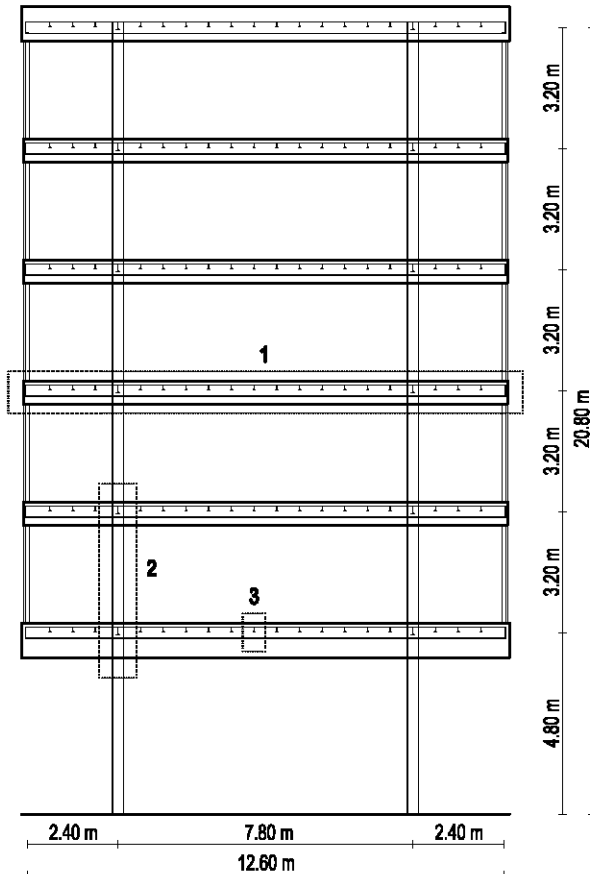


Se considera un edificio de uso público según los esquemas adjuntos de planta y sección. La estructura es de nudos rígidos y se proyecta con acero S-275.

- 1 Dimensionar las vigas indicadas con perfiles IPN. (2,50 pts.)
- 2 Dimensionar pilar indicado con perfil HEB (vigas de atado: IPN 200. Peso propio estructura: 700 KN) (3,00 pts.)
- 3 Calcular y definir gráficamente unión rígida vigueta /viga mediante soldadura (viguetas: IPN 140. intereje: 0.80 m) (1,00 pto.)

Sección transversal



ACCIONES GRAVITATORIAS
(en valor característico)

PLANTA DE CUBIERTAS Sup: 317.52 m²

Permanentes	
forjado unidireccional	3,00 KN/m ²
cubierta plana	2,50 KN/m ²
falso techo	0,50 KN/m ²
Variables	
nieve	0,50 KN/m ²

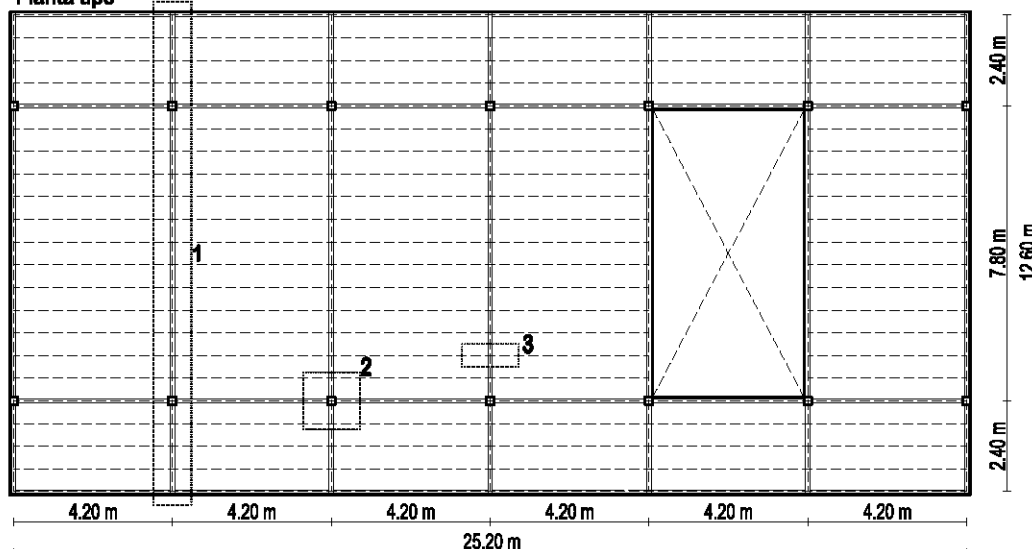
PLANTA TIPO Sup: 284.76 m²

Permanentes	
forjado unidireccional	3,00 KN/m ²
pavimento + f. techo	1,50 KN/m ²
tabiquería (placas)	1,20 KN/m ²
cerramiento	4,50 KN/ml
Variables	
acceso público C3	5,00 KN/m ²

ACCIÓN HORIZONTAL
(en valor característico)

Variable	
viento	1,00 KN/m ²

Planta tipo



VIGA A FLEXIÓN

Suponemos que se utilizan perfiles IPE en lugar de IPN.

1) Acciones

Asumimos que el viento no es relevante para las vigas. Por tanto, sólo tenemos en cuenta la combinación gravitatoria:

$$ELU: 1.35 G + 1.50 Q$$

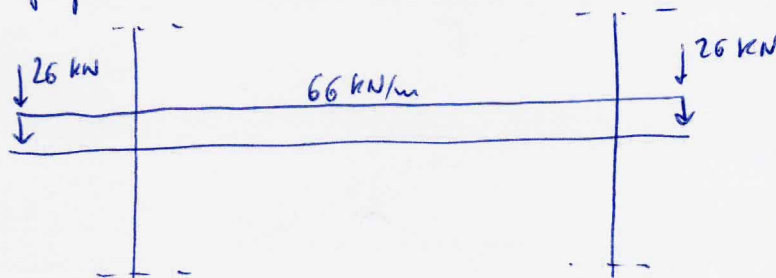
En el forjado de piso hay carga superficial

$$G = \begin{cases} \text{Forjado} & 3 \\ \text{Pav+FT} & 1.5 \\ \text{Tabl} & 1.2 \\ \text{Estructura} & 0.4 \end{cases} = 6.1 \text{ kN/m}^2$$
$$Q = 5 \text{ kN/m}^2$$

y carga lineal 4.5 kN/m .

luego la carga de cálculo repartida es $q_d = (1.35 \cdot 6.1 + 1.50 \cdot 5.0) \cdot 4.20 \text{ m} = 66 \text{ kN/m}$

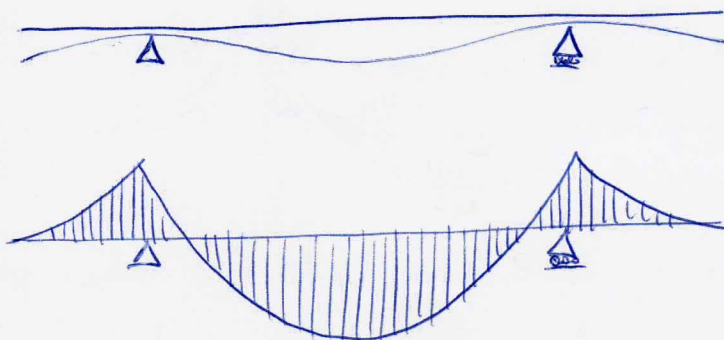
y la carga puntual en voladizo es $1.35 \cdot 4.5 \cdot 4.2 \text{ m} = 26 \text{ kN}$



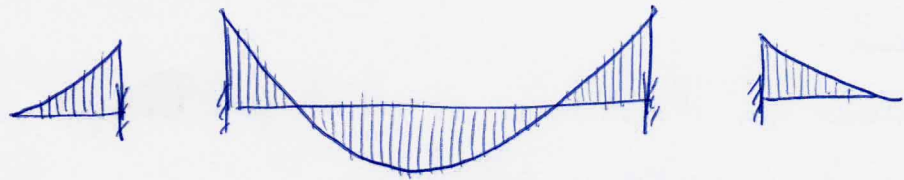
2) Solicitaciones

Como la estructura es hiperestática, habría que usar uno de los métodos de análisis para hallar las solicitaciones. Sin embargo, podemos usar modelos simplificados:

