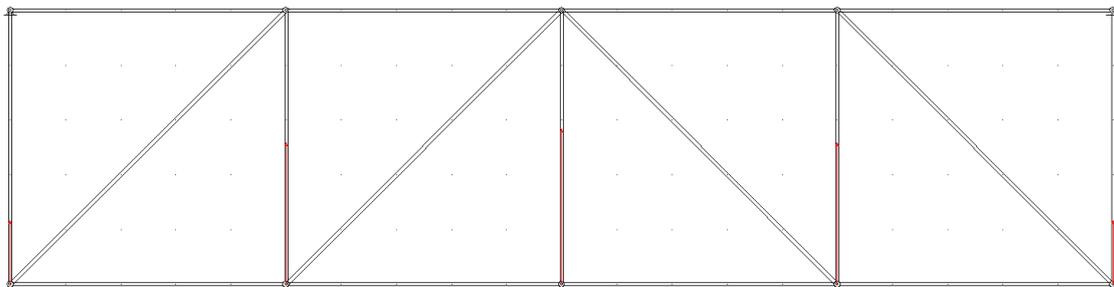


Figura 3.20. Esquema viga contraviento con barras trabajando a tracción

Las fuerzas aplicadas en los nudos, que serán las reacciones de los pilarines en los apoyos deslizantes antes mencionados en la explicación de los pilarines.

Ahora habrá que comprobar que barra diagonal será la más traccionada para realizar su posterior estudio. Y también se elegirá el peor montante comprimido para dimensionarlo. Se ha utilizado **tubo cuadrado de 70mm y 0.5 mm de espesor**.

Las fuerzas axiales máximas obtenidas son:

- Para el montante  $N = -4999.44 \text{ kg} = -49044.51 \text{ N}$

- Para la diagonal  $N = 5203.68 \text{ kg} = 51045.35 \text{ N}$

Estos valores de axial obtenidos corresponden para barras que son paralelas a un plano horizontal (montantes). Para obtener los esfuerzos reales de diagonales se dividirá los valores obtenidos por el coseno del ángulo que forma con la horizontal. En el caso de los montantes, en la realidad pertenecen a un plano horizontal, así que los valores obtenidos son los reales.

### **3.9.1.1 Cálculo del ángulo que forman las diagonales con el plano horizontal**

$$H = 5 \times \text{tg}(10) = 0.88 \text{ m}$$

$$\text{Hipotenusa} = \sqrt{5^2 + 0.88^2} = 5.016 \text{ m}$$

$$\text{Diagonal} = \sqrt{5^2 + 5.076^2} = 7.13 \text{ m}$$

$$\text{Diagonal 1} = \sqrt{5^2 + 5^2} = 7.017 \text{ m}$$

$$\cos \beta = \frac{\text{diagonal 1}}{\text{diagonal}} = \frac{7.011}{7.013} \longrightarrow \beta = 7.43^\circ$$

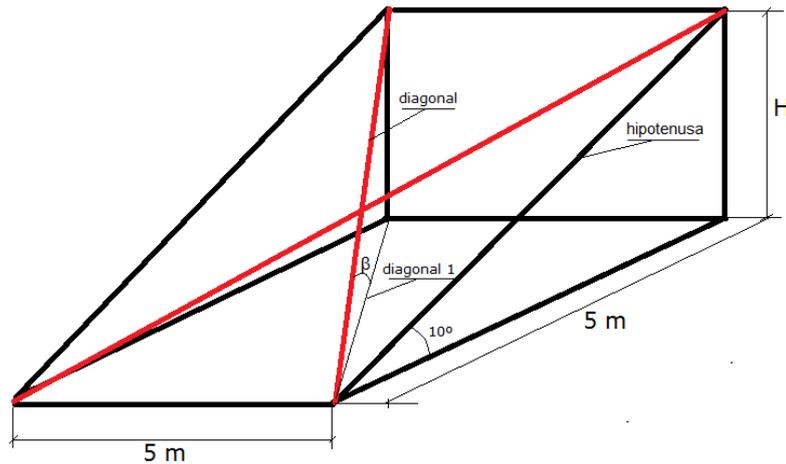


Figura 3.21. Cálculo del ángulo que forman las diagonales

De modo que la verdadera fuerza axial para la diagonal será:

$$N = \frac{51045.3}{\cos 7.43^\circ} = 51477.22 \text{ N}$$

### 3.9.1.2 Estudio a tracción de la diagonal

$$N_{T,rd} = < N_{pl,rd} = A \times f_{yd} = 12.4 \times 10^2 \times \frac{275}{1.05} = 324756 \text{ N}$$

$L_k = L = 7130 \text{ mm}$  (barras biarticuladas)

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{L_k}\right)^2 \times E \times I = \left(\frac{\pi}{7130}\right)^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 84.6 \times 10^4 = 34491.4 \text{ N}$$

$$\lambda_y = \sqrt{\frac{12.4 \times 10^2 \times 275}{34491}} = 3.14 < 4 \rightarrow \text{AGUANTA}$$

$\lambda_y < 4$  para arriostramientos a tracción

### 3.9.1.3 Estudio a compresión del montante

$$N_{C,rd} = 49414.2 \text{ N}$$

$L_k = L = 5076 \text{ mm}$  barras biarticuladas)

### 3.9.1.3.1 Compresión

$$N_{C,rd} < N_{pl,rd} \quad (6.2)$$

DB-SE -A

$$N_{C,rd} < N_{pl,rd} = A \times f_{yd} = 12.4 \times 10^2 \times \frac{275}{1.05} = 324756 \text{ N} > 49414.2 \text{ N}$$

### 3.9.1.3.2 Pandeo

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{L_K}\right)^2 \times E \times I = \left(\frac{\pi}{5076}\right)^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 84.6 \times 10^4 = 68052.8 \text{ N}$$

$$\lambda_y = \sqrt{\frac{12.4 \times 10^2 \times 275}{68052.8}} = 2.24 < 3 \quad \longrightarrow \quad \text{AGUANTA}$$

$\lambda_y < 3$  para arriostramientos a compresión

$$N_{B,rd} = X \times A \times f_{yd}$$

“A” será el área de la secc. transversal de clase 3

Para hallar el coeficiente de reducción por pandeo X:

Tabla 6.2, (DB SE-A)

- Laminado en caliente

Tabla 6.3 (DB SE-A)

$$X = 0.18$$

$$N_{B,rd} = 0.18 \times 12.4 \times 10^2 \times \frac{275}{1.05} = 58456.08 \text{ N} > 49414.2 \text{ N}$$

**NO PANDEA**

### 3.9.2 ENTRAMADO LATERAL

Los entramados laterales se calculan como sistemas de celosía planos que han de resistir las fuerzas transmitidas por la viga contraviento. El diseño será similar al utilizado para las vigas contraviento, formado por cruces de San Andrés, y se le aplicará en un extremo superior la reacción sacada de la viga contraviento y en la otra cara la fuerza ejercida por el viento longitudinal correspondiente sobre cada pilar del pórtico hastial. Para el entramado se utilizarán barras cuadradas de 70.5 mm.

La reacción que obtenemos del apoyo de la viga a contraviento tiene un valor de 5131.65 kg.

El valor del viento que le afecta al pilar será  $q_D = 0.82 \text{ KN/m}^2$ .

Para el pilar queda:  $q_D = 0.82 \text{ KN/m}^2 \times 2.5 \text{ m} = 2.05 \text{ KN/m} = 2.05 \text{ kg/cm}$ .

Y mayorando la carga por 1.5, por ser carga variable queda  $q_D = 3.075 \text{ kg/cm}$ .

Por último, la fuerza de frenado del puente grúa en sentido longitudinal es:

$F_F = 556.93 \text{ kg}$ . Mayorando la carga por 1.35 quedará: 751.86 kg.

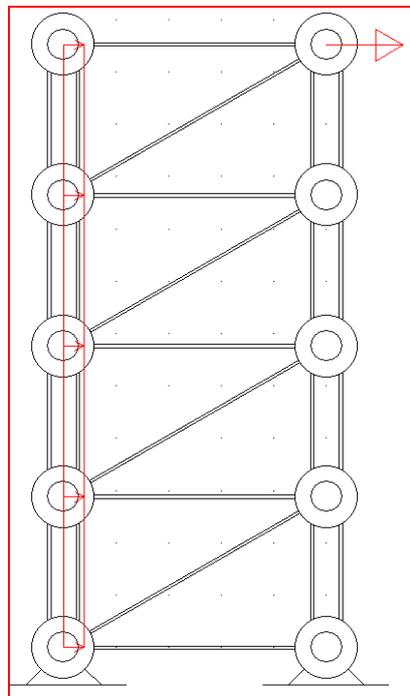


Figura 3.22. Esquema entramado lateral

La diagonal más desfavorable tiene una carga axial de 10068.3 kg.

El montante más desfavorable tiene una carga axial de -7748.7 kg.

### 3.9.2.1 Estudio a tracción de la diagonal

$$N_{T,rd} = < N_{pl,rd} = A \times f_{yd} = 12.4 \times 10^2 \times \frac{275}{1.05} = 324761.9 \text{ N} > 10068.3 \text{ N}$$

$$L_k = L = 5700 \text{ mm (barras biarticuladas)}$$

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{L_k}\right)^2 \times E \times I = \left(\frac{\pi}{5590}\right)^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 84.6 \times 10^4 = 56113.297 \text{ N}$$

$$\lambda_y = \sqrt{\frac{12.4 \times 10^2 \times 275}{56113.297}} = 2.76 < 4 \rightarrow \text{AGUANTA}$$

$\lambda_y < 4$  para arriostramientos a tracción

### 3.9.2.2 Estudio a compresión del montante

$$N_{C,rd} = 76014.53 \text{ N}$$

$$L_k = L = 5000 \text{ mm (barras biarticuladas)}$$

### 3.9.2.3 Compresión

$$N_{C,rd} < N_{pl,rd} \tag{6.2}$$

DB-SE -A

$$N_{C,rd} < N_{pl,rd} = A \times f_{yd} = 12.4 \times 10^2 \times \frac{275}{1.05} = 324756 \text{ N} > 76014.53 \text{ N}$$

### 3.9.2.4 Pandeo

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{L_K}\right)^2 \times E \times I = \left(\frac{\pi}{5000}\right)^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 84.6 \times 10^4 = 70137.356 \text{ N}$$

$$\lambda_y = \sqrt{\frac{12.4 \times 10^2 \times 275}{70137.356}} = 1.07 < 3 \longrightarrow \text{AGUANTA}$$

$\lambda_y < 3$  para arriostramientos a compresión

$$N_{B,rd} = X \times A \times f_{yd}$$

“A” será el área de la secc. transversal de clase 3

Para hallar el coeficiente de reducción por pandeo X:

Tabla 6.2, (DB SE-A)

- Laminado en caliente

Tabla 6.3 (DB SE-A)

$$X = 0.62$$

$$N_{B,rd} = 0.62 \times 12.4 \times 10^2 \times \frac{275}{1.05} = 201352.38 \text{ N} > 76014.75 \text{ N}$$

**NO PANDEA**

### 3.10 DESPLOME

Es el desplazamiento horizontal que experimenta la estructura ante la acción de las diferentes combinaciones de carga. Como se puede observar en la página 13 de DB-Seguridad Estructural, el desplazamiento máximo que puede tener una estructura de una sola planta es  $L/250$ . El dibujo detalla el desplome local.

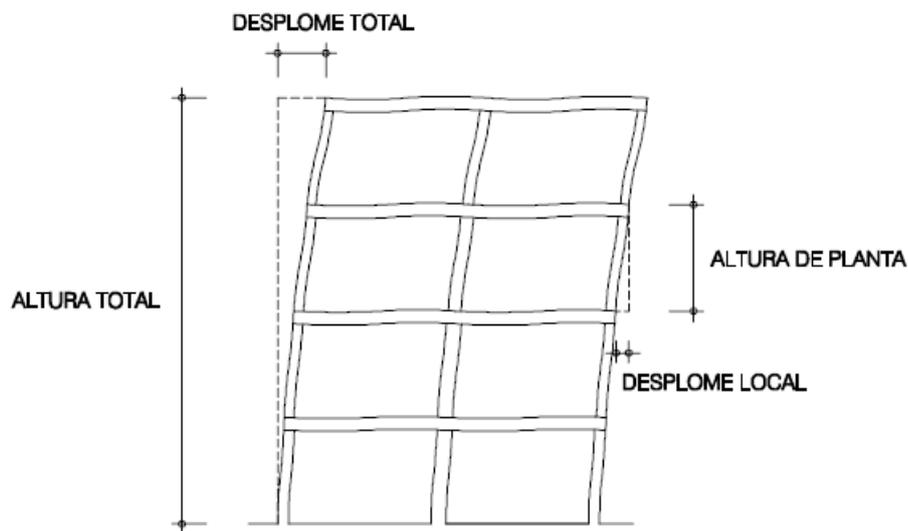


Figura 3.23. Desplome

En este caso, la altura máxima de la estructura es 10m, por lo que el desplazamiento máximo permitido será:

$$\frac{L}{250} = \frac{1173}{250} = 4.692 \text{ cm}$$

En nuestra estructura, el desplazamiento máximo lo experimenta el pilar de la derecha con un valor de 2.2 cm. Por lo tanto, nuestra estructura cumple este requisito.

