PROYECTO FIN DE MÁSTER
MUSEO ARQUEOLÓGICO DE VITORIA

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA DE MADRID
MÁSTER EN ESTRUCTURAS DE LA EDIFICACIÓN
ALUMNO: ELISA BERMEJO ARREDONDO
TUTOR: JACINTO RUIZ CARMONA

CURSO:2024/2025

INDICE

1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO Y ANTECEDENTES 6

1.1 LOCALIZACIÓN 6

1.2 PROYECTO 6

1.3 DIMENSIONES Y SUPERFICIES 11

1.4 PLANOS DE ARQUITECTURA 12

1.5 ESTRUCTURA DEL EDIFICIO EN LA ACTUALIDAD 19

1.6 ANÁLISIS DE LA PROBLEMÁTICA DEL EDIFICIO 20

2 ANTECEDENTES GEOTÉCNICOS 22

2.1 AGRESIVIDAD AL HORMIGÓN 23

2.2 NIVEL FREÁTICO 24

2.3 EXCAVACIÓN 24

2.4 CONTENCIÓN 24

2.5 CIMENTACIÓN 25

3 ELECCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL Y DEL MATERIAL 26

3.1.1 SISTEMA ESTRUCTURAL 26

4 ESTRUCTURA PROPUESTA 33

4.1 ESTRUCTURA HORIZONTAL. FORJADOS 34

4.2 ESTRUCTURA VERTICAL. PILARES 34

4.3 CIMENTACIONES Y CONTENCIONES 35

5 NORMATIVA 35

6 MATERIALES 36

6.1 VIDA ÚTIL DE DISEÑO 36

6.2 HORMIGÓN 36

6.2.1 CLASES DE EXPOSICIÓN 36

6.2.2 VALORES LÍMITE RECOMENDADOS PARA LA COMPOSICIÓN Y LAS PROPIEDADES DEL HORMIGÓN 36

6.2.3 PROPIEDADES MECÁNICAS 38
6.2.4 RECUBRIMIENTO 39
6.2.5 CONTROL DE FISURAS 41
6.3 ACERO DE REFUERZO 42
6.3.1 CLASES DE ACERO DE REFUERZO 42
6.4 ACERO ESTRUCTURAL 42
6.4.1 CLASES DE ACERO 42
6.4.2 PARÁMETROS DEL MATERIAL DE ACERO 43
6.5 CONEXIONES 45
6.5.1 CONEXIONES CON PERNOS 45
6.5.2 CONEXIONES SOLDADAS 45
6.6 PERFIL CHAPA COLABORANTE 45
6.7 RESUMEN MATERIALES PROYECTADOS 47
6.7.1 HORMIGÓN ARMADO 47
6.7.2 ACERO ESTRUCTURAL 47
7 ACCIONES SOBRE LA EDIFICACIÓN 48
7.1 CARGAS MUERTAS Y SOBRECARGA 48
7.2 CUMPLIENTO DE NORMA SISMORESISTEN 52
7.3 VIENTO 53
7.4 NIEVE 55
7.5 ACCIONES TÉRMICAS 55
7.6 EMPUJES DEL TERRENO 55
7.7 CUMPLIMIENTO DE NORMATIVA DE PROTECCIÓN FRENTE AL FUEGO 56
8 PROTECCIÓN CONTRA FUEGO 58
8.1 COMPROBACIONES A INCENDIO DEL FORJADO MIXTO: 60
8.2 PROTECCIÓN DEL HORMIGÓN CONTRA FUEGO 65
8.2.1 PILARES 65
8.2.2 MUROS 66
8.2.3 LOSAS 66
8.2.1 VIGAS 67

8.3 PROTECCIÓN DEL ACERO CONTRA FUEGO 68

9 COMBINACIONES DE CARGA 69

9.1 CLASIFICACIÓN DE ACCIONES 69

9.2 COEFICIENTE DE ACCIONES 69

9.2.1 COEFICIENTE PARCIAL DE LAS ACCIONES 69

9.2.2 COEFICIENTE PARCIAL DE COMBINACIÓN 69

9.3 COEFICIENTES PARCIALES DE MATERIALES 70

9.3.1 ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS 70

9.3.2 ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO 70

9.4 COEFICIENTES PARCIALES EN CIMENTACIONES 70

9.5 COMBINACIÓN DE ACCIONES 71

9.5.1 ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS 71

9.5.2 ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO 72

10 CRITERIOS DE DISEÑO DE SERVICIO 77

10.1 DEFLEXIÓN VERTICAL 77

10.2 FLECHAS HORIZONTALES 79

10.3 CONTROL DE FISURAS 79

11 CARGAS APLICADAS AL MODELO 80

11.1 CARGAS GRAVITATORIAS: 80

11.2 CARGAS DE VIENTO: 95

11.3 EMPUJE DEL TERRENO: 105

11.4 TEMPERATURA 106

12 PREDIMENSIONADO 108

12.1 ESTRUCTURA HORIZONTAL 108

12.2 ESTRUCTURA VERTICAL 136

12.3 ESTABILIDAD HORIZONTAL 141

13 DIMENSIONADO 146

13.1 ESTRUCTURA HORIZONTAL MIXTA: 146

13.2 ESTRUCTURA HORIZONTAL HORMIGÓN: 172

13.2.1 PLANTA CERO 172

13.2.2 PLANTA S-1 188

13.3 ESTRUCTURA VERTICAL 198

13.3.1 PILARES METÁLICOS 198

13.3.2 MUROS 201

13.3.3 PILARES DE HORMIGON 204

13.4 ARRIOSTRAMIENTOS 208

13.5 CIMENTACIONES 210

13.6 CONTENCIONES 231

13.6.1 PANTALLA TIPO I 232

13.6.2 PANTALLA TIPO II 253

13.7 ESCALERAS 278

13.7.1 ESCALERAS DE HORMIGÓN 278

13.7.2 ESCALERAS METÁLICAS 286

13.8 UNIONES 289

13.8.1 UNIÓN ARTICULADA CON CHAPA LATERAL DE CORREA A VIGA. 290

13.8.2 UNIÓN ARTICULADA ARRIOSTRAMIENTO. 300

13.8.3 UNIÓN CONTINUIDAD DE PILAR 308

13.8.4 UNIÓN BASA DE PILAR ARTICULADO: 316

13.8.5 UNIÓN BASA PILAR ARTICULADA CON ARRIOSTRAMIENTO. 323

13.8.6 UNIÓN VIGA METÁLICA ARTICULADA A MURO 328

13.8.7 UNIÓN VIGA EMPOTRA A PILAR FRONTAL CON MUÑÓN (VIGAS DE GRAN LONGITUD) 337

13.8.8 UNIÓN VIGA EMPOTRA A PILAR FRONTAL (VIGAS DE MENOR LONGITUD) 342

13.9 ANEJO ESTUDIO GEOTÉCNICO 347

13.10 ANEJO DE CÁLCULO DE CONTENCIONES 347

13.11 ANEJO PLANOS 399

1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO Y ANTECEDENTES

1.1 LOCALIZACIÓN

El edificio se localiza en la ciudad de Vitoria, con dirección en Calle Cuchilleria, 54, Vitoria-Gasteiz (Álava). Situado en un barrio céntrico de la ciudad, en el borde de una manzana residencial, de tal forma que se puede observar desde las tres calles colindantes. La entrada principal al edificio se localiza en la calle Cuchillería.
La altitud sobre el nivel del mar es de 525 m.

Figura 1. Zona de actuación

1.2 PROYECTO

Uso	Museo Arqueológico
Arquitecto	Francisco Mangado
Año de construcción	2004-2009
Área construida	6000 m2

Tabla 1. Datos del edificio.

Figura 2. Palacio Bendaña

Contexto:

El edificio que se va a estudiar en este documento se encuentra acoplado al Palacio renacentista de Bendaña, construido en el siglo XVI con intervenciones en los siglo XIX y XX. Dicho palacio está constituido por tres plantas sobre rasante, realizado en piedra de sillería. El edificio se configura a partir del uso que debe albergar, el contexto y de la continuidad que estable con el Palacio, actualmente denominado museo de Naiper Fournier.

Espacios:

El edificio configura una especie de cubo, elevado, atravesado por prismas de vidrio blanco que organizan y distribuyen el espacio interior. A través, de estos prismas resbala la luz desde la cubierta hasta el interior del edificio.

Figura 3. Museo Arqueológico de Vitoria

El edificio está formado por dos plantas bajo rasante y cuatro sobre esta.

Usos por niveles:

-Sótanos:

Se encuentran los depósitos de objetos, archivos y biblioteca, salas de fotografía, aseos, laboratorios, el acceso de los trabajadores, almacenes, sala de servidor de datos, instalaciones y también algunas aulas didácticas.

-Acceso principal:

El acceso principal tiene lugar a través del mismo patio común que sirve de acceso al Palacio. Únicamente se utiliza una estrecha franja que se construye como si fuera un apéndice perpendicular al edificio principal cuya misión es contener usos de apoyo. En la planta de acceso público desde el patio común con el museo de Naipes se localiza el salón de actos multiusos que ambas entidades comparten, la recepción, varias salas de traducción, la sala de exposiciones temporales y aseos.

-Planta baja:

Funcionalmente el edificio se organiza de manera que las áreas de trabajo, al igual que la biblioteca y talleres, se sitúan en la planta baja orientada a la calle con desnivel más bajo en el solar, con acceso independiente del principal.

-Plantas elevadas:

En las plantas elevadas se ubican las exposiciones permanentes. La escalera principal que comunica los distintos niveles configura parte de la fachada del edificio hacia el patio de acceso. A continuación se muestran los planos con los usos por planta.

Planta -2. Cota -7,25m

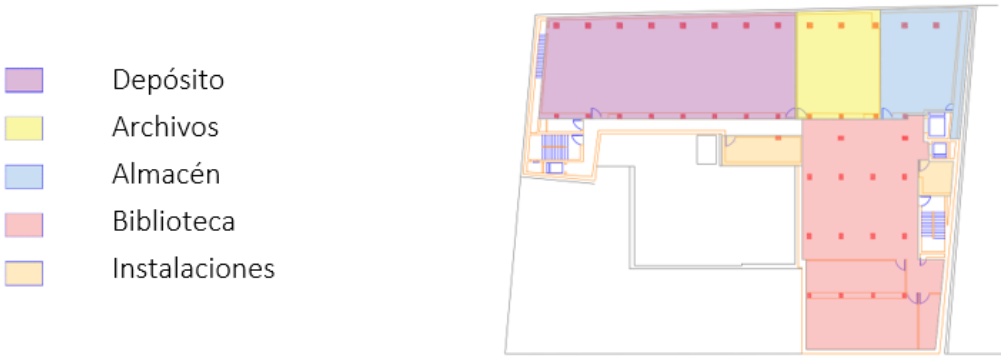


Figura 4. Planta -2 usos.

Planta -1. Cota -3,40m

Figura 5. Planta -1 usos.

Planta 0. Cota 0,08m

Figura 6. Planta 0 usos.

Planta 1. Cota 3,68m

Figura 7. Planta 1 usos.

Planta 2. Cota 7,20m

Figura 8. Planta 2 usos.

Planta 3. Cota 10,88m

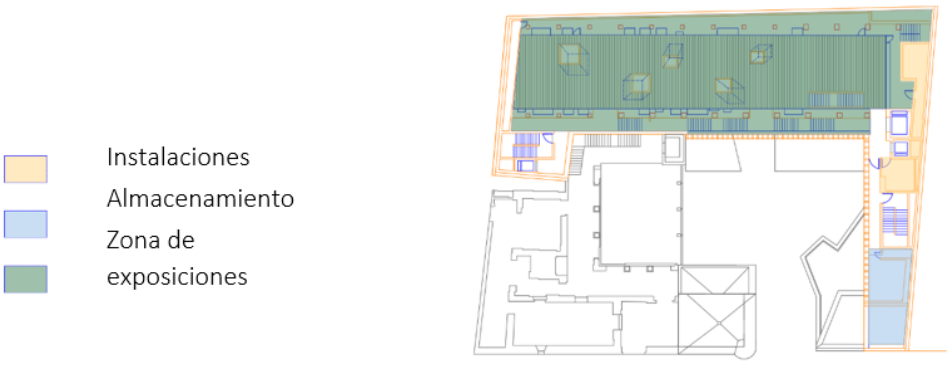


Figura 9. Planta 3 usos.

Planta 4. Cota 14,90m

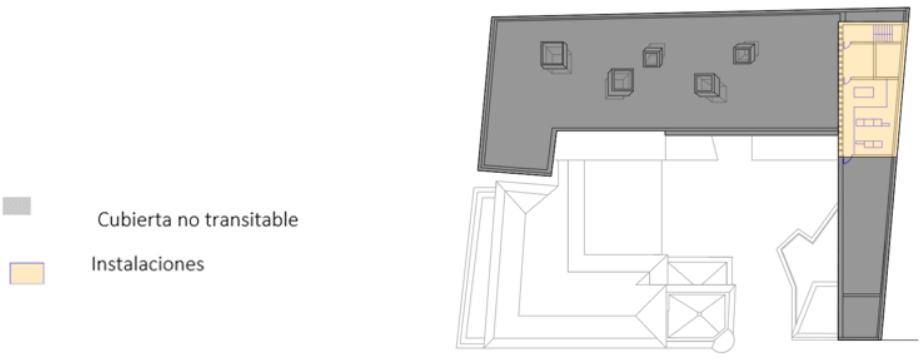


Figura 10. Planta 4 usos.

Planta cota casetón 18,25 m

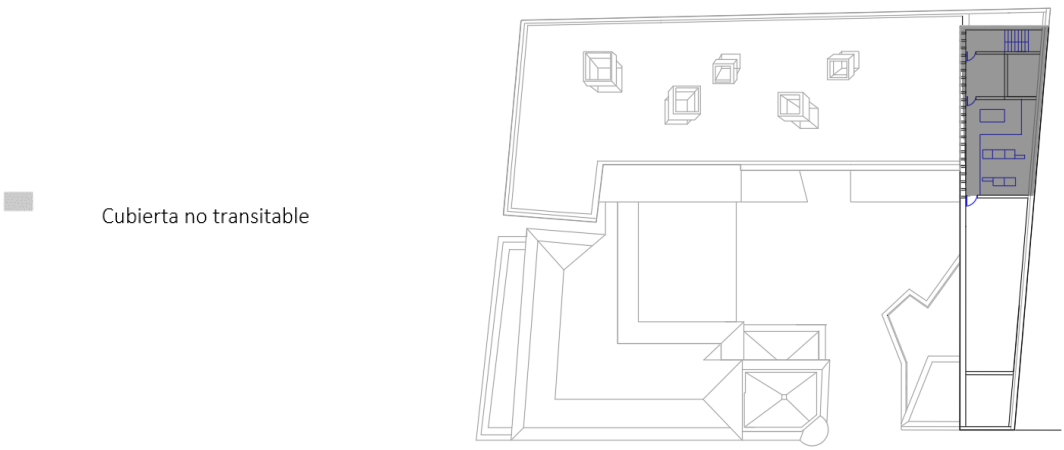


Figura 11. Plata casetón usos.

1.3 DIMENSIONES Y SUPERFICIES

El edificio tiene una proporción en forma de L , con su lado mayor de 42,4 m , y una altura de 18,25 m hasta la cornisa.

Esta disposición no regular, provoca que existan diversidad de espacios diferentes dentro del edificio, provocando así mismo distintas luces entre elementos estructurales. La luz mayor en la parte superior del edificio, donde se encuentran distribuido en altura las salas de exposiciones, el auditorio y los depósitos; está luz máxima es aproximadamente de 10 metros.

En vertical la mayoría de las plantas disponen de una altura de pilares de aproximadamente 3,4 metros.

Planta	Uso principal	Superficie (m^2)
P-2	Almacén y depósitos	855
P-1	Aulas	880
P0	Auditorio/Acceso	950
P1	Museo	650
P2	Museo	625
P3	Museo	625
P4	Museo	613
Planta casetón	Instalaciones	92

Tabla 2. Usos y superficies.

1.4 PLANOS DE ARQUITECTURA

Se realiza una busqueda para encontrar los planos de arquitectura del edificio:

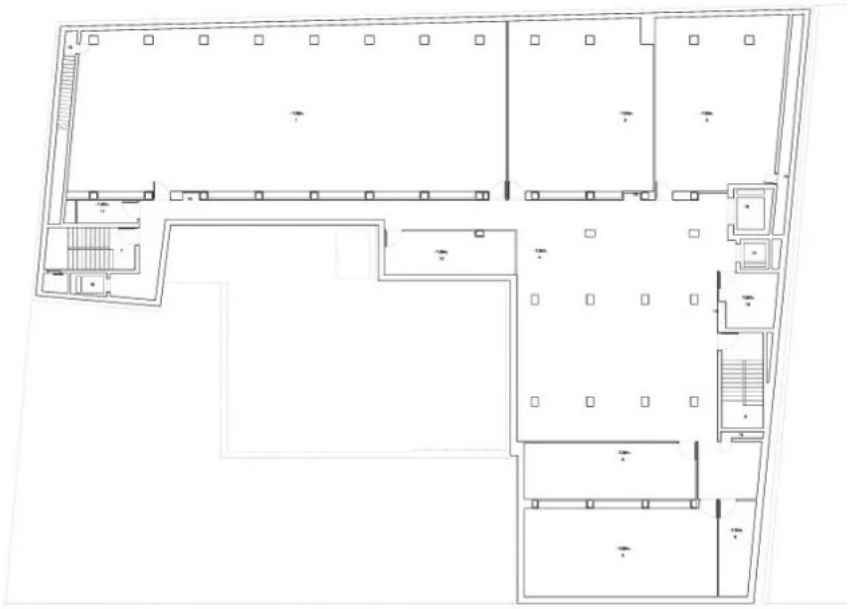


Figura 12. Planta S-2. Planos de arquitectura

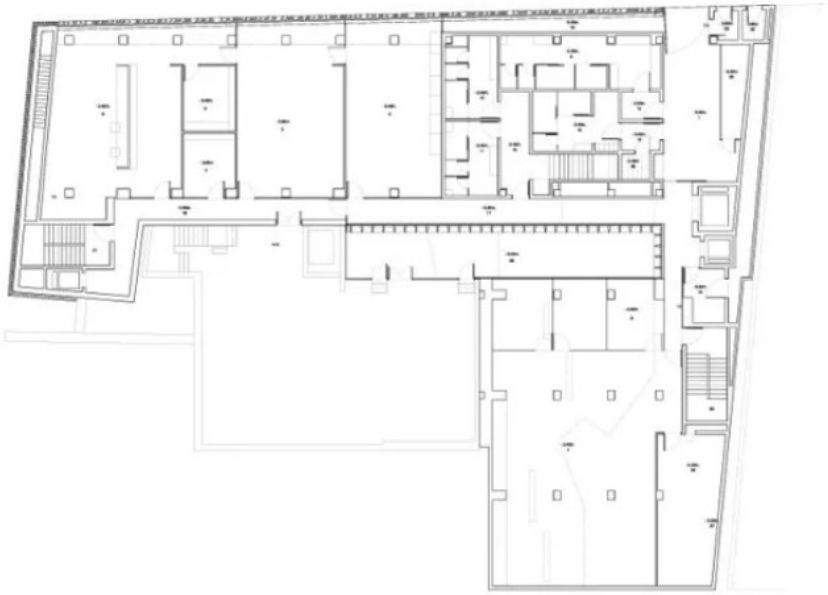


Figura 13. Planta S-1. Planos de arquitectura

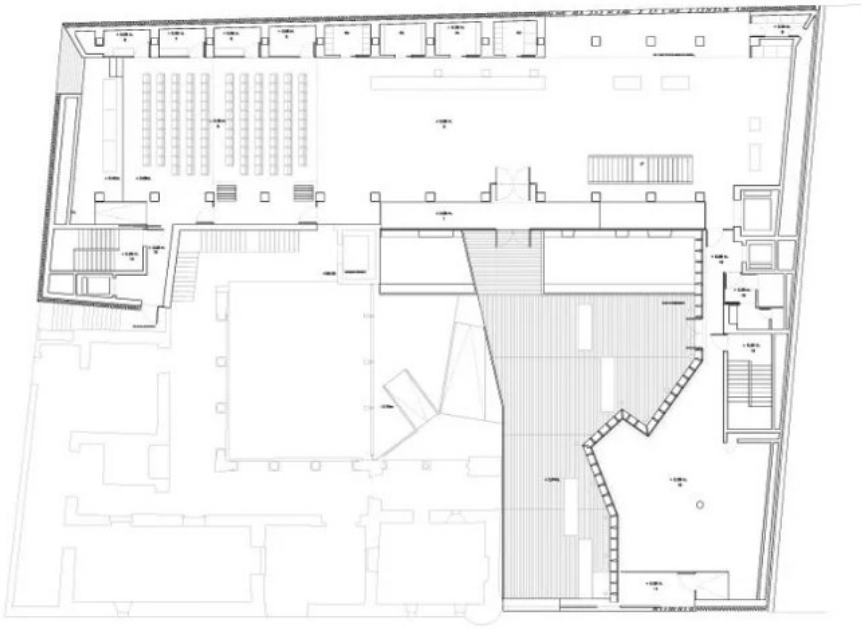


Figura 14. Planta S 0. Planos de arquitectura

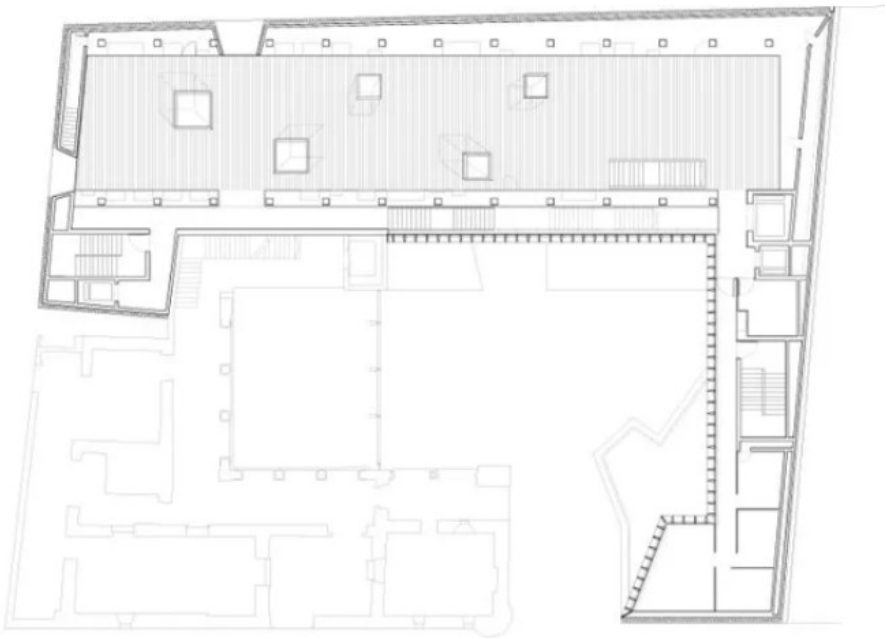


Figura 15. Planta S +1. Planos de arquitectura

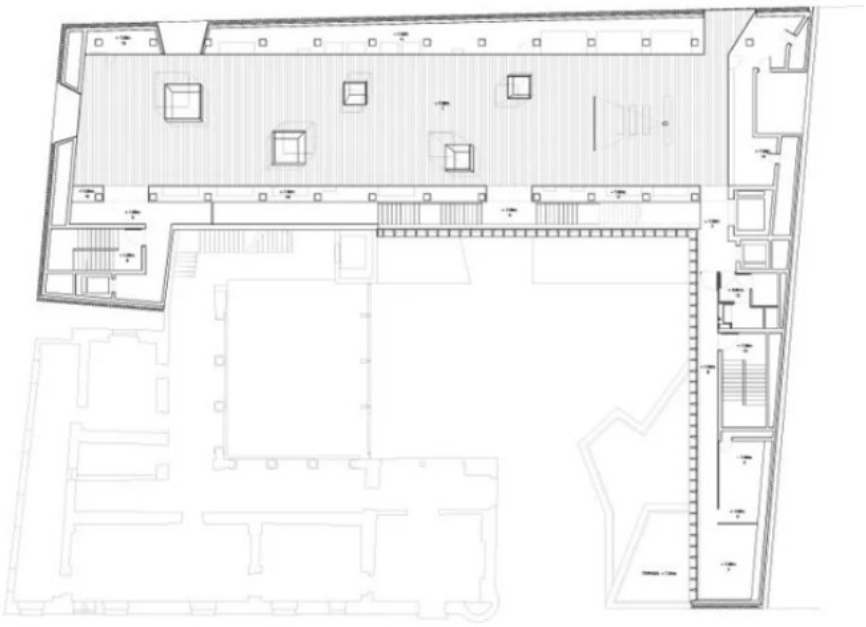


Figura 16. Planta S +2. Planos de arquitectura

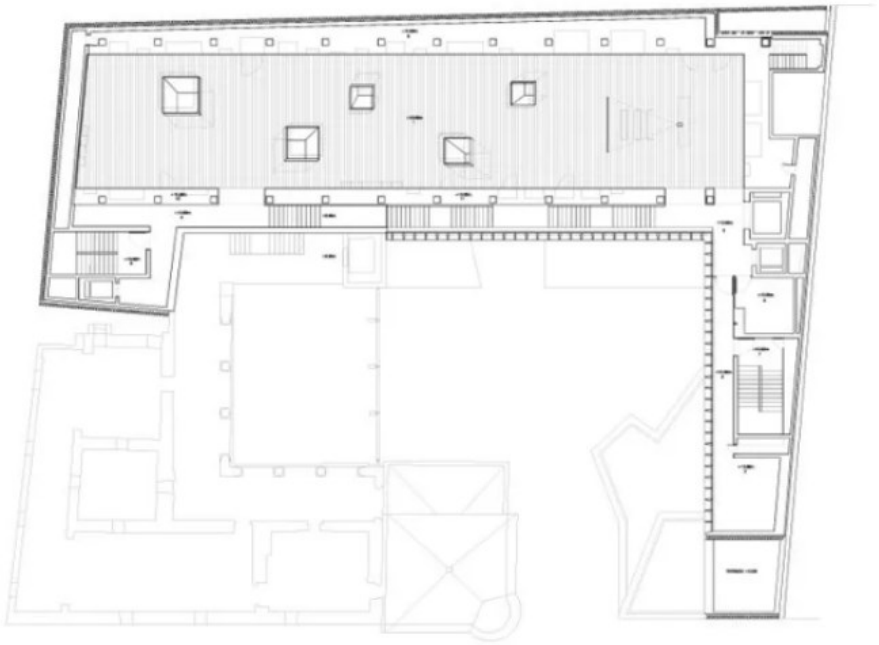


Figura 17. Planta S +3. Planos de arquitectura

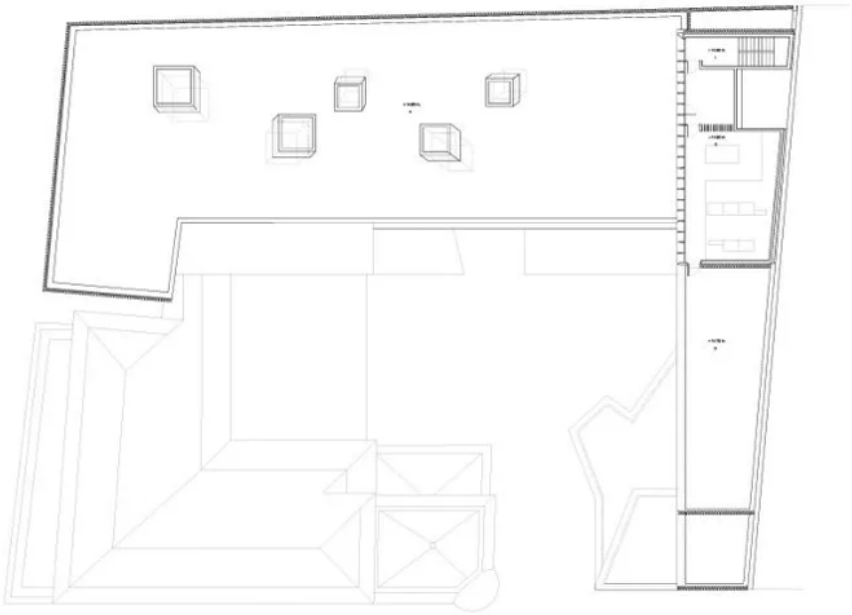


Figura 18. Planta S +4. Planos de arquitectura

Secciones de arquitectura:

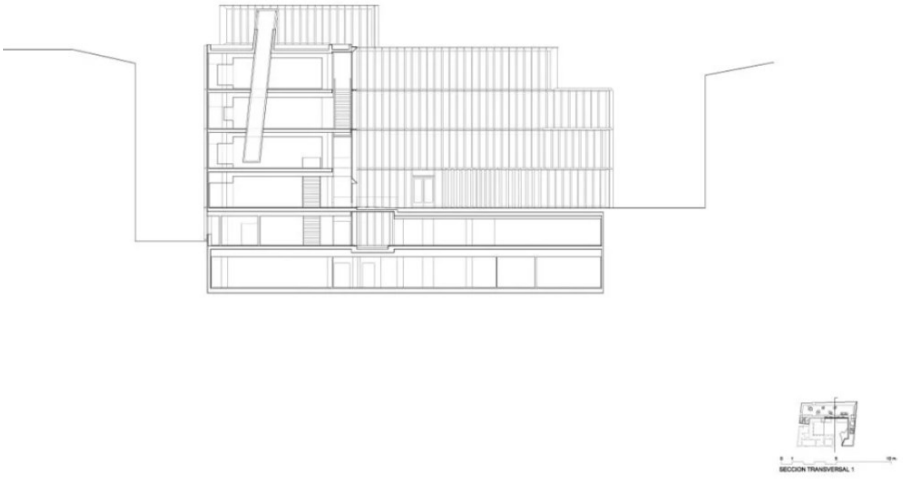


Figura 19. Secciones de arquitectura I

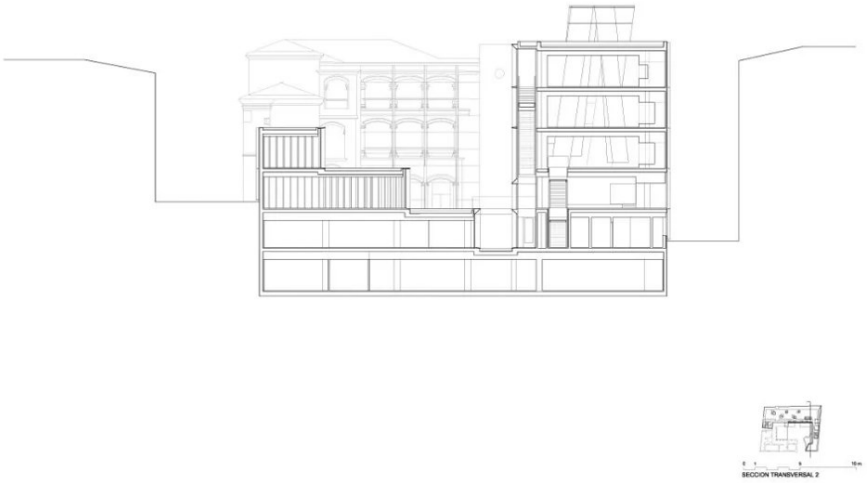


Figura 20. Secciones de arquitectura II

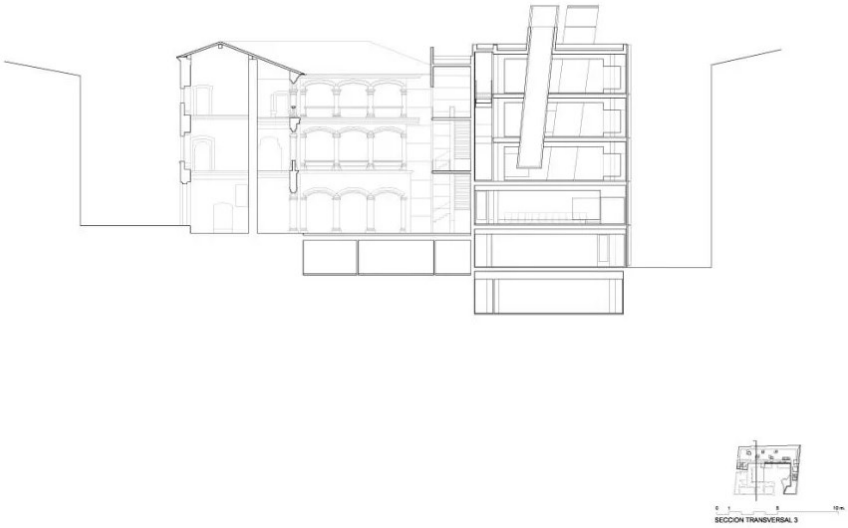


Figura 21. Secciones de arquitectura III

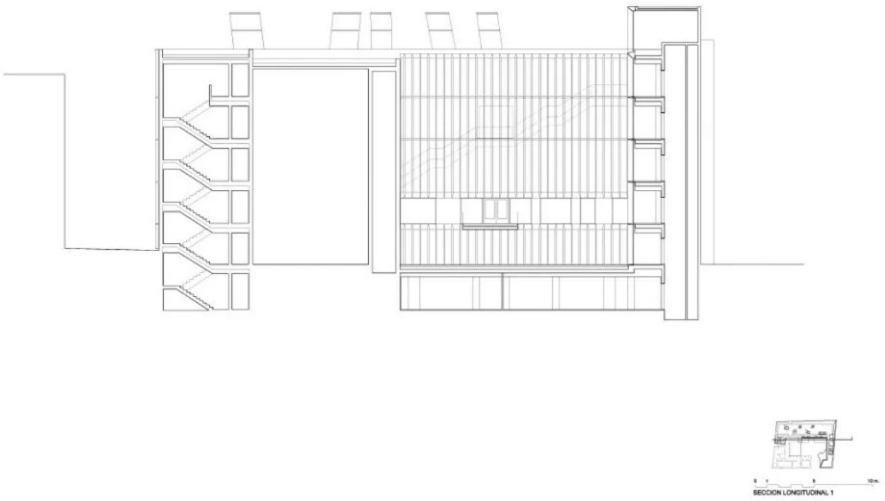


Figura 22. Secciones de arquitectura IV

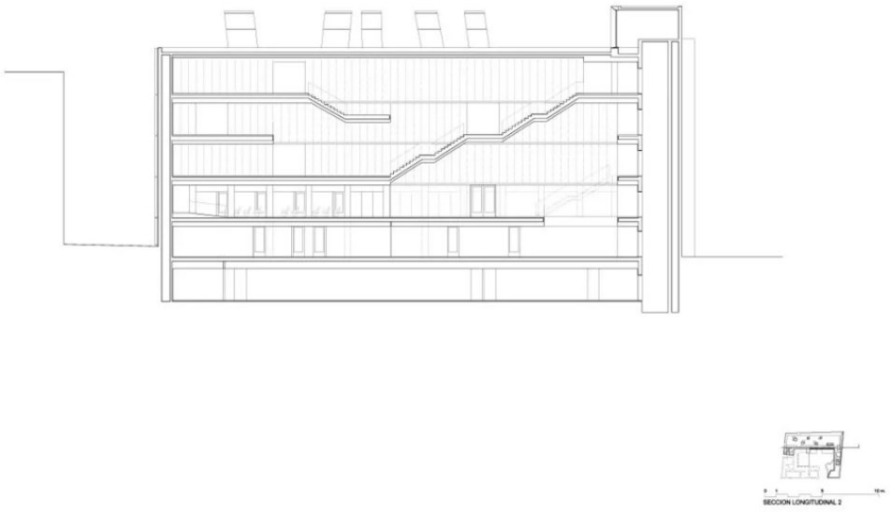


Figura 23. Secciones de arquitectura V

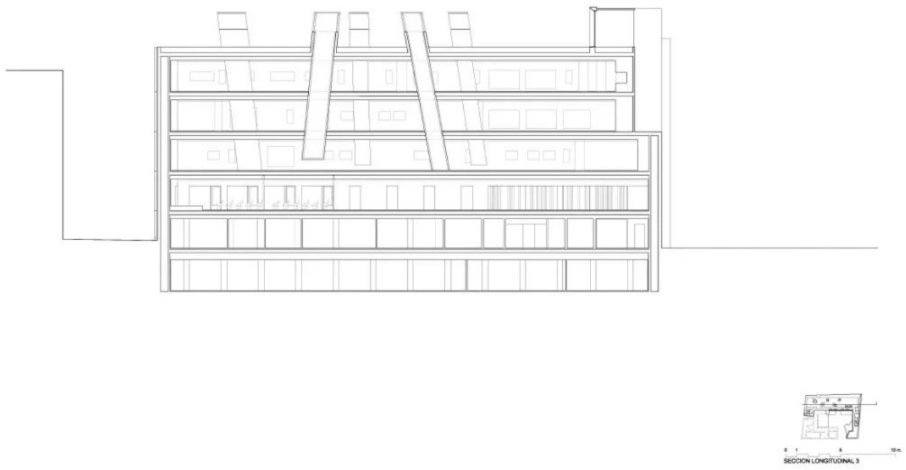


Figura 24. Secciones de arquitectura VI

Alzados de arquitectura:

Figura 25. Alzado de arquitectura I

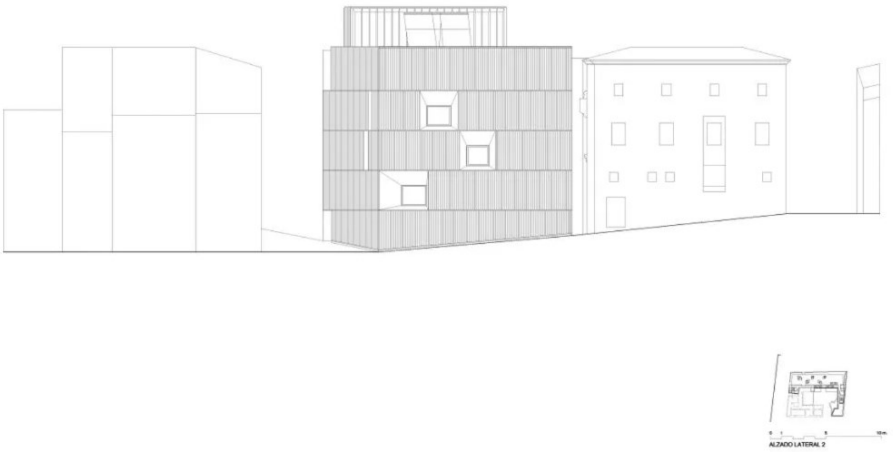


Figura 26. Alzado de arquitectura II

1.5 ESTRUCTURA DEL EDIFICIO EN LA ACTUALIDAD

El edificio analizado en este TFM dispone de una estructura resuelta en hormigón armado.

Cimentación y contención

La contención se resuelve con muros de hormigón armado.

Cimentación resuelta con zapatas aisladas de hormigón armado bajo pilares, zapata corrida bajo muros de contención.

Estructura vertical

Pilares de hormigón. La fachada que conforma el patio de acceso se ejecuta en base a un entramado de perfiles metálicos que, posteriormente, quedan revestidos de chapa de bronce. En algunos casos estos perfiles sujetan la propia fachada y el vidrio de la misma y, en otros, como es el caso del tramo que cierra la parte de edificio dedicada a oficinas, reciben también el apoyo de las losas de hormigón de las distintas plantas. Los pilares de hormigón quedan incorporados en el espesor de las dos fachadas, y el resto, los metálicos, quedan confundidos con la carpintería.

Estructura horizontal

Forjado de losa de hormigón de espesor variable in situ.

Escalera principal

Estructura metálica

1.6 ANÁLISIS DE LA PROBLEMÁTICA DEL EDIFICIO

Como punto de partidas para la toma de decisiones, se aíslan los principales problemas estructurales y se organizan en grupos.

- ➔ Gran luz de la zona del teatro
- ➔ Desnivel existente en la parcela → empuje del terreno
- ➔ Lucernarios que atraviesan todo el edificio
- ➔ 4.Escalera

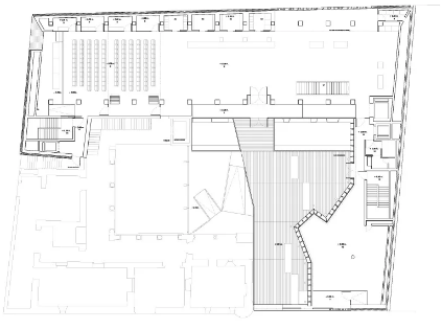


Figura 27.Plantas de arquitectura

1. Luz de 9 metros con grandes sobrecargas

Figura 28.Sección de arquitectura

2. Desnivel existente

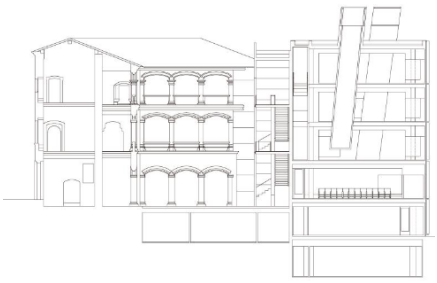


Figura 29.Sección de arquitectura

3. Estructura lucernarios que atraviesa el edificio de forma irregular

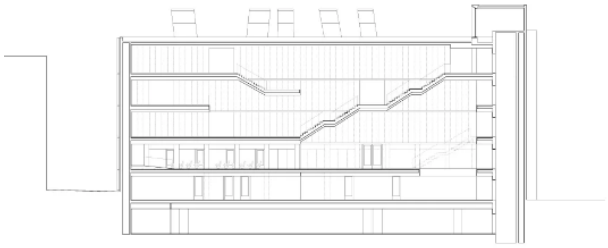


Figura 30.Sección de arquitectura

4. 4. Escalera sin apoyos verticales de 15 m

2 ANTECEDENTES GEOTÉCNICOS

Como parte de la documentación inicial del proyecto, se ha investigado las características geotécnicas de la zona de implantación del edificio desarrollado en este TFM.

Tipo de estrato	Cohesión	Ángulo de rozamiento	Densidad	Coeficiente de balasto
	Kg/cm2	°C	g/cm3	Kg/cm3
Rellenos antrópicos	0,10-0,5	25-32	1,3-1,8	1-9
Aluvial fino	0,15-3,0	24-32	1,6-1,9	3-20
Substrato rocoso.	10-60	30-40	2,1-2,5	30-500

Tabla 3. Características geotécnicas del terreno.

-Propiedades mecánicas: Las propiedades del suelo, como la presión admisible del terreno, serán fundamentales para poder definir el tipo de cimentación a emplear. De esta forma se podrán emplear cimentaciones superficiales o profundas, afectando dicha decisión al costo de la obra.
-Presencia de nivel freático: La presencia de agua a la altura de la excavación implicará la utilización de técnicas específicas durante la ejecución (pantallas, drenajes, sistemas de bombeo..) e imposibilita el uso de ciertos sistemas de cimentación.
-Situación de la parcela y el entorno: La presencia de edificios colindantes condiciona el sistema de cimentación y contención del terreno. En este caso se trata de un edificio dentro de una manzana por lo que tiene edificios colindantes de uso principalmente residencial e historico.
En este caso no se dispone de datos reales del terreno, por lo que se propone un perfil estratigráfico a partir de la documentación encontrada sobre el tipo de terreno en Vitoria.
El perfil propuesto es el siguiente:
-Un primer nivel de rellenos antrópicos, compuestos por tierra y escombros. Con un espesor del orden de 4,00 a 5,50m.
-Segundo nivel de aluvial; con un espesor de 3 metros. Uno superficial en el cual predomina la componente fina (arcilla gravosa con algo de arena, de consistencia muy firme a dura), y otro inferior en el que predominan los gruesos (grava con bastante arena y algo a bastante arcilla, de compacidad densa).
-Tercer nivel de Sustrato Rocoso: Se constituye de una marga de color gris azulado claro de estratificación subhorizontal. El sustrato es de dureza baja, y presenta un grado de fracturación variable.

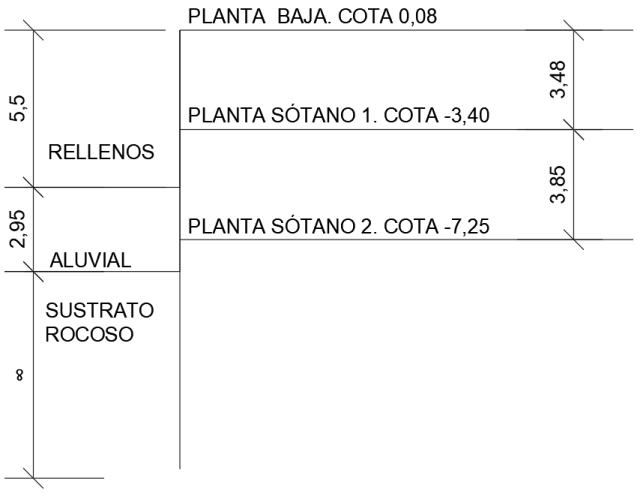


Figura 31.Características geotécnicas del terreno

De acuerdo con la siguiente estratigrafía del terreno:

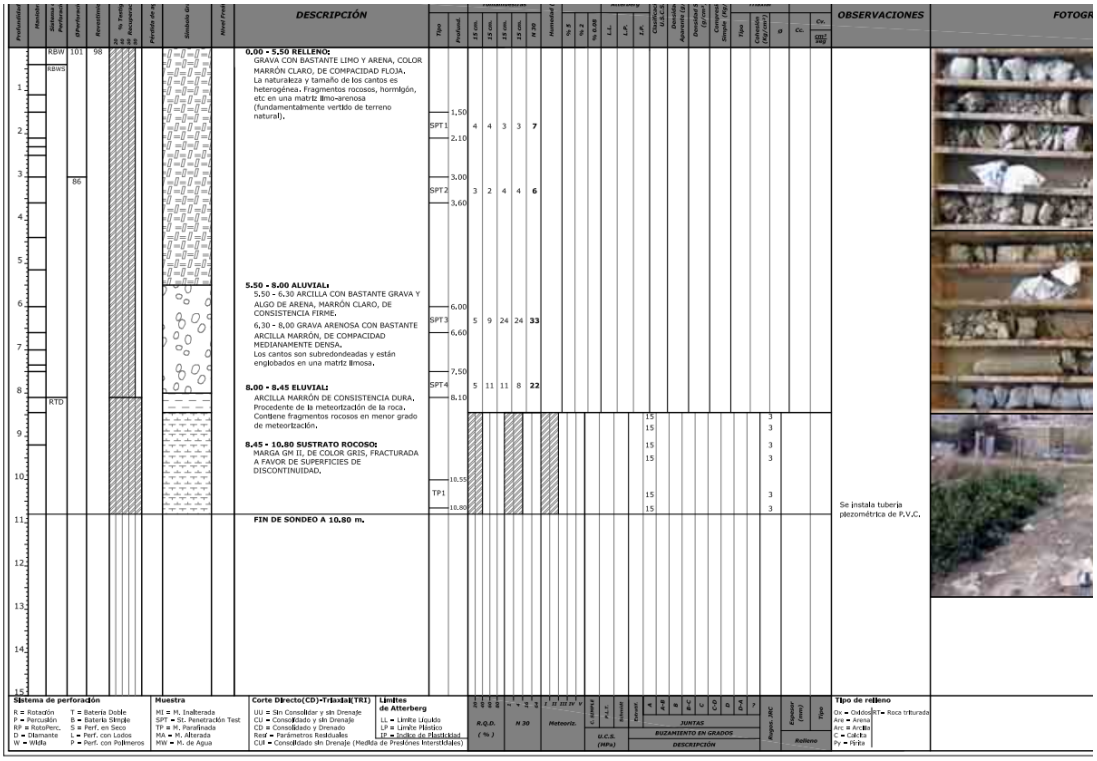


Figura 32.Datos del estudio geotécnico.