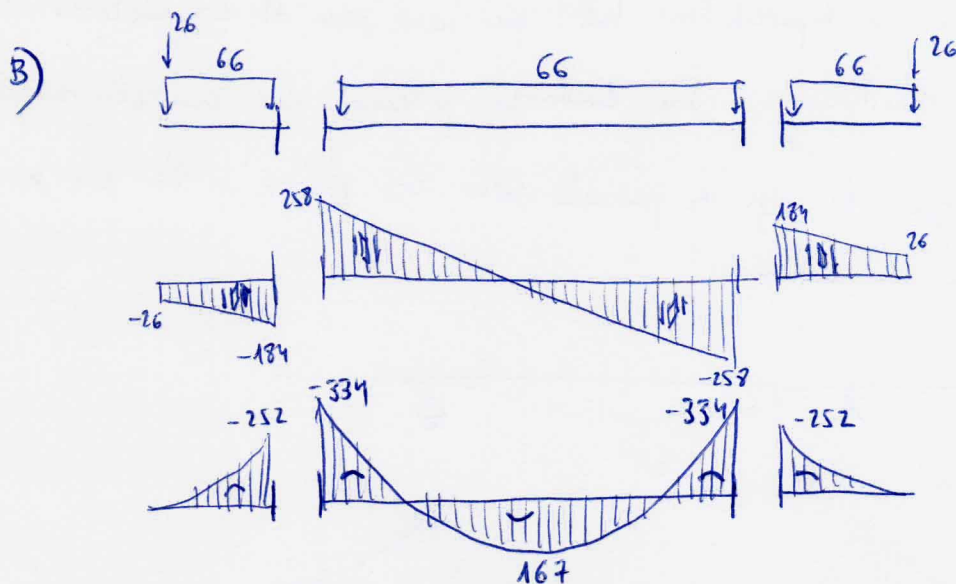
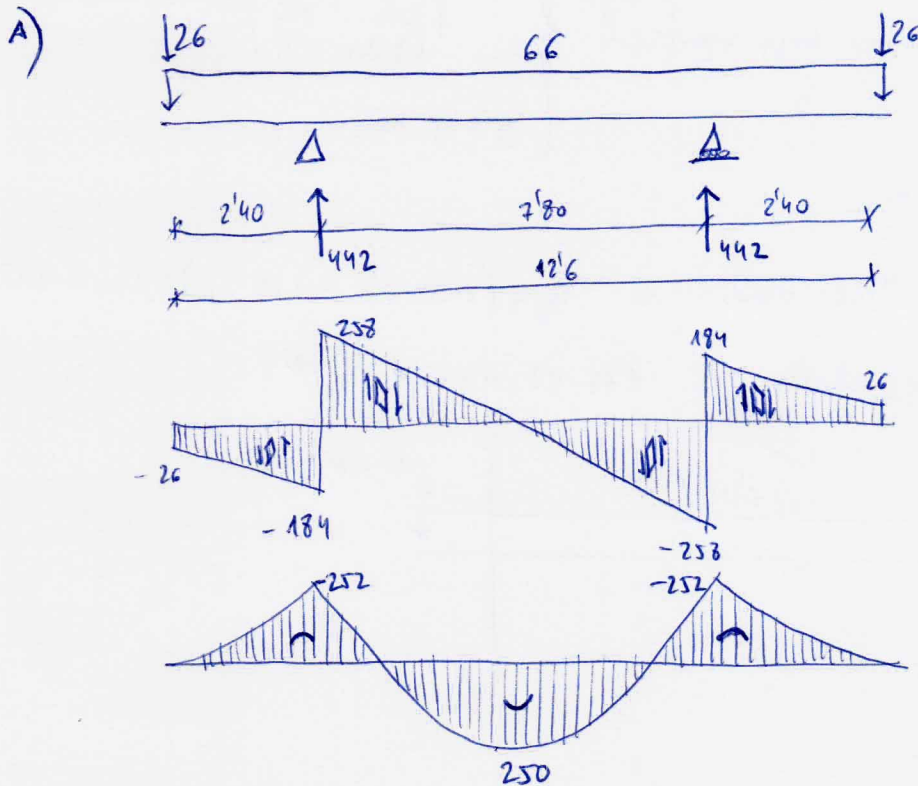
A) Suponer que la viga es pasante sobre los pilares, a los que no transmite momento:



B) Suponer que el giro en cabeza de pilar es nulo, y por tanto la viga actúa como biempotrada:



Vamos a tomar el modelo que proporcione sollicitaciones más desfavorables.



Es más desfavorable la opción B, para resistencia. Aunque para flecha sería más desfavorable la opción A (la viga está "menos empotrada"), tomamos de aquí en adelante la opción B.

3) Predimensionado

- A flexión simple:

$$\text{IPE 400} \rightarrow M_{pl,red} = 343 \text{ kNm} > 334 = M_{ed}$$

- A flecha (de la viga central)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{F. activa: } q = 4'2 \text{ m} \cdot (3'1 + 5) = 34 \text{ kN/m} ; f_{adm} = \frac{L}{400} = 19'5 \text{ mm} \\ \text{F. instantánea: } q = 4'2 \cdot 5 = 21 \text{ kN/m} ; f_{adm} = \frac{L}{350} = 22'3 \text{ mm} \\ \text{F. total: } q = 4'2 (6'1 + 0'6 \cdot 5) = 38 \text{ kN/m} ; f_{adm} = \frac{L}{300} = 26 \text{ mm} \end{array} \right.$$

La condición más restrictiva de las tres es la flecha activa, luego

$$\text{se necesita una inercia de } I \geq \frac{qL^4}{384 E f_{adm}} = \frac{34 \cdot 7800^4}{384 \cdot 2'1 \cdot 10^5 \cdot 19'5} = 8003 \text{ mm}^4$$

$$\text{IPE 300} \rightarrow I = 8360 \text{ mm}^4 > 8003 \text{ mm}^4$$

luego tomamos el IPE 400

4) Dimensionado ELU a resistencia

- A cortante

$$V_{pl,red} = 646 > 258 = V_{ed} \quad \text{Cumple}$$

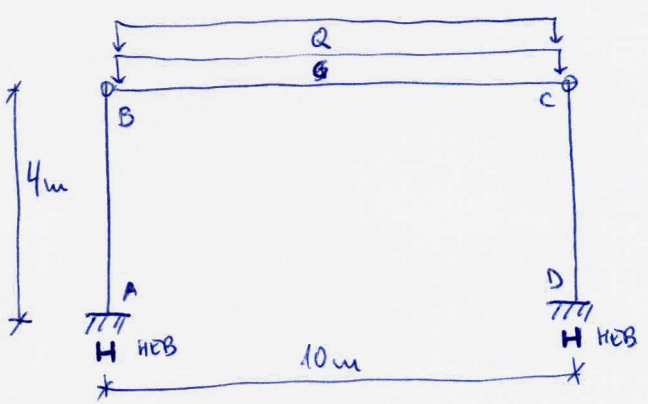
- Interacción V-M

$$V_{ed} < 0'5 V_{pl,red} \quad \text{No hay interacción}$$

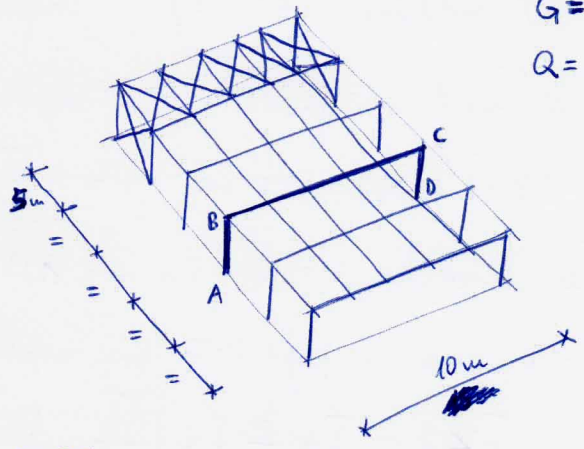
- A flexión: Por no haber interacción, coincide con el predimensionado.

Cumple el IPE 400

PILAR COMPRESIÓN SIMPLE



$G = 2 \text{ kN/m}^2$
 $Q = 1 \text{ kN/m}^2$



Dimensionar pilar AB con perfil HEB S275

1) Acciones

Combinación EW, gravitatoria: $1.35G + 1.50Q$

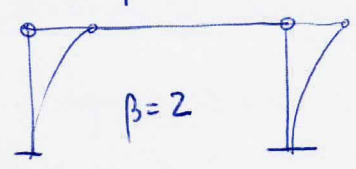
$$q_d = (1.35 \cdot 2 \text{ kN/m}^2 + 1.50 \cdot 1 \text{ kN/m}^2) \cdot 5 \text{ m} = 21 \text{ kN/m}$$

$$N_{Ed} = 21 \text{ kN/m} \cdot \frac{10 \text{ m}}{2} = 105 \text{ kN}$$

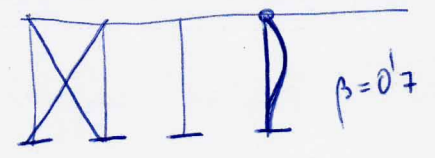
No hay flexión, por estar la viga articulada.