### 3.11 PLACAS BASE

#### 3.11.1 PLACA BASE DE LOS PILARES

Debido a que los pilares metálicos no podrían asentarse directamente sobre el hormigón de la cimentación ya que esta no resistiría las tensiones transmitidas, se dispondrán unas placas metálicas entre pilar y cimiento. Su misión fundamental será la de disminuir las tensiones para que puedan ser admisibles para el hormigón. La unión de la placa con la zapata se realizará mediante pernos de anclaje embebidos en el hormigón, los cuales inmovilizarán el pilar ante posibles tracciones.

Para el cálculo de este apartado recurriremos al método recogido en el libro “La estructura Metálica Hoy”, Tomo Primero, Volumen Primero, de Ramón Argüelles Álvarez.

Se calculará la placa de anclaje para un pilar (HEB-600).

##### 3.11.1.1 Valoración de las acciones

Las acciones que actúan en la base de los pilares son las mismas que para el cálculo de zapata, estando ponderadas según las hipótesis de carga.

$$M = 2.29 \times 10^6 \text{ kg x cm}$$

$$T = 6689.52 \text{ kg}$$

$$N = 15870.6 \text{ kg}$$

Ponderamos las acciones mediante el coeficiente de 1,6:

$$M^* = 3.66 \times 10^6 \text{ kg x cm}$$

$$T^* = 10703.23 \text{ kg}$$

$$N^* = 25392.96 \text{ kg}$$

El hormigón que utilizaremos para las zapatas corresponde a un HA-200, cuya resistencia característica es  $f_{ck} = 25\text{MPa}$  según el CTE.

Utilizaremos además los valores de los coeficientes de minoración de la resistencia del hormigón ( $\gamma_c = 1,5$ ) y del acero ( $\gamma_s = 1,15$ ), así como el coeficiente de ponderación de acciones ( $\gamma_f = 1,6$ ). Los dos primeros son función del material y de la situación del proyecto, ya sea persistente o accidental, mientras que el tercero lo será del tipo de acción, así como del nivel del control de ejecución.

Considerando estos coeficientes, la tensión admisible del hormigón a la compresión será:

$$\sigma_{adm \text{ hormigón}} = 255,1 / 1,5 = 170,07 \text{ kg/cm}^2$$

Para los pernos de anclaje se utilizará un acero B-400S con una resistencia característica  $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$ , siendo su resistencia de cálculo:

$$f_{yd} = 4081,63 / 1,15 = 3549,24 \text{ kg/cm}^2$$

### 3.11.1.2 Cálculo de las dimensiones de la placa

Para predimensionar el lado b de la placa, tomamos, por buena práctica constructiva, un vuelo entre 10 cm y 20 cm. Por tanto escogeremos un vuelo a cada lado del perfil de 11 cm:

$$b = 30 + (2 \times 11) = 52 \text{ cm}$$

Para la determinación de a, se procede aplicando la siguiente expresión, obtenida a partir de las ecuaciones de equilibrio de la placa:

$$a = \frac{0,7 \times N + \sqrt{0,49 \times N^2 + 2,9 \times b \times M \times \sigma_{adm}}}{0,725 \times b \times \sigma_{adm}}$$

$$a = 50,64 \text{ cm}$$

Aproximaremos dicha dimensión por exceso a 75 cm, ya que no es conveniente que “a” sea menor que “b” y una dimensión igual provocaría que se sobrepasase la tensión admisible del hormigón.

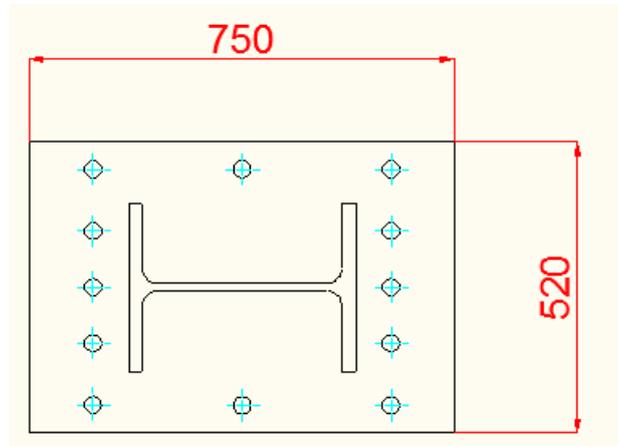


Figura 3.24 Esquema placa base pilares

A continuación se comprueba que una placa con estas dimensiones, no transmite al cimiento una tensión mayor que la que el hormigón puede soportar. Para ello, calculamos en primer lugar la excentricidad de esfuerzos en la base del pilar. Esto nos dará idea del tipo de distribución de esfuerzos a que podemos asemejar el caso a estudio.

$$e_0 = \frac{M_0}{N_0} = 144.33 \text{ cm}$$

Para que las dimensiones adoptadas sean válidas, se habrá de cumplir:

$$\sigma_c^* \leq \sigma_{adm} \text{ hormigón}$$

El cálculo de  $\sigma_c^*$ , viene dado por la siguiente expresión obtenida de las ecuaciones de equilibrio:

$$\sigma_c^* = \frac{N_d \times (e_0 + \frac{a}{2} - g)}{\frac{a}{4} \times b \times (7 \times \frac{a}{8} - g)}$$

Siendo la distancia de las tracciones al borde libre:  $g = 0,15 \times 75 = 11,25 \text{ cm}$

$$\sigma_c^* = 81,7 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto:

$$\sigma_c^* = 81,7 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{adm, horm} = 170,07 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{Válido}$$

### 3.11.1.3 Espesor placa base

El espesor de la placa base debe ser el necesario para resistir la presión que ejerce el hormigón suponiendo que la placa está perfectamente apoyada en las cartelas de rigidez. La placa será capaz de soportar la presión  $\sigma_c^*$ , y para ello deberá tener un espesor suficiente para que no se produzca su rotura. Una vez determinado, se hará necesaria la disposición de cartelas que reduzcan sensiblemente dicha magnitud.

Mvol\*: Momento flector que soporta el trozo de placa base en voladizo (cm x kg)

Mvano\*: Momento flector que soporta el trozo de placa entre cartelas (cm x kg)

$$b = 52 \text{ cm}$$

$$d = 30 \text{ cm}$$

Ecartela : Espesor de la cartela de rigidez = 20 mm

$$\sigma_c^* = 81,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{vol}^* = \frac{(b-d)^2}{8} \times \sigma_c^* = 4942,85 \text{ kg/cm}$$

$$M_{vano}^* = \frac{bx(2d-b)}{8} \times \sigma_c^* = 4248,84 \text{ kg/cm}$$

Escogeremos el valor mayor de los dos, debiendo cumplirse, que la tensión de la placa debida al momento flector sea menor que el límite de fluencia del acero.

$$M_{\max} = M_{vol}^*$$

Para el cálculo del espesor, se considera una rebanada de 1 cm de espesor.

$$t \geq \sqrt{\frac{6 \times M_{\max}}{1 \text{ cm} \times \sigma_f}}$$

Donde:

t: Espesor de la placa base (cm)

$$M_{z, \max}^* = \sigma_c^* \left( \frac{a}{4} \cdot b \right) \cdot m$$

$$\sigma_f = 2750 \text{ kg/cm}^2$$

$$t \geq 3.28 \text{ cm} = 32.8 \text{ mm}$$

**Se adoptará una placa base de 50 mm de espesor.**

#### 3.11.1.4 Cálculo de las cartelas

El valor del espesor de la placa pasará a ser de 5 cm. El módulo resistente de la nueva disposición será:

$$W_z = \frac{I_z}{y_{\max}}$$

Las coordenadas de centro de gravedad del conjunto son:

$$Z_G = \frac{\sum_{i=1}^n z_{Gi} \cdot A_i}{A_r} = 0$$

$$Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n y_{Gi} \cdot A_i}{A_r} = 0$$

$$Y_G = ((52 \times 5) \times 2, 5) + 2 \times (2 \times 30) \times (5 + 1) / ((52 \times 5) + 2 \times (2 \times 30)) = 3,605 \text{ cm}$$

Y el momento de inercia con respecto a los ejes principales lo obtendremos aplicando el teorema de Steiner:

$$I_z = 42114.65 \text{ cm}^4$$

La fibra más alejada será la siguiente:  $Y_{max} = 5 + 30 - 3,605 = 31,395 \text{ cm}$

$$\text{Entonces: } W_z = 42114,65 / 31,395 = 1337,94 \text{ cm}^3$$

Las solicitaciones máximas en la placa las produce la carga uniformemente distribuida considerando que la placa se encuentra empotrada en la zona de contacto con el ala del perfil. La distancia de la carga concentrada al borde del perfil será:

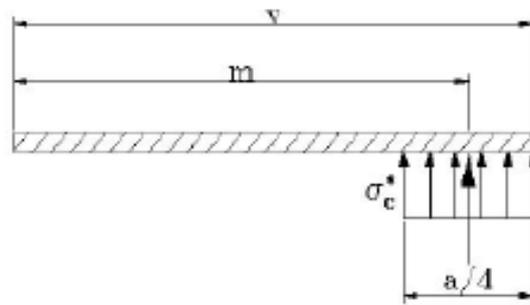


Figura 3.25 Esquema cargas y distancias para el cálculo de las cartelas

$$v = \frac{a-d}{2}$$
$$m = v - \frac{a/4}{2}$$

Reduciendo la carga superficial a una carga concentrada en su centro de gravedad, el momento con respecto al empotramiento será:

$$M_{z,máx}^* = \sigma_c^* \left( \frac{a}{4} \cdot b \right) \cdot m$$

$$M_{*Z,MAX} = 10455.05 \text{ kg x m}$$

Con lo que estamos en disposición para poder comprobar si el conjunto formado por placa y cartelas resiste las tensiones.

- Comprobación a resistencia:

$$\sigma_{*max} = \frac{M_{z,max}}{W_Z} = 781.42 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{*max} = 781.42 \text{ kg/cm}^2 < 2750 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{VÁLIDO}$$

### 3.11.1.5 Cálculo de los pernos de anclaje

Los pernos tienen la misión de aguantar las tracciones que producen los momentos en la zapata. Por lo tanto, fijarán la placa de anclaje al hormigón. El valor de la tracción “Z” en los anclajes para la ley de repartición de cargas considerada se deduce de las ecuaciones de equilibrio y posee la siguiente expresión:

$$Z_d = -N^* + \frac{M^* + N^* \times (0.5 \times a - g)}{0.875 \times a - g}$$

$$Z^* = 54176.84 \text{ kg/cm}^2$$

Se considerará como sollicitación de agotamiento de un tornillo sollicitado a tracción, la dada por el producto:

$$0.8 \times \sigma_t \times A_r$$

Por lo tanto, la tracción en cada perno ( $Z_d/n$ ) habrá de ser menor que dicha sollicitación.

$$\frac{Z_d}{n} \leq 0.8 \cdot \sigma_t \cdot A_r$$
$$Z_d \leq n \cdot 0.8 \cdot \sigma_t \cdot A_r$$

Siendo:

$n \rightarrow$  Numero de pernos a tracción

$\sigma_t \rightarrow$  resistencia de cálculo del tornillo

$A_r \rightarrow$  Área resistente del tornillo

Según el CTE, la resistencia de cálculo para un tornillo en acero, se adoptará un valor de 2.400 kg/cm<sup>2</sup>, por lo que el área resistente total de los tornillos que trabajan a tracción será:

$$n \times A_r = 28.2 \text{ cm}^2$$

Colocaremos un total de doce pernos en la placa de anclaje, con lo cual, dependiendo del sentido de las acciones, solo cinco de ellos soportarán tracciones El área resistente de cada tornillo sería:

$$A_r = 28.21 / 5 = 5.64 \text{ cm}^2$$

Buscaremos el tornillo ordinario que más se aproxime por exceso al diámetro obtenido. Resultando un tornillo T 33 con un área resistente de 6.94 cm<sup>2</sup>.

### 3.11.1.6 Longitud de anclaje

Calculamos la longitud del anclaje de los pernos por medio de la fórmula:

$$\pi \cdot \phi \cdot \tau_{DB} \cdot L = Z^* / n$$

Siendo “ $\phi$ ” el diámetro del perno en cm, “ $\tau_{DB}$ ” la adherencia entre el acero y el hormigón en kg/ cm<sup>2</sup>.

Según la norma EHE, para una barra lisa:

$$\tau_{DB} = \frac{1,2}{\gamma_c} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 11,31 \text{ kg/cm}^2$$

Siendo “L” la longitud necesaria para soportar el esfuerzo de tracción “Z\*”

$$Z^* = 54176,84 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 5$$

$$L = \frac{Z^*}{2 \cdot \phi \cdot \tau_{DB} \cdot \pi}$$

$$L = 89,69 \text{ cm}$$

En conclusión, colocaremos 12 pernos iguales de 34 mm de  $\phi$  y 900 mm de longitud.