2.1 AGRESIVIDAD AL HORMIGÓN

Debido a la existencia de ensayos químicos de agua en el informe previo de "Estudio Hidrogeológico del entorno del río Errekaleor aguas arriba de la CN104, Vitoria-Gasteiz" no se

han realizado nuevos ensayos para comprobar la agresividad frente al hormigón. En dicho estudio de clásificaba el terreno como XA1 de agresividad débil. Con las siguientes características

Tipo de hormigón	Máxima relación agua cemento	Mínimo contenido en cemento (Kg/m^3)	Resistencia mínima (N/mm^2)
Masa	0,5	275	30
Armado	0,5	325	30
Pretensado	0,5	325	30

Tabla 4. Agresividad en el hormigón

Dado que durante los estudios de campo no se ha localizado el nivel freático y se estima que se localiza en el sustrato rocoso, pero no se conoce la cota exacta. Para el desarrollo de este TFM, solo se tendrá en cuenta esta clase de exposición para la pantalla y para las zapatas.

2.2 NIVEL FREÁTICO

El nivel freático no se ha detectado durante los ensayos de campo, debido a que se realizaron entre agosto-septiembre, pero se tiene información de otros estudios donde el nivel freático se encuentra en el sustrato rocoso. Por lo que para el desarrollo de este TFM se va suponer que el nivel freático está por debajo de la cota máxima de la pantalla.

2.3 EXCAVACIÓN

La construcción de los dos sótanos implicará la excavación de los distintos niveles que componen el suelo.
El relleno antrópico y aluvial se pueden considerar excavables mediante pala retroexcavadora o similar.
Para el sustrato rocoso, con un valor de resistencia a compresión simple de 15 MPA, pasa de ser ripable, por lo que habría que requerir de voladura para la excavación del suelo y de hidrofresa en el caso de excavación de pantalla de contención.

2.4 CONTENCIÓN

En el caso de no ejecutar sistemas de contención , los taludes en el subtrato aluvial y antrópico debería tener un ángulo de talud temporal de 3(H)/2(V), para taludes de 3 y 4 metros.
De acuerdo con el estudio geotécnico, desde el punto de vista constructivo, el sistema más adecuado para la excavación de sótanos será la ejecución de pantallas, dimensionadas para soportar los empujes del suelo.
Recomendaciones para la ejecución:
-Realizar la excavación para la ejecución de la pantalla con un lodo bentonítico con adición de cemento para impermeabilizar las paredes
-Empotrar las pantallas en la roca
-Será conveniente el anclado o acodalamiento de las pantallas según la altura de excavación.

Características recomendadas para el cálculo de las contenciones:

Tipo de estrato	Cohesión	Ángulo de rozamiento	Densidad	Coeficiente de balasto
	Kg/cm^2	°C	g/cm^3	Kg/cm^3
Rellenos antrópicos	0,10-0,5	25-32	1,3-1,8	1-9
Aluvial fino	0,15-3,0	24-32	1,6-1,9	3-20
Substrato rocoso.	10-60	30-40	2,1-2,5	30-500

Tabla 5. Características del terreno

2.5 CIMENTACIÓN

Para el caso de la cimentación superficial, si se localiza apoya sobre el estrato aluvial el geotécnico facilita los siguientes parámetros:
Para zapatas, una tensión admisible de 1,7 kp/cm2 = 170 kN/m2
En el caso de realizar cimentación superficial en el sustrato rocoso, facilita los siguientes datos:
Para zapatas, una tensión admisible de 4 kp/cm2. = 400 kN/m2
En el caso de emplear cimentación profunda:

Gravas: $\tau_f = 0{,}8\ Kp/cm^2$.

Sustrato rocoso $\tau_f = 0{,}8\ Kp/cm^2$

$q_p = 8{,}0\ Kp/cm^2$

Figura 33.Caracterísitcas de la resistencia por fuste y por punta del terreno

Con un empotramiento mínimo de 3 diámetros en el sustrato rocoso.

3 ELECCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL Y DEL MATERIAL

Tras un primer analisis de la historia, las dimensiones y el sistema estructural con el cual está construido el edificio en la actualidad, se realiza un primer análisis para la elección del material más idóneo a emplar en la estructura del edificio.

3.1.1 SISTEMA ESTRUCTURAL

Se seleccionan varias tipologias estructurales a estudiar para la elección del sistema estructural del edificio.
Se realizan todas las comprobaciones suponiendo una carga muerta de 2 kN/m^2 y una sobrecarga de uso de 5 kN/m^2

1. Hormigón bidireccional
1.A losa maciza bidireccional sin vigas:
1.B losa maciza bidireccional con vigas
1.C losa bidireccional reticular aligerada (con casetones integrados o retirados)
2. Hormigón unidireccional:
2.A losa maciza con vigas en una dirección
3. Mixto hormigón-acero unidireccional:
3.A forjado unidireccional de chapa colaborante y viguetas de acero, vigas principales de acero
3.B forjado unidireccional de losa maciza de hormigón armado y vigas principales de acero
4. Madera unidireccional:
4.A forjado unidireccional de vigas y viguetas de madera, tablero laminado

Tabla 6. Elecciones del sistema estructural

Para poder seleccionar de forma correcta la mejor opción, se van a emplear los siguientes parámetros:

- ✓ Constructividad
- ✓ Transporte
- ✓ Coste
- ✓ Flexibilidad de diseño
- ✓ Huella de carbono

Los datos aportados son aproximados, los precios estimados y los datos se han extraído del código estructural tabla A19.7.4, del libro “ Economic conrete frame element” y del Excel proporcionado en el Máter para la medición de la huella de carbono.

1) Hormigón bidireccional:

- Losa maciza bidireccional sin vigas:

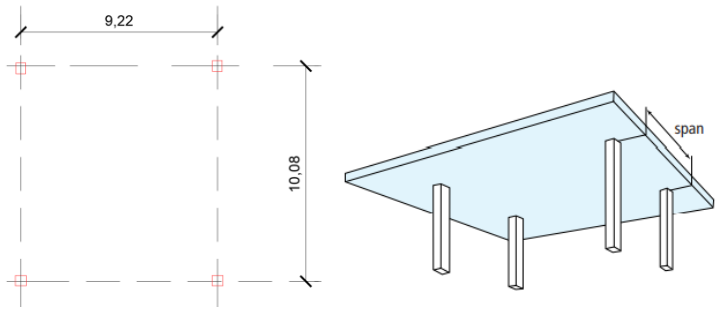


Figura 34. Imagen del libro " Economic conrete frame element

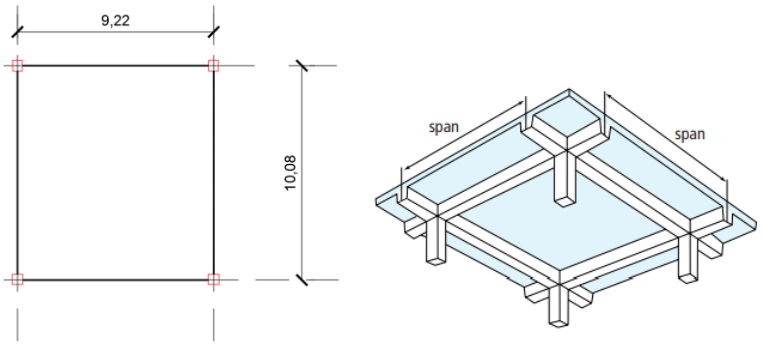
Sc: 5 kN/m2 * 1,5= 7,5 kN/m^2
Relación mínima luz/canto=30/24. De tal forma que 10,08/30/ 10,08/24=0,35-0,40m de canto de la losa.

m^2	Losa maciza							
	uds	Ancho	Alto	Longitud	Parciales (m^2)	Totales	Precio	Importe
	1	1,0	1,0	371,30	371,30			
						371,3 m^2	108,44 €	40.263,77 €

HORMIGÓN			A1-A3	A1-A3	A4	A4	A5	A5	TOTAL
	m3 - *m2*	Kg	kg Co2e/kg	kg Co2e	kg Co2e/kg	kg Co2e	kg Co2e/kg	kg Co2e	kg Co2e
Losa maciza	371,30	928250,00	0,12	111390,00	0,005	4641,25	0,006	5801,56	121832,81
Acero losa maciza		31560,50	1,99	62805,40	0,032	1009,94	0,101	3190,77	67006,10
				174195,40		5651,19		8992,33	188838,91

Tabla 7. Resumen precio y emisión total de carbono.

- zLosa maciza bidireccional con vigas



SINGLE SPAN, m	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	11.0	12.0
THICKNESS, mm									
IL = 2.5 kN/m^2		140	166	192	220	250	288	332	378
IL = 5.0 kN/m^2	125	152	178	206	238	268	308	354	402
IL = 7.5 kN/m^2	132	160	190	220	252	284	324	372	422
IL = 10.0 kN/m^2	138	168	198	230	264	296	340	388	440

Figura 35. Imagen del libro " Economic conrete frame element

Las vigas se dispondrán en la luz mayor, es decir en la luz de 10,08 metros.
Canto de la losa 0,28-0,33 metros.
Canto de las vigas: L/d=20/18; 10/20=0,5-0,55 metros.

m^3	Viga de cuelgue de hormigón armado.							
	uds	Ancho	Alto	Longitud	Parciales (m^3)	Totales	Precio	Importe
	7	0,25	0,50	10,08	8,82			
						8,82 m^3	551,00 €	4.859,82 €

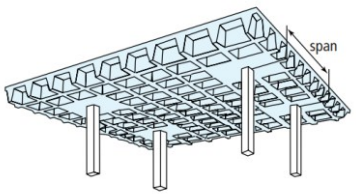
m^2	Losa maciza							
	uds	Ancho	Alto	Longitud	Parciales (m^2)	Totales	Precio	Importe
	1	1,0	1,0	371,30	371,30			
						371,3 m^2	108,44 €	40.263,77 €

TOTAL CAPÍTULO ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO	45.123,59 €

HORMIGÓN			A1-A3	A1-A3	A4	A4	A5	A5	TOTAL	
	m3 - *m2*	Kg	kg Co2e/kg	kg Co2e	kg Co2e/kg	kg Co2e	kg Co2e/kg	kg Co2e	kg Co2e	
Vigas HA	8,82	22050,00	0,12	2646,00	0,005	110,25	0,006	137,81	2894,06	
Acero vigas HA		1323,00	1,99	2632,77	0,032	42,34	0,101	133,76	2808,86	
Losa maciza	371,30	928250,00	0,12	111390,00	0,005	4641,25	0,006	5801,56	121832,81	
Acero losa maciza		31560,50	1,99	62805,40	0,032	1009,94	0,101	3190,77	67006,10	*Ratio m2*
				179474,17		5803,77		9263,90	194541,83	*712,61*

Tabla 8. Resumen precio y emisión total de carbono.

- Forjado reticular con casetones no recuperables:

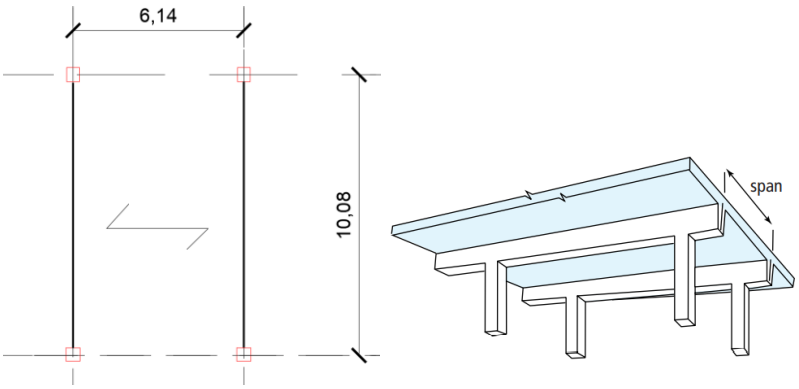


MULTIPLE SPAN, m	6.3	7.2	8.1	9.0	9.9	10.8	11.7	12.6	13.5
THICKNESS, mm									
IL = 2.5 kN/m²	280	310	344	376	416	470	532	608	690
IL = 5.0 kN/m²	296	324	360	398	442	502	570	654	742
IL = 7.5 kN/m²	312	340	378	420	468	532	606	698	862
IL = 10.0 kN/m²	328	356	394	440	494	564	658	826	

Figura 36. Imagen del libro " Economic conrete frame element

Se descarta esta solución, por no encontrarse disponible en españa forjados reticulares con canto superior a 45cm.

2) **Hormigón unidireccional:**
   - losa maciza con vigas en una dirección



MULTIPLE SPAN, m	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	11.0	12.0
THICKNESS, mm									
IL = 2.5 kN/m²	125	150	178	208	244	282	318	362	416
IL = 5.0 kN/m²	134	162	192	226	262	300	340	386	438
IL = 7.5 kN/m²	142	172	204	240	278	318	358	406	462
IL = 10.0 kN/m²	148	180	214	250	290	332	374	422	482

Figura 37. Imagen del libro " Economic conrete frame element

Losa maciza . espesor de 0,2-0,25 metros.

Canto de las vigas: L/d=20/18; 10/20=0,5-0,55 metros.

m²	Losa maciza							
	uds	Ancho	Alto	Longitud	Parciales (m²)	Totales	Precio	Importe
	1	1,0	1,0	371,30	371,30			
						371,3 m²	96,97 €	36.004,96 €

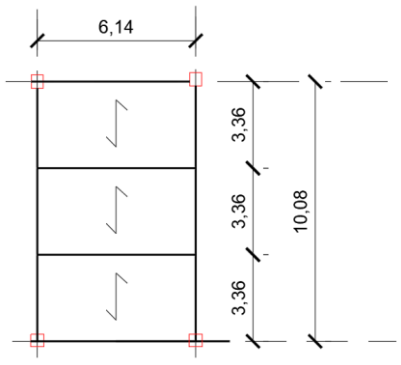
m³	Viga de cuelgue de hormigón armado.							
	uds	Ancho	Alto	Longitud	Parciales (m³)	Totales	Precio	Importe
	7	0,25	0,50	10,08	8,82			
						8,82 m³	551,00 €	4.859,82 €

TOTAL CAPÍTULO ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO **40.864,78 €**

HORMIGÓN			A1-A3	A1-A3	A4	A4	A5	A5	TOTAL	
	m3 - *m2*	Kg	kg Co2e/kg	kg Co2e	kg Co2e/kg	kg Co2e	kg Co2e/kg	kg Co2e	kg Co2e	
Vigas HA	8,82	22050,00	0,12	2646,00	0,005	110,25	0,006	137,81	2894,06	
Acero vigas HA		1323,00	1,99	2632,77	0,032	42,34	0,101	133,76	2808,86	
Losa maciza	371,30	928250,00	0,12	111390,00	0,005	4641,25	0,006	5801,56	121832,81	
Acero losa maciza		31560,50	1,99	62805,40	0,032	1009,94	0,101	3190,77	67006,10	*Ratio m2*
				179474,17		5803,77		9263,90	194541,83	*712,61*

- *Tabla 9. Resumen precio y emisión total de carbono.*

- Forjado unidireccional de chapa colaborante y vigas de acero.



DATOS DE LOS FORJADOS COLABORANTES

MT-60	kg /m²	I (cm⁴/ml)	Wi (cm³/ml)
0.8	9.57	60.38	18.56
1.0	11.97	75.47	23.14
1.2	14.36	90.56	27.68

L (m)	10,8
Ancho tributario (m)	6,14
Cargas:	
PP (kN/m2)	0,2
CM (kN/m2)	2,0
SC (kN/m2)	5,0
Ψ_2	0,6
Perfil de la viga	HEB 500
Calidad del acero (Mpa)	275
Peso propio perfil (kN/m)	1,873

HORMIGÓN NORMAL (3 APOYOS) SOBRECARGAS ESTÁTICAS (daN/m²) **ESPESOR 1mm**

LUZ (m) \ H (cm)	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
2	1312	1507	1692	1797	1900	2001	2101	2198	2294	2388	2480	2570	2658	2744	2829	2912
2.2	1102	1265	1429	1592	1704	1794	1882	1969	2054	2137	2219	2298	2377	2453	2528	2601
2.4	941	1080	1220	1359	1499	1621	1700	1778	1854	1928	2001	2072	2142	2210	2277	2342
2.6	815	935	1056	1177	1297	1418	1539	1616	1684	1751	1817	1881	1944	2005	2065	2123
2.8	714	820	925	1031	1137	1242	1348	1454	1539	1600	1659	1717	1774	1829	1883	1936
3	632	725	819	913	1006	1100	1193	1287	1380	1469	1523	1575	1626	1676	1725	1773
3.2	564	648	731	815	898	982	1065	1149	1232	1316	1399	1451	1497	1140	1198	1257
3.4	508	583	658	733	809	884	959	1034	1109	1184	1259	874	924	975	1025	1075
3.6	461	529	597	665	733	801	869	937	620	663	706	749	792	835	878	921
3.8	420	482	544	606	668	730	457	494	531	568	605	642	680	717	754	791
4	385	442	499	556	327	359	391	423	455	487	519	551	583	615	646	678
4.2	355	407	460	252	279	307	334	362	389	416	444	471	499	526	554	581
4.4	329	167	190	214	237	261	284	308	331	355	379	402	426	449	473	496
4.6	120	140	160	180	201	221	241	261	281	301	321	341	361	381	401	422
4.8	100	117	134	151	168	185	202	219	236	253	270	287	304	322	339	356
5	82	96	110	125	139	153	168	182	197	211	225	240	254	268	283	297

q_{ELU} (kN/m)	66,81
M_{ELU} (m·kN)	974,15
W (cm3)	4287,3
σ (N/mm2)	227,22
	VÁLIDO

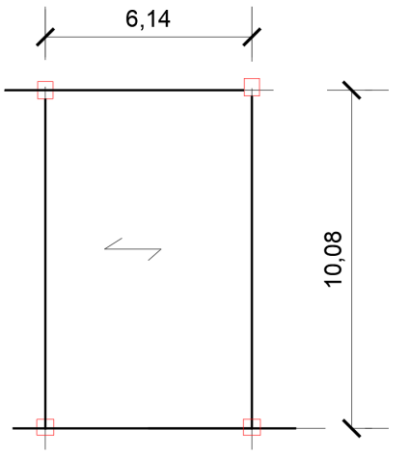
$q_{ELS,QP}$ (kN/m)	33,80
I (cm4)	107181
L/350 (mm)	30,86
δ (mm)	26,60
	VÁLIDO

kg	Acero en vigas principales						
Vigas metálicas con chapa colaborante							
	uds	kg/ml	Longitud	Parciales (kg)	Totales (kg)	Precio (€)	Importe
HEB 500	7	187	10,08	13195	13194,7 kg	2,11 €	27.840,86 €
m^2	**Losa mixta con chapa colaborante.**						
	uds	Anchura	Longitud	Parciales (m^2)	Totales (m^2)	Precio (€)	Importe
Cubierta	1	1,0	371,30	371,3			
					371,3 m^2	96,17 €	35.707,92 €
TOTAL CAPÍTULO							63.548,78 €

ACERO	m2	Kg	A1-A3 kg Co2e/kg	A1-A3 kg Co2e	A4 kg Co2e/kg	A4 kg Co2e	A5 kg Co2e/kg	A5 kg Co2e	TOTAL kg Co2e	
Vigas de acero		13195,00	1,55	20452,25	0,032	422,24	0,016	208,74	21083,23	
Forjado de chapa colaborante (acero)	371,30	3341,70	2,36	7886,41	0,032	106,93	0,024	79,93	8073,28	
Forjado de chapa colaborante (hormigón)	371,30	83542,50	0,12	10025,10	0,005	417,71	0,006	522,14	10964,95	
Forjado de chapa colaborante (armadura)	371,30	2710,49	1,99	5393,88	0,032	86,74	0,101	274,03	5754,64	*Ratio m2*
				43757,64		1033,62		1084,85	45876,11	*168,04*

- *Tabla 10. Resumen precio y emisión total de carbono.*

- Forjado unidireccional de losa maciza de hormigón armado y vigas principales de acero



Espesor losa macizada:

L/d=20; 6,14/30=0,2m.

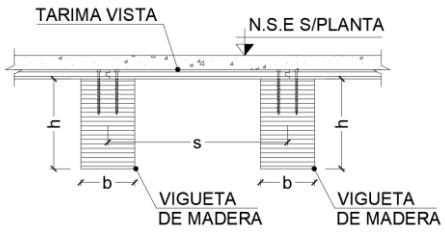
Peso de losa de hormigón: 24kN/m3 * 0,20 m=4,8 kN/m2

Dimensionada viga de acero:

L (m)	8,76
Ancho tributario (m)	6,14
Cargas:	
PP (kN/m2)	7,2
CM (kN/m2)	2,0
SC (kN/m2)	5,0
Ψ_2	0,6
Perfil de la viga	HEB 550
Calidad del acero (Mpa)	275
Peso propio perfil (kN/m)	1,994

Habría que irse a una cercha. Por lo tanto, se descarta esta opción. Dado que habría que ampliar la altura libre de los forjados, para poder colocar las cerchas.

- Forjado unidireccional de vigas y viguetas de madera, tablero laminado



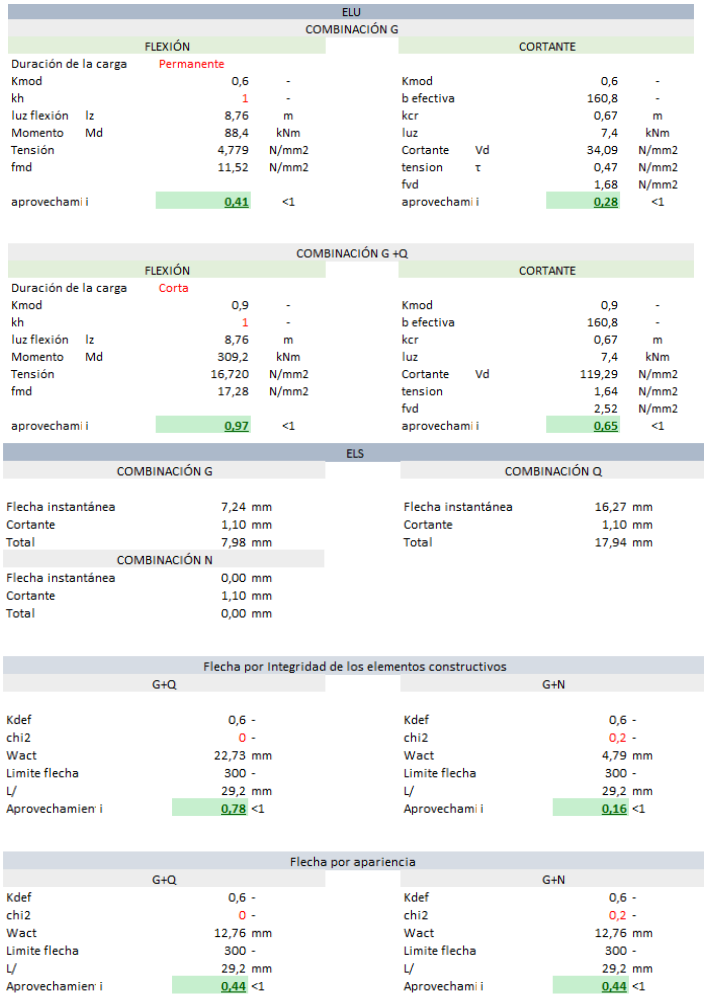
DETALLE TIPO FORJADO DE MADERA

MADERA	Madera Laminada	GL24h		
Resistencia a flexión	fmk	24	N/mm2	
Resistencia a esfuerzo cortante	fvk	3,5	N/mm2	
Resistencia a compresión	fc,90,k	2,5	N/mm2	
Resistencia a compresión	fc,0,k	24	N/mm2	
Modulo de elasticidad	E,0k	9600	kN/mm2	
Densidad media	ρm	420	kg/m3	
Modulo de elasticidad	E,0, mean	11500	kN/mm2	
Modulo de elasticidad transversal	G mean	650	kN/mm2	
Coeficiente de material	Madera Laminada	1,25		
Coeficiente del material INCENDIO	Madera Laminada	1		
	Clase de servicio	1		

DATOS

DIMENSIONES	PIEZA MADERA	mm	m
Base	b	240	0,24
Altura	h	680	0,68
Longitud	L	8760	8,76
Luz apoyo	L´	0	0
Luz(reacción-final apoyo)	Ls	0	0
Luz flexión	Lf	8760	8,76
Luz cortante	Lc	7400	7,4
Separación	s		3,07
Modulo elástico	w	18496000	
Inercia	I	6288640000	

CARGAS			kN/m2	kN/m
Peso propio	pp			0,69
carga muerta	cm		2	6,14
Sobre carga	sc		5	15,35
Viento	w		0	0
Nieve	n		0	0
G,K		0,00683	G,ed	9,21
G+QK		0,02218	Q,ed	23,025
N,K			Ned	0
COMBINACIONES DE CARGAS				
G+Q				32,24
G+N				9,21



ELU							
COMBINACIÓN G							
FLEXIÓN				CORTANTE			
Duración de la carga		Permanente					
Kmod		0,6	-	Kmod		0,6	-
kh		1	-	b efectiva		160,8	-
luz flexión	lz	8,76	m	kcr		0,67	m
Momento	Md	88,4	kNm	luz		7,4	kNm
Tensión		4,779	N/mm2	Cortante	Vd	34,09	N/mm2
fmd		11,52	N/mm2	tension	τ	0,47	N/mm2
				fvd		1,68	N/mm2
aprovechami i		0,41	<1	aprovechami i		0,28	<1
COMBINACIÓN G +Q							
FLEXIÓN				CORTANTE			
Duración de la carga		Corta					
Kmod		0,9	-	Kmod		0,9	-
kh		1	-	b efectiva		160,8	-
luz flexión	lz	8,76	m	kcr		0,67	m
Momento	Md	309,2	kNm	luz		7,4	kNm
Tensión		16,720	N/mm2	Cortante	Vd	119,29	N/mm2
fmd		17,28	N/mm2	tension		1,64	N/mm2
				fvd		2,52	N/mm2
aprovechami i		0,97	<1	aprovechami i		0,65	<1

ELS				
COMBINACIÓN G			COMBINACIÓN Q	
Flecha instantánea	7,24	mm	Flecha instantánea	16,27 mm
Cortante	1,10	mm	Cortante	1,10 mm
Total	7,98	mm	Total	17,94 mm
COMBINACIÓN N				
Flecha instantánea	0,00	mm		
Cortante	1,10	mm		
Total	0,00	mm		

Flecha por integridad de los elementos constructivos					
G+Q			G+N		
Kdef	0,6	-	Kdef	0,6	-
chi2	0	-	chi2	0,2	-
Wact	22,73	mm	Wact	4,79	mm
Limite flecha	300	-	Limite flecha	300	-
L/	29,2	mm	L/	29,2	mm
Aprovechamien i	0,78	<1	Aprovechami i	0,16	<1

Flecha por apariencia					
G+Q			G+N		
Kdef	0,6	-	Kdef	0,6	-
chi2	0	-	chi2	0,2	-
Wact	12,76	mm	Wact	12,76	mm
Limite flecha	300	-	Limite flecha	300	-
L/	29,2	mm	L/	29,2	mm
Aprovechamien i	0,44	<1	Aprovechami i	0,44	<1

Figura 38. Excel cálculo vigas biapoyada de madera

Se descarta está opción por el excesivo canto de la viga, dado que no se dispone de una altura libre tan elevada.

RESUMEN PROPUESTAS	h forjado	h vigas	precio €	emisión C02	Rapidez	Flexibilidad
Losa bidireccional	0,35	--	40.263,70	188838,91	lento	no
Losa bidireccional con vigas de canto	0,35	0,5	45.123,54	194.541,83	lento	no
Losa unidireccional con vigas de cuelgue	0,24	0,5	40864,78	194541,83	lento	no
Vigas metálica con chapa colaborante	0,12	0,5	63.548,78	45875,11	rápido	si

Tabla 11. Resumen elección del sistema estructural

Tras este primer análisis inicial, se decide emplear losa unidireccional con vigas descolgadas de hormigón para las plantas bajo rasantes (dado que tiene un mejor comportamiento frente al fuego, en el caso de usar estructrua metálica habria que pintarla incrementando el precio) y la opción de vigas metálicas con chapa colaborante, para el resto de las plantas, por ser la opción que menores emisiones, menor canto total y mayor rapidez para construirlo tiene.

4 ESTRUCTURA PROPUESTA

Una vez elegido el sistema estructural a emplear. Bajo rasante losa undireccional con vigas descolgadas de hormigón y sobre rasante estructura mixta con forjado de chapa colaborante. Se intenta colocar los ejes de la estructura de tal forma, que sean compatibles con la arquitectura inicial del edificio y compatible con el sistema estructural seleccionado.

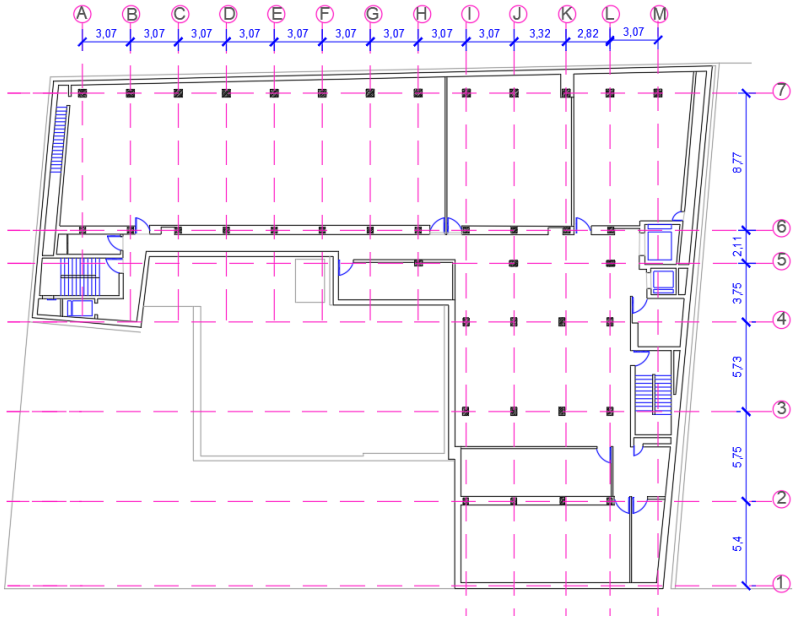


Figura 39. Distribución de pilares del edificio construido

Se dedice dejar el espacio central totalmente libre de pilares, llegando a luces de 9,34 metros - 10,35 metros, dada la inclinacion de la fachada. Y dado que tanto los perfiles métalicos (sobre rasaten) como las vigas de hormigon armado (bajo rasante), van a estar principalmente dimensionadas por flecha, mas que por resistencia, se dedice en los ejes del A-I, ir a una esparacion entre pilares mayor. Intentando no exceder los 6,7 metros.

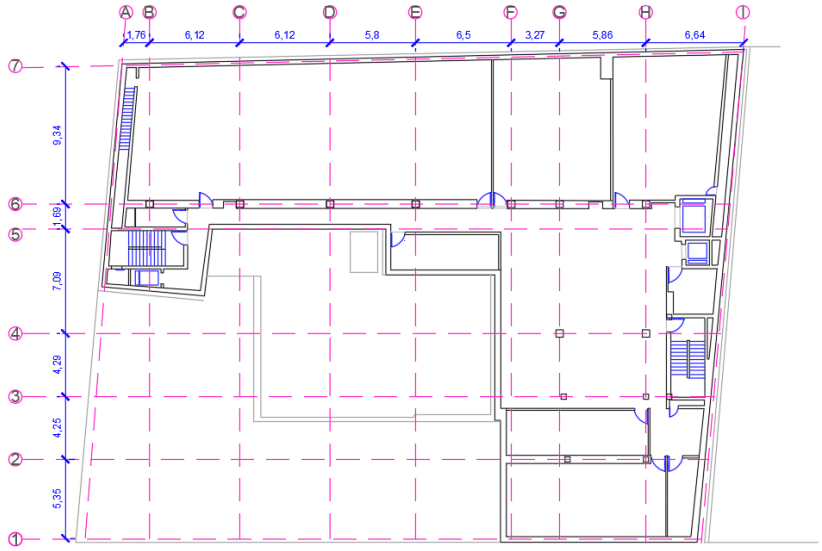


Figura 40. Propuesta de pilares para el desarrollo de este TFM.

Para evitar tener correas excesivamente grande en el caso de la estructura sobrerasante y para obtener una losa de pequeño espesor en el caso de la estructura bajo rasante. De esta forma, al tener esta diferencia de luces en las dos direcciones se puede obtener una estructrua que trabaja principalmente unidireccionalmente . Con una diferencia de luces de los 9-10 metros en una dirección y de los 2-6,7 metros. Se realiza un predimensionado rápido de las correas.

L (m)	6,8
Ancho tributario (m)	2,5
Cargas:	
PP (kN/m2)	3,0
CM (kN/m2)	3,0
SC (kN/m2)	5,0
Ψ_2	0,6
Perfil de la viga	IPE 360
Calidad del acero (Mpa)	275
Peso propio perfil (kN/m)	0,571

q_{ELU} (kN/m)	39,77
M_{ELU} (m·kN)	229,88
W (cm3)	903,7
σ (N/mm2)	254,37
	VÁLIDO

$q_{ELS,QP}$ (kN/m)	23,07
I (cm4)	16267
L/350 (mm)	19,43
δ (mm)	18,80
	VÁLIDO

Prediomensionado rápido de la losa unidireccional:
Luz en el borde de bano de 6,7 metros, con una relacion canto luz de L/30, se obtendria una losa de unos 22 cm.

4.1 ESTRUCTURA HORIZONTAL. FORJADOS.

Tras realizar un análisis inicial general del edificio se opta por la realización de una estructura mixta de acero y forjados de chapa colaborante sobre rasante y una estructura de hormigón bajo rasante, compuesta losa unidireccionales y vigas de hormigón.

4.2 ESTRUCTURA VERTICAL. PILARES

La estructura sobre rasante se realizará con pilares metálicos, mientras que bajo rasante se realizará con pilares de hormigón. La estabilidad del conjunto se solucionará con arriostramientos metálicos y con muros de hormigón armado.

4.3 CIMENTACIONES Y CONTENCIONES

La contención de desarrollará con pantallas de hormigón armado, dada la imposibilidad de realizar taludes en la parcela, por la cercanía con edificaciones colindantes.
Cimentación se desarrollará con zapatas de hormigón armado apoyadas sobre el sustrato rocoso, en el caso que fuera necesario se dispondrían pozos de cimentación.

5 NORMATIVA

De acuerdo con el artículo 1º A). Uno, del Decreto 462/1971, de 11 de marzo, en la ejecución de las obras deberán observarse las normas vigentes aplicables sobre construcción. A tal fin, se incluye la siguiente la normativa aplicable y, de manera complementaria, se incluye el Eurocódigo, otros códigos y guías europeas.

CTE NORMATIVA ESPAÑOLA-CÓDIGO TÉCNICO

-CTE DB-SE: “Seguridad Estructural”

-CTE DB SE -AE: “Seguridad Estructural. Acciones en la edificación”

-CTE DB SE -C: “Seguridad Estructural. Cimientos”

-CTE DB SI: “Seguridad en caso de incendios”

NCSE-02 Norma de Construcción Sismorresistente: parte general y edificación

CE Código estructural

Eurocódigos NORMATIVA EUROPEA

Eurocódigo 0 Bases de cálculo de estructuras (normativa sólo de uso complementario)

Eurocódigo 1 Acciones en estructuras (normativa sólo de uso complementario)

Eurocódigo 2 Proyecto de estructuras de Hormigón (normativa sólo de uso complementario)

Eurocódigo 3 Proyecto de estructuras de Acero (normativa sólo de uso complementario)

Eurocódigo 4 Proyecto de estructuras mixtas (normativa sólo de uso complementario)

Eurocódigo 7 Proyecto geotécnico (normativa sólo de uso complementario)

Eurocódigo 8 Proyecto de estructuras sismorresistentes (normativa sólo de uso complementario)

6 MATERIALES

6.1 VIDA ÚTIL DE DISEÑO

De conformidad con el apartado ***2.3(1) de la norma EN 1990:2002 y 2.3 del anejo 18 del código estructural***, la vida útil prevista es de 50 años.

Categoría de vida útil	Vida útil nominal (años)	Ejemplos
1	10	Estructuras temporales(1)
2	10 a 25	Partes reemplazables de la estructura, por ejemplo vigas carril, aparatos de apoyo
3	15 a 30	Estructuras agrícolas y similares
4	50	Estructuras de edificación y otras estructuras comunes
5	100	Estructuras de edificios monumentales, puentes y otras estructuras de ingeniería civil
(1)	Las estructuras o partes de estructuras que pueden desmontarse con vistas a ser reutilizadas no deben considerarse como temporales.	

Tabla 12. Vida útil nominal

6.2 HORMIGÓN

6.2.1 CLASES DE EXPOSICIÓN

Las clases de exposición se recogen en la tabla ***27.1.a, Volumen I del Código estructural y en la tabla 4.1 del Eurocódigo 1992-1-1,*** las más relevantes para el proyecto se muestran a continuación.

Designación de la clase	Descripción del entorno	Ejemplos informativos donde pueden existir las clases de exposición
1. Sin riesgo de ataque por corrosión		
X0	Para hormigón en masa: todas las exposiciones salvo donde haya ataque hielo/deshielo, abrasión o ataque químico. Para hormigón con armaduras en un ambiente muy seco.	Elementos de hormigón en masa. Elementos de hormigón en interiores de edificios con una humedad muy baja. (HR<45%).
2. Corrosión inducida por carbonatación		
XC1	Seco o permanentemente húmedo.	Elementos de hormigón armado o pretensado dentro de recintos cerrados (tales como edificios), con humedad del aire baja. (HR<65%) Elementos de hormigón armado o pretensado permanentemente sumergido en agua no agresiva.
XC2	Húmedo, raramente seco.	Elementos de hormigón armado o pretensado permanentemente en contacto con agua o enterradas en suelos no agresivos (por ejemplo, cimentaciones).
XC3	Humedad moderada.	Elementos de hormigón armado o pretensado dentro de recintos cerrados (tales como edificios), con humedad media o alta. (HR>65%) Elementos de hormigón armado o pretensado en el exterior, protegidos de la lluvia.
XC4	Sequedad y humedad cíclicas.	Elementos de hormigón armado o pretensado en el exterior, expuestos al contacto con el agua, de forma no permanente (por ejemplo, la procedente de la lluvia).

6. Ataque químico		
XA1	Ambiente de una débil agresividad química conforme a la tabla 27.1.b.	Terrenos naturales y aguas (subterráneas, industriales, residuales, etc.).
XA2	Ambiente de una moderada agresividad química conforme a la tabla 27.1.b.	Terrenos naturales y aguas (subterráneas, industriales, residuales, etc.)..
XA3	Ambiente de una alta agresividad química conforme a la tabla 27.1.b.	Terrenos naturales y aguas (subterráneas, industriales, residuales, etc.).

Tabla 13. Clases de exposición relativas al hormigón estructural / Ejemplo de clases de exposición relativas al hormigón estructural

Se empleará XA1 para elementos de cimentación y contención, XC2 para la solera y la viga de coronación de la pantalla y XC1para elementos interiores.

6.2.2 VALORES LÍMITE RECOMENDADOS PARA LA COMPOSICIÓN Y LAS PROPIEDADES DEL HORMIGÓN

Una estrategia enfocada a la durabilidad de una estructura debe conseguir una calidad adecuada del hormigón, en especial en las zonas más superficiales donde se pueden producir los procesos de deterior del hormigón y el acceso de los agentes agresivos para las armaduras. Lo anterior

puede dar lugar a una resistencia a la compresión del hormigón superior a la requerida para el diseño estructural. La relación entre calidades de hormigón, el contenido de cemento, la relación agua/cemento (a/c) máxima y las clases de exposición pueden describirse mediante la ***tabla 43.2.1.a y 43.2.1.b, volumen I del código estructural o la tabla E.1 del Eurocódigo 1992 1-1.***

Parámetro de dosificación	Tipo de hormigón	Clase de exposición						
		X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2
Máxima relación agua/cemento	Masa	0,65	-	-	-	-	-	-
	Armado	0,65	0,60	0,60	0,55	0,55	0,50	0,50
	Pretensado	0,60	0,60	0,60	0,55	0,55	0,45	0,45
Contenido mínimo de cemento (kg/m³)	Masa	200	-	-	-	-	-	-
	Armado	250	275	275	300	300	300	325
	Pretensado	275	300	300	300	300	300	325

Parámetro de dosificación	Tipo de hormigón	Clase de exposición						
		XF4	XA1	XA2	XA3	XM1	XM2	XM3
Máxima relación agua/cemento	Masa	0,50	0,50	0,50	0,45	0,50	0,50	0,50
	Armado	0,50	0,50	0,50	0,45	0,50	0,50	0,50
	Pretensado	0,50	0,50	0,45	0,45	0,50	0,50	0,50
Contenido mínimo de cemento (kg/m³)	Masa	300	275	300	325	300	300	300
	Armado	325	325	350	350	325	325	325
	Pretensado	325	325	350	350	325	325	325

Tabla 14. Contenido mínimo de cemento y máxima relación agua/cemento

Parámetro de dosificación	Tipo de hormigón	Clase de exposición						
		X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2
Resistencia característica (N/mm²)	Masa	20	-	-	-	-	-	-
	Armado	25	25	25	30	30	30	30
	Pretensado	25	25	25	30	30	30	35

Parámetro de dosificación	Tipo de hormigón	Clase de exposición						
		XF4	XA1	XA2	XA3	XM1	XM2	XM3
Resistencia característica (N/mm²)	Masa	30	30	30	35	30	30	30
	Armado	30	30	30	35	30	30	30
	Pretensado	30	30	35	35	30	30	30

Tabla 15. Resistencia característica mínima esperada para el hormigón

En la tabla anterior se muestra, para cada clase de exposición, la resistencia característica mínima esperable de un hormigón fabricado con un cemento CEM I o CEM II de categoría resistente 32,5 R y áridos de una calidad normal.
Cabe mencionar que esta es una tabla orientativa, los valores reflejan las resistencias que pueden esperarse con carácter general cuando se emplean áridos de buena calidad y se respetan las especificaciones de durabilidad.
Se selecciona el parámetro más exigente entre los establecidos para cada clase,

Resistencia característica del hormigón sin contacto con el terreno ***25 N/mm2***
Resistencia característica del hormigón en contacto con el terreno ***30 N/mm2***

Por lo tanto se empleará HA-30 para toda la obra.

6.2.3 PROPIEDADES MECÁNICAS

Hormigón HA-30:

PROPIEDADES MECÁNICAS	
TIPO DE HORMIGON	C30/35
fck (MPa)	30
fcm (MPa)	38
fctm (MPa)	2,9
fctk 0,05 (MPa)	2,0
fctk 0,95 (MPa)	3,8
Ecm (GPa)	33
fctm,fl (MPa)	3,6

Tabla 16. Características del hormigón

6.2.4 RECUBRIMIENTO

El recubrimiento de hormigón es la distancia entre la superficie exterior de la armadura la superficie de hormigón más cercana. A los efectos del código estructural y para garantizar los valores mínimos, los planos del proyecto reflejarán los recubrimientos nominales de las armaduras obtenido con la siguiente expresión:

$$c_{non} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

c_{non}: recubrimiento nominal en mm

c_{min}: recubrimiento mínimo en mm

Δc_{dev}: margen de tolerancia, en función del nivel de control de ejecución, cuyo valor será conforme a la tabla 43.4.1 del código estructural.

6.2.4.1 Recubrimiento mínimo

En función de la ubicación de los distintos tipos de elementos y de su posible exposición a agentes agresivos químicos, medioambientales, etc… se deberán tener en consideración de cara a la estrategia de durabilidad las siguientes de clases de exposición para los elementos de hormigón armado, las cuales se han establecido siguiendo los criterios marcados en el artículo 27.1 “Clases de exposición de los elementos de hormigón” del Código Estructural.

Tipo de elemento	Clase de exposición	Descripción
Pantalla	XA1	Agresividad débil
Zapatas		
Viga de coronación	XC2	En contacto con agua o enterrado en suelos no agresivos
Soleras		
Pilares Interiores	XC1	Seco o permanentemente húmedo (HR<65%)
Forjados sobre rasante		
Losas sobre rasante		
Forjados bajo rasante		
Losas bajo rasante		
Muros interiores		

Tabla 17. Clase de exposición de los elementos de hormigón

Para los distintos elementos por requisitos de durabilidad se consideran los siguientes recubrimientos mínimos en función de las distintas clases de exposición de acuerdo con el Capítulo 9 Durabilidad de las estructuras de hormigón en el artículo del Código Estructural.

$$r_{nominal} = r_{mínimo} + \triangle r$$

donde:

- $r_{nominal}$, es el recubrimiento nominal especificado en la documentación de proyecto.

- $r_{mínimo}$, es el recubrimiento mínimo en función de la clase de exposición, el tipo de de cemento, la resistencia característica a compresión del hormigón y la vida útil de la estructura.
- $\triangle r$ es el margen de recubrimiento en función del nivel de control de ejecución. Al tratarse de hormigones in situ con un nivel de control normal se tiene que considerar un valor de 10 mm.