2) Modelización del pilar (Tabla 6.1)

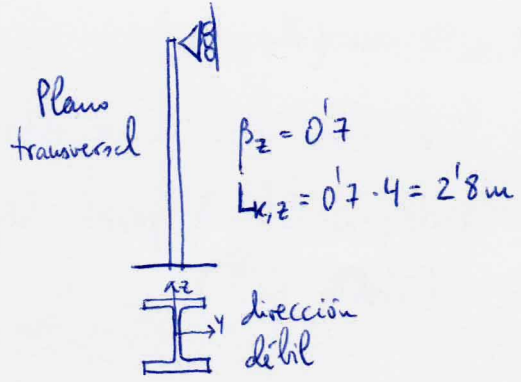
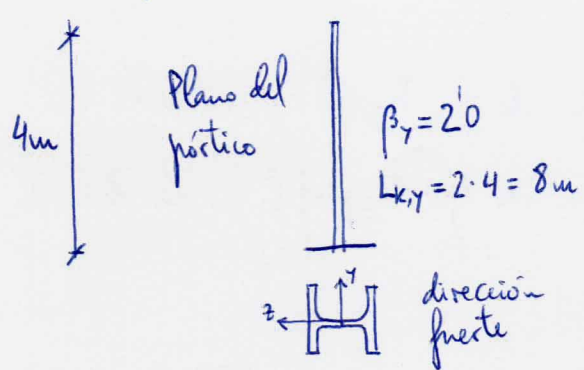
En la dirección del pórtico, el pórtico no está arriostrado; por tanto, es traslacional y el pilar se comporta como una ménsula.



En la dirección perpendicular, el pórtico está arriostrado; por tanto, es intraslacional y el pilar se comporta como articulado en cabeza.



llamando y al eje de giro en la dirección "fuerte" (de mayor inercia) y z a la "débil", queda:



3) Predimensionado

3.1. A resistencia (§ 6.2.5) . Compresión simple.

Se necesita un perfil HEB que cumpla

$$N_{pl,Rd} \geq N_{Ed} = 105 \text{ kN} \longrightarrow \boxed{\text{HEB 100}} (582 \text{ kN})$$

3.2. A esbeltez (Tabla 6.3 nota A)

Se necesita un perfil HEB que cumpla, en ambas direcciones,

$$\bar{\lambda} \leq 2; \quad \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_R} \left(= \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}}, \text{ § 6.3.2.1.1} \right)$$

$$\lambda_R = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{f_y}} = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot 21 \cdot 10^5}{275}} = \underline{86'8} \text{ para acero S275, siempre}$$

Luego buscamos perfil con $\lambda \leq \bar{\lambda} \cdot \lambda_R = 2 \cdot 86'8 = 173'6$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_y = \frac{L_{k,y}}{i_y} = 173'6 \Rightarrow i_y \geq \frac{8000 \text{ mm}}{173'6} = 46 \text{ mm} \longrightarrow \boxed{\text{HEB 120}} (50 \text{ mm}) \\ \lambda_z = \frac{L_{k,z}}{i_z} = 173'6 \Rightarrow i_z \geq \frac{2800 \text{ mm}}{173'6} = 16 \text{ mm} \longrightarrow \boxed{\text{HEB 100}} (25 \text{ mm}) \end{array} \right.$$

El predimensionado a pandeo esbeltez en el eje fuerte es el crítico: $\boxed{\text{HEB 120}}$

4) Dimensionado a resistencia (§ 6.2.5)

En el caso de compresión simple es banal, pues coincide con el predimensionado.

$$N_{pl,Rd} = \underline{890} \text{ kN} > N_{Ed} = 105 \text{ kN} . \text{ Cumple}$$

5) Dimensionado a pandeo (§ 6.3.2)

Hay que comprobar, en ambas direcciones,

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd} = \chi \cdot N_{pl,Rd}$$

La condición crítica se dará en la dirección con el menor valor de χ :

$$\chi_{min} = \min \{ \chi_y, \chi_z \}$$

El valor χ en cada dirección se obtiene de la Fig. 6.3, entrando con la curva correspondiente de pandeo según el tipo de perfil y la dirección estudiada (Tabla 6.2).

Primero se calculan las esbelteces ~~dimensionales~~ (para el HEB 120)

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_y = \frac{L_{k,y}}{i_y} = \frac{8000}{50'4} = 159 \\ \lambda_z = \frac{L_{k,z}}{i_z} = \frac{2800}{30'6} = 92 \end{array} \right.$$

A continuación, las esbelteces adimensionales (o "reducidas")

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_R} = \frac{159}{86'8} = 1'83 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_R} = \frac{92}{86'8} = 1'06 \end{array} \right.$$

Observamos qué curva de pandeo corresponde a cada dirección del HEB 120 $\left. \begin{array}{l} b=h=100\text{mm} \\ t \leq 10\text{mm} \end{array} \right\}$

Tabla 6.2 \rightarrow Perfiles laminados en I $\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} \leq 1'2 \\ t \leq 100\text{mm} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{pandeo } \perp y \rightarrow \text{curva b} \\ \text{pandeo } \perp z \rightarrow \text{curva c} \end{array} \right.$

Obtenemos valores χ (Figura 6.3)

$$\left\{ \begin{array}{l} \chi_y = 0'23 \quad (\bar{\lambda}_y = 1'83, \text{ curva b}) \\ \chi_z = 0'52 \quad (\bar{\lambda}_z = 1'06, \text{ curva c}) \end{array} \right\} \Rightarrow \chi_{\min} = \chi_y = 0'23 \quad (\text{plano del pórtico})$$

Finalmente, comprobamos pandeo:

$$N_{b,rd} = \chi_{\min} \cdot N_{pl,rd} = 0'23 \cdot \frac{761}{890} = \frac{175}{205} \text{ kN} > 105 \text{ kN} \quad \text{Cumple.}$$

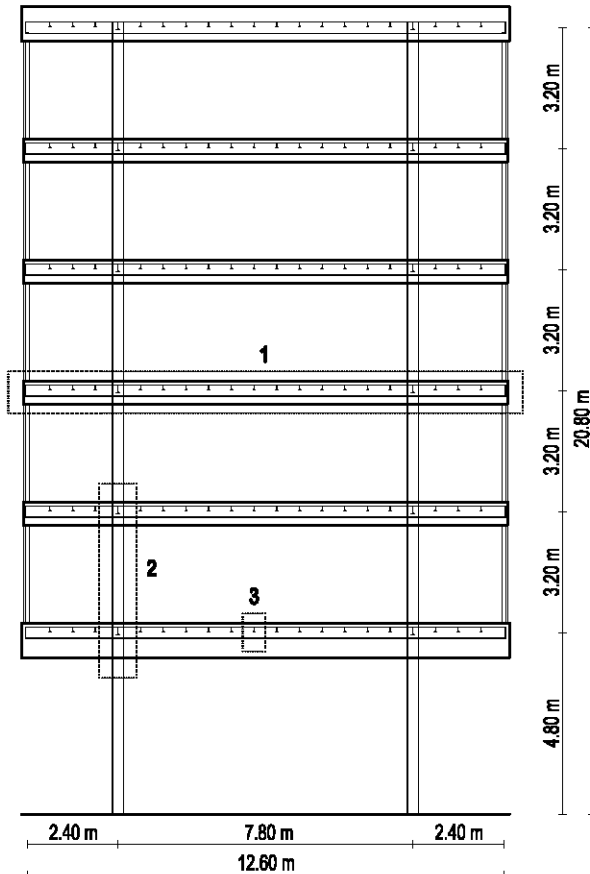
(El pilar iba tan sobrado a resistencia que reduciéndose su capacidad a sólo un 23% sigue cumpliendo).

Cumple el HEB 120

Se considera un edificio de uso público según los esquemas adjuntos de planta y sección. La estructura es de nudos rígidos y se proyecta con acero S-275.

- 1 Dimensionar las vigas indicadas con perfiles IPN. (2,50 pts.)
- 2 Dimensionar pilar indicado con perfil HEB (vigas de atado: IPN 200. Peso propio estructura: 700 KN) (3,00 pts.)
- 3 Calcular y definir gráficamente unión rígida vigueta /viga mediante soldadura (viguetas: IPN 140. intereje: 0.60 m) (1,00 pto.)

Sección transversal



ACCIONES GRAVITATORIAS
(en valor característico)

PLANTA DE CUBIERTAS Sup: 317.52 m²

Permanentes	
forjado unidireccional	3,00 KN/m ²
cubierta plana	2,50 KN/m ²
falso techo	0,50 KN/m ²
Variables	
nieve	0,50 KN/m ²

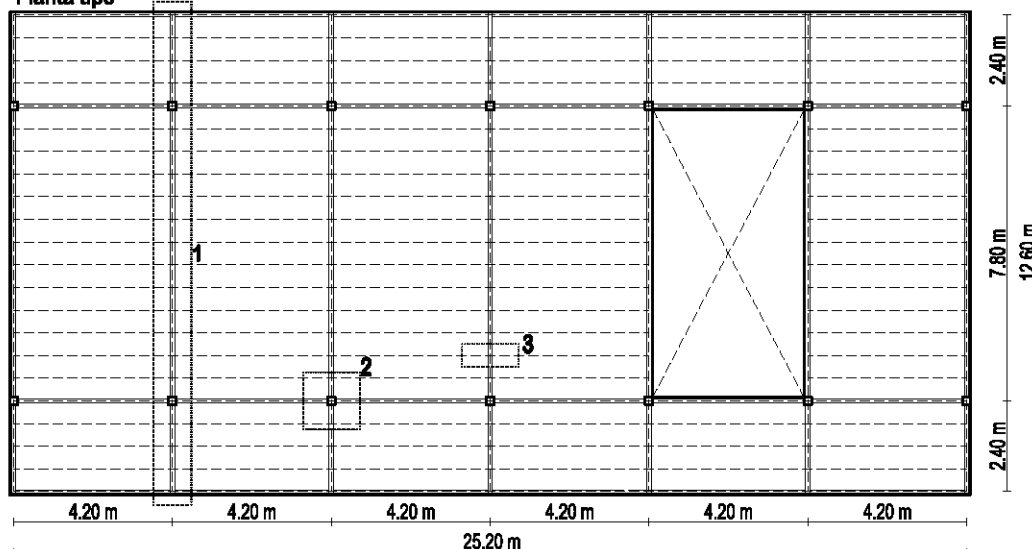
PLANTA TIPO Sup: 284.76 m²

Permanentes	
forjado unidireccional	3,00 KN/m ²
pavimento + f. techo	1,50 KN/m ²
tabiquería (placas)	1,20 KN/m ²
cerramiento	4,50 KN/ml
Variables	
acceso público C3	5,00 KN/m ²

ACCIÓN HORIZONTAL
(en valor característico)

Variable	
viento	1,00 KN/m ²

Planta tipo



PILAR FLEXOCOMPRESIÓN

1) Acciones.