### 3.11.2 PLACA BASE DE LOS PILARILLOS

Debido a que los pilares metálicos no podrían asentarse directamente sobre el hormigón de la cimentación ya que esta no resistiría las tensiones transmitidas, se dispondrán unas placas metálicas entre pilar y cimiento. Su misión fundamental será la de disminuir las tensiones para que puedan ser admisibles para el hormigón. La unión de la placa con la zapata se realizará mediante pernos de anclaje embebidos en el hormigón, los cuales inmovilizarán el pilar ante posibles tracciones.

Para el cálculo de este apartado recurriremos al método recogido en el libro “La estructura Metálica Hoy”, Tomo Primero, Volumen Primero, de Ramón Argüelles Álvarez.

Se calculará la placa de anclaje para un pilar (HEB-180).

### **3.11.2.1 Valoración de las acciones**

Las acciones que actúan en la base de los pilares son las mismas que para el cálculo de zapata, estando ponderadas según las hipótesis de carga.

$$M = 948338 \text{ kg x cm}$$

$$T = 4310.63 \text{ kg}$$

$$N = 2737.9 \text{ kg}$$

Ponderamos las acciones mediante el coeficiente de 1,6:

$$M^* = 1517340.8 \text{ kg x cm}$$

$$T^* = 6897 \text{ kg}$$

$$N^* = 4380.64 \text{ kg}$$

El hormigón que utilizaremos para las zapatas corresponde a un HA-25, cuya resistencia característica es  $f_{ck} = 25\text{MPa}$  según el CTE.

Utilizaremos además los valores de los coeficientes de minoración de la resistencia del hormigón ( $\gamma_c = 1,5$ ) y del acero ( $\gamma_s = 1,15$ ), así como el coeficiente de ponderación de acciones ( $\gamma_f = 1,6$ ). Los dos primeros son función del material y de la situación del proyecto, ya sea persistente o accidental, mientras que el tercero lo será del tipo de acción, así como del nivel del control de ejecución.

Considerando estos coeficientes, la tensión admisible del hormigón a la compresión será:

$$\sigma_{adm \text{ hormigón}} = 255, 1 / 1, 5 = 170,07 \text{ kg/cm}^2$$

Para los pernos de anclaje se utilizará un acero B-400S con una resistencia característica  $f_{yk}= 400 \text{ MPa}$ , siendo su resistencia de cálculo:

$$f_{yd} = 4081,63 / 1,15 = 3549,24 \text{ kg/cm}^2$$

### 3.11.2.2 Cálculo de las dimensiones de la placa

Para predimensionar el lado b de la placa, tomamos, por buena práctica constructiva, un vuelo entre 10 cm y 20 cm. Por tanto escogeremos un vuelo a cada lado del perfil de 11 cm:

$$b = 18 + (2 \times 10) = 38 \text{ cm}$$

Para la determinación de a, se procede aplicando la siguiente expresión, obtenida a partir de las ecuaciones de equilibrio de la placa:

$$a = \frac{0,7 \times N + \sqrt{0,49 \times N^2 + 2,9 \times b \times M \times \sigma_{adm}}}{0,725 \times b \times \sigma_{adm}}$$

$$a = 36,4 \text{ cm}$$

Aproximaremos dicha dimensión por exceso a 75 cm, ya que no es conveniente que “a” sea menor que “b” y una dimensión igual provocaría que se sobrepasase la tensión admisible del hormigón.

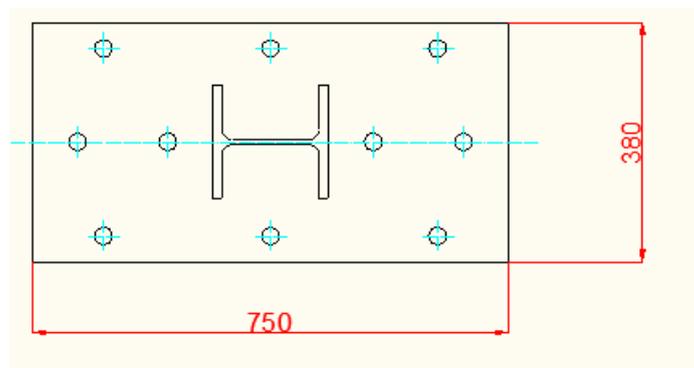


Figura 3.26 Esquema placa base pilares

A continuación se comprueba que una placa con estas dimensiones, no transmite al cimientto una tensión mayor que la que el hormigón puede soportar. Para ello, calculamos en primer lugar la excentricidad de esfuerzos en la base del pilar. Esto nos dará idea del tipo de distribución de esfuerzos a que podemos asemejar el caso a estudio.

$$e_0 = \frac{M_0}{N_0} = 346.37 \text{ cm}$$

Para que las dimensiones adoptadas sean válidas, se habrá de cumplir:

$$\sigma c^* \leq \sigma_{adm \text{ hormigón}}$$

El cálculo de  $\sigma c^*$ , viene dado por la siguiente expresión obtenida de las ecuaciones de equilibrio:

$$\sigma c^* = \frac{N_d \times (e_0 + \frac{a}{2} - g)}{\frac{a}{4} \times b \times (7 \times \frac{a}{8} - g)}$$

Siendo la distancia de las tracciones al borde libre:  $g = 0,15 \times 75 = 11.25 \text{ cm}$

$$\sigma c^* = 42.13 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto:

$$\sigma c^* = 42.13 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{adm, horm} = 170,07 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{Válido}$$

### 3.11.2.3 Espesor de la placa base

El espesor de la placa base debe ser el necesario para resistir la presión que ejerce el hormigón suponiendo que la placa está perfectamente apoyada en las cartelas de rigidez. La placa será capaz de soportar la presión  $\sigma c^*$ , y para ello de deberá tener un espesor suficiente para que no se produzca su rotura. Una vez determinado, se hará necesaria la disposición de cartelas que reduzcan sensiblemente dicha magnitud.

Mvol\*: Momento flector que soporta el trozo de placa base en voladizo (cm x kg)

Mvano\*: Momento flector que soporta el trozo de placa entre cartelas (cm x kg)

$$b = 38 \text{ cm}$$

$$d = 18 \text{ cm}$$

ecartela : Espesor de la cartela de rigidez = 20 mm

$$\sigma_c^* = 42.13 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{vol}^* = \frac{(b-d)^2}{8} \times \sigma_c^* = 2106.5 \text{ kg/cm}$$

$$M_{vano}^* = \frac{bx(2d-b)}{8} \times \sigma_c^* = -400.235 \text{ kg/cm}$$

Escogeremos el valor mayor de los dos, debiendo cumplirse, que la tensión de la placa debida al momento flector sea menor que el límite de fluencia del acero.

$$M_{m\acute{a}x} = M_{vol}^*$$

Para el cálculo del espesor, se considera una rebanada de 1 cm de espesor.

$$t \geq \sqrt{\frac{6 \times M_{max}}{1 \text{ cm} \times \sigma_f}}$$

Donde:

t: Espesor de la placa base (cm)

$$\sigma_f = 2750 \text{ kg/cm}^2$$

$$t \geq 2.14 \text{ cm} = 21.4 \text{ mm}$$

**Se adoptará una placa base de 25 mm de espesor.**

### 3.11.2.4 Cálculo de las cartelas

El valor del espesor de la placa pasará a ser de 5 cm. El módulo resistente de la nueva disposición será:

$$W_z = \frac{I_z}{y_{max}}$$

Las coordenadas de centro de gravedad del conjunto son:

$$Z_G = \frac{\sum_{i=1}^n z_{Gi} \cdot A_i}{A_r} = 0$$
$$Z_G = \frac{\sum_{i=1}^n y_{Gi} \cdot A_i}{A_r} = 0$$

$$Y_G = ((38 \times 2,5) \times 1,25) + 2 \times (1,5 \times 18) \times (2,5 + 3,5) / ((38 \times 2,5) + 2 \times (1,5 \times 18)) = 2,971 \text{ cm}$$

Y el momento de inercia con respecto a los ejes principales lo obtendremos aplicando el teorema de Steiner:

$$I_z = 5577,28 \text{ cm}^4$$

La fibra más alejada será la siguiente:  $Y_{max} = 2,5 + 18 - 2,971 = 17,52 \text{ cm}$

$$\text{Entonces: } W_z = 5577,28 / 17,52 = 318,17 \text{ cm}^3$$

Las sollicitaciones máximas en la placa las produce la carga uniformemente distribuida considerando que la placa se encuentra empotrada en la zona de contacto con el ala del perfil. La distancia de la carga concentrada al borde del perfil será:

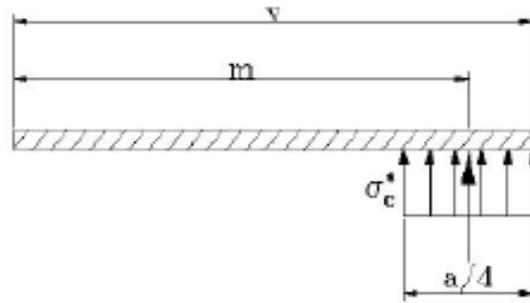


Figura 3.27. Esquema cargas y distancias para el cálculo de las cartelas

$$v = \frac{a-d}{2}$$
$$m = v - \frac{a/4}{2}$$

Reduciendo la carga superficial a una carga concentrada en su centro de gravedad, el momento con respecto al empotramiento será:

$$M_{z,máx}^* = \sigma_c^* \left( \frac{a}{4} \cdot b \right) \cdot m$$

$$M_{z,MAX}^* = 574087.07 \text{ kg x m}$$

Con lo que estamos en disposición para poder comprobar si el conjunto formado por placa y cartelas resiste las tensiones.

- Comprobación a resistencia:

$$\sigma^*_{max} = \frac{M_{z,max}}{W_z} = 1804.34 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma^*_{max} = 1804.37 \text{ kg/cm}^2 < 2750 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{VÁLIDO}$$

### 3.11.2.5 Cálculo de los pernos de anclaje

Los pernos tienen la misión de aguantar las tracciones que producen los momentos en la zapata. Por lo tanto, fijarán la placa de anclaje al hormigón. El valor de la tracción “Z” en los anclajes para la ley de repartición de cargas considerada se deduce de las ecuaciones de equilibrio y posee la siguiente expresión:

$$Z_d = -N^* + \frac{M^* + N^* \times (0.5 \times a - g)}{0.875 \times a - g}$$

$$Z^* = 25639.26 \text{ kg/cm}^2$$

Se considerará como sollicitación de agotamiento de un tornillo sollicitado a tracción, la dada por el producto:

$$0.8 \times \sigma_t \times A_r$$

Por lo tanto, la tracción en cada perno ( $Z_d/n$ ) habrá de ser menor que dicha sollicitación.

$$\frac{Z_d}{n} \leq 0.8 \cdot \sigma_t \cdot A_r$$
$$Z_d \leq n \cdot 0.8 \cdot \sigma_t \cdot A_r$$

Siendo:

$n \rightarrow$  N mero de pernos a tracción

$\sigma_t \rightarrow$  resistencia de cálculo del tornillo

$A_r \rightarrow$  Área resistente del tornillo

Según el CTE, la resistencia de cálculo para un tornillo en acero, se adoptará un valor de 2.400 kg/cm<sup>2</sup>, por lo que el área resistente total de los tornillos que trabajan a tracción será:

$$n \times A_r = 13.35 \text{ cm}^2$$

Colocaremos un total de doce pernos en la placa de anclaje, con lo cual, dependiendo del sentido de las acciones, solo cinco de ellos soportarán tracciones El área resistente de cada tornillo sería:

$$A_r = 13.35 / 5 = 2.67 \text{ cm}^2$$

Buscaremos el tornillo ordinario que más se aproxime por exceso al diámetro obtenido. Resultando un tornillo T 20 con un área resistente de 2.75 cm<sup>2</sup>.

### 3.11.2.6 Longitud de anclaje

Calculamos la longitud del anclaje de los pernos por medio de la fórmula:

$$\pi \cdot \varnothing \cdot \tau_{DB} \cdot L = Z^*/n$$

Siendo “ $\varnothing$ ” el diámetro del perno en cm, “ $\tau_{DB}$ ” la adherencia entre el acero y el hormigón en  $kg/cm^2$ .

Según la norma EHE, para una barra lisa:

$$\tau_{DB} = \frac{1,2}{\gamma_c} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 11,31 \text{ kg/cm}^2$$

Siendo “L” la longitud necesaria para soportar el esfuerzo de tracción “Z\*”

$$Z^*=54176.84 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 5$$

$$L = \frac{Z^*}{2 \cdot \varnothing \cdot \tau_{DB} \cdot \pi}$$

$$L = 68.72 \text{ cm}$$

En conclusión, colocaremos 12 pernos iguales de 21 mm de  $\varnothing$  y 700 mm de longitud.