Para la estructura con vida útil 50 años, en hormigones con f_{ck}<40 MPa y considerando el empleo del cemento CEM I, se consideran los siguientes recubrimientos:

Clase de exposición	r_{minimo} [mm]	$r_{nominal}$ [mm]
XC1	15	25
XA1	40	50
XC2	15	25

Tabla 18. Recubrimientos mínimos por elemento, según clase de exposición y nivel de control

Para el desarrollo de este TFM se van a escoger los siguiente recubrimientos nominales:

RECUBRIMIENTO NOMINAL	
EDIFICIO	Cnom (mm)
Cimentación	50(*)
Vigas, columnas, muros nucleos, losas	35
PANTALLA DE CONTENCIÓN	Cnom (mm)
Pantalla	70
Viga de coronación	50
(*) 70mm en elementos hormigonados contra el terreno	

Tabla 19. Recubrimientos nominales a emplear en la obra

6.2.5 CONTROL DE FISURAS

La anchura máxima de fisura se considerará de acuerdo con la ***tabla 27.2, Volumen 3 del código estructural.***

Clase de exposición	w_{max} (mm)	
	Hormigón armado (para la combinación cuasi permanente de acciones)	Hormigón pretensado (para la combinación frecuente de acciones)
X0(2), XC1(2)	0,4	0,2
XC2, XC3, XF1,XF3,XC4	0,3	0,2 (1)
XS1, XS2, XD1, XD2, XD3, XF2, XF4, XA1(3)	0,2	Descompresión
XS3, XA2(3), XA3(3)	0,1	

Tabla 20. Apertura máxima de fisuras

Elemento	Clase de exposición	wmax (mm)
Elementos de cimentación y contención	XA1	0.2
Elementos interiores	XC1	0.4
Elementos solera y viga de coronación	XC2	0.3

Tabla 21. Ancho de fisura máximo por elemento

6.3 ACERO DE REFUERZO

6.3.1 CLASES DE ACERO DE REFUERZO

Se selecciona el acero B500S cuyas características se indican en la tabla ***34.2.a, Volumen I del código estructural.***

Tipo de acero		Acero soldable		Acero soldable con características especiales de ductilidad	
Designación		B 400 S	B 500 S	B 400 SD	B 500 SD
Límite elástico, f_y (N/mm²) (1)		≥ 400	≥ 500	≥ 400	≥ 500
Carga unitaria de rotura, f_s (N/mm²) (1)		≥ 440	≥ 550	≥ 480	≥ 575
Alargamiento de rotura, $\varepsilon_{u,5}$ (%)		≥ 14	≥ 12	≥ 20	≥ 16
Alargamiento total bajo carga máxima, $\varepsilon_{máx}$ (%)	acero suministrado en barra	≥ 5,0	≥ 5,0	≥ 7,5	≥ 7,5
	acero suministrado en rollo (3)	≥ 7,5	≥ 7,5	≥ 10,0	≥ 10,0
Relación f_s/f_y (2)		≥ 1,08	≥ 1,08	$1{,}20 \le f_s/f_y \le 1{,}35$	$1{,}15 \le f_s/f_y \le 1{,}35$ (4)
Relación $f_{y\,real}/f_{y\,nominal}$		--	--	≤ 1,20	≤ 1,25

Tabla 22. Tipos de acero soldable

- Límite elástico característico, = 500 MPa
- Carga unitaria de rotura = 550 MPa
- Módulo de elasticidad = 200000 N/mm2 (ver 3.2.7 Código estructural)
- Densidad media = 7850 kg/m3 (ver 3.2.7 Código estructural)

6.4 ACERO ESTRUCTURAL

6.4.1 CLASES DE ACERO

Los valores nominales del límite elástico y del límite de rotura para las clases de acero estructural deben obtenerse de la tabla ***3.1 del Eurocódigo 1993-1-1:2005 o tabla A22.3.1 Volumen IV del código estructural.***

Norma y tipo de acero	Espesor nominal t (mm)			
	$t \leq 40$		$40 < t \leq 80$	
	f_y (N/mm²)	f_u (N/mm²)	f_y (N/mm²)	f_u (N/mm²)
UNE-EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	490	335	470
S 450	440	550	410	550
UNE-EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
UNE-EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
UNE-EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	490	335	490
UNE-EN 10025-6				
S 460 Q/QL/QL1	460	570	440	550
UNE-EN 10210-1				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 420 NH/NLH	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550
UNE-EN 10219-1				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 460 NH/NLH	460	550		
S 275 MH/MLH	275	360		
S 355 MH/MLH	355	470		
S 420 MH/MLH	420	500		
S 460 MH/MLH	460	530		

Tabla 23. Valores nominales del límite elástico y de la tensión de rotura para acero estructural laminado en caliente y perfiles tubulares

6.4.2 PARÁMETROS DEL MATERIAL DE ACERO

De acuerdo con el apartado 3.2.6, volumen III del código estructural y Eurocódigo

Módulo de deformación del acero	Ea	210000	N/mm2
Módulo de rigidez	G	81000	N/mm2
Coeficiente de Poisson	v	0,30	-

Coeficiente de dilatación térmica	α	$1,2 \cdot 10^{-5}$	$(ºC)^{-1}$
Densidad	ρ	7850	Kg/m^3

Acero en perfiles		S235
Resistencia característica del acero en perfiles	fyk	235N/mm2
Resistencia de cálculo del acero de perfiles	fyd	223,81 N/mm2

Acero en perfiles		S275
Resistencia característica del acero en perfiles	fyk	275N/mm2
Resistencia de cálculo del acero de perfiles	fyd	261,90 N/mm2

Acero en perfiles		S355
Resistencia característica del acero en perfiles	fyk	355N/mm2
Resistencia de cálculo del acero de perfiles	fyd	338,10 N/mm2

6.5 CONEXIONES

6.5.1 CONEXIONES CON PERNOS

Los tornillos utilizables a los efectos del código estructural en uniones de estructuras de acero corresponden a los grados recogidos en la ***tabla 85.2.a***, con las especificaciones de límite elástico fyb, y resistencia a tracción fub, que en la misma se indican. De manera similar se indica en la ***tabla 3.1 del Eurocódigo 1993-1-8-2005.***

Tipo	Tornillos ordinarios			Tornillos de alta resistencia	
Grado	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb}	240	300	480	640	900
f_{ub}	400	500	600	800	1000

Tabla 24. Límite elástico mínimo fyb y resistencia a tracción mínima fub de los tornillos (N/mm2)

6.5.2 CONEXIONES SOLDADAS

En la tabla ***A26.4.1 del volumen IV del código estructural y en la norma EN 10025-2***, se define el coeficiente de correlación β_w para cordones de soldadura en ángulo, el cual se utiliza para obtener la resistencia a cortante de la soldadura.

Normativa y tipos de acero			Coeficiente de correlación β_w
UNE-EN 10025	UNE-EN 10210	UNE-EN 10219	
S 235 S 235 W	S 235 H	S 235 H	0,8
S 275 S 275 N /NL S 275 M /ML	S 275 H S 275 NH /NLH	S 275 H S 275 NH /NLH S 275 MH /MLH	0,85
S 355 S 355 N /NL S 355 M /ML S 355 W	S 355 H S 355 NH /NLH	S 355 H S 355 NH /NLH S 355 MH /MLH	0,9
S 420 N /NL S 420 M /ML		S 420 MH /MLH	1,0
S 460 N /NL S 460 M /ML S 460 Q /QL /QL1	S 460 NH /NLH	S 460 NH /NLH S 460 MH /MLH	1,0

Tabla 25. Coeficiente de correlación βw para cordones de soldadura en ángulo

6.6 PERFIL CHAPA COLABORANTE

Se opta por utilizar un perfil de la serie EUROCOL 60 con las siguientes características geométricas obtenidas del catálogo:

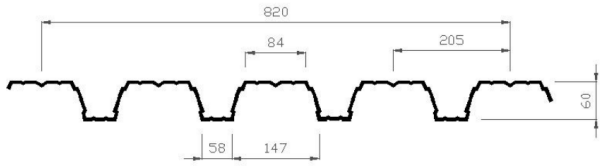


Figura 41.Geometria chapa

Espesor (mm)		0,75	1,00	1,20
Peso m² útil	Kg./m²	8,97	11,97	14,36
Momento de inercia (cm⁴/ml)	Sección total	55,15	74,56	90,10
Módulo resistente (cm³/ml)	i/vi	17,02	23,02	27,81
	i/vs	20,73	28,03	33,87

Figura 42.Características chapa

Conectores para secciones mixtas

La interconexión entre materiales como es el acero y el hormigón se debe conseguir utilizando un elemento con la suficiente rigidez para permitir que ambos componentes sean calculados como partes de un único elemento estructural, para ello se utilizarán conectores espiga de diámetro 22mm de la serie Köco S235J2+C450, con acero de las siguientes características:

Resistencia característica fy=350 N/mm2

Resistencia última fu=450N/mm2

6.7 RESUMEN MATERIALES PROYECTADOS

6.7.1 HORMIGÓN ARMADO

Los materiales empleados en el cálculo de la estructura han sido los siguientes:

6.7.1.1 Hormigón

CUADRO DE CARACTERÍSTICAS SEGÚN CÓDIGO ESTRUCTURAL							
MATERIALES							
Elemento	Localización	Especificación del elemento	Máx. relación agua / cemento	Mín. cantidad cemento (kg/m3)	Nivel de control	Coeficiente	
						γ_c	γ_s
Hormigón	Limpieza	HL-150/B/20	--	150	Normal	1.50	
	Pantallas	HA-30/L/12/XA1	0,50	325	Normal		
	Vigas de coronación	HA-30/F/20/XA1	0,50	325	Normal		
	Zapatas	HA-30/F/20/XA1	0,50	325	Normal		
	Pilares, Vigas, Losas Interiores y Muros	HA-30/F/20/XC1	0,60	275	Normal		
	Solera	HA-30/F/20/XC2	0,60	275	Normal		
	Forjado de chapa colaborante	HA-30/F/12/XC1	0,60	275	Normal		

Tabla 26. Calidad de hormigón proyectado

6.7.1.2 Acero de refuerzo

CUADRO DE CARACTERÍSTICAS SEGÚN CÓDIGO ESTRUCTURAL					
MATERIALES					
Elemento	Localización	Especificación del elemento	Nivel de control	Coeficiente	
				γ_c	γ_s
Acero de Refuerzo	Pasivas	B-500-S (fyk=500 MPa)	Normal		1.15

Tabla 27. Calidad del acero

6.7.2 ACERO ESTRUCTURAL

De acuerdo con el código estructural, el acero de las chapas y perfiles laminados a emplear serán del grado S 275, mientras que las placas de anclaje de los equipos será del grado S355

Las características del acero son:

Módulo de elasticidad longitudinal: E = 210.000 N/mm2.

Módulo de elasticidad transversal: G = 81.000 N/mm2.

Coeficiente de Poisson: $\nu = 0,30$

Coeficiente de dilatación térmica lineal: $\propto t = 0,000012$ m/m °C (para T ≤100°C)

Coeficiente de dilatación térmica lineal para estructuras mixtas: $\propto t = 0,000010$ m/m °C

Límite elástico (S 275): $\sigma_e = 275$ N/mm^2 si e < 40 mm..

$\sigma_e = 255$ N/mm^2 si 40 mm.<e<80 mm.

Límite elástico (S 355 placas de anclaje): σ_e= 355 N/mm^2 si e < 40 mm..
σ_e= 335 N/mm^2 si 40 mm.<e<80 mm.

7 ACCIONES SOBRE LA EDIFICACIÓN

Acciones verticales:

Al ser una edificación localizada en una zona donde no tiene gran importancia la actividad sísmica, el principal problema estructural de este proyecto se debe a las cargas gravitatorias, serán principalmente, peso propio,cargas muertas, nieve, sobrecarga de uso.

Acciones horizontales

Además de los principales problemas gravitatorios, la estructura tendrá que hacer frente a empujes horizontales, algunos de carácter permanente y otros de carácter transitorio o accidental. Las principales acciones horizontales presentes en este proyecto serán las debidas al viento, empuje de tierras en las plantas sótanos.

Geotécnica

Las características geotécnicas del terreno y los condicionantes del entorno de la parcela, serán clave para poder definir el tipo de cimentación a utilizar.

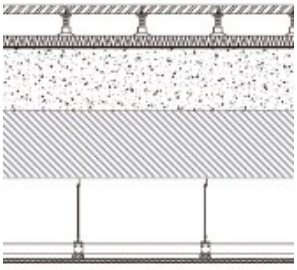
7.1 CARGAS MUERTAS Y SOBRECARGA

A continuación, se presenta un resumen de las acciones que se emplearán para el cálculo y dimensionado del proyecto:

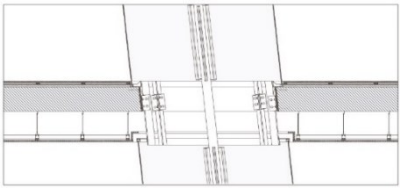
1. Cargas muertas:

〉 Cubierta; cota +0,08m (planta baja):

〉

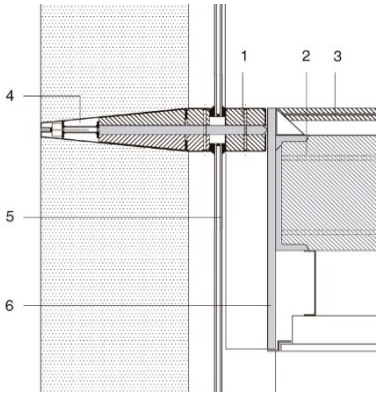


Tipo Transitable	espesor	Peso (kN/m^2)
Formación de pendientes de hormigón aligerado (18 kN/m3)	15cm	2,7
Lamina impermeabilizante EPDM de caucho sintético	1cm	0,02
Aislamiento térmico rígido de alta densidad	5cm	0,02
Plots regulables	-	1
Pavimento acabado de cubierta transitable de loseta de hormigón y árido calizado y silíceo	40 mm	0,50
Falso techo	30cm	0,5
Instalaciones colgadas		0,5
TOTAL		**4,8**



Tipo no transitable	espesor	Peso (kN/m^2)
Formación de pendientes de hormigón aligerado	15 cm	2,7
Lamina impermeabilizante EPDM de caucho sintético		0,02
Aislamiento térmico rígido de alta densidad	5cm	0,02
Pavimento acabado de cubierta transitable de loseta de hormigón y árido calizado y siliceo	40 mm	0,50
Falso techo	30cm	0,5
TOTAL		**3,8**

〉 Resto de plantas



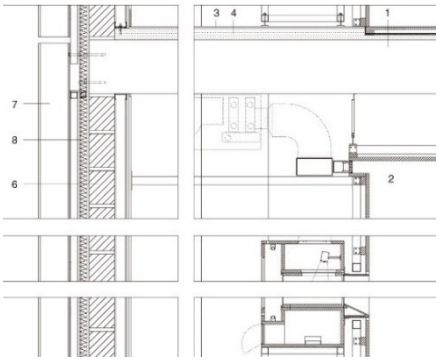
Tipo. Resto de plantas	espesor	Peso (kN/m^2)
Solado de parquet flotante 14 mm sobre base de tablero de DM, lámina de polietileno reticular y rastreles de pino 50mm.		1
Falso techo		0,5
Instalaciones		0,5
Tabiquería		1
TOTAL		**3**

〉 Auditorio. Escenario

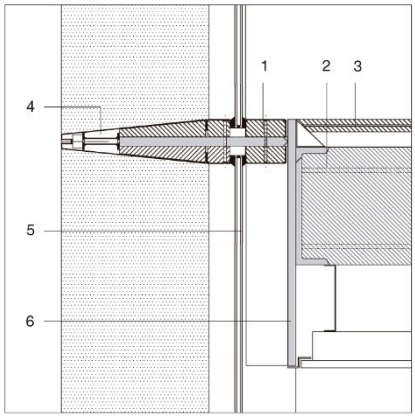
Tipo	espesor	Peso (kN/m^2)
Solado de parquet flotante 14 mm sobre base de tablero de DM, lámina de polietileno reticular y rastreles de pino 50mm.		1
Falso techo		0,5
Instalaciones		0,5
Formación escenario		2
TOTAL		**4**

-CARGAS LINEALES

〉 FACHADAS:

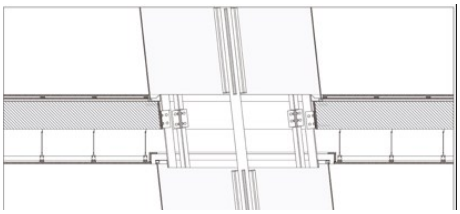


Tipo 1	Peso (kN/m^2)	Peso (kN/m)
Trasdosado de doble capa de cartón yeso 13+13mm	0,15	0,51
Tabique de bloques de hormigón	2,5	8,5
Revestimiento de fachada de lamas de bronce	0,1	0,34
Aislamiento térmico de poliuretano proyectado	0,02	0,068
TOTAL		**9,5**



Tipo 2	Peso (kN/m^2)	Peso (kN/m)
Revestimiento de lamas de chapa plegada de bronce 1,5mm	0,1	0,34
Vidrio de seguridad laminado 8+8 mm incoloro con butiral de polivinilo transparante	0,35	1,7
Pieza estructural conformada de chapa de acero e=18 mm	0,8	2,72
TOTAL		**4,8**

〉 LUCERNARIOS:



LUCERNARIOS	Peso (kN/m^2)	Peso (kN/m)
Aislamiento térmico (5cm)	0,02	0,072
Trasdosado de doble placa de cartón yeso 13+13mm .esp.	0,15	0,54
vidrio	0,35	1,26
TOTAL	0,52	**1,87**

〉 Sobrecargas de uso:

Planta sótano -2:

Las categórias de uso de está planta, no vienen tabuladas en el código técnico, de tal forma que para este proyecto se han considerado las siguientes cargas:

- Biblioteca: 8 kN/m2.
- Almacén: 5 kN/m2
- Archivo: 10 kN/m2
- Dépositos: 5 kN/m2

Planta sótano -1:

- Aulas: categoría de uso C1: 3 kN/m2
- Baños públicos y vestuarios para los empleados: 3 kN/m2
- Zonas de exposiciones: categoria de uso C3: 5 kN/m2

Planta cero

- Auditorio: categoria C2: 4 kN/m2
- Zonas de exposiciones: categoria de uso C3: 5 kN/m2
- Cubierta tránsitable: categoria de uso C3: 5 kN/m2

Planta uno:

- Zonas de exposiciones: categoria de uso C3: 5 kN/m2
- Cuarto de instalaciones: 5 kN/m2
- Almacén : 5 kN/m2

Planta segunda:

- Zonas de exposiciones: categoria de uso C3: 5 kN/m2
- Cuarto de instalaciones: 5 kN/m2
- Almacén : 5 kN/m2

Planta tercera:

- Zonas de exposiciones: categoria de uso C3: 5 kN/m2
- Cuarto de instalaciones: 5 kN/m2
- Depósito : 5 kN/m2
- Cubierta no transitable. Categoria G1:1 kN/m2

Planta cuarta:

- Cubierta no transitable. Categoria G1:1 kN/m2

Planta lucernarios:

- Cubierta no transitable. Categoria G1:1 kN/m2

Escaleras de hormigón:

NIVEL	COTA	USO	CM (kN/m^2)	SC (kN/m^2)
Escaleras	-	Evacuación	1,5	6

Peldañeado: 1,10 kN/m^2

Pavimento: 0,4 kN/m^2

Escalera metálica:

NIVEL	COTA	USO	CM (kN/m^2)	SC (kN/m^2)
Escaleras	-	Pública concurrencia	1	5

Peldañeado se realizara con uan chapa plegada.

7.2 CUMPLIENTO DE NORMA SISMORESISTEN

Las acciones sísmicas se regulan por la Norma de construcción sismorresistente NSCE-02: Parte general y edificación.
El edificio tiene una clasificación de construcción de importancia normal, descrito en el artículo 1.2.2 :

"Aquellas cuya destrucción por el terremoto pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio para la colectividad, o producir importantes pérdidas económicas, sin que en ningún caso se trate de un servicio imprescindible ni pueda dar lugar a efectos catastróficos"

Según el artículo 1.2.3 Criterios de aplicación de la Norma, no es obligatorio aplicar la norma en los siguientes casos:

"En las edificaciones de importancia normal o especial cuando la aceleración sísmica básica a_b sea inferior a 0,04 g, siendo g la aceleración de la gravedad.

Provincia de Álava dispone de a_b/g: 0,04; k: 1.

Como se encuentra en una zona con una aceleración sísmica menor a 0,04 g, por lo tanto, no es obligatorio aplicar a este edificio la norma sismoresistente. Y en este proyecto no se va a aplicar ninguna carga sísmica.

7.3 VIENTO

La fórmula para el cálculo del viento de acuerdo con el CTE:

qe = qb · ce · cp:

Para el cálculo del viento se ha puesto que el edificio está formado por dos rectángulos y se ha calculado el viento para cada uno de ellos.

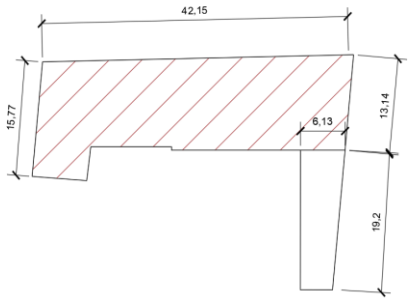


Figura 43.Esquema

Para introducir el viento en el modelo de cálculo se han utilizado cuatro casos de carga:

VIENTO		
Zona de Viento	C	-
Presión dinámica del viento qb	0,52	kN/m2
Velocidad básica del viento	29	m/s
Grado de aspereza del terreno.Zona C	IV	-
Altura total del edificio	18,25	m
Dimensión x	42,15	m
Dimensión y	14,455	m
Dimension X(planta caseton)	6,6	m
Dimenion y (planta casetón)	14,4	m

								ETABS	
Z(m)	Área tributaria	ce	Esbeltez	cp	cs	Presión y	Succión y	Presión	Succión
m	m	-	m	-	-	kN/m2	kN/m2	kNm	kNm
3,68	1,92	1,3	0,25	0,7	-0,3	0,47	-0,20	0,91	-0,39
7,28	3,6	1,5	0,50	0,7	-0,4	0,55	-0,31	1,05	-1,12
10,88	3,81	1,8	0,75	0,8	-0,4	0,75	-0,37	1,44	-1,43
14,9	3,685	2,1	1,03	0,8	-0,5	0,87	-0,55	1,68	-2,01
18,25	1,675	2,2	1,27	0,8	-0,6	0,92	-0,69	1,76	-1,15

								ETABS	
Z(m)		ce	Esbeltez	cp	cs	Presión x	Succión x	Presión	Succión
m	m	-	m	-	-	kN/m2	kN/m2	kNm	kNm
3,68	1,92	1,3	0,09	0,7	-0,3	0,47	-0,20	0,91	-0,39
7,28	3,6	1,5	0,17	0,7	-0,4	0,55	-0,31	1,97	-1,12
10,88	3,81	1,8	0,26	0,7	-0,3	0,66	-0,28	2,50	-1,07
14,9	3,685	2,1	0,35	0,7	-0,3	0,76	-0,33	2,82	-1,21
18,25	1,675	2,2	2,77	0,8	-0,6	0,92	-0,69	1,53	-1,15

VIENTO		
Zona de Viento	C	-
Presión dinámica del viento qb	0,52	kN/m2
Velocidad básica del viento	29	m/s
Grado de aspereza del terreno.Zona C	IV	-
Altura total del edificio	18,25	m
Dimensión x	6,3	m
Dimensión y	19,2	m

								ETABS	
Z(m)	Área tributaria	ce	Esbeltez	cp	cs	Presión y	Succión y	Presión	Succión
m	m	-	m	-	-	kN/m2	kN/m2	kNm	kNm
3,68	1,92	1,3	0,19	0,7	-0,3	0,47	-0,20	0,91	-0,39
7,28	3,6	1,5	0,38	0,7	-0,4	0,55	-0,31	1,97	-1,12
10,88	3,81	1,8	0,57	0,7	-0,4	0,66	-0,37	2,50	-1,43
14,9	3,685	2,1	0,78	0,8	-0,4	0,87	-0,44	3,22	-1,61
18,25	1,675	2,2	0,95	0,8	-0,5	0,92	-0,57	1,53	-0,96

								ETABS	
Z(m)		ce	Esbeltez	cp	cs	Presión x	Succión x	Presión	Succión
m	m	-	m	-	-	kN/m2	kN/m2	kNm	kNm
3,68	1,92	1,3	0,58	0,7	-0,4	0,47	-0,27	0,91	-0,52
7,28	3,6	1,5	1,16	0,8	-0,5	0,62	-0,39	2,25	-1,40
10,88	3,81	1,8	1,73	0,8	-0,7	0,75	-0,66	2,85	-2,50
14,9	3,685	2,1	2,37	0,8	-0,7	0,87	-0,76	3,22	-2,82
18,25	1,675	2,2	2,90	0,8	-0,7	0,92	-0,80	1,53	-1,34

Tabla 28. Cálculo del viento

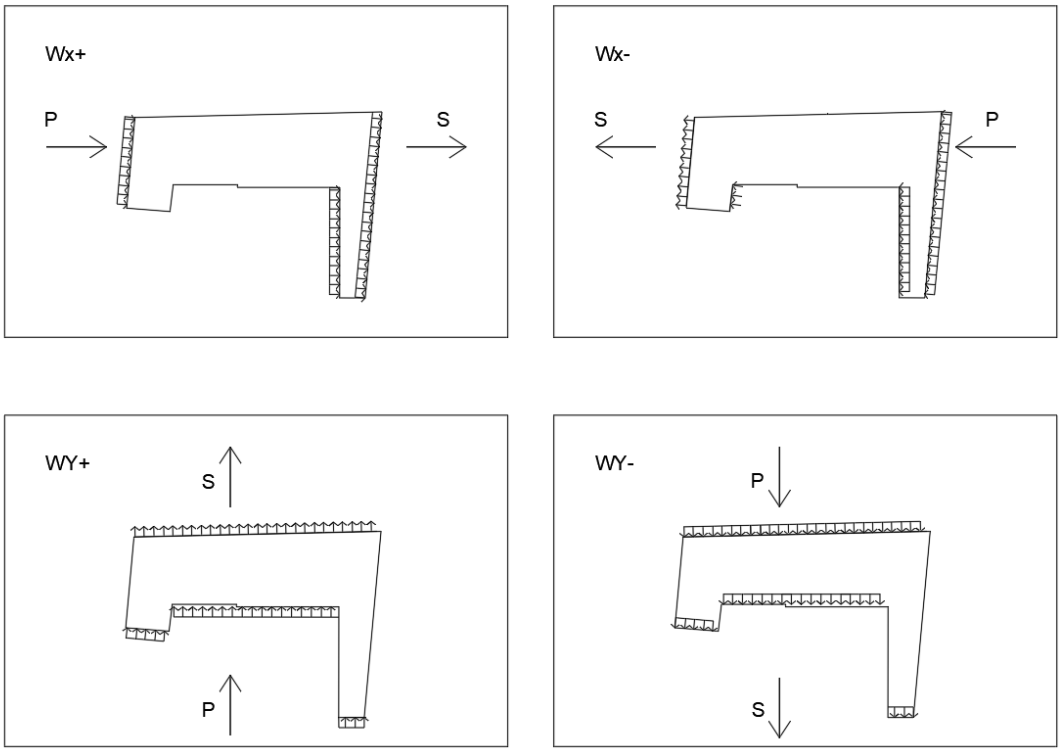


Figura 44.Aplicación del viento

7.4 NIEVE

Vitoria/ Gasteiz; Altitud 520 m; S_k :0,7

7.5 ACCIONES TÉRMICAS

Respecto a la aplicación de temperatura en los edificios el CTE 3.4.1 establece que la disposición de juntas de dilatación puede contribuir a disminuir los efectos de las variaciones de la temperatura. En edificios habituales con elementos estructurales de hormigón o acero, puede no considerarse las acciones térmicas cuando se dispongan juntas de dilatación de forma que no existan elementos continuos de más de 40 m de longitud. En el caso de este edificio como la longitud más larga es de 42,15 metros, se decide aplicar cargas térmicas.
Dado que todos los elementos se van a encontrar en el interior, es decir protegido por aislantes térmicos se aplicará un incremento de temperatura de +/- 10ºC a toda la estructura.

7.6 EMPUJES DEL TERRENO

Se calcula el empuje que genera el terreno como carga permanente sobre las pantallas.
Asimismo, se va a tener en cuenta una sobrecarga superficial de 10 KN/m^2 para considerar el posible apilado de materiales durante la obra.

EMPUJE ACTIVO

Ø	25	º	$K_a = tg^2(45 - \frac{\varphi}{2})$
KA	0,33334		
γ	17	kN/m³	
H0	0,08	m	
H1	-3,4	m	
H	3,48	m	
KAγH	19,7201049	kN/m²	
P0	34,3129825	kN/m	
C	-5,6666968		
D	0,45333574		

EMPUJE SOBRECARGA

SC	10	kN/m²
Psc	3,3	kN/m²

EMPUJE ACTIVO

Ø	25	º	$K_a = tg^2(45 - \frac{\varphi}{2})$
KA	0,33334		
γ	18	kN/m³	
H0	0,08	m	
H1	-7,25	m	
H	7,33	m	
KAγH	43,9802339	kN/m²	
P0	161,187557	kN/m	
C	-6,00003191		
D	0,48000255		

EMPUJE SOBRECARGA

SC	10	kN/m²
Psc	3,33	kN/m²

7.7 CUMPLIMIENTO DE NORMATIVA DE PROTECCIÓN FRENTE AL FUEGO

Se describe a continuación las características que debe tener el edificio de acuerdo con lo establecido en el DB-SI.

-Elementos estructurales principales DB-SI 6. Artículo 3.

Pública Concurrencia	- La superficie construida de cada *sector de incendio* no debe exceder de 2.500 m², excepto en los casos contemplados en los guiones siguientes. - Los espacios destinados a público sentado en asientos fijos en cines, teatros, auditorios, salas para congresos, etc., así como los museos, los espacios para culto religioso y los recintos polideportivos, feriales y similares pueden constituir un *sector de incendio* de superficie construida mayor de 2.500 m² siempre que: a) estén compartimentados respecto de otras zonas mediante elementos EI 120; b) tengan resuelta la evacuación mediante *salidas de planta* que comuniquen con un *sector de riesgo mínimo* a través *de vestíbulos de independencia*, o bien mediante *salidas de edificio;* c) los materiales de revestimiento sean B-s1,d0 en paredes y techos y B_{FL}-s1 en suelos; d) la *densidad de la carga de fuego* debida a los materiales de revestimiento y al mobiliario fijo no exceda de 200 MJ/m² y e) no exista sobre dichos espacios ninguna zona habitable. - Las *cajas escénicas* deben constituir un *sector de incendio* diferenciado.

Tabla 1.2 Resistencia al fuego de las paredes, techos y puertas que delimitan sectores de incendio(1) (2)

Elemento	***Resistencia al fuego***			
	Plantas bajo rasante	**Plantas sobre rasante en edificio con *altura de evacuación*:**		
		h ≤ 15 m	**15 < h ≤ 28 m**	**h > 28 m**
Paredes y techos(3) que separan al sector considerado del resto del edificio, siendo su *uso previsto*:(4)				
- *Sector de riesgo mínimo* en edificio de cualquier uso	(no se admite)	EI 120	EI 120	EI 120
- *Residencial Vivienda, Residencial Público, Docente, Administrativo*	EI 120	EI 60	EI 90	EI 120
- *Comercial,* Pública Concurrencia, *Hospitalario*	EI 120(5)	EI 90	EI 120	EI 180
- *Aparcamiento*(6)	EI 120(7)	EI 120	EI 120	EI 120
Puertas de paso entre *sectores de incendio*	EI_2 t-C5 siendo t la mitad del tiempo de *resistencia al fuego* requerido a la pared en la que se encuentre, o bien la cuarta parte cuando el paso se realice a través de un *vestíbulo de independencia* y de dos puertas.			

Tabla 29. Resistencia al fuego de las paredes, techos y puertas

Tabla 3.1 *Resistencia al fuego* suficiente de los elementos estructurales

Uso del *sector de incendio* considerado(1)	**Plantas de sótano**	**Plantas sobre rasante *altura de evacuación* del edificio**		
		≤15 m	**≤28 m**	**>28 m**
Vivienda unifamiliar (2)	R 30	R 30	-	-
Residencial Vivienda, Residencial Público, Docente, Administrativo	R 120	R 60	R 90	R 120
Comercial, Pública Concurrencia, Hospitalario	R 120(3)	R 90	R 120	R 180
Aparcamiento (edificio de uso exclusivo o situado sobre otro uso)		R 90		
Aparcamiento (situado bajo un uso distinto)		R 120(4)		

(1) La *resistencia al fuego* suficiente R de los elementos estructurales de un suelo que separa *sectores de incendio* es función del uso del sector inferior. Los elementos estructurales de suelos que no delimitan un *sector de incendios*, sino que están contenidos en él, deben tener al menos la *resistencia al fuego* suficiente R que se exija para el uso de dicho sector

(2) En viviendas unifamiliares agrupadas o adosadas, los elementos que formen parte de la estructura común tendrán la *resistencia al fuego* exigible a edificios de *uso Residencial Vivienda*.

(3) R 180 si la *altura de evacuación* del edificio excede de 28 m.

(4) R 180 cuando se trate de *aparcamientos robotizados*.

Tabla 30. Resistencia al fuego en los elementos estructurales

NIVEL	COTA	USO	RESISTENCIA AL FUEGO	Incluye
Planta sótano -2	-7,40	Administrativo	R120	Soportes, muros y forjado
Planta sótano -1	-3,40	Administrativo	R120	Soportes, muros y forjado
Planta baja	+0,08	Administrativo	R90	Soportes, muros y forjado
Planta primera	+3,68	Pública concurrencia	R90	Soportes, muros y forjado
Planta segunda	+7,20	Pública concurrencia	R90	Soportes, muros y forjado
Planta tercera	+10,88	Pública concurrencia	R90	Soportes, muros y forjado
Cubierta	+14,90	Pública concurrencia	R90	Soportes, muros y forjado

Tabla 31. Resistencia al fuego requerida en la estructura

Se homogeneiza todo el conjunto con dos clases de resistencia:

- R120 para los elementos de las plantas sótanos, incluida la estructura de techo de planta sótano -1
- R-90 para los elementos sobre rasante

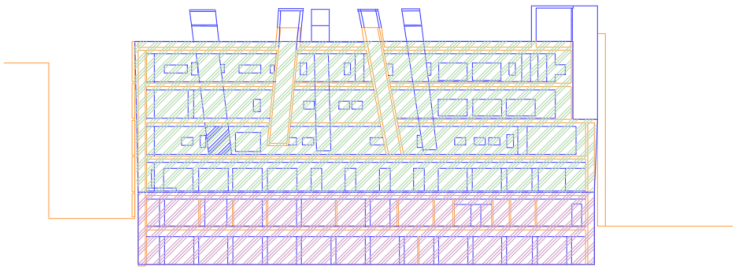


Figura 45.Sectorización del edificio.

8 PROTECCIÓN CONTRA FUEGO

Elección de Forjado de chapa colaborante

Teniendo en cuenta las distintas sobrecargas que actúan sobre el forjado:

	SOBRECARGA DE USO (KN/m^2)	CARGAS MUERTAS (KN/m^2)	TOTAL (KN/m^2)
Planta tipo	5	3	8
Planta tipo mayorada	7,5	4,05	11,55

Tabla 32. Cargas planta tipo

Empleando el catálogo de perfiles para forjado de chapa colaborante de EUROCOL 60.

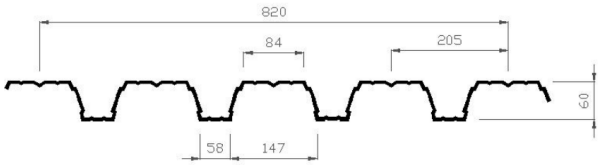


Figura 46.Característica de la chapa

Se va a emplear una chapa de espesor 1 mm, para unificar forjados y facilitar su ejecución por planta.

Peso Propio perfil + hormigón Kg./m²																	
Espesor losa (cm)		10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
Volumen dm3/m2		67	77	87	97	107	117	127	137	147	157	167	177	187	197	207	217
Espesor Chapa (mm.)	0,75	170	194	218	242	266	290	314	338	362	386	410	434	458	482	506	530
	1,00	173	197	221	245	269	293	317	341	365	389	413	437	461	485	509	533
	1,20	175	199	223	247	271	295	319	343	367	391	415	439	463	487	511	535

Tabla 33. Características del forjado

.1 Forjado planta tipo

Para una sobrecarga máxima de 1155 daN/m^2, se obtiene un forjado con una losa de 6cm+8cm (14 cm). Sin apeo.

LOSA (cm)								
LUZ (m)	10	11	12	13	14	16	18	20
2.00	1136	1278	1421	1565	1709	1999	2290	2583
2.20	967	1090	1213	1336	1460	1709	1959	2211
2.40	837	944	1051	1159	1267	1484	1350	1525
2.60	734	828	923	1018	1113	1002	1151	1301
2.80	651	735	608	671	735	862	991	1120
3.00	418	472	526	581	636	747	859	972
3.20	363	410	458	506	554	652	748	835
3.40		359	401	443	483	554	626	699
3.60		315	347	376	405	464	524	584
3.80			291	315	339	388	437	486
4.00				263	282	322	362	403
4.20				217	233	265	298	330
4.40					190	216	241	267
4.60					153	172	192	212
4.80								163
5.00								

LOSA (cm)								
LUZ (m)	10	11	12	13	14	16	18	20
2.00	1248	1434	1620	1806	1992	2363	2735	3107
2.20	1120	1287	1454	1621	1770	2070	2372	2675
2.40	1013	1145	1273	1403	1532	1794	2056	2320
2.60	889	1002	1116	1230	1344	1574	1805	2038
2.80	787	887	988	1090	1192	1397	1603	1810
3.00	703	793	884	975	1067	1251	1436	1622
3.20	617	715	797	880	963	1130	1044	1180
3.40	524	649	724	800	875	808	929	1051
3.60	446	593	662	561	615	723	820	917
3.80		525	456	504	546	628	711	794
4.00			404	439	475	546	617	689
4.20			352	382	413	474	536	598
4.40				333	359	412	465	519
4.60				289	312	358	403	450
4.80					270	309	349	388
5.00					233	266	300	333

Tabla 34. Características del forjado

La separación máxima entre correas para vanos continos será 2,60 metros y para zonas de un solo vano será de 2,40 metros.
Por lo tanto, el peso propio del forjado es de 2,66 KN/m^2, teniendo en cuenta una sobrecarga añadida de recrecido y macizados se tomará para el cálculo 3 KN/m^2

.2 Resistencia al fuego del forjado de chapa colaborante

Los parámetros que determinan la resistencia al fuego de la estructura son:

- R-90 para los elementos sobre rasante

Parámetros descriptos con anterioridad de acuerdo al CTE DBSI-6, tabla 3.1.
Para cumplir con estos requisitos el forjado debe presentar un grosor efectivo suficiente (tabla D.6 del EC4, parte 1-2), que incluye el solado pétreo superior, si existe (h3 en la figura)

Tabla D.6 – Espesor mínimo eficaz como función de la resistencia al fuego normalizado

Resistencia al fuego normalizado	Espesor mínimo eficaz h_{eff} [mm]
I 30	60 - h_3
I 60	80 - h_3
I 90	100 - h_3
I 120	120 - h_3
I 180	150 - h_3
I 240	175 - h_3

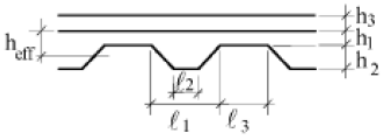
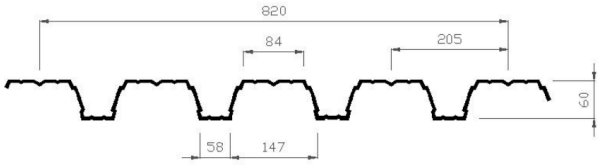


Figura 47.Espesor mínimo eficaz del forjado

Como en el edificio no se dispone de un solado pétreo no se va a tener en cuenta para el cálculo. El espesor efectivo dependerá del canto de la zona macizada y del canto de la zona aligerada (h1 y h2 en la figura) promediado en función de la geometría de la chapa, de forma que si queremos obtener un grosor eficaz de 120/100 mm, el grosor de la zona macizada (h1 en la figura) debería ser al menos de 93,38/73,38mm. De tal forma:



Heff= $h_1+0{,}5\cdot h_2\cdot(\frac{l1+l2}{l1+l3})= h_1+0{,}5\cdot 60\cdot(\frac{147+58}{147+84})= h_1+26{,}62$

$h_{1,min}$=100-26,62=73,38mm (sobre rasante)

El forjado tiene que estar formado como mínimo por la chapa, más una losa superior maciza de 80 mm .

Canto mínimo del forjado 140mm sobre rasante. (6+8 cm)

De tal forma, que el forjado escogido por las cargas, cumple con los requisitos al fuego. OK

8.1 COMPROBACIONES A INCENDIO DEL FORJADO MIXTO:

Se comprueba a incendio el forjado mixto y el forjado de chapa colaborante en la dirección de la chapa.

Se realizan ambas verificaciones con un perfil IPE 300:

Forjado sobre rasante EI: 90:

Primero se verifica la estructura mixta, conjunta:

REFERENCIAS

Código estructural y Eurocódigo

MATERIALES Y SOLICITACIONES

PROPIEDAD DE LOS MATERIALES

Factores parciales de los materiales			
Coeficiente de minoración del hormigón	γ_c	1,5	[-]
Coeficiente de minoración del acero estructural	γ_s	1,1	[-]
Coeficiente de minoración del acero de conectores	γ_v	1,25	[-]
Propiedades del hormigón			
Tipo de hormigón	HA	HA30	[-]
Resistencia del hormigón característica	f_{ck}	30,0	[MPa]
Resistencia del hormigón de cálculo	fcd	20,0	[MPa]
Resistencia media del hormigón 28 días	f_{cm}	38,0	[MPa]
Resistencia a tracción del hormigón	f_{ctm}	2,9	[MPa]
Módulo de elasticidad secante del hormigón a 28 di	Ecm 28	32,8	[GPa]
Módulo de deformación longitudinal secante a plaz	Ecm ∞	10,9	[GPa]
Propiedades del acero estructural - perfil			
Tipo de acero		S275	[-]
Resistencia característica del acero	fyk	275	[MPa]
Resistencia de cálculo del acero	fyd	262	[MPa]
Módulo de deformación del acero	Ea	210000	[MPa]
Densidad del acero	ρ	7850	[kg/m3]
Propiedades del acero estructural - conector			
Tipo de acero		KÖCO	[-]
Resistencia característica a fluencia	fy	375	[MPa]
Resistencia característica a rotura	fu	470	[MPa]
Propiedades del acero refuezo rasante-fuego			
Tipo de acero		B500S	[-]
Resistencia característica del acero	fyk	500	[MPa]

SOLICITACIONES

Geometría			
Longitud viga	L	6,4	[m]
Separación vigas	s	2,800	[m]
Cargas superficiales			
Peso forjado	G0	3,0	[kN/m2]
Cargas muertas	G1	3,0	[kN/m2]
Carga variable principal - Sobrecarga de uso	Q1	5,0	[kN/m2]
Coeficientes de seguridad			
Coeficiente parcial - Acciones permanente	γG	1,35	[-]
Coeficiente parcial - Acciones variables	γQ	1,5	[-]
Coeficiente de combinación - Acciones variables	ψ1	0,7	[-]
Coeficiente de combinación - Acciones variables	ψ2	0,6	[-]
Combinaciones			
ELU Combinación ELU	Qed - ELU	15,60	[kN/m2]
ELU Combinación ELU - carga tributada	Qed - ELU	43,68	[kN/m]
ELS Combinación característica	Qed - ELS1	11,0	[kN/m2]
ELS Combinación característica - carga tributada	Qed - ELS1	30,8	[kN/m]
ELS Combinación cuasipermanente	Qed - ELS2	9,0	[kN/m2]
ELS Combinación cuasipermanente - carga tributada	Qed - ELS2	25,2	[kN/m]
Solicitaciones- ELU			
Momento solicitante M= Qed • L^2 /8	Med	223,6	[kNm]
Cortante s /2	Ved	139,8	[kN]
L viga			
Combinaciones- Transversal a la viga			
ELU Combinación ELU - carga tributada por metro li	Qed - ELU	15,6	[kN/m]
Momento	Med (+)	10,36	[kNm]
Momento	Med (-)	15,29	[kNm]

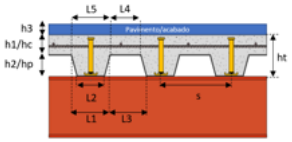
s s

FUEGO VIGA MIXTA

NOTAS — CE - A31.2.1.2 / EN1994: 1-2 2.1.2

Para exposición a fuego, los elementos deben cumplir los criterios "R", "E", e "I"
E : Función separadora - Integridad
I : Función separadora - Aislamiento
R : Función portante - Resistencia

GEOMETRÍA FORJADO COLABORANTE



Separación de ondas	s	205	[mm]
Espesor de la capa de compresión	h1	80	[mm]
Canto de la chapa	h2	60	[mm]
Espesor total	ht= h1+ h2	140	[mm]
Espesor capa de compresión	h3	10	[mm]
Ancho L1	L1	121	[mm]
Ancho L2	L2	58	[mm]
Ancho L3	L3	116	[mm]
Ángulo del nervio	α	62	[deg]

ACCIONES PROVOCADAS POR EXPOSICIÓN AL FUEGO — CE - A31.2.4.2 / EN 1994: 1-2 2.4.2

Cargas permanentes	Gk	6,0	[kN/m2]
Cargas vivas	Qk	5,0	[kN/m2]
Factor parcial - cargas permanentes	γG	1,35	[-]
Factor parcial - cargas vivas	γQ	1,50	[-]
Factor de combinación de incendio	ψ1	0,60	[-]
Coeficiente de reducción incendio - calculado	ηi_calculado	0,58	[-]
Momento solicitante situación normal	Med	224	[kNm]
Momento solicitante situación incendio	Med_i	129	[kNm]

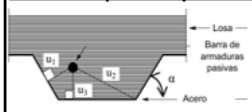
CRITERIO DE AISLAMIENTO "I" - REQUISITOS GEOMÉTRICOS — CE - Anejo D.4 / EN 1994: 1-2 Anexo D.4

Aislamiento al fuego requerido	I	90	[min]	
Espesor eficaz mínimo	heff,min	90	[mm]	CE - Tabla A31.D.6
Relación de aspecto h2/h1	h2/h1	0,75	[-]	
Espesor eficaz 1: h2/h1≤1,5 / h1> 40mm	heff 1	103	[mm]	
Espesor eficaz 2 : h2/h1> 1,5 / h1> 40mm	heff 2	NA	[mm]	
Espesor eficaz 3: L3 > 2 L1 heff=h1	heff 3	NA	[mm]	
Verificación	heff > heff,min	OK	[-]	

$h_{eff} = h_1 + 0{,}5\,h_2\left(\frac{\ell_1+\ell_2}{\ell_1+\ell_3}\right)$ para $h_2/h_1 \le 1{,}5$ y $h_1 > 40$ mm

$h_{eff} = h_1\left[1+0{,}75\left(\frac{\ell_1+\ell_2}{\ell_1+\ell_3}\right)\right]$ para $h_2/h_1 > 1{,}5$ y $h_1 > 40$ mm

CRITERIO DE AISLAMIENTO "I" - RESISTENCIA AL FUEGO (min)				CE Anejo D.1 / EN 1994 1-2 Anexo D.1
Coeficientes para deterimnar aislamiento térmico				
Coeficiente 0		a0	-29	[-]
Coeficiente 1		a1	1,55	[-]
Coeficiente 2		a2	-12,60	[-]
Coeficiente 3		a3	0,33	[-]
Coeficiente 4		a4	-735	[-]
Coeficiente 5		a5	48	[-]
Coeficiente de configuración de vista	$\Phi=\left(\sqrt{h_1^2+l_1+\left(\frac{l_1-l_2}{2}\right)^2}-\sqrt{h_1^2+\left(\frac{l_1-l_2}{2}\right)^2}\right)/l_1$	Φ	0,007	[-]
Coeficiente de geometría A/Lr		A	5370	[-]
Área transversal del nervio		Lr	194	[-]
Superficie expuesta	$\frac{A}{L_r}=\frac{h_2\left(\frac{l_1+l_2}{2}\right)}{l_2+2\sqrt{h_2^2+\left(\frac{l_1-l_2}{2}\right)^2}}$	A/Lr	27,7	[-]
Resistencia al fuego respecto al aislamien	$t_i=a_0+a_1\cdot h_1+a_2\cdot\Phi+a_3\cdot\frac{A}{L_r}+a_4\cdot\frac{1}{l_3}+a_5\cdot\frac{A}{L_r}\cdot\frac{1}{l_3}$	ti	109	[min]
Verificación		ti < fid	OK	[min]

CRITERIO DE RESISTENCIA "R" - TEMPERATURA DE LA ARMADURA PASIVA				CE Anejo D.1 / EN 1994 1-2 Anexo D.1
Coeficientes para la determinación de las temperaturas de las armaduras pasivas en el nervio			CE - Tabla A31.D.3 / EN tabla D.3	
Coeficiente c0		c0	1342	[-]
Coeficiente c1		c1	-256	[-]
Coeficiente c2		c2	-235	[-]
Coeficiente c3		c3	-5,3	[-]
Coeficiente c4		c4	1,4	[-]
Coeficiente c5		c5	-1267	[-]
Coeficiente que indica posición de la barra de armadura pasiva z			CE-A31 Anejo D.2 / EN Anexo D.2	
	$\frac{1}{z}=\frac{1}{\sqrt{u_1}}+\frac{1}{\sqrt{u_2}}+\frac{1}{\sqrt{u_3}}$	u1	51	[mm]
		u2	62	[mm]
		u3	55	[mm]
		u1, u2 ≥ 50mm	OK	[-]
		u3 ≥ 35mm	OK	[-]
		1/z	0,401	[-]
		z	2,491	[-]
Temperatura de la armadura adicional a positivos del nervio		θs	450	[°C]

CRITERIO DE RESISTENCIA "R" - PROPIEDADES DE LOS MATERIALES			CE - A31.4.3.1 / EN 1994 1-2 4.3.1
Factor de modificación de fap	ky,θ	0,889	[-]
Resistencia a la fluencia acero pasivo - modificado	fy,θ	445	[MPa]
Resistencia a la fluencia acero estructural - modificado	fy,θ	244	[MPa]
Resistencia del hormigón característica - no modificada	f_{ck} = fc,θ	30	[MPa]

CRITERIO DE RESISTENCIA "R" - ARMADURA DISPUESTA			EN 1994 1-2 / CE A31 / 4.3.1
Diámetro dispuesto	φ	8	[mm]
Espaciamiento	sf	205	[mm]
Área de refuerzo de rasante en el ancho efectivo	Asf	196,16	[mm2/m]

CRITERIO DE RESISTENCIA "R" - FLEXIÓN - ANÁLISIS EN RÉGIMEN PLÁSTICO A LARGO PLAZO			CE - A31.4.3.1 / EN 1994 1-2 4.3.1	
Brazo hormigón en compresión - c/r cara superior		z.c	4,0	[cm]
Brazo viga de acero - c/r cara superior		z.a	23	[cm]
Brazo acero de refuerzo - c/r cara superior		z.as	9	[cm]
Ancho efectivo de las alas de hormigón		beff	80	[cm]
Profundidad del eje neutro				
Axil resistente de la capa a compresión	Ncd = 0.85 · beff · h1 · fcd	Ncd	1088	[kN]
Axil resistente del perfil de acero	Nad = As · fyd	Nad	1409	[kN]
Ubicación de la fibra neutra		Ubicación	Ncd < Nad ! En el perfil metálico	[-]

CRITERIO DE RESISTENCIA "R" - FLEXIÓN - EJE NEUTRO EN EL HORMIGÓN			CE - A31.4.3.1 / EN 1994 1-2 4.3.1	
NOTA: No considera axil de la chapa ni del hormigón en las nubes				
Profundidad eje neutro				
Ancho efectivo de las alas de hormigón		beff	1000	[mm]
Profundidad eje neutro		x	N/A - Eje en perfil	[mm]
¿E.N sobre o debajo del refuerzo pasivo?		Ubicación	N/A - Eje en perfil	[-]
Axil compresión en el hormigón	Fc = 0.85 · b · x · fc,θ		N/A - Eje en perfil	[kN]
Axil tracción en el As refuerzo	Fst = As · fy,θ		N/A - Eje en perfil	[kN]
Axil tracción en la viga	Fst = As · fy,θ		N/A - Eje en perfil	[kN]
Momento resistente				
Distancia entre E.N.P y cg de Ac		zc	N/A - Eje en perfil	[mm]
Distancia entre E.N.P y cg de As refuerzo		zs	N/A - Eje en perfil	[mm]
Distancia entre E.N.P y cg de viga		z.as	N/A - Eje en perfil	[mm]
Momento resistente		Mfi,t,Rd	N/A - Eje en perfil	[kNm]
Verificación				
Momento solicitante situación incendio		Med_i	N/A - Eje en perfil	[kNm]
Factor de utilización		FU	N/A - Eje en perfil	[-]

CRITERIO DE RESISTENCIA "R" - FLEXIÓN - EJE NEUTRO EN EL PERFIL			CE - A31.4.3.1 / EN 1994 1-2 4.3.1	
NOTA: No considera axil de la chapa ni del hormigón en las nubes				
Ubicación eje neutro				
Axil en el bloque de hormigón	Ncd = 0.85 · beff · fcd · h1	Ncd	1088	[kN]
Axil resistente total	Nt = Ncd + Nad	Npl,rd	2497	[kN]
Axil resistente total de compresión/tracción	N=0.5 · Nt	0.5 Npl,rd	1249	[kN]
Axil compresión - ala superior COMPLETA	Nf = Af · Fyd	Nf_ala	392	[kN]
Axil hormigón + axil ala superior COMPLETA		Nac + Nf_ala	1480	[kN]
Ubicación eje neutro		¿Nac + Nf_ala > 0.5 Npl,rd ?	Sí, Eje neutro - Ala	[-]
Axil en la zona comprimida del perfil de acero	Nad = 0.5 Nt - Ncd	Nac	161	[kN]
Cálculo eje neutro				
Profundidad del ala en compresión	hfc = (NT - Nc) /(fyd · bf)	hfc	0,44	[cm]
Axil de compresión en el ala		Nfc	161	[kN]
Profundidad del alma en compresión	hwc = (NT - Nc - Nfc) / (fyd · tw)	hwc	0	[cm]
Axil de compresión en el alma		Nwc	0	[kN]
Profundidad eje neutro	zpl = hc + hfc + hwc	zpl	14	[cm]
Momento resistente				
Brazo palanca Viga a tracción	d_NTviga= Hv/2 - h1/2 + h2	d_Ntviga	25,00	[cm]
Brazo palanca Ala compresión	d_Nfc = h1/2 + h2 + hfc /2	d_Nfc	10	[cm]
Brazo palanca Alma compresión	d_Nwc = (zpl - hc - hf)/2 + h1/2 + h2 + r	d_Nwc	0	[cm]
Momento resistente	Mrd = (Nt · d) - Σ (2 (Nc · d))	Mpl,Rd	319	[kNm]
Factor de utilización	Mrd > Med	FU	40%	[-]

Se verifica también en la dirección del forjado:

CRITERIO DE RESISTENCIA "R" - MOMENTO RESISTENTE			CE - A31.4.3.1 / EN 1994 1-2 4.3.1	
NOTA: No considera axil de la chapa ni del hormigón en las nubes				
Área de refuerzo dispuesta				
Diámetro dispuesto		φ	8,0	[mm]
Espaciamiento		sf	205,0	[mm]
Área de acero dispuesta		As_d	245,2	[mm2/m]
Profundidad eje neutro				
Ancho efectivo de las alas de hormigón		beff	1000	[mm]
Profundidad eje neutro		x	4,3	[mm]
Axil en el acero	Fst = As · fy,θ		108,8	[kN]
Axil en el hormigón	Fc = 0.85 · b · x · fc,θ		108,8	[kN]
Momento resistente				
Distancia entre fibra neutra plástica y centro de gravedad de As		zs	80,7	[mm]
Distancia entre fibra neutra plástica y centro de gravedad de Ac		zc	2,1	[mm]
Momento resistente		Mfi,t,Rd	9,0	[kNm]
Verificación				
Momento solicitante situación incendio		Med_i	6,3	[kNm]
Factor de utilización		FU	70%	[-]

Figura 48: Excel de elaboración propia

Por lo tanto, el forjado mixto sobre rasante de EI90 necesitará una armadura a fuego de 1 redondos del 8 por valle. Hay que tener en cuenta que esta armadura se empleá tanto para el cálculo a fuego como para el cálculo de rasante, por lo que se empleará la más exigente entre ambas.