Se consideran 4 combinaciones de ELU:

ELU 01: $1'35 G + 1'50 Q + \underbrace{0'75 N}_{\psi_0=0'5} + \underbrace{0'90 V_{II}}_{\psi_0=0'6}$; **ELU 03:** $1'35 G + 1'5 Q + 0'75 N + 0'9 V_{II}$

ELU 02: $1'35 G + \underbrace{1'05 Q}_{\psi_0=0'7} + \underbrace{0'75 N}_{\psi_0=0'5} + 1'50 V_{II}$; **ELU 04:** $1'35 G + 1'05 Q + 0'75 N + 1'5 V_{II}$

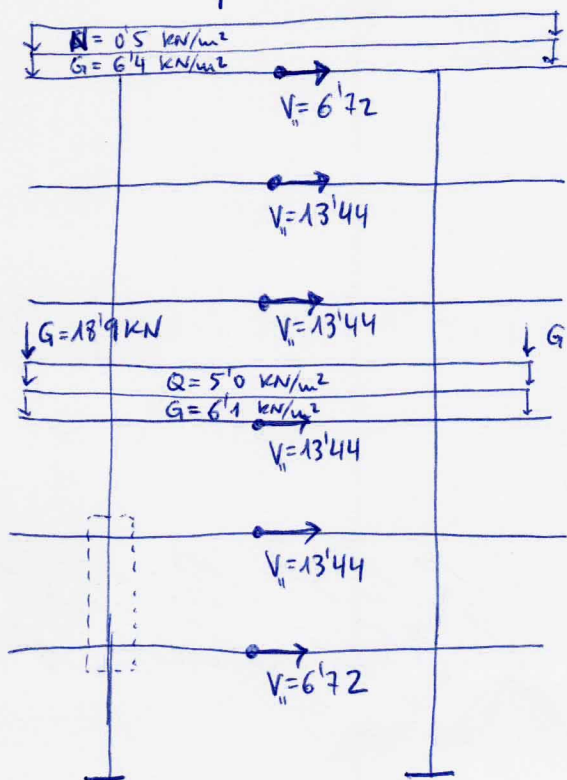
El esquema de cargas por planta es el siguiente:

Cubierta $\left\{ \begin{array}{l} G = 6 \text{ kN/m}^2 \\ N = 0'5 \text{ kN/m}^2 \end{array} \right.$
 Pisos $\left\{ \begin{array}{l} G = 5'7 \text{ kN/m}^2 + 4'5 \text{ kN/m} \\ Q = 5 \text{ kN/m}^2 \end{array} \right.$

A ello hay que sumarle el peso propio estructural, que se considera repartido homogéneamente en todas las plantas:

$$\frac{700 \text{ kN}}{317'52 \text{ m}^2 + 5 \cdot 284'76 \text{ m}^2} \approx 0'4 \text{ kN/m}^2$$

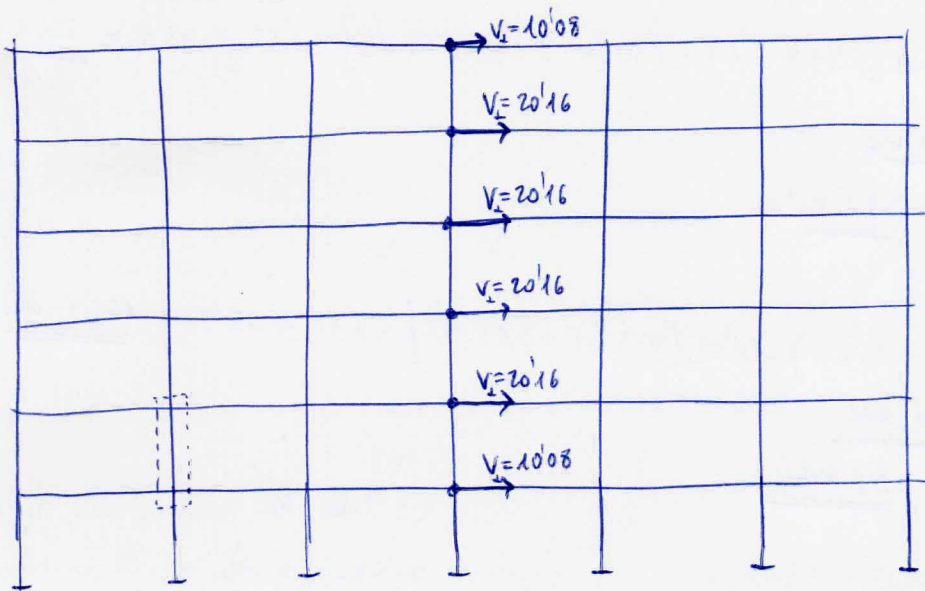
Considerando que el viento actúa solo sobre los paramentos verticales, y por tanto no actúa sobre la planta baja, el esquema de acciones características es:



Se considera que la carga de viento es la suma de presión y succión, y se supone actuando sobre el centro de gravedad de cada forjado.

$$G = 18'9 \text{ kN} = 4'5 \text{ kN/m} \cdot 4'2 \text{ m}$$

En la dirección perpendicular, el esquema es:

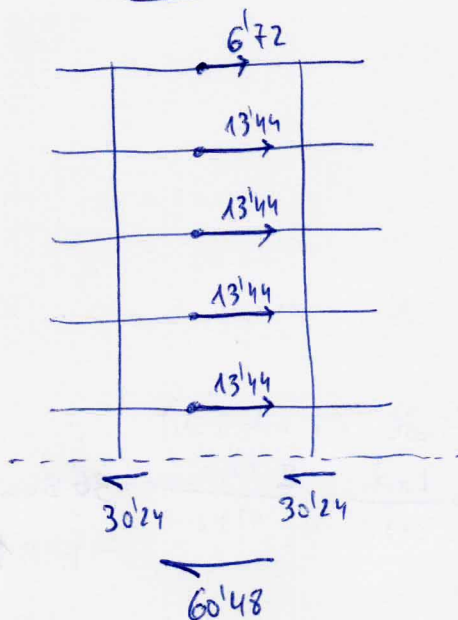


2) Solicitaciones

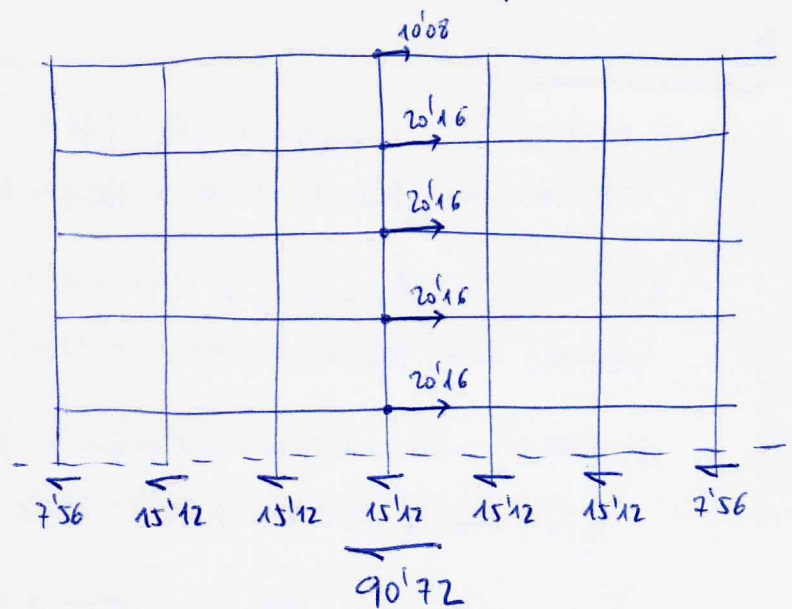
En ambas combinaciones el pilar está sometido a flexocompresión: axil debido a las cargas gravitatorias y momento debido al viento.