### **3.11.3 PLACA BASE DE LOS PILARES ENTREPLANTA**

Debido a que los pilares metálicos no podrían asentarse directamente sobre el hormigón de la cimentación ya que esta no resistiría las tensiones transmitidas, se dispondrán unas placas metálicas entre pilar y cimiento. Su misión fundamental será la de disminuir las tensiones para que puedan ser admisibles para el hormigón. La unión de la placa con la zapata se realizará mediante pernos de anclaje embebidos en el hormigón, los cuales inmovilizarán el pilar ante posibles tracciones.

Para el cálculo de este apartado recurriremos al método recogido en el libro “La estructura Metálica Hoy”, Tomo Primero, Volumen Primero, de Ramón Argüelles Álvarez.

En este caso, el cálculo de las placas de anclaje se realizará de forma diferente a lo realizado en los pilares y en los pilarines, ya que en este caso los pilares de la entreplanta están sometidos únicamente a compresión simple.

Se calculará la placa de anclaje para un pilar (HEB-180).

#### **3.11.3.1 Valoración de las acciones**

Las acciones que actúan en la base de los pilares son las mismas que para el cálculo de zapata, estando ponderadas según las hipótesis de carga.

$$M = 0 \text{ kg x cm}$$

$$T = 0 \text{ kg}$$

$$N = 15339.9 \text{ kg}$$

Ponderamos las acciones mediante el coeficiente de 1,6:

$$M^* = 0 \text{ kg x cm}$$

$$T^* = 0 \text{ kg}$$

$$N^* = 24543.84 \text{ kg}$$

El hormigón que utilizaremos para las zapatas corresponde a un HA-25, cuya resistencia característica es  $f_{ck} = 25\text{MPa}$  según el CTE.

Utilizaremos además los valores de los coeficientes de minoración de la resistencia del hormigón ( $\gamma_c = 1,5$ ) y del acero ( $\gamma_s = 1,15$ ), así como el coeficiente de ponderación de acciones ( $\gamma_f = 1,6$ ). Los dos primeros son función del material y de la situación del proyecto, ya sea persistente o accidental, mientras que el tercero lo será del tipo de acción, así como del nivel del control de ejecución.

Considerando estos coeficientes, la tensión admisible del hormigón a la compresión será:

$$\sigma_{adm \text{ hormigón}} = 255,1 / 1,5 = 170,07 \text{ kg/cm}^2$$

Para los pernos de anclaje se utilizará un acero B-400S con una resistencia característica  $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$ , siendo su resistencia de cálculo:

$$f_{yd} = 4081,63 / 1,15 = 3549,24 \text{ kg/cm}^2$$

### **3.11.3.2 Cálculo de las dimensiones de la placa**

Para predimensionar el lado b de la placa, tomamos, por buena práctica constructiva, un vuelo entre 10 cm y 20 cm. Por tanto escogeremos un vuelo a cada lado del perfil de 11 cm:

$$b = 18 + (2 \times 10) = 38 \text{ cm}$$

Para la determinación de a, se procede aplicando la siguiente expresión, obtenida a partir de las ecuaciones de equilibrio de la placa:

$$a = \frac{0.7 \times N + \sqrt{0.49 \times N^2 + 2.9 \times b \times M \times \sigma_{adm}}}{0.725 \times b \times \sigma_{adm}}$$

$$a = 7.31 \text{ cm}$$

Aproximaremos dicha dimensión por exceso a 75 cm.

Aproximaremos dicha dimensión por exceso a 75 cm, ya que no es conveniente que “a” sea menor que “b” y una dimensión igual provocaría que se sobrepasase la tensión admisible del hormigón.

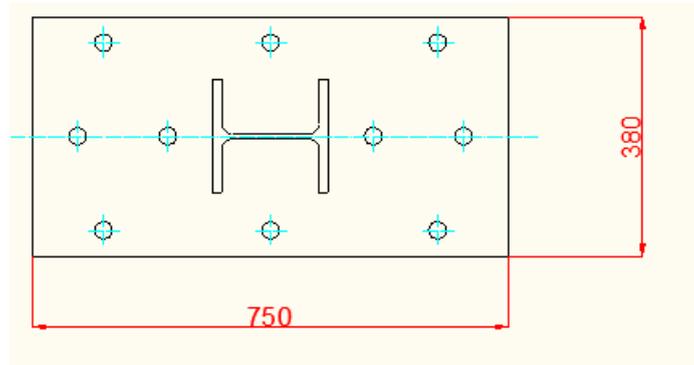


Figura 3.28 Placa base pilares de entreplanta

A continuación se comprueba que una placa con estas dimensiones, no transmite al cimiento una tensión mayor que la que el hormigón puede soportar. Para ello, calculamos en primer lugar la excentricidad de esfuerzos en la base del pilar. Esto nos dará idea del tipo de distribución de esfuerzos a que podemos asemejar el caso a estudio.

$$e_0 = \frac{M_0}{N_0} = 0 \rightarrow \text{compresión simple}$$

Para que las dimensiones adoptadas sean válidas, se habrá de cumplir:

$$\sigma_c^* \leq \sigma_{adm} \text{ hormigón}$$

El cálculo de  $\sigma_c^*$ , viene dado por la siguiente expresión obtenida de las ecuaciones de equilibrio:

$$\sigma_c^* = \frac{N_d \times (e_0 + \frac{a}{2} - g)}{\frac{a}{4} \times b \times (7 \times \frac{a}{8} - g)}$$

Siendo la distancia de las tracciones al borde libre:  $g = 0,15 \times 75 = 11,25 \text{ cm}$

$$\sigma_c^* = 18,5 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto:

$$\sigma_c^* = 18,5 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{adm, horm} = 170,07 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{Válido}$$

### 3.11.3.3 Espesor de la placa base

El espesor de la placa base debe ser el necesario para resistir la presión que ejerce el hormigón suponiendo que la placa está perfectamente apoyada en las cartelas de rigidez. La placa será capaz de soportar la presión  $\sigma_c^*$ , y para ello deberá tener un espesor suficiente para que no se produzca su rotura. Una vez determinado, se hará necesaria la disposición de cartelas que reduzcan sensiblemente dicha magnitud.

Mvol\*: Momento flector que soporta el trozo de placa base en voladizo (cm x kg)

Mvano\*: Momento flector que soporta el trozo de placa entre cartelas (cm x kg)

$$b = 38 \text{ cm}$$

$$d = 18 \text{ cm}$$

ecartela : Espesor de la cartela de rigidez = 20 mm

$$\sigma_c^* = 18,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{vol}^* = \frac{(b-d)^2}{8} \times \sigma_c^* = 907,5 \text{ kg/cm}$$

$$M_{vano}^* = \frac{bx(2d-b)}{8} \times \sigma_c^* = 172,425 \text{ kg/cm}$$

Escogeremos el valor mayor de los dos, debiendo cumplirse, que la tensión de la placa debida al momento flector sea menor que el límite de fluencia del acero.

$$M_{\max} = M_{\text{vol}}^*$$

Para el cálculo del espesor, se considera una rebanada de 1 cm de espesor.

$$t \geq \sqrt{\frac{6 \times M_{\max}}{1 \text{ cm} \times \sigma_f}}$$

Donde:

t: Espesor de la placa base (cm)

$$\sigma_f = 2750 \text{ kg/cm}^2$$

$$t \geq 1.41 \text{ cm} = 14.1 \text{ mm}$$

**Se adoptará una placa base de 25 mm de espesor.**

### 3.11.3.4 cálculo de las cartelas

El valor del espesor de la placa pasará a ser de 5 cm. El módulo resistente de la nueva disposición será:

$$W_z = \frac{I_z}{y_{\max}}$$

Las coordenadas de centro de gravedad del conjunto son:

$$Z_G = \frac{\sum_{i=1}^n z_{Gi} \cdot A_i}{A_r} = 0$$

$$Z_G = \frac{\sum_{i=1}^n y_{Gi} \cdot A_i}{A_r} = 0$$

$$Y_G = ((38 \times 2,5) \times 1,25) + 2 \times (1,5 \times 18) \times (2,5 + 3,5) / ((38 \times 2,5) + 2 \times (1,5 \times 18)) = 2,971 \text{ cm}$$

Y el momento de inercia con respecto a los ejes principales lo obtendremos aplicando el teorema de Steiner:

$$I_z = 5577.28 \text{ cm}^4$$

La fibra más alejada será la siguiente:  $Y_{max} = 2,5 + 18 - 2,971 = 17,52 \text{ cm}$

$$\text{Entonces: } W_z = 5577.28 / 17.52 = 318.17 \text{ cm}^3$$

Las solicitaciones máximas en la placa las produce la carga uniformemente distribuida considerando que la placa se encuentra empotrada en la zona de contacto con el ala del perfil. La distancia de la carga concentrada al borde del perfil será:

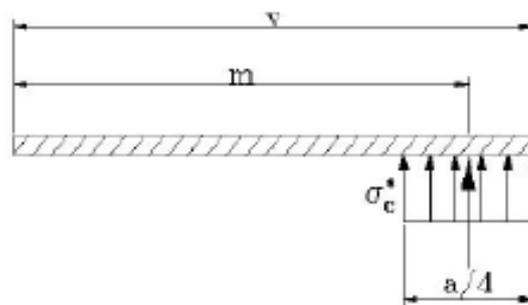


Figura 3.25 esquema cargas y distancias para el cálculo de las cartelas

$$v = \frac{a-d}{2}$$
$$m = v - \frac{a/4}{2}$$

Reduciendo la carga superficial a una carga concentrada en su centro de gravedad, el momento con respecto al empotramiento será:

$$M_{z,máx}^* = \sigma_c^* \left( \frac{a}{4} \cdot b \right) \cdot m$$

$$M_{z,MAX}^* = 252091.14 \text{ kg x m}$$

Con lo que estamos en disposición para poder comprobar si el conjunto formado por placa y cartelas resiste las tensiones.

- Comprobación a resistencia:

$$\sigma_{max}^* = \frac{M_{z,max}}{W_z} = 792.32 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{max}^* = 792.13 \text{ kg/cm}^2 < 2750 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{VÁLIDO}$$

### 3.11.3.5 Cálculo de los pernos de anclaje

Los pernos tienen la misión de aguantar las tracciones que producen los momentos en la zapata. Por lo tanto, fijarán la placa de anclaje al hormigón. El valor de la tracción “Z” en los anclajes para la ley de repartición de cargas considerada se deduce de las ecuaciones de equilibrio y posee la siguiente expresión:

$$Z_d = -N^* + \frac{M^* + N^* \cdot x \cdot (0.5 \cdot a - g)}{0.875 \cdot x \cdot a - g}$$

$$Z^* = 12695. \text{ kg/cm}^2$$

Se considerará como sollicitación de agotamiento de un tornillo solicitado a tracción, la dada por el producto:

$$0.8 \times \sigma_t \times A_r$$

Por lo tanto, la tracción en cada perno ( $Z_d/n$ ) habrá de ser menor que dicha sollicitación.

$$\frac{Z_d}{n} \leq 0.8 \cdot \sigma_t \cdot A_r$$
$$Z_d \leq n \cdot 0.8 \cdot \sigma_t \cdot A_r$$

Siendo:

$n \rightarrow$  N mero de pernos a tracción

$\sigma_t \rightarrow$  resistencia de cálculo del tornillo

$A_r \rightarrow$  Área resistente del tornillo

Según el CTE, la resistencia de cálculo para un tornillo en acero, se adoptará un valor de 2.400 kg/cm<sup>2</sup>, por lo que el área resistente total de los tornillos que trabajan a tracción será:

$$n \times A_r = 6.61 \text{ cm}^2$$

Colocaremos un total de doce pernos en la placa de anclaje, con lo cual, dependiendo del sentido de las acciones, solo cinco de ellos soportarán tracciones El área resistente de cada tornillo sería:

$$A_r = 6.61 / 5 = 1.32 \text{ cm}^2$$

Buscaremos el tornillo ordinario que más se aproxime por exceso al diámetro obtenido. Resultando un tornillo T16 con un área resistente de 1.57 cm<sup>2</sup>.

### 3.11.3.6 Longitud de anclaje

Calculamos la longitud del anclaje de los pernos por medio de la fórmula:

$$\pi \cdot \varnothing \cdot \tau_{DB} \cdot L = Z^* / n$$

Siendo “ $\varnothing$ ” el diámetro del perno en cm, “ $\tau_{DB}$ ” la adherencia entre el acero y el hormigón en  $kg/cm^2$ .

Según la norma EHE, para una barra lisa:

$$\tau_{DB} = \frac{1,2}{\gamma_c} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 11,31 \text{ kg/cm}^2$$

Siendo “L” la longitud necesaria para soportar el esfuerzo de tracción  $Z^*$ .

$$Z^* = 12695 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 5$$

$$L = \frac{Z^*}{2 \cdot \varnothing \cdot \tau_{DB} \cdot \pi}$$

$$L = 42 \text{ cm}$$

En conclusión, colocaremos 12 pernos iguales de 17 mm de  $\varnothing$  y 500 mm de longitud.