8.2 PROTECCIÓN DEL HORMIGÓN CONTRA FUEGO

En general, los elementos de hormigón se protegen aplicando un recubrimiento de hormigón suficiente y de espesor mínimo según ***las tablas del Eurocódigo 1992-1-2:2004 capítulo 5*** o las ***tablas del anejo 20, volumen III del código estructural.***

La clase de resistencia al fuego se garantizada asumiendo estos valores mínimos a partir de datos tabulados basados en ensayos de fuego. Los símbolos utilizados en las tablas se definen en la figura siguiente, donde la distancia nominal entre ejes "a" se refiere al recubrimiento mecánico de hormigón y "b" corresponde a la dimensión de la estructura de la sección.

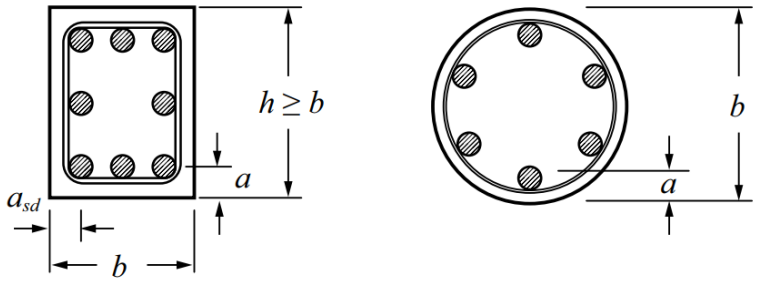


Figura 49: Secciones transversales de elementos estructurales que muestran el recubrimiento mecánico nominal a

8.2.1 PILARES

Tabla A20.5.2a Dimensiones mínimas del pilar y recubrimientos mecánicos medios para pilares con sección rectangular o circular

Resistencia al fuego normalizado	Dimensiones mínimas (mm) Anchura del pilar b_{min}/recubrimiento mecánico de la armadura principal			
	Pilar expuesto en más de una cara			Expuesto en una cara
	μ_{fi} = 0,2	μ_{fi} = 0,5	μ_{fi} = 0,7	μ_{fi} = 0,7
1	2	3	4	5
R 30	200/25	200/25	200/32 300/27	155/25
R 60	200/25	200/36 300/31	250/46 350/40	155/25
R 90	200/31 300/25	300/45 400/38	350/53 450/40**	155/25
R 120	250/40 350/35	350/45** 450/40**	350/57** 450/51**	175/35
R 180	350/45**	350/63**	450/70**	230/55
R 240	350/61**	450/75**	–	295/70
**Mínimo 8 barras				
Para los pilares pretensados, debería considerarse un incremento del recubrimiento mecánico de acuerdo al punto (5) del apartado 5.2.				

Tabla 35. Dimensiones mínimas del pilar y recubrimientos mecánicos -

8.2.2 MUROS

A continuación, se muestra la ***tabla A20.5.4 del código estructural (similar a Tabla 5.4 EN 1992-1-2)*** donde se indican las dimensiones mínimas y recubrimiento medios para muros de carga.

Resistencia al fuego normalizado	Dimensiones mínimas (mm) Espesor del muro/recubrimiento mecánico para			
	μ_{fi} = 0,35		μ_{fi} = 0,7	
	muro expuesto en una cara	muro expuesto en dos caras	muro expuesto en una cara	muro expuesto en dos caras
1	2	3	4	5
REI 30	100/10*	120/10*	120/10*	120/10*
REI 60	110/10*	120/10*	130/10*	140/10*
REI 90	120/20*	140/10*	140/25	170/25
REI 120	150/25	160/25	160/35	220/35
REI 180	180/40	200/45	210/50	270/55
REI 240	230/55	250/55	270/60	350/60

* El recubrimiento geométrico requerido por el Anejo 19 del Código Estructural será, normalmente, el valor determinante.

NOTA: Para la definición de μ_{fi} véase el punto (3) del apartado 5.3.2.

Tabla 36. Dimensiones mínimas del pilar y recubrimientos mecánicos mínimos para muros de carga de hormigón

Donde:

$\mu_{fi} = N_{Ed,fi}/N_{Rd}$	Nivel de uso en la situación de incendio.
$N_{Ed,fi}$	Valor de cálculo de la carga axial en la situación de incendio.
N_{Rd}	Resistencia de cálculo del muro a temperatura ambiente.

8.2.3 LOSAS

La resistencia al fuego de las losas de hormigón armado y pretensado puede considerarse adecuada si se aplican los valores de la ***tabla A20.5.8 del código estructural (similar a tabla 5.8 EN 1992-1-2).***

Resistencia al fuego normalizado	Dimensiones mínimas (mm)			
	Espesor de la losa h_s (mm)	Recubrimiento mecánico a		
		Unidireccional	Bidireccional	
			$l_y / l_x \leq 1{,}5$	$1{,}5 < l_y / l_x \leq 2$
1	2	3	4	5
REI 30	60	10*	10*	10*
REI 60	80	20	10*	15*
REI 90	100	30	15*	20
REI 120	120	40	20	25
REI 180	150	55	30	40
REI 240	175	65	40	50

l_x y l_y son las luces de una losa bidireccional (dos direcciones en ángulo recto) donde l_y es la mayor luz.

Para las losas pretensadas, debería tenerse en cuenta el incremento del recubrimiento mecánico a de acuerdo con el punto (5) del apartado 5.2.

El recubrimiento mecánico a indicado en las columnas 4 y 5 para losas bidireccionales se refiere a losas apoyadas en los cuatro bordes. En caso contrario, deberían tratarse como una losa unidireccional.

* El recubrimiento geométrico requerido por el Anejo 19 será, normalmente, el valor determinante.

Tabla 37. Dimensiones mínimas y recubrimientos mecánicos mínimas para losas macizas simplemente apoyadas de hormigón armado y pretensado unidireccionales y bidireccionales.

8.2.1 VIGAS

Tabla A20.5.5 Dimensiones mínimas y recubrimientos mecánicos mínimos para vigas simplemente apoyadas fabricadas con hormigón armado y pretensado

Resistencia al fuego normalizado	Dimensiones mínimas (mm)						
	Combinaciones posibles de a y b_{min} donde a es el recubrimiento mecánico medio y b_{min} es la anchura de la viga				Espesor del alma b_w		
					Clase WA	Clase WB	Clase WC
1	2	3	4	5	6	7	8
R 30	b_{min} = 80 a = 25	120 20	160 15*	200 15*	80	80	80
R 60	b_{min} = 120 a = 40	160 35	200 30	300 25	100	80	100
R 90	b_{min} = 150 a = 55	200 45	300 40	400 35	110	100	100
R 120	b_{min} = 200 a = 65	240 60	300 55	500 50	130	120	120
R 180	b_{min} = 240 a = 80	300 70	400 65	600 60	150	150	140
R 240	b_{min} = 280 a = 90	350 80	500 75	700 70	170	170	160

a_{sd} = a + 10 mm (véase la nota inferior)

Para las vigas pretensadas, se debería considerar un incremento del recubrimiento mecánico según el punto (5) del apartado 5.2.

a_{sd} es el recubrimiento mecánico del paramento lateral de la viga para las barras de esquina (o tendón o cable) de vigas con una única capa de armadura. Para valores de $b_{min.}$ mayores que el dado en la columna 4 no se requiere un incremento de a_{sd} .

* El recubrimiento geométrico requerido por el Anejo 19 del Código Estructural será, normalmente, el valor determinante.

Tabla 38: Dimensiones mínimas y de recubrimiento geométrico en vigas de hormigón.

8.3 PROTECCIÓN DEL ACERO CONTRA FUEGO

Se aplicará un sistema de pintura a los elementos de acero para garantizar la clase de resistencia al fuego (REI), en función de la ocupación del edificio y el nivel de riesgo.
El sistema de pintura seguirá la norma EN 12944 de protección contra la corrosión de elementos de acero mediante sistemas de protección.
Para determinar la cantidad necesaria de emplearán tablas proporcionadas por los fabricantes, teniendo en cuenta la masividad del perfil a emplear y las caras expuestas al incendio. Se emplearán las tablas proporcionadas por la empresa Pinturas Baten S.L adjuntas a continuación:

PINTURAS BLATEM, S.L.								
INESFIRE TIX BLANCO 422 HY								
TEMPERATURA DE CÁLCULO: 550 °C								
CAMPO DE APLICACIÓN: VIGAS I y H								
Masividad (m^{-1})	Espesor (mm)							
	R 15	*R 30*	*R 45*	*R 60*	*R 90*	*R 120*	*R 180*	*R 240*
10	0,366*	0,366*	366*	0,622*	1,186*	1,750*	-	-
20	0,366*	0,366*	0,366*	0,622*	1,186*	1,750*	-	-
30	0,366*	0,366*	0,366*	0,622*	1,186*	1,750*	-	-
40	0,366*	0,366*	0,366*	0,622*	1,186*	1,750*	-	-
50	0,366*	0,366*	0,366*	0,622*	1,186*	1,750*	-	-
60	0,366*	0,366*	0,366*	0,622*	1,186*	1,750*	-	-
69	0,366*	0,366*	0,366*	0,622*	1,186*	1,750*	-	-
77	0,366*	0,366*	0,398	0,714	1,347	1,980	-	-
80	0,366*	0,366*	0,424	0,756	1,419	2,082	-	-
90	0,366*	0,366*	0,503	0,881	1,636	2,392	-	-
100	0,366*	0,366*	0,584	1,009	1,859	2,708*	-	-
110	0,366*	0,366*	0,667	1,140	2,087	-	-	-
120	0,366*	0,366*	0,751	1,274	2,320	-	-	-
130	0,366*	0,366*	0,839	1,412	2,560	-	-	-
140	0,366*	0,366*	0,928	1,554	-	-	-	-
150	0,366*	0,366*	1,020	1,700	-	-	-	-
160	0,366*	0,379*	1,114	1,849	-	-	-	-
170	0,366*	0,419	1,211	2,002	-	-	-	-
180	0,366*	0,461	1,310	2,160	-	-	-	-
190	0,366*	0,503	1,413	2,322	-	-	-	-
200	0,366*	0,547	1,518	2,489	-	-	-	-
210	0,366*	0,592	1,626	2,661*	-	-	-	-

Tabla 39. Protección del acero frente al fuego.

9 COMBINACIONES DE CARGA

9.1 CLASIFICACIÓN DE ACCIONES

El ***apartado 4.1.1, volumen II del código estructural***, indica que las acciones deben clasificarse según su variación en el tiempo como sigue:

- Permanentes (G): Peso propio estructura, equipamientos, capa rodadura, acciones indirectas provocadas por retracción y asientos diferencial.
- Variables (Q): Cargas impuestas en las plantas de los edificios, vigas y cubiertas, acción del viento o carga de nieve.
- Accidentales (A): Explosiones o impactos de vehículos.

9.2 COEFICIENTE DE ACCIONES

La seguridad se introduce por medio de los siguientes coeficientes de minoración de las resistencias del hormigón y acero, y ponderación de cargas y acciones en general.

El ***código estructural en el volumen II, apartado 6.4.4,*** indica que los valores de los coeficientes parciales de las acciones γ y los coeficientes de combinación Ψ deben obtenerse del apéndice A, el cual, a su vez indica que se adoptará lo establecido en el código técnico de la edificación.

A continuación, se adjuntan las tablas de la norma DBSE capítulo 4.

9.2.1 COEFICIENTE PARCIAL DE LAS ACCIONES

Tipo de verificación [1]	Tipo de acción	Situación persistente o transitoria	
		desfavorable	favorable
Resistencia	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,35	0,80
	Empuje del terreno	1,35	0,70
	Presión del agua	1,20	0,90
	Variable	1,50	0
		desestabilizadora	**estabilizadora**
Estabilidad	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,10	0,90
	Empuje del terreno	1,35	0,80
	Presión del agua	1,05	0,95
	Variable	1,50	0

Tabla 40: Coeficientes parciales de seguridad para las acciones (Tabla 4.1 CTE)

9.2.2 COEFICIENTE PARCIAL DE COMBINACIÓN

	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga superficial de uso (Categorías según DB-SE-AE)			
• Zonas residenciales (Categoría A)	0,7	0,5	0,3
• Zonas administrativas(Categoría B)	0,7	0,5	0,3
• Zonas destinadas al público (Categoría C)	0,7	0,7	0,6
• Zonas comerciales (Categoría D)	0,7	0,7	0,6
• Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros con un peso total inferior a 30 kN (Categoría E)	0,7	0,7	0,6
• Cubiertas transitables (Categoría F)		[1]	
• Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría G)	0	0	0
Nieve			
• para altitudes > 1000 m	0,7	0,5	0,2
• para altitudes ≤ 1000 m	0,5	0,2	0
Viento	0,6	0,5	0
Temperatura	0,6	0,5	0
Acciones variables del terreno	0,7	0,7	0,7

Tabla 41: Coeficientes parciales de combinación (Tabla 4.2 CTE)

9.3 COEFICIENTES PARCIALES DE MATERIALES

9.3.1 ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS

De acuerdo con el apartado ***2.4.2.4 volumen III del código estructural***, para los Estados Límite Últimos se deben utilizar los coeficientes parciales de seguridad para los materiales γ_c y γ_s.
Estos valores no son válidos para el cálculo de estructuras frente al fuego, que deberá realizarse de acuerdo con el Anejo 20 de este Código Estructural.

Situación de cálculo	γ_C hormigón	γ_S armaduras pasivas	γ_S armaduras activas
Permanente o Transitoria	1,5	1,15	1,15
Accidental	1,3	1,0	1,0

Tabla 42: Coeficientes parciales de seguridad para los materiales para Estados Límite Últimos.

Los coeficientes parciales de seguridad del acero estructural están definidos en el código estructural, Volumen IV, anejo 22, apartado 6.1. En este apartado se indican los siguientes coeficientes parciales para estados límites últimos de la resistencia del acero en caso de edificación:

- Resistencia de la sección para cualquier Clase: $\gamma_{M0} = 1.05$
- Resistencia de los elementos a inestabilidad evaluada por la compresión del elemento: $\gamma_{M1} = 1.05$
- Resistencia a fractura de secciones sometidas a tracción $\gamma_{M2} = 1.25$

9.3.2 ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO

De acuerdo con el apartado 6.5.4 volumen II del código estructural, para lo estados límite de servicio, los coeficientes parciales para las propiedades de los materiales deben tomarse como 1,0.

9.4 COEFICIENTES PARCIALES EN CIMENTACIONES

Según el apartado *2.3.2.2 Acciones del edificio sobre la cimentación* del CTE-DBSE-C, para situaciones persistentes y transitorias, se considerará el valor de cálculo de los efectos de las acciones sobre la cimentación asignando el valor unidad a todos los coeficientes parciales para las acciones permanentes y variables desfavorables y cero para las acciones variables favorables.

Para situaciones extraordinarias se considerarán el valor de cálculo de los efectos de las acciones sobre la cimentación asignando igualmente el valor unidad a todos los coeficientes parciales para las acciones permanentes y variables desfavorables y cero para acciones variables favorables.

9.5 COMBINACIÓN DE ACCIONES

En el apartado ***6.4.3 y 6.5.3 del anejo 18, volumen II del código estructural y apartado 6 de EN1990:2002***, se indican especificaciones respecto a las combinaciones de acciones (Excepto para comprobaciones de fatiga).

9.5.1 ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS

9.5.1.1 Combinaciones fundamentales de acciones permanentes o transitorias

$$E_d = \gamma_{Sd} \cdot \left\{ \sum_{j\geq 1} \left(\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}\right) + \left(\gamma_P \cdot P\right) \quad + \quad \left(\gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}\right) \quad + \quad \sum_{i>1} \left(\gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}\right) \right\}$$

Carga permanente mayorada | **carga variable principal** | **otras cargas variables**

Donde:

γ_{Sd} Coeficiente parcial asociado a la incertidumbre del modelo de la acción y/o su efecto.

γ_G Coeficiente parcial de las acciones permanentes, que tiene también en cuenta las incertidumbres del modelo y las variaciones dimensionales

γ_Q Coeficiente parcial de las acciones variables, que tiene también en cuenta las incertidumbres del modelo y las variaciones dimensionales

γ_P Coeficiente parcial de las acciones de pretensado

P Valor representativo correspondiente a la fuerza de pretensado

G_k Valor característico de una acción permanente

Q_k Valor característico de una acción variable

Ψ_0 Coeficiente de combinación del valor de una acción variable

9.5.1.2 Combinación de acciones accidentales

$$E_d = \sum_{j\geq 1} \left(G_{k,j}\right) + P \quad + \quad A_d \quad + \quad \left(\Psi_{1,1} \text{ ó } \Psi_{2,1}\right) \cdot Q_{k,1} \quad + \quad \sum_{i>1} \left(\Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}\right)$$

Carga permanente | **carga accidental** | **carga variable principal** | **otras cargas variables**

Donde:

P Valor representativo correspondiente a la fuerza de pretensado

G_k Valor característico de una acción permanente

Q_k Valor característico de una acción variable

Ψ_1 Coeficiente para el valor frecuente de una acción variable

Ψ_2 Coeficiente para el valor cuasi permanente de una acción variable

A_d Valor de cálculo de una acción accidental.

La elección $(\Psi_{1,1} \text{ ó } \Psi_{2,1})$ estará condicionada por la situación accidental de la que trate, ya sea impacto, fuego o supervivencia tras un hecho o situación accidental.

9.5.2 ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO

9.5.2.1 Combinación característica

$$E_d = \sum_{j\geq 1}(G_{k,j}) + P \quad + \quad Q_{k,1} \quad + \quad \sum_{i>1}(\Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i})$$

Carga permanente | carga variable principal | otras cargas variables

Donde:

P Valor representativo correspondiente a la fuerza de pretensado
G_k Valor característico de una acción permanente
Q_k Valor característico de una acción variable
Ψ_0 Coeficiente de combinación del valor de una acción variable

9.5.2.2 Combinación frecuente

$$E_d = \sum_{j\geq 1}(G_{k,j}) + P \quad + \quad \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} \quad + \quad \sum_{i>1}(\Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i})$$

Carga permanente | carga variable principal | otras cargas variables

Donde:

P Valor representativo correspondiente a la fuerza de pretensado
G_k Valor característico de una acción permanente
Q_k Valor característico de una acción variable
Ψ_1 Coeficiente de combinación del valor frecuente de una acción variable
Ψ_2 Coeficiente para el valor cuasi permanente de una acción variable

9.5.2.3 Combinación cuasi permanente

$$E_d = \sum_{j\geq 1}(G_{k,j}) + P \quad + \quad \sum_{i>1}(\Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i})$$

Carga permanente | carga variable

Donde:

P Valor representativo correspondiente a la fuerza de pretensado
G_k Valor característico de una acción permanente
Q_k Valor característico de una acción variable
Ψ_2 Coeficiente para el valor cuasi permanente de una acción variable

Combinaciones aplicadas en este proyecto en ELU:

COMB \ LC	Dead	CM	EO	SCU	C.MAN	Wx+	Wx-	Wy+	Wy-	N	T+	T-
ELU / R001)	1,35	1,35	1,35	-	-	-	-	-	-	-	-	-
ELU / R002)	1,35	1,35	0,7	-	-	-	-	-	-	-	-	-
ELU / R003) SCU	1,35	1,35	1,35	1,5	-	-	-	-	-	-	-	-
ELU / R004) SCU	1,35	1,35	0,7	1,5	-	-	-	-	-	-	-	-
ELU / R005) SCU	1,35	1,35	1,35	1,5	-	0,9	-	-	-	0,75	0,9	-
ELU / R006) SCU	1,35	1,35	0,7	1,5	-	0,9	-	-	-	0,75	0,9	-
ELU / R007) SCU	1,35	1,35	1,35	1,5	-	-	0,9	-	-	0,75	0,9	-
ELU / R008) SCU	1,35	1,35	0,7	1,5	-	-	0,9	-	-	0,75	0,9	-
ELU / R009) SCU	1,35	1,35	1,35	1,5	-	-	-	0,9	-	0,75	0,9	-
ELU / R010) SCU	1,35	1,35	0,7	1,5	-	-	-	0,9	-	0,75	0,9	-
ELU / R011) SCU	1,35	1,35	1,35	1,5	-	-	-	-	0,9	0,75	0,9	-
ELU / R012) SCU	1,35	1,35	0,7	1,5	-	-	-	-	0,9	0,75	0,9	-
ELU / R013) SCU	1,35	1,35	1,35	1,5	-	0,9	-	-	-	0,75	-	0,9
ELU / R014) SCU	1,35	1,35	0,7	1,5	-	0,9	-	-	-	0,75	-	0,9
ELU / R015) SCU	1,35	1,35	1,35	1,5	-	-	0,9	-	-	0,75	-	0,9
ELU / R016) SCU	1,35	1,35	0,7	1,5	-	-	0,9	-	-	0,75	-	0,9
ELU / R017) SCU	1,35	1,35	1,35	1,5	-	-	-	0,9	-	0,75	-	0,9
ELU / R018) SCU	1,35	1,35	0,7	1,5	-	-	-	0,9	-	0,75	-	0,9
ELU / R019) SCU	1,35	1,35	1,35	1,5	-	-	-	-	0,9	0,75	-	0,9
ELU / R020) SCU	1,35	1,35	0,7	1,5	-	-	-	-	0,9	0,75	-	0,9
ELU / R021) C.MAN	1,35	1,35	1,35	-	1,5	-	-	-	-	-	-	-
ELU / R022) C.MAN	0,8	0,8	0,7	-	1,5	-	-	-	-	-	-	-
ELU / R023) C.MAN	0,8	0,8	1,35	-	1,5	-	-	-	-	-	-	-
ELU / R024) C.MAN	1,35	1,35	0,7	-	1,5	-	-	-	-	-	-	-
ELU / R025) Vx+	1,35	1,35	1,35	1,05	-	1,5	-	-	-	0,75	0,9	-
ELU / R026) Vx+	1,35	1,35	0,7	1,05	-	1,5	-	-	-	0,75	0,9	-
ELU / R027) Vx-	1,35	1,35	1,35	1,05	-	-	1,5	-	-	0,75	0,9	-
ELU / R028) Vx-	1,35	1,35	0,7	1,05	-	-	1,5	-	-	0,75	0,9	-
ELU / R029) Vy+	1,35	1,35	1,35	1,05	-	-	-	1,5	-	0,75	0,9	-
ELU / R030) Vy+	1,35	1,35	0,7	1,05	-	-	-	1,5	-	0,75	0,9	-
ELU / R031) Vy-	1,35	1,35	1,35	1,05	-	-	-	-	1,5	0,75	0,9	-
ELU / R032) Vy-	1,35	1,35	0,7	1,05	-	-	-	-	1,5	0,75	0,9	-
ELU / R033) Vx+	1,35	1,35	1,35	1,05	-	1,5	-	-	-	0,75	-	0,9
ELU / R034) Vx+	1,35	1,35	0,7	1,05	-	1,5	-	-	-	0,75	-	0,9
ELU / R035) Vx-	1,35	1,35	1,35	1,05	-	-	1,5	-	-	0,75	-	0,9
ELU / R036) Vx-	1,35	1,35	0,7	1,05	-	-	1,5	-	-	0,75	-	0,9
ELU / R037) Vy+	1,35	1,35	1,35	1,05	-	-	-	1,5	-	0,75	-	0,9
ELU / R038) Vy+	1,35	1,35	0,7	1,05	-	-	-	1,5	-	0,75	-	0,9
ELU / R039) Vy-	1,35	1,35	1,35	1,05	-	-	-	-	1,5	0,75	-	0,9
ELU / R040) Vy-	1,35	1,35	0,7	1,05	-	-	-	-	1,5	0,75	-	0,9
ELU / R041) N	1,35	1,35	1,35	1,05	-	0,9	-	-	-	1,5	0,9	-
ELU / R042) N	1,35	1,35	0,7	1,05	-	0,9	-	-	-	1,5	0,9	-
ELU / R043) N	1,35	1,35	1,35	1,05	-	-	0,9	-	-	1,5	0,9	-
ELU / R044) N	1,35	1,35	0,7	1,05	-	-	0,9	-	-	1,5	0,9	-
ELU / R045) N	1,35	1,35	1,35	1,05	-	-	-	0,9	-	1,5	0,9	-

ELU / R045) N	1,35	1,35	1,35	1,05	-	-	-	0,9	-	1,5	0,9	-
ELU / R046) N	1,35	1,35	0,7	1,05	-	-	-	0,9	-	1,5	0,9	-
ELU / R047) N	1,35	1,35	1,35	1,05	-	-	-	-	0,9	1,5	0,9	-
ELU / R048) N	1,35	1,35	0,7	1,05	-	-	-	-	0,9	1,5	0,9	-
ELU / R049) N	1,35	1,35	1,35	1,05	-	0,9	-	-	-	1,5	-	0,9
ELU / R050) N	1,35	1,35	0,7	1,05	-	0,9	-	-	-	1,5	-	0,9
ELU / R051) N	1,35	1,35	1,35	1,05	-	-	0,9	-	-	1,5	-	0,9
ELU / R052) N	1,35	1,35	0,7	1,05	-	-	0,9	-	-	1,5	-	0,9
ELU / R053) N	1,35	1,35	1,35	1,05	-	-	-	0,9	-	1,5	-	0,9
ELU / R054) N	1,35	1,35	0,7	1,05	-	-	-	0,9	-	1,5	-	0,9
ELU / R055) N	1,35	1,35	1,35	1,05	-	-	-	-	0,9	1,5	-	0,9
ELU / R056) N	1,35	1,35	0,7	1,05	-	-	-	-	0,9	1,5	-	0,9
ELU / R057) T+	1,35	1,35	1,35	1,05	-	0,9	-	-	-	0,75	1,5	-
ELU / R058) T+	1,35	1,35	0,7	1,05	-	0,9	-	-	-	0,75	1,5	-
ELU / R059) T+	1,35	1,35	1,35	1,05	-	-	0,9	-	-	0,75	1,5	-
ELU / R060) T+	1,35	1,35	0,7	1,05	-	-	0,9	-	-	0,75	1,5	-
ELU / R061) T+	1,35	1,35	1,35	1,05	-	-	-	0,9	-	0,75	1,5	-
ELU / R062) T+	1,35	1,35	0,7	1,05	-	-	-	0,9	-	0,75	1,5	-
ELU / R063) T+	1,35	1,35	1,35	1,05	-	-	-	-	0,9	0,75	1,5	-
ELU / R064) T+	1,35	1,35	0,7	1,05	-	-	-	-	0,9	0,75	1,5	-
ELU / R065) T-	1,35	1,35	1,35	1,05	-	0,9	-	-	-	0,75	-	1,5
ELU / R066) T-	1,35	1,35	0,7	1,05	-	0,9	-	-	-	0,75	-	1,5
ELU / R067) T-	1,35	1,35	1,35	1,05	-	-	0,9	-	-	0,75	-	1,5
ELU / R068) T-	1,35	1,35	0,7	1,05	-	-	0,9	-	-	0,75	-	1,5
ELU / R069) T-	1,35	1,35	1,35	1,05	-	-	-	0,9	-	0,75	-	1,5
ELU / R070) T-	1,35	1,35	0,7	1,05	-	-	-	0,9	-	0,75	-	1,5
ELU / R071) T-	1,35	1,35	1,35	1,05	-	-	-	-	0,9	0,75	-	1,5
ELU / R072) T-	1,35	1,35	0,7	1,05	-	-	-	-	0,9	0,75	-	1,5
ELU / R073)	0,8	0,8	1,35	-	-	-	-	-	-	-	-	-
ELU / R074)	0,8	0,8	0,7	-	-	-	-	-	-	-	-	-
ELU / R075) SCU	0,8	0,8	1,35	1,5	-	-	-	-	-	-	-	-
ELU / R076) SCU	0,8	0,8	0,7	1,5	-	-	-	-	-	-	-	-
ELU / R077) SCU	0,8	0,8	1,35	1,5	-	0,9	-	-	-	0,75	0,9	-
ELU / R078) SCU	0,8	0,8	0,7	1,5	-	0,9	-	-	-	0,75	0,9	-
ELU / R079) SCU	0,8	0,8	1,35	1,5	-	-	0,9	-	-	0,75	0,9	-
ELU / R080) SCU	0,8	0,8	0,7	1,5	-	-	0,9	-	-	0,75	0,9	-
ELU / R081) SCU	0,8	0,8	1,35	1,5	-	-	-	0,9	-	0,75	0,9	-
ELU / R082) SCU	0,8	0,8	0,7	1,5	-	-	-	0,9	-	0,75	0,9	-
ELU / R083) SCU	0,8	0,8	1,35	1,5	-	-	-	-	0,9	0,75	0,9	-
ELU / R084) SCU	0,8	0,8	0,7	1,5	-	-	-	-	0,9	0,75	0,9	-
ELU / R085) SCU	0,8	0,8	1,35	1,5	-	0,9	-	-	-	0,75	-	0,9
ELU / R086) SCU	0,8	0,8	0,7	1,5	-	0,9	-	-	-	0,75	-	0,9
ELU / R087) SCU	0,8	0,8	1,35	1,5	-	-	0,9	-	-	0,75	-	0,9

ELU / R088) SCU	0,8	0,8	0,7	1,5	-	-	0,9	-	-	0,75	-	0,9
ELU / R089) SCU	0,8	0,8	1,35	1,5	-	-	-	0,9	-	0,75	-	0,9
ELU / R090) SCU	0,8	0,8	0,7	1,5	-	-	-	0,9	-	0,75	-	0,9
ELU / R091) SCU	0,8	0,8	1,35	1,5	-	-	-	-	0,9	0,75	-	0,9
ELU / R092) SCU	0,8	0,8	0,7	1,5	-	-	-	-	0,9	0,75	-	0,9
ELU / R093) Vx+	0,8	0,8	1,35	1,05	-	1,5	-	-	-	0,75	0,9	-
ELU / R094) Vx+	0,8	0,8	0,7	1,05	-	1,5	-	-	-	0,75	0,9	-
ELU / R095) Vx-	0,8	0,8	1,35	1,05	-	-	1,5	-	-	0,75	0,9	-
ELU / R096) Vx-	0,8	0,8	0,7	1,05	-	-	1,5	-	-	0,75	0,9	-
ELU / R097) Vy+	0,8	0,8	1,35	1,05	-	-	-	1,5	-	0,75	0,9	-
ELU / R098) Vy+	0,8	0,8	0,7	1,05	-	-	-	1,5	-	0,75	0,9	-
ELU / R099) Vy-	0,8	0,8	1,35	1,05	-	-	-	-	1,5	0,75	0,9	-
ELU / R100) Vy-	0,8	0,8	0,7	1,05	-	-	-	-	1,5	0,75	0,9	-
ELU / R101) Vx+	0,8	0,8	1,35	1,05	-	1,5	-	-	-	0,75	-	0,9
ELU / R102) Vx+	0,8	0,8	0,7	1,05	-	1,5	-	-	-	0,75	-	0,9
ELU / R103) Vx-	0,8	0,8	1,35	1,05	-	-	1,5	-	-	0,75	-	0,9
ELU / R104) Vx-	0,8	0,8	0,7	1,05	-	-	1,5	-	-	0,75	-	0,9
ELU / R105) Vy+	0,8	0,8	1,35	1,05	-	-	-	1,5	-	0,75	-	0,9
ELU / R106) Vy+	0,8	0,8	0,7	1,05	-	-	-	1,5	-	0,75	-	0,9
ELU / R107) Vy-	0,8	0,8	1,35	1,05	-	-	-	-	1,5	0,75	-	0,9
ELU / R108) Vy-	0,8	0,8	0,7	1,05	-	-	-	-	1,5	0,75	-	0,9
ELU / R109) N	0,8	0,8	1,35	1,05	-	0,9	-	-	-	1,5	0,9	-
ELU / R110) N	0,8	0,8	0,7	1,05	-	0,9	-	-	-	1,5	0,9	-
ELU / R111) N	0,8	0,8	1,35	1,05	-	-	0,9	-	-	1,5	0,9	-
ELU / R112) N	0,8	0,8	0,7	1,05	-	-	0,9	-	-	1,5	0,9	-
ELU / R113) N	0,8	0,8	1,35	1,05	-	-	-	0,9	-	1,5	0,9	-
ELU / R114) N	0,8	0,8	0,7	1,05	-	-	-	0,9	-	1,5	0,9	-
ELU / R115) N	0,8	0,8	1,35	1,05	-	-	-	-	0,9	1,5	0,9	-
ELU / R116) N	0,8	0,8	0,7	1,05	-	-	-	-	0,9	1,5	0,9	-
ELU / R117) N	0,8	0,8	1,35	1,05	-	0,9	-	-	-	1,5	-	0,9
ELU / R118) N	0,8	0,8	0,7	1,05	-	0,9	-	-	-	1,5	-	0,9
ELU / R119) N	0,8	0,8	1,35	1,05	-	-	0,9	-	-	1,5	-	0,9
ELU / R120) N	0,8	0,8	0,7	1,05	-	-	0,9	-	-	1,5	-	0,9
ELU / R121) N	0,8	0,8	1,35	1,05	-	-	-	0,9	-	1,5	-	0,9
ELU / R122) N	0,8	0,8	0,7	1,05	-	-	-	0,9	-	1,5	-	0,9
ELU / R123) N	0,8	0,8	1,35	1,05	-	-	-	-	0,9	1,5	-	0,9
ELU / R124) N	0,8	0,8	0,7	1,05	-	-	-	-	0,9	1,5	-	0,9
ELU / R125) T+	0,8	0,8	1,35	1,05	-	0,9	-	-	-	0,75	1,5	-
ELU / R126) T+	0,8	0,8	0,7	1,05	-	0,9	-	-	-	0,75	1,5	-
ELU / R127) T+	0,8	0,8	1,35	1,05	-	-	0,9	-	-	0,75	1,5	-
ELU / R128) T+	0,8	0,8	0,7	1,05	-	-	0,9	-	-	0,75	1,5	-
ELU / R129) T+	0,8	0,8	1,35	1,05	-	-	-	0,9	-	0,75	1,5	-
ELU / R130) T+	0,8	0,8	0,7	1,05	-	-	-	0,9	-	0,75	1,5	-
ELU / R131) T+	0,8	0,8	1,35	1,05	-	-	-	-	0,9	0,75	1,5	-
ELU / R132) T+	0,8	0,8	0,7	1,05	-	-	-	-	0,9	0,75	1,5	-
ELU / R133) T-	0,8	0,8	1,35	1,05	-	0,9	-	-	-	0,75	-	1,5
ELU / R134) T-	0,8	0,8	0,7	1,05	-	0,9	-	-	-	0,75	-	1,5
ELU / R135) T-	0,8	0,8	1,35	1,05	-	-	0,9	-	-	0,75	-	1,5
ELU / R136) T-	0,8	0,8	0,7	1,05	-	-	0,9	-	-	0,75	-	1,5
ELU / R137) T-	0,8	0,8	1,35	1,05	-	-	-	0,9	-	0,75	-	1,5
ELU / R138) T-	0,8	0,8	0,7	1,05	-	-	-	0,9	-	0,75	-	1,5
ELU / R139) T-	0,8	0,8	1,35	1,05	-	-	-	-	0,9	0,75	-	1,5
ELU / R140) T-	0,8	0,8	0,7	1,05	-	-	-	-	0,9	0,75	-	1,5

Tabla 43. Combinaciones de cargas empleadas en el cálculo.

Las combinaciones elegidas para este proyecto ELS:

COMB \ LC	Dead	CM	EO	SCU	C.M	Wx+	Wx-	Wy+	Wy-	N	T+	T-	-	-
ELS / Caract 01) SCU	1	1	-	1	-	0,6	-	-	-	0,5	0,6	-	-	-
ELS / Caract 02) SCU	1	1	-	1	-	-	0,6	-	-	0,5	0,6	-	-	-
ELS / Caract 03) SCU	1	1	-	1	-	-	-	0,6	-	0,5	0,6	-	-	-
ELS / Caract 04) SCU	1	1	-	1	-	-	-	-	0,6	0,5	0,6	-	-	-
ELS / Caract 05) SCU	1	1	-	1	-	0,6	-	-	-	0,5	-	0,6	-	-
ELS / Caract 06) SCU	1	1	-	1	-	-	0,6	-	-	0,5	-	0,6	-	-
ELS / Caract 07) SCU	1	1	-	1	-	-	-	0,6	-	0,5	-	0,6	-	-
ELS / Caract 08) SCU	1	1	-	1	-	-	-	-	0,6	0,5	-	0,6	-	-
ELS / Caract 09) C.MAN	1	1	-	-	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-
ELS / Caract 10) Vx+	1	1	-	0,7	-	1	-	-	-	0,5	0,6	-	-	-
ELS / Caract 11) Vx-	1	1	-	0,7	-	-	1	-	-	0,5	0,6	-	-	-
ELS / Caract 12) Vy+	1	1	-	0,7	-	-	-	1	-	0,5	0,6	-	-	-
ELS / Caract 13) Vy-	1	1	-	0,7	-	-	-	-	1	0,5	0,6	-	-	-
ELS / Caract 14) Vx	1	1	-	0,7	-	1	-	-	-	0,5	-	0,6	-	-
ELS / Caract 15) Vx	1	1	-	0,7	-	-	1	-	-	0,5	-	0,6	-	-
ELS / Caract 16) Vy	1	1	-	0,7	-	-	-	1	-	0,5	-	0,6	-	-
ELS / Caract 17) Vy	1	1	-	0,7	-	-	-	-	1	0,5	-	0,6	-	-
ELS / Caract 18) N	1	1	-	0,7	-	0,6	-	-	-	1	0,6	-	-	-
ELS / Caract 19) N	1	1	-	0,7	-	-	0,6	-	-	1	0,6	-	-	-
ELS / Caract 20) N	1	1	-	0,7	-	-	-	0,6	-	1	0,6	-	-	-
ELS / Caract 21) N	1	1	-	0,7	-	-	-	-	0,6	1	0,6	-	-	-
ELS / Caract 22) N	1	1	-	0,7	-	0,6	-	-	-	1	-	0,6	-	-
ELS / Caract 23) N	1	1	-	0,7	-	-	0,6	-	-	1	-	0,6	-	-
ELS / Caract 24) N	1	1	-	0,7	-	-	-	0,6	-	1	-	0,6	-	-
ELS / Caract 25) N	1	1	-	0,7	-	-	-	-	0,6	1	-	0,6	-	-
ELS / Caract 26) T+	1	1	-	0,7	-	0,6	-	-	-	0,5	1	-	-	-
ELS / Caract 27) T+	1	1	-	0,7	-	-	0,6	-	-	0,5	1	-	-	-
ELS / Caract 28) T+	1	1	-	0,7	-	-	-	0,6	-	0,5	1	-	-	-
ELS / Caract 29) T+	1	1	-	0,7	-	-	-	-	0,6	0,5	1	-	-	-
ELS / Caract 30) T-	1	1	-	0,7	-	0,6	-	-	-	0,5	-	1	-	-
ELS / Caract 31) T-	1	1	-	0,7	-	-	0,6	-	-	0,5	-	1	-	-
ELS / Caract 32) T-	1	1	-	0,7	-	-	-	0,6	-	0,5	-	1	-	-
ELS / Caract 33) T-	1	1	-	0,7	-	-	-	-	0,6	0,5	-	1	-	-
ELS / frec 34) SCU	1	1	-	0,7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
ELS / frec 35) Vx+	1	1	-	0,6	-	0,5	-	-	-	-	-	-	-	-
ELS / frec 36) Vx-	1	1	-	0,6	-	-	0,5	-	-	-	-	-	-	-
ELS / frec 37) Vy+	1	1	-	0,6	-	-	-	0,5	-	-	-	-	-	-
ELS / frec 38) Vy-	1	1	-	0,6	-	-	-	-	0,5	-	-	-	-	-
ELS / frec 39) N	1	1	-	0,6	-	-	-	-	-	0,2	-	-	-	-
ELS / frec 40) T+	1	1	-	0,6	-	-	-	-	-	-	0,5	-	-	-
ELS / frec 41) T-	1	1	-	0,6	-	-	-	-	-	-	-	0,5	-	-
ELS / cuasi).42) SCU	1	1	-	0,6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla 44. Combinaciones de cargas empleadas en el cálculo.

Para verificar las deformaciones en hormigon asi mismo se incluira una combinación denominada flecha activa:

FLECHA ACTIVA. Load case					
	PP	CM	SCU		
CASO 1	1	1	1	Corto plazo	No llineal
CASO 2	1	1	0,6	Corto plazo	No llineal
CASO 3	1	1	0,6	Largo plazo	No llineal
CAS0 4	1	0,25		Corto plazo	No llineal
CASO 1.1	Continue from state at end of nonlinear case --> CASO 1			Sin Crack	No llineal
CASO 2.1	Continue from state at end of nonlinear case --> CASO 2			Sin Crack	No llineal
CASO 3.1	Continue from state at end of nonlinear case --> CASO 3			Sin Crack	No llineal
CASO 4.1	Continue from state at end of nonlinear case --> CASO 4			Sin Crack	No llineal

FLECHA ACTIVA. Load combination	
CASO 1.1 + CASO 3.1 - CASO 2.1-CASO 4.1	Lineal

Tabla 45. Combinaciones de cargas empleadas en el cálculo.

10 CRITERIOS DE DISEÑO DE SERVICIO

10.1 DEFLEXIÓN VERTICAL

Según prescripciones de la ***CTE-SE (art. 4.3.3.1)*** se adoptan las limitaciones en las deformaciones verticales siguientes:

1. La flecha relativa cuando se considere la integridad de la estructura se limita a ***L/400*** bajo combinación de cargas característica (Ψ_0).
2. La flecha relativa cuando se considere el confort de los usuarios se limita a ***L/350*** bajo combinación de cargas característica considerando solamente cargas de corta duración (Ψ_0)
3. La flecha total se limita a ***L/300*** bajo combinación de cargas cuasi permanente (Ψ_2).combinación de acciones casi permanente, la flecha relativa es menor que 1/300.

Además, el CE indica que el estado límite de deformaciones puede comprobarse de dos formas:

- Limitando la relación luz-canto, de acuerdo con el apartado ***7.4.2*** o

- Comparando una deformación calculada, de acuerdo con el apartado ***7.4.3***, con un valor límite.

A continuación, se adjunta la ***tabla A19.7.4 del código*** que indica la relación máxima luz/canto para no necesitar cálculo ELS.

