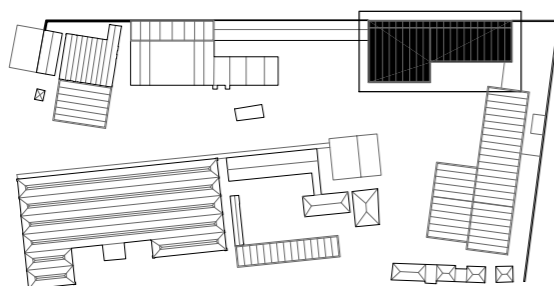


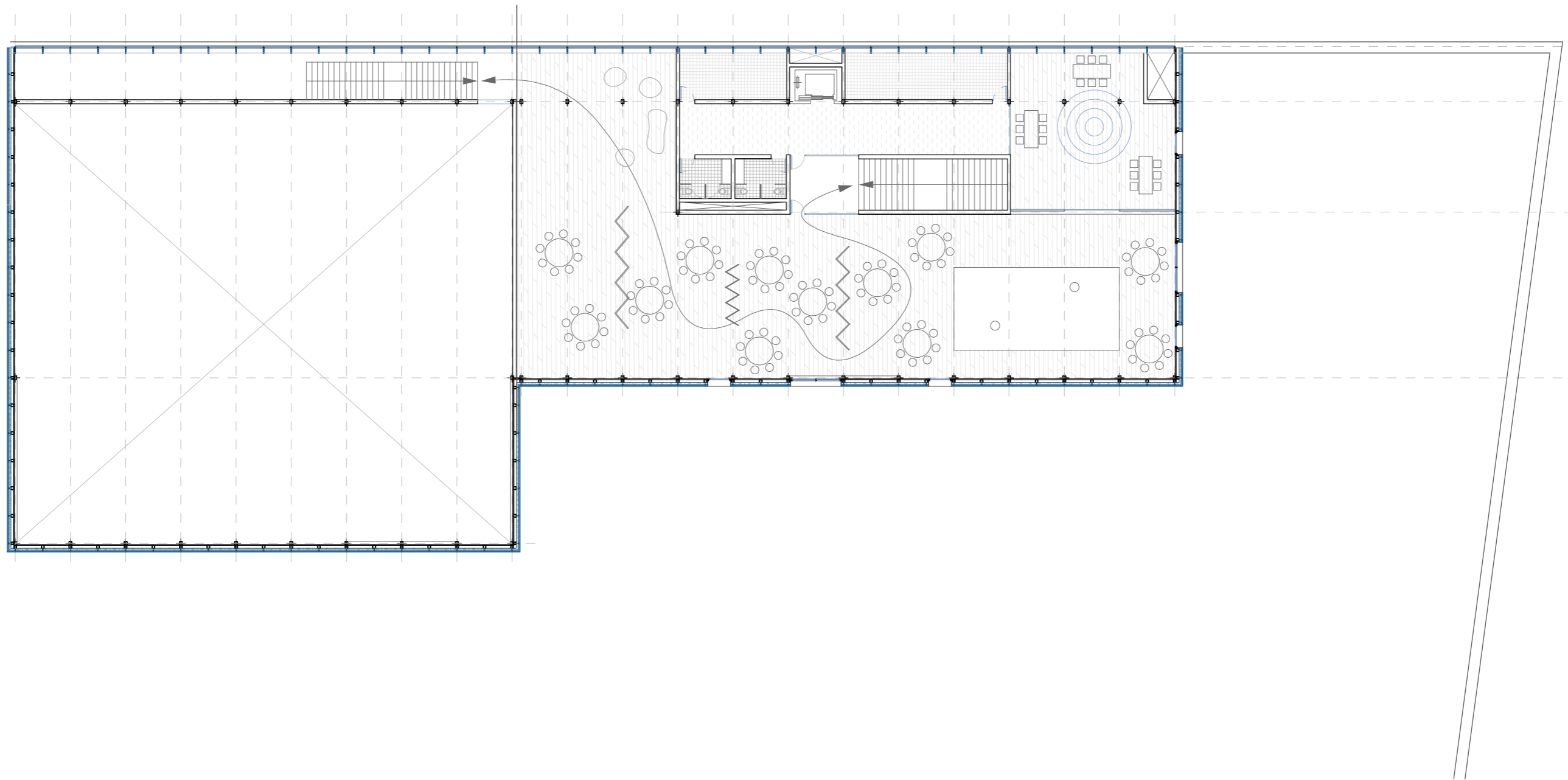
01 EDIFICIO 11 (NORTE)

Arquitectura. Planta 0

Taller de Estructuras
27/11/2023
Raquel Nieto Valdivia



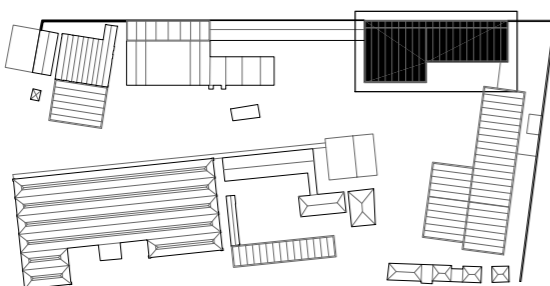
MATERIALES								
HORM.	ELEMENTO	TIPO	RESISTENCIA fck	CONSISTENCIA	RECUBRIM.	CONTROL	COEF. SEGURIDAD	
	Muros	HA-25/F/10/XC1	25 N/mm ²	Fluida	25 mm	Estadístico	1,5	
	Cimentaciones	HA-25/F/10/XC2						
ACERO	ELEMENTO	TIPO	LÍMITE ELÁSTICO fyk				COEF. SEGURIDAD	
	Pilares	S 275 JR	275 N/mm ²				1,05	
	Vigas							
	Celosías							
	Chapa colab.	S 320 GD Incoperfil	320 N/mm ²				1,1	
	Armaduras	B-500 SD	500 N/mm ²				1,15	
TERRENO. PRESIÓN ADMISIBLE			0,4 MPa					



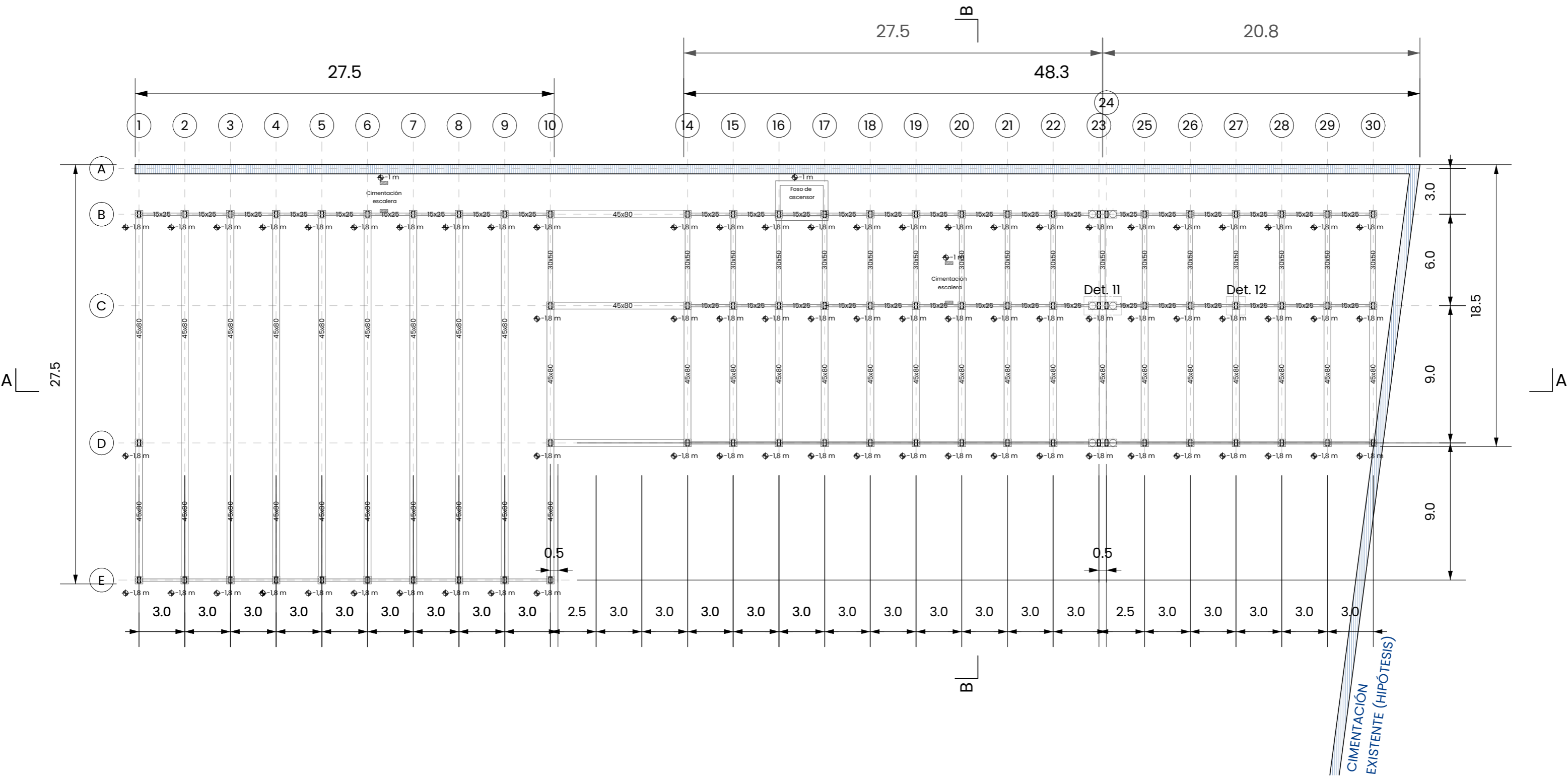
02 EDIFICIO 11 (NORTE)

Arquitectura. Planta 1

Taller de Estructuras
27/11/2023
Raquel Nieto Valdivia



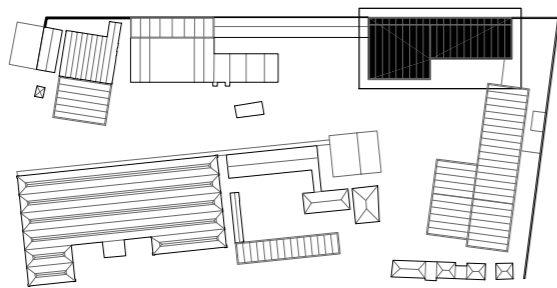
MATERIALES							
HORM.	ELEMENTO	TIPO	RESISTENCIA fck	CONSISTENCIA	RECUBRIM.	CONTROL	COEF. SEGURIDAD
	Muros	HA-25/F/10/XC1	25 N/mm ²	Fluida	25 mm	Estadístico	1,5
Cimentaciones	HA-25/F/10/XC2						
ACERO	ELEMENTO	TIPO	LÍMITE ELÁSTICO fyk				COEF. SEGURIDAD
	Pilares	S 275 JR	275 N/mm ²				1,05
	Vigas						
	Celosías						
	Chapa colab.	S 320 GD Incoperfil	320 N/mm ²				1,1
Armaduras	B-500 SD	500 N/mm ²				1,15	
TERRENO. PRESIÓN ADMISIBLE			0,4 MPa				



03 EDIFICIO 11 (NORTE)

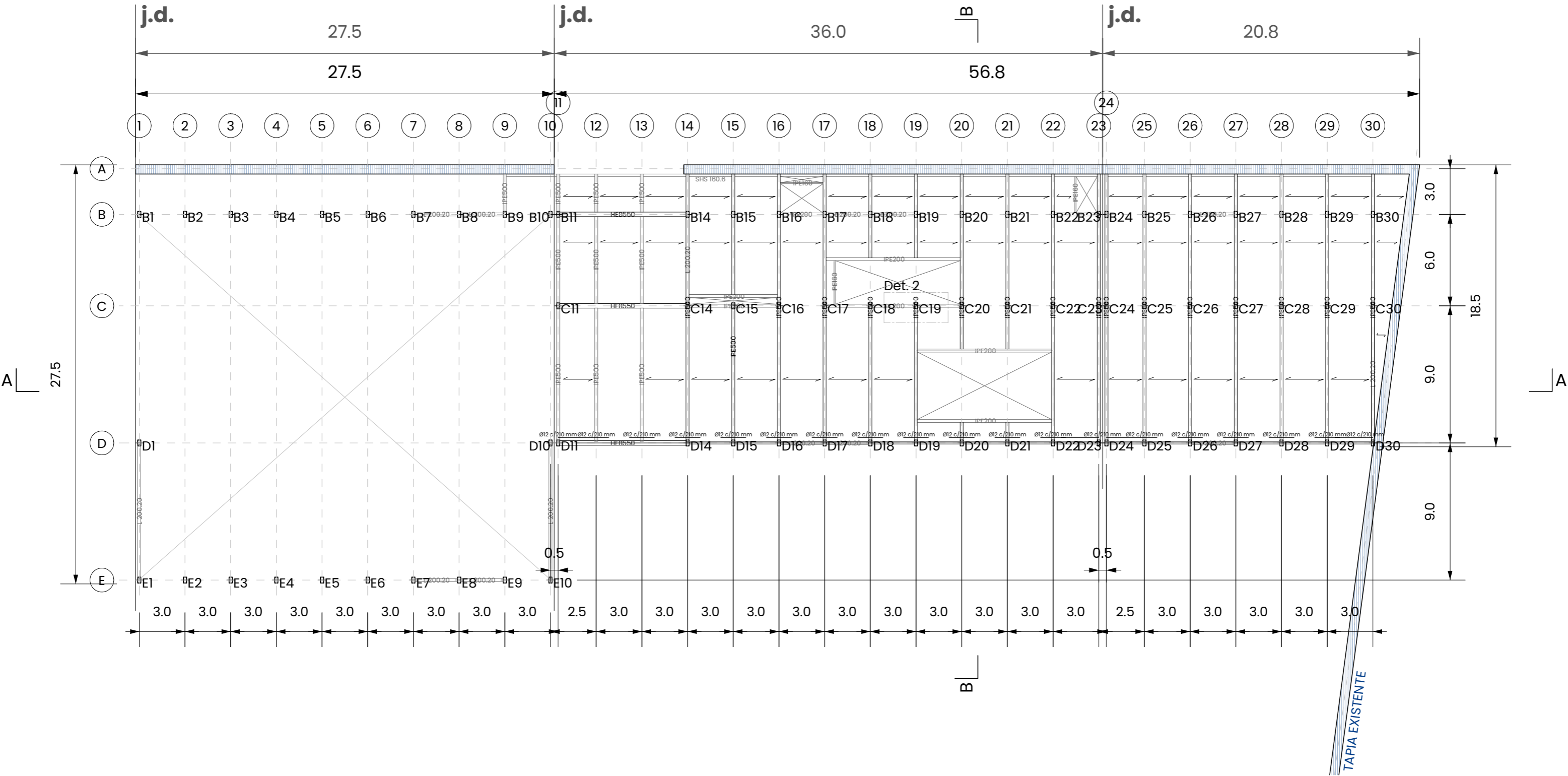
Cimentaciones

Taller de Estructuras
27/11/2023
Raquel Nieto Valdivia



ELEMENTOS		SECCIÓN
Pilotes	Dimensiones	Ø45/L=6,90 m
	A. longitudinal	8 Ø20
	A. transversal	Ø5 c/30 cm
Encepado 1 (50x50x80 cm)	A. longitudinal	15 Ø20 c/33 mm
	A. horizontal	4 Ø8 c/200 mm
	A. vertical	4 Ø8 c/125 mm
Encepado 2 (185x50x80 cm)	A. longitudinal	90 Ø20 c/5,5 mm
	A. horizontal	19 Ø20 c/42 mm
	A. vertical	19 Ø20 c/97 mm
Vigas de atado 1 (Ø12)	Dimensiones (1)	15x25 cm
	Dimensiones (2)	45x80 cm
	Dimensiones (3)	30x50 cm

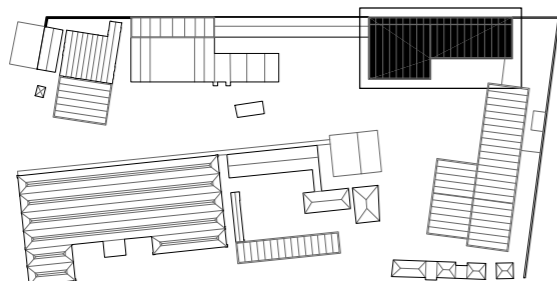
MATERIALES							
HORM.	ELEMENTO	TIPO	RESISTENCIA fck	CONSISTENCIA	RECUBRIM.	CONTROL	COEF. SEGURIDAD
	Muros	HA-25/F/10/XC1	25 N/mm ²	Fluida	25 mm	Estadístico	1,5
	Cimentaciones	HA-25/F/10/XC2					
ACERO	ELEMENTO	TIPO	LÍMITE ELÁSTICO fyk				COEF. SEGURIDAD
	Pilares	S 275 JR	275 N/mm ²				1,05
	Vigas						
	Celosías						
	Chapa colab.	S 320 GD Incooperfil	320 N/mm ²				1,1
Armaduras	B-500 SD	500 N/mm ²				1,15	
TERRENO. PRESIÓN ADMISIBLE			0,4 MPa				



04 EDIFICIO 11 (NORTE)

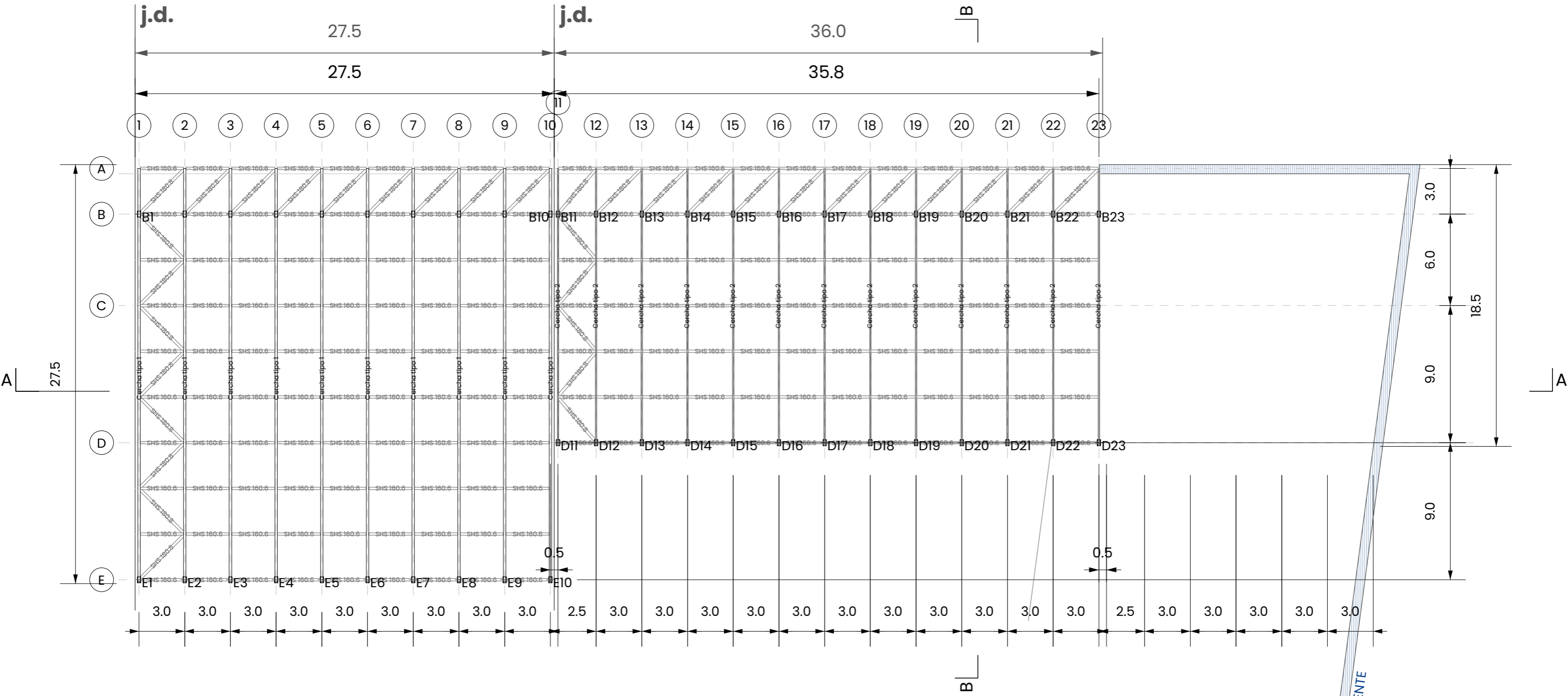
Forjado planta 0

Taller de Estructuras
27/11/2023
Raquel Nieto Valdivia

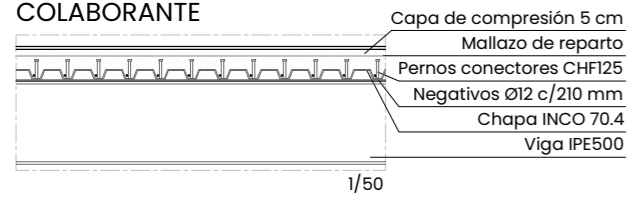


ELEMENTOS	SECCIÓN	
Pilares	2UPN400	
Arriostramientos	L200.20	
Vigas	Parte central	HEB550
	Parte derecha	IPE500
Correas	Parte central	IPE500
Brochales	IPE160	
Vigas de borde	SHS 160.6	
Brochales	IPE160	
Chapa	INCO 70.4	
Negativos	Ø12 c/210 mm	
Armadura de reparto	100x100x6	
Pernos conectores	CTF125	