## 3.12 CIMENTACIONES

### 3.12.1 ZAPATAS DE PILARES

#### 3.12.1.1 DIMENSIONAMIENTO DE LA BASE

$$M = 1.85 \times 10^6 \text{ kg x cm}$$

$$N = 17768.4 \text{ kg}$$

$$V = 4476.19 \text{ kg}$$

Pilares HEB-600

Hormigón H-200

$$f_{ck} = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_c = 1.5$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$\gamma_f = 1.6$$

$$a_1 = 600 \text{ mm}$$

$$b_1 = 300 \text{ mm}$$

Después de muchos tanteos se tomará como primera aproximación:

$$a_2 = 3250 \text{ mm}$$

$$b_2 = 2000 \text{ mm}$$

$$v_a = \frac{a_2 - a_1}{2} = 1325 \text{ mm} = 132.5 \text{ cm}$$

$$v_b = \frac{b_2 - b_1}{2} = 850 \text{ mm} = 85 \text{ cm}$$

$$h = 1300 \text{ mm}$$

$$d = h - \text{recubrimiento} = 1250 \text{ mm}$$

### 3.12.1.2 PRESIONES SOBRE EL TERRENO

Se debe comprobar que con las dimensiones  $a_2$  y  $b_2$  adoptadas, la tensión máxima sobre el terreno debido a la sollicitación más desfavorable, no es superior a la tensión admisible.

-se consideran las cargas características.

- se desplaza el sistema de fuerzas a la base de la zapata.

$$N_T = N + P$$

$$M_T = M + V \times h$$

Donde:

$$P = \text{peso de la zapata} = a_2 \times b_2 \times h \times p_{eh} = 21125 \text{ kg}$$

$$p_{eh} = 0.0025 \text{ kg/cm}^2$$

$$N_T = N + P = 17768.4 + 21125 = 38893.4 \text{ kg}$$

$$M_T = M + V \times h = 1.85 \times 10^6 + (4476.19 \times 130) = 2431904.7 \text{ kg x cm}$$

$$\left. \begin{aligned} e &= \frac{M_T}{N_T} = 62.52 \text{ cm} \\ \frac{a_2}{6} &= 54.16 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \rightarrow e > \frac{a_2}{6}$$

Como  $e > \frac{a_2}{6}$ , se considera una distribución de tensiones triangular.

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{2 \times N_T}{3 \times \left(\frac{a_2}{2} - e\right) \times b_2} = 1.296 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{adm en el terreno}} = 2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{máx}} = 1.296 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{adm en el terreno}} = 2 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{VÁLIDO}$$

### 3.12.1.3 COMPROBACIÓN A MOMENTO FLECTOR

Para el cálculo a flexión se considera como sección más desfavorable, la sección de referencia S1, plana y paralela a la cara del soporte. Según la EHE se considera la mitad de la distancia entre la cara del soporte y el extremo de la placa base.

#### Armadura principal

Se adopta el método general de flexión para este tipo de zapatas.

$$M_d = \gamma_f \times b_2 \times (\sigma_t / 2) \times d^2$$

$$M_d = 7494406.4 \text{ kg} \times \text{cm}$$

Con este valor de  $M_d$ , hallamos el valor adimensional de:

$$\frac{M_d}{f_{cd} \times b_2 \times d^2} = 0.01798$$

Donde:

$$f_{cd} = \text{resistencia al cálculo del hormigón} = 133.33 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ck} = \text{resistencia característica del hormigón} = 200 \text{ kg/cm}^2$$

Con este valor adimensional entramos en el gráfico GT-1 (Calavera) y obtenemos el valor de:

$$\frac{U_s}{f_{cd} \times b_2 \times d} = 0.017$$

Donde:

$$U_s = \text{Capacidad mecánica del acero (kg)} = A_s \times f_{yd}$$

$$f_{yd} = \text{resistencia al cálculo del acero} = f_{yk} / \gamma_s = 3565.22 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yk} = \text{resistencia característica del acero} = 4100 \text{ kg/cm}^2$$

$$U_s = 0.005 \times f_{cd} \times b_2 \times d = 56665.25 \text{ kg} = 56.6625 \text{ Tn}$$

$$A_s = U_s / f_{yd} = 15.89 \text{ cm}^2$$

De la tabla de capacidades mecánicas para el acero B400S del libro Montoya-Meseguer- Morán, basado en la EHE, obtenemos el número y diámetro de barras necesario:

$$U' > U_s$$

Dado que la separación máxima entre las varillas de la armadura no puede ser superior a 30 cm ni inferior a 10 cm, tendremos:

$$d = 10 \text{ cm} \quad n_{\text{máx}} = 20 \text{ varillas}$$

$$d = 30 \text{ cm} \quad n_{\text{máx}} = 8 \text{ varillas}$$

Se colocarán por tanto, 8 varillas de 16 mm de diámetro con una separación de 27 cm entre ellas.

$$A = 16.08 \text{ cm}^2 > A_s$$

### VÁLIDA LA ARMADURA PRINCIPAL

#### 8 barras de 16 mm de diámetro

#### Armadura transversal

La armadura transversal debe soportar por metro de ancho un momento igual al 20% del que soporta por metro de ancho la armadura principal

$$M_d = 7494406.4 \text{ kg x cm}$$

$$M_d / a_2 = 23059.71 \text{ kg}$$

$$M_d' / b_2 = 0.2 \times M_d / a_2 = 44611.96 \text{ kg}$$

$$M_d' = 922388.43 \text{ kg x cm}$$

$$a_2 = 325 \text{ cm}$$

$$b_2 = 200 \text{ cm}$$

$$\frac{M_d'}{f_{cd} \times b_2 \times d^2} = 0.00136$$

Donde:

$$f_{cd} = \text{resistencia al cálculo del hormigón} = 133.33 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ck} = \text{resistencia característica del hormigón} = 200 \text{ kg/cm}^2$$

Con este valor adimensional entramos en el gráfico GT-1 (Calavera) y obtenemos el valor de:

$$\frac{U_s}{f_{cd} \times b_2 \times d} = 0.004$$

Donde:

$$U_s = \text{Capacidad mecánica del acero (kg)} = A_s \times f_{yd}$$

$$f_{yd} = \text{resistencia al cálculo del acero} = f_{yk} / \gamma_s = 3565.22 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yk} = \text{resistencia característica del acero} = 4100 \text{ kg/cm}^2$$

$$U_s = 0.002 \times f_{cd} \times a_2 \times d = 21660 \text{ kg} = 21.66 \text{ Tn}$$

$$A_s = U_s / f_{yd} = 6.07 \text{ cm}^2$$

De la tabla de capacidades mecánicas para el acero B400S del libro Montoya-Meseguer- Morán, basado en la EHE, obtenemos el número y diámetro de barras necesario:

$$U' > U_s$$

Dado que la separación máxima entre las varillas de la armadura no puede ser superior a 30 cm ni inferior a 10 cm, tendremos:

$$d = 10 \text{ cm} \quad n_{\text{máx}} = 32 \text{ varillas}$$

$$d = 30 \text{ cm} \quad n_{\text{máx}} = 12 \text{ varillas}$$

Se colocarán por tanto, 12 varillas de 10 mm de diámetro con una separación de 28.5 cm entre ellas.

$$A = 9.43 \text{ cm}^2 > A_s$$

$$U' = 32.42 \text{ Tn} > U = 21.66 \text{ Tn}$$

## VÁLIDA LA ARMADURA TRANSVERSAL

12 barras de 10 mm de diámetro

Se deben realizar una serie de comprobaciones:

### 1. Comprobación al vuelco

Al estar sometida la zapata a un momento y a una fuerza cortante, debe comprobarse su seguridad al vuelco.

$$N_T \times \frac{a_2}{2} \geq M_T \times \gamma_{sv}$$

$\gamma_{sv}$  = coeficiente de seguridad al vuelco = 1.5

$$63195177.5 \geq 3647856$$

**Por lo tanto se supera satisfactoriamente la comprobación al vuelco.**

### 2. Esfuerzo cortante

Se ha de cumplir:  $V_d \leq V_{u2}$

Donde:

$$V_d = \sigma_t \times b_2 \times (v - d) \times \gamma_f$$

$v$  = vuelo mayor =  $v_a = 132.5 \text{ cm}$

$d$  = canto útil = 125 cm

$$V_d = 11952 \text{ kg}$$

$$V_{u2} = b_2 \times d \times 0.5 \times \sqrt{\frac{f_{ck}}{\gamma_c}}$$

$$V_{u2} = 144335.76 \text{ kg}$$

$$V_d = 11952 \text{ kg} < V_{u2} = 144335.76 \text{ kg}$$

**Se supera satisfactoriamente la comprobación a cortante.**

### 3. Comprobación punzonamiento

Esta comprobación es determinante para casos en los que el vuelo  $v > 3.5$  h, por lo que en el caso que nos ocupa no será necesaria dicha comprobación.

### 4. Comprobación de las condiciones de fisuración

Armadura principal: 7 barras de 12 mm de diámetro.

Armadura transversal: 9 barras de 6 mm de diámetro.

Según los gráficos GT-3 (Calavera) para acero AE-400, suponiendo un ambiente normal, para diámetros de 12 mm y 6 mm, sirve cualquier número de barras por metro para cualquier recubrimiento.

### 5. Comprobación de las condiciones de adherencia

#### Armadura principal

$$\tau_B = \frac{V_d}{0.9 \times d \times n \times u}$$

Donde:

$$V_d = \gamma_F \times (\sigma_t / 2) \times (v_d + e_1) \times b_2 = 44886.4 \text{ kg}$$

n= número de barras= 8

u= perímetro de cada barra (cm)

$$\tau_B = 4.41 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{BD} = 0.95 \times \sqrt[3]{f_{cd}^2} = 25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_B = 4.41 \text{ kg/cm}^2 \leq \tau_{BD} = 25 \text{ kg/cm}^2$$

**VÁLIDO**

#### Armadura transversal

$$\tau_B = \frac{V_d}{0.9 \times d \times n \times u}$$

Donde:

$$V_d = \gamma_F \times (\sigma_t / 2) \times (v_b + e_1) \times a_2 = 41433.6 \text{ kg}$$

n= número de barras= 12

u= perímetro de cada barra (cm)

$$\tau_B = 4.887 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{BD} = 0.95 \times \sqrt[3]{f_{cd}^2} = 25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_B = 4.887 \text{ kg/cm}^2 \leq \tau_{BD} = 25 \text{ kg/cm}^2$$

**VÁLIDO**

#### 6. Longitud de anclaje

Según la gráfica GT-6 (Calavera), el anclaje se situará en la posición 1.

#### Armadura principal

$$L_b = m \times \text{diámetro}^2$$

Donde:

m= coeficiente que para un hormigón H-200 y para acero AE-400, vale: m=14.

$$L_b = m \times \text{diámetro}^2 = 14 \times 1.6^2 = 35.82 \text{ cm}$$

Dado que  $v > h$ , debe cumplirse que:

$$v \geq 0.77 \times d + L_b + 5\text{mm} = 131.83 \text{ cm}$$

donde:

$$v = \text{vuelo de la zapata en la dirección principal} = 132.5 \text{ cm}$$

$$132.5\text{cm} > 131.83 \text{ cm}$$

**Se dispondrá la armadura de lado a lado sin doblar las varillas.**

Armadura transversal

$$L_b = m \times \text{diámetro}^2$$

Donde:

$m$  = coeficiente que para un hormigón H-200 y para acero AE-400, vale:  $m=14$ .

Dado que  $v < h$ , según la norma EHE, basta doblar con el radio correspondiente las varillas y llevar a partir de ese punto la longitud mayor de:

- a)  $1/3 \times L_b = 4.7 \text{ cm}$
- b)  $10 \times \text{diámetro} = 10 \text{ cm}$
- c)  $15 \text{ cm}$

**Se dispondrá la armadura de lado a lado doblando las varillas hacia arriba 15 cm.**

### 3.12.2. ZAPATAS PILARINES

#### 3.12.2.1 DIMENSIONAMIENTO DE LA BASE

$$M = 948338 \text{ kg x cm}$$

$$N = 2737.9 \text{ kg}$$

$$V = 4310.6 \text{ kg}$$

PILARINES HEB-180

Hormigón H-200

$$f_{ck} = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_c = 1.5$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$\gamma_f = 1.6$$

$$a_1 = 180 \text{ mm}$$

$$b_1 = 180 \text{ mm}$$

Después de muchos tanteos se tomará como primera aproximación:

$$a_2 = 2500 \text{ mm}$$

$$b_2 = 1750 \text{ mm}$$

$$v_a = \frac{a_2 - a_1}{2} = 1160 \text{ mm} = 116 \text{ cm}$$

$$v_b = \frac{b_2 - b_1}{2} = 785 \text{ mm} = 78.5 \text{ cm}$$

$$h = 1000 \text{ mm}$$

$$d = h - \text{recubrimiento} = 950 \text{ mm}$$

### 3.12.2.2 PRESIONES SOBRE EL TERRENO

Se debe comprobar que con las dimensiones  $a_2$  y  $b_2$  adoptadas, la tensión máxima sobre el terreno debido a la sollicitación más desfavorable, no es superior a la tensión admisible.