Sistema estructural	K	Hormigón sometido a tensión elevada =1,5%	Hormigón sometido a baja tensión =0,5%
Viga simplemente apoyada; losa unidireccional o bidireccional simplemente apoyada	1,0	14	20
Extremo del vano de una viga continua, losa unidireccional continua o losa bidireccional continua en una dirección	1,3	18	26
Vano interior de viga, losa unidireccional o losa bidireccional	1,5	20	30
Losa apoyada en pilares sin vigas (losa plana) (para grandes longitudes)	1,2	17	24
Voladizo	0,4	6	8
NOTA 1: Los valores indicados se han seleccionado para quedar, en general, del lado de la seguridad. Por ello, el cálculo puede indicar la posibilidad de utilizar elementos más esbeltos.			
NOTA 2: Para losas bidireccionales, la comprobación deberá llevarse a cabo partiendo de la luz más pequeña. Para losas planas, se deberá tomar la mayor luz.			
NOTA 3: Los límites indicados para losas planas corresponden a un límite menos severo que el establecido para la flecha obtenida en el centro del vano luz/250. La experiencia ha demostrado que esto resulta satisfactorio.			

Tabla 46. Relación luz/canto útil para elementos de hormigón armado sin esfuerzo axil de compresión

10.2 FLECHAS HORIZONTALES

Los desplazamientos horizontales están representados esquemáticamente en la siguiente figura:

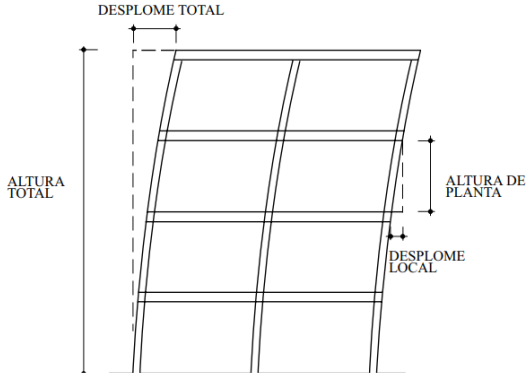


Figura A22.7.1 Desplome

Figura 50: Desplome (Figura A22.7.1 Código estructural)

Según las prescripciones del ***apartado 7.2.2, volumen IV del Código estructural***, se utilizarán las limitaciones indicadas en el ***CTE-SE (art. 4.3.3.2)***.

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

- Desplome total: 1/500 de la altura total del edificio;
- Desplome local: 1/250 de la altura de la planta, en cualquiera de ellas.

Por otro lado, cuando se considere la apariencia de la obra, se admite que la estructura global tiene suficiente rigidez lateral, si ante cualquier combinación de acciones característica, si

- Desplome relativo es menor que 1/250

En general es suficiente que dichas condiciones se satisfagan en dos direcciones sensiblemente ortogonales

Este límite se verificará para combinaciones características.

10.3 CONTROL DE FISURAS

El control de las fisuras debe comprobarse en la estructura de acuerdo con artículo ***7.3 del volumen III del código estructural*** (similar a 7.3. Eurocódigo 1992-1-1:2001).

El código estructural indica que se debe establecer un valor límite del ancho de fisura calculado w_{max}, teniendo en cuenta la naturaleza y la función prevista de la estructura, así como los costes de limitación de la fisuración.

Debido a la naturaleza aleatoria del fenómeno de fisuración, no es posible predecir los anchos reales de fisura. Sin embargo, si el ancho de fisura calculado de acuerdo con los modelos que se indican en el código estructural se limita a los valores que se establecen en la tabla 27.2 del Código Estructural, es poco probable que se vea afectado el comportamiento de la estructura.

11 CARGAS APLICADAS AL MODELO

11.1 CARGAS GRAVITATORIAS:

→ Cargas muertas superficiales:

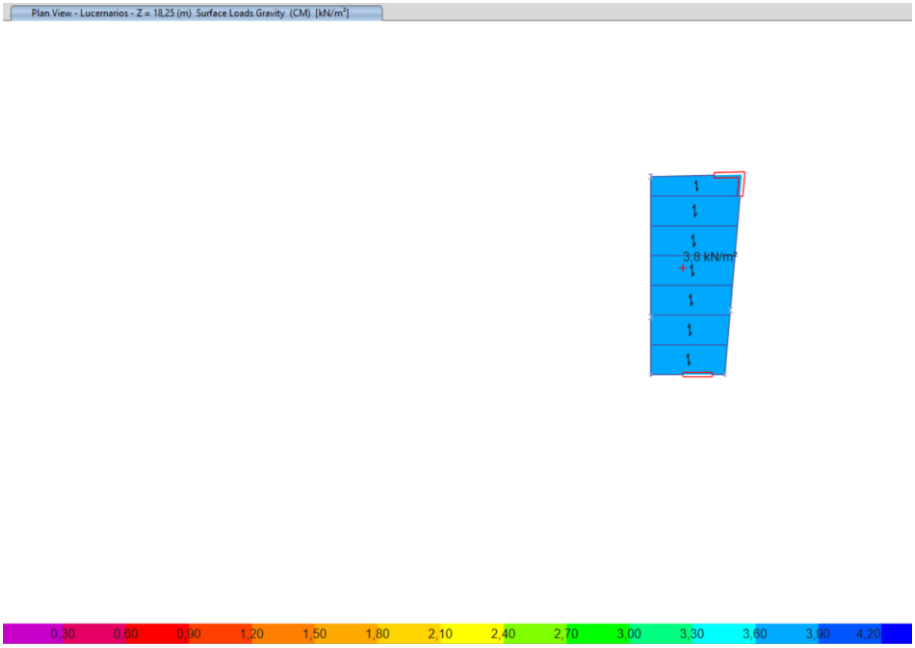


Figura 51: Cargas muertas planta lucernarios (kN/m²)

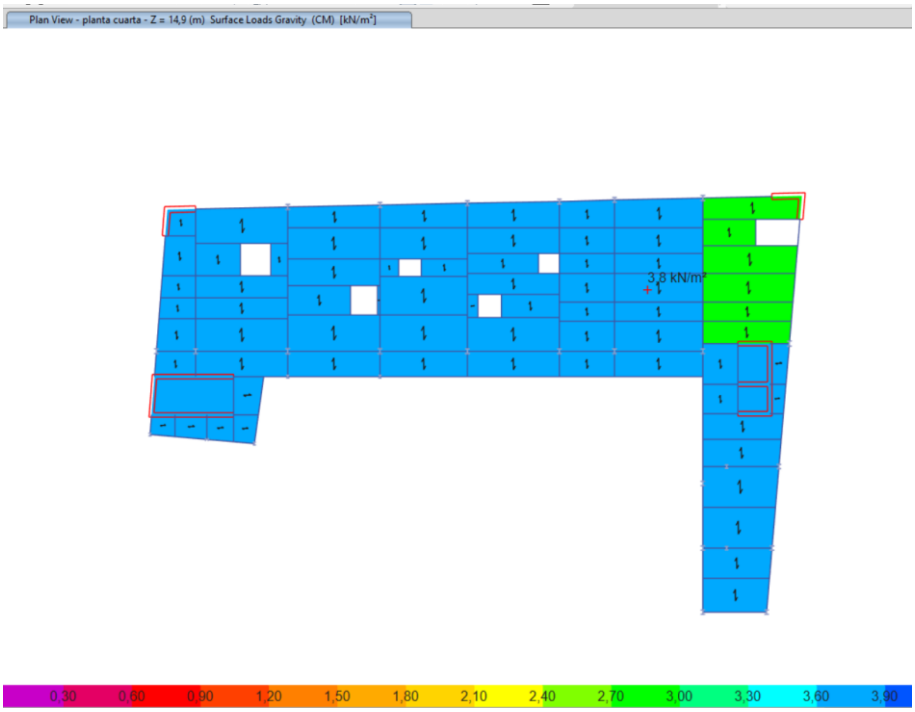


Figura 52: Cargas muertas planta cuarta (kN/m²)

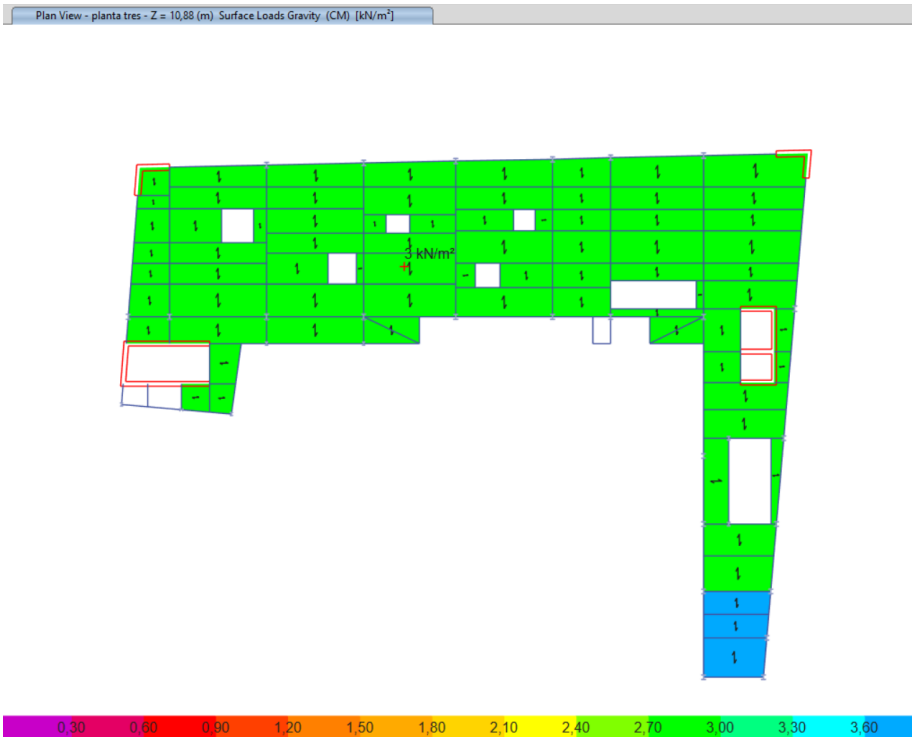


Figura 53: Cargas muertas planta tercera (kN/m²)

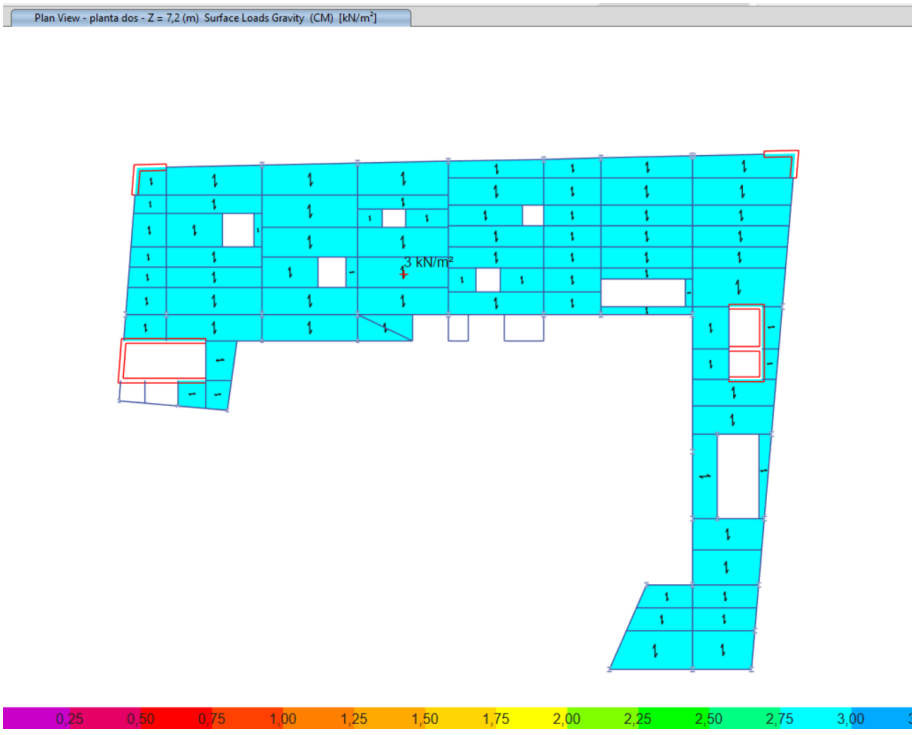


Figura 54: Cargas muertas planta segunda (kN/m²)

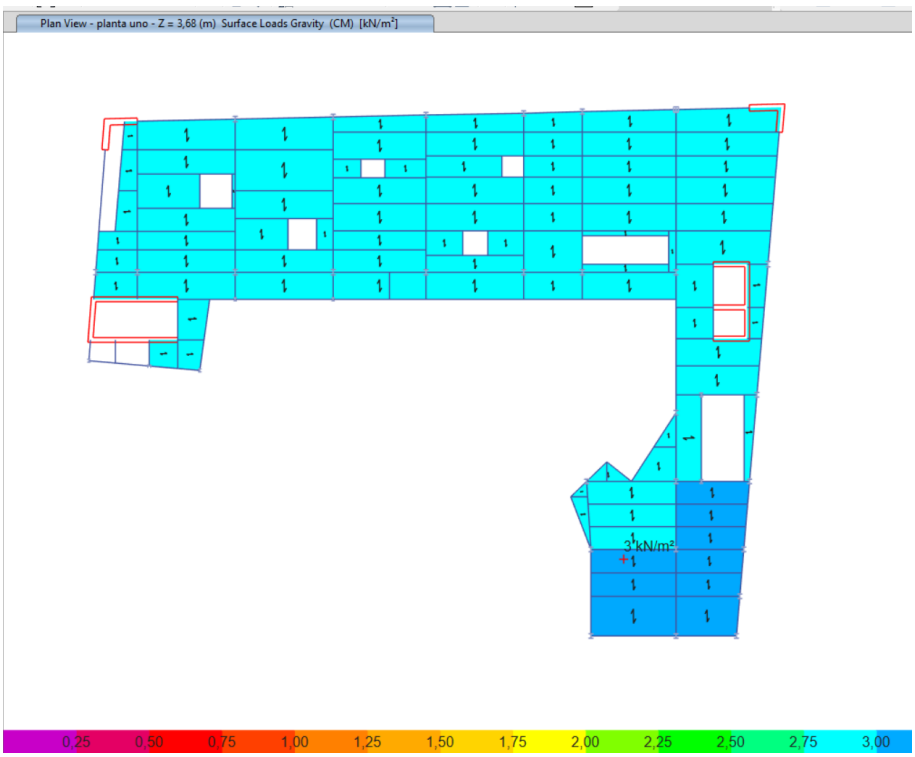


Figura 55: Cargas muertas planta primera (kN/m²)

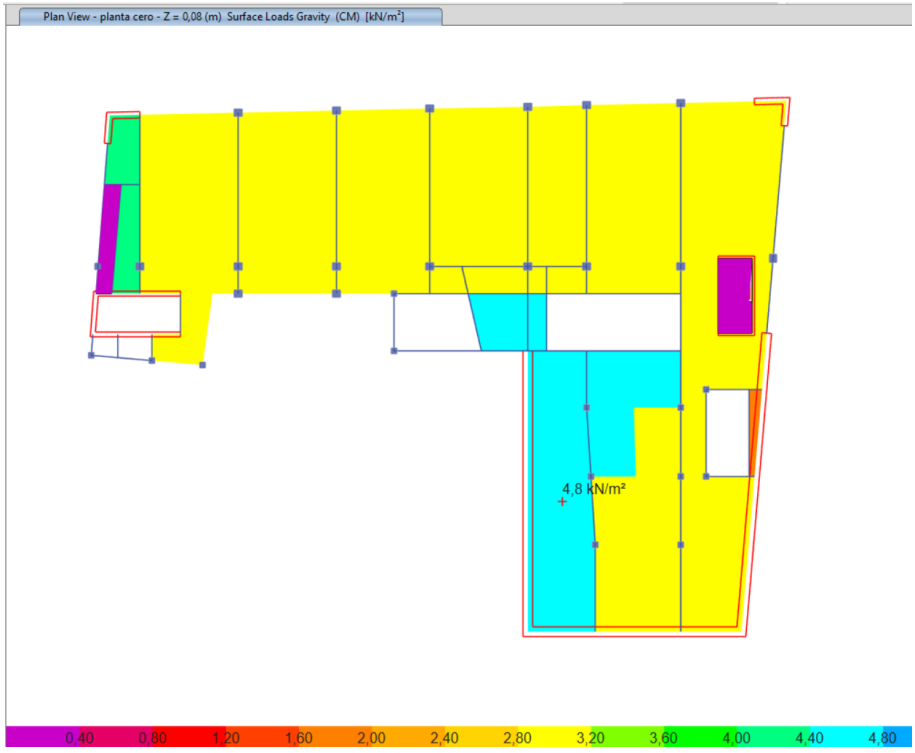


Figura 56: Cargas muertas planta baja (kN/m²)

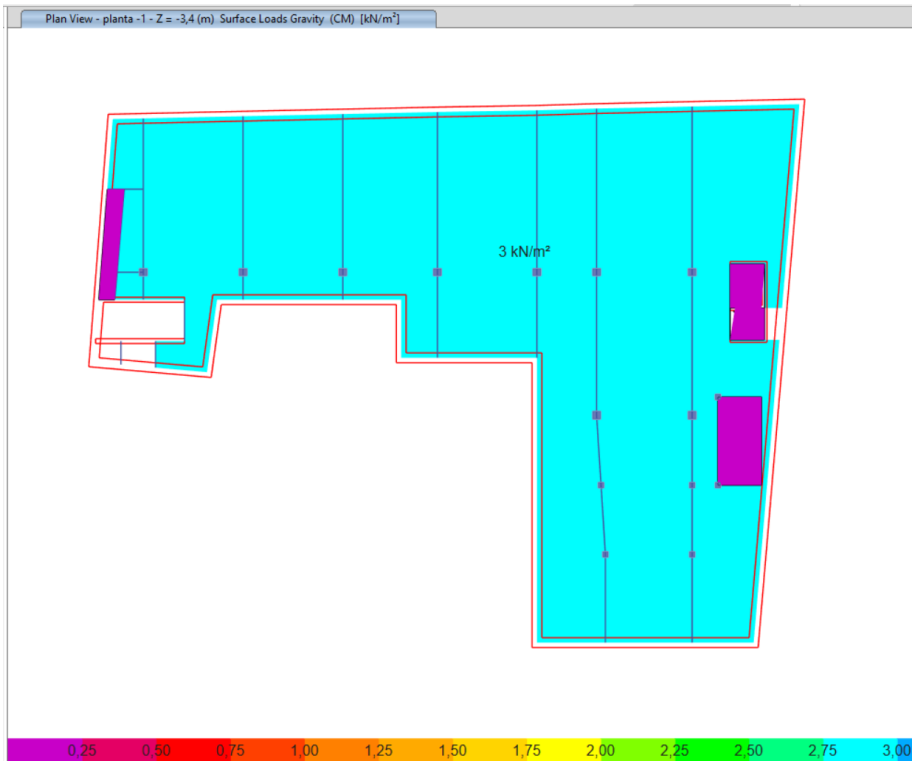


Figura 57: Cargas muertas planta menos 1 (kN/m²)

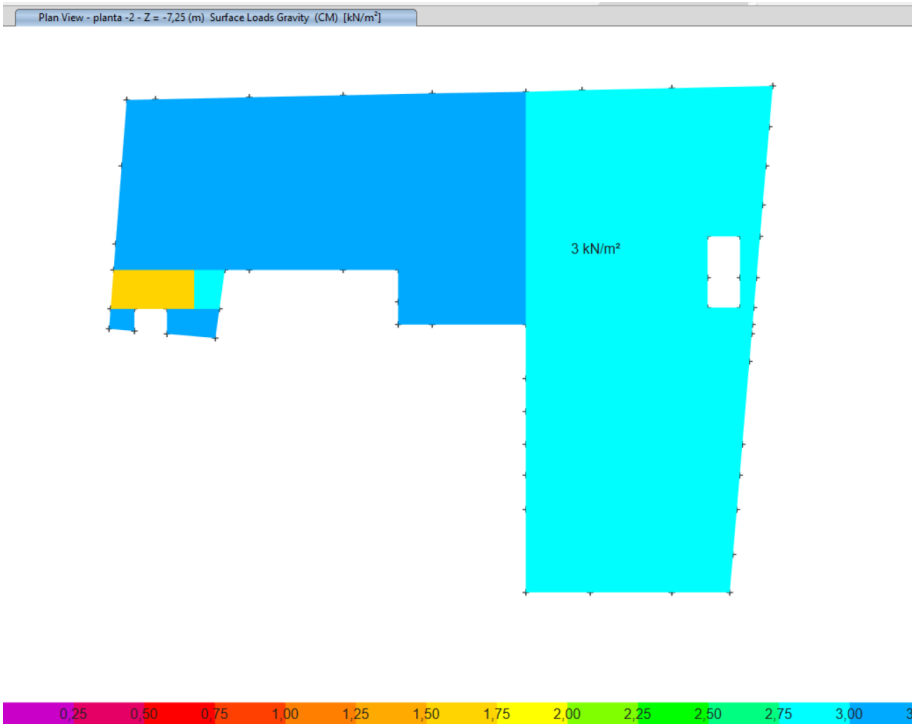


Figura 58: Cargas muertas planta menos 2 (kN/m²)

→<u>Cargas muertas lineales:</u>

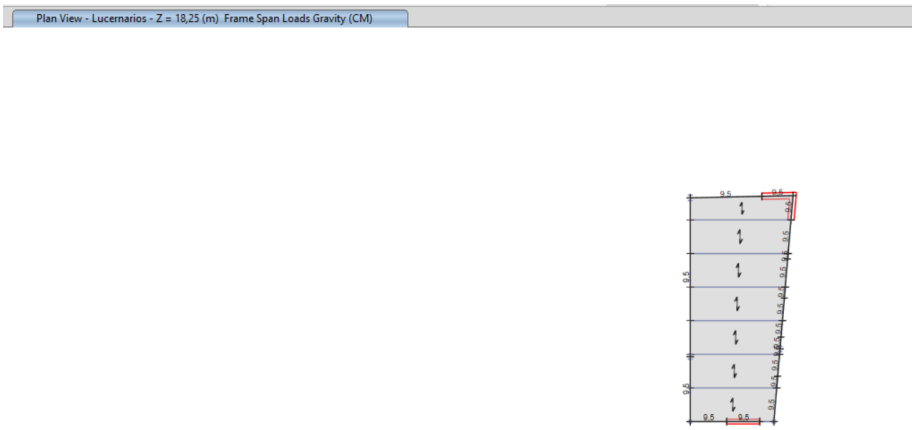


Figura 59: Cargas muertas planta casetón (kN/m²)

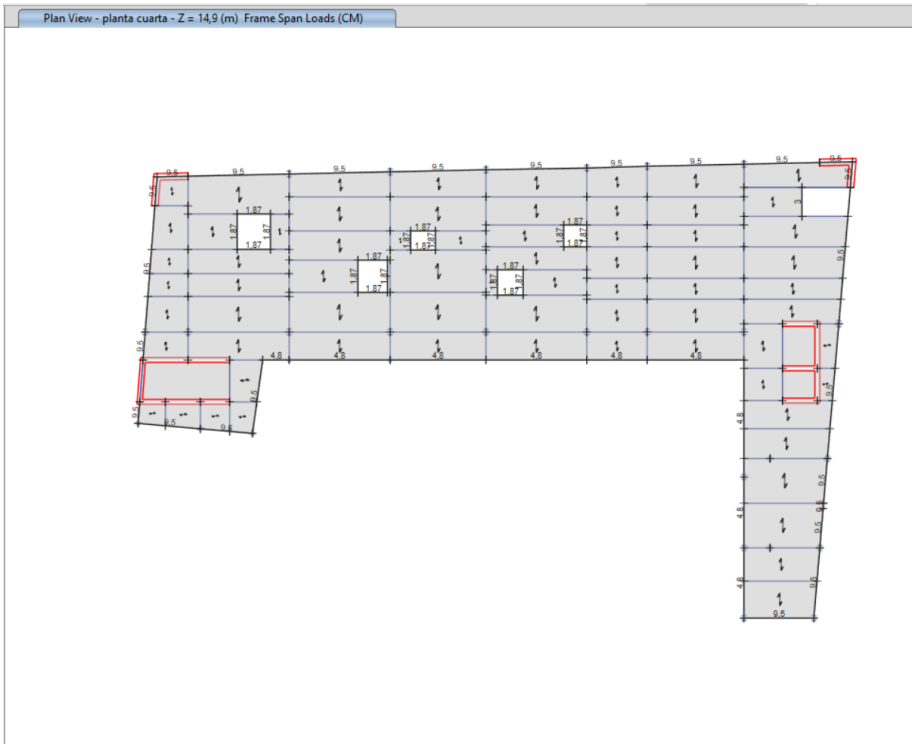


Figura 60: Cargas muertas planta cuarta (kN/m²)

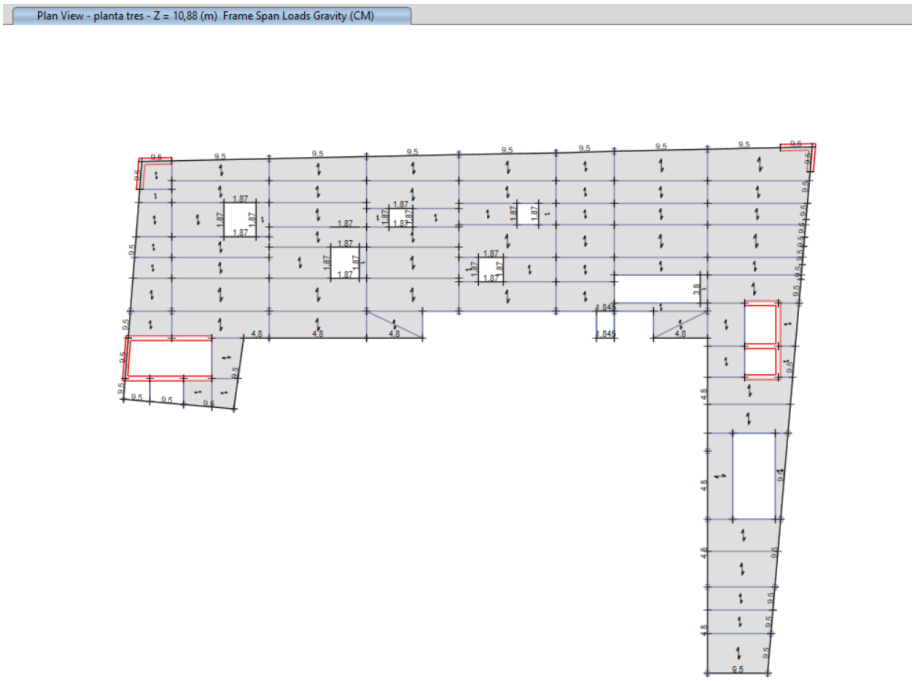


Figura 61: Cargas muertas planta tercera (kN/m²)

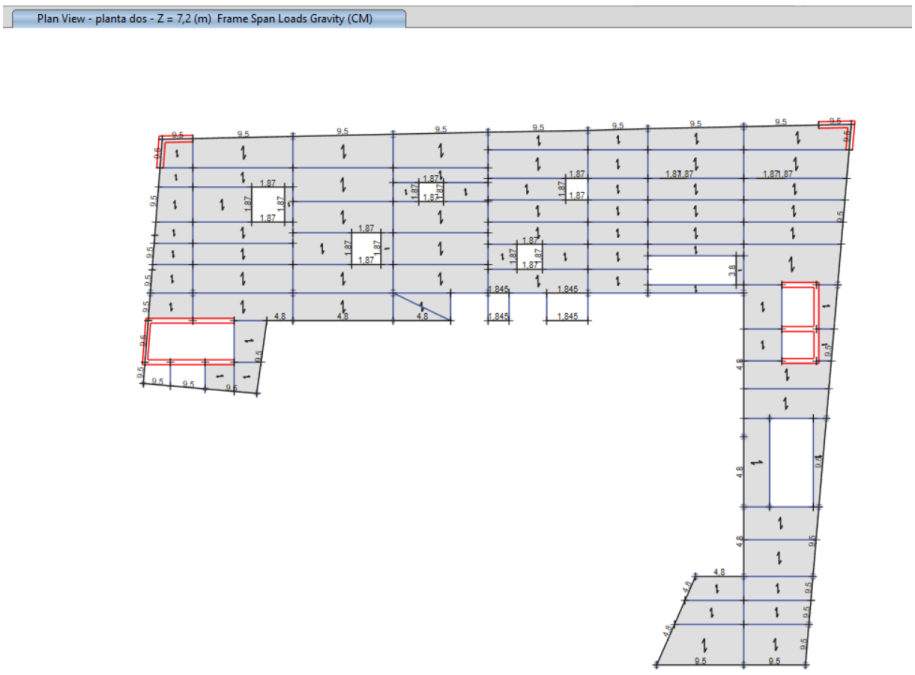


Figura 62: Cargas muertas planta segunda (kN/m²)

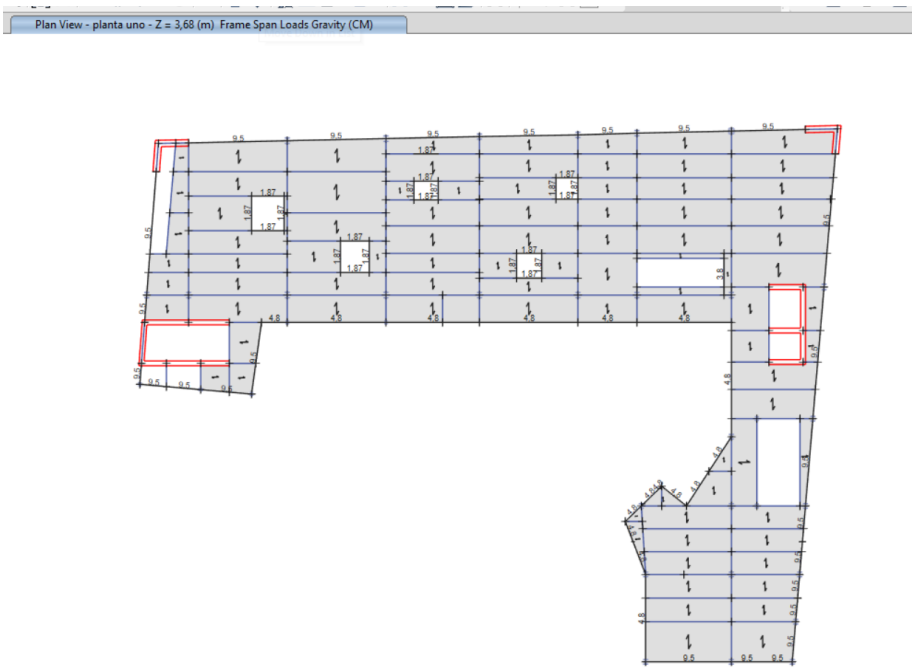


Figura 63: Cargas muertas planta primera (kN/m²)

→Sobrecarga de uso:

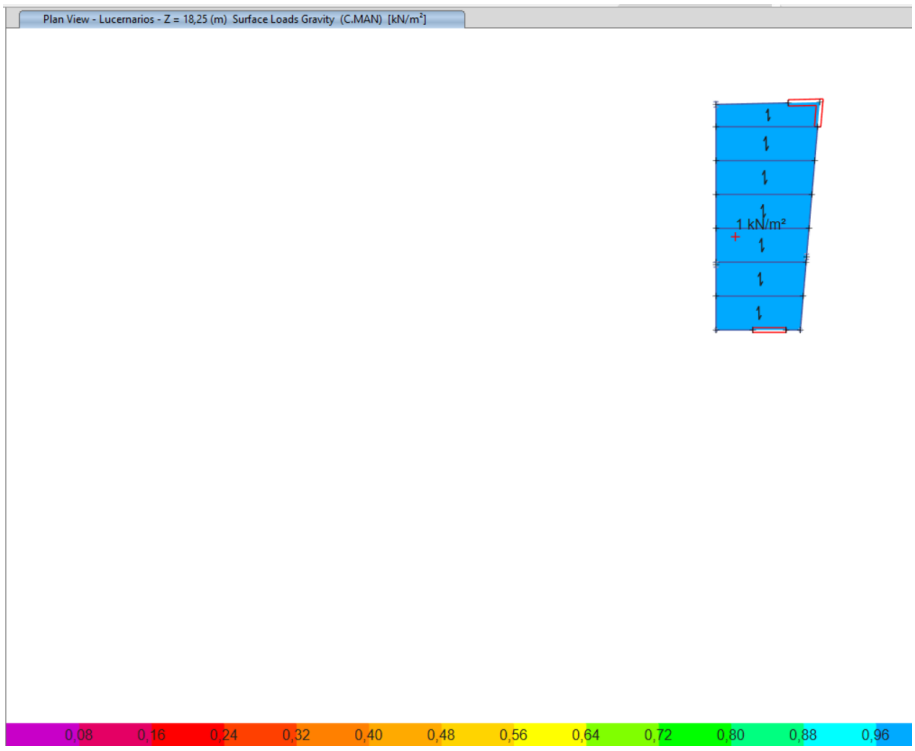


Figura 64: Sobrecarga de uso planta lucernarios (kN/m²)(mantenimiento)

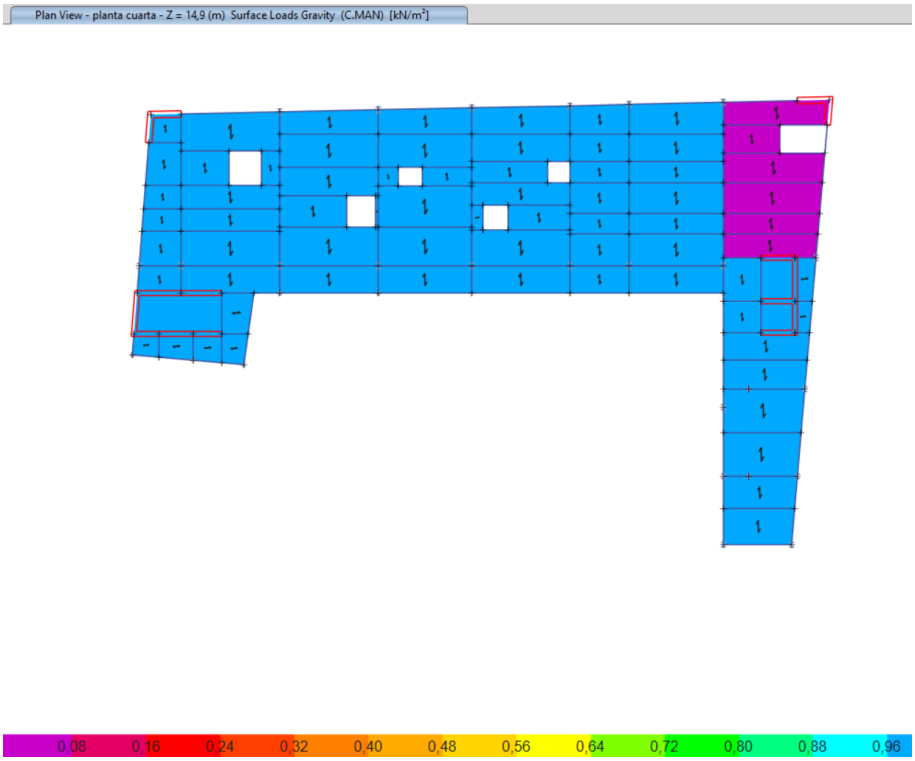


Figura 65: Sobrecarga de uso planta cuarta (kN/m²) (mantenimiento)

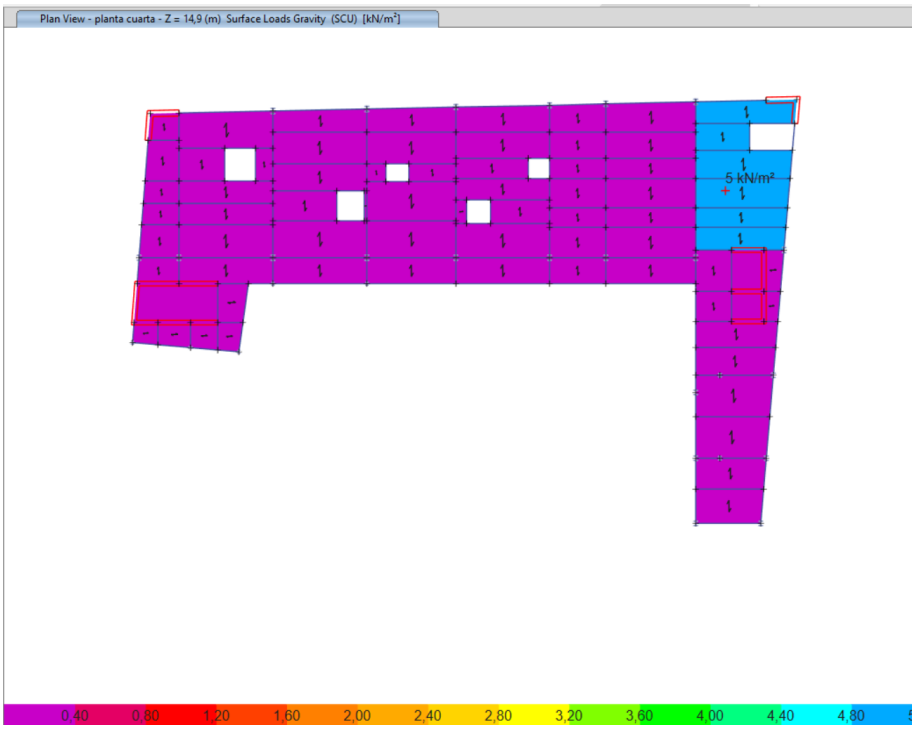


Figura 66: Sobrecarga de uso planta cuarta (kN/m²)

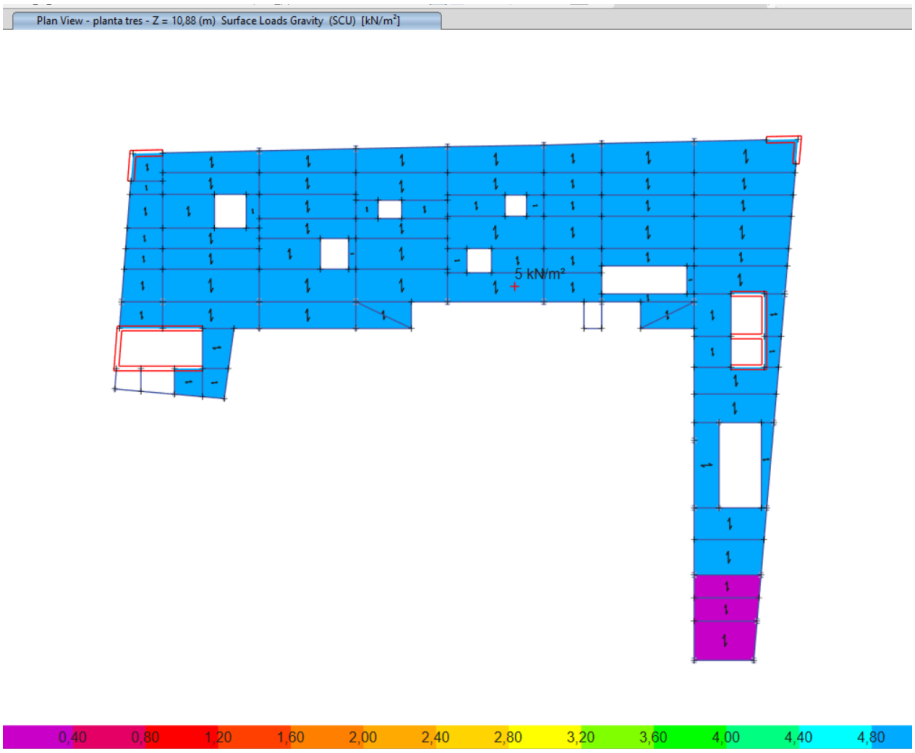


Figura 67: Sobrecarga de uso planta tercera (kN/m²)

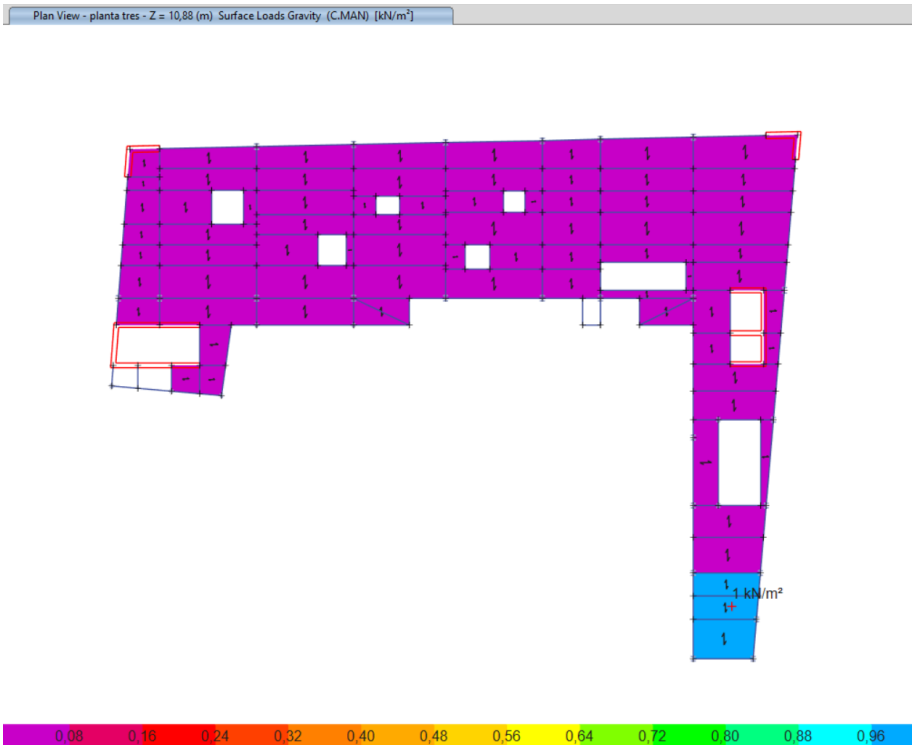


Figura 68: Sobrecarga de uso planta tercera (kN/m²)(mantenimiento)

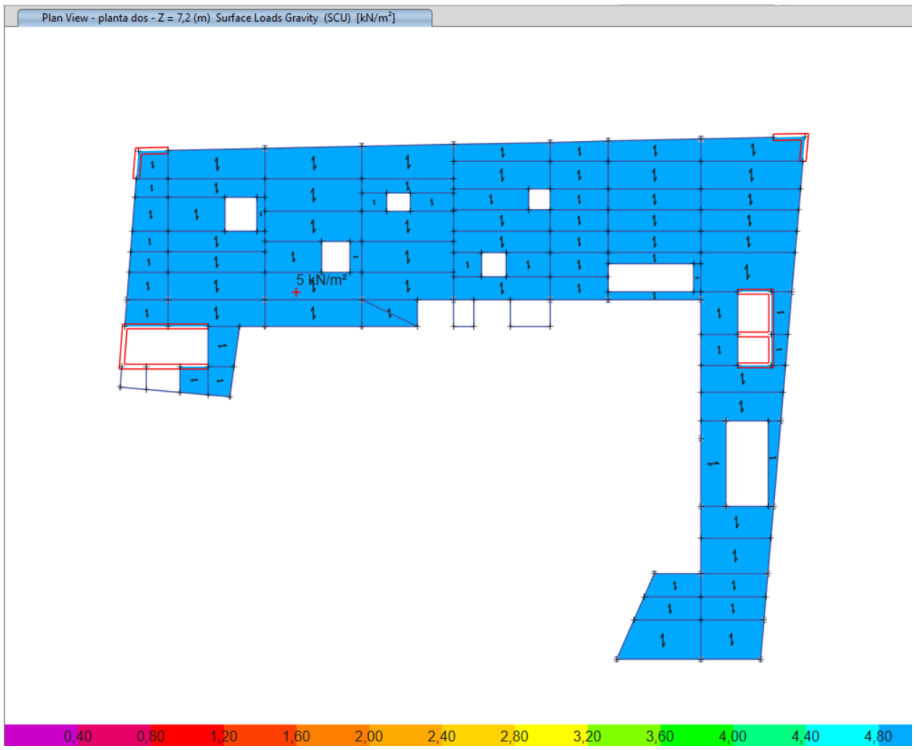


Figura 69: Sobrecarga de uso planta segunda (kN/m²)

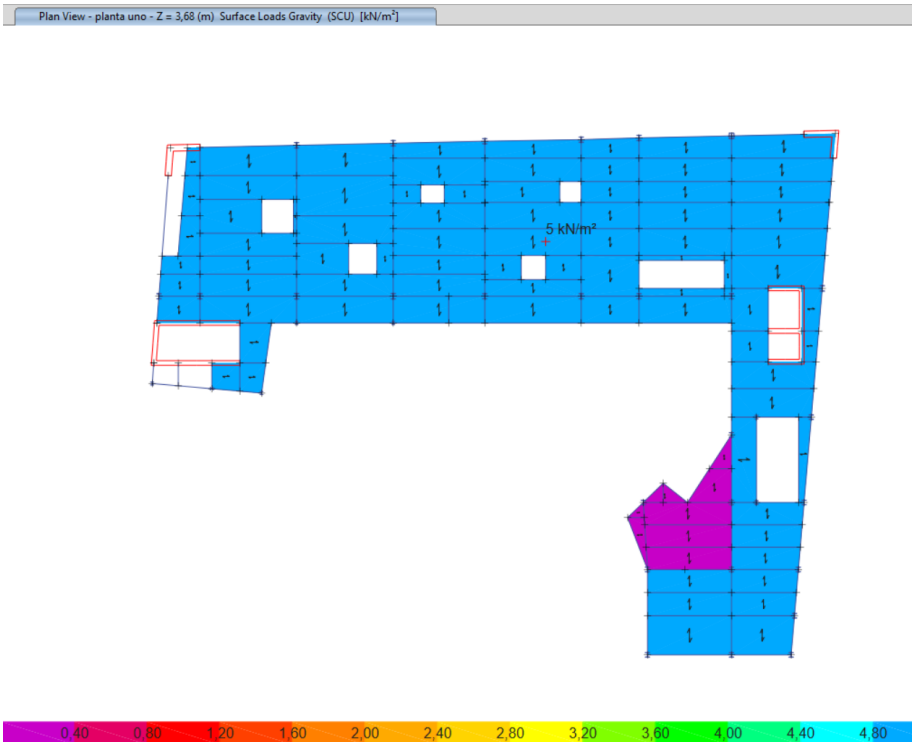


Figura 70: Sobrecarga de uso planta primera (kN/m²)

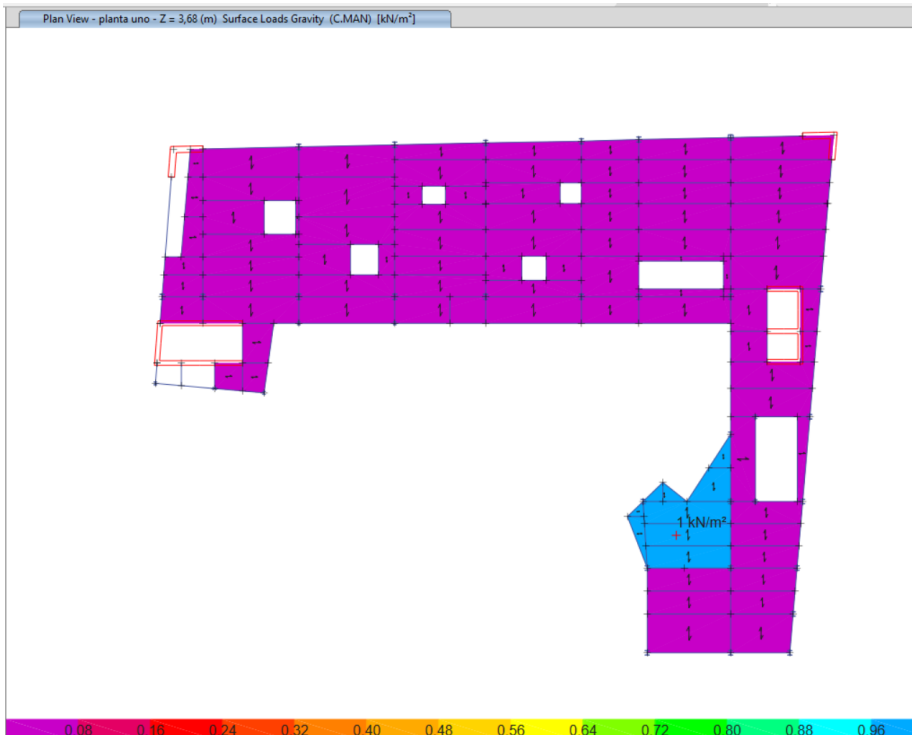


Figura 71: Sobrecarga de uso planta primera (kN/m²)(mantenimiento)