MATERIALES							
HORM.	ELEMENTO	TIPO	RESISTENCIA fck	CONSISTENCIA	RECUBRIM.	CONTROL	COEF. SEGURIDAD
	Muros	HA-25/F/10/XC1	25 N/mm ²	Fluida	25 mm	Estadístico	1,5
	Cimentaciones	HA-25/F/10/XC2					
ACERO	ELEMENTO	TIPO	LÍMITE ELÁSTICO fyk				COEF. SEGURIDAD
	Pilares	S 275 JR	275 N/mm ²				1,05
	Vigas						
	Celosías						
	Chapa colab.	S 320 GD Incoperfil	320 N/mm ²				1,1
Armaduras	B-500 SD	500 N/mm ²				1,15	
TERRENO. PRESIÓN ADMISIBLE			0,4 MPa				



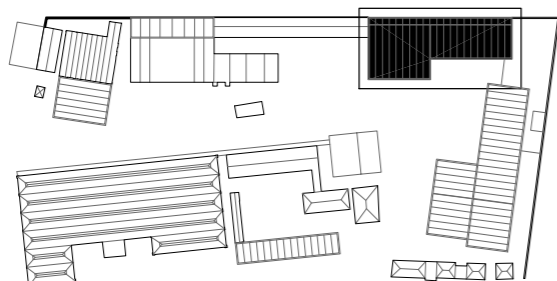
FORJADO DE CHAPA COLABORANTE



05 EDIFICIO 11 (NORTE)

Forjado planta 1

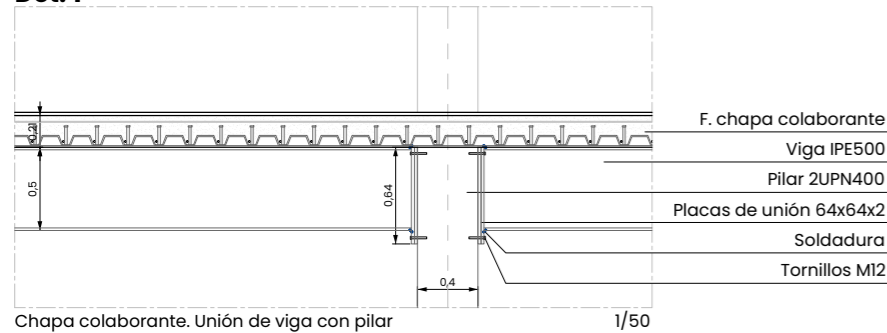
Taller de Estructuras
27/11/2023
Raquel Nieto Valdivia



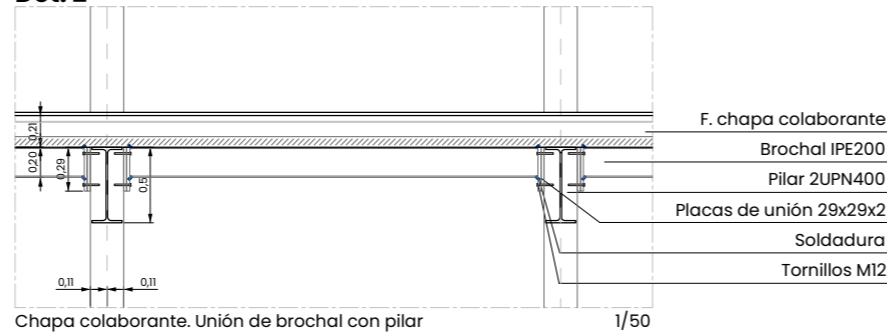
ELEMENTOS		SECCIÓN
Cercha 1	Cordón superior	SHS 160.6
	Cordón inferior	SHS 100.6
	Diagonal	SHS 90.6
	Montante	SHS 70.5
Cercha 2	Cordón superior	SHS 80.6
	Cordón inferior	SHS 60.4
	Diagonal	SHS 60.5
	Montante	SHS 60.3
Correas		SHS 160.6
Vigas		SHS 80.4
Diagonales		SHS 180.8
Pilares		2UPN400

MATERIALES							
HORM.	ELEMENTO	TIPO	RESISTENCIA fck	CONSISTENCIA	RECUBRIM.	CONTROL	COEF. SEGURIDAD
	Muros	HA-25/F/10/XC1	25 N/mm ²	Fluida	25 mm	Estadístico	1,5
	Cimentaciones	HA-25/F/10/XC2					
ACERO	ELEMENTO	TIPO	LÍMITE ELÁSTICO fyk				COEF. SEGURIDAD
	Pilares	S 275 JR	275 N/mm ²				1,05
	Vigas						
	Celosías						
	Chapa colab.	S 320 GD Incoperfil	320 N/mm ²				1,1
Armaduras	B-500 SD	500 N/mm ²				1,15	
TERRENO. PRESIÓN ADMISIBLE			0,4 MPa				

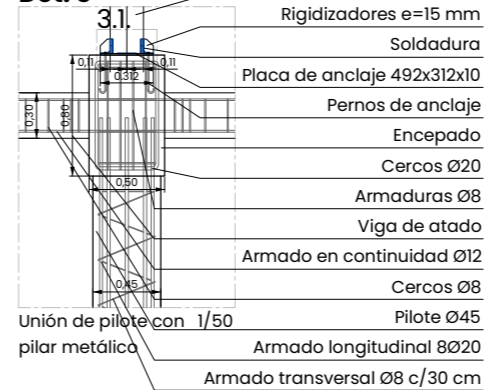
Det. 1



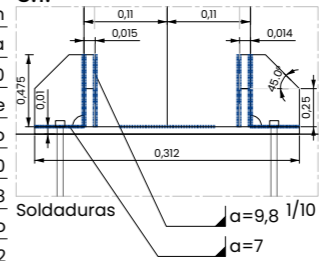
Det. 2



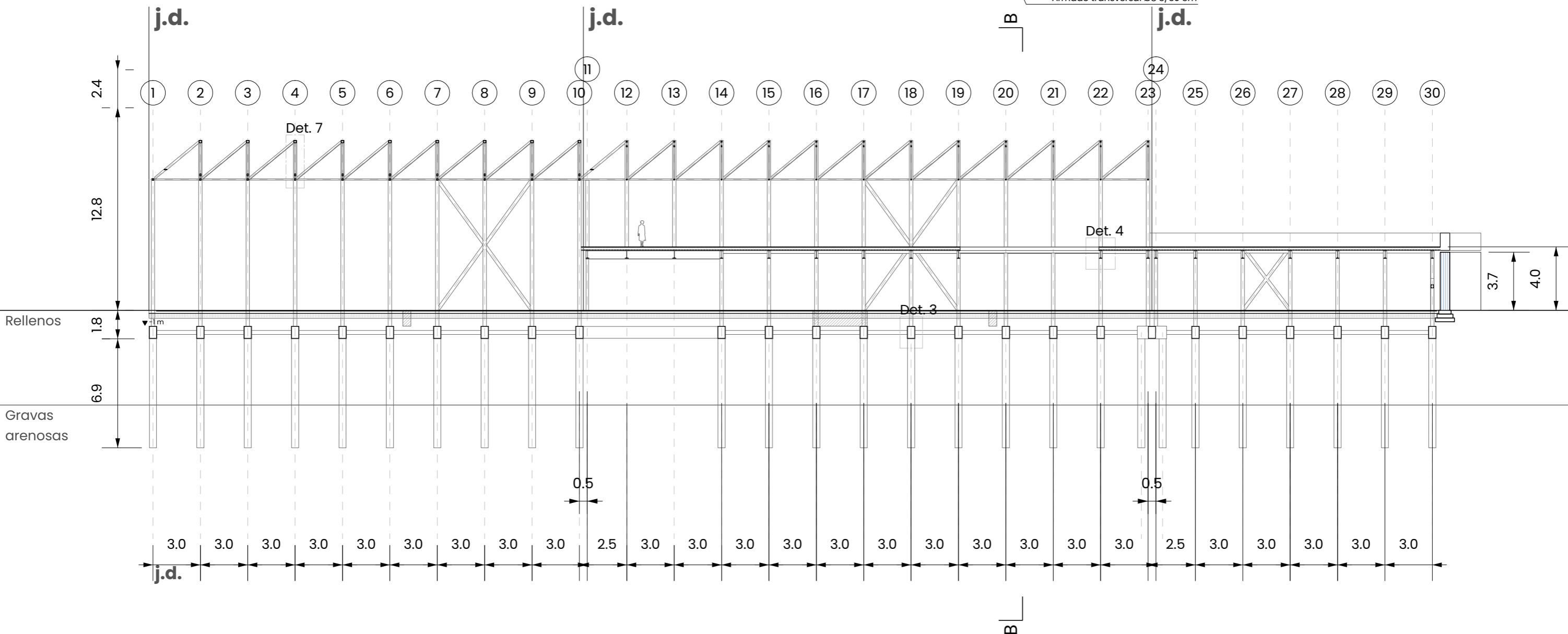
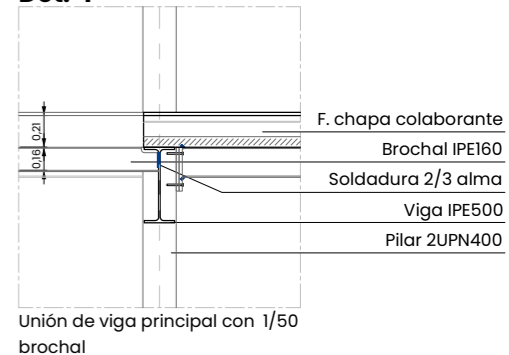
Det. 3



3.1.



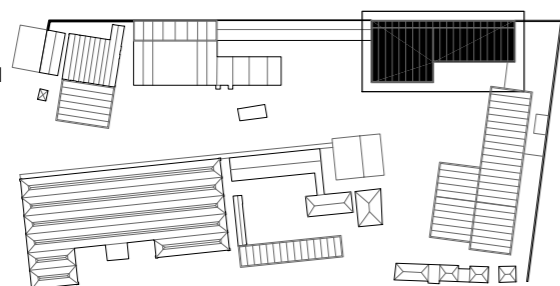
Det. 4



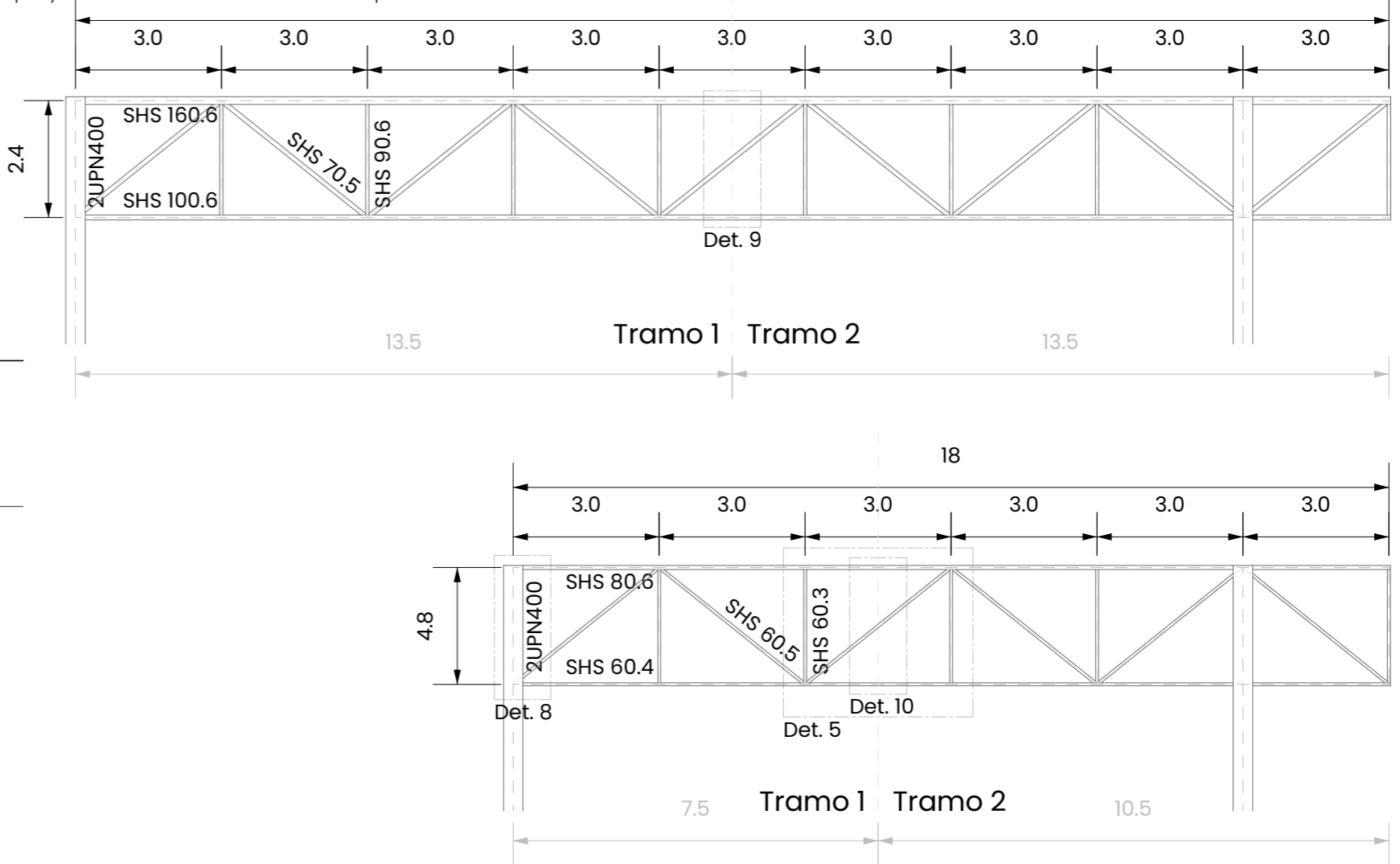
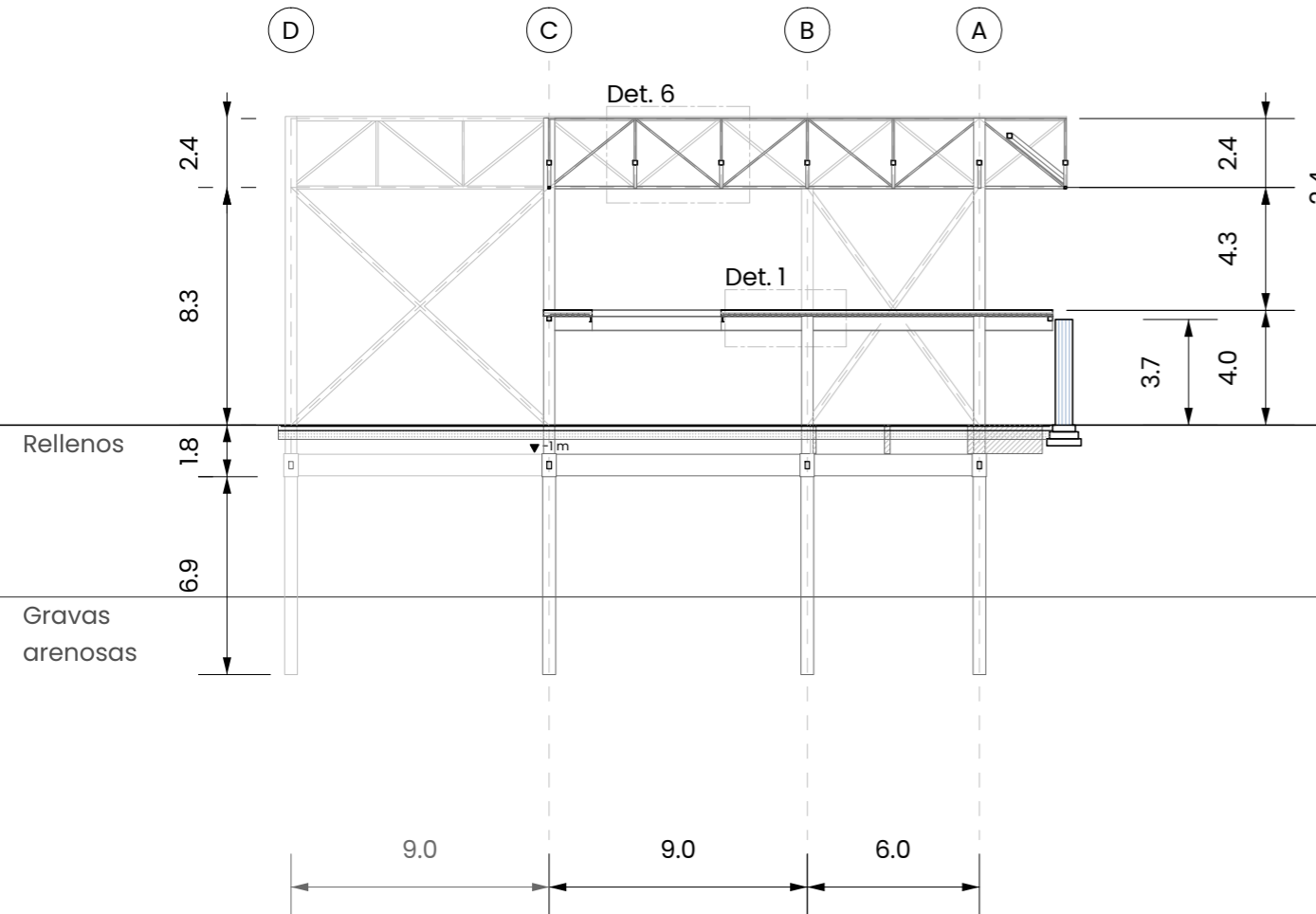
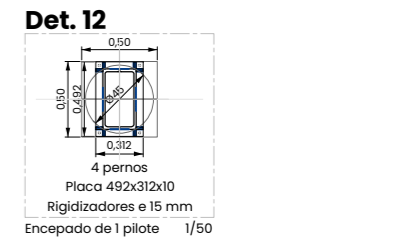
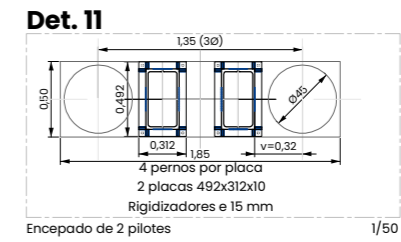
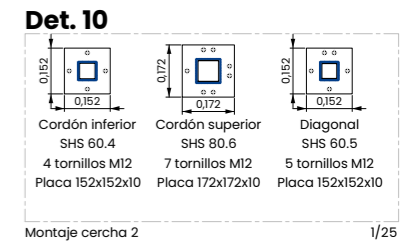
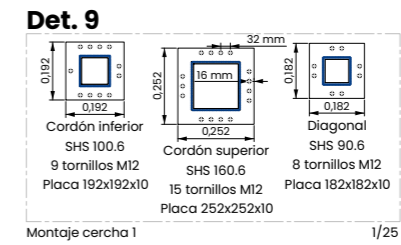
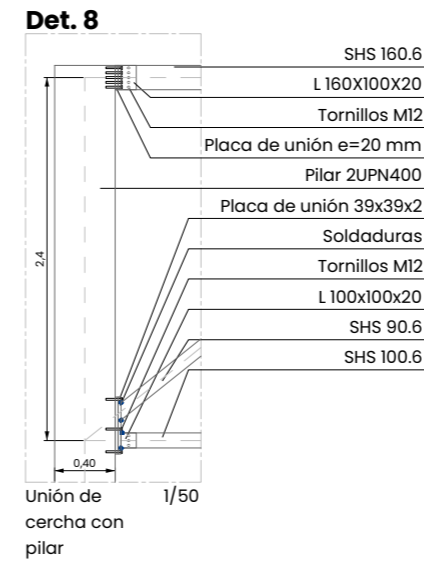
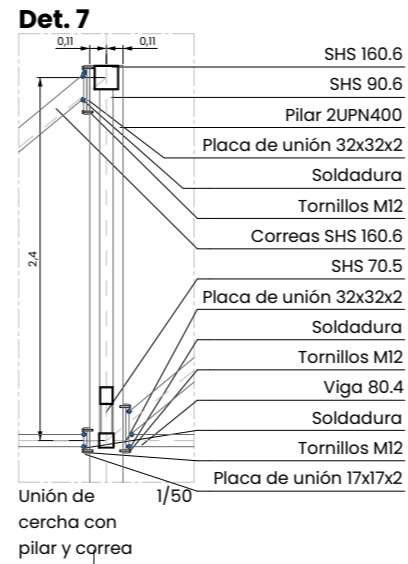
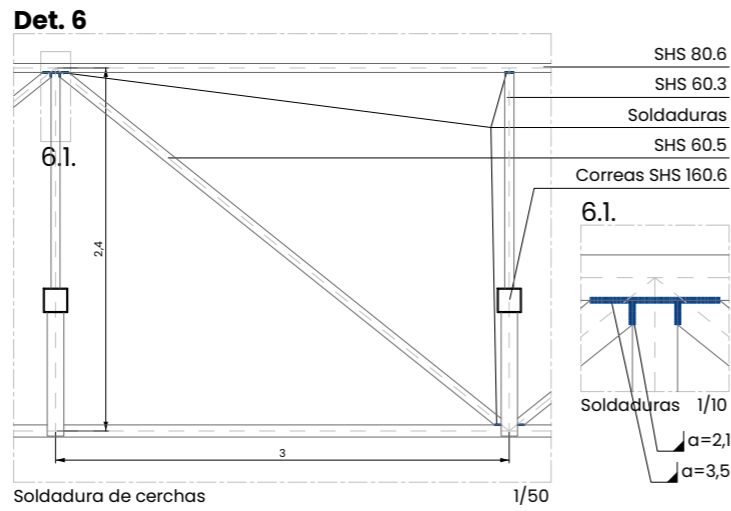
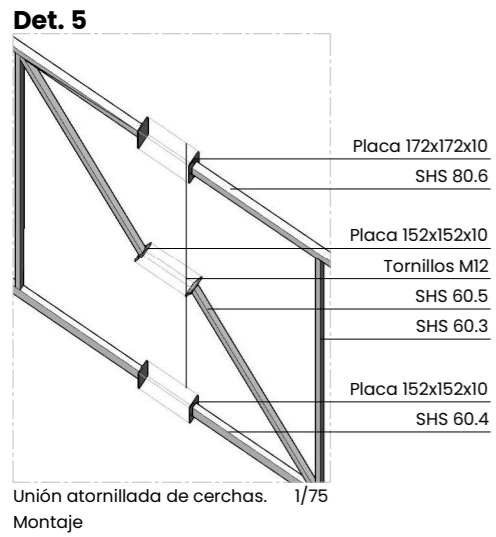
06 EDIFICIO 11 (NORTE)