Este último se calcula asumiendo que el constante de planta se distribuye equitativamente entre pilares interiores y mitad en los exteriores:

Dirección del pórtico



Dirección perpendicular



Por tanto, las sollicitaciones para cada combinación son:

ELU 01 $26'46 \text{ m}^2$

$$N_{Ed,1} = \left(4'20 \text{ m} \cdot \frac{12'60 \text{ m}}{2}\right) \left[1'35 (6'4 + 4 \cdot 6'1) + 1'50 (4 \cdot 5'0) + 0'75 \cdot 0'5\right] + 1'35 \cdot 4 \cdot 18'9 \approx \underline{\underline{2006 \text{ kN}}}$$

cerramiento

$$V_{Ed,1} = 0'90 \cdot 30'24 = \underline{\underline{27'2 \text{ kN}}}$$

$$M_{Ed,1} = 0'90 \cdot 30'24 \cdot \frac{3'20}{2} = \underline{\underline{43'6 \text{ kNm}}}$$

ELU 02

$$N_{Ed,2} = 26'46 \left[1'35 (6'4 + 4 \cdot 6'1) + 1'05 (4 \cdot 5'0) + 0'75 \cdot 0'5\right] + 1'35 \cdot 4 \cdot 18'9 = \underline{\underline{1768 \text{ kN}}}$$

$$V_{Ed,2} = 1'50 \cdot 30'24 = \underline{\underline{45'4 \text{ kN}}}$$

$$M_{Ed,2} = 1'50 \cdot 30'24 \cdot \frac{3'20}{2} = \underline{\underline{72'6 \text{ kNm}}}$$

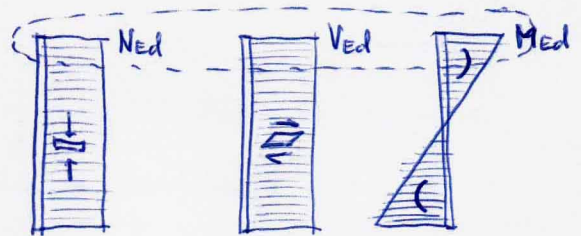
En todas las combinaciones, las sollicitaciones máximas se dan en la misma sección (cabeza o pie):

ELU 03

$$N_{Ed,3} = N_{Ed,1} = \underline{\underline{2006 \text{ kN}}}$$

$$V_{Ed,3} = 0'90 \cdot 15'12 = \underline{\underline{13'6 \text{ kN}}}$$

$$M_{Ed,3} = 0'90 \cdot 15'12 \cdot \frac{3'20}{2} = \underline{\underline{21'8 \text{ kNm}}}$$



ELU 04

$$N_{Ed,4} = N_{Ed,2} = \underline{\underline{1768 \text{ kN}}}$$

$$V_{Ed,4} = 1'50 \cdot 15'12 = \underline{\underline{22'6 \text{ kN}}}$$

$$M_{Ed,4} = 1'50 \cdot 15'12 \cdot \frac{3'20}{2} = \underline{\underline{36'3 \text{ kNm}}}$$

3) Torsionalidad

$$V_{II} \left. \begin{array}{l} \sum F_h = 60'48 \cdot 1'5 = 90'72 \text{ kN} \\ \sum F_v = 2 \cdot 1768 = 3536 \text{ kN} \end{array} \right\} \sum F_h \neq \frac{\sum F_v}{80} = 44'2 \Rightarrow \text{Torsional en el plano del pórtico}$$

$$V_{I} \left. \begin{array}{l} \sum F_h = 90'72 \cdot 1'5 = 136'08 \text{ kN} \\ \sum F_v = 6 \cdot 1768 = 10608 \text{ kN} \end{array} \right\} \sum F_h \neq \frac{\sum F_v}{80} = 132'6 \Rightarrow \text{Torsional en el plano perpendicular}$$

4) Predimensionado

- A resistencia a compresión simple (§6.2.5):
HEB 200 $\rightarrow N_{pl,Rd} = 2045 > 2006 = N_{Ed,1}$

- A resistencia a flexión simple (§6.2.6.1.a):
HEB 160 $\rightarrow M_{pl,Rd} = 81 \text{ kNm} > 73 = M_{Ed,2}$

- A esbeltez, asumiendo conservadoramente $\beta = 2$ (Tabla 6.3 nota (1)):

$$\bar{\lambda}_z \leq 2 \Rightarrow \lambda_z \leq 2 \lambda_R = 2 \cdot 86'8 = 173'6 \Rightarrow i_z \geq \frac{L_{K,2}}{173'6} = \frac{2 \cdot 3200 \text{ mm}}{173'6} = 36'8 \text{ mm} \rightarrow \text{HEB 160}$$

Tomamos HEB 200

5) Dimensionado a resistencia

• Comprobación de condición de pilar

$$N_{Ed, min} = 1768 \text{ kN} \geq 0.5 A_v f_{yd} = 0.5 \cdot 2485 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{275 \cdot 10^3}{1.05} = 325 \text{ kN} \cdot \text{En pilar.}$$

• Cortante: Máximo valor en combinación ELU 02 y ELU 04, para las direcciones del pórtico y perpendicular, respectivamente. (§6.2.4)

$$V_{pl,Ed,1} = 376 \text{ kN} > 45.4 \text{ kN} = V_{ed,2} \cdot \text{Cumple}$$

$$V_{pl,Ed,2} = 999 \text{ kN} > 22.6 \text{ kN} = V_{ed,4} \cdot \text{Cumple}$$

• Interacción V - (M - N) (§6.2.8.3)

En ambas direcciones $V_{ed} < 0.5 V_{pl,Ed}$, luego no hay reducción de resistencia del alma por efecto del cortante

• Flexocompresión: Hay que comprobar las 4 combinaciones:

$$\text{ELU 01: } \frac{2006}{2045} + \frac{43.6}{168} = 0.98 + 0.26 = 1.24 \neq 1. \text{ No cumple.}$$

$$\text{ELU 02: } \frac{1768}{2045} + \frac{72.6}{168} = 0.86 + 0.43 = 1.29 \neq 1. \text{ No cumple.}$$

$$\text{ELU 03: } \frac{2006}{2045} + \frac{21.8}{80} = 0.98 + 0.27 = 1.25 \neq 1. \text{ No cumple}$$

$$\text{ELU 04: } \frac{1768}{2045} + \frac{36.3}{80} = 0.86 + 0.45 = 1.31 \neq 1. \text{ No cumple}$$

Probamos con un HEB 220. Vamos directamente a la ELU 04, que parece la crítica.

$$\text{ELU 04: } 1.09 \neq 1. \text{ No cumple.}$$

Probamos con un HEB 240.

$$\text{ELU 04: } 0.91 \leq 1. \text{ Cumple}$$

Comprobamos el resto de combinaciones:

$$\text{ELU 01: } 0.88 \leq 1. \text{ Cumple.}$$

$$\text{ELU 02: } 0.90 \leq 1. \text{ Cumple}$$

$$\text{ELU 03: } 0.89 \leq 1. \text{ Cumple}$$

} El HEB 240
Cumple a resistencia.

6) Dimensionado a pandeo

• longitudes de pandeo (§ 6.3.2.5)

- Rigideces de pilas

$\left(\frac{EI_y}{L} \right)$	eje p \acute{o} rtico	planch 3: $K_{1,y} = \frac{2'1 \cdot 10^5 \cdot 11260 \cdot 10^4}{3200} = 7'39 \cdot 10^9 \text{ Nmm}$
		planch 2: $K_{c,y} = 7'39 \cdot 10^9 \text{ Nmm}$
		planch 1: $K_{2,y} = \frac{2'1 \cdot 10^5 \cdot 11260 \cdot 10^4}{4800} = 4'93 \cdot 10^9 \text{ Nmm}$
	eje perpendicular	planch 3: $K_{1,z} = \frac{2'1 \cdot 10^5 \cdot 3920 \cdot 10^4}{3200} = 2'57 \cdot 10^9 \text{ Nmm}$
		planch 2: $K_{c,z} = 2'57 \cdot 10^9 \text{ Nmm}$
		planch 1: $K_{2,z} = \frac{2'1 \cdot 10^5 \cdot 3920 \cdot 10^4}{4800} = 1'72 \cdot 10^9 \text{ Nmm}$

- Rigideces de vigas

$\left(0'5 \frac{EI_y}{L} \right)$	eje p \acute{o} rtico (IPE 330)	$K_{11,y} = K_{21,y} = 0$ (voladizo)
		$K_{12,y} = K_{22,y} = 0'5 \frac{2'1 \cdot 10^5 \cdot 11800 \cdot 10^4}{7800} = 1'59 \cdot 10^9 \text{ Nmm}$
$\left(0'5 \frac{EI_z}{L} \right)$	eje perpendicular (IPN 200)	$K_{11,z} = K_{12,z} = K_{21,z} = K_{22,z} =$
		$= 0'5 \frac{2'1 \cdot 10^5 \cdot 2140 \cdot 10^4}{4200} = 0'54 \cdot 10^9 \text{ Nmm}$