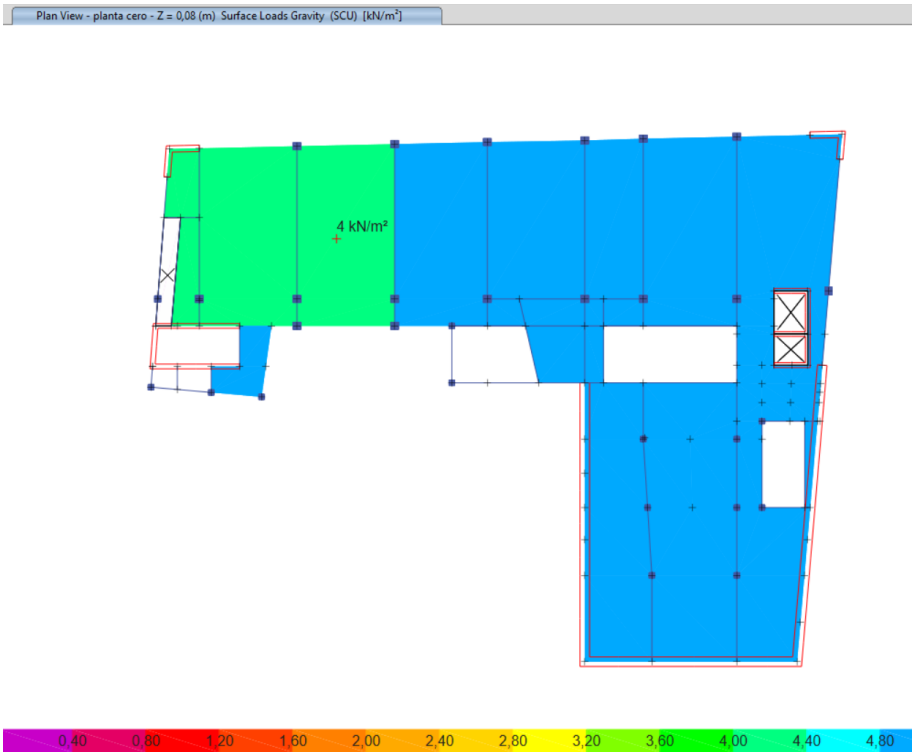


Figura 72: Sobrecarga de uso planta cero (kN/m²)

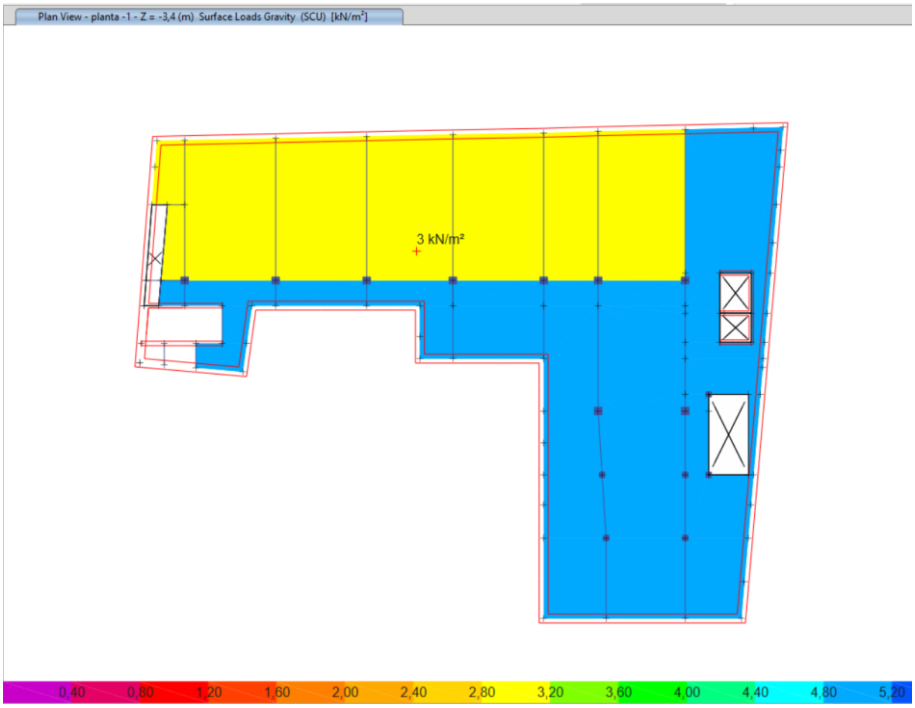


Figura 73: Sobrecarga de uso planta menos 1 (kN/m²)

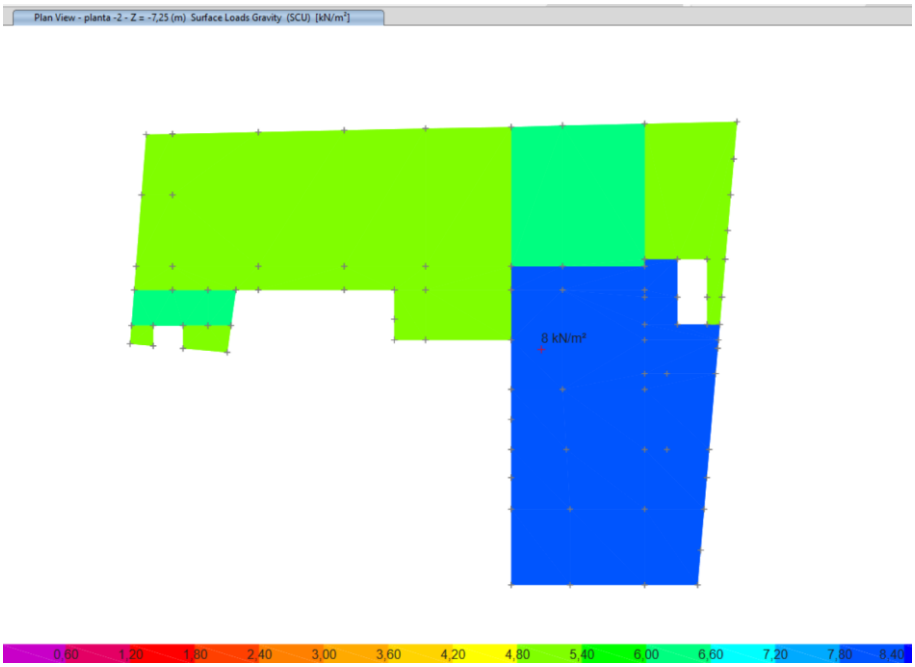


Figura 74: Sobrecarga de uso planta menos 2 (kN/m²)

→Nieve:

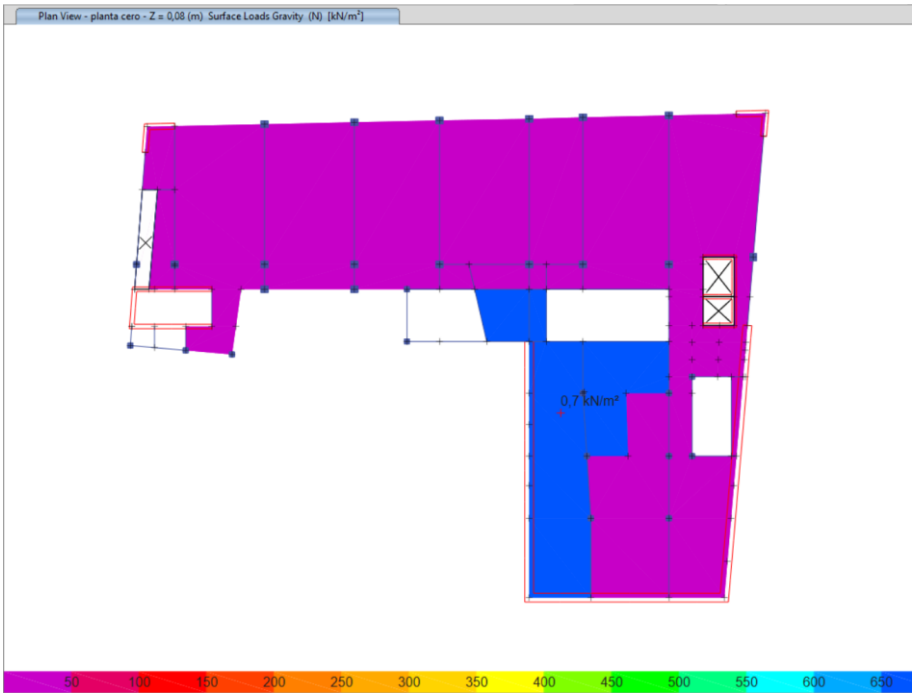


Figura 75: Nieve(kN/m²)

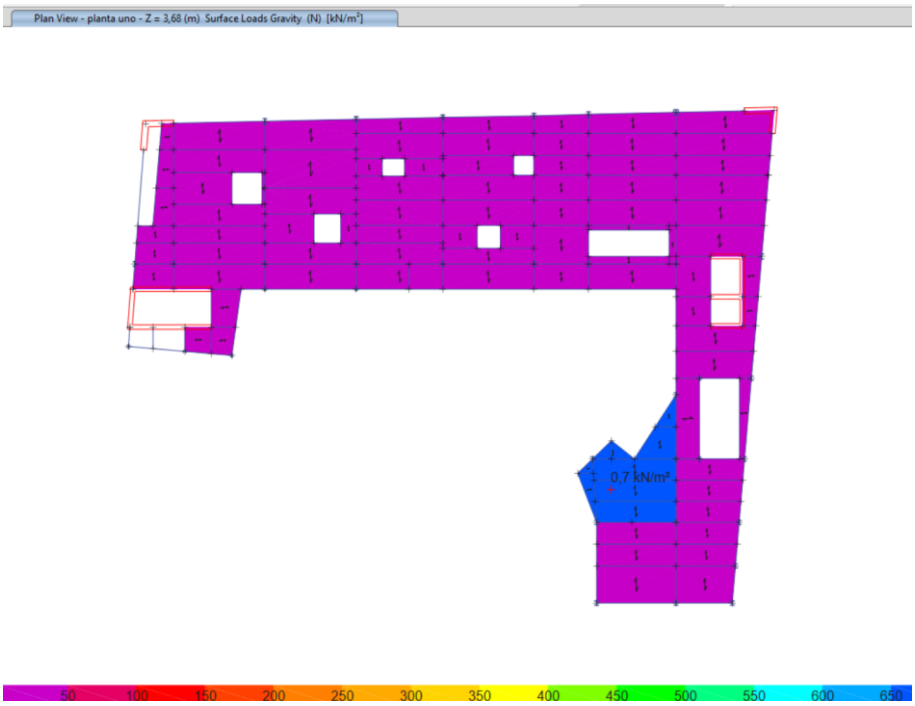


Figura 76: Nieve(kN/m²)

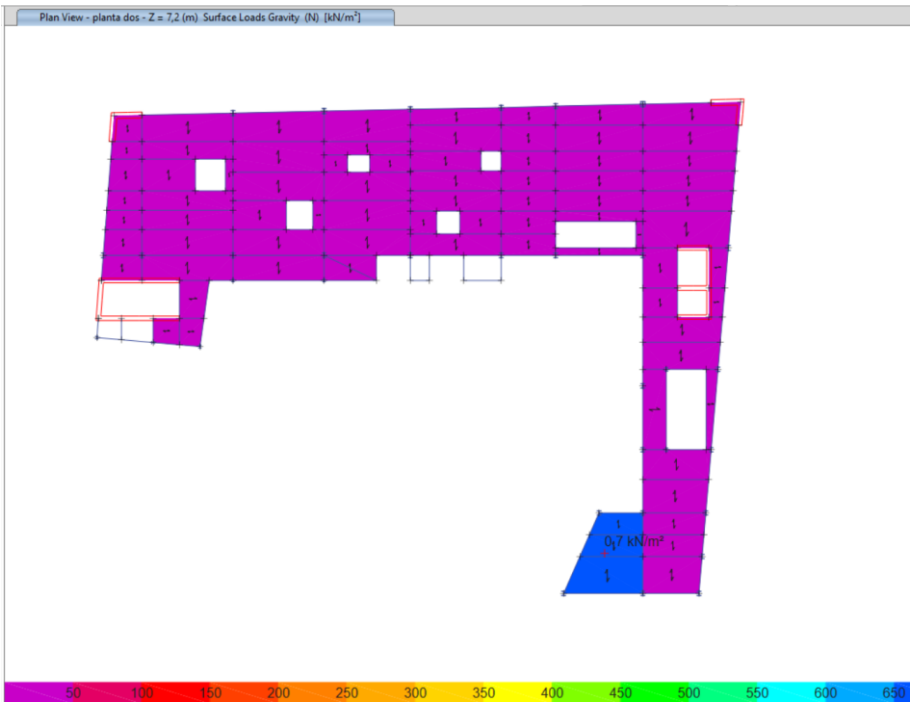


Figura 77: Nieve(kN/m²)

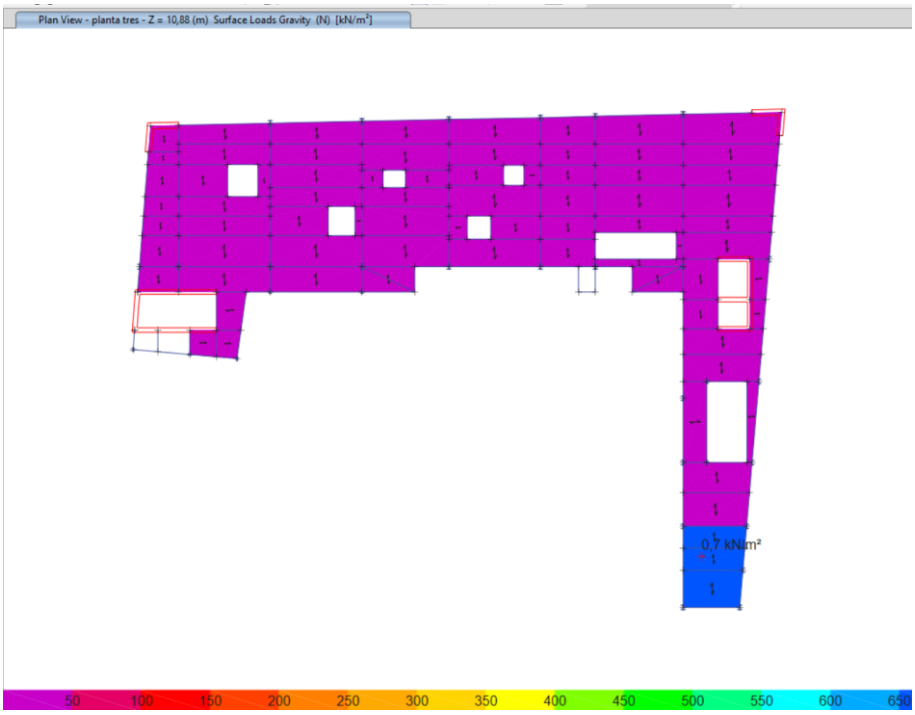


Figura 78: Nieve(kN/m²)

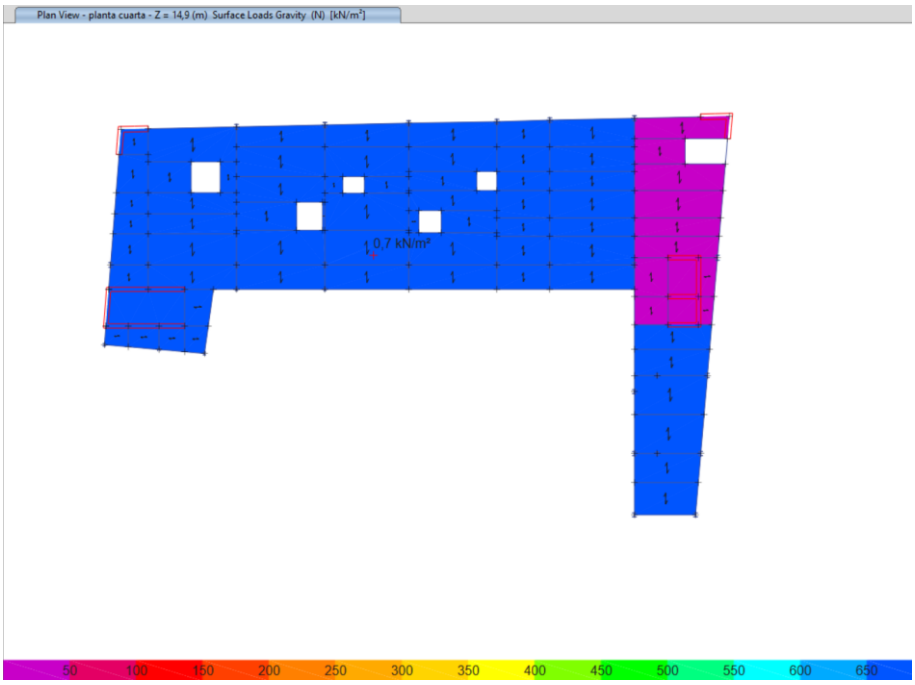


Figura 79: Nieve(kN/m²)

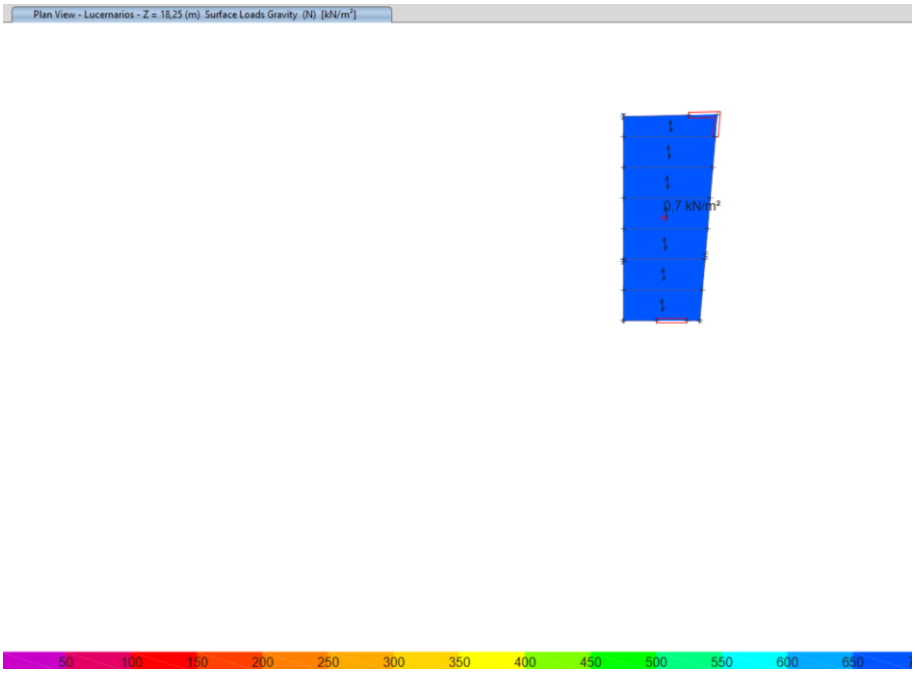


Figura 80: Nieve(kN/m²)

11.2 CARGAS DE VIENTO:

Planta primera:

Wx+

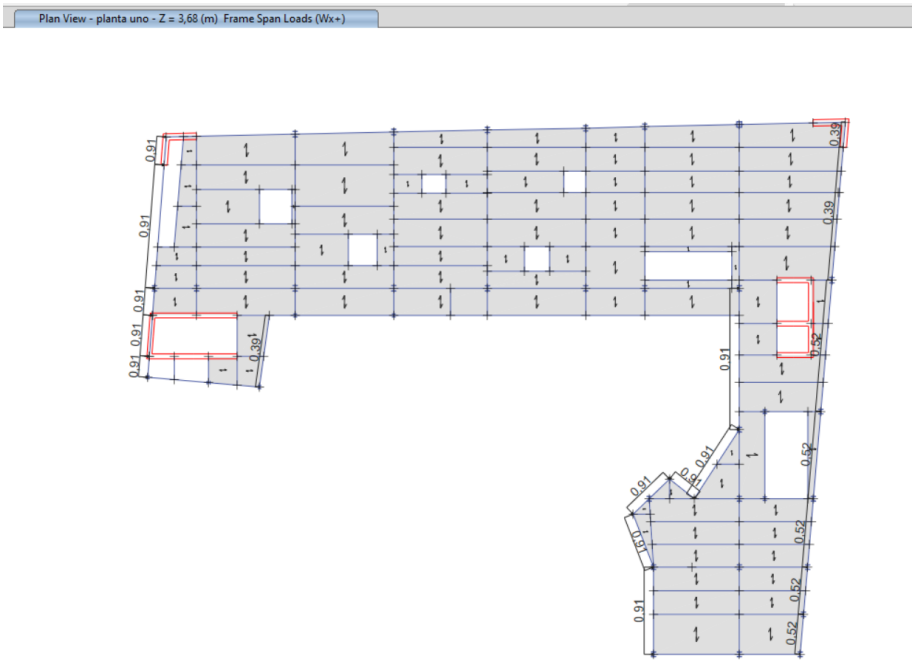


Figura 81: Viento(kN/m)

Wx-:

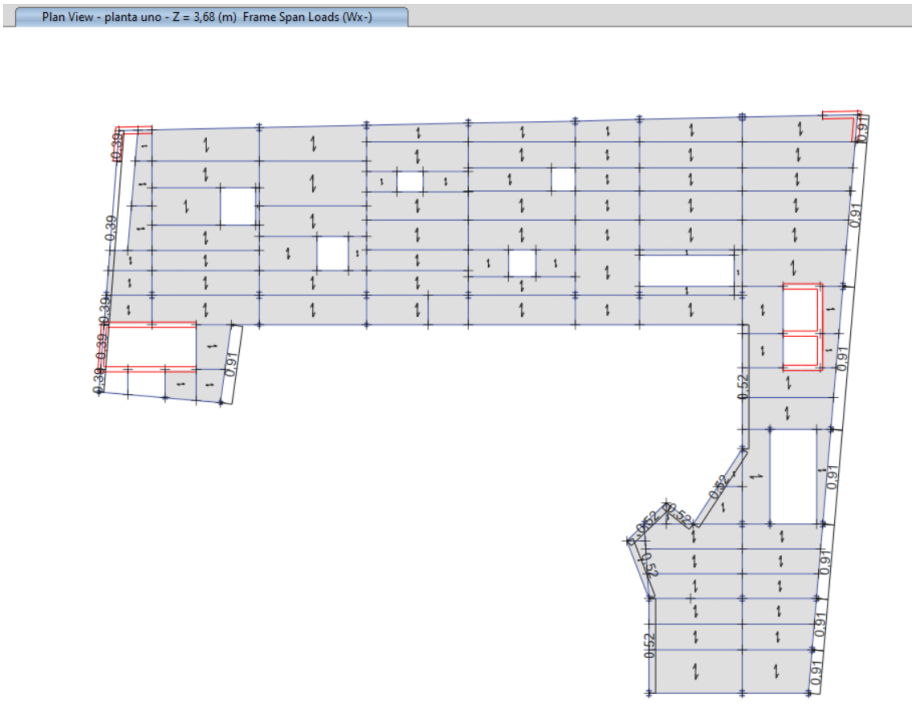


Figura 82: Viento(kN/m)

Wy +:

Figura 83: Viento(kN/m)

Wy-:

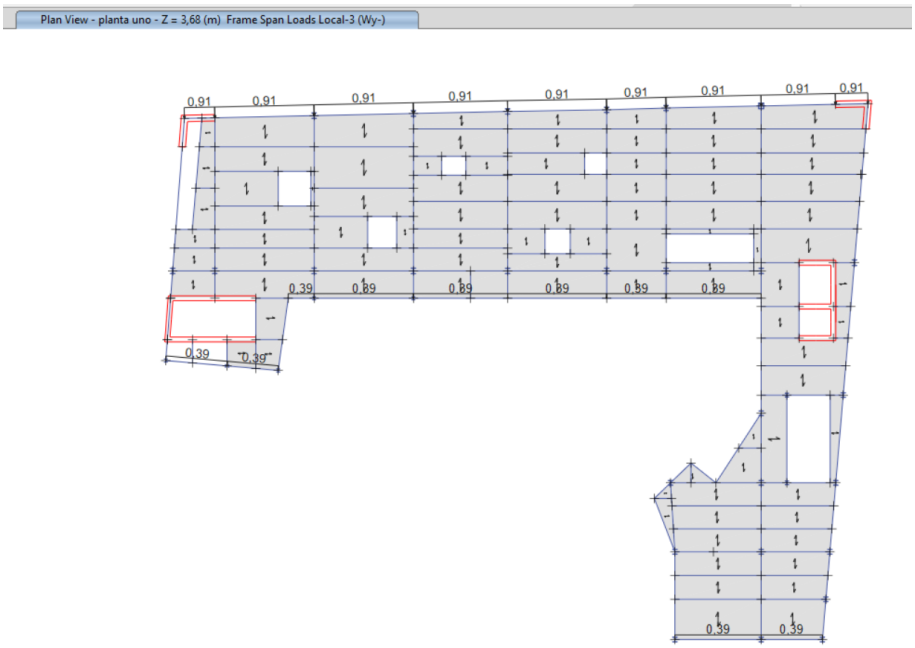


Figura 84: Viento(kN/m)

PLANTA SEGUNDA:

WX+:

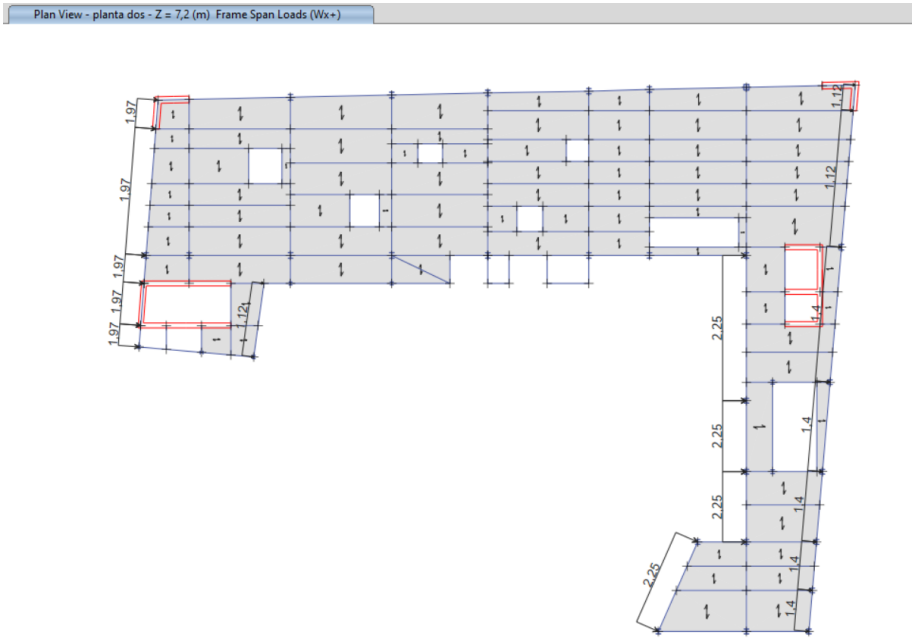


Figura 85: Viento(kN/m)

Wx-:

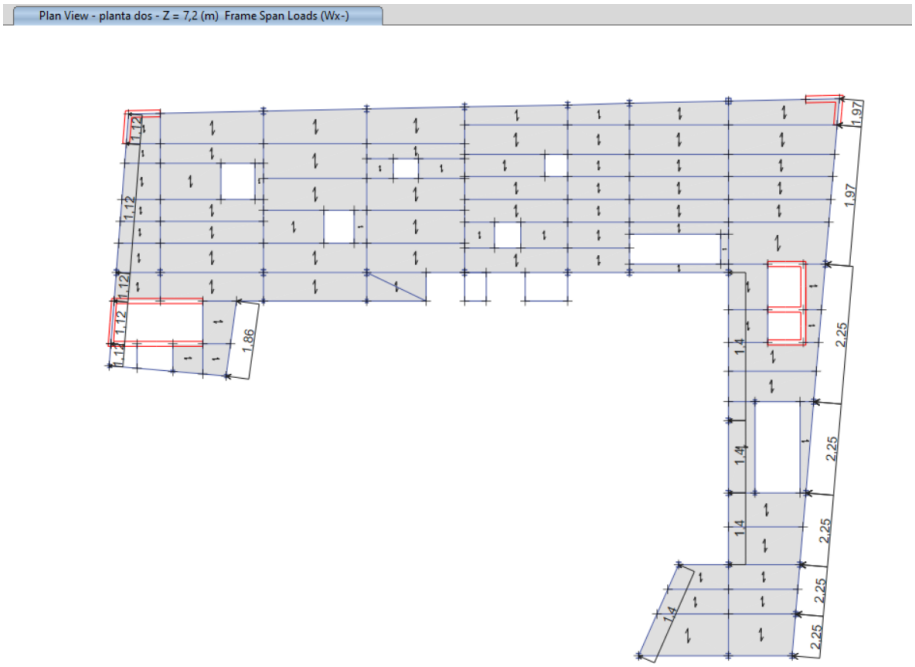


Figura 86: Viento(kN/m)

Wy+:

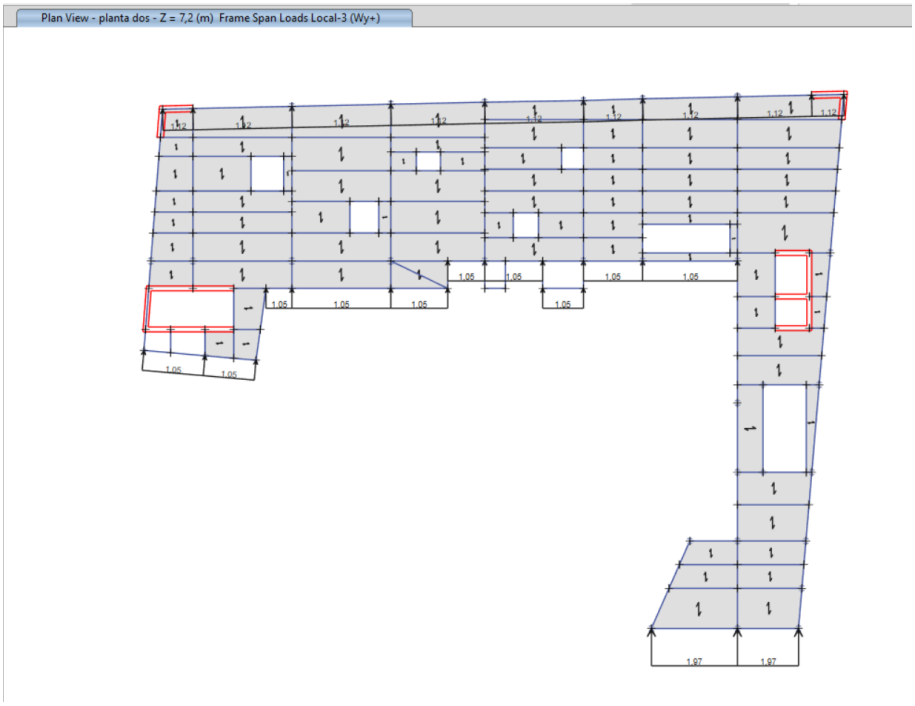


Figura 87: Viento(kN/m)

Wy-:

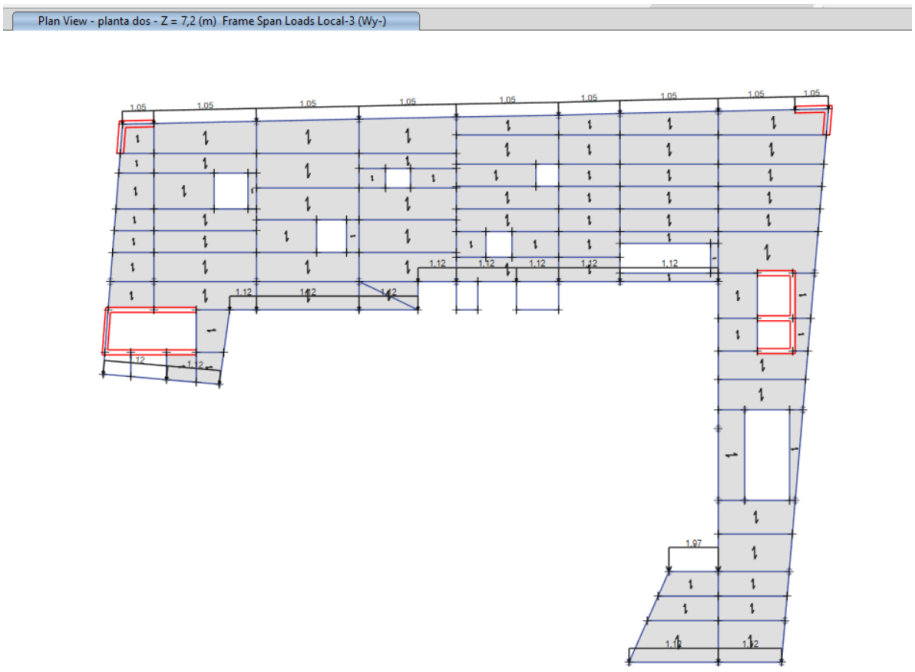


Figura 88: Viento(kN/m)

PLANTA TRES:

WX+:

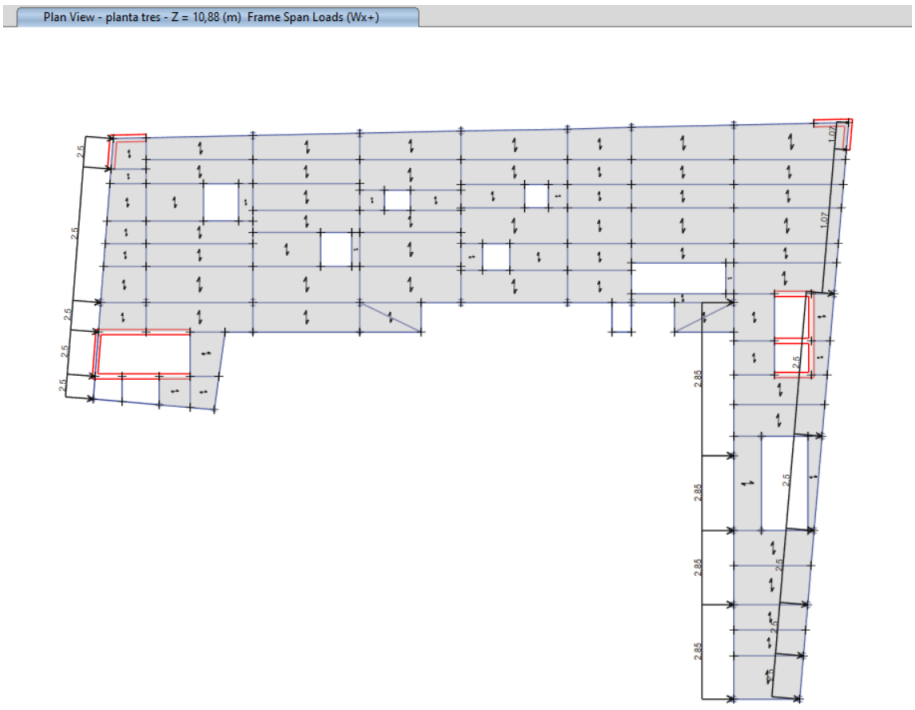


Figura 89: Viento(kN/m)

Wx-:

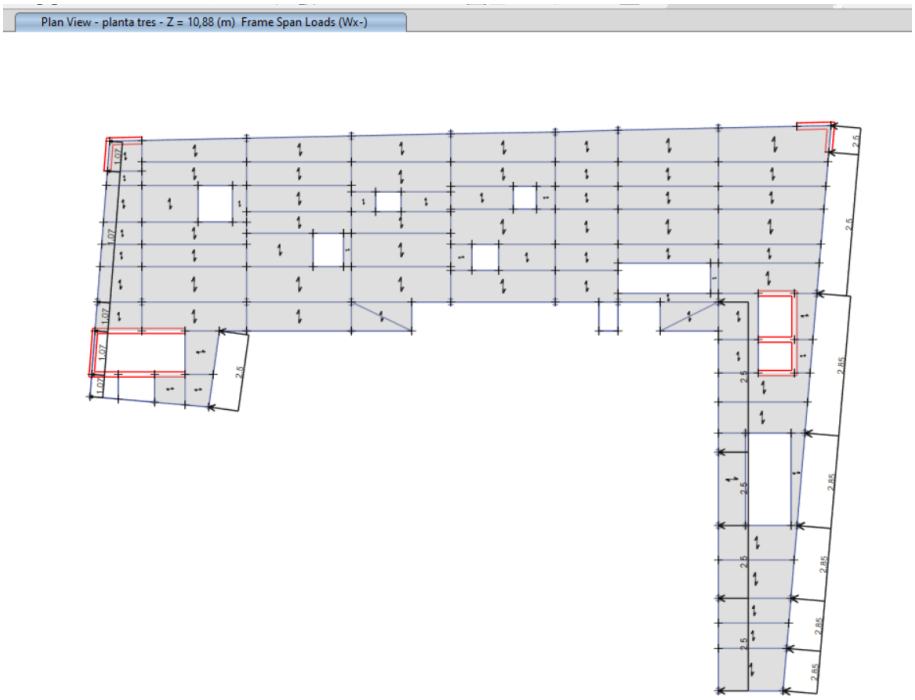


Figura 90: Viento(kN/m)

Vy+:

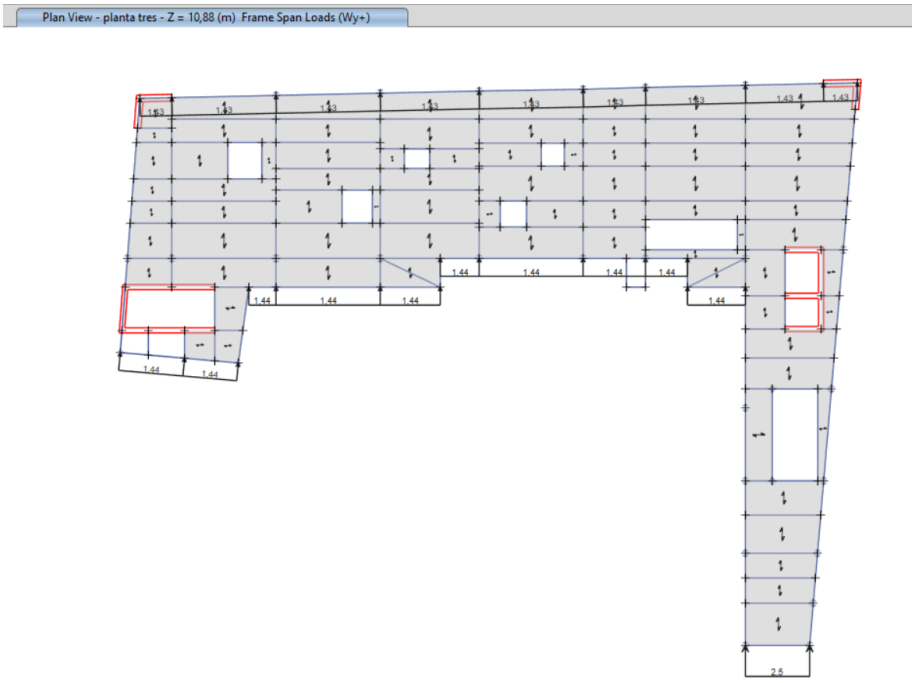


Figura 91: Viento(kN/m)

Wy-:

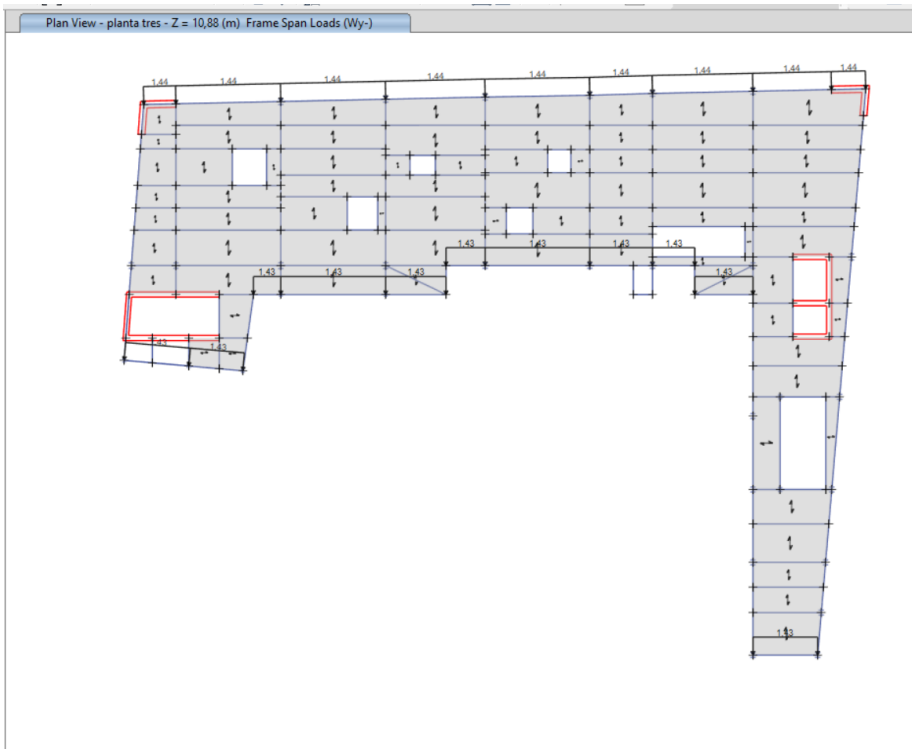


Figura 92: Viento(kN/m)

Planta cuarta:

WX+:

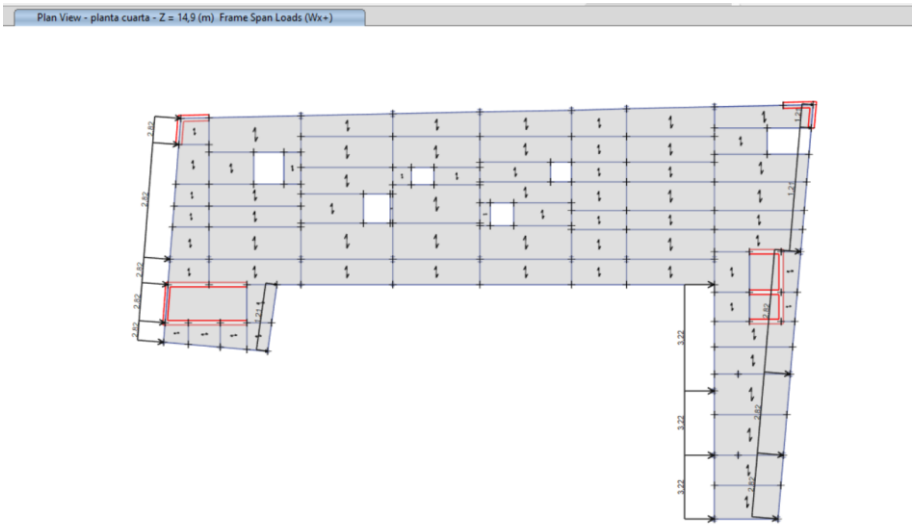


Figura 93: Viento(kN/m)

Wx-:

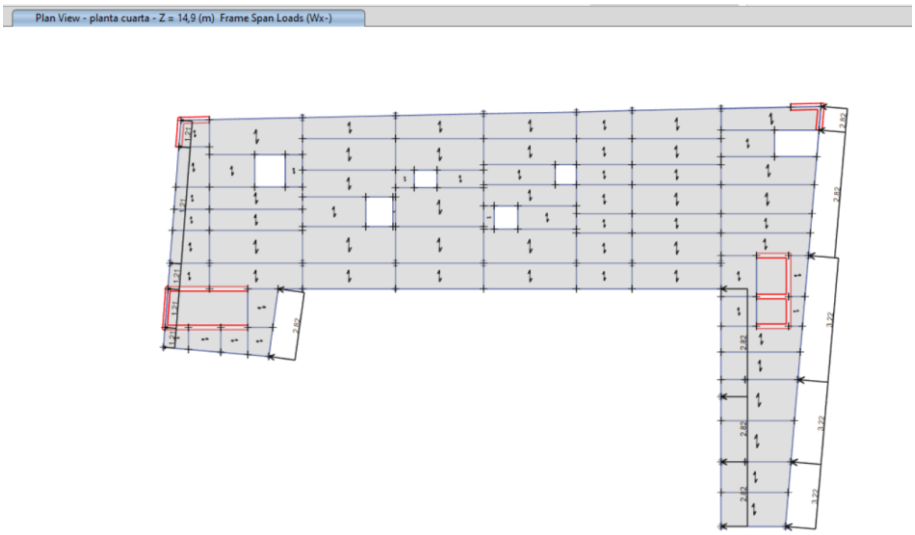


Figura 94: Viento(kN/m)

Wy+:

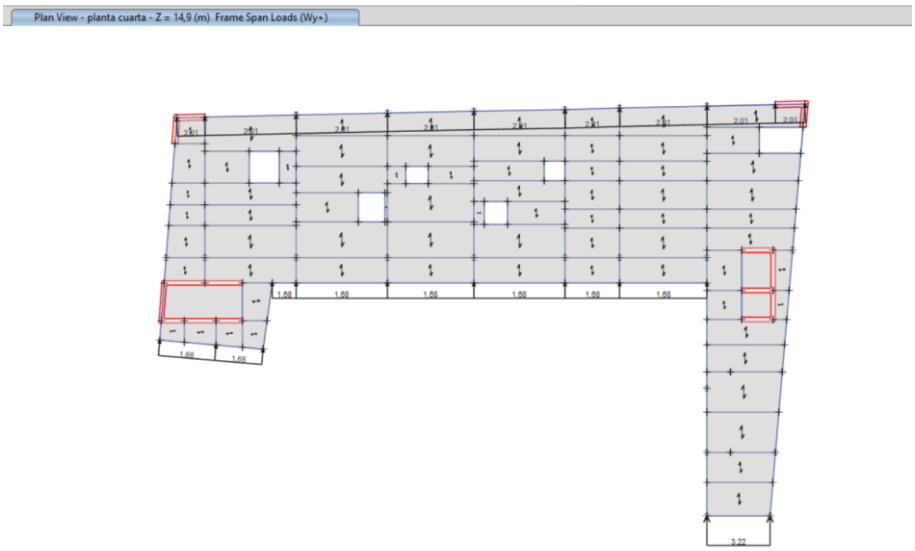


Figura 95: Viento(kN/m)

Wy-:

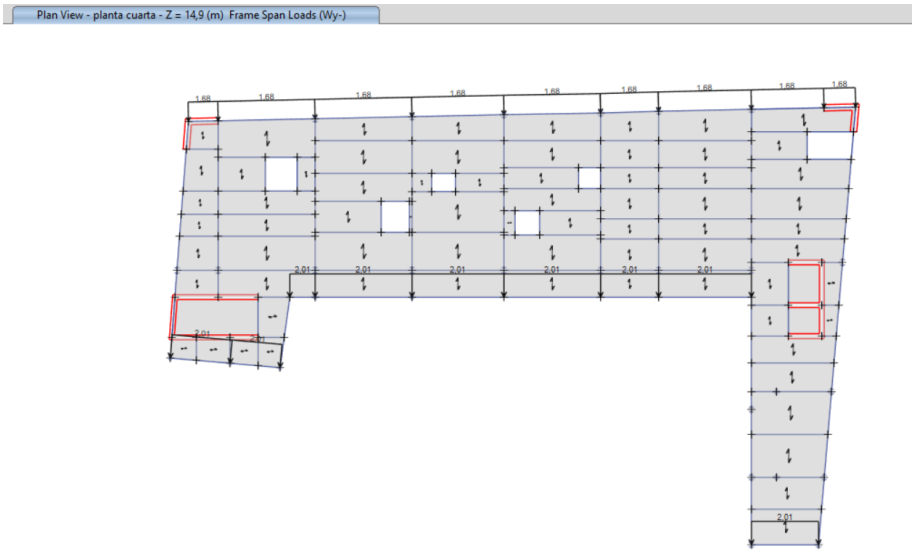


Figura 96: Viento(kN/m)