Sección AA

Taller de Estructuras
27/11/2023
Raquel Nieto Valdivia



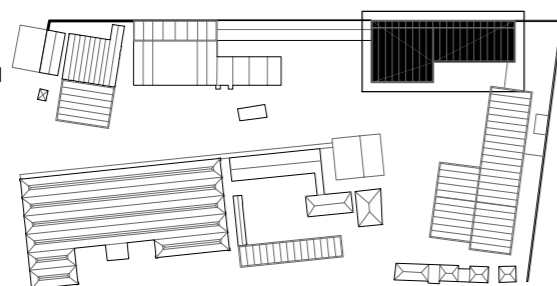
MATERIALES						
HORM.	ELEMENTO	TIPO	RESISTENCIA fck	CONSISTENCIA	RECUBRIM.	COEF. SEGURIDAD
	Muros	HA-25/F/10/XC1	25 N/mm2	Fluida	25 mm	Estadístico
Cimentaciones	HA-25/F/10/XC2					
ACERO	ELEMENTO	TIPO	LÍMITE ELÁSTICO fyk			COEF. SEGURIDAD
	Pilares	S 275 JR	275 N/mm2			1,05
	Vigas					
	Celosías					
	Chapa colab.	S 320 GD Incooperfil	320 N/mm2			1,1
Armaduras	B-500 SD	500 N/mm2			1,15	
TERRENO. PRESIÓN ADMISIBLE			0,4 MPa			



07 EDIFICIO 11 (NORTE)

Sección BB. Detalles

Taller de Estructuras
27/11/2023
Raquel Nieto Valdivia



MATERIALES							
HORM.	ELEMENTO	TIPO	RESISTENCIA fck	CONSISTENCIA	RECUBRIM.	CONTROL	COEF. SEGURIDAD
	Muros	HA-25/F/10/XC1	25 N/mm ²	Fluida	25 mm	Estadístico	1,5
	Cimentaciones	HA-25/F/10/XC2					
ACERO	ELEMENTO	TIPO	LÍMITE ELÁSTICO fyk				COEF. SEGURIDAD
	Pilares						1,05
	Vigas	S 275 JR	275 N/mm ²				
	Celosías						
	Chapa colab.	S 320 GD Incoperfil	320 N/mm ²				1,1
Armaduras	B-500 SD	500 N/mm ²				1,15	
TERRENO. PRESIÓN ADMISIBLE			0,4 MPa				

TALLER DE ESTRUCTURAS

Memoria

27 DE NOVIEMBRE DE 2023

RAQUEL NIETO VALDIVIA

Máster Habilitante – UD Garrido

ÍNDICE

1. Descripción del proyecto
2. Cálculo de cargas
 - 2.1. Adecuación a sismo
 - 2.2. Cargas permanentes
 - 2.3. Cargas variables
 - 2.4. Combinación de acciones
3. Materiales
4. Cálculo de la estructura
 - 4.1. Cerchas
 - 4.2. Elementos secundarios de la cercha
 - 4.2.1. Correas
 - 4.2.2. Vigas
 - 4.2.3. Arriostramientos diagonales
 - 4.3. Pilares
 - 4.4. Arriostramientos
 - 4.5. Cimentaciones
 - 4.6. Forjados
 - 4.6.1. Vigas y correas parte central
 - 4.6.2. Vigas y correas forjado chapa colaborante
 - 4.6.3. Forjado chapa colaborante
 - 4.7. Deformaciones
 - 4.8. Uniones
5. Evacuación de aguas
6. Comprobación mediante software (SAP)

1. Descripción del proyecto

La Escuela de Arquitectura de Toledo se encuentra en la Vega Baja, en el campus de la Fábrica de Armas de la Universidad de Castilla-La Mancha.

El proyecto parte de la existencia de algunos edificios abandonados de la fábrica de armas, que se amplían mediante una serie de intervenciones y la inserción de un nuevo volumen.

Los edificios existentes tienen una estructura de fábrica de ladrillo, mientras que las nuevas construcciones tienen una estructura metálica. Además, estas nuevas construcciones se encuentran adosadas a una tapia existente, de muro de piedra.

El proyecto se compone, en total, de 12 edificios, distribuidos de la siguiente manera:

- Edificio 1: conserjería
- Edificio 2: biblioteca + trabajo
- Edificio 3: biblioteca + trabajo
- Edificio 4: administración
- Edificio 5: espacio de maquinaria
- Edificio 6: aulario
- Edificio 7: aulario
- Edificio 8: aulario
- Edificio 9: residencia + tienda
- Edificio 10: cafetería
- Edificio 11: talleres + trabajo + auditorio
- Edificio 12: asociaciones

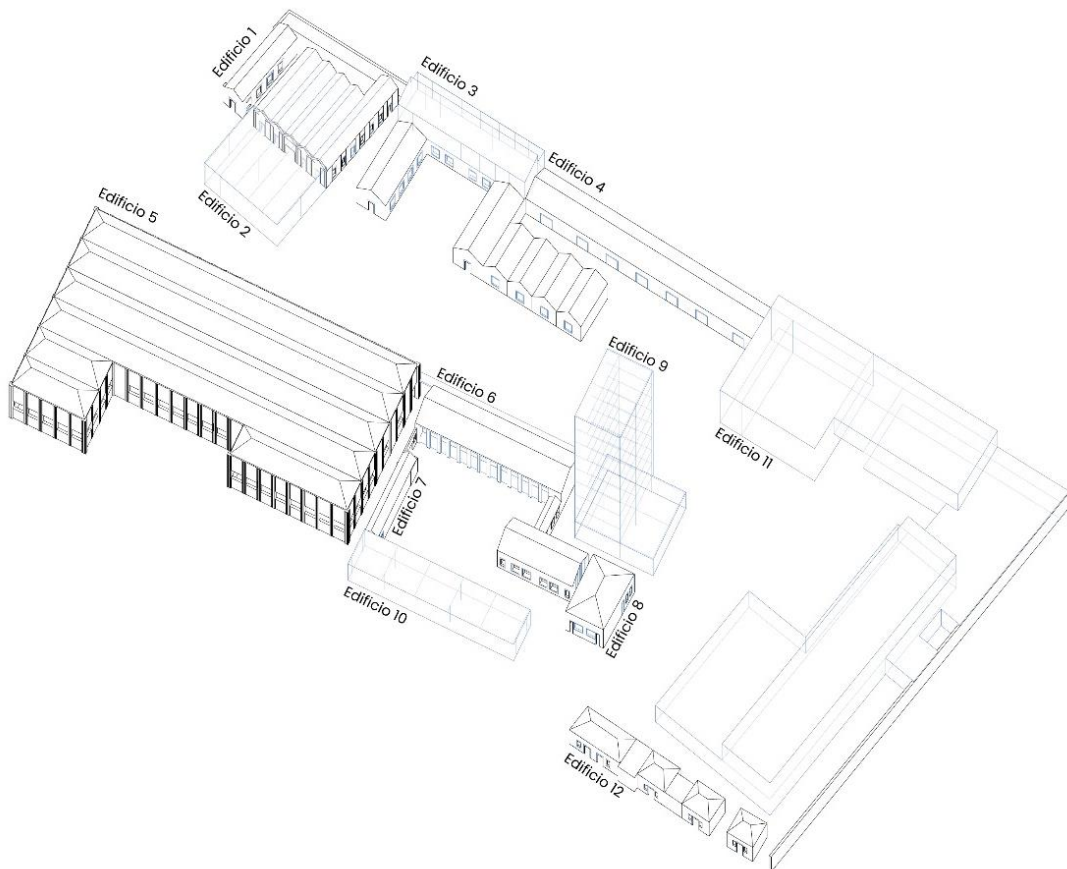


Fig. 1. Edificios del proyecto

2. Cálculo de cargas

2.1. Adecuación a sismo

Según el mapa sísmico de la Norma de Construcción Sismorresistente (NCSE-02) la aceleración sísmica básica (a_b) es menor que 0,04g, por lo que no existe peligrosidad sísmica.

2.2. Cargas permanentes

Para calcular las cargas permanentes es necesario consultar la tabla C.5. del anejo C del DBSE AE (acciones en la edificación), que incluye los valores de carga por unidad de superficie de forjados, cerramientos, solados, cubierta y rellenos.

Para los edificios existentes, se calcula la carga actual de estos edificios y posteriormente del uso previsto. En función de si este valor es mayor o menor, se valora el refuerzo de la estructura existente.

En la siguiente tabla se muestran los valores de las cargas permanentes, en valor característico, utilizados.

Asimismo, hay que tener en cuenta los coeficientes de seguridad de las cargas. Según la tabla 4.1. del DBSE, el coeficiente de seguridad de las acciones permanentes es de 1,35. Una vez aplicado dicho coeficiente de seguridad se obtienen los valores de cálculo.

	Forjado	Cerramiento	Solado	Cubierta	Rellenos	G_k	G_d
Edificio 1	3	7	0,5	2	-	12,5	16,875
Edificio 2	3 2	7 3	0,5	2 1	-	15,5	17,925
Edificio 3	3 2	7 3	0,5	2 1	-	18,5	24,975
Edificio 4	3	7	0,5	2	-	12,5	16,875
Edificio 5	3	7	0,5	2	-	12,5	16,875
Edificio 6	3	3 7	0,5	2	-	15,5	20,925
Edificio 7	3	7	0,5	2	-	12,5	16,875
Edificio 8	3	7	0,5	2	-	12,5	16,875
Edificio 9	4	5	1	1	-	11	14,85
Edificio 10	2	5	1	1	-	9	12,15
Edificio 11	2	5	1	1	-	9	12,15
Edificio 12	3	7	0,5	2	-	12,5	16,875

2.3. Cargas variables

Dependiendo del uso que se vaya a hacer en los distintos edificios, el valor de las cargas variables varía según la tabla 3.1. del DBSE AE. Los valores de las diferentes cargas, en valor característico, son los siguientes:

	Uso	Subcategoría	Carga uniforme (característico)	Carga uniforme (cálculo)
Edificio 1	Conserjería	C1	3	4,5
Edificio 2	Biblioteca Trabajo	C1	3	4,5
Edificio 3	Biblioteca	C1	3	4,5

	Trabajo Cubierta	F	1	1,5
Edificio 4	Administración	C1	3	4,5
Edificio 5	Nave, maquinaria	C3	5	7,5
Edificio 6	Aulario	C1	3	4,5
Edificio 7	Aulario	C1	3	4,5
Edificio 8	Aulario	C1	3	4,5
Edificio 9	Tienda	D1	5	7,5
	Residencia	A1	2	3
Edificio 10	Cubierta	G1	1	1,5
	Cafetería	C1	3	4,5
	Cubierta	G1	5	1,5
Edificio 11	Talleres	C3	3	4,5
	Auditorio	C2	4	6
	Trabajo	C1	3	4,5
	Cubierta	G1	1	1,5
Edificio 12	Asociaciones	C1	3	4,5

Teniendo en cuenta el número de plantas, el edificio 9 se ve además afectado por un coeficiente de reducción de sobrecargas. Al ser más de 5 alturas, dicho coeficiente tiene un valor de 0,9, según la tabla 3.2. del DBSE AE.

Además de las cargas por uso, hay que tener en cuenta las cargas por viento y por nieve.

Para calcular la carga de viento, se recurre al Anejo D del DBSE AE y se sigue la siguiente fórmula:

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

Como la localización del proyecto es Toledo (zona A), el valor de q_b es de 0,42 kN/m² para todos los edificios.

El coeficiente de exposición c_e depende del grado de aspereza del entorno y la altura del punto considerado, según la tabla 3.4. del DBSE AE.

Por último, el coeficiente eólico de edificios de pisos depende de la esbeltez del elemento, definida como la altura del elemento entre su ancho (h/a). Al tener presión y succión, se obtienen dos valores de este coeficiente.

Por tanto, el valor de la carga de viento de los distintos edificios es el siguiente:

	q_b	c_e	c_p		q_e		Total
			Presión	Succión	Presión	Succión	
Edificio 1	0,42	1,9	0,8	-0,4	0,64	-0,32	0,32
Edificio 2		1,9	0,7	-0,3	0,56	-0,24	0,32
Edificio 3		2,15	0,8	-0,5	0,72	-0,45	0,27
Edificio 4		2	0,8	-0,4	0,67	-0,34	0,34
Edificio 5		2,3	0,7	-0,3	0,68	-0,29	0,39
Edificio 6		2	0,8	-0,4	0,67	-0,34	0,34
Edificio 7		1,8	0,8	-0,5	0,6	-0,38	0,23
Edificio 8		2	0,7	-0,4	0,59	-0,34	0,25

Edificio 9	3,1	0,8	-0,65	1,04	-0,86	0,2
Edificio 10	1,7	0,7	-0,4	0,5	-0,29	0,21
Edificio 11	2,2	0,7	-0,4	0,65	-0,37	0,28
Edificio 12	1,8	0,8	-0,4	0,6	-0,3	0,3

En cuanto a la carga por nieve, viene determinada por la fórmula del DBSE AE:

$$Q_n = \mu \cdot S_k$$

El coeficiente de forma μ tiene siempre un valor de 1 por la inclinación de las cubiertas. En cuanto a la sobrecarga de nieve, según la tabla 3.8. del DBSE AE, en Toledo tiene un valor de 0,35 kN/m².

Al igual que las cargas permanentes, las cargas variables tienen un coeficiente de seguridad, en este caso de 1,5, según la tabla 4.1. del DBSE.

2.4. Combinación de acciones

A continuación, es necesario hacer varias hipótesis de carga, además de calcular las cargas para estado límite último (ELU) y estado límite de servicio (ELS).

Teniendo en cuenta que nunca se van a producir todos los casos más desfavorables a la vez, se aplican unos coeficientes de simultaneidad que se encargan de reducir el valor de estas cargas, cuando estas no sean la acción principal de la hipótesis de cálculo. Dichos coeficientes vienen dados por la tabla 4.2. del DBSE.

ELU

Para la calcular la combinación de acciones en estado límite último, se aplicará la fórmula del documento de seguridad estructural:

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

ELS

Para calcular la combinación de acciones en estado límite de servicio, se aplican las fórmulas del DBSE, teniendo en cuenta si las acciones son reversibles o irreversibles y de corta o larga duración.

Teniendo una acción reversible de corta duración, la fórmula a aplicar será:

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

Los efectos por acciones de larga duración se determinan:

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

En el estado límite de servicio hay que, además, tener en cuenta la flecha debido a las cargas aplicadas. Otras deformaciones como los desplazamientos horizontales o las vibraciones no han sido tenidas en el cálculo, al poder considerarse despreciables.

Dependiendo de la tabiquería y del pavimento dicha flecha adquiere un valor distinto.

	Flecha
Edificio 1	1/300
Edificio 2	1/300
Edificio 3	1/400
Edificio 4	1/400

Edificio 5	1/400
Edificio 6	1/400
Edificio 7	1/300
Edificio 8	1/300
Edificio 9	1/400
Edificio 10	1/400
Edificio 11	1/400
Edificio 12	1/300

Para realizar todos los cálculos se ha hecho uso de una hoja de cálculo, cuyo resumen se muestra a continuación.