- Coeficientes de distribución (§ 6.3.2.5.3)

$\left(\frac{EI_y}{L} \right)$	eje p \acute{o} rtico	$\eta_{1,y} = \frac{2 \cdot 7'39}{2 \cdot 7'39 + 1'59} = 0'90$
		$\eta_{2,y} = \frac{7'39 + 4'93}{7'39 + 4'93 + 1'59} = 0'89$
	eje perpendicular	$\eta_{1,z} = \frac{2 \cdot 2'57}{2 \cdot 2'57 + 2 \cdot 0'54} = 0'83$
		$\eta_{2,z} = \frac{2'57 + 1'72}{2'57 + 1'72 + 2 \cdot 0'54} = 0'80$

- Factor β (Figura 6.4)

$\left(\beta \right)$	eje p \acute{o} rtico: $\beta_y = 3'70$
	eje perpendicular: $\beta_z = 2'50$

- longitud de pandeo

$\left(L_{k,y} \right)$	eje p \acute{o} rtico: $L_{k,y} = \beta_y L = 3'70 \cdot 3200 = 11840 \text{ mm}$
	eje perpendicular: $L_{k,z} = \beta_z L = 2'50 \cdot 3200 = 8000 \text{ mm}$

• Coefficiente reductor de pandeo (6.3.2.1)

- Esbeltez $\left\{ \begin{array}{l} \text{eje y: } \lambda_y = \frac{L_{k,y}}{i_y} = \frac{11840}{103} = 115 \\ \text{eje perpendicular: } \lambda_z = \frac{L_{k,z}}{i_z} = \frac{8000}{60.8} = 132 \end{array} \right.$

- Esbeltez adimensional $\left\{ \begin{array}{l} \text{eje y: } \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_R} = \frac{115}{86.8} = 1.32 \\ \text{eje perpendicular: } \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_R} = \frac{132}{86.8} = 1.52 \end{array} \right.$

- Curva de pandeo (Tabla 6.2) $\left\{ \begin{array}{l} \text{eje y: curva b} \\ \text{eje perpendicular: curva c} \end{array} \right. \left. \begin{array}{l} \frac{h}{b} \leq 1.2 \\ t \leq 100 \text{ mm} \end{array} \right.$

- Coeficiente reductor (Fig. 6.3) $\left\{ \begin{array}{l} \chi_y = 0.42 \\ \chi_z = 0.31 \end{array} \right. \left. \begin{array}{l} \text{Ya se sabe que el perfil no va a cumplir, pues} \\ \text{el primer sumando de la fórmula de pandeo} \\ \text{a flexocompresión ya va a ser } \geq 1: \\ \frac{N_{Ed}}{\chi N_{pl,red}} \neq 1 \text{ para ambas direcciones.} \end{array} \right.$

• Coefficientes de interacción (Tabla 6.9)

ELU 01 $\left\{ \begin{array}{l} k_y = 1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{pl,red}} = 1 + (1.32 - 0.2) \frac{2006}{0.42 \cdot 2776} = 2.93 \\ k_z = 1 + (2\bar{\lambda}_z - 0.6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{pl,red}} = 1 + (2 \cdot 1.52 - 0.6) \frac{2006}{0.31 \cdot 2776} = 6.69 \end{array} \right.$

ELU 02 $\left\{ \begin{array}{l} k_y = 2.70 \\ k_z = 6.01 \end{array} \right.$

• Coefficientes de momento equivalente (Tabla 6.10)

En ambas direcciones, $\Psi = -1 \Rightarrow C_{m,y} = C_{m,z} = 0.6 - 0.4 = 0.2 \neq 0.4 \Rightarrow C_{m,y} = C_{m,z} = 0.4$

- Comprobación de pandeo en el eje fuerte, asumiendo $\chi_{LT} = 1$ (§6.3.4.2.1)

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{pl,Rd}} + k_y \frac{C_{my} M_{y,Ed}}{M_{y,pl,Rd}} + 0.6 k_z \frac{C_{mz} M_{z,Ed}}{M_{z,pl,Rd}} \leq 1$$

$$ELU 01: \frac{2006}{0.42 \cdot 2776} + 2.93 \frac{0.4 \cdot 43.6}{275} = 1.72 + 0.19 = 1.91 \neq 1. \text{ No cumple.}$$

$$ELU 02: \frac{1768}{0.42 \cdot 2776} + 2.70 \frac{0.4 \cdot 72.6}{275} = 1.80 \neq 1. \text{ No cumple.}$$

$$ELU 03: \frac{2006}{0.42 \cdot 2776} + 0.6 \cdot 6.69 \frac{0.4 \cdot 21.8}{130} = 1.99 \neq 1. \text{ No cumple.}$$

$$ELU 04: \frac{1768}{0.42 \cdot 2776} + 0.6 \cdot 6.01 \frac{0.4 \cdot 36.3}{130} = 1.92 \neq 1. \text{ No cumple.}$$

- Comprobación de pandeo en el eje débil, asumiendo que no hay pandeo por torsión (§6.3.4.2.1)

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{pl,Rd}} + 0.6 k_y \frac{C_{my} M_{y,Ed}}{M_{y,pl,Rd}} + k_z \frac{C_{mz} M_{z,Ed}}{M_{z,pl,Rd}} \leq 1$$

$$ELU 01: \frac{2006}{0.31 \cdot 2776} + 0.6 \cdot 2.93 \frac{0.4 \cdot 43.6}{275} = 2.44 \neq 1. \text{ No cumple}$$

$$ELU 02: \frac{1768}{0.31 \cdot 2776} + 0.6 \cdot 2.70 \frac{0.4 \cdot 72.6}{275} = 2.23 \neq 1. \text{ No cumple.}$$

$$ELU 03: \frac{2006}{0.31 \cdot 2776} + 6.69 \cdot \frac{0.4 \cdot 21.8}{130} = 3.45 \neq 1. \text{ No cumple.}$$

$$ELU 04: \frac{1768}{0.31 \cdot 2776} + 6.01 \cdot \frac{0.4 \cdot 36.3}{130} = 2.73 \neq 1. \text{ No cumple.}$$

El perfil HEB 240 no cumple por mucha diferencia, sobre todo por pandeo en el eje débil. Habría que probar con perfiles mayores.

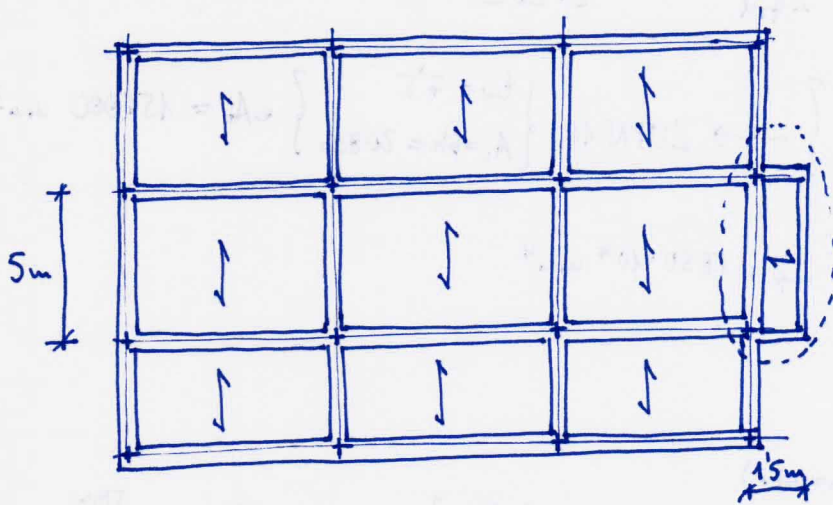
Una manera de tantear por qué perfil continuar sería tomar la comprobación que nos haya salido más desfavorable (eje débil ELU 03 en este caso) y probar con los valores restantes de distintos perfiles, sin modificar el resto de parámetros, que se venían alterados en la realidad.

$$\frac{2006}{0'31 \cdot N_{pl,Rd}} + 6'69 \cdot \frac{0'4 \cdot 21'8}{M_{z,pl,Rd}} \leq 1$$

WEB 500: $1'03 + 0'17 = 1'20$. Podríamos probar con este perfil, teniendo en cuenta que tanto X como K se reducirían mucho.

Habría que repetir el punto 6 hasta encontrar el perfil óptimo.

DIMENSIONADO FLEXOTORSIÓN



Dimensionar viga transversal que soporta voladizo lateralmente con perfil ZUPN S275

Acciones voladizo

Fojado: 3 kN/m^2

Pavimento: 1 kN/m^2

Uso superficial: 2 kN/m^2

Uso borde voladizo: 2 kN/m

1) Condiciones de contorno. Se asume que el perfil está bien apoyado en sus extremos ante el esfuerzo de torsión y flexión, y se desprecia la continuidad de la capa de compresión, por lo que el nudo se transmite por torsión.