Planta casetón:

WX+:

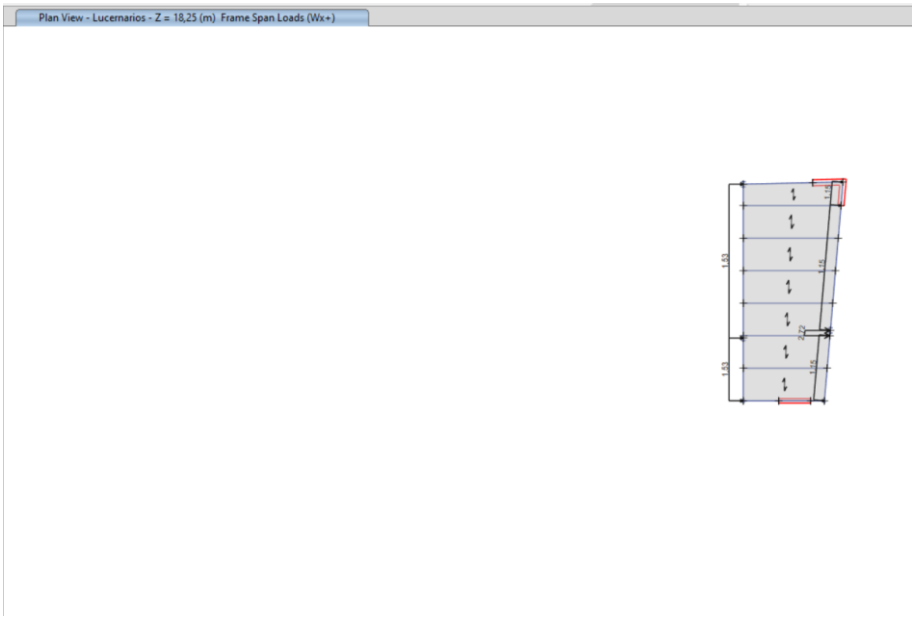


Figura 97: Viento(kN/m)

Wx-:

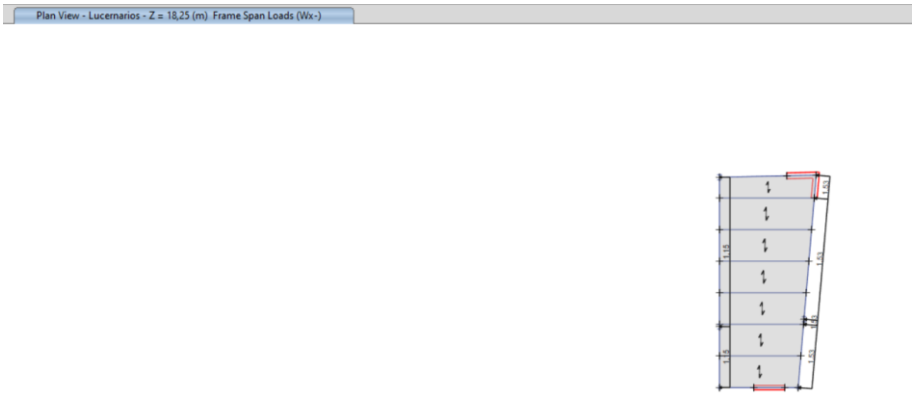


Figura 98: Viento(kN/m)

Wy+:

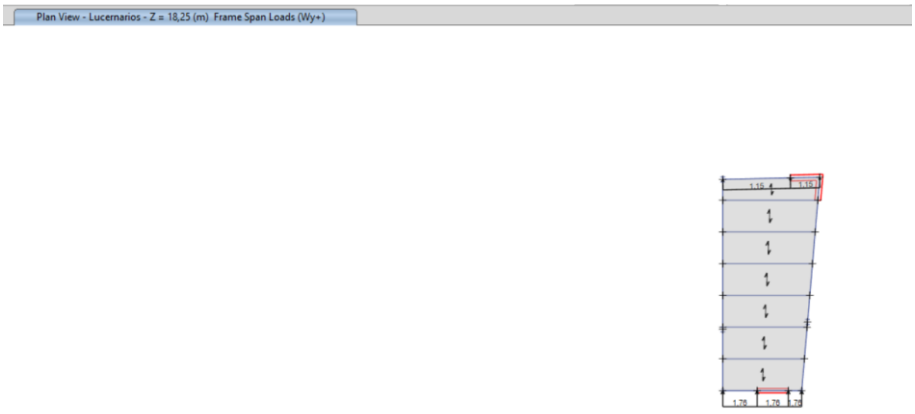


Figura 99: Viento(kN/m)

Wy-:

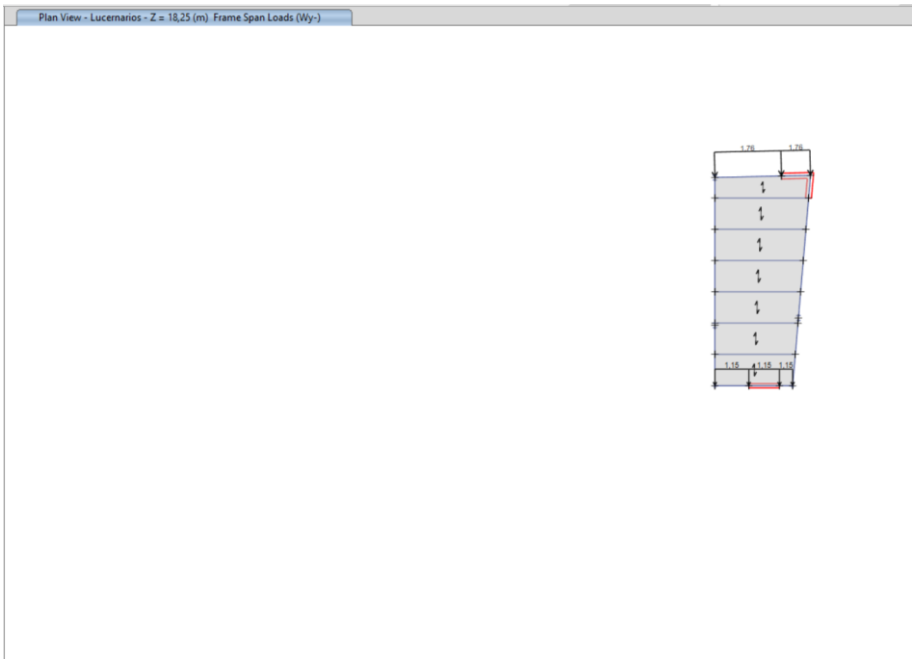


Figura 100: Viento(kN/m)

11.3 EMPUJE DEL TERRENO:

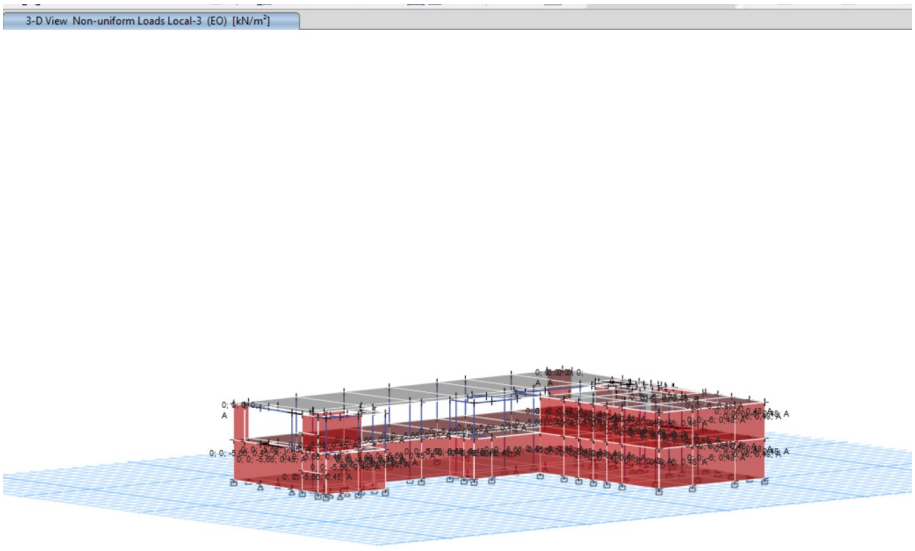


Figura 101: Empujes(kN/m)

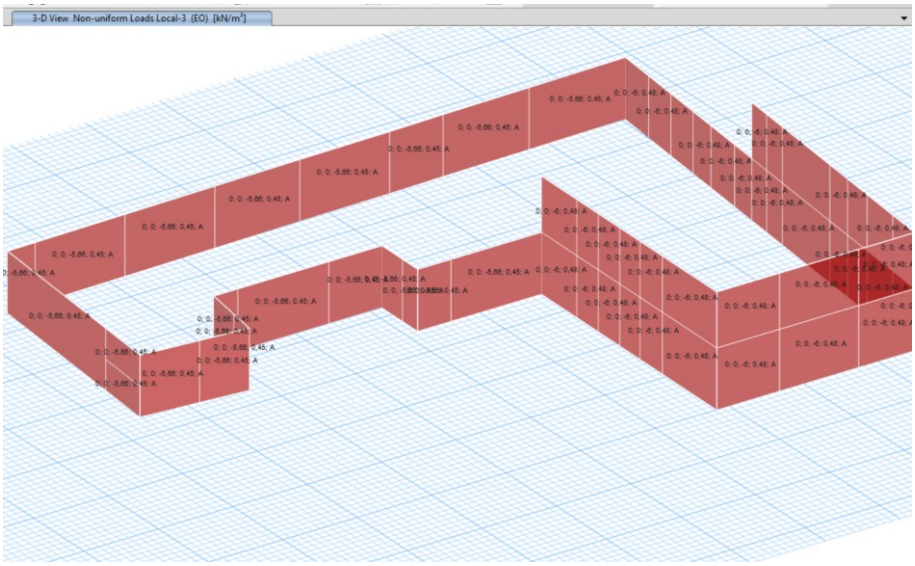


Figura 102: Empujes(kN/m)

11.4 TEMPERATURA

Incremento de temperatura positiva:

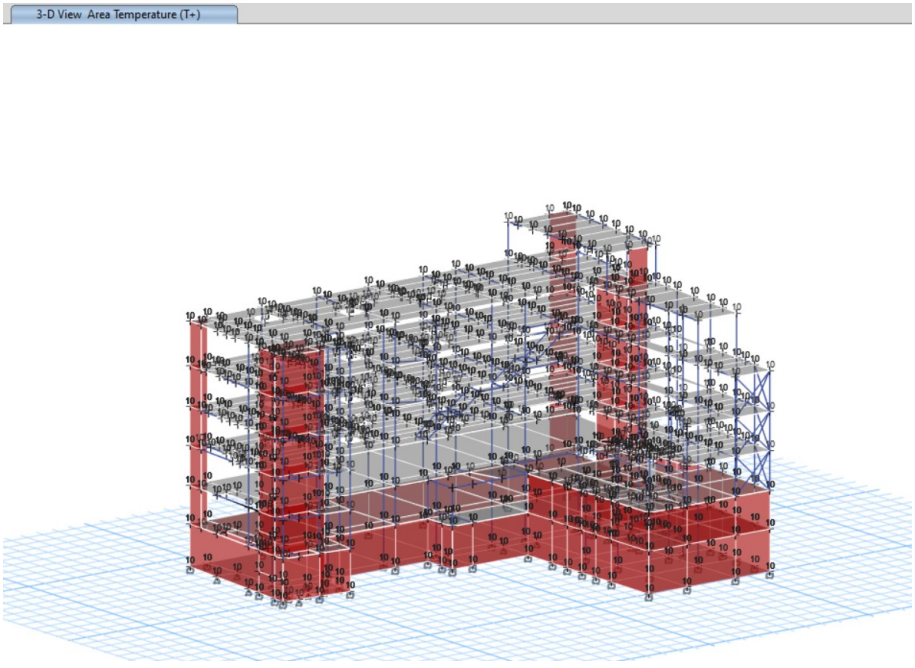


Figura 103: T+

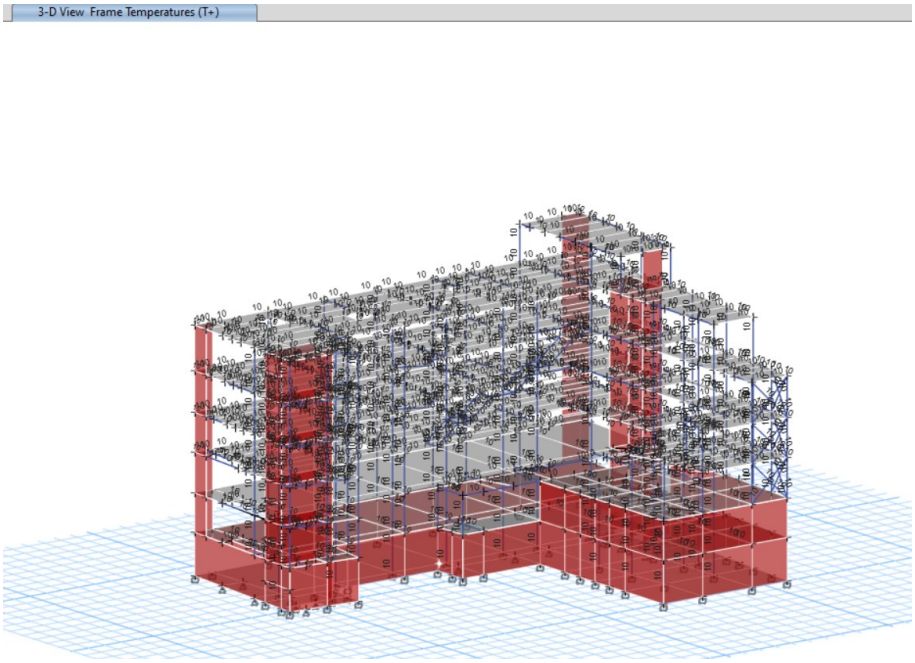


Figura 104: T+

Incremento de temperatura negativa:

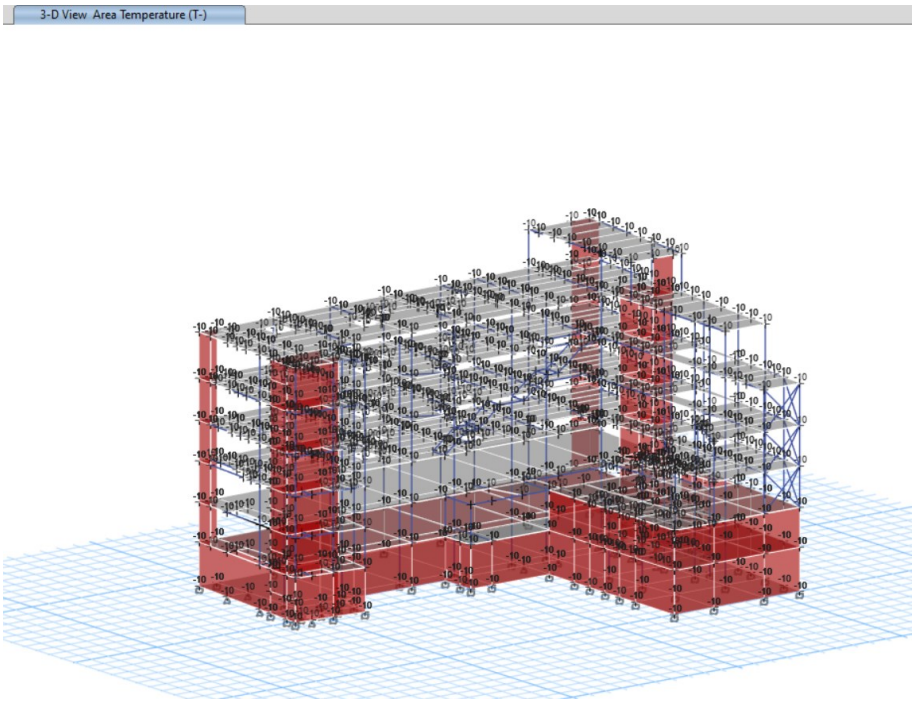


Figura 105: T-

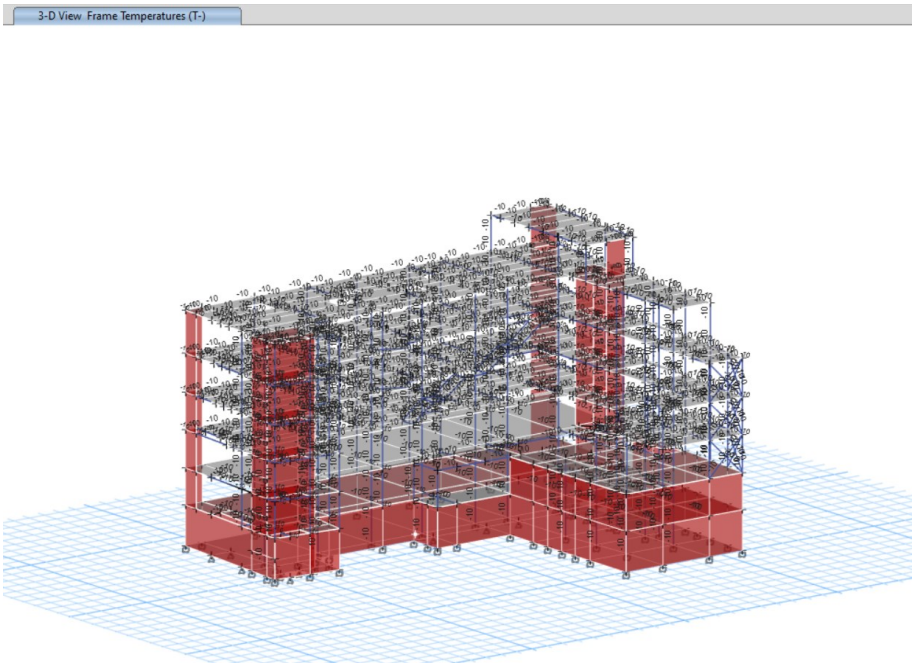


Figura 106: T-

12 PREDIMENSIONADO

12.1 ESTRUCTURA HORIZONTAL

Como se ha visto anteriormente, tras el análisis inicial se opta por una estructura mixta sobre rasante , formado por forjado de chapa colaborante y estructura metálica. Sin embargo, debido a las irregularidades de las plantas, motivadas por la disminución de superficie del edificio en altura, y la aparición de sucesivos huecos por los lucernarios, se decide realizar un estudio pormenorizado para así elegir la opción óptima.

Para este análisis se va a emplear el programa de cálculo ETABS, con valores estimados al alza, con el fin de entender el comportamiento de la estructura y encontrar la solución óptima.

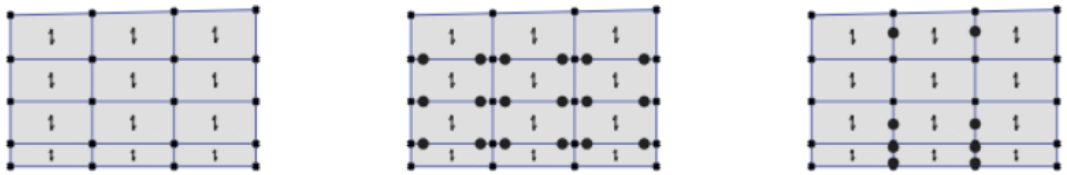
Se realiza el modelo volumétrico de la estructura, se incluye la misma sección a todas las vigas, para observar el comportamiento de la estructura. Los elementos tipo Shell se modelan sin propiedades.

Para comenzar con el dimensionado de la estructura, el primer paso es decidir si modelar la estructura articulada o empotrada, para ellos se realizan cuatro opciones:

A. Todo empotrado

B. Vigas empotradas y correas articuladas

C. Vigas articuladas y correas empotradas.



A B C

Figura 107: Pre dimensionado nudos estructura

-Deformada y momento para una sobrecarga de 5kN/m2.

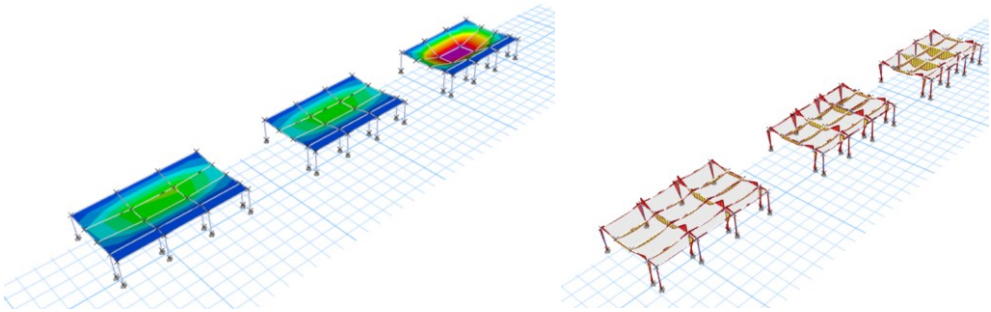


Figura 108: Imágenes modelo de pre dimensionado

La opción C se descarta por ser con la que se optiene mayores momentos y mayores deformaciones.

Opción A Opción B

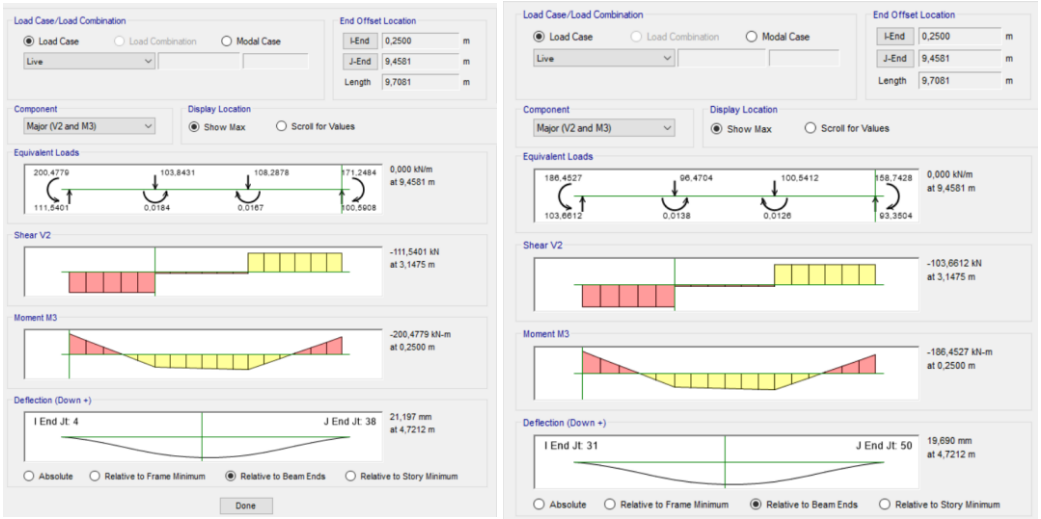


Figura 109: Esfuerzos en las vigas

Se va a escoger la opción B , de vigas empotradas y correas articuladas porque se quiere intentar conseguir el menor canto posible en las vigas principales.

PREDIMENSIONADO DE LA ESTRUCTURA HORIZONTAL

Forjado mixto plantas sobre rasante

El predimensionado de las secciones metálicas y mixtas se realizará mediante el empleo de dos hojas de cálculo realizadas mediante el programa Excel.
Dicho cálculo servirá para comenzar un primer dimensionamiento en el programa de cálculo Etabs, donde se comprobará el dimensionado final.
A continuación, se procederá a explicar el proceso realizado para el dimensionado de las vigas y correas del proyecto mediante el uso del programa de Excel, donde se realizará dos casos, correa biapoyada mixta tipo, viga empotrada de gran longitud .

Exposición del proceso realizado para la verificación de perfiles mixtos en una hoja de cálculo.
-Propiedades y características de los materiales a utilizar.
-Características geométricas del forjado de chapa colaborante, las vigas metálicas continuas y las correas mixtas biapoyadas.
-Definición de cargas y solicitaciones, se determina la carga lineal actuante para ELU Y ELS.
-Sección eficaz: Cálculo del ancho efectivo beff según lo establecido en el Eurocódigo 4 artículo 5.4.1.2; con ello se determina el área de hormigón a considerar en la sección mixta. El mismo dependerá de la longitud de la pieza, de la separación entre conectores, en el caso de existir dos en el ala superior del perfil. Conforme al fenómeno de fluencia del hormigón este ancho beff disminuirá a lo largo del tiempo, lo que supone una disminución en la capacidad resistente del perfil mixto, por lo que es importante calcular el beff a tiempo infinito.
-Flexión en régimen plástico: Se realizará la verificación de la resistencia del perfil metálico, se calculará la resistencia a compresión del bloque comprimido y la tracción del perfil escogido. Asimismo, se verificará la posición de la fibra neutra y se calculará el brazo de palanca para conseguir el momento plástico resistente, el cual deberá ser inferior al momento solicitado. Se intentará que el hormigón esté comprimido y el perfil traccionado para aprovechar al máximo las propiedades de los materiales.
-Cortante: Se verificará que el perfil sea capaz de resistir el cortante solicitado y que dicho cortante no supere el 50 por ciento de la resistencia a cortante del perfil seleccionado. Esta limitación se emplea para evitar que se llegué a producir una interacción momento/cortante, lo que supondría no poder contar con toda la capacidad a flexión calculada previamente.
-Deformaciones: En este proyecto, las piezas resultantes resisten mucho más que la solicitación que presentan, por esta razón los perfiles se dimensionan a flecha (ELS). Para este cálculo es preciso tener en cuenta el tipo de construcción (apeada/no apeada), por esta razón todos los perfiles que se emplean en el forjado se calcularán como construcción no apeada, por lo tanto, durante el proceso constructivo del hormigonado, es la estructura metálica la que soporta su propio peso.
De modo que se comprobará la deformación de la estructura en tres momentos diferentes:
Flecha por montaje, debida al PP de la estructura más una sobrecarga por montaje (rigidez de la pieza metálica EI_a) se ha escogido un limite de (L/300)

Flecha activa, con carga total excepto peso propio (rigidez mixta a tiempo infinito EI_∞) con un limite de L/400(tabiques ordinarios o pavimentos rígidos),

Flecha casi permanente a plazo infinito producida por las cargas muertas más ψ_2 por la sobrecarga de uso, con rigidez EI_∞, sumando la flecha por montaje. Con limitación L/300.

-Cálculo de la conexión. Rasante: De acuerdo con el tipo de perno y sus características geométricas y mecánicas se decidirá el número de conectores preciso por viga para evitar el deslizamiento en ELS. Con este fin se calculará la resistencia del conector Prd, la cual viene determinada por el área efectiva de hormigón o por el perfil metálico seleccionado, tomándose la mínima de ambas. En perfiles muy pequeños la capacidad viene determinada por el perfil, en el caso contrario es el hormigón el que determina la resistencia de los conectores.
Por otro lado, según el Eurocódigo 4 no se debe considerar que el conector resiste a cortante con toda su capacidad, por lo que se aplica un coeficiente de reducción Kt, donde se ponen en relación la forma de la onda donde se aloja y la altura del conector.
Este parámetro tomará valores limitados por los dispuestos en la tabla 6.2 del EC4.

Tabla 6.2 – Límite superior $k_{t,máx.}$ para el coeficiente de reducción k_t

Número de pernos conectadores por nervio	Espesor t de la chapa (mm)	Pernos de diámetro no mayor que 20 mm y soldados a través de la chapa nervada de acero	Chapa nervada con agujeros y pernos de 19 mm o 22 mm de diámetro
$n_r = 1$	≤ 1,0	0,85	0,75
	> 1,0	1,0	0,75
$n_r = 2$	≤ 1,0	0,70	0,60
	> 1,0	0,8	0,60

Tabla 47. Valores de Kt,max

-Armadura de rasante: Se dispondrá un redondo por onda, con un ángulo de incidencia a 45%, estimando así la resistencia a rasante por metro, con ello se calculará el área de acero necesaria para resistir el rasante solicitad. Ésta suple la armadura de incendio. Por lo que una vez cálculada la armadura de rasante si es mayor que la incendio, se ampliará la armadura.
-Vibraciones: Depende del tipo de edificio, debido a que el presente proyecto se trata de un edificio de pública concurrencia, se verifica directamente en el programa de cálculo la siguiente limitación de acuerdo al CTE-DB-SE: Se admite que una planta de piso susceptible de sufrir vibraciones por efecto rítmico de las personas, es suficientemente rígida, si la frecuencia propia es mayor de:
b) 7Hz en salas de fiesta y locales de pública concurrencia sin asientos fijos.
-Tipo de conexión: Siguiendo con el Eurocódigo 4, la conexión de la estructura mixta puede ser parcial o total, no siendo en ningún caso inferior al 40 %. De tal forma que se dimensionará inicialmente el forjado como conexión total y posteriormente se bajará a un grado de conexión del 60% de forma conservadora, y se recalculará para comprobar que sigue cumpliendo. De esta forma, se consigue una conexión dúctil.

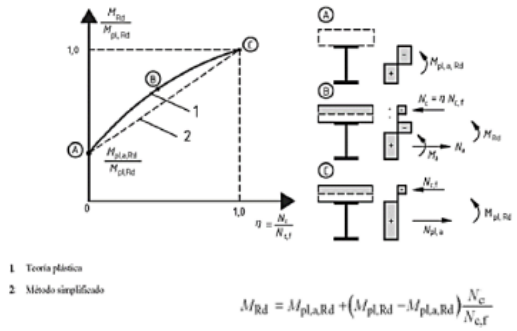


Figura 110.Grado de conexión

1. Planta cuarta (14,9m)_Correa Mixta. Entre ejes By C

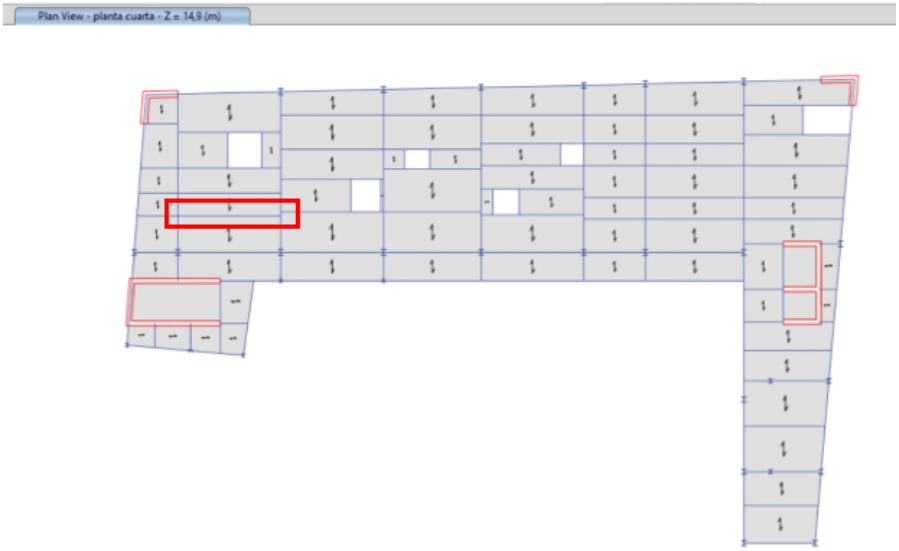


Figura 111: Planta cuarta del modelo de Etabs

PROPIEDAD DE LOS MATERIALES			
Factores parciales de los materiales			
Coeficiente de minoración del hormigón	γ_c	1,5	[-]
Coeficiente de minoración del acero estructural	γ_s	1,1	[-]
Coeficiente de minoración del acero de conectores	γ_v	1,25	[-]
Propiedades del hormigón			
Tipo de hormigón	HA	HA30	[-]
Resistencia del hormigón característica	f_{ck}	30,0	[MPa]
Resistencia del hormigón de cálculo	fcd	20,0	[MPa]
Resistencia media del hormigón 28 días	f_{cm}	38,0	[MPa]
Resistencia a tracción del hormigón	f_{ctm}	2,9	[MPa]
Módulo de elasticidad secante del hormigón a 28 días	Ecm 28	32,8	[GPa]
Módulo de deformación longitudinal secante a plazo infinito	Ecm ∞	10,9	[GPa]
Propiedades del acero estructural - perfil			
Tipo de acero		S275	[-]
Resistencia característica del acero	fyk	275	[MPa]
Resistencia de cálculo del acero	fyd	262	[MPa]
Módulo de deformación del acero	Ea	210000	[MPa]
Densidad del acero	ρ	7850	[kg/m3]
Propiedades del acero estructural - conector			
Tipo de acero		KÖCO	[-]
Resistencia característica a fluencia	fy	375	[MPa]
Resistencia característica a rotura	fu	470	[MPa]
Propiedades del acero refuezo rasante-fuego			
Tipo de acero		B500S	[-]
Resistencia característica del acero	fyk	500	[MPa]

SOLICITACIONES

Geometría

Longitud viga	L	6,1	[m]
Separación vigas	s	1,700	[m]

Cargas superficiales

Peso forjado	G0	3	[kN/m2]
Cargas muertas	G1	3,8	[kN/m2]
Carga variable principal - Sobrecarga de uso	Q1	1,0	[kN/m2]

Coeficientes de seguridad

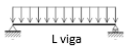
Coeficiente parcial - Acciones permanente	γG	1,35	[-]
Coeficiente parcial - Acciones variables	γQ	1,5	[-]
Coeficiente de combinación - Acciones variables	ψ1	0,7	[-]
Coeficiente de combinación - Acciones variables	ψ2	0,6	[-]

Combinaciones

ELU Combinación ELU	Qed - ELU	10,68	[kN/m2]
ELU Combinación ELU - carga tributada	Qed - ELU	18,16	[kN/m]
ELS Combinación característica	Qed - ELS1	7,8	[kN/m2]
ELS Combinación característica - carga tributada	Qed - ELS1	13,3	[kN/m]
ELS Combinación cuasipermanente	Qed - ELS2	7,4	[kN/m2]
ELS Combinación cuasipermanente - carga tributada	Qed - ELS2	12,6	[kN/m]

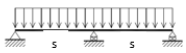
Solicitaciones- ELU

Momento solicitante M= Qed • L^2 /8	Med	85,0	[kNm]
Cortante solicitante V= Qed • L /2	Ved	55,6	[kN]



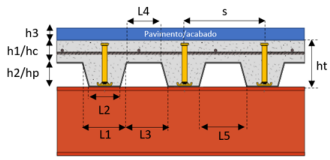
Combinaciones- Transversal a la viga

ELU Combinación ELU - carga tributada por metro lineal	Qed - ELU	10,7	[kN/m]
Momento positivo M= Qed • 9 L^2 /128	Med (+)	2,62	[kNm]
Momento negativo M= Qed • L^2 /8	Med (-)	3,86	[kNm]



GEOMETRÍA FORJADO COLABORANTE

Espesor de la chapa	e	1,0	[mm]
Separación de ondas	s	205	[mm]
Espesor de la capa de compresión	h1 / hc	80	[mm]
Canto de la chapa	h2 / hp	60	[mm]
Canto total	ht	140	[cm]
Espesor capa de compresión	h3	0	[mm]
Ancho L1	L1	121	[mm]
Ancho L2	L2	58	[mm]
Ancho L3	L3	116	[mm]
Ancho L4	L4	84	[mm]
Ancho L5	L5	147	[mm]
Ángulo del nervio	α	62	[deg]



REFUERZO PASIVO FORJADO COLABORANTE

Malla de refuerzo	Malla	Φ8 ME 200 x 200	[-]
Diámetro	ϕ	8	[mm]
Espaciamiento	Rec inf	200	[mm]
Área de refuerzo dispuesta Longitudinal	AsL	2,51	[cm2]
Área de refuerzo dispuesta transversal	AsT	2,51	[cm2]

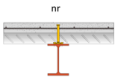
ARMADURA DE RASANTE /FUEGO

Diámetro	ϕ	10	[mm]
Espaciamiento	sf	205	[mm]
Área de la barra de refuerzo	Asf	0,79	[cm2]

GEOMETRÍA CONECTORES DE CORTE

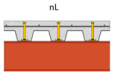
Disposición de conectores transversal a la viga

Número de conectores ⊥ al esfuerzo rasante	nr	1	[-]
Separación entre eje de conectores ⊥ al esfuerzo rasante	sr	0	[mm]
Distancia del borde del perno al borde del ala	eD	60	[mm]



Disposición de conectores longitudinal a la viga

Ubicación de conectores en dirección del esfuerzo rasante	uL	En cada nervio	[-]
Separación de conectores en dirección del esfuerzo rasante	sL	205	[mm]
N°de filas de conectores en dirección del esfuerzo rasante	nL	29	[-]

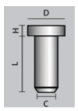


Total de conectores

	nT	29	

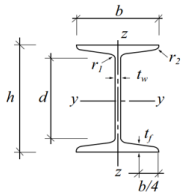
Selección conector

		KOCO - 22 / 125	[mm]
Diámetro de la cabeza	D	35,0	[mm]
Altura de la cabeza	H	10	[mm]
Longitud del vástago	L	115	[mm]
Diámetro del bástago	C	22	[mm]



GEOMETRÍA DEL PERFIL

Geometría del perfil



Perfil seleccionado	Perfil	IPE 240	[-]
Peso	G	31	[Kg/m]
Altura del perfil	h	240	[mm]
Ancho del perfil	b	120	[mm]
Espesor del alma	tw	6,2	[mm]
Espesor de las alas	tf	9,8	[mm]
Radio interior	r1	15	[mm]
Altura del alma	d	190	[mm]

Propiedades del perfil

Área total de la sección	A	39	[cm2]
Inercia eje y-y	Iy	3890	[cm4]
Inercia eje z-z	Iz	10	[cm4]
Módulo resistente elástico eje y-y	Wy	324	[cm3]
Módulo resistente plástico eje y-y	Wpy	367	[cm3]
Area del alma	Aw	11,80	[cm2]
Área de un ala	Af	11,76	[cm2]
Rigidez del perfil	EI	8169	[KN/m2]
Momento resistente elástico del perfil y			
Momento resistente plástico del perfil y	My,el,Rd	124	[KNm]
Momento resistente y	My,pl,Rd	140	[KNm]
	My,rd	140	[KNm]

HOMOGENEIZACIÓN DE LA SECCIÓN

Rigidez elástica de la sección a los 28 días	n 28	6,67	[-]
Rigidez elástica de la sección a tiempo infinito	n∞	20,0	[-]
Rigidez plástica de la sección a tiempo infinito	np∞	18,5	[-]

CLASIFICACIÓN DEL PERFIL

CE -Tabla A22.5.2 / EN1993: 1-1 Tabla 5.2

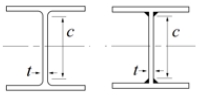
Parámetro del material	ε	0,92	[-]

Ala comprimida

Ancho del ala comprimida	c	42	[mm]
Relación ancho espesor	c/t	4,28	[-]
Límite	9 ε	8,32	[-]
Verificación	Verificación	c / t < 9 ε	[-]
Clase	Clase	1	[-]

Alma a flexión

Altura del alma



	c	190	[mm]
Relación ancho espesor	c/t	30,71	[-]
Límite	72 ε	66,56	[-]
Verificación	Verificación	c / t < 72 ε	[-]
Clase	Clase	1	[-]

Clasificación del perfil a flexión	Clase	1	[-]

ANCHO EFECTIVO DE LAS ALAS DE HORMIGÓN

CE-A30.5.4.1.2 / EN1994: 1-1 5.4.1.2

Longitud equivalente para la anchura eficaz de las alas - ***viga bi-apoyada***	Le	6,1	[m]
Ancho efectivo de las alas de hormigón	beff	153	[cm]

FLEXIÓN - ANÁLISIS EN RÉGIMEN PLÁSTICO A LARGO PLAZO

CE-A30.6.2.1.2 / EN1994: 1-1 6.2.1.2

Brazo hormigón en compresión		zc	4,0	[cm]
Brazo viga de acero		za	26	[cm]
Profundidad del eje neutro				
Axil resistente de la capa a compresión	Ncd = 0.85 · beff · h1 · fcd	Ncd	1734	[kN]
Axil resistente del perfil de acero	Nad = As · fvd	Nad	1024	[kN]
Ubicación de la fibra neutra		Ubicación	Ncd > Nad / En el hormigón	[-]

FLEXIÓN - EJE NEUTRO EN EL HORMIGÓN

CE-A30.6.2.1.2 / EN1994: 1-1 6.2.1.2

Profundidad bloque en compresión del hormigón	x = Nad / (0.85 · beff · fcd)	x	4,72	[cm]
Brazo palanca entre axil en compresión y tracción	z = hc + hs/2 - x/2	z	23,6	[cm]
Momento plástico resistente	M = N · d	Mpl,Rd	242	[kNm]
Factor de utilización	Mrd > Med	FU	40%	[-]

VERIFICACIÓN A CORTANTE

CE - A22.6.2.6 / EN1993: 1-1 6.2.6

Área resistente a cortante	Avz	19,13	[cm2]
Resistencia plástica al corte sin torsión	Vrd	289	[kN]
Factor de utilización	FU	22%	[-]

INTERACCIÓN CORTANTE - FLEXIÓN

CE - A30.6.2.2.4 / EN1994: 1-1 6.2.2.4

50% Resistencia al corte sin torsión	Vrd/2	145	[kN]
Si Ved < 50% Vrd, se desprecia la interacción	Verificación	No hay interacción	[-]

ABOLLADURA POR CORTANTE

CE - A24.5.6 / EN1993: 1-5 5.1

Relación de aspecto	hw/t	30,7	[-]
Parámetro del material	ε	0,92	[-]
Límite para evitar revisión por abolladura CE y EC	72ε	66,6	[-]
Verificación para evitar la revisión por abolladura CE A25.5.1	h/t<72ε	OK	[-]
Límite para evitar revisión por abolladura CTE	70ε	64,7	[-]
Verificación para evitar la revisión por abolladura CTE-SE-A	h/t<70ε	OK	[-]

COMPROBACIÓN DE LA CONEXIÓN — CE - A30 6.6.5 / EN 1994: 1-1 6.6.5

Geometría Losa

Espesor de la capa de compresión	h1	80	[mm]
Canto de la chapa	h2	60	[mm]
Canto total	hc	140	[mm]

Goemetría conectores

Número de conectores en el ala	nr	1	[-]
Diámetro de la cabeza	D	35	[mm]
Altura de la cabeza	H	10	[mm]
Longitud del vástago	L	115	[mm]
Diámetro del bástago	C	22	[mm]
Longitud total	hsc=L+H	125	[mm]
Verificación altura del conector	V	OK / hsc < hc	[-]

Disposiciones constructivas de la conexión CE-A30.6.6.5.7

Diámetro del vástago - requisito 1	16mm<= d<=25mm	OK	[-]
Diámetro del vástago - requisito 2	d <= 2.5tf	N/A	[mm]
Verificación	V1	N/A	[-]
Altura nominal mínima	L mín	104	[mm]
Verificación	V2	OK	[-]
Longitud total mínima	(L+H) Min	66	[mm]
Verificación	V3	OK	[-]
Diámetro mínimo de la cabeza	D Min	33	[mm]
Verificación	V4	OK	[-]
Espesor mínimo de la cabeza	H Min	9	[mm]
Verificación	V5	OK	[-]
Separación pernos en dirección del esfuerzo rasante	sL Min	110	[mm]
Verificación	V6	OK	[-]
Separación pernos en perpendicular al esfuerzo rasante	sr Min	N/A	[mm]
Verificación	V7	N/A	[-]
Distancia entre borde de conector y borde del ala	eD	20	[mm]
Verificación	V8	OK	[-]

Figura A30.6.14 Disposición constructiva

Requisitos Adicionales CE-6.6.4.2

Altura del nervio máxima	hp Max	85,00	[mm]
Verificación	V9	OK	[-]
Ancho b0 mínimo	b0 Min	60,00	[mm]
Verificación	V10	OK	[-]
Diámetro del vástago	d<=22mm	OK	[mm]

CORTANTE DE DISEÑO

Axil resistente del hormigón	Ac (0.85 fcd)	1734	[kN]
Axil resistente del acero	As fyd	1024	[kN]
Cortante de diseño	Ved	1024	[kN]

RESISTENCIA DEL PERNO AL CORTE — CE - A30.6.6.3.1 y A30.6.6.4.2 / EN 1994: 1-1 6.6.3.1 y 6.6.4.2

Resistencia de conectores en losa maciza CE-6.6.3.1

Relación de aspecto perno	hsc/d	5,7	[-]
Parámetro de cálculo	α	1,0	[-]
Resistente a rotura del acero < 500MPa	fu	470	[MPa]
Resistencia 1	Prd1	114,3	[kN]
Resistencia 2 $P_{Rd}=\frac{0{,}8 f_u \pi d^2/4}{\gamma_V}$ $P_{Rd}=\frac{0{,}29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_V}$	Prd2	99,6	[kN]
Resistencia final a cortante de un perno - Losas macizas	Pr	99,6	[kN]

Resistencia de conectores en losa nervadas transversales CE-6.6.4.2

Ancho de cálculo del perno	b0	90	[mm]
Límite factor de reducción	ktmáx	0,75	[-]
Factor de reducción por conexión a través de la chapa calculado	kt cal	1,13	[-]
Factor de reducción por conexión a través de la chapa final	kt final	0,75	[-]
Resistencia final a cortante de un perno - Losa con chapa	Prd	74,7	[kN]
Número de pernos resistiendo	N° conectores	14	[KN/m]
Resistencia de conectores	Vrd = N°conectores · Prd	Vrd	1046	[kN]
Factor de utilización		FU	98%	[-]
Verificación		Ved < Vrd	OK	[-]

ARMADURA DE RASANTE — CE - A19.6.2.4 / EN1994: 1-1 6.6.6.4

Corte c-c

Longitud crítica		Lcri	3,1	[m]
Rasante a resistir	ved · hf = Ved /Lcri	ved · hf /cot (θ)	335	[KN/m]
Acero requerido	Asf = ((ved · hf) / fyd) x sf	Asf_r	137	[mm2]
Acero dispuesto	φ 10/205mm	Asf_d	79	[mm2]
Acero dispuesto x 2 planos de corte		Asf_d	157	[mm2]
Factor de utilización	Asf_r/Asf_d	FU	87%	[-]

Grado de conexión

Resistencia final a cortante de un perno - Losa con chapa	Prd	75	[kN]
Número de pernos resistiendo	N° conectores	14	[nº]
Cortante de diseño	Vl,pl,ed	1024	[kN]
Cortante de diseño de los pernos	Vp,rd,pernos	1046	[kN]
Grado de conexión		1,02	[-]
Disminución de la conexión a 0,6	N° conectores	9	[nº]
Grado de conexión parcial		0,657	[-]
Limitación del uso de la conexión en viga de edificación			
Le<25		6,12	[m]
Para poder considerarlo ductil el grado de conexión parcial tienen que ser mayor a		0,46	[-]
Verificar		OK	

Comprobación con el grado de conexión parcial

Momento plásito resistente del perfil		Mpl,a,rd	140	[kNm]
Momento plástico resistente del forjado mixto		Mpl,rd	242	[kNm]
Resistencia reducia del hormigon		Nc	1138	[kN]
Resistencia del hormigón		Nc,f	1734	[kN]
Comprobación del momento resistente	Mrd=Mpl,a,rd + (Mpl,rd-Mpl,a,rd)*Nc/Nc,	Mrd	207	[kNm]
Factor de utilización		FU	47%	[-]