Edificio 1 - conserjería			Valor característico	Coef. Seg.	Valor cálculo	Coef. Simultaneidad			Coef. Reducción	ELU	ELS	
Cargas permanentes (G)	Forjados	Unidireccional	3	1,35	4,05	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	-	-	Corta durac., reversibles	Larga durac.
		Cerramientos	7	1,35	9,45	-	-	-	-	-		
		Solados	0,5	1,35	0,675	-	-	-	-	-		
		Cubierta	2	1,35	2,7	-	-	-	-	-		
		Rellenos	-	1,35	-	-	-	-	-	-		
Total permanentes			12,5	-	16,875	-	-	-	-	-		
Cargas variables (Q)	Uso	C1	3	1,5	4,5	0,7	0,7	0,6	1	20,57	14,60	
		Viento	0,32	1,5	0,48	0,6	0,5	0	-	20,77	14,46	14,30
		Nieve	0,35	1,5	0,525	0,5	0,2	0	-	20,84	14,37	

Edificio 2 - biblioteca + trabajo			Valor característico	Coef. Seg.	Valor cálculo	Coef. Simultaneidad			Coef. Reducción	ELU	ELS		
Cargas permanentes (G)	Forjados	Unidireccional	3	1,35	4,05	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	-	-	Corta durac., reversibles	Larga durac.	
		Chapa	2	0,35	0,7	-	-	-	-	-			
		Cerramientos	7	1,35	9,45	-	-	-	-	-			
		Solados	0,5	1,35	0,675	-	-	-	-	-			
		Cubierta	Chapa	1	0,35	0,35	-	-	-	-	-		
			Teja	2	1,35	2,7	-	-	-	-	-		
	Rellenos	-	1,35	-	-	-	-	-	-	-			
Total permanentes			15,5	-	17,925	-	-	-	-	-			
Cargas variables (Q)	Uso	C1	3	1,5	4,5	0,7	0,7	0,6	1	21,62	17,60		
		Viento	0,32	1,5	0,48	0,6	0,5	0	-	21,82	17,46	17,30	
		Nieve	0,35	1,5	0,525	0,5	0,2	0	-	21,89	17,37		

Edificio 3 – biblioteca + trabajo			Valor característico	Coef. Seg.	Valor cálculo	Coef. Simultaneidad			Coef. Reducción	ELU	ELS	
Cargas permanentes (G)	Forjados	Unidireccional	3	1,35	4,05	ψ0	ψ1	ψ2	-	-	Corta durac., reversibles	Larga durac.
		Chapa	2	1,35	2,7	-	-	-	-	-		
	Cerramientos	Tabique simple	3	1,35	4,05	-	-	-	-	-		
		Albañilería	7	1,35	9,45	-	-	-	-	-		
	Cubierta	Solados	0,5	1,35	0,675	-	-	-	-	-		
		Chapa	1	1,35	1,35	-	-	-	-	-		
		Teja	2	1,35	2,7	-	-	-	-	-		
		Rellenos	-	1,35	-	-	-	-	-	-		
	Total permanentes			18,5	-	24,975	-	-	-	-		
Cargas variables (Q)	Uso	C1	3	1,5	4,5	0,7	0,7	0,6	1	29,68	21,20	
		F	1	1,5	1,50	0,7	0,7	0,6	1	30,13	21,00	20,90
	Viento	0,27	1,5	0,41	0,6	0,5	0	-	29,84	21,04		
	Nieve	0,35	1,5	0,525	0,5	0,2	0	-	29,94	20,97		
Total variables												
Edificio 4 - administración			Valor característico	Coef. Seg.	Valor cálculo	Coef. Simultaneidad			Coef. Reducción	ELU	ELS	
Cargas permanentes (G)	Forjados	Unidireccional	3	1,35	4,05	ψ0	ψ1	ψ2	-	-	Corta durac., reversibles	Larga durac.
		Cerramientos	7	1,35	9,45	-	-	-	-	-		
	Solados	0,5	1,35	0,675	-	-	-	-	-			
	Cubierta	2	1,35	2,7	-	-	-	-	-			
	Rellenos	-	1,35	-	-	-	-	-	-	-		
Total permanentes			12,5	-	16,875	-	-	-	-			
Cargas variables (Q)	Uso	C1	3	1,5	4,5	0,7	0,7	0,6	1	20,59	14,60	
		Viento	0,34	1,5	0,50	0,6	0,5	0	-	20,79	14,47	14,30
	Nieve	0,35	1,5	0,525	0,5	0,2	0	-	20,85	14,37		
Total variables												
Edificio 5 - maquinaria, nave de espoletas			Valor característico	Coef. Seg.	Valor cálculo	Coef. Simultaneidad			Coef. Reducción	ELU	ELS	
Cargas permanentes (G)	Forjados	Unidireccional	3	1,35	4,05	ψ0	ψ1	ψ2	-	-	Corta durac., reversibles	Larga durac.
		Cerramientos	7	1,35	9,45	-	-	-	-	-		
	Solados	0,5	1,35	0,675	-	-	-	-	-			
	Cubierta	2	1,35	2,7	-	-	-	-	-			
	Rellenos	-	1,35	-	-	-	-	-	-	-		
	Cargas puntuales	50	4	1,35	270	-	-	-	-	-		

Total permanentes			12,5	-	16,875	-	-	-	-	-		
Cargas variables (Q)	Uso	C3	5	1,5	7,5	0,7	0,7	0,6	1	22,74	16,00	
		Viento	0,39	1,5	0,58	0,6	0,5	0	-	22,97	15,69	15,50
		Nieve	0,35	1,5	0,525	0,5	0,2	0	-	23,00	15,57	

Edificio 6 - aulario			Valor característico	Coef. Seg.	Valor cálculo	Coef. Simultaneidad			Coef. Reducción	ELU	ELS	
Cargas permanentes (G)	Forjados	Unidireccional	3	1,35	4,05	ψ0	ψ1	ψ2	-	-	Corta durac., reversibles	Larga durac.
	Cerramientos	Tabique simple	3	1,35	4,05	-	-	-	-	-		
		Albañilería	7	1,35	9,45	-	-	-	-	-		
		Solados	0,5	1,35	0,675	-	-	-	-	-		
		Cubierta	2	1,35	2,7	-	-	-	-	-		
		Rellenos	-	1,35	-	-	-	-	-	-		
Total permanentes			15,5	-	20,925	-	-	-	-	-		

Cargas variables (Q)	Uso	C1	3	1,5	4,5	0,7	0,7	0,6	1	24,64	17,60	
		Viento	0,34	1,5	0,50	0,6	0,5	0	-	24,84	17,47	17,30
		Nieve	0,35	1,5	0,525	0,5	0,2	0	-	24,90	17,37	

Edificio 7 - aulario			Valor característico	Coef. Seg.	Valor cálculo	Coef. Simultaneidad			Coef. Reducción	ELU	ELS	
Cargas permanentes (G)	Forjados	Unidireccional	3	1,35	4,05	ψ0	ψ1	ψ2	-	-	Corta durac., reversibles	Larga durac.
		Cerramientos	7	1,35	9,45	-	-	-	-	-		
		Solados	0,5	1,35	0,675	-	-	-	-	-		
		Cubierta	2	1,35	2,7	-	-	-	-	-		
		Rellenos	-	1,35	-	-	-	-	-	-		
Total permanentes			12,5	-	16,875	-	-	-	-	-		

Cargas variables (Q)	Uso	C1	3	1,5	4,5	0,7	0,7	0,6	1	20,49	14,60	
		Viento	0,23	1,5	0,34	0,6	0,5	0	-	20,63	14,41	14,30
		Nieve	0,35	1,5	0,525	0,5	0,2	0	-	20,75	14,37	

Edificio 8 - aulario			Valor característico	Coef. Seg.	Valor cálculo	Coef. Simultaneidad			Coef. Reducción	ELU	ELS	
Cargas permanentes (G)	Forjados	Unidireccional	3	1,35	4,05	ψ0	ψ1	ψ2	-	-	Corta durac., reversibles	Larga durac.
		Cerramientos	7	1,35	9,45	-	-	-	-	-		
		Solados	0,5	1,35	0,675	-	-	-	-	-		
		Cubierta	2	1,35	2,7	-	-	-	-	-		
		Rellenos	-	1,35	-	-	-	-	-	-		
Total permanentes			12,5	-	16,875	-	-	-	-	-		

Cargas variables (Q)	Uso	C1	3	1,5	4,5	0,7	0,7	0,6	1	20,51	14,60	
		Viento	0,25	1,5	0,38	0,6	0,5	0	-	20,67	14,43	14,30
		Nieve	0,35	1,5	0,525	0,5	0,2	0	-	20,78	14,37	

Edificio 9 - residencia y tienda, torre			Valor característico	Coef. Seg.	Valor cálculo	Coef. Simultaneidad			Coef. Reducción	ELU	ELS	
Cargas permanentes (G)	Forjados	Bidireccional	4	1,35	5,4	ψ0	ψ1	ψ2	-	-	Corta durac., reversibles	Larga durac.
	Cerramientos		5	1,35	6,75	-	-	-	-	-		
	Solados		1	1,35	1,35	-	-	-	-	-		
	Cubierta		1	1,35	1,35	-	-	-	-	-		
	Rellenos		-	1,35	-	-	-	-	-	-		
	Total permanentes		11	-	14,85	-	-	-	-	-		
Cargas variables (Q)	Uso	D1	5	1,5	7,5	0,7	0,7	0,6	1	24,47	15,10	14,60
		A1	2	1,5	3	0,7	0,5	0,3	0,8	22,94	15,00	
		G1	1	1,5	1,50	0	0	0	0,8	23,42	14,60	
	Viento	0,20	1,5	0,29	0,6	0,5	0	-	22,34	14,70		
	Nieve	0,35	1,5	0,525	0,5	0,2	0	-	24,37	14,67		
Edificio 10 - cafetería			Valor característico	Coef. Seg.	Valor cálculo	Coef. Simultaneidad			Coef. Reducción	ELU	ELS	
Cargas permanentes (G)	Forjados	Chapa	2	1,35	2,7	ψ0	ψ1	ψ2	-	-	Corta durac., reversibles	Larga durac.
	Cerramientos		5	1,35	6,75	-	-	-	-	-		
	Solados		1	1,35	1,35	-	-	-	-	-		
	Cubierta		1	1,35	1,35	-	-	-	-	-		
	Rellenos		-	1,35	-	-	-	-	-	-		
	Total permanentes		9	-	12,15	-	-	-	-	-		
Cargas variables (Q)	Uso	C1	3	1,5	4,5	0,7	0,7	0,6	1	15,76	11,10	10,80
		G1	1	1,5	1,50	0	0	0	1	17,26	10,80	
	Viento	0,21	1,5	0,32	0,6	0,5	0	-	15,88	10,91		
	Nieve	0,35	1,5	0,525	0,5	0,2	0	-	16,02	10,87		
Edificio 11 - talleres + trabajo + auditorio			Valor característico	Coef. Seg.	Valor cálculo	Coef. Simultaneidad			Coef. Reducción	ELU	ELS	
Cargas permanentes (G)	Forjados	Chapa	2	1,35	2,7	ψ0	ψ1	ψ2	-	-	Corta durac., reversibles	Larga durac.
	Cerramientos		5	1,35	6,75	-	-	-	-	-		
	Solados		1	1,35	1,35	-	-	-	-	-		
	Cubierta		1	1,35	1,35	-	-	-	-	-		
	Rellenos		-	1,35	-	-	-	-	-	-		
	Total permanentes		9	-	12,15	-	-	-	-	-		
Cargas variables (Q)	Uso	C1	3	1,5	4,5	0,7	0,7	0,6	1	24,51	15,30	15,00
		C2	4	1,5	6	0,7	0,7	0,6	1	24,96	15,40	

C3	3	1,5	4,5	0,7	0,7	0,6	1	24,51	15,30
G1	1	1,5	1,5	0	0	0	1	24,66	15,00
Viento	0,28	1,5	0,42	0,6	0,5	0	-	23,33	15,14
Nieve	0,35	1,5	0,525	0,5	0,2	0	-	23,42	15,07

Edificio 12 - asociaciones			Valor característico	Coef. Seg.	Valor cálculo	Coef. Simultaneidad			Coef. Reducción	ELU	ELS	
Cargas permanentes (G)	Forjados	Unidireccional	3	1,35	4,05	ψ_0	ψ_1	ψ_2	-	-	Corta durac., reversibles	Larga durac.
	Cerramientos		7	1,35	9,45	-	-	-	-	-		
	Solados		0,5	1,35	0,675	-	-	-	-	-		
	Cubierta		2	1,35	2,7	-	-	-	-	-		
	Rellenos		-	1,35	-	-	-	-	-	-		
Total permanentes			12,5	-	16,875	-	-	-	-	-		
Cargas variables (Q)	Uso	C1	3	1,5	4,5	0,7	0,7	0,6	1	20,56	14,60	
	Viento		0,30	1,5	0,45	0,6	0,5	0	-	20,74	14,45	14,30
	Nieve		0,35	1,5	0,525	0,5	0,2	0	-	20,82	14,37	

De entre todos los valores, para el posterior cálculo se seleccionan los valores mayores tanto para el estado límite último como el de servicio.

3. Materiales

Una vez calculadas las cargas de todos los edificios del proyecto, se selecciona uno de ellos para calcularlo más detalladamente. Se elige el edificio 11, en su integridad de nueva planta. Al estar dividido en parte norte y parte este, se elige la parte norte por considerarse que tiene mayor variedad y puede aportar más a la resolución del proyecto.

El edificio está integrado por dos volúmenes en planta baja, que se unen en la primera planta formando una pastilla. Uno de estos dos volúmenes, además, tiene una doble altura, lo que hace que la longitud de pandeo aumente en el momento de dimensionar los pilares.

Para crear un contraste entre lo existente y lo nuevo, se decide construir el edificio con estructura metálica y fachada metálica ligera. Teniendo en cuenta las grandes luces a salvar entre los pilares y por decisión de proyecto, se emplean cerchas metálicas de gran canto para salvar la estructura principal. Buscando la mayor ligereza posible, los forjados entre el resto de las plantas son de chapa colaborante.

En cuanto a la cimentación, se emplea para esta el hormigón armado, formando encepados de pilotes bajo cada uno de los pilares.

Pueden resumirse los materiales a utilizar en las siguientes tablas:

ACERO	Laminado	Chapa colaborante	De armar
Denominación	S275 JR	S320 GD	B500 SD
Límite elástico	275 N/mm ²	320 N/mm ²	500 N/mm ²
Coeficiente de seguridad	1,05	1,1	1,15

HORMIGÓN	Cimentación	Muros
Denominación	HA-25/F/10/XC2	HA-25/F/10/XC1
Resistencia característica	25 N/mm ²	25 N/mm ²
Consistencia	F	F
Tamaño máximo árido	10	10
Ambiente	XC2	XC1
Recubrimiento	25 mm	25 mm
Control	Estadístico	Estadístico
Coefficiente de seguridad	1,5	1,5

4. Cálculo de la estructura

4.1. Cerchas

El edificio tiene una cubierta de dientes de sierra, formada por cerchas verticales con correas en diagonal.

Teniendo una luz de 24 m, el canto de la cercha es de 2,40 m considerando que la esbeltez de esta se encuentra entre L/8 y L/12.

También es decisión de proyecto, a la vez que estructural, decidir qué tipo de cercha es la más adecuada para el proyecto. Teniendo grandes luces se opta por una cercha tipo Warren con montantes verticales, que aportan una mayor rigidez.

En cuanto a la carga que va a soportar la cercha, se tienen en cuenta las cargas permanentes de cubierta y cerramientos, y variables de uso de cubierta, nieve y viento. Por tanto:

Edificio 11 - talleres+trabajo+auditorio		Valor característico	Coef. Seg.	Valor cálculo	Coef. Simultaneidad			Coef. Reducción	ELU	ELS	Flecha	
G	Cerramientos	3	1,35	4,05	-	-	-	-	-		24	1/400
	Cubierta	1	1,35	1,35	-	-	-	-	-			
	Total permanentes	4	-	5,4	-	-	-	-	-			
Q	Viento	0,37	1,5	0,55	0,6	0,5	0	-	6,22	4,18		4,00
	Nieve	0,35	1,5	0,525	0,5	0,2	0	-	6,26	4,07		
qe	presión	0,65			qn				0,35			
	succión	-0,28			μ				1			
qb		0,42			sk				0,35			
ce		2,2										
cp	0,7	h	8	esbeltez								
	-0,3	a	27,5	0,29								

Una vez obtenida la carga superficial de 6,26 kN/m², se obtiene la carga lineal que va a soportar cada cercha, sabiendo que el ancho tributario es de 3 m.

CARGAS

Pórtico	Ancho montantes	Ancho tributario	Carga superficial	Carga lineal	Carga puntual	Luz	Canto
Edificio norte	P1	3	6,26	18,77	56,32	24,00	2,40

Con la carga lineal obtenida, sabiendo que además de una luz de 24 m existe un voladizo en el lado derecho de 3 m, se procede a obtener las reacciones mediante igualación de fuerzas y equilibrio de nudos. También se obtienen las cargas puntuales aplicadas sobre cada uno de los montantes.

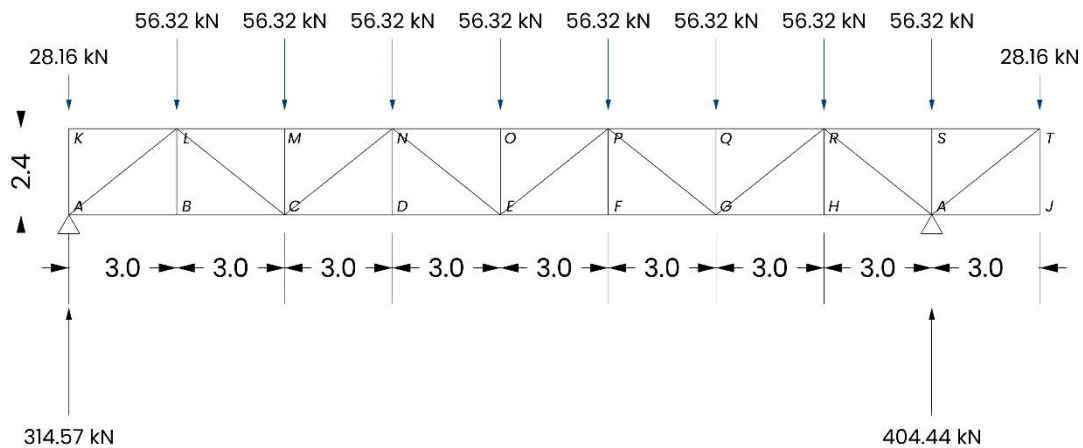


Fig. 2. Cercha 1 (luz 24 m, voladizo 3 m)

Teniendo un voladizo, va a existir un momento en ese punto, que hace necesario dibujar la gráfica de momentos para averiguar el descuelgue, y por tanto el momento, en el centro del vano.

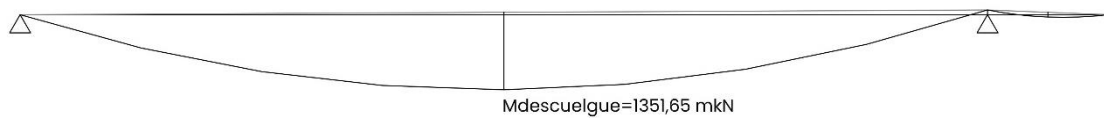


Fig. 3. Diagrama de momentos cercha 1

Una vez obtenido el momento en el centro del vano, se puede obtener el axil del cordón inferior sabiendo que $N=M/z$ (siendo z el brazo de palanca, en este caso coincidente con el canto de la cercha). Además, se sabe que el área es el resultado del axil entre la resistencia del acero. Por tanto:

$$N = \frac{M}{z} = \frac{1351,65}{2,4} = 545,59 \text{ kN} \rightarrow A = \frac{N}{\sigma} = \frac{545,59}{262} = 2.083,15 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{SHS 100.6}$$

Mediante el método de Ritter y sabiendo que el ángulo entre las diagonales y los montantes es de 53° se obtienen el resto de las áreas de los perfiles.

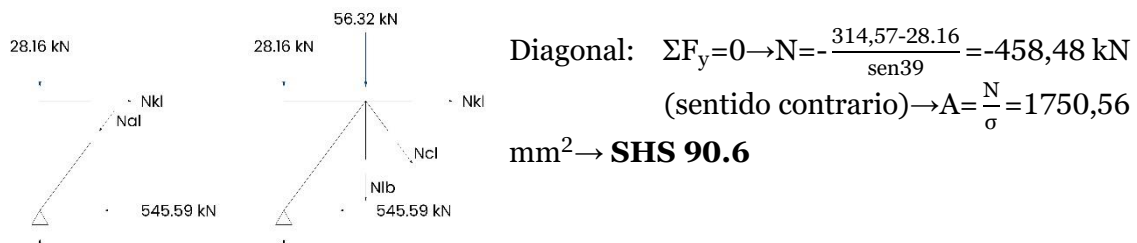


Fig. 4. Método de Ritter. Equilibrio de nudos

Cordón superior: $\Sigma F_x=0 \rightarrow N=545,49+458,48\cos 39=903,6 \text{ kN} \rightarrow A=\frac{N}{\sigma}=3450,11 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{SHS } 160.6$

Montantes: $\Sigma F_y=0 \rightarrow N=286,41 \text{ kN} \rightarrow A=\frac{N}{\sigma}=1093,57 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{SHS } 70.5$

Teniendo en cuenta la esbeltez de la cercha, es necesario comprobar los perfiles a pandeo, con especial atención a los cordones superior e inferior.

Una vez hecha la comprobación (con la ayuda de una hoja de cálculo), la cercha queda predimensionada de la siguiente manera:

- Cordón inferior: **SHS 100.6** \rightarrow Tracción
- Cordón superior: **SHS 160.6** \rightarrow Compresión
- Diagonales: **SHS 90.6** \rightarrow Compresión/Tracción
- Montante: **SHS 70.5** \rightarrow Compresión

En cuanto a la cercha de 15 m de luz y 3 m de voladizo, se procede a dimensionar de la misma manera.