2) Predimensionado

• A flecha. Consideramos sólo la flecha activa, luego comprobamos el resto.

$$q = 1.5(1+2) + 2 \text{ kN/m} = 6.5 \text{ kN/m}$$

$$f_{act} \leq \frac{L}{400} = \frac{5000}{400} = 12.5 \text{ mm} \Rightarrow I \geq \frac{6.5 \cdot 5000^4}{384 \cdot 21 \cdot 10^5 \cdot 12.5} = 403 \cdot 10^4 \text{ mm}^4 \rightarrow \text{ZUPN 100}$$

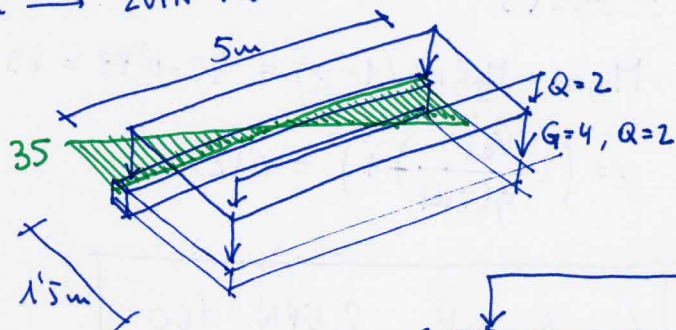
• A flexión (momento).

$$q = 1.35 \cdot 1.5(3+1) + 1.5 \cdot 1.5 \cdot 2 + 1.5 \cdot 2 = 15.6 \text{ kN/m}$$

$$M_{ed} = \frac{qL^2}{12} = 32.5 \text{ kNm} \rightarrow \text{ZUPN 120}$$

• A torsión.

$$M_{ed} = 35 \text{ kNm}$$



El torsor máximo se produce en los extremos

$$\begin{aligned} & \downarrow 1.5 \cdot 2 = 3 \text{ kN/m} \\ & \downarrow 1.35 \cdot 4 + 1.5 \cdot 2 = 8.4 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$8.4 \cdot \frac{1.5^2}{2} + 3 \cdot 1.5 = 13.95 \text{ kNm/m} \approx 14 \text{ kNm/m}$$

$$\frac{14 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} \cdot 5 \text{ m}}{2 \text{ extremos}} = 35 \text{ kNm}$$

$$M_{T,Rd} = \frac{2eA_0 f_{td}}{\sqrt{3}} \Rightarrow eA_0 \geq \frac{M_{T,Ed} \cdot \sqrt{3}}{2f_{td}} = \frac{35 \cdot 10^6 \cdot \sqrt{3}}{2 \cdot 262} = 115700 \text{ mm}^3$$

$$e = e_{min} = t_w$$

$$A_0 = b \cdot h \text{ (sólo para predimensionado)} \rightarrow 2 \text{UPN } 160 \left. \begin{array}{l} t_w = 7.5 \\ A_0 = bh = 20800 \end{array} \right\} eA_0 = 156000 \text{ mm}^3$$

$$\text{Tomamos el } \boxed{2 \text{UPN } 160} \rightarrow I_y = 1850 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

3) Dimensionado ELS

F. activa \rightarrow Cuple (predimensionado)

$$F. \text{ instantánea} \rightarrow q \equiv Q \equiv 15 \cdot 2 + 2 = 5 \text{ kN/m}; f_{act} = \frac{5 \cdot 5000^4}{384 \cdot 21 \cdot 10^5 \cdot 1850 \cdot 10^4} = 2.1 \text{ mm} < \frac{5000}{350} = 14 \text{ mm Cuple}$$

$$F. \text{ total} \rightarrow q = G + 0.3Q \equiv 15(4+2) + 2 = 11 \text{ kN/m}; f_{tot} = 4.6 \text{ mm} < \frac{5000}{300} = 16.7 \text{ mm. Cuple.}$$

Cuple el 2UPN 160

4) Dimensionado ELU (§6.2.8.4)

• Interacción $M_T - V_y$ y dimensionado V

$$\tau_{T,Ed} = \frac{M_T}{2A_0 e} = \frac{35 \cdot 10^6}{2[(130-7.5)(160-10.5)] \cdot 7.5} = 127 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{pl,T,Rd} = \left(1 - \frac{127}{262/\sqrt{3}}\right) V_{pl,Rd} = 0.15 \cdot 370 = 58 \text{ kN} \left. \begin{array}{l} 39 \neq 0.5 \cdot 58 = 29 \Rightarrow \end{array} \right\}$$

$$V_{Ed} = \frac{qL}{2} = \frac{15.6 \cdot 5}{2} = 39$$

\Rightarrow Hay interacción M-V

• Flexión (§6.2.8.2)

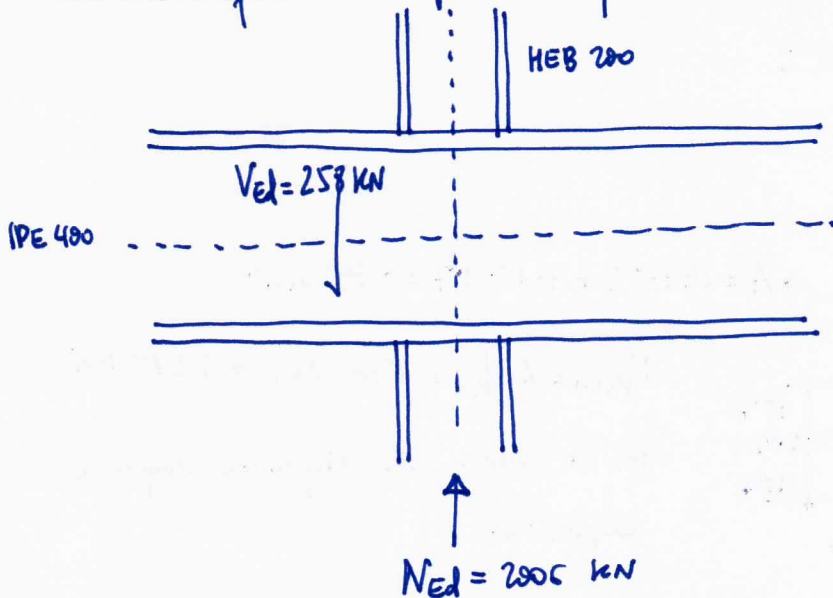
$$M_{v,Rd} = M_{pl,Rd} (1 - \rho) = 72 \cdot 0.88 = 63 \text{ kNm} > M_{Ed} = 32.5 \text{ kNm. Cuple}$$

$$\rho = \left(2 \frac{V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} - 1\right)^2 = 0.12$$

$\boxed{\text{Cuple el } 2 \text{UPN } 160}$

ABOLLADURA

En el ejemplo de examen de junio 2007, comprobar abolladura del alma de la viga por tensiones tangenciales y por acciones puntuales del pilar en la unión, asumiendo que las vigas son pasantes. Asumimos que los pilares son HEB200.



1) Abolladura del alma por tensiones tangenciales

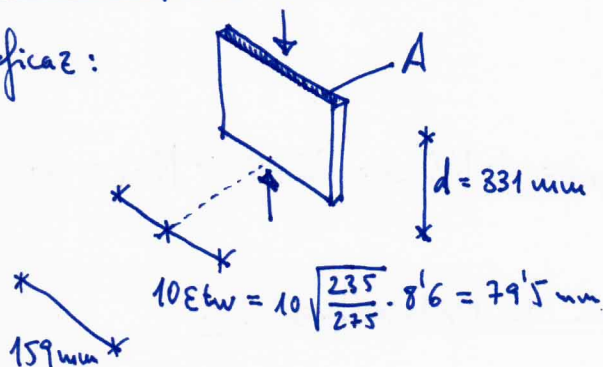
Alma sin rigidizadores (§ 6.3.3.4.1):

$$\frac{d}{t_w} \leq 70 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 64.7 \quad \text{IPE 400} \quad \left\{ \begin{array}{l} d = 400 - 2(13.5 + 21) = 331 \text{ mm} \\ t_w = 8.6 \end{array} \right.$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{331}{8.6} = 38 < 64.7 \quad \text{Cumple.}$$

2) Abolladura del alma por cargas puntuales

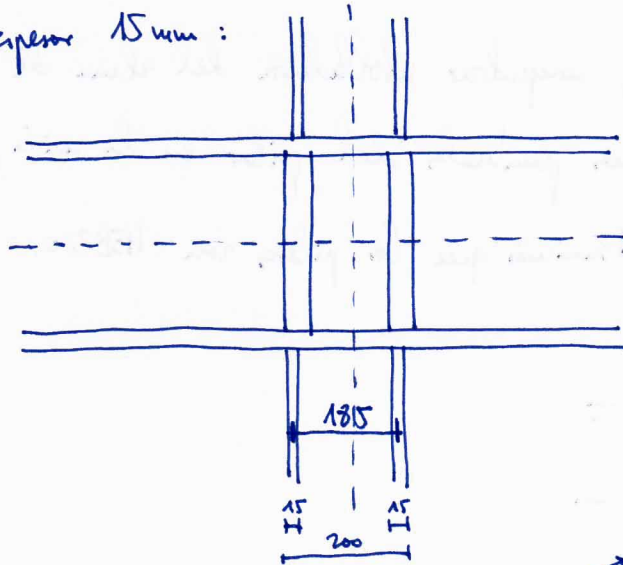
Sección eficaz:



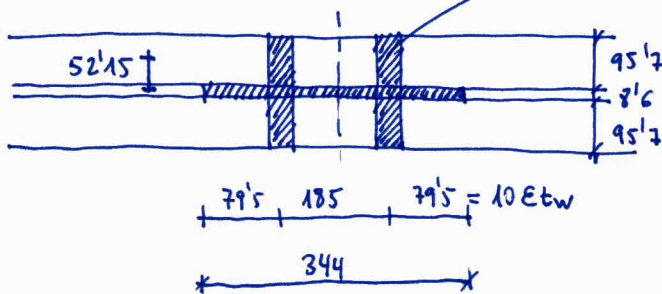
$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y d = 159 \cdot 8.6 \cdot 262 = 358 \text{ kN.}$$

Ya sabemos que hacen falta rigidizadores.