- se consideran las cargas características.
- se desliza el sistema de fuerzas a la base de la zapata.

$$N_T = N + P$$

$$M_T = M + V \times h$$

Donde:

$$P = \text{peso de la zapata} = a_2 \times b_2 \times h \times p_{eh} = 10937.5 \text{ kg}$$

$$p_{eh} = 0.0025 \text{ kg/cm}^2$$

$$N_T = N + P = 2737.9 + 10937.5 = 13675.4 \text{ kg}$$

$$M_T = M + V \times h = 948338 + (4310 \times 100) = 1379338 \text{ kg} \times \text{cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} e = \frac{M_T}{N_T} = 100.86 \text{ cm} \\ \frac{a_2}{6} = 41.46 \text{ cm} \end{array} \right\} \rightarrow e > \frac{a_2}{6}$$

Como  $e > \frac{a_2}{6}$ , se considera una distribución de tensiones triangular.

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{2 \times N_T}{3 \times \left(\frac{a_2}{2} - e\right) \times b_2} = 0.227 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{adm en el terreno}} = 2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{máx}} = 0.227 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{adm en el terreno}} = 2 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{VÁLIDO}$$

### 3.12.2.3 COMPROBACIÓN A MOMENTO FLECTOR

Para el cálculo a flexión se considera como sección más desfavorable, la sección de referencia S1, plana y paralela a la cara del soporte. Según la EHE se considera la mitad de la distancia entre la cara del soporte y el extremo de la placa base.

#### Armadura principal

Se adopta el método general de flexión para este tipo de zapatas.

$$M_d = \gamma_f \times b_2 \times (\sigma_t / 2) \times d^2$$

$$M_d = 2066184.4 \text{ kg} \times \text{cm}$$

Con este valor de  $M_d$ , hallamos el valor adimensional de:

$$\frac{M_d}{f_{cd} \times b_2 \times d^2} = 0.009836$$

Donde:

$$f_{cd} = \text{resistencia al cálculo del hormigón} = 133.33 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ck} = \text{resistencia característica del hormigón} = 200 \text{ kg/cm}^2$$

Con este valor adimensional entramos en el gráfico GT-1 (Calavera) y obtenemos el valor de:

$$\frac{U_s}{f_{cd} \times b_2 \times d} = 0.01$$

Donde:

$$U_s = \text{Capacidad mecánica del acero (kg)} = A_s \times f_{yd}$$

$$f_{yd} = \text{resistencia al cálculo del acero} = f_{yk} / \gamma_s = 3565.22 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yk} = \text{resistencia característica del acero} = 4100 \text{ kg/cm}^2$$

$$U_s = 0.005 \times f_{cd} \times b_2 \times d = 22017.03 \text{ kg} = 22.01 \text{ Tn}$$

$$A_s = U_s / f_{yd} = 6.1755 \text{ cm}^2$$

De la tabla de capacidades mecánicas para el acero B400S del libro Montoya-Meseguer- Morán, basado en la EHE, obtenemos el número y diámetro de barras necesario:

$$U' > U_s$$

Dado que la separación máxima entre las varillas de la armadura no puede ser superior a 30 cm ni inferior a 10 cm, tendremos:

$$d = 10 \text{ cm} \quad n_{\text{máx}} = 17 \text{ varillas}$$

$$d = 30 \text{ cm} \quad n_{\text{máx}} = 7 \text{ varillas}$$

Se colocarán por tanto, 7 varillas de 12 mm de diámetro con una separación de 27,5 cm entre ellas.

$$A = 7.92 \text{ cm}^2 > A_s$$

$$U' = 28.91 \text{ Tn} > U = 22.01 \text{ Tn}$$

**VÁLIDA LA ARMADURA PRINCIPAL**

**7 barras de 12 mm de diámetro**

#### Armadura transversal

La armadura transversal debe soportar por metro de ancho un momento igual al 20% del que soporta por metro de ancho la armadura principal

$$M_d = 2066184.4 \text{ kg x cm}$$

$$M_d/a_2 = 8264.73 \text{ kg}$$

$$M_d' / b_2 = 0.2 \times M_d/a_2 = 1652.947 \text{ kg}$$

$$M_d' = 289265.75 \text{ kg x cm}$$

$$a_2 = 2.5 \text{ m}$$

$$b_2 = 1.75 \text{ m}$$

$$\frac{M_d'}{f_{cd} \times b_2 \times d^2} = 0.0009615$$

Donde:

$$f_{cd} = \text{resistencia al cálculo del hormigón} = 133.33 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ck} = \text{resistencia característica del hormigón} = 200 \text{ kg/cm}^2$$

Con este valor adimensional entramos en el gráfico GT-1 (Calavera) y obtenemos el valor de:

$$\frac{U_s}{f_{cd} \times b_2 \times d} = 0.002$$

Donde:

$$U_s = \text{Capacidad mecánica del acero (kg)} = A_s \times f_{yd}$$

$$f_{yd} = \text{resistencia al cálculo del acero} = f_{yk} / \gamma_s = 3565.22 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yk} = \text{resistencia característica del acero} = 4100 \text{ kg/cm}^2$$

$$U_s = 0.002 \times f_{cd} \times a_2 \times d = 6330 \text{ kg} = 6.33 \text{ Tn}$$

$$A_s = U_s / f_{yd} = 1.77 \text{ cm}^2$$

De la tabla de capacidades mecánicas para el acero B400S del libro Montoya-Meseguer- Morán, basado en la EHE, obtenemos el número y diámetro de barras necesario:

$$U' > U_s$$

Dado que la separación máxima entre las varillas de la armadura no puede ser superior a 30 cm ni inferior a 10 cm, tendremos:

$$d = 10 \text{ cm} \quad n_{\text{máx}} = 25 \text{ varillas}$$

$$d = 30 \text{ cm} \quad n_{\text{máx}} = 9 \text{ varillas}$$

Se colocarán por tanto, 9 varillas de 6 mm de diámetro con una separación de 30 cm entre ellas.

$$A = 2.54 \text{ cm}^2 > A_s$$

$$U' = 9.29 \text{ Tn} > U = 6.33 \text{ Tn}$$

## VÁLIDA LA ARMADURA TRANSVERSAL

### 9 barras de 6 mm de diámetro

Se deben realizar una serie de comprobaciones:

#### 7. Comprobación al vuelco

Al estar sometida la zapata a un momento y a una fuerza cortante, debe comprobarse su seguridad al vuelco.

$$N_T \times \frac{a_2}{2} \geq M_T \times \gamma_{sv}$$

$\gamma_{sv}$  = coeficiente de seguridad al vuelco = 1.5

$$1645122.5 \geq 1426155$$

**Por lo tanto se supera satisfactoriamente la comprobación al vuelco.**

#### 8. Esfuerzo cortante

Se ha de cumplir:  $V_d \leq V_{u2}$

Donde:

$$V_d = \sigma_t \times b_2 \times (v - d) \times \gamma_f$$

$v$  = vuelo mayor =  $v_a = 116 \text{ cm}$

$d$  = canto útil =  $95 \text{ cm}$

$$V_d = 5297 \text{ kg}$$

$$V_{u2} = b_2 \times d \times 0.5 \times \sqrt{\frac{f_{ck}}{\gamma_c}}$$

$$V_{u2} = 95938.28 \text{ kg}$$

$$V_d = 5297 \text{ kg} < V_{u2} = 95238.28 \text{ kg}$$

**Se supera satisfactoriamente la comprobación a cortante.**

#### 9. Comprobación punzonamiento

Esta comprobación es determinante para casos en los que el vuelo  $v > 3.5 h$ , por lo que en el caso que nos ocupa no será necesaria dicha comprobación.

#### 10. Comprobación de las condiciones de fisuración

Armadura principal: 7 barras de 12 mm de diámetro.

Armadura transversal: 9 barras de 6 mm de diámetro.

Según los gráficos GT-3 (Calavera) para acero AE-400, suponiendo un ambiente normal, para diámetros de 12 mm y 6 mm, sirve cualquier número de barras por metro para cualquier recubrimiento.

#### 11. Comprobación de las condiciones de adherencia

##### Armadura principal

$$\tau_B = \frac{V_d}{0.9 \times d \times n \times u}$$

Donde:

$$V_d = \gamma_F \times (\sigma_t / 2) \times (v_d + e_1) \times b_2 = 15772.4 \text{ kg}$$

n = número de barras = 7

u = perímetro de cada barra (cm)

$$\tau_B = 3.495 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{BD} = 0.95 \times \sqrt[3]{f_{cd}^2} = 25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_B = 3.495 \text{ kg/cm}^2 \leq \tau_{BD} = 25 \text{ kg/cm}^2$$

**VÁLIDO**

Armadura transversal

$$\tau_B = \frac{V_d}{0.9 \times d \times n \times u}$$

Donde:

$$V_d = \gamma_F \times (\sigma_t / 2) \times (v_b + e_1) \times a_2 = 18490 \text{ kg}$$

n= número de barras= 9

u= perímetro de cada barra (cm)

$$\tau_B = 6.39 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{BD} = 0.95 \times \sqrt[3]{f_{cd}^2} = 25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_B = 6.39 \text{ kg/cm}^2 \leq \tau_{BD} = 25 \text{ kg/cm}^2$$

**VÁLIDO**

12. Longitud de anclaje

Según la gráfica GT-6 (Calavera), el anclaje se situará en la posición 1.

Armadura principal

$$L_b = m \times \text{diámetro}^2$$

Donde:

m= coeficiente que para un hormigón H-200 y para acero AE-400, vale: m=14.

$$L_b = m \times \text{diámetro}^2 = 14 \times 1.2^2 = 20.16 \text{ cm}$$

Dado que  $v > h$ , debe cumplirse que:

$$v \geq 0.77 \times d + L_b + 5\text{mm} = 93.81 \text{ cm}$$

donde:

$v =$  vuelo de la zapata en la dirección principal = 116 cm

116 cm > 93.81 cm

**Se dispondrá la armadura de lado a lado sin doblar las varillas.**

#### Armadura transversal

$$L_b = m \times \text{diámetro}^2 = 14 \times 0.6^2 = 5.04 \text{ cm}$$

Donde:

$m =$  coeficiente que para un hormigón H-200 y para acero AE-400, vale:  $m = 14$ .

Dado que  $v < h$ , según la norma EHE, basta doblar con el radio correspondiente las varillas y llevar a partir de ese punto la longitud mayor de:

d)  $1/3 \times L_b = 4.7 \text{ cm}$

e)  $10 \times \text{diámetro} = 10 \text{ cm}$

f) 15 cm

**Se dispondrá la armadura de lado a lado doblando las varillas hacia arriba 15 cm.**

### 3.12.3 ZAPATAS PILARES DE ENTREPLANTA

Para los pilares de entreplanta, los cuales sólo están sometidos a compresión simple dispondremos unas zapatas iguales a las zapatas tipo 2. No se dispondrán vigas de atado. Al poseer estos pilares unas cargas menores, se sobreentiende que aguantan.

PILARES HEB-180

Hormigón H-200

$$f_{ck} = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_c=1.5$$

$$\gamma_s=1.15$$

$$\gamma_f=1.6$$

$$a_1= 180 \text{ mm}$$

$$b_1= 180 \text{ mm}$$

$$a_2=2500 \text{ mm}$$

$$b_2= 1750 \text{ mm}$$

$$v_a=\frac{a_2-a_1}{2}=1160 \text{ mm}= 116 \text{ cm}$$

$$v_b=\frac{b_2-b_1}{2}=785\text{mm}= 78.5\text{cm}$$

$$h =1000 \text{ mm}$$

$$d= h - \text{recubrimiento}=950\text{mm}$$

Armadura principal: 7 barras de 12 mm de diámetro.

Armadura transversal: 9 barras de 6 mm de diámetro.

### 3.12.4 VIGAS DE ATADO ENTRE ZAPATAS

Las dimensiones a x b (cm) y las armaduras longitudinales, como transversales (estribos), son función de la carga  $N_d$  (Tn) que actúa sobre la zapata más cargada de las que ata y de la distancia L (cm) entre zapatas.