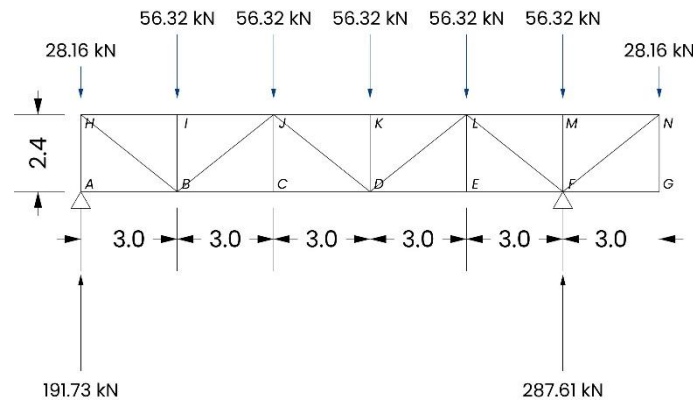


Fig. 5. Cercha 2 (luz 15 m, voladizo 3m)

Para obtener el momento en el centro del vano, se dibuja el descuelgue del momento en el diagrama de momentos.

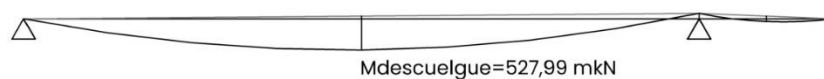


Fig. 6. Diagrama de momentos cercha 2

Se obtiene el axil del cordón inferior y el área de la sección:

$$N = \frac{M}{z} = \frac{527,99}{2,4} = 202,4 \text{ kN} \rightarrow A = \frac{N}{\sigma} = \frac{202,4}{262} = 772,78 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{SHS } 60.4$$

Diagonal: $\Sigma F_y=0 \rightarrow N = \frac{191,74-28,16}{\sin 39} = 261,86 \text{ kN} \rightarrow A = \frac{N}{\sigma} = 999,82 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{SHS } 60.5$

Cordón superior: $\Sigma F_x=0 \rightarrow N=202,4+261,86\cos 39=406,87 \text{ kN} \rightarrow A=\frac{N}{\sigma}=1553,51 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{SHS } 80.6$

Montantes: $\Sigma F_y=0 \rightarrow N=163,58 \text{ kN} \rightarrow A = \frac{N}{\sigma} = 624,58 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{SHS } 55.4$

Se comprueban a pandeo los perfiles y se modifica el perfil de los montantes:



Solicitaciones de cálculo:

N_{Ed}	$V_{z,Ed}$	$M_{y,Ed}$	$L_{cr,y}$	$L_{cr,z}$
163,58	0	0	2,4	3

Perfiles:

Acero:									
id	f_y	f_u	Y_M	E	G				
S275	275	410	1,05	210000	80769				

Perfil base:

RHS	h	b	A	I_y	I_z	$W_{el,y}$	$W_{pl,y}$	r	t_f	t_w	A_{Vz}
RHS 60-3	60	60	6,61	35,1	35,1	11,7	14	3	3	3	3,305

$N_{pl,Rd}$	EI_y	EI_z	$M_{el,Rd}$	$M_{pl,Rd}$	$V_{pl,Rd}$
173	74	74	3	4	50
<small>6,61*275/1,05/10</small>	<small>2,1*35,1</small>	<small>2,1*35,1</small>	<small>11,7*275/1,05/1000</small>	<small>14*275/1,05/1000</small>	<small>3,305*275/1,05/RAIZ(3)/10</small>

Clase de la sección

e_y	flex	72	83	124					
h_N	Tabla 20.3.a	86747	100000	100000	Tabla 20.3.a (comp)	33	38	42	
N_{REL}		36/α	41,5/α	trac					
M_{REL}		α,ψ	0,000	1,000					
e_y	com	33	38	42					
Clase	ϵ	alma	c	c/t	Clase	ala	c	c/t	Clase
1	0,924		48	16,0	1		48,0	16,0	1
	<small>RAIZ(235/275)</small>		<small>60-2*3-2*3</small>				<small>60-2*3-2*3</small>		

Comprobación de la sección

W_y	$M_{y,Rk}$	n	m_y	$n+m_y$	v
14	4	0,945	0,000	0,945	0,000
		<small>164/173</small>	<small>0/4</small>	<small>0,945+0</small>	<small>0/50</small>

Compresión: Coeficiente de reducción por pandeo (curva c).

$N_{cr,y}$	λ_y	λ_r	λ_y	λ_y	Φ_y	χ_y
126	1,200	86,81	104,15	1,200	1,465	0,434
<small>P/2*73,71/2,4*2</small>	<small>RAIZ(6,61*275/10/126)</small>	<small>P/RAIZ(210000/275)</small>	<small>2,4/2,3*100</small>	<small>104,15/86,81</small>	<small>0,5*(1+0,49*(1,2-0,2)+1,2^2)</small>	<small>MIN(1;1/(1,465+RAIZ(1,465^2-1,2^2)))</small>
$N_{cr,z}$	λ_z		λ_z	λ_z	Φ_z	χ_z
81	1,500		130,19	1,500	1,943	0,315
<small>P/2*73,71/3*2</small>	<small>RAIZ(6,61*275/10/81)</small>		<small>3/2,3*100</small>	<small>130,19/86,81</small>	<small>0,5*(1+0,49*(1,5-0,2)+1,5^2)</small>	<small>MIN(1;1/(1,943+RAIZ(1,943^2-1,5^2)))</small>

Elementos comprimidos y flechados

EAE método simplificado ($M_z=0$; pandeo lateral impedido)

$$\frac{163,58}{173} + \frac{0}{4} = 0,945 + 0,000 = 0,945$$

*Se ha realizado la comprobación del cordón superior, las diagonales comprimidas y los montantes. Se adjunta solamente la comprobación de los montantes, único perfil modificado por el pandeo.

Tras la comprobación a pandeo los perfiles de la cercha son los siguientes:

- Cordón inferior: **SHS 60.4** → Tracción
- Cordón superior: **SHS 80.6** → Compresión
- Diagonales: **SHS 60.5** → Compresión/Tracción
- Montantes: **SHS 60.3** → Compresión

Para la prevención contra el fuego, las cerchas se pintarán con pintura ignífuga.

4.2. Elementos secundarios de la cercha

4.2.1. Correas

Para la formación de los dientes de sierra se colocan unas diagonales que van del cordón inferior de una cercha al superior de la siguiente. Esta condición diagonal hace que la carga lineal para el cálculo sea distinta. Teniendo en cuenta que se forma un ángulo de 39° , la carga lineal de cada correa es de 24,04 kN/m. Sabiendo que el momento de la correa es

$$M_i = \frac{q \cdot L^2}{8} = 44,36 \text{ mkN}$$

El módulo de resistencia y el perfil obtenido a partir de este es

$$W = \frac{M}{\sigma} = 169,36 \text{ cm}^3 \rightarrow \text{SHS 160.6}$$

4.2.2. Vigas

Todas las cerchas están unidas entre sí horizontalmente mediante una viga continua, de carga igual a la de la cercha 18,77 kN/m. El momento de la viga continua es

$$M = \frac{q \cdot L^2}{11,6} = 14,56 \text{ kN}$$

$$M_i = \frac{q \cdot L^2}{8} = 21,12 \text{ kN} \rightarrow M_{\text{descuelgue}} = 6,55 \text{ mkN}$$

$$W = \frac{M}{\sigma} = 25,02 \text{ cm}^3 \rightarrow \text{SHS 80.4}$$

4.2.3. Arriostramientos diagonales

Por último, debido a la carga de viento que soportan las cerchas y sus correas y por la propia geometría formada por estas últimas, es necesaria la disposición de unos elementos de arriostramiento en diagonal, de arriba abajo y de montante a montante. La carga es de nuevo, debido a la geometría, de 23,83 kN/m, con una luz en este caso de 4,87 m. Aplicando el mismo razonamiento se obtiene el perfil de dichos arriostramientos.

$$M_i = \frac{q \cdot L^2}{8} = 70,77 \text{ mkN}$$

$$W = \frac{M}{\sigma} = 270,20 \text{ cm}^3 \rightarrow \text{SHS 180.8}$$

4.3. Pilares

En cuanto a la selección del tipo de pilar se piensa en uno de sección cerrada 2UPN, que tiene menos inercia que los de sección abierta (IPE o HEB). Teniendo en cuenta las luces con las que se cuenta, la mayor área tributaria correspondiente a cada pilar es de 40,5 m² y la carga puntual, por tanto, de 623,7 kN. Suponemos también para predimensionar el pilar con mayor altura (a partir de ahora L) de 8 m. Para el predimensionado de los pilares se ha empleado una hoja de cálculo.

Sabiendo el tipo de perfil se puede calcular el incremento de carga con un coeficiente K, en este caso de valor 30.

$$\Delta N = K \cdot L^2 = 30 \cdot 8^2 = 1920$$

Con el incremento de carga resultante se puede calcular el área de tanteo de perfil de la siguiente manera:

$$A_{\text{tanteo}} = \frac{N_d + \Delta N}{f_{yd}} = 97,83 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\text{UPN280}$$

Una vez obtenido un primer perfil y mediante el teorema de Steiner, se calcula la carga crítica de Euler para la comprobación a pandeo del perfil, para posteriormente obtener la esbeltez reducida.

$$N_k = \left(\frac{\pi}{L}\right)^2 \cdot E \cdot I = 2465,46 \text{ kN} \rightarrow \lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_k}} = 1,09$$

Acudiendo a las curvas de pandeo de la figura 6.3. del DBSE A (acero), obtenemos el coeficiente de pandeo χ , lo que resultará en una carga N_{Rd} .

$$N_{Rd} = A \cdot f_{yd} \cdot \chi = 914,06 \text{ kN}$$

Al ser esta carga mucho mayor que la original, el perfil elegido es demasiado grande. Tras ir a perfiles más pequeños y haciendo las mismas comprobaciones desarrolladas anteriormente, el perfil resultante finalmente es **2UPN220**.

A continuación, se adjunta la hoja de cálculo empleada.

Área tribu- taria	Carga	L	$\Delta N = K \cdot L^2$	$A_{\text{tan-}} = N_d + \Delta N / f_{yd}$	A_{tanteo} (cm ²)	PERFIL	I (Steiner)(mm ⁴)	$N_k = (\pi/L)^2 \cdot E \cdot I$	$\lambda = \sqrt{A \cdot f_y / N_k}$	Coef de pandeo (χ)	$N_{Rd} = A \cdot f_{yd} \cdot \chi$
40,5	623,70	8,00	1920,00	9783,46	97,83	2UPN200	23198040,5	751,26	1,54	0,32	622,336
40,5	623,70	8,00	1920,00	9783,46	97,83	2UPN220	32676479,17	1058,22	1,39	0,35	769,86
40,5	623,70	8,00	1920,00	9783,46	97,83	2UPN240	44018108	1425,51	1,28	0,38	954,408
40,5	623,70	8,00	1920,00	9783,46	97,83	2UPN260	58978186,67	1909,99	1,18	0,43	945,828
40,5	623,70	8,00	1920,00	9783,46	97,83	2UPN280	76130416,67	2465,46	1,09	0,47	914,056

*la lectura de la tabla es de abajo a arriba

4.4. Arriostramientos

Teniendo una estructura enteramente metálica, es necesaria la disposición de arriostramientos en tres planos no concurrentes que soporten la acción del viento. Se disponen un mínimo de 3 arriostramientos entre cada junta de dilatación.

En el edificio de la izquierda se disponen 4 arriostramientos, con forma de X en las caras izquierda y derecha y de K en las caras de arriba y abajo. En el edificio del medio se proponen 3 arriostramientos, uno con forma de K en vertical y 2 en forma de K arriba y abajo. Por último, la parte derecha (de solo una planta) cuenta con los tres arriostramientos en forma de X.

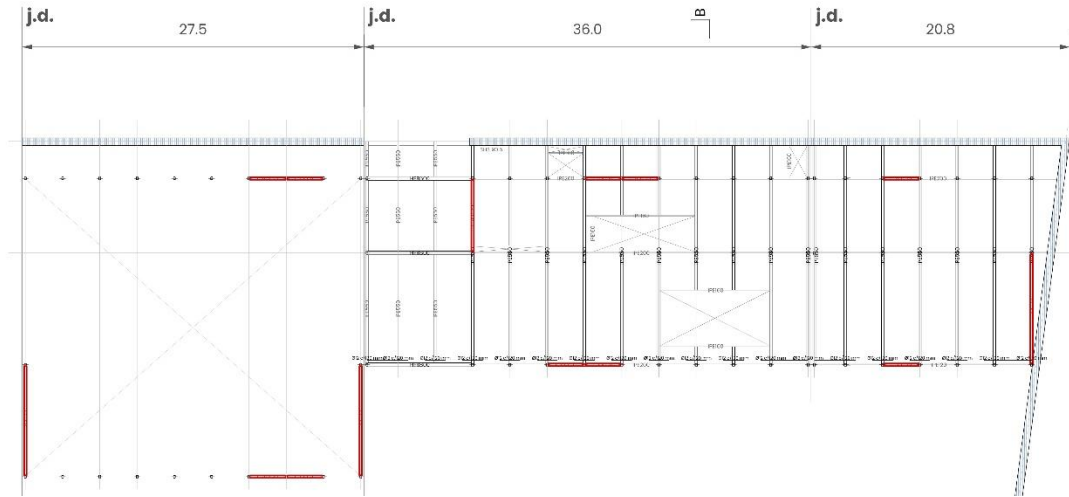


Fig. 7. Disposición de arriostramientos (en rojo)

Se toma como ejemplo el arriostramiento horizontal de la fachada oeste del edificio norte. La carga de viento anteriormente calculada tiene un valor de $0,28 \text{ kN/m}^2$. Sabiendo que la carga de viento se aplica a toda la fachada (en este caso oeste), el valor de la carga puntual de viento será:

$$W = q_w \cdot \frac{h}{2} \cdot a = 0,28 \cdot \frac{8}{2} \cdot 27 = 30,24 \text{ kN}$$

Teniendo en cuenta la geometría del tirante, el ángulo formado es de 43° (muy próximo al óptimo de 45°). Por geometría, se obtiene que el axil del tirante T resulta:

$$T = \frac{W}{\cos \alpha} = \frac{30,24}{\cos 43} = 41,35 \text{ kN}$$

Al igual que para el dimensionado de los perfiles de las cerchas, el área de la sección es:

$$A = \frac{T}{\sigma} = 157,82 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{L } \mathbf{30.3}$$

De nuevo, tras la comprobación a pandeo con la hoja de cálculo y sabiendo que la deformación límite (según CTE) es de $1/500$, el perfil final resultante es **L 200.20**.

4.5. Cimentaciones

Para el cálculo de las cimentaciones se ha consultado el DBSE C (cimientos).

Tras consultar el mapa geotécnico de la ciudad de Toledo y tratarse de un terreno de gravas poligénicas, arenas y lutitas (granular), se puede clasificar el suelo como grueso de gravas medias, según la tabla D.1. del DBSE C. De manera orientativa para el cálculo de la cimentación la tabla D.25. nos indica que la presión admisible del terreno es entre $0,2\text{-}0,6 \text{ MPa}$. Utilizaremos un valor intermedio de $0,4 \text{ MPa}$.

Sabiendo por un estudio geotécnico cercano que el firme se encuentra a 6 m de profundidad y dada la cercanía tanto del río Tajo como de edificios preexistentes al proyecto, se considera que la cimentación por pilotes es la más adecuada para el mismo. De entre todos los tipos de pilotes, con la ayuda de la tabla 5.1. (valores para el tope estructural) se opta por un tipo de pilote hincado.

Suponemos que la longitud del pilote es en este caso igual a la longitud de empotramiento en el terreno. La carga que va a soportar cada encepado de pilotes es igual a la carga de cada pilar, $623,7 \text{ kN}$. Al no ser una carga excesivamente grande, suponemos el pilote de diámetro mínimo de 45 cm . Al mismo tiempo, la carga tope de cada pilar será:

$$Q_{\text{tope}} = \sigma \cdot A = 5000 \cdot \frac{\pi \cdot 0,45^2}{4} = 795,22 \text{ kN}$$

Para obtener el número de pilotes se divide la carga de cada pilar entre esta carga tope. Dado que con un único pilote es suficiente, será necesaria la disposición de vigas riostras en las dos direcciones del encepado. La carga admisible de cada pilote es la mitad de la carga que soporta el pilar, con un valor de 625,73 kN.

Una vez obtenidos estos datos de partida, se procede a calcular la resistencia de cada una de las capas del terreno.

a. Rellenos

Suponemos una resistencia de 18 kN/m² y un ángulo de rozamiento interno de 22°. Se sabe además que la profundidad de esta capa es de 6 m. Se calcula la presión vertical efectiva como:

$$\sigma'_v = 18 \cdot 6 = 108$$

Y la resistencia unitaria por fuste como (los valores de todos los coeficientes se encuentran en el punto F.2. de cálculo de cimentaciones profundas del DBSE C):

$$\tau_f = \sigma'_v \cdot k_f \cdot f \cdot \text{tg}\theta = 39,27$$

Lo que resulta en una resistencia de los rellenos de (siendo P el perímetro del pilote):

$$R_f = \tau_f \cdot P \cdot h = 333,11 \text{ kN}$$

b. Fuste

Suponemos una resistencia de 21 kN/m² y un ángulo de rozamiento interno de 25°. Se desconoce la profundidad de la capa, que se toma como incógnita. Se calcula la presión vertical efectiva:

$$\sigma'_v = 8 \cdot 21 = 168$$

La resistencia unitaria del fuste:

$$\tau_f = \sigma'_v \cdot k_f \cdot f \cdot \text{tg}\theta = 70,51$$

Lo que resulta en una resistencia total del fuste de (siendo h la incógnita de la profundidad del pilote):

$$R_f = \tau_f \cdot P \cdot h = 99,68h \text{ kN}$$

c. Punta

Se obtiene directamente la resistencia unitaria de la punta mediante la expresión:

$$q_p = f_p \cdot \sigma'_{vp} \cdot N_q$$

Donde N_q es:

$$N_q = \frac{1 + \text{sen}\theta}{1 - \text{sen}\theta} \cdot e^{\pi \cdot \text{tg}\theta}$$

Por tanto:

$$q_p = f_p \cdot \sigma'_{vp} \cdot N_q = 5373,72 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Lo que resulta en una resistencia de la punta de:

$$R_p = q_p \cdot A_p = 854,65 \text{ kN}$$

La carga de hundimiento Q_h es el triple de la carga admisible. En este caso no se toma el dato de la carga admisible del pilote sino del pilar, ya que esta Q_{adm} inicial es demasiado pequeña (solo es necesario un pilote por encepado). Esta carga de hundimiento se iguala a la suma de todas las resistencias del pilote, obteniendo así la profundidad del mismo.

$$Q_h = 3 \cdot Q = 1871,1 \text{ kN} = R_{rellenos} + R_{fuste} + R_{punta} \rightarrow 1871,1 = 333,11 + 99,68h + 854,65 \rightarrow h = 6,92 \text{ m}$$

d. Encepado

Como los pilotes son aislados se opta por hacer un encepado de 50x50 cm y de altura 80 cm. Siguiendo el método de bielas y tirantes y sabiendo que la tensión del armado es igual a su área por la capacidad resistente del acero, se obtiene el área de acero necesaria en el encepado.

$$T_d = \frac{N_d \cdot (v + 0,25a)}{0,85D} = A_s \cdot f_{yd} \rightarrow A_s = 4.485,93 \text{ mm}^2 \rightarrow 15 \text{ redondos } \varnothing 20 \text{ c/33 mm}$$

La longitud de anclaje, sabiendo que el armado se encuentra en posición I (perpendicular), se calcula con un factor m, determinado por la tabla 49.5.1.2.a del código estructural, cuyo valor es 1,2.

$$l_{bI} = m \varnothing^2 \leq \frac{f_{yk}}{20} \varnothing = 384 \text{ mm}$$

En cuanto a la armadura longitudinal, la capacidad resistente es como mínimo del 10% de la armadura principal. Por tanto, el área necesaria es de 448,59 mm². Se necesitan 2 redondos del $\varnothing 20$ cada 250 mm.

Las armaduras horizontal y vertical que atan la principal y la longitudinal suponen un 80% de la cara a la que afecta la armadura, y al mismo tiempo un 4% de esta. Así, ambas caras que tienen unas dimensiones de 50x80 cm (con un área de 4.000 mm²), el área de armado necesaria es de 160 mm². Para la armadura vertical se necesitan 4 redondos del $\varnothing 8$ cada 125 mm y para la horizontal 4 redondos del $\varnothing 8$ cada 200 mm.