Probamos con rigidizadores coincidentes con la alineación de las alas del soporte, de espesor 15 mm:



$$A = 344 \cdot 8'6 + 4 \cdot 15 \cdot 95'7 = 8700 \text{ mm}^2$$



$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd} = 8700 \cdot 262 = 2278 \text{ kN}$$

Por lo menos esta disposición cumple a compresión.

Para el dimensionado a pandeo del área eficaz, se necesitan las propiedades geométricas de la sección:

$$I = \frac{344 \cdot 8'6^3}{12} + 4 \left(\frac{15 \cdot 95'7^3}{12} + 15 \cdot 95'7 \cdot 52'15^2 \right) = 2001 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{2001 \cdot 10^4}{8700}} = 48 \text{ mm}$$

$$L_k = 0'8d = 0'8 \cdot 831 = 665 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{L_k}{i} = \frac{665}{48} = 13'85$$

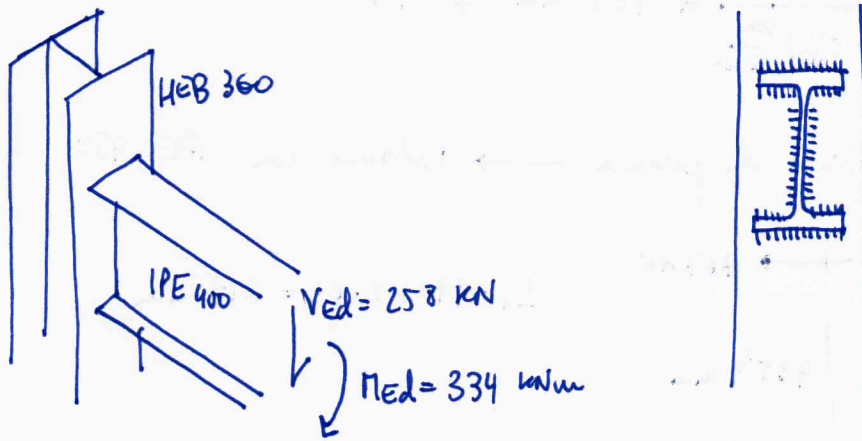
$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_R} = \frac{13'85}{86'8} = 0'16$$

$$\chi = 100 \text{ (curva c)} \Rightarrow N_{b,Rd} = 1 \cdot N_{pl,Rd} = 2278 > N_{Ed} = 2006 \text{ kN}$$

Cumple esta configuración de rigidizadores.

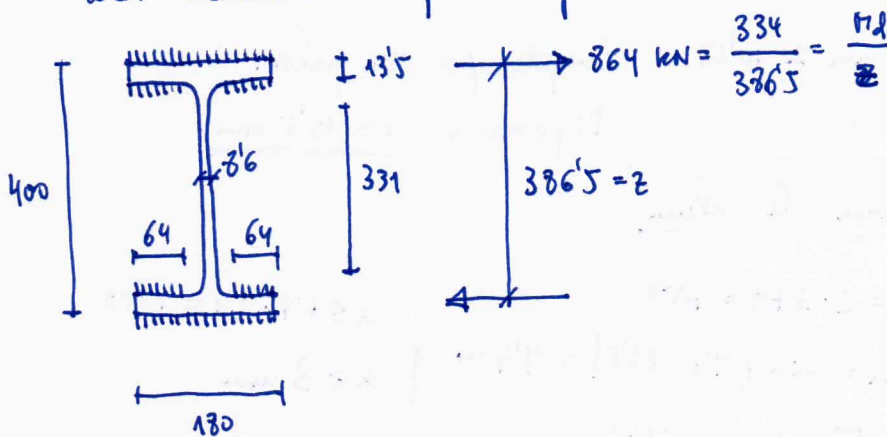
UNIÓN SOLDADA

Resolver la unión viga-pilar del ejercicio de examen de junio de 2017, asumiendo viga IPE400 (dimensionada a flexión) y pilar HEB 360, mediante soldadura perimetral con S275. El pilar es pasante.



1) Dimensionado de cordones de alas.

Se considera que el momento se transmite íntegramente a través de las alas mediante un par de fuerzas:



La longitud disponible para soldar cada ala es $L_1 = 180 + 2 \cdot 64 = 308 \text{ mm}$

El espesor mínimo entre los dos chapas que se soldan (ala de pilar y ala de viga) es $e_{\min} = \min\{13.5, 22.5\} = 13.5$

luego el espesor de garganta de la soldadura debe cumplir

$$a \leq 0.7 \cdot 13.5 = 9.45 \text{ mm}$$

$$a \geq 4.5 \text{ mm}$$

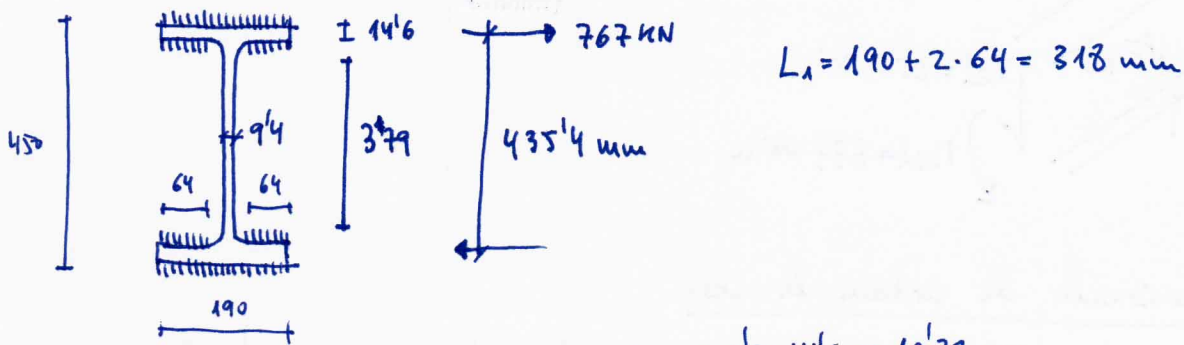
La tensión tangencial resistente de la soldadura es (§8.6.2.2):

$$f_{w,d} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \beta_w \gamma_{M_2}} = \frac{430}{\sqrt{3} \cdot 0.85 \cdot 1.25} = 234 \text{ N/mm}^2 = 0.23 \text{ kN/mm}^2$$

Por tanto, se requiere un espesor de garganta

$$a \geq \frac{F_{w,Ed}}{L_1 \cdot f_{w,d}} = \frac{864 \text{ kN}}{308 \text{ mm} \cdot 0.23 \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}} = 12.2 \text{ mm} \neq 9.45 \text{ mm}$$

Hay que aumentar el brazo de palanca \rightarrow Probar con IPE 450

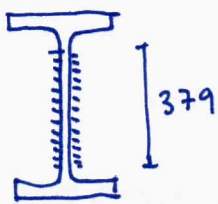


$$e_{min} = \min \{ 14.6, 22.5 \} = 14.6 \Rightarrow \begin{cases} a \leq 0.7 \cdot 14.6 = 10.22 \text{ mm} \\ a \geq 4.5 \text{ mm} \end{cases}$$

$$a \geq \frac{767}{318 \cdot 0.23} = 10.5 \text{ mm} \approx 10.22. \quad \text{Cumple por los pelos.}$$

Disponemos $a = 10.5 \text{ mm}$.

2) Dimensionado de cordones de alma



$$L_2 = 2 \cdot 379 = 758$$

$$e_{min} = \min \{ 9.4, 22.5 \} = 9.4 \Rightarrow \begin{cases} a \leq 0.7 \cdot 9.4 = 6.58 \\ a \geq 3 \text{ mm} \end{cases}$$

$$a \geq \frac{F_{w,Ed}}{L_2 \cdot f_{w,d}} = \frac{258}{758 \cdot 0.23} = 1.48 \text{ mm.} \quad \text{Cumple.}$$

Disponemos 3 mm

3) Esquema final