Acero: B400S

$$N_d= 17768.4 \text{ kg (sin ponderar)}$$

$$L=500 \text{ cm}$$

#### Cálculo de las dimensiones

- $40 < a > L/20$                        $a > 25 \text{ cm} \rightarrow a=30 \text{ cm}$
- $40 < b > L/20$                        $b > 25\text{cm} \rightarrow b= 35\text{cm}$

#### Cálculo del armado

### Armado longitudinal

$$(1) A_s \geq \frac{0.05 \times N_d}{f_{yd}} \quad A_s \geq 0.52 \text{ cm}^2$$

$$(2) A_s \geq 0.15 \times a \times b \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad A_s \geq 5.89 \text{ cm}^2$$

Donde:

$$f_{yd} = \text{resistencia al cálculo del acero} = f_{yk} / \gamma_s = 3565.22 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yk} = \text{resistencia característica del acero} = 4100 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cd} = \text{resistencia al cálculo del hormigón} = 133.33 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ck} = \text{resistencia característica del hormigón} = 200 \text{ kg/cm}^2$$

Con el valor  $A_s \geq 5.89 \text{ cm}^2$ , vamos a las tablas del libro Montoya-Meseguer-Morán, basado tanto en la Instrucción española como en el Eurocódigo de hormigón, obtenemos el número y diámetro de barras necesario.

4 barras de 14 mm de diámetro  $\rightarrow A_s' = 6.16 \text{ cm}^2$

### Cercos

Según la EHE, se debe cumplir:

$$s \leq 0.85 \times a = 25.5 \text{ cm}$$

$$s \leq 0.85 \times b = 29.75 \text{ cm}$$

$$s \leq 15 \times \text{diámetro} = 21 \text{ cm}$$

$$s \leq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Diámetro del cerco} > 0.25 \times \text{diámetro} = 3.5 \text{ mm}$$

Los estribos serán de diámetro de 8mm e irán separados cada 20 cm.

### 3.13 TIPOS DE UNIONES

#### 3.13.1 UNIONES ATORNILLADAS

##### 3.13.1.1 UNIÓN SOLDADA PILARIN-PLACA BASE

Solicitaciones más desfavorables de la unión son las siguientes:

$$M = 9.48 \times 10^5 \text{ kg x cm}$$

$$N = 2737.9 \text{ kg}$$

$$V = 4310.63 \text{ kg}$$

Se realizará una soldadura perimetral alrededor del perfil HEB-180. Según el prontuario de Ensidesa, tomo II, la soldadura se realizará según la disposición 3.

HEB	a <sub>1</sub> máx mm	a <sub>2</sub> máx mm	Disposición 1		Disposición 2			Disposición 3							
			l	A Solda- dura total cm <sup>2</sup>	W <sub>s</sub> Solda- dura cm <sup>3</sup>	l	h <sub>1</sub>	A Solda- dura total cm <sup>2</sup>	W <sub>s</sub> Solda- dura cm <sup>3</sup>	A Solda- dura en el alma cm <sup>2</sup>	l <sub>1</sub>	h <sub>1</sub>	A Solda- dura total cm <sup>2</sup>	W <sub>s</sub> Solda- dura cm <sup>3</sup>	A Solda- dura en el alma cm <sup>2</sup>
100	3,0	7,0	86	12,0	60,5	86	50	15,0	61,6	3,00	28,0	50	27,6	99,9	3,00
120	4,0	7,5	105	15,8	94,9	105	66	21,0	97,8	5,28	37,2	66	37,8	160	5,28
140	4,5	8,0	124	19,8	139	124	83	27,3	145	7,47	46,5	83	48,6	239	7,47
160	5,0	8,5	142	25,6	205	142	93	35,8	214	10,2	52,0	93	62,4	350	10,2
180	5,5	9,5	161	30,6	276	161	111	42,8	289	12,2	61,3	111	75,0	477	12,2
200	6,0	10,5	179	37,6	377	179	122	52,2	394	14,6	67,0	122	91,1	649	14,6
220	6,5	11,0	198	43,6	481	198	139	61,6	505	18,1	76,3	139	107	836	18,1
240	7,0	11,5	217	49,9	601	217	150	70,9	631	21,0	82,5	150	122	1 040	21,0
260	7,0	12,0	236	56,6	738	236	163	79,5	774	22,8	89,0	163	136	1 280	22,8
280	7,0	12,5	255	63,8	895	255	182	89,2	941	25,5	98,3	182	154	1 560	25,5
300	7,5	13,0	274	71,2	1 070	274	193	100	1 130	29,0	104,5	193	171	1 860	29,0
320	8,0	14,0	272	76,2	1 220	272	209	110	1 290	33,4	103,3	209	187	2 150	33,4
340	8,0	15,0	270	81,0	1 380	270	227	117	1 460	36,3	102,0	227	200	2 450	36,3
360	8,5	15,5	269	83,4	1 500	269	244	125	1 610	41,5	101,2	244	211	2 710	41,5
400	9,0	16,5	267	88,1	1 770	267	280	139	1 920	50,4	99,8	280	231	3 250	50,4
450	9,5	18,0	264	95,0	2 140	264	325	157	2 370	61,8	98,0	325	259	4 050	61,8
500	10,0	19,5	261	102	2 550	261	370	176	2 860	74,0	96,2	370	288	4 950	74,0
550	10,5	20,0	260	104	2 860	260	417	192	3 290	87,6	95,5	417	307	5 710	87,6
600	10,5	21,0	258	108	3 260	258	465	206	3 800	97,7	94,3	465	328	6 630	97,7

Tabla 3.25 Tabla soldadura pilarín-placa base

$$L_1 = 61.3 \text{ mm}$$

$$h_1 = 111 \text{ mm}$$

$$a_1 = 5.5 \text{ mm}$$

$$a_2 = 9.5 \text{ mm}$$

$$A_{\text{sold.alma}} = 12.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{total.soldada}} = 75 \text{ cm}^2$$

$$W_{\text{sold.}} = 477 \text{ cm}^3$$

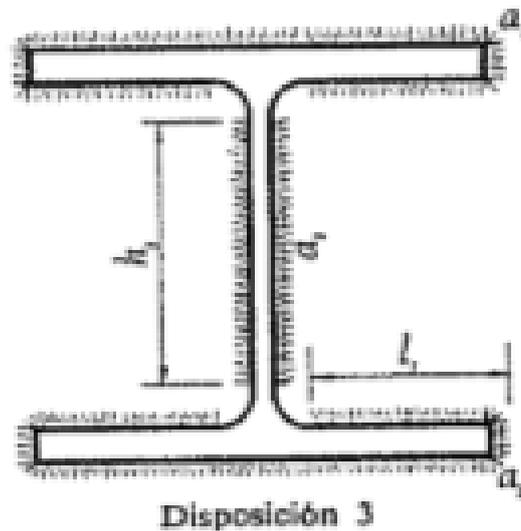


Figura 3.30 Disposición soldadura

### 3.13.1.2 UNIÓN SOLDADA PILAR-PLACA BASE.

Solicitaciones más desfavorables de la unión son las siguientes:

Se realizará una soldadura perimetral alrededor del perfil HEB-600. Según el prontuario de Ensidesa, tomo II, la soldadura se realizará según la disposición 3.

$$M = 1.85 \times 10^6 \text{ kg x cm}$$

$$N = 17768.95 \text{ kg}$$

V= 3987.19 kg

HEB	$a_1$ max mm	$a_2$ max mm	Disposición 1			Disposición 2			Disposición 3						
			$l$ mm	$A$ Solda- dura total cm <sup>2</sup>	$W_s$ Solda- dura cm <sup>3</sup>	$l$ mm	$h_1$ mm	$A$ Solda- dura total cm <sup>2</sup>	$W_s$ Solda- dura cm <sup>3</sup>	$A$ Solda- dura en el alma cm <sup>2</sup>	$l$ mm	$h_1$ mm	$A$ Solda- dura total cm <sup>2</sup>	$W_s$ Solda- dura cm <sup>3</sup>	$A$ Solda- dura en el alma cm <sup>2</sup>
100	3,0	7,0	86	12,0	60,5	86	50	15,0	61,6	3,00	28,0	50	27,6	99,9	3,00
120	4,0	7,5	105	15,8	94,9	105	66	21,0	97,8	5,28	37,2	66	37,8	160	5,28
140	4,5	8,0	124	19,8	139	124	83	27,3	145	7,47	46,5	83	48,6	239	7,47
160	5,5	9,0	142	25,6	205	142	93	35,8	214	10,2	52,0	93	62,4	350	10,2
180	5,5	9,5	161	30,6	276	161	111	42,8	289	12,2	61,3	111	75,0	477	12,2
200	6,0	10,5	179	37,6	377	179	122	52,2	394	14,6	67,0	122	91,1	649	14,6
220	6,5	11,0	198	43,6	481	198	139	61,6	505	18,1	76,3	139	107	836	18,1
240	7,0	11,5	217	49,9	601	217	150	70,9	631	21,0	82,5	150	122	1 040	21,0
260	7,0	12,0	236	56,6	738	236	163	79,5	774	22,8	89,0	163	136	1 280	22,8
280	7,0	12,5	255	63,8	895	255	182	89,2	941	25,5	98,3	182	154	1 560	25,5
300	7,5	13,0	274	71,2	1 070	274	193	100	1 130	29,0	104,5	193	171	1 860	29,0
320	8,0	14,0	272	76,2	1 220	272	209	110	1 290	33,4	103,3	209	187	2 150	33,4
340	8,0	15,0	270	81,0	1 380	270	227	117	1 460	36,3	102,0	227	200	2 450	36,3
360	8,5	15,5	269	83,4	1 500	269	244	125	1 610	41,5	101,2	244	211	2 710	41,5
400	9,0	16,5	267	88,1	1 770	267	280	139	1 920	50,4	99,8	280	231	3 250	50,4
450	9,5	18,0	264	95,0	2 140	264	325	157	2 370	61,8	98,0	325	259	4 050	61,8
500	10,0	19,5	261	102	2 550	261	370	176	2 860	74,0	96,2	370	288	4 950	74,0
550	10,5	20,0	260	104	2 860	260	417	192	3 290	87,6	95,5	417	307	5 710	87,6
600	10,5	21,0	258	108	3 260	258	465	206	3 800	97,7	94,3	465	328	6 630	97,7

Tabla 3.26. Tabla soldadura pilar-placa base.

$$L_1 = 94.3 \text{ mm}$$

$$h_1 = 465 \text{ mm}$$

$$a_1 = 10.5 \text{ mm}$$

$$a_2 = 21.0 \text{ mm}$$

$$A_{\text{sold.alma}} = 97.7 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{total.soldada}} = 328 \text{ cm}^2$$

$$W_{\text{sold.}} = 6630 \text{ cm}^3$$

### 3.13.1.3 UNIÓN SOLDADA PILAR ENTREPLANTA –PLACA BASE

Se realizará una soldadura perimetral alrededor del perfil HEB-180. Según el prontuario de Ensidesa, tomo II, la soldadura se realizará según la disposición 3.

HEB	$a_1$ máx mm	$a_2$ máx mm	Disposición 1		Disposición 2			Disposición 3							
			$l$ mm	$A$ Solda- dura total cm <sup>2</sup>	$W_s$ Solda- dura cm <sup>3</sup>	$l$ mm	$h_1$ mm	$A$ Solda- dura total cm <sup>2</sup>	$W_s$ Solda- dura cm <sup>3</sup>	$A$ Solda- dura en el alma cm <sup>2</sup>	$l$ mm	$h_1$ mm	$A$ Solda- dura total cm <sup>2</sup>	$W_s$ Solda- dura cm <sup>3</sup>	$A$ Solda- dura en el alma cm <sup>2</sup>
100	3,0	7,0	86	12,0	60,5	86	50	15,0	61,6	3,00	28,0	50	27,6	99,9	3,00
120	4,0	7,5	105	15,8	94,9	105	66	21,0	97,8	5,28	37,2	66	37,8	160	5,28
140	4,5	8,0	124	19,8	139	124	83	27,3	145	7,47	46,5	83	48,6	239	7,47
160	5,0	8,5	142	25,6	205	142	93	35,8	214	10,2	52,0	93	62,4	350	10,2
180	5,5	9,5	161	30,6	276	161	111	42,8	289	12,2	61,3	111	75,0	477	12,2
200	6,0	10,5	179	37,6	377	179	122	52,2	394	14,6	67,0	122	91,1	649	14,6
220	6,5	11,0	198	43,6	481	198	139	61,6	505	18,1	76,3	139	107	836	18,1
240	7,0	11,5	217	49,9	601	217	150	70,9	631	21,0	82,5	150	122	1 040	21,0
260	7,0	12,0	236	56,6	738	236	163	79,5	774	22,8	89,0	163	136	1 280	22,8
280	7,0	12,5	255	63,8	895	255	182	89,2	941	25,5	98,3	182	154	1 560	25,5
300	7,5	13,0	274	71,2	1 070	274	193	100	1 130	29,0	104,5	193	171	1 860	29,0
320	8,0	14,0	272	76,2	1 220	272	209	110	1 290	33,4	103,3	209	187	2 150	33,4
340	8,0	15,0	270	81,0	1 380	270	227	117	1 460	36,3	102,0	227	200	2 450	36,3
360	8,5	15,5	269	83,4	1 500	269	244	125	1 610	41,5	101,2	244	211	2 710	41,5
400	9,0	16,5	267	88,1	1 770	267	280	139	1 920	50,4	99,8	280	231	3 250	50,4
450	9,5	18,0	264	95,0	2 140	264	325	157	2 370	61,8	98,0	325	259	4 050	61,8
500	10,0	19,5	261	102	2 550	261	370	176	2 860	74,0	96,2	370	288	4 950	74,0
550	10,5	20,0	260	104	2 860	260	417	192	3 290	87,6	95,5	417	307	5 710	87,6
600	10,5	21,0	258	108	3 260	258	465	206	3 800	97,7	94,3	465	328	6 630	97,7

Tabla 3.27 tabla soldadura pilar entreplanta-placa base

$$L_1 = 61.3 \text{ mm}$$

$$h_1 = 111 \text{ mm}$$

$$a_1 = 5.5 \text{ mm}$$

$$a_2 = 9.5 \text{ mm}$$

$$A_{\text{sold.alma}} = 12.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{total.soldada}} = 75 \text{ cm}^2$$

$$W_{\text{sold.}} = 477 \text{ cm}^3$$

### 3.13.2 UNIONES ATORNILLADAS

#### 3.13.2.1 Unión atornillada pilar-dintel

La unión pilar dintel se dispondrá atornillada con placa testa rígida en el extremo del dintel.