En el caso de los encepados de dos pilotes (debido a la junta de dilatación sobre rasante), las medidas del encepado son distintas. Al tener pilotes de $\varnothing 45$ cm y siendo la distancia mínima entre ellos 3 diámetros, el encepado tiene unas dimensiones de 1,85x0,50x0,80 m. El armado principal del encepado es en este caso:

$$T_d = \frac{N_d \cdot (v + 0,25a)}{0,85D} = A_s \cdot f_{yd} \rightarrow A_s = 28.525,93 \text{ mm}^2 \rightarrow 90 \text{ redondos } \varnothing 20 \text{ c/5,5 mm}$$

La armadura longitudinal tiene un área de 2.852,59 mm², por lo que se necesitan 10 redondos del $\varnothing 20$ cada 185 mm. Las armaduras horizontal y vertical de la cara pequeña tienen las mismas características que las del encepado de 1 pilote (2 redondos del $\varnothing 10$ cada 250 mm en vertical y 2 redondos del $\varnothing 10$ cada 400 mm en horizontal). En la cara grande, de un área de 148.000 mm², se necesitan 5920 mm² de acero. Así, se establecen 19 redondos del $\varnothing 20$ cada 42 mm en horizontal y 19 redondos del $\varnothing 20$ cada 97 mm en vertical.

e. Vigas de atado

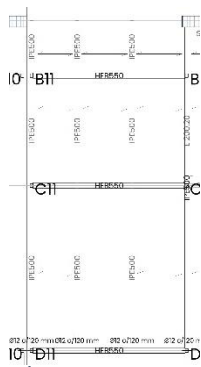
Según el apartado 9.8.3 del anejo 19 del Código estructural, el armado mínimo de las vigas de atado, colocadas en las dos direcciones de los pilotes, es de mínimo $\varnothing 12$. El ancho de estas vigas será $L/20$ (en el caso del proyecto 15 cm para la luz de 3 m y 45 cm para el resto) y de canto $L/12$ (25 cm para la luz de 3 m y 80 cm para el resto).

4.6. Forjados

4.6.1. Vigas y correas parte central

Las cargas que afectan a la parte central y derecha del edificio son las siguientes.

Edificio 11 - talleres+trabajo		Valor caracte- rístico	Coef. Seg.	Valor cálculo	Coef. Simulta- neidad			Coef. Re- ducción	ELU	ELS	
Cargas per- manentes (G)	Forja- dos Chapa	2	1,35	2,7	ψ0	ψ1	ψ2	-	-	Corta durac., re- versibles	Larga durac.
	Cerramientos	5	1,35	6,75	-	-	-	-	-		
	Solados	1	1,35	1,35	-	-	-	-	-		
	Cubierta	1	1,35	1,35	-	-	-	-	-		
	Total perma- nentes	9	-	12,15	-	-	-	-	-		
Cargas va- riables (Q)	Uso C1	3	1,5	4,5	0,7	0,7	0,6	1	17,20	11,10	
	G1	1	1,5	1,5	0	0	0	1	16,80	10,80	
	Viento	0,32	1,5	0,49	0,6	0,5	0	-	16,05	10,96	
	Nieve	0,35	1,5	0,525	0,5	0,2	0	-	16,12	10,87	10,80



La parte central de la estructura cuenta con una serie de vigas horizontales con una luz de 9 m. El mayor ancho tributario de estas vigas es de 7,5 m, con el que se ha decidido predimensionar. Teniendo una carga algo menor que la original (al no existir ya uno de los usos), de 126 kN/m, se emplea el mismo método que para el cálculo de las correas de la cercha para dimensionar estas vigas.

$$M = \frac{q \cdot L^2}{8} = 1275,75 \text{ mkN}$$

$$W = \frac{M}{\sigma} = 4869,27 \text{ cm}^3 \rightarrow \text{HEB 550}$$

Fig. 8. Esquema parte central

En cuanto a las correas, se deciden calcular como una viga continua. La distribución de momentos en, ese caso, la siguiente:

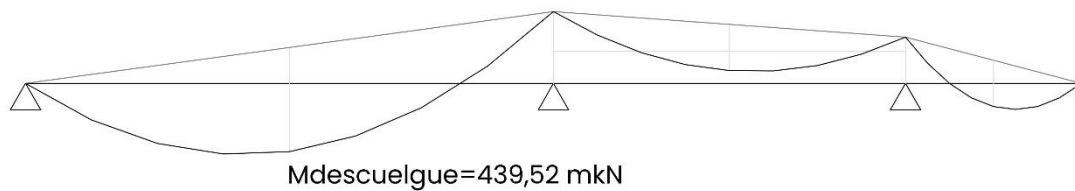


Fig. 9. Diagrama de momentos correas

Se dimensiona en función al momento mayor, con una luz de 9 m. Sabiendo el momento de su parte central se puede obtener el módulo de resistencia y el perfil resultante.

$$W = \frac{M}{\sigma} = 1677,54 \text{ cm}^3 \rightarrow \text{IPE 500}$$

4.6.2. Correos y vigas forjado chapa colaborante

La parte derecha del edificio se divide en dos plantas. Buscando la mayor ligereza posible, se opta por un forjado de chapa colaborante. El esquema estructural de las vigas y correas que soportan este forjado es el siguiente.

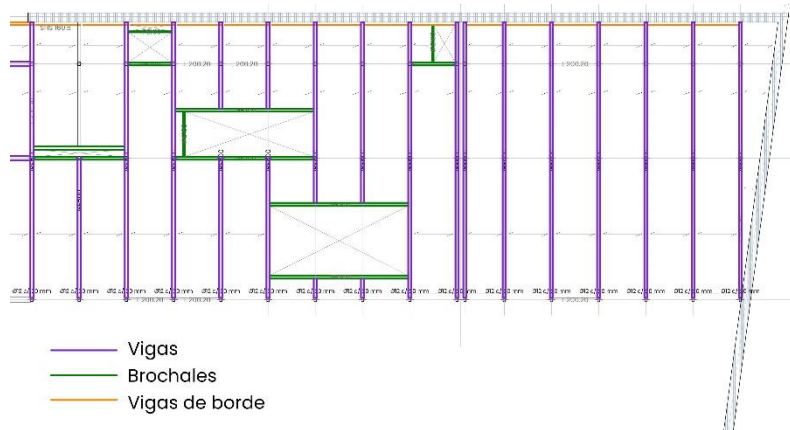


Fig. 10. Esquema estructural forjado

Vigas

Teniendo la misma carga que las correas del apartado anterior, sus dimensiones serán las mismas con perfiles **IPE 500**.

Brochales

En este caso, la carga que soportan los brochales (debido al ancho tributario) es menor, de valor 16,64 kN/m. Se procede a predimensionar de la misma manera.

$$M = \frac{q \cdot L^2}{8} = 30,70 \text{ mkN}$$

$$W = \frac{M}{\sigma} = 117,18 \text{ cm}^3 \rightarrow \text{IPE 160}$$

Vigas de borde

Como remate del voladizo se decide disponer de una viga de borde que ate todas las vigas entre sí. Para facilitar el montaje, se opta por unos tubos cuadrados SHS. La carga es la misma que la de las correas previamente calculadas, de 126 mkN. Por tanto, solo es necesario cambiar el tipo de perfil. Acudiendo a un catálogo, el perfil obtenido es un **SHS 160.6**.

4.6.3. Forjado de chapa colaborante

Para dimensionar el forjado, sabiendo que la luz entre chapas será de 3 metros, se decide que por esbeltez (y carga a soportar) será de 21 cm.

El momento que aguantan las vigas en este caso será

$$M = \frac{q \cdot L^2}{8} = 84,25 \text{ mkN}$$

A continuación, se calcula la resistencia del forjado M_{Rd} , su brazo de palanca z y el ancho de compresión del hormigón x_c , sabiendo que la capacidad de compresión y tracción debe ser la misma.

$$b_c \cdot x_c \cdot f_{cd} = A_p \cdot f_{yd} \rightarrow x_c = 70,19 \text{ mm}$$

Y, por tanto, su brazo de palanca es:

$$z = 70 \text{ mm}$$

Con estos datos se calcula el momento M_{Rd} y se comprueba si cumple con el momento previamente obtenido.

$$M_{Rd} = A_p \cdot f_{yd} \cdot z = 245,33 \text{ mkN} \rightarrow \text{cumple}$$

A partir del momento y la carga que soporta el forjado se escoge la chapa colaborante del forjado, del catálogo de INCOPERFIL.

Canto del forjado (cm)	Luz Libre entre apoyos (m)														1,20 mm	
	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8	3,0	3,2	3,4	3,6	3,8	4,0	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0
12	1555	1398	1267	1156	1061	979	907	815	647	507	396	307	236	178	131	91
13	1641	1474	1335	1217	1116	1029	952	885	825	671	530	417	327	253	192	142
14	1950	1753	1588	1449	1330	1226	1136	1056	957	843	686	545	432	339	263	200
15	2036	1829	1657	1511	1386	1278	1183	1100	1025	934	827	695	557	444	351	275
16	2110	1894	1714	1562	1431	1318	1219	1132	1054	985	898	797	699	563	450	357
17	2289	2055	1861	1696	1555	1432	1325	1231	1147	1072	979	870	775	692	571	460
18	2358	2116	1914	1743	1596	1469	1358	1260	1173	1095	1024	931	829	739	660	568
19	2439	2188	1978	1801	1649	1518	1403	1301	1211	1130	1057	991	895	799	715	640
20	2504	2244	2028	1844	1687	1551	1432	1327	1234	1150	1075	1007	945	846	755	676
21	2569	2301	2077	1888	1726	1586	1463	1355	1258	1172	1094	1024	960	894	798	713

Consultar con el Dpto. Técnico Apuntalamiento en centro de vano

Fig. 11. Catálogo de chapa colaborante. Carga soportada

También se facilita el dimensionado de la armadura de reparto y los negativos necesarios.

Díametro de las armaduras de negativo (mm)*										
Esesor	Canto del Forjado (cm)									
	12	13	14	15	16	17	18	18	20	21
0,75	8	8	10	10	12	12	12	12	12	12
1	10	10	12	12	12	12	12	12	12	12
1,2	10	10	12	12	12	12	12	12	12	12

*Separación entre redondos 210 mm. Únicamente para forjados de 2 o más vanos

Armadura de Reparto (mm)										
Canto del Forjado (cm)										
12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	
150x150x5			150x150x6				100x100x6			

Fig. 12. Catálogo de chapa colaborante. Negativos y armadura de reparto

Pernos conectores

Resistencia al corte del conector CTF en chapa ondulada

En caso de que el conector esté colocado en una garganta de una chapa ondulada transversal a la viga, la resistencia del conector depende de la clase de hormigón, de la geometría de las ondulaciones y de la altura del conector. La resistencia se calcula como producto de un factor de reducción K_t y de una resistencia de referencia P_c .

$$P_{ct} = K_t \times P_c$$

$$K_t = \frac{0,7}{\sqrt{h_p}} \cdot \frac{b_c}{h_p} \left[\frac{h_c}{h_p} - 1 \right] \leq 1$$

Donde:
 n_c número de conectores por garganta (en los cálculos: ≤ 2)
 b_c anchura media de la garganta
 h_c altura conector
 h_p altura de la ondulación ($h_p < 85$ mm, ed $h_p < b_c$)
 $P_c = 33,4$ kN (con clase hormigón C30/37).

Ejemplo de aplicación de la fórmula para la resistencia al corte del conector con chapa ondulada.

Tipo	Ejemplo	Conector	Resistencia de proyecto P_{ct}	Compartimento conector
Losca en chapa ondulada H - Bond 55 1 conector por garganta		CTF090	20,9 kN	Ductil
		CTF105	28,4 kN	Ductil
		CTF125	28,4 kN	Ductil

Los mejores resultados se obtienen eligiendo los conectores más altos posibles.
 En caso de que sea necesario utilizar más de un conector CTF por nervadura es conveniente elegir los conectores DIAPASION.

Las resistencias indicadas se refieren a la aplicación con hormigón de clase C30/37. Consulte el Documento de Idoneidad Técnica Europeo ETA-18/0447 para ver la indicación completa de la resistencia en todos los tipos de aplicación o utilice el software Technaria.

Fig. 13. Catálogo de pernos conectores

PERNOS CONECTORES

Fp	kt	nr	bo	hsc	hp	P0	PRd	nconectores
18,51	0,61	2,00	110,00	125,00	70,00	33,40	20,41	1
PERNO	CTF125							por cada bc=3m

Por tanto, se dispondrá de un conector de 125 mm de altura cada 1 m en el forjado.

4.7. Deformaciones

Es necesario calcular las deformaciones en todos los montantes de la cercha, para comprobar si la flecha es admisible. Según las cargas virtuales:

$$1^* v = \frac{\sum N^* \cdot N \cdot L}{E \cdot A}$$

Con ayuda de una hoja de cálculo se obtienen las deformaciones de las dos cerchas.

	valor carga virtual	Ra	Rb	M	N*	N	L	z	E	A	v (mm)	δ pre- vista 1/400
CERCHA 1	1	1	0	0	0	39,95	24	4	210	9400	0,000	60
	1	0,875	0,125	2,625	0,65625	78,89	24	4	210	9400	0,629	
	1	0,75	0,25	4,5	1,125	78,89	24	4	210	9400	1,079	
	1	0,625	0,375	5,625	1,40625	78,89	24	4	210	9400	1,349	
	1	0,5	0,5	6	1,5	78,89	24	4	210	9400	1,439	
	1	0,375	0,625	5,625	1,40625	78,89	24	4	210	9400	1,349	
	1	0,25	0,75	4,5	1,125	78,89	24	4	210	9400	1,079	
	1	0,125	0,875	2,625	0,65625	78,89	24	4	210	9400	0,629	
	1	0	1	0	0	78,89	24	4	210	9400	0,000	
	1	-0,125	1,125	3	0,75	39,95	3	4	210	9400	0,046	

	valor carga virtual	Ra	Rb	M	N*	N	L	z	E	A	v (mm)	δ pre- vista 1/400
CERCHA 2	1	0	1	0	0	39,95	15	4	210	8120	0,000	37,5
	1	0,8	0,2	2,4	0,6	78,89	15	4	210	8120	0,416	
	1	0,6	0,4	3,6	0,9	78,89	15	4	210	8120	0,625	
	1	0,4	0,6	3,6	0,9	78,89	15	4	210	8120	0,625	
	1	0,2	0,8	2,4	0,6	78,89	15	4	210	8120	0,416	
	1	0	1	0	0	78,89	15	4	210	8120	0,000	
	1	-0,2	1,2	3	0,75	39,95	3	4	210	8120	0,053	

Se comprueba, por tanto, que las deformaciones de la cercha están dentro de lo admisible.

4.8. Uniones

Las separaciones (p) y distancias a bordes interiores (m) y exteriores (c) mínimas se definen a continuación:

	M12	M16	M20	M22	M24	M27	Observaciones
p	29	40	49	53	58	66	2,2.d.
p ₀	32	44	53	58	63	72	2,4.d.
c(m)	16	22	27	29	32	36	1,2.d.

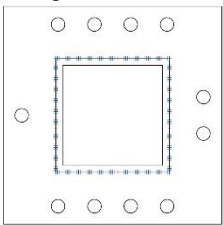
	M12	M16	M20	M22	M24	M27	Observaciones
p	35	41	47	53	57	65	Variables + 0,05d.
c(m)	18-40	20-40	25-40	28-50	30-50	35-60	= min(2d, 15) + 5

Las cerchas del proyecto se sueldan en taller y son atornilladas a pilares y correas en obra. Teniendo dimensiones de 27 y 18 m de cercha, estas se dividen en 2 partes que se unen mediante uniones atornilladas. El manual de uniones atornilladas pretensadas frontales nos proporciona las características de los distintos tornillos tabulados, desde M12 a M30 (menos utilizado). Al disponer de unas solicitaciones relativamente baja en los nudos de las cerchas, se opta por el tornillo M12, de diámetro nominal 12 mm.

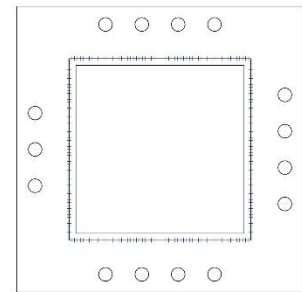


Además, según el siguiente esquema del manual, que determina la distancia entre tornillos y de los tornillos al borde se dimensionan las placas de unión, de 10 mm de espesor.

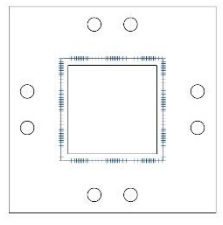
CERCHA 1					
Elemento	N	Perfl	M12 resistencia	n tornillos	Placa
Cordón inferior	545,59	SHS 100.6	60,7	9	192x192x10
Cordón superior	903,60	SHS 160.6	60,7	15	252x252x10
Diagonales	458,48	SHS 90.6	60,7	8	182x182x10



Cordón inferior SHS 100.6
9 tornillos M12
Placa 190x192x10



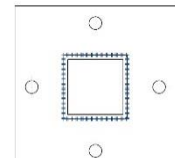
Cordón superior SHS 160.6
15 tornillos M12
Placa 252x252x10



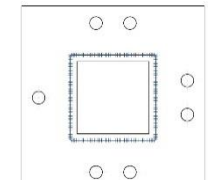
Diagonal SHS 90.6
8 tornillos M12
Placa 182x182x10

Fig. 15. Placas, tornillos y soldaduras. Uniones cercha 1

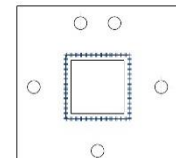
CERCHA 2					
Elemento	N	Perfl	M12 resistencia	n tornillos	Placa
Cordón inferior	202,40	SHS 60.4	60,7	4	152x152x10
Cordón superior	406,87	SHS 80.6	60,7	7	172x172x10
Diagonales	261,86	SHS 60.5	60,7	5	152x152x10



Cordón inferior SHS 60.4
4 tornillos M12
Placa 152x152x10



Cordón superior SHS 80.6
7 tornillos M12
Placa 172x172x10



Diagonal SHS 60.5
5 tornillos M12
Placa 152x152x10

Fig. 16. Placas, tornillos y soldaduras. Uniones cercha 2

En cuanto a la unión del pilar metálico con la cimentación es necesaria una placa con unos pernos de anclaje cuyas dimensiones, según si el encepado soporta 1 o 2 pilares, son las siguientes.

PILOTE-ENCEPADO					
Elemento	N	Perfl	M12 resistencia	n tornillos	Placa
Encepado 1 pilote	625,7	2UPN400	60,7	11	492x312x10
Encepado 2 pilotes	1251	2UPN400	60,7	21	2 492x312x10

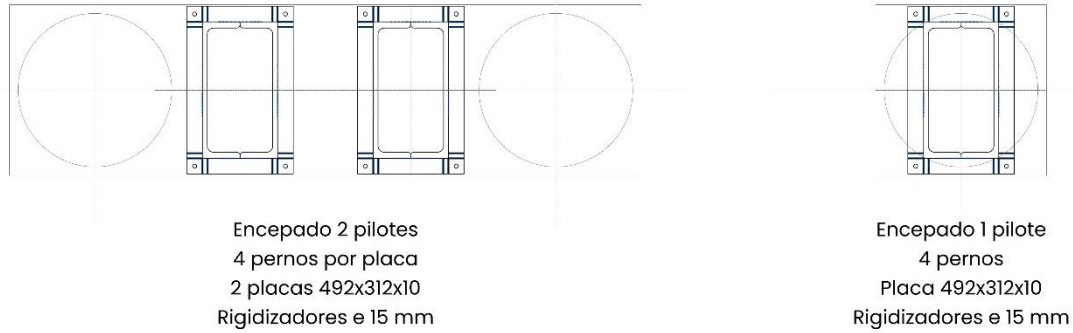


Fig. 17. Placas, tornillos y soldaduras. Uniones de pilar metálico con encepado de pilotes

5. Evacuación de aguas

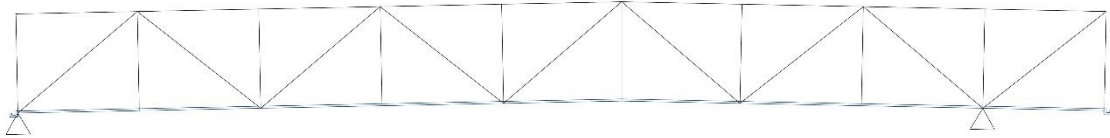
Hay dos maneras de recoger las aguas en el proyecto en función del tipo de cubierta. En primer lugar, está la evacuación en la cubierta de dientes de sierra, donde se disponen una serie de canalones. En segundo lugar, está la cubierta plana, donde el agua se evacuará de manera convencional dividiendo la cubierta en cuarteles y con conductos al interior.