Las dimensiones de la placa testa serán las siguientes: 648 mm x 300 mm y de calidad S 275 R y tornillos TAR 16 y calidad A-10t. Las solicitaciones más desfavorables que actúan en la unión son las siguientes:

$$M = 2.02 \times 10^6 \text{ kg x cm}$$

$$N = 7712.57 \text{ kg}$$

$$V = 4476 \text{ kg}$$

Disposición de la unión:

Esta unión se hará según el *Prontuario de Ensidesa Tomo II*, ábaco de la página 186.

$$d_1 = 24 \text{ mm}$$

$$d_2 = 30 \text{ mm}$$

$$a_1 = 4.5 \text{ mm}$$

$$a_2 = 8.0 \text{ mm}$$

Para HEB-360:

Las dimensiones de la placa testa serán las siguientes: 648 mm x 300 mm y de calidad S 275 R y tornillos TAR 16 y calidad A-10t

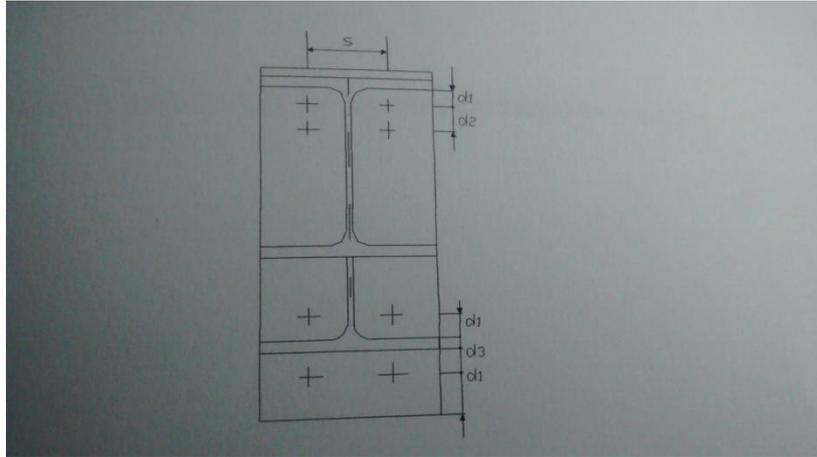


Figura 3.31 Unión atornillada pilar-dintel

### 3.13.2.2 Unión atornillada dintel-dintel

La unión dintel- dintel se dispondrá atornillada con placa testa rígida entre los extremos de los dinteles.

Las solicitaciones más desfavorables que actúan en la sección de unión son las siguientes:

$$M= 9.02 \times 10^5 \text{ kg x cm}$$

$$N= 5345 \text{ kg}$$

$$V= 6318.9 \text{ kg}$$

Disposición de la unión:

Esta unión se hará según el *Prontuario de Ensidesa Tomo II*, ábaco de la página 186.

Para HEB-360:

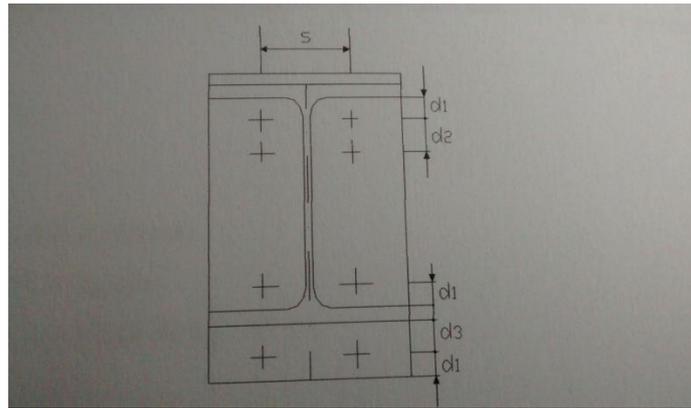


Figura 3.32 Unión atornillada dintel-dintel

$$d_1 = 24 \text{ mm}$$

$$d_2 = 30 \text{ mm}$$

$$a_1 = 4.5 \text{ mm}$$

$$a_2 = 8.0 \text{ mm}$$

$$l = 648 \text{ mm}$$

Para HEB-360:

Las dimensiones de la placa testa serán las siguientes: 648 mm x 300 mm y de calidad S 275 R y tornillos TAR 16 y calidad A-10t.

### 3.13.2.3 Unión atornillada ménsula viga carril-pilar

La unión ménsula-pilar se dispondrá atornillada con placa testa rígida en el extremo de la ménsula.

Las solicitaciones más desfavorables que actúan en la sección de la unión son las siguientes:

$$M = 8.76 \times 10^5 \text{ kg x cm}$$

$$N = 17768.9 \text{ kg}$$

$V = 3001.99 \text{ kg}$

Para IPE-300:

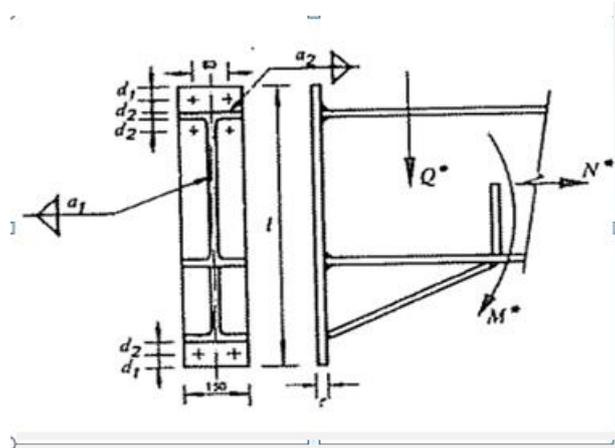


Figura 3.33 unión atornillada ménsula viga carril-pilar

Dimensiones de la placa: 558 mm x 150 mm y de calidad S275 JR con tornillos TAR 16 de calidad A-10t.

$d_1 = 24 \text{ mm}$

$d_2 = 30 \text{ mm}$

$a_1 = 3 \text{ mm}$

$a_2 = T$

$l = 558 \text{ mm}$

### 3.13.2.4 Unión atornillada pilarín-dintel

La unión pilarín-dintel la llevaremos a cabo por medio de la unión del alma del pilarillo con unos angulares, según la tabla 6.6 31-A2 del prontuario ENSIDESA

Diámetro de los tornillos: 12-16

Elementos de unión	Sepa- ración	Esfuerzo cortante Q (t)					Esfuerzo de aplastamiento, en t					
		12	16				12			16		
							A 37	A 42	A 52	A 37	A 42	A 52
T A 4 6	56	3,400	6,058	—	—	—	6,058	6,563	—	7,922	8,583	—
TC A 5 6	56	5,243	9,320	—	—	—	7,573	8,204	11,36	9,903	10,73	14,85
TR A 10 9	56	5,126	9,611	—	—	—	9,087	9,864	13,67	11,88	12,87	17,83

6.6 31-A 2

Tabla 3.28 Tabla tornillos pilarín-dintel

Nos quedaremos con el tornillo T A4.6 de diámetro 16 mm y acero A37, ya que nuestro pilarillo está sometido a un esfuerzo cortante de 4310.63 kg y un esfuerzo de aplastamiento de 2737.9 kg.

### 3.13.2.5 Unión atornillada de las correas de la cubierta con el dintel

La unión correa-dintel la llevaremos a cabo por medio de la unión del alma de las correas con unos angulares a las alas del perfil del dintel, según la tabla 6.6 31-A2 del prontuario ENSIDESA.

Diámetro de los tornillos: 12-16

Elementos de unión	Sepa- ración	Esfuerzo cortante Q (t)					Esfuerzo de aplastamiento, en t,					
		12	16				12			16		
							A 37	A 42	A 52	A 37	A 42	A 52
T A 4 6	56	3,400	6,058	—	—	—	6,058	6,563	—	7,922	8,583	—
TC A 5 6	56	5,243	9,320	—	—	—	7,573	8,204	11,36	9,903	10,73	14,85
TR A 10 9	56	5,126	9,611	—	—	—	9,087	9,864	13,67	11,88	12,87	17,83

6.63 1-A 2

Tabla 3.29 Tabla tornillos correas cubierta con el dintel

Ésta vez nos quedaremos con el tornillo TC A5.6 de diámetro 16 mm y acero A42.

### 3.13.3 UNIONES CORREA-CORREA

Para realizar la unión entre correas se emplean unos accesorios denominados conectores, que son los que dan continuidad a estas. Los conectores permiten el solape de las correas mediante tornillos.

La unión entre el cerramiento y las correas se lleva a cabo mediante tornillos autorroscantes.

Las solicitaciones que intervienen son muy pequeñas por tanto no es necesario calcular dichas uniones.

### 3.14 SISTEMA DE RECOGIDA DE AGUAS

#### 3.14.1 CANALONES EXTERIORES Y TUBOS DE BAJADA

Pendiente 1mm/m

$d_{\text{canalón}} = 10 \text{ m}$

Nº canalones: 5 (alineación -3-)

3 (alineación -2-)

2 (alineación -1-)

Se calculará la sección necesaria de los canalones según el ábaco que presenta ACERALIA. La sección  $S$  ( $\text{cm}^2$ ) necesaria del canalón se determinará en función de la superficie de cubierta en  $\text{m}^2$  que vierte a un mismo tramo de canalón, comprendido entre su bajante y su división de aguas, y en función del perfil del canalón.

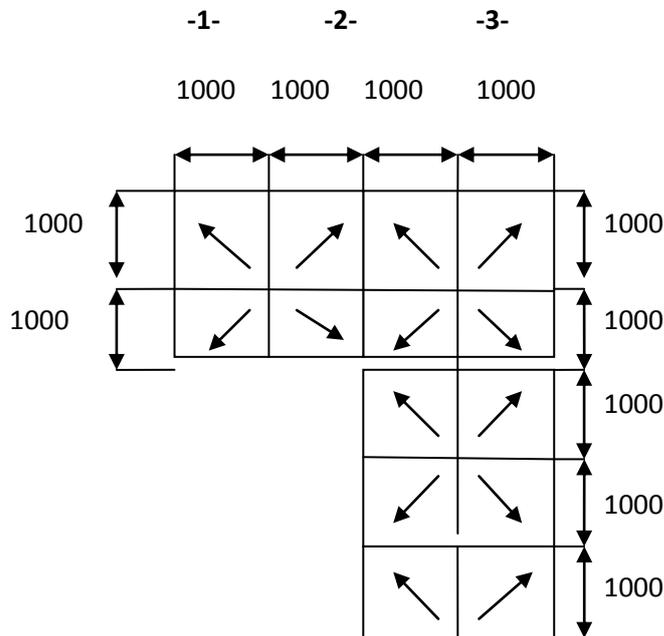


Figura 3.34 Disposición canalones

Sección de cubierta que vierte agua a cada canalón:  $10\text{m} \times 10\text{m} = 100 \text{ m}^2$

Entrando con este dato en el ábaco obtenemos la sección necesaria de cada canalón en  $cm^2$  y el diámetro de tubo de bajada. Se elegirá un canalón de forma rectangular.

Los resultados obtenidos son:

Diámetro tubos de bajada: 120 mm.

Sección necesaria de canalón: 230  $cm^2$ .

### **3.14.2 CANALONES INTERIORES Y TUBOS E BAJADA**

Pendiente= 1 mm/m

$d_{canalón} = 10$  m

Nº canalones: 2 (alineación -2-)

Se calculará la sección necesaria de los canalones según el ábaco que presenta ACERALIA. La sección S ( $cm^2$ ) necesaria del canalón se determinará en función de la superficie de cubierta en  $m^2$  que vierte a un mismo tramo de canalón, comprendido entre su bajante y su división de aguas, y en función del perfil del canalón.

Los resultados obtenidos son:

Diámetro tubos de bajada: 16 mm

Sección necesaria de canalón: 230  $cm^2$ .