5.1. Cubierta de dientes de sierra

Es necesaria una pendiente del 2% para poder evacuar el agua de la cubierta.

Existen dos soluciones posibles para evacuar: dar pendiente a la estructura o dar pendiente a la envolvente. Por facilidad constructiva se decide esta última. Además, en lugar de tener un canalón continuo se decide dividir en dos aguas la evacuación, ya que al ser de 27 m de largo resultaría en una diferencia de cota demasiado grande.

Solución 1 Estructura con pendiente (2%)



Solución 2 Envolvente con pendiente (2%)

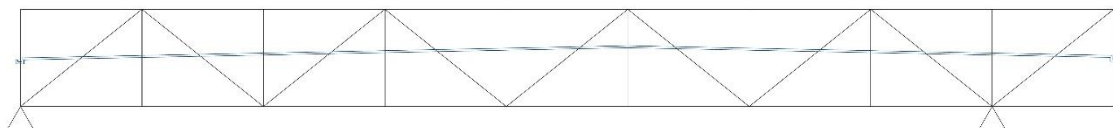


Fig. 18. Soluciones de evacuación de aguas

5.2. Cubierta plana

Debido al limitado tiempo, de la cubierta plana se han obtenido únicamente los cuarteles, de área aproximada 50 m². Su esquema en planta es el siguiente.

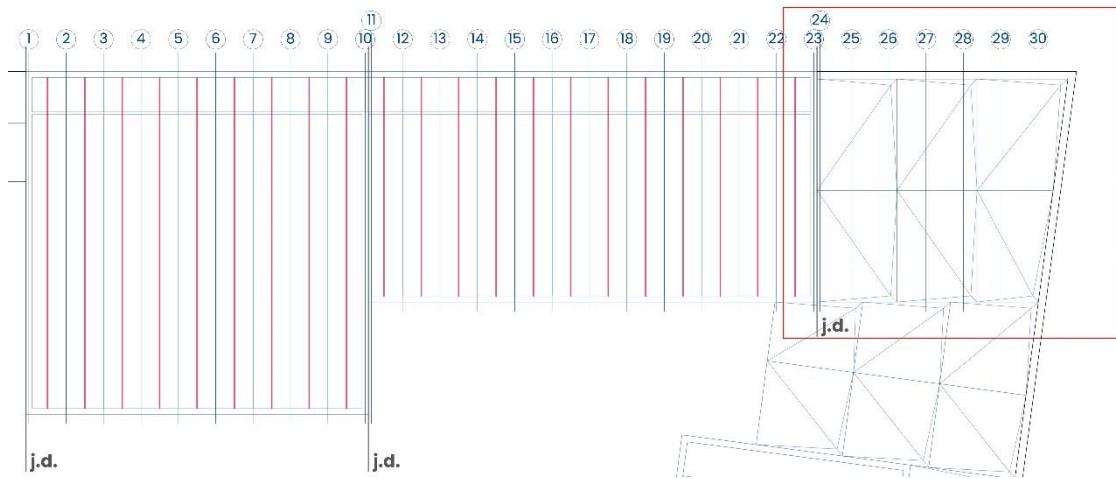


Fig. 19. Esquema de cuarteles de cubierta plana (derecha)

6. Comprobación mediante software (SAP)

Para hacer una comprobación más precisa de todas estas dimensiones, se decide realizar un modelo en el software SAP, mediante el que se comprobará si el predimensionado de todos los elementos es correcto.

Se han hecho 3 modelos independientes, entre cada junta de dilatación. Así, queda un modelo de doble altura y cubierta de dientes de sierra, otro con dos alturas, cubierta de dientes de sierra y una parte central muy cargada, y un tercero con pórticos simples.

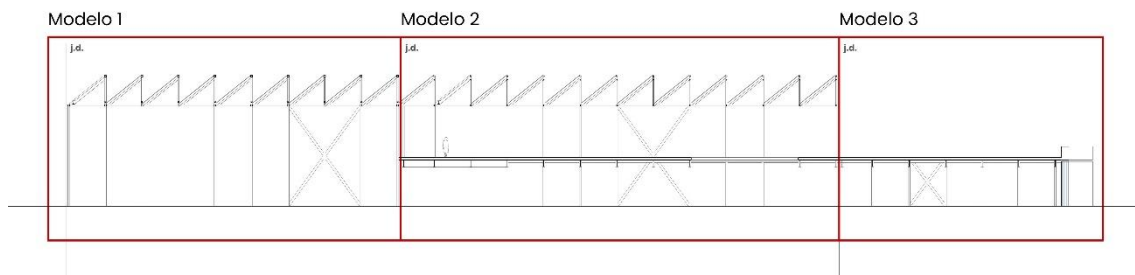


Fig. 20. Modelos de SAP

Los parámetros establecidos en cada uno de los modelos son los mismos que en el cálculo manual. Así, tenemos cargas permanentes (forjados, chapa, solados y cubierta) y variables (uso, viento, nieve y pandeo). Se han dispuesto dos hipótesis de carga: estado límite último (ELU) y estado límite de servicio (ELS).

Cabe destacar que, aunque ha sido posible insertar todos los perfiles con medidas estandarizadas, los pilares 2UPN se han insertado como tubos de 220x164x10 mm al carecer el programa de perfiles UPN unidos.

Además, en los modelos no se han incluido vigas de borde ni brochales, que podrían afectar, así como cargas debido a la temperatura, que podrían afectar al modelo.

Las preferencias de cálculo para todos los modelos han sido las siguientes.

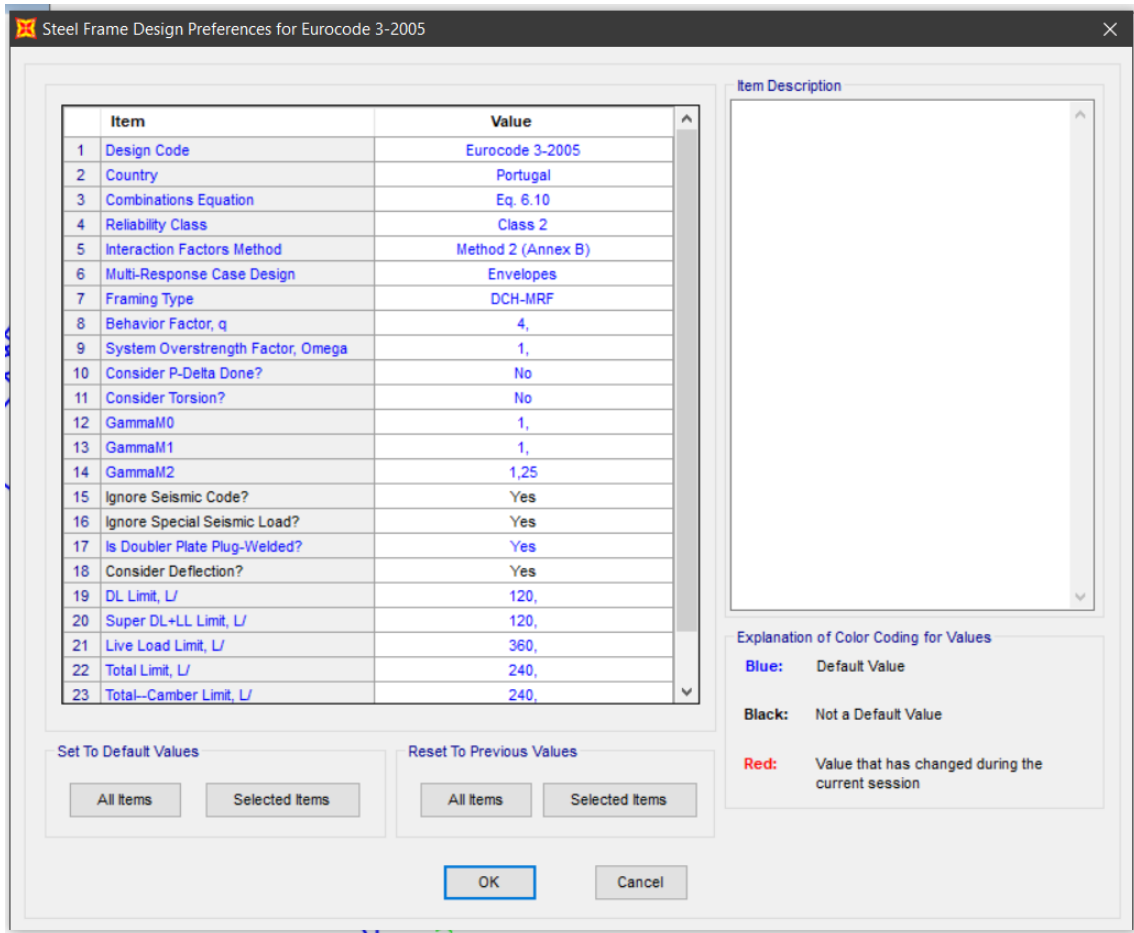


Fig. 21. Preferencias de cálculo de los modelos de SAP

6.1. Modelo 1

El primer modelo está compuesto por un edificio de doble altura con pilares de 8 m. Tiene un único uso C2 (auditorio).

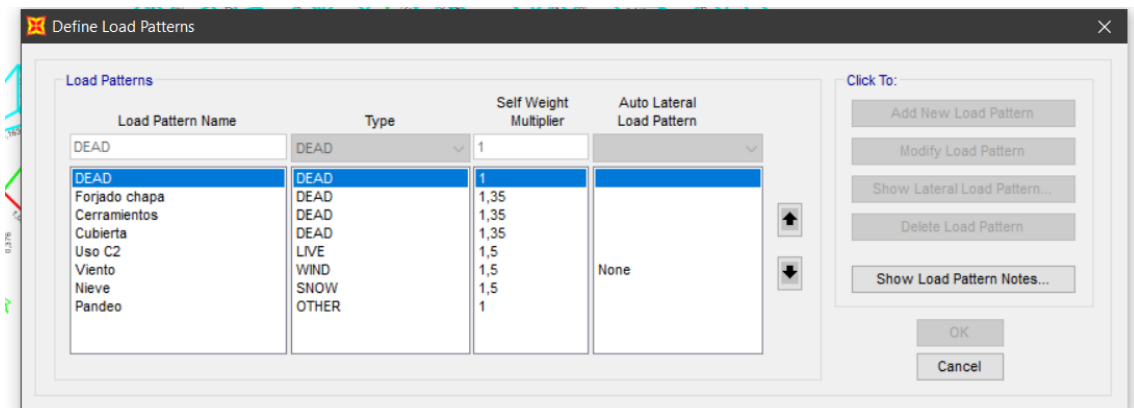


Fig. 22. Cargas del modelo 1 de SAP

El modelo levantado con los perfiles da una deformación demasiado grande, como se puede ver en los pilares.

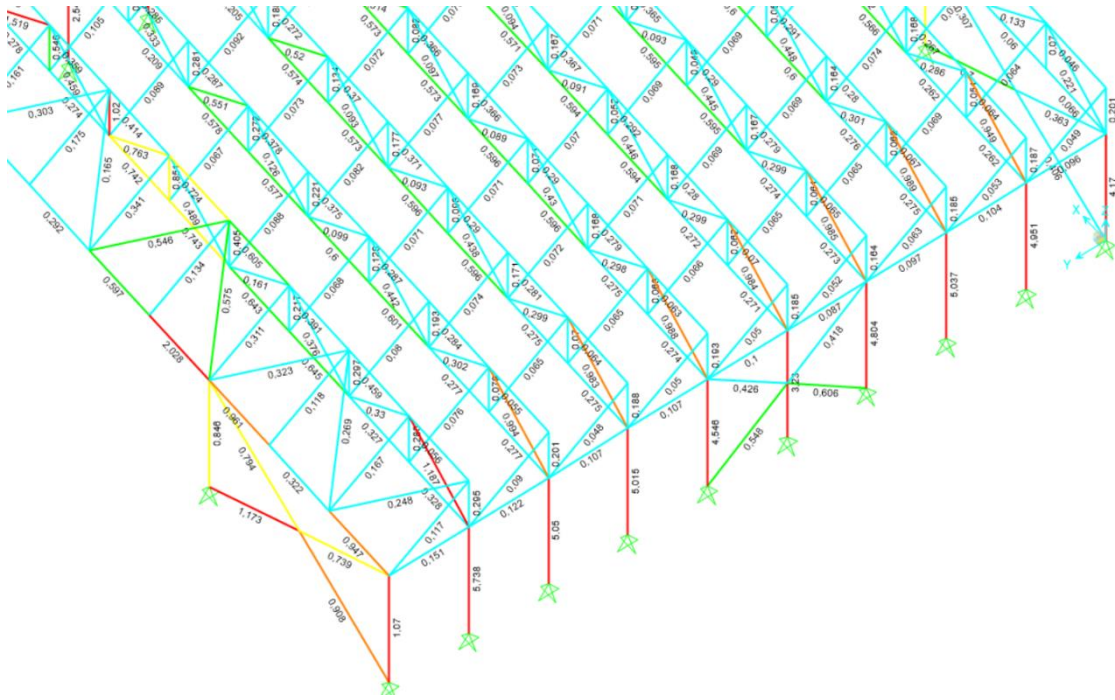


Fig. 23. Fallo de los pilares en SAP

Teniendo en cuenta la deformación tan grande de los pilares, se opta por aumentar el tamaño del pilar hasta que cumpla en el programa. Finalmente, los pilares elegidos son 2UPN400.

Asimismo, al final de taller se plantea cambiar los pilares de perfil 2UPN por HEB, teniendo en cuenta la asimetría de la sección del perfil UPN. En este caso el perfil seleccionado sería HEB240. Por falta de tiempo se decide dejar la sección 2UPN400 inicial.

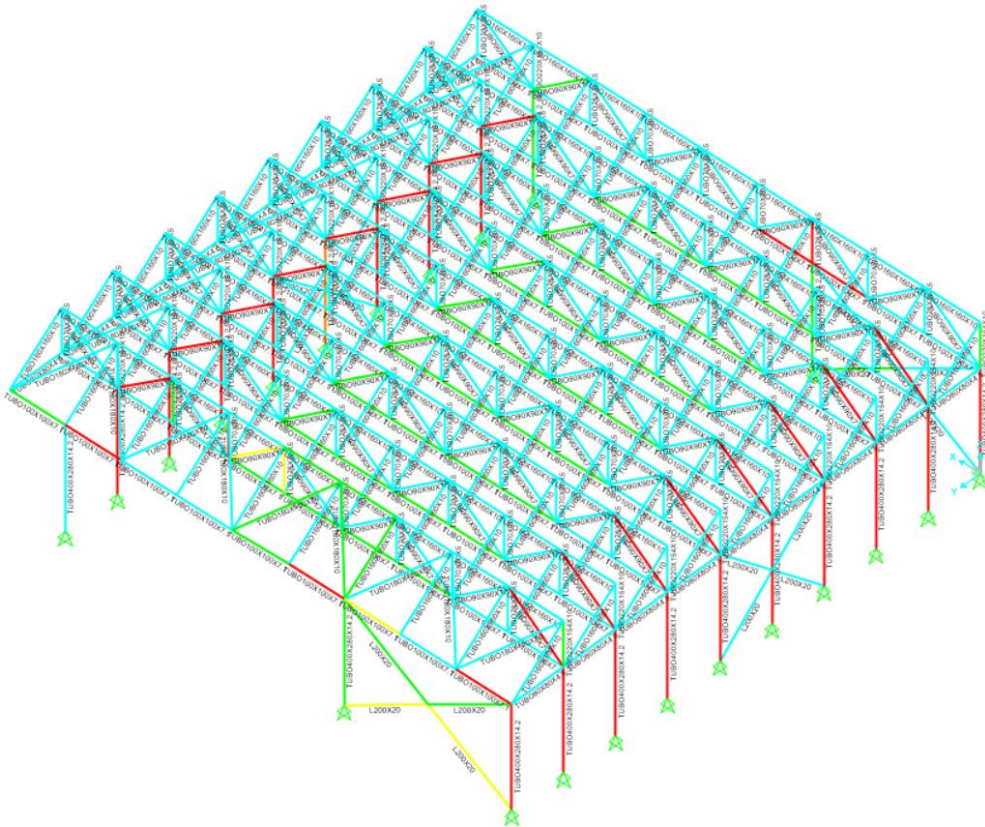


Fig. 24. Modelo 1 de la estructura. Perfiles

Es necesario realizar una comprobación a pandeo del modelo. Como el factor es en este caso mayor que 14 (18,5, según el cálculo en la esquina superior izquierda) el modelo cumple a pandeo.

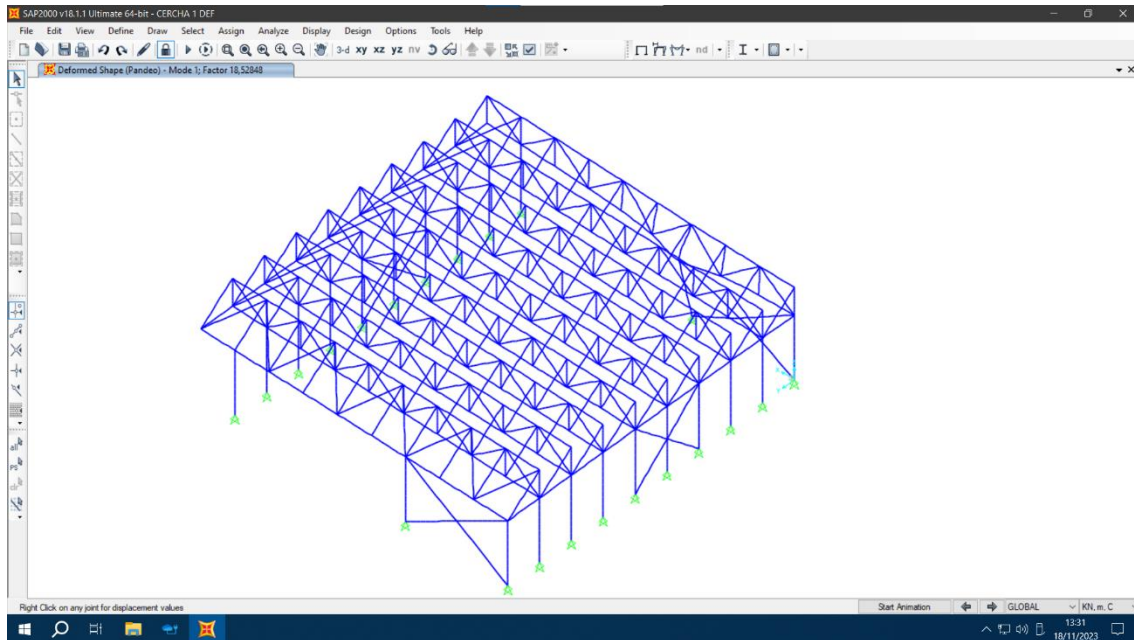


Fig. 25. Deformación del modelo 1 por pandeo

Una vez insertados los perfiles se realiza el cálculo de la estructura para comprobar si cumplen.

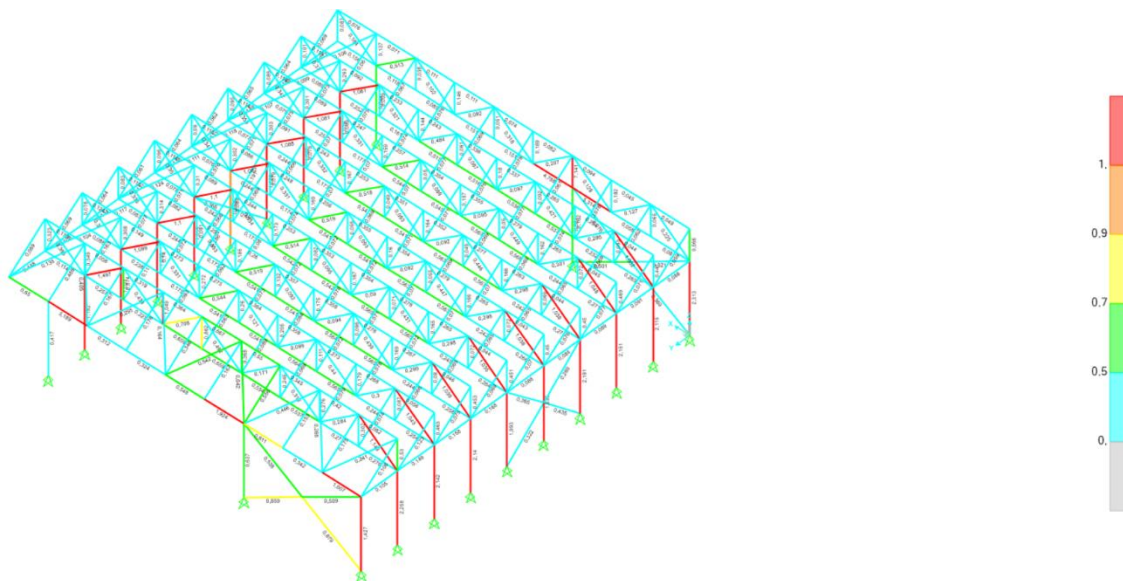


Fig. 26. Cálculo de la estructura. Cumplimiento de la normativa

Se puede ver que algunos de los perfiles dimensionados a mano no cumplen a cálculo según el programa. Sin embargo, al ser ligeramente mayores que uno se considera despreciable y se considera que cumple.

6.2. Modelo 2

La segunda parte de la estructura cuenta con la parte central del edificio, con vigas que soportan gran carga como se vio anteriormente y 2 plantas. Cabe destacar que los resultados en este caso no son del todo precisos ya que no cuenta con el forjado de chapa

colaborante que hace que el conjunto se arriostre y solidarice. Los usos son talleres y espacios de trabajo (C1 y C3).

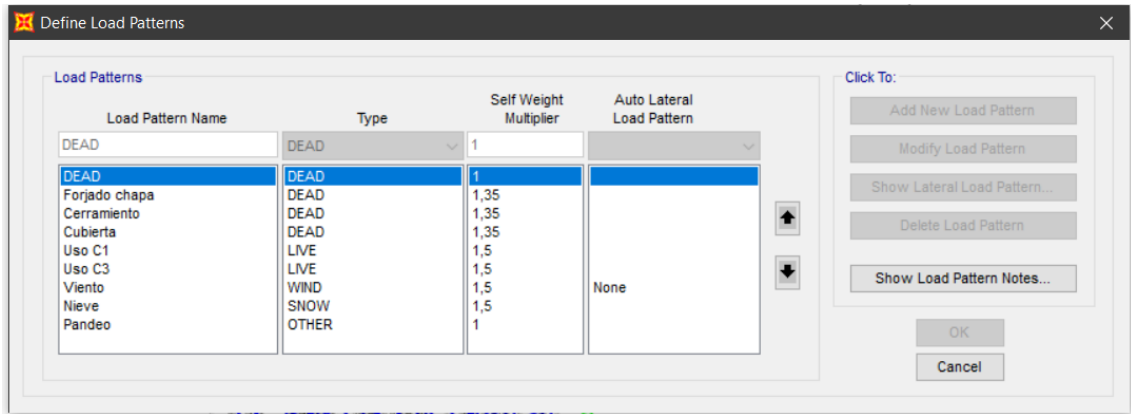


Fig. 27. Cargas del modelo 2 de SAP

El levantamiento del modelo es el siguiente (con los nuevos pilares 2UPN400).

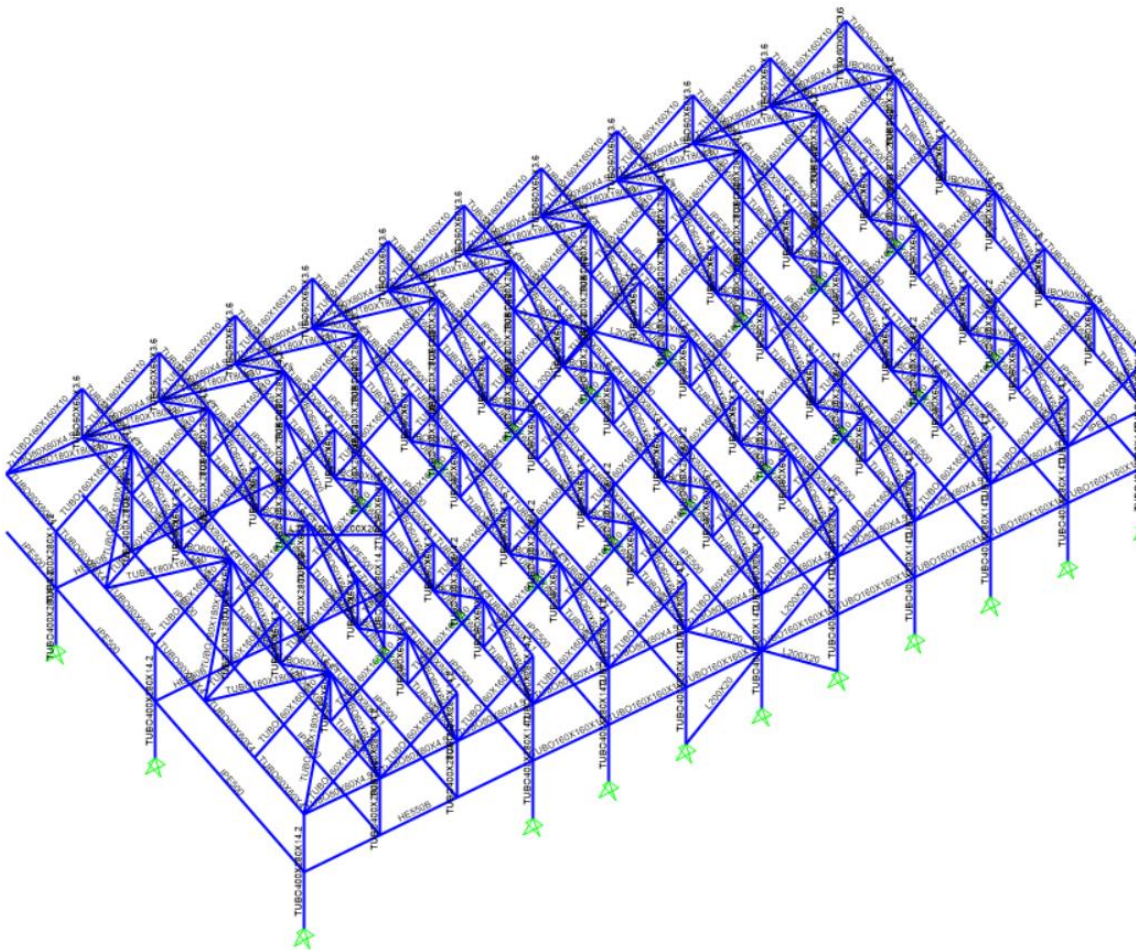


Fig. 28. Modelo 2 de la estructura. Perfiles

Se realiza la comprobación a pandeo.

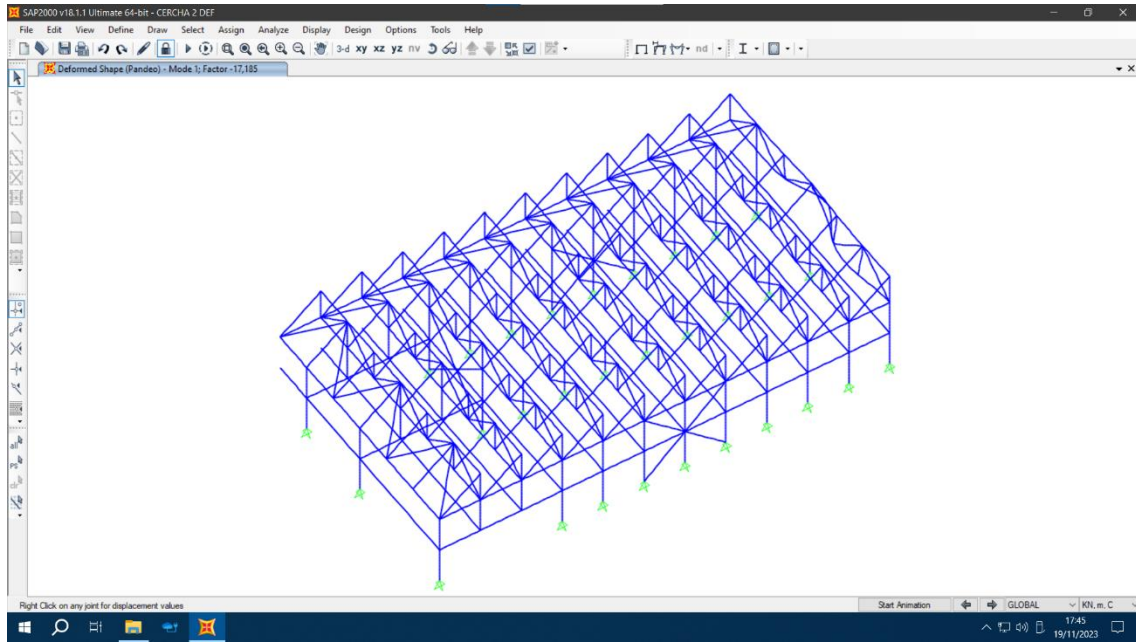


Fig. 29. Deformación del modelo 2 por pandeo

El modelo cumple a pandeo. Por último, se comprueban los perfiles de la estructura.

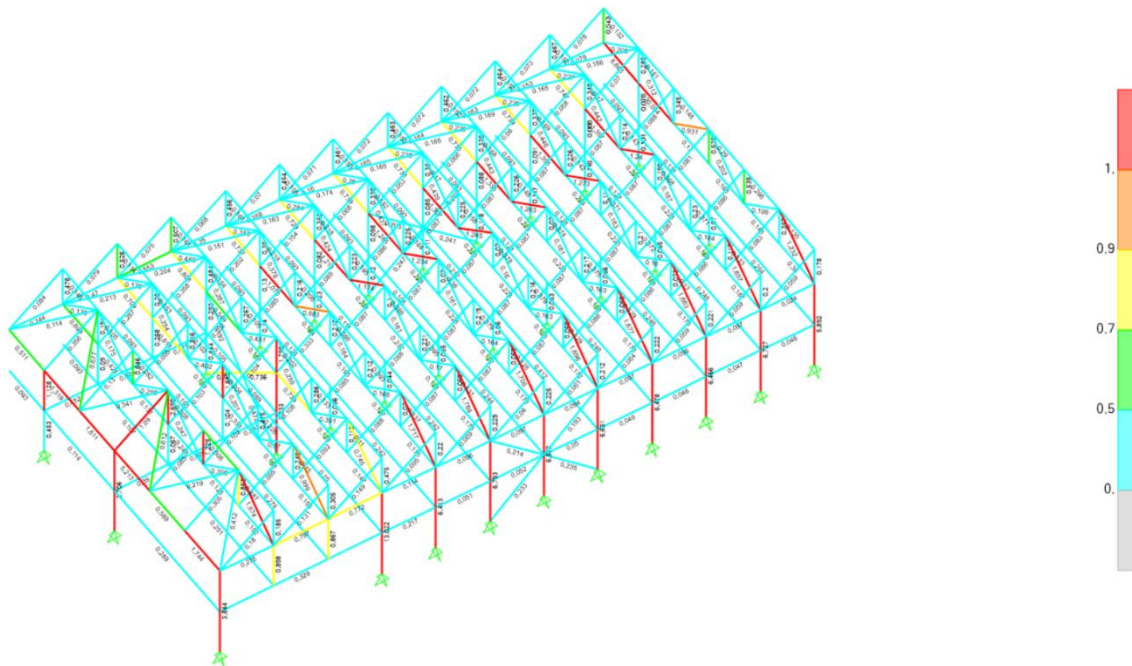


Fig. 30. Cálculo de la estructura. Cumplimiento de la normativa

De nuevo, la diferencia de las deformaciones es tan pequeña que se considera despreciable.

6.3. Modelo 3

La parte derecha del edificio cuenta con una única planta formada por unos pórticos de 9 y 6 m de luz, además del voladizo de 3 m. Los usos son talleres y cubierta plana no transitable (pensada para la ubicación de instalaciones) (C1 y G1).

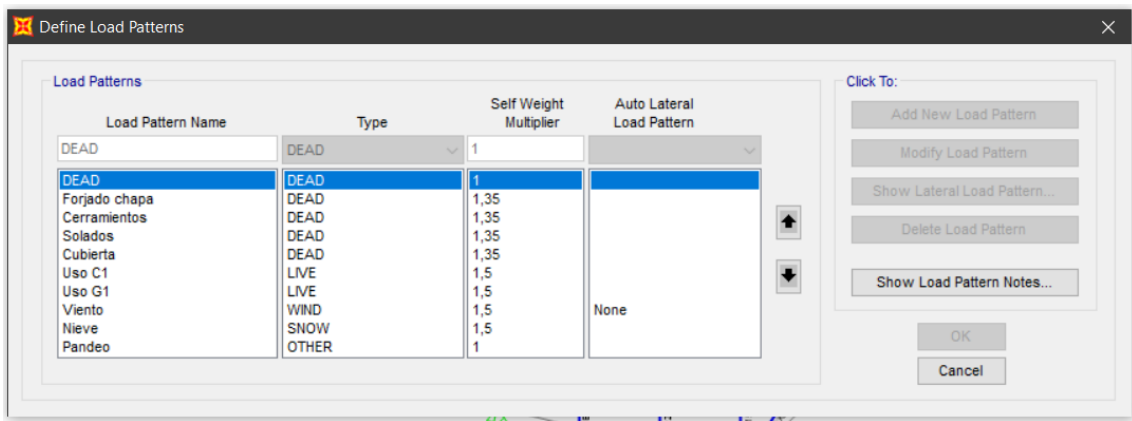


Fig. 31. Cargas del modelo 3 de SAP

El levantamiento del modelo es el siguiente.

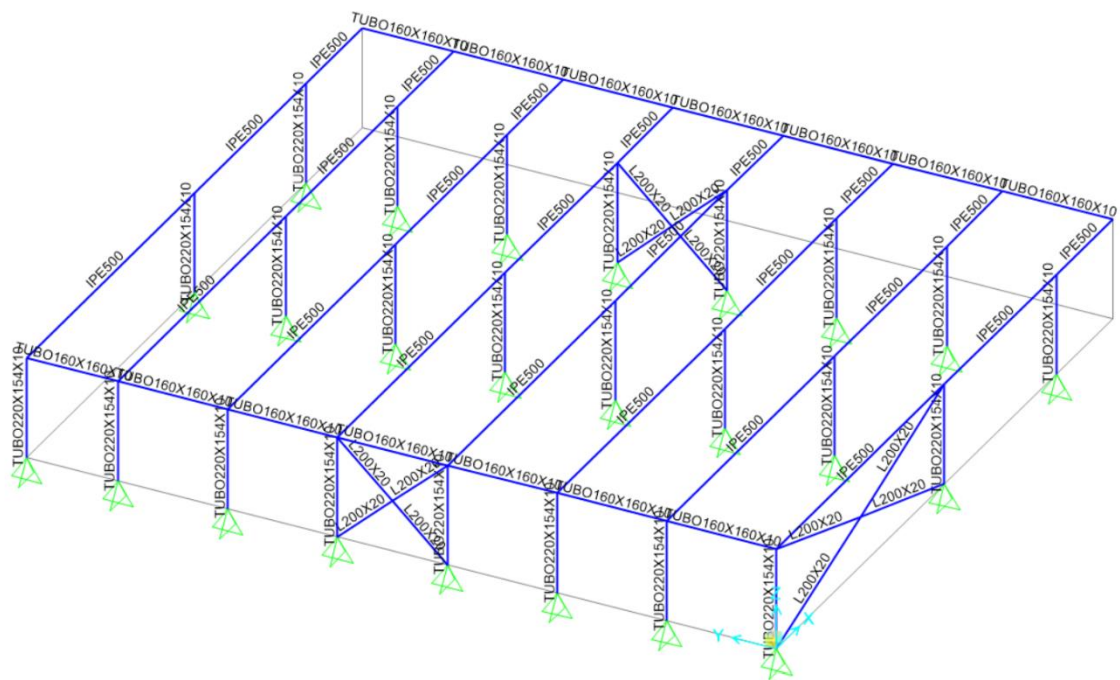


Fig. 32. Modelo 3 de la estructura. Perfiles

Se realiza la comprobación a pandeo.

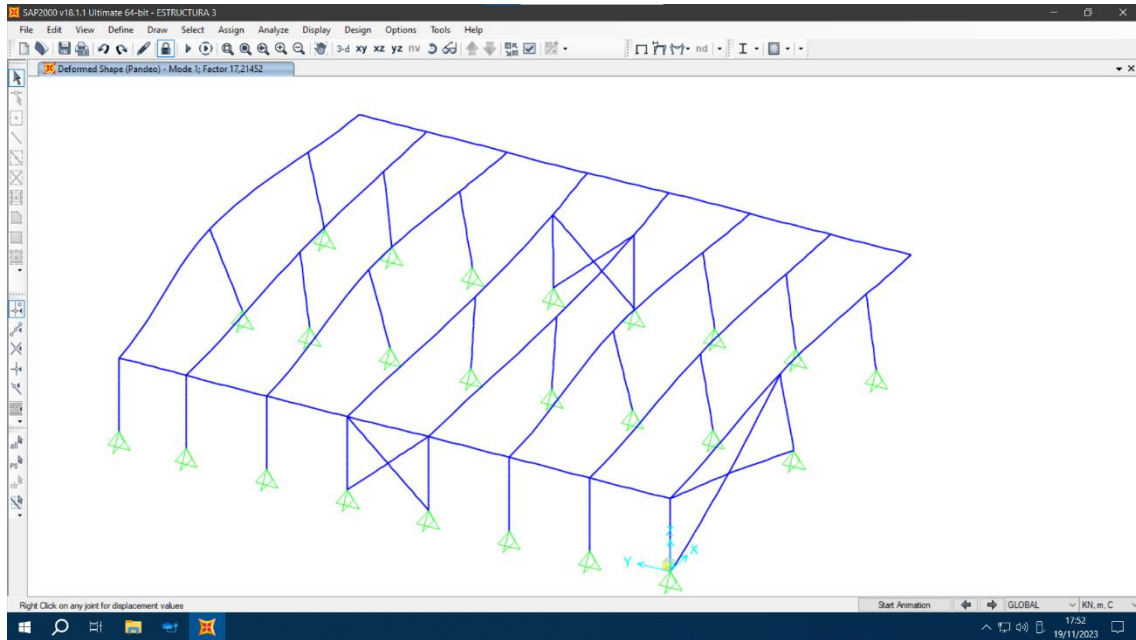


Fig. 33. Deformación del modelo 3 por pandeo

El modelo cumple a pandeo (incluyendo las vigas de borde). Por último, se comprueban los perfiles de la estructura.

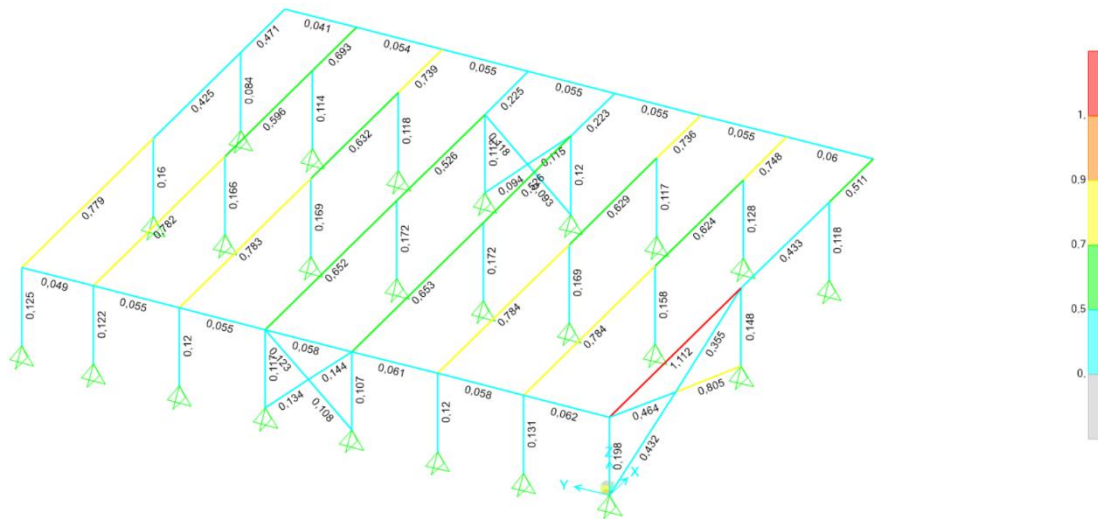


Fig. 34. Cálculo de la estructura. Cumplimiento de la normativa