FLECHA - ANÁLISIS EN RÉGIMEN ELÁSTICO A CORTO PLAZO Y LARGO PLAZO

Brazos		CORTO PLAZO	LARGO PLAZO	[-]
Brazo hormigón en compresión	zc	4,0	4,0	[cm]
Brazo viga de acero	za	26	26	[cm]
Ancho efectivo de las alas de hormigón - ***centro de vano***	beff	153	153	[cm]
Distancia ente centroide viga -centroide hormigón	ast	22	22	[cm]

Propiedades de la sección equivalente de hormigón		CORTO PLAZO	LARGO PLAZO	[-]
Ancho elástico equivalente	bc,eq	22,9	7,6	[cm]
Área equivalente	Ac,eq	183	61	[cm2]
Inercia equivalente hormigón	Ic,eq	978	326	[cm4]

Propiedades de la sección mixta		CORTO PLAZO	LARGO PLAZO	[-]
Área total	Atotal	223	100	[cm2]
Profundidad eje neutro	zcg	7,9	12,6	[cm]
Momento de Inercia 1: Sección hormigón	Ic	3719	4828	[cm4]
Momento de Inercia 2: Viga acero	Ia	16749	10931	[cm4]
Momento de Inercia: Sección mixta	It=Ia + Ic	20468	15760	[cm4]
Distancia entre centroide de la sección transformada	z0	3,9	8,6	[cm]

TENSIONES EN RÉGIMEN ELÁSTICO A CORTO PLAZO

Módulo resistente		CORTO PLAZO	LARGO PLAZO	[-]
Módulo resistente elástico 1	W1	2602,4	1252,7	[cm3]
Módulo resistente elástico 2	W2	151663,9	3440,8	[cm3]
Módulo resistente elástico 3	W3	3336,3	11100,7	[cm3]
Módulo resistente elástico 4	W4	679,2	620,0	[cm3]
Módulo resistente elástico 1 equivalente	W1,c	17362,8	25074,0	[cm3]
Módulo resistente elástico 2 equivalente	W2,c	1011869,9	22956,2	[cm3]

Momento resistente		CORTO PLAZO	LARGO PLAZO	[-]
Resistencia máxima del hormigón a compresión	0.85 fcd	14,2	14,2	[MPa]
Momento máximo en la fibra superior - hormigón	Mc	246,0	355,2	[kNm]
Momento máximo en la fibra interior - acero	Ma	177,9	162,4	[kNm]
¿Qué fibra controla la falla?	Controla	ACERO	ACERO	[-]

Dsitribución de tensiones		CORTO PLAZO	LARGO PLAZO	[-]
Tensión fibra 1	σ1	10,2	6,5	[MPa]
Tensión fibra 2	σ2	0,2	7,1	[MPa]
Tensión fibra 3	σ3	53,3	14,6	[MPa]
Tensión fibra 4	σ4	261,9	261,9	[MPa]

FLECHA - CÁLCULO Y VERIFICACIÓN CE - A22.7.2.1 / EN1993: 1-1 Anexo nacional 7.2.1

Construcción	Construcción	No apeada			
Tipo de fase		Antes de elem. no estruct.	Activa	Cuasipermanente	
Rigidez de la sección	Sección	Sección viga acero	Sección mixta	Sección mixta	[-]
Inercia a corto o largo plazo	Inercia elástica	Corto plazo C-T	Largo plazo L-T	Largo plazo L-T	[-]
Inercia dispuesta	Iy	3890	15760	15760	[cm4]
Rigidez a flexión	EI	8169	33096	33096	[kNm2]
Flecha admisible	δ Límite	L/350	L/400	L/300	[-]
Flecha admisible	δ Límite	17,5	15,3	20,4	[mm]
Cálculo de la flecha					
Combinación	Combinación	S-T (G0)	L-T (G1 + Q1)	L-T (G0 + G1 + ψ2 Q1) + S-T (G0)	[-]
Identificación flecha	Notación	δg0	δ0	δ1 + δg0	[-]
Carga resultante	Qresult	7,50	7,50	2,60	[kN/m]
Flecha obtenida	δ max	16,8	4,1	18	[mm]
Proporción de la longitud	δ max	L/365	L/1479	L/337	[-]
Factor de utilización	FU	96%	27%	89%	[-]

ARMADURA PASIVA - MÍNIMA POR FISURACIÓN				CE - A30.7.4.1 y 7.4.2 / EN 1994: 1-1 7.4.1 y 7.4.2
Armadura dispuesta				
Malla de refuerzo		Malla	Φ8 ME 200 x 200	[-]
Diámetro		φ	8	[mm]
Espaciamiento		Espaciamiento	200	[mm]
Cuantía de acero dispuesta		ρdisp	0,3%	[-]
Área de acero dispuesta		A_s_disp	251	[mm2/m]
Contrucción			No apeada	[-]
Área de concreto traccionado (Act)				
Ancho por metro lineal de hormigón		beff	1000	[mm]
Profundidad del bloque traccionado	hsup = hc	hsup	80	[mm]
Área del concreto en tracción	Act= hc · beff	Act	80000	[mm2]
Brazo palanca entre centroide de la sección transformada a corto plazo		z0	3,9	[mm]
Coeficientes				
Coeficiente de reducción que considera los esfuerzos de coacción		k	0,8	[-]
Coeficiente de reducción que considera el efecto de reduc. del axil en la losa		ks	0,9	[-]
Coeficiente que considera la distribución de tensiones	kc = 1 / (1+ hc /2z0) +0.3 < =1	kc	0,39	[-]
Armadura mínima por fisuración				
Tensión máxima permitida	σs=fyk	σs	500,0	[MPa]
Cuantía mínima por fisuración	As,min/Act =ks · kc · k · fct / σs	ρmin	0,143%	[-]
Área mínima por fisuración	As,min= ρmin · Act	Asmin;1	115	[mm2/m]
Área mínima para construcciones apeadas	0.4% Act	Asmin;2	320	[mm2/m]
Área mínima para construcciones no apeadas	0.2% Act	Asmin;3	160	[mm2/m]
Área mínima a considerar		Asmin final	160	[mm2/m]
Verificación armadura dispuesta		FU	64%	[-]

Figura 112.Excel de elaboración propia

2) Planta cuarta (14,9m)_Viga. En el eje G

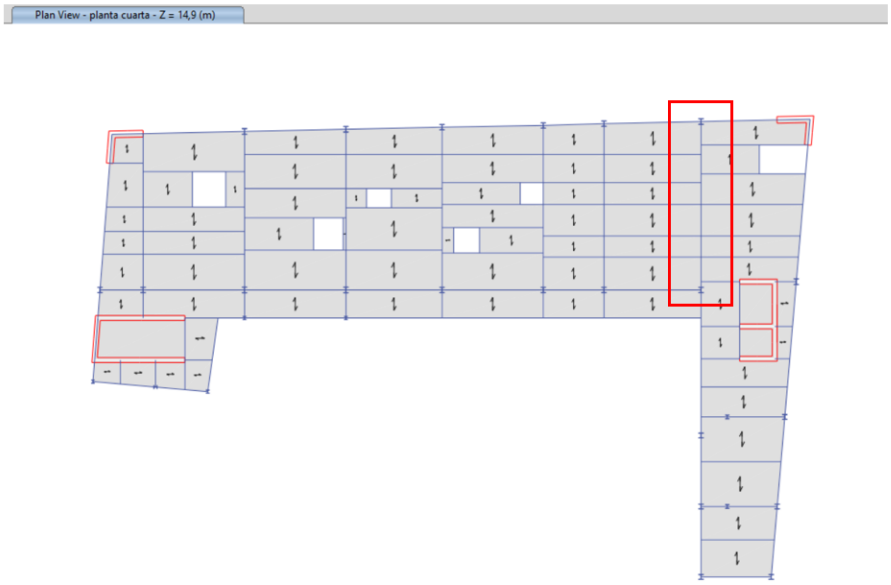


Figura 113: Esfuerzos en la viga

Hormigón (flexión positiva)		C30/37	
Resistencia del hormigón característica	fck	30	N/mm2
Resistencia del hormigón de cálculo	fcd	20,0	N/mm2
Resistencia media del hormigón 28 dñias	fcm	38	N/mm2
	Ecm	33000	N/mm2
Coeficiente de seguridad	γ	1,5	-
Acero en perfiles (flexión negativa)		S275	
Resistencia característica del acero de perfiles	fvk	275	N/mm2
Resistencia de cálculo del acero de perfiles	fvd	261,9	N/mm2
Módulo de deformación del acero	Ea	210000	N/mm2
Densidad del acero	ρ	7850	kg/m3
Coeficiente de seguridad	γ	1,05	-
Acero de armar (flexión negativa)		B500SD	
Resistencia característica del acero de armar	fvk	500	N/mm2
Resistencia de cálculo del acero de armar	fvd	400	N/mm2
Módulo de deformación del acero de armar	Es	200000	
Coeficiente de seguridad	γ	1,15	-
Datos viga			
Longitud	L	10,16	m
Separación izquierda	s	5,86	m
Separación derecha	s	6,5	m
Ancho efectivo	s`	6,2	m
Cargas superficiales			
peso forjado característico	Gok	3	kN/m2
cargas muertas características transitable	Gok,cm	3	kN/m2
cargas muertas características no transitable	Gok,cm	3,8	kN/m2
sobrecarga de uso cubierta transitable característico	Qk	5	kN/m2
sobrecarga de uso cubierta no transitable característico	Qk	1	kN/m2
carga de nieve característico	Nk	0,7	kN/m2
ψ0 nieve		0,7	-
*carga de nieve no es concomitante con la sobrecarga de uso en la zona no transitable			
ψ0uso		0,7	-
Coeficiente de seguridad acciones permanente	γ	1,35	-

Coeficiente de seguridad acciones variables		γ	1,5	-
peso forjado característico		God	4,05	kN/m2
cargas muertas características transitable		God,cm	4,05	kN/m2
cargas muertas características no transitable		God,cm	5,7	kN/m2
sobrecarga de uso cubierta transitable característico		Qd	7,5	kN/m2
sobrecarga de uso cubierta no transitable característico		Qd	1,5	kN/m2
carga de nieve característico		Nd	1,05	kN/m2
Combinación	1,35G+1,5*Quso+1,5*ψ0nieve	qed(trans)	16,34	kN/m2
		qed(no trans)	11,99	kN/m2
		qed	88,2	kN/m
	1,35G+1,5Quso mantemiento	qed(trans)	15,60	kN/m2
		qed(no trans)	11,25	kN/m2
		qed	83,66	kN/m
	1,35G+1,5*ψ0*Quso+1,5*nieve	qed(trans)	14,40	kN/m2
		qed(no trans)	11,85	kN/m2
		qed	81,52	kN/m

*se escoge para el predimensonado la combinación de acciones más desfavorable

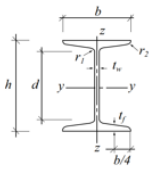
Solicitaciones-Estado limite último ELU		
Momento (q*l^2/11,6)	784,91	kNm
Cortante	448,08	kN

Figura 114.Excel de elaboración propia

Comprobación:

SELECCIÓN DEL PERFIL — Tabla A22.5.2

Geometría del perfil



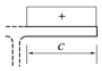
Perfil seleccionado	Perfil	HE400B	[-]
Peso	G	155	[Kg/m]
Altura del perfil	h	400	[mm]
Ancho del perfil	b	300	[mm]
Espesor del alma	tw	13,5	[mm]
Espesor de las alas	tf	24	[mm]
Radio interior	r1	27	[mm]
Altura del alma	d	298	[mm]

Propiedades del perfil

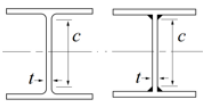
Área total de la sección	A	198	[cm2]
Inercia eje y-y	Iy	57680	[cm4]
Inercia eje z-z	Iz	17	[cm4]
Módulo resistente elástico eje y-y	Wy	2884	[cm3]
Módulo resistente plástico eje y-y	Wpy	3232	[cm3]
Area del alma	Aw	40	[cm2]
Área de un ala	Af	72	[cm2]
Rigidez del perfil	EI	121128	[KN/m2]

CLASIFICACIÓN DEL PERFIL — Tabla A22.5.2

Parámetro del material	ε	0,92	[-]
Ala comprimida			
Ancho del ala comprimida	c	116	[mm]
Relación ancho espesor	c/t	4,84	[-]
Límite	9 ε	8,32	[-]
Verificación	Verificación	c / t < 9 ε	[-]
Clase	Clase	1	[-]



Alma a flexión



Altura del alma	c	298	[mm]
Relación ancho espesor	c/t	22,07	[-]
Límite	72 ε	66,56	[-]
Verificación	Verificación	c / t < 72 ε	[-]
Clase	Clase	1	[-]

Clasificación del perfil a flexión	Clase	1

VERIFICACIÓN A FLEXIÓN				A22.6.2.5
¿Resistencia elástica o plástica?	Resistencia	Plástica	[-]	
Módulo resistente requerido	Wy requerido	2997	[cm3]	
Módulo resistente del perfil seleccionado	Wy dispuesto	3232	[cm3]	
Momento resistente	M resistente	846	[kNm]	
Factor de utilización	FU	93%	[-]	
Verificación	Verificación	OK	[-]	
VERIFIICACIÓN A CORTANTE				A22.6.2.6 (2)
Área resistente a cortante	Avz	70,00	[cm2]	
Resistencia plástica al corte sin torsión	Vrd	1058	[kN]	
Factor de utilización	FU	42%	[-]	
INTERACCIÓN CORTANTE - FLEXIÓN				A22.6.2.8
50% Resistencia al corte sin torsión	Vrd/2	529	[kN]	
Si Ved < 50% Vrd ; No hay interacción	Verificación	No hay interacción	[-]	
ABOLLADURA POR CORTANTE				A24.5.6
Relación de aspecto	hw/t	22,1	[-]	
Parámetro del material	ε	0,92	[-]	
Límite para evitar revisión por abolladura CE	72ε	66,6	[-]	
Verificación para evitar la revisión por abolladura CE A25.5.1	h/t<72ε	OK	[-]	
Límite para evitar revisión por abolladura CTE	70ε	64,7	[-]	
Verificación para evitar la revisión por abolladura CTE-SE-A	h/t<70ε	OK	[-]	
Límite para evitar revisión por abolladura EC	60ε	55,5	[-]	
Verificación para evitar la revisión por abolladura EC3	h/t<60ε	OK	[-]	
FLECHA				A22.7.2.1
Flecha admisible	δ Límite	L/350	[-]	
Flecha admisible	δ Límite	28,7	[mm]	
Flecha equivalente obtenida	δ max	L/648	[-]	
Flecha obtenida tras puesta en obra - viga bi empotrad $y_{máx} = \frac{qL^4}{384EI}$	δ max	15,5	[mm]	
Inercia requerida	Iy req.	31190,8	[cm4]	
Inercia del perfil seleccionado	Iy disp.	57680,0	[cm4]	
Factor de utilización	FU	54%	[-]	
RESUMEN CÁLCULO				
Perfil seleccionado	Perfil	HE400B	[-]	
Clase de perfil	Clase	1	[-]	
Flexión	FU flexión	93%	[-]	
Cortante	FU corte	42%	[-]	
Flecha	FU flecha	54%	[-]	
Interacción corte-flexión	Verificación	No hay interacción	[-]	

Figura 115.Excel de elaboración propia

2) Planta tercera (10,88m)_Tomada como planta tipo.Correa Mixta. Entre ejes

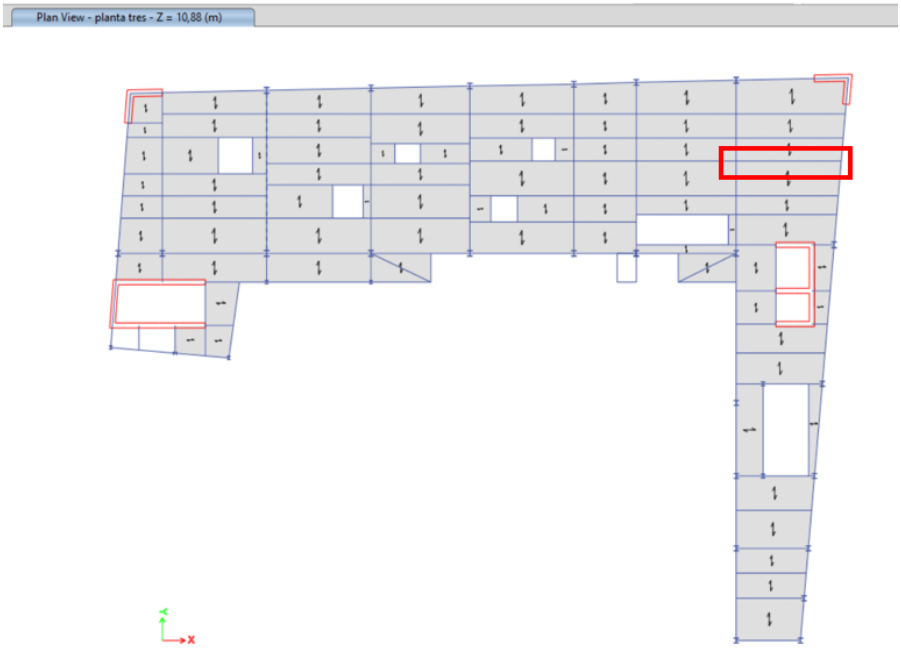


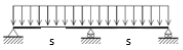
Figura 116: Planta tercera

MATERIALES Y SOLICITACIONES

PROPIEDAD DE LOS MATERIALES

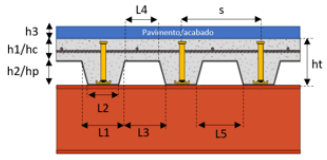
Factores parciales de los materiales			
Coeficiente de minoración del hormigón	γ_c	1,5	[-]
Coeficiente de minoración del acero estructural	γ_s	1,1	[-]
Coeficiente de minoración del acero de conectores	γ_v	1,25	[-]
Propiedades del hormigón			
Tipo de hormigón	HA	HA30	[-]
Resistencia del hormigón característica	f_{ck}	30,0	[MPa]
Resistencia del hormigón de cálculo	fcd	20,0	[MPa]
Resistencia media del hormigón 28 días	f_{cm}	38,0	[MPa]
Resistencia a tracción del hormigón	f_{ctm}	2,9	[MPa]
Módulo de elasticidad secante del hormigón a 28 días	Ecm 28	32,8	[GPa]
Módulo de deformación longitudinal secante a plazo infinito	Ecm ∞	10,9	[GPa]
Propiedades del acero estructural - perfil			
Tipo de acero		S275	[-]
Resistencia característica del acero	fyk	275	[MPa]
Resistencia de cálculo del acero	fyd	262	[MPa]
Módulo de deformación del acero	Ea	210000	[MPa]
Densidad del acero	ρ	7850	[kg/m3]
Propiedades del acero estructural - conector			
Tipo de acero		KÖCO	[-]
Resistencia característica a fluencia	fy	375	[MPa]
Resistencia característica a rotura	fu	470	[MPa]
Propiedades del acero refuezo rasante-fuego			
Tipo de acero		B500S	[-]
Resistencia característica del acero	fyk	500	[MPa]

SOLICITACIONES			
Geometría			
Longitud viga	L	6,2	[m]
Separación vigas	s	1,700	[m]
Cargas superficiales			
Peso forjado	G0	3	[kN/m2]
Cargas muertas	G1	3,0	[kN/m2]
Carga variable principal - Sobrecarga de uso	Q1	5,0	[kN/m2]
Coeficientes de seguridad			
Coeficiente parcial - Acciones permanente	γG	1,35	[-]
Coeficiente parcial - Acciones variables	γQ	1,5	[-]
Coeficiente de combinación - Acciones variables	ψ1	0,7	[-]
Coeficiente de combinación - Acciones variables	ψ2	0,6	[-]
Combinaciones			
ELU Combinación ELU	Qed - ELU	16,01	[kN/m2]
ELU Combinación ELU - carga tributada	Qed - ELU	27,21	[kN/m]
ELS Combinación característica	Qed - ELS1	11,3	[kN/m2]
ELS Combinación característica - carga tributada	Qed - ELS1	19,2	[kN/m]
ELS Combinación cuasipermanente	Qed - ELS2	9,3	[kN/m2]
ELS Combinación cuasipermanente - carga tributada	Qed - ELS2	15,8	[kN/m]
Solicitaciones- ELU			
Momento solicitante M= Qed • L^2 /8	Med	129,1	[kNm]
Cortante solicitante V= Qed • L /2	Ved	83,8	[kN]
Combinaciones- Transversal a la viga			
ELU Combinación ELU - carga tributada por metro lineal	Qed - ELU	16,0	[kN/m]
Momento positivo M= Qed • 9 L^2 /128	Med (+)	3,92	[kNm]
Momento negativo M= Qed • L^2 /8	Med (-)	5,78	[kNm]



GEOMETRÍA FORJADO - CONECTORES - VIGA

GEOMETRÍA FORJADO COLABORANTE			
Espesor de la chapa	e	1,0	[mm]
Separación de ondas	s	205	[mm]
Espesor de la capa de compresión	h1 / hc	80	[mm]
Canto de la chapa	h2 / hp	60	[mm]
Canto total	ht	140	[cm]
Espesor capa de compresión	h3	0	[mm]
Ancho L1	L1	121	[mm]
Ancho L2	L2	58	[mm]
Ancho L3	L3	116	[mm]
Ancho L4	L4	84	[mm]
Ancho L5	L5	147	[mm]
Ángulo del nervio	α	62	[deg]



REFUERZO PASIVO FORJADO COLABORANTE			
Malla de refuerzo	Malla	Φ8 ME 200 x 200	[-]
Diámetro	ϕ	8	[mm]
Espaciamiento	Rec inf	200	[mm]
Área de refuerzo dispuesta Longitudinal	AsL	2,51	[cm2]
Área de refuerzo dispuesta transversal	AsT	2,51	[cm2]

ARMADURA DE RASANTE /FUEGO			
Diámetro	ϕ	12	[mm]
Espaciamiento	sf	205	[mm]
Área de la barra de refuerzo	Asf	1,13	[cm2]

GEOMETRÍA CONECTORES DE CORTE			
Disposición de conectores transversal a la viga			
Número de conectores ⊥ al esfuerzo rasante	nr	1	[-]
Separación entre eje de conectores ⊥ al esfuerzo rasante	b0	0	[mm]
Distancia del borde del perno al borde del ala	eD	68	[mm]
Disposición de conectores longitudinal a la viga			
Ubicación de conectores en dirección del esfuerzo rasante	uL	En cada nervio	[-]
Separación de conectores en dirección del esfuerzo rasante	sL	205	[mm]
N°de filas de conectores en dirección del esfuerzo rasante	nL	30	[-]
Total de conectores	nT	30	
Selección conector		KOCO - 22 / 125	[mm]
Diámetro de la cabeza	D	35,0	[mm]
Altura de la cabeza	H	10	[mm]
Longitud del vástago	L	115	[mm]
Diámetro del bástago	C	22	[mm]

GEOMETRÍA DEL PERFIL			
Geometría del perfil			
Perfil seleccionado	Perfil	IPE 270	[-]
Peso	G	36	[Kg/m]
Altura del perfil	h	270	[mm]
Ancho del perfil	b	135	[mm]
Espesor del alma	tw	6,6	[mm]
Espesor de las alas	tf	10,2	[mm]
Radio interior	r1	15	[mm]
Altura del alma	d	220	[mm]
Propiedades del perfil			
Área total de la sección	A	46	[cm2]
Inercia eje y-y	Iy	5790	[cm4]
Inercia eje z-z	Iz	11	[cm4]
Módulo resistente elástico eje y-y	Wy	429	[cm3]
Módulo resistente plástico eje y-y	Wpy	484	[cm3]
Area del alma	Aw	14,49	[cm2]
Área de un ala	Af	13,77	[cm2]
Rigidez del perfil	EI	12159,00	[KN/m2]
Peso del perfil	P	36,10	[Kg]

CLASIFICACIÓN DEL PERFIL			Tabla A22.5.2
Parámetro del material	ε	0,92	[-]
Ala comprimida			
Ancho del ala comprimida	c	49	[mm]
Relación ancho espesor	c/t	4,82	[-]
Límite	9 ε	8,32	[-]
Verificación	Verificación	c / t < 9 ε	[-]
Clase	Clase	1	[-]
Alma a flexión			
Altura del alma	c	220	[mm]
Relación ancho espesor	c/t	33,27	[-]
Límite	72 ε	66,56	[-]
Verificación	Verificación	c / t < 72 ε	[-]
Clase	Clase	1	[-]
Clasificación del perfil a flexión	Clase	1	
¿Resistencia elástica o plástica?	Resistencia	Plástica	[-]
Módulo resistente del perfil seleccionado	Wy dispuesto	484	[cm3]
Momento resistente	M resistente	127	[kNm]

DISEÑO FLEXIÓN

HOMOGENEIZACIÓN DE LA SECCIÓN

Rigidez elástica de la sección a los 28 días	n 28	6,40	[-]
Rigidez elástica de la sección a tiempo infinito	n∞	19,2	[-]
Rigidez plástica de la sección a tiempo infinito	np∞	15,4	[-]

CLASIFICACIÓN DEL PERFIL — CE -Tabla A22.5.2 / EN1993: 1-1 Tabla 5.2

Parámetro del material	ε	0,92	[-]
Ala comprimida			
Ancho del ala comprimida	c	49	[mm]
Relación ancho espesor	c/t	4,82	[-]
Límite	9 ε	8,32	[-]
Verificación	Verificación	c / t < 9 ε	[-]
Clase	Clase	1	[-]
Alma a flexión			
Altura del alma	c	220	[mm]
Relación ancho espesor	c/t	33,27	[-]
Límite	72 ε	66,56	[-]
Verificación	Verificación	c / t < 72 ε	[-]
Clase	Clase	1	[-]
Clasificación del perfil a flexión	Clase	1	[-]

ANCHO EFECTIVO DE LAS ALAS DE HORMIGÓN — CE-A30.5.4.1.2 / EN1994: 1-1 5.4.1.2

Longitud equivalente para la anchura eficaz de las alas - ***viga bi-apoyada***	Le	6,2	[m]
Ancho efectivo de las alas de hormigón	beff	154	[cm]

FLEXIÓN - ANÁLISIS EN RÉGIMEN PLÁSTICO A LARGO PLAZO — CE-A30.6.2.1.2 / EN1994: 1-1 6.2.1.2

Brazo hormigón en compresión		zc	4,0	[cm]
Brazo viga de acero		za	28	[cm]
Profundidad del eje neutro				
Axil resistente de la capa a compresión	Ncd = 0.85 · beff · h1 · fcd	Ncd	2094	[kN]
Axil resistente del perfil de acero	Nad = As · fvd	Nad	1202	[kN]
Ubicación de la fibra neutra		Ubicación	Ncd > Nad / En el hormigón	[-]

FLEXIÓN - EJE NEUTRO EN EL HORMIGÓN — CE-A30.6.2.1.2 / EN1994: 1-1 6.2.1.2

Profundidad bloque en compresión del hormigón	x = Nad / (0.85 · beff · fcd)	x	4,59	[cm]
Axil en el bloque de compresión	Ncd = 0.85 · beff · fcd · x	Ncd	1202	[kN]
Brazo palanca entre axil en compresión y tracción	z = hc + hs/2 - x/2	z	25,2	[cm]
Momento plástico resistente	M = N · d	Mpl,Rd	303	[kNm]
Factor de utilización	Mrd > Med	FU	43%	[-]

DISEÑO CORTE

VERIFIICACIÓN A CORTANTE — CE - A22.6.2.6 / EN1993: 1-1 6.2.6

Área resistente a cortante	Avz	22,09	[cm2]
Resistencia plástica al corte sin torsión	Vrd	334	[kN]
Factor de utilización	FU	25%	[-]

INTERACCIÓN CORTANTE - FLEXIÓN — CE - A30.6.2.2.4 / EN1994: 1-1 6.2.2.4

50% Resistencia al corte sin torsión	Vrd/2	167	[kN]
Si Ved < 50% Vrd, se desprecia la interacción	Verificación	No hay interacción	[-]

ABOLLADURA POR CORTANTE — CE - A24.5.6 / EN1993: 1-5 5.1

Relación de aspecto	hw/t	33,3	[-]
Parámetro del material	ε	0,92	[-]
Límite para evitar revisión por abolladura CE y EC	72ε	66,6	[-]
Verificación para evitar la revisión por abolladura CE A25.5.1	h/t<72ε	OK	[-]
Límite para evitar revisión por abolladura CTE	70ε	64,7	[-]
Verificación para evitar la revisión por abolladura CTE-SE-A	h/t<70ε	OK	[-]

CONECTORES Y ARMADURA DE RASANTE

COMPROBACIÓN DE LA CONEXIÓN — CE - A30 6.6.5 / EN 1994: 1-1 6.6.5

Geometría Losa

Espesor de la capa de compresión	h1	80	[mm]
Canto de la chapa	h2	60	[mm]
Canto total	hc	140	[mm]

Goemetría conectores

Número de conectores en el ala	nr	1	[-]
Diámetro de la cabeza	D	35	[mm]
Altura de la cabeza	H	10	[mm]
Longitud del vástago	L	115	[mm]
Diámetro del bástago	C	22	[mm]
Longitud total	hsc=L+H	125	[mm]
Verificación altura del conector	V	OK / hsc < hc	[-]

Disposiciones constructivas de la conexión CE-A30.6.6.5.7

Diámetro del vástago - requisito 1	16mm<= d<=25mm	OK	[-]
Diámetro del vástago - requisito 2	d <= 2.5tf	N/A	[mm]
Verificación	V1	N/A	[-]
Altura nominal mínima	L mín	104	[mm]
Verificación	V2	OK	[-]
Longitud total mínima	(L+H) Min	66	[mm]
Verificación	V3	OK	[-]
Diámetro mínimo de la cabeza	D Min	33	[mm]
Verificación	V4	OK	[-]
Espesor mínimo de la cabeza	H Min	9	[mm]
Verificación	V5	OK	[-]
Separación pernos en dirección del esfuerzo rasante	sL Min	110	[mm]
Verificación	V6	OK	[-]
Separación pernos en perpendicular al esfuerzo rasante	sr Min	N/A	[mm]
Verificación	V7	N/A	[-]
Distancia entre borde de conector y borde del ala	eD	20	[mm]
Verificación	V8	OK	[-]

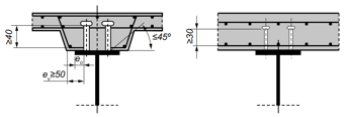


Figura A30.6.14 Disposición constructiva

Requisitos Adicionales CE-6.6.4.2

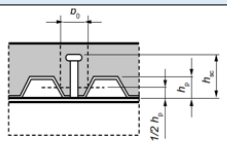
Altura del nervio máxima	hp Max	85,00	[mm]
Verificación	V9	OK	[-]
Ancho b0 mínimo	b0 Min	60,00	[mm]
Verificación	V10	OK	[-]
Diámetro del vástago	d<=22mm	OK	[mm]

CORTANTE DE DISEÑO

Axil resistente del hormigón	Ac (0.85 fcd)	2094	[kN]
Axil resistente del acero	As fyd	1202	[kN]
Cortante de diseño	Ved	1202	[kN]

RESISTENCIA DEL PERNO AL CORTE — CE - A30.6.6.3.1 y A30.6.6.4.2 / EN 1994: 1-1 6.6.3.1 y 6.6.4.2

Resistencia de conectores en losa maciza CE-6.6.3.1

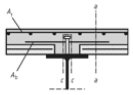


Relación de aspecto perno	hsc/d	5,7	[-]
Parámetro de cálculo	α	1,0	[-]
Resistente a rotura del acero < 500MPa	fu	470	[MPa]
Resistencia 1 $P_{Rd}=\frac{0,8 f_u \pi d^2/4}{\gamma_V}$	Prd1	114,3	[kN]
Resistencia 2 $P_{Rd}=\frac{0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_V}$	Prd2	111,4	[kN]
Resistencia final a cortante de un perno - Losas macizas	Pr	111,4	[kN]

Resistencia de conectores en losa nervadas transversales CE-6.6.4.2

Ancho de cálculo del perno	b0	90	[mm]
Límite factor de reducción	ktmáx	0,75	[-]
Factor de reducción por conexión a través de la chapa calculado	kt cal	1,13	[-]
Factor de reducción por conexión a través de la chapa final	kt final	0,75	[-]
Resistencia final a cortante de un perno - Losa con chapa	Prd	83,6	[kN]
Número de pernos resistiendo para la mitad de la correa	N° conectores	15	[KN/m]
Resistencia de conectores — Vrd = N°conectores · Prd	Vrd	1254	[kN]
Factor de utilización	FU	96%	[-]
Verificación	Ved < Vrd	OK	[-]

ARMADURA DE RASANTE — CE - A19.6.2.4 / EN1994: 1-1 6.6.6.4



Longitud crítica			Lcri	3,1	[m]
Rasante a resistir	ved · hf = Ved /Lcri		ved · hf /cot (θ)	390	[KN/m]
Acero requerido	Asf = ((ved · hf) / fyd) x sf		Asf_r	160	[mm2]
Acero dispuesto	ϕ 12/205mm		Asf_d	113	[mm2]
Acero dispuesto x 2 planos de corte			Asf_d	226	[mm2]
Factor de utilización	Asf_r/Asf_d		FU	71%	[-]

GRADO DE CONEXIÓN

GRADO DE CONEXIÓN

Resistencia final a cortante de un perno - Losa con chapa	Prd	84	[kN]
Número de pernos resistiendo	N° conectores	15	[nº]
Cortante de diseño	Vl,pl,ed	1202	[kN]
Cortante de diseño de los pernos	Vp,rd,pernos	1254	[kN]
Grado de conexión		0,96	[-]
Disminución de la conexión a 0,6	N° conectores	9	[nº]
Grado de conexión parcial		0,63	[-]
Limitación del uso de la conexión en viga de edificación			
Le<25		6,20	[m]
Para poder considerarlo ductil el grado de conexión parcial tienen que ser mayor a		0,40	[-]
Verificar		OK	

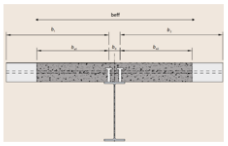
COMPROBACIÓN CON EL GRADO DE CONEXIÓN PARCIAL

Momento plástico resistente del perfil		Mpl,a,rd	127	[kNm]
Momento plástico resistente del forjado mixto		Mpl,rd	303	[kNm]
Resistencia del hormigón		Nc,f = Ac (0.85 fcd)	2094	[kN]
Resistencia reducida del hormigon		Nc = GC x Nc,f	1311	[kN]
Comprobación del momento resistente	Mrd=Mpl,a,rd + (Mpl,rd-Mpl,a,rd)*Nc/Nc	Mrd	237	[kNm]
Factor de utilización		FU	94%	[-]

FLECHA

FLECHA - ANÁLISIS EN RÉGIMEN ELÁSTICO A CORTO PLAZO Y LARGO PLAZO

Brazos		CORTO PLAZO	LARGO PLAZO	[-]
Brazo hormigón en compresión	zc	4,0	4,0	[cm]
Brazo viga de acero	za	28	28	[cm]
Distancia entre conectores sobre la viga	b0	0	0	[cm]
Ancho efectivo de las alas de hormigón - ***centro de vano***	beff	154	154	[cm]
Distancia ente centroide viga -centroide hormigón	ast	24	24	[cm]



Propiedades de la sección equivalente de hormigón		CORTO PLAZO	LARGO PLAZO	[-]
Ancho elástico equivalente	bc,eq	24,1	8,0	[cm]
Área equivalente	Ac,eq	193	64	[cm2]
Inercia equivalente hormigón	Ic,eq	1027	342	[cm4]

Propiedades de la sección mixta		CORTO PLAZO	LARGO PLAZO	[-]
Área total	Atotal	239	110	[cm2]
Profundidad eje neutro	zcg	8,5	13,8	[cm]
Momento de Inercia 1: Sección hormigón	Ic	4966	6504	[cm4]
Momento de Inercia 2: Viga acero	Ia	22322	14410	[cm4]
Momento de Inercia: Sección mixta	It=Ia + Ic	27288	20915	[cm4]
Distancia entre centroide de la sección transformada	z0	4,5	9,8	[cm]

TENSIONES EN RÉGIMEN ELÁSTICO A CORTO PLAZO

Módulo resistente		CORTO PLAZO	LARGO PLAZO	[-]
Módulo resistente elástico 1	W1	3202,1	1516,0	[cm3]
Módulo resistente elástico 2	W2	52290,2	3608,6	[cm3]
Módulo resistente elástico 3	W3	4981,3	102412,2	[cm3]
Módulo resistente elástico 4	W4	840,2	768,8	[cm3]
Módulo resistente elástico 1 equivalente	W1,c	20478,7	29086,0	[cm3]
Módulo resistente elástico 2 equivalente	W2,c	334412,1	23078,0	[cm3]

Momento resistente		CORTO PLAZO	LARGO PLAZO	[-]
Resistencia máxima del hormigón a compresión	0.85 fcd	17,0	17,0	[MPa]
Momento máximo en la fibra superior - hormigón	Mc	348,1	494,5	[kNm]
Momento máximo en la fibra interior - acero	Ma	220,1	201,4	[kNm]
¿Qué fibra controla la falla?	Controla	ACERO	ACERO	[-]

Dsitribución de tensiones		CORTO PLAZO	LARGO PLAZO	[-]
Tensión fibra 1	σ1	10,7	6,9	[MPa]
Tensión fibra 2	σ2	0,7	8,7	[MPa]
Tensión fibra 3	σ3	44,2	2,0	[MPa]
Tensión fibra 4	σ4	261,9	261,9	[MPa]

FLECHA - CÁLCULO Y VERIFICACIÓN

CE - A22.7.2.1 / EN1993: 1-1 Anexo nacional 7.2.1

Construcción	Construcción	No apeada			
Tipo de fase		Antes de elem. no estruct.	Activa	Cuasipermanente	
Rigidez de la sección	Sección	Sección viga acero	Sección mixta	Sección mixta	[-]
Inercia a corto o largo plazo	Inercia elástica	Corto plazo C-T	Largo plazo L-T	Largo plazo L-T	[-]
Inercia dispuesta	Iy	5790	20914,5	20915	[cm4]
Rigidez a flexión	EI	12159	43921	43921	[kNm2]
			157%		
Flecha admisible	δ Límite	L/350	L/400	L/300	[-]
Flecha admisible	δ Límite	17,6	15,4	20,5	[mm]

Cálculo de la flecha					
Combinación	Combinación	S-T (G0)	L-T (G1 + Q1)	L-T (G0 + G1 + ψ2 Q1) + S-T (G0)	[-]
Identificación flecha	Notación	δg0	δ0	δ1 + δg0	[-]
Carga resultante	Qresult	5,97	13,60	10,20	[kN/m]
Flecha obtenida	δ max	9,21	5,81	13,56	[mm]
Proporción de la longitud	δ max	L/670	L/1062	L/455	[-]
Factor de utilización	FU	52%	38%	66%	[-]

ARMADURA PASIVA

ARMADURA PASIVA - MÍNIMA POR FISURACIÓN				CE - A30.7.4.1 y 7.4.2 / EN 1994: 1-1 7.4.1 y 7.4.2
Armadura dispuesta				
Malla de refuerzo		Malla	Φ8 ME 200 x 200	[-]
Diámetro		ϕ	8	[mm]
Espaciamiento		Espaciamiento	200	[mm]
Cuantía de acero dispuesta		ρdisp	0,3%	[-]
Área de acero dispuesta		A_s_disp	251	[mm2/m]
Contrucción			No apeada	[-]
Área de concreto traccionado (Act)				
Ancho por metro lineal de hormigón		beff	1000	[mm]
Profundidad del bloque traccionado	hsup = hc	hsup	80	[mm]
Área del concreto en tracción	Act= hc · beff	Act	80000	[mm2]
Brazo palanca entre centroide de la sección transformada a corto plazo		z0	4,5	[mm]
Coeficientes				
Coeficiente de reducción que considera los esfuerzos de coacción		k	0,8	[-]
Coeficiente de reducción que considera el efecto de reduc. del axil en la losa		ks	0,9	[-]
Coeficiente que considera la distribución de tensiones	kc = 1 / (1+ hc /2z0) +0.3 < =1	kc	0,40	[-]
Armadura mínima por fisuración				
Tensión máxima permitida	σs=fyk	σs	500,0	[MPa]
Cuantía mínima por fisuración	As,min/Act =ks · kc · k · fct / σs	ρmin	0,167%	[-]
Área mínima por fisuración	As,min= ρmin · Act	Asmin;1	134	[mm2/m]
Área mínima para construcciones apeadas	0.4% Act	Asmin;2	320	[mm2/m]
Área mínima para construcciones no apeadas	0.2% Act	Asmin;3	160	[mm2/m]
Área mínima a considerar		Asmin final	160	[mm2/m]
Verificación armadura dispuesta		FU	64%	[-]

Se verifica la resistencia al fuego

Armadura de rasante / Fuego			
Diámetro dispuesto	ϕ	12	[mm]
Espaciamiento dispuesto	sf	205	[mm]
Armadura dispuesta	Asf_d	113	[mm]
Armadura requerida	Asf_r	160	[mm]
Factor de utilización	FU	71%	[-]
Verificación a fuego - viga mixta - RI90			
Criterio de aislamiento - espesor efectivo mínimo	Verificación heff	OK	[-]
Criterio de aislamiento - Resistencia al fuego	ti = 109 min	OK	[-]
Criterio de Resistencia - Flexión	FU	25%	[-]

Figura 117.Excel de elaboración propia

2) Planta tercera (10,88m)_Tomada como planta tipo. Viga de acero;

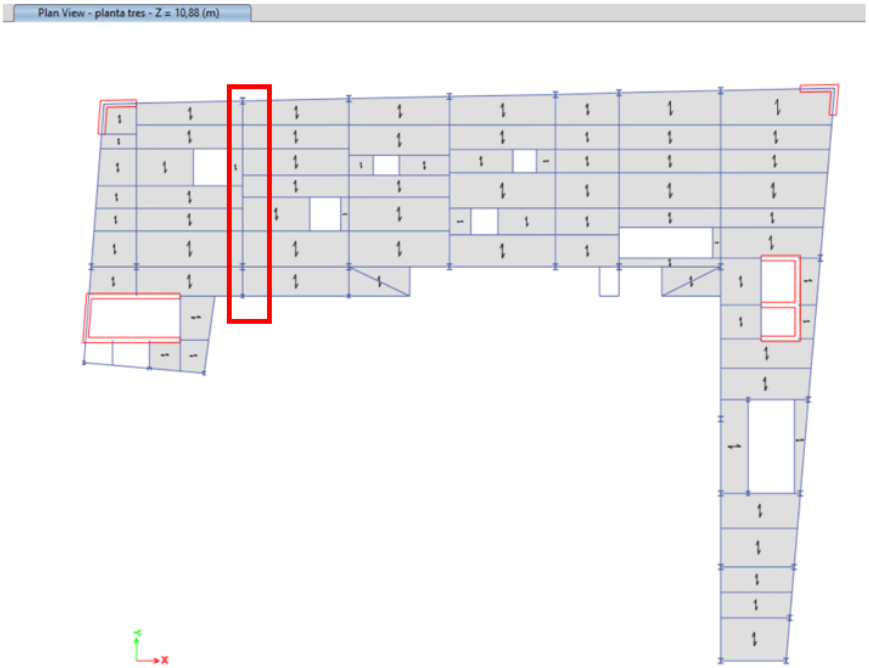


Figura 118: Planta tercera

REFERENCIAS

Anejo 22 Código estructural

A22.5.5.2 Clasificación de la sección		Análisis estructural	Verificación seccional
Plástica	Clase 1: Pueden formar rótulas plásticas con capacidad de giro para usar análisis plástico sin reducir su resistencia	teoría plástica o elástica	Resistencia plástica
Compacta	Clase 2: Pueden desarrollar su momento resistente plástico, pero con limitada capacidad de giro por abolladura local	teoría elástica	Resistencia plástica
Semicompact	Clase 3: La fibra más comprimida puede alcanzar el límite elástico, pero la abolladura impide impide el desarrollo del momento resistente plástico	teoría elástica	Resistencia elástica
esbelta	Clase 4: La abolladra se producirá antes de llegar al límite elástico en una o más partes de la sección	teoría elástica	Técnicas especíificas

PROPIEDAD DEL ACERO ESTRUCTURAL

Tipo de acero	S	S275	[-]
Resistencia característica del acero de perfiles	fvk	275	[MPa]
Coeficiente de minoración del acero estructural	γ_s	1,05	[-]
Resistencia de cálculo del acero de perfiles	fvd	262	[MPa]
Módulo de deformación del acero	Ea	210000	[MPa]
Densidad del acero	ρ	7850	[kg/m3]

DATOS DE ENTRADA VIGA

Longitud	L	10,0	[m]
Separación izquierda	s	5,1	[m]
Separación derecha	s	5,9	[m]
Ancho efectivo	s`	5,5	[m]

SOLICITACIONES

Cargas superficiales

Peso forjado	Gok	3,0	[kN/m2]
Cargas muertas	Gok,cm	2,0	[kN/m2]
Carga variable principal - Sobrecarga de uso	Qk,1	5,0	[kN/m2]

Coeficientes de seguridad

Coeficiente parcial - Acciones permanente	γG	1,35	[-]
Coeficiente parcial - Acciones variables	γQ	1,5	[-]
Coeficiente de combinación - Acciones variables	ψ0	0,7	[-]
Coeficiente de combinación - Acciones variables	ψ1	0,7	[-]
Coeficiente de combinación - Acciones variables	ψ2	0,6	[-]

Combinaciones				
ELU Combinación ELU	Ed = (γG • G)+ (γQ • Q)	Qed - ELU	14,25	[kN/m2]
ELS Combinación característica	Ed = G+ Q	Qed - ELS	10,0	[kN/m2]
ELU Combinación ELU	Ed • s '	Qed - ELU	79,6	[kN/m]
ELS Combinación característica	Ed • s '	Qed - ELS	71,0	[kN/m]
Solicitaciones-Estado límite último ELU				
Momento solicitante M= Qed • L^2 /12		Med	785,0	[kNm]
Cortante solicitante V= Qed • L /2		Ved	449,0	[kN]
SELECCIÓN DEL PERFIL				Tabla A22.5.2
Geometría del perfil				
Perfil seleccionado		Perfil	HE400B	[-]
Peso		G	155	[Kg/m]
Altura del perfil		h	400	[mm]
Ancho del perfil		b	300	[mm]
Espesor del alma		tw	13,5	[mm]
Espesor de las alas		tf	24	[mm]
Radio interior		r1	27	[mm]
Altura del alma		d	298	[mm]
Propiedades del perfil				
Área total de la sección		A	198	[cm2]
Inercia eje y-y		Iy	57680	[cm4]
Inercia eje z-z		Iz	17	[cm4]
Módulo resistente elástico eje y-y		Wy	2884	[cm3]
Módulo resistente plástico eje y-y		Wpy	3232	[cm3]
Area del alma		Aw	40	[cm2]
Área de un ala		Af	72	[cm2]
Rigidez del perfil		EI	121128	[KN/m2]
CLASIFICACIÓN DEL PERFIL				Tabla A22.5.2
Parámetro del material		ε	0,92	[-]
Ala comprimida				
Ancho del ala comprimida		c	116	[mm]
Relación ancho espesor		c/t	4,84	[-]
Límite		9 ε	8,32	[-]
Verificación		Verificación	c / t < 9 ε	[-]
Clase		Clase	1	[-]

Clasificación del perfil a flexión	Clase	1	
VERIFICACIÓN A FLEXIÓN			A22.6.2.5
¿Resistencia elástica o plástica?	Resistencia	Plástica	[-]
Módulo resistente requerido	Wy requerido	2997	[cm3]
Módulo resistente del perfil seleccionado	Wy dispuesto	3232	[cm3]
Momento resistente	M resistente	846	[kNm]
Factor de utilización	FU	93%	[-]
Verificación	Verificación	OK	[-]
VERIFICACIÓN A CORTANTE			A22.6.2.6 (2)
Área resistente a cortante	Avz	70,00	[cm2]
Resistencia plástica al corte sin torsión	Vrd	1058	[kN]
Factor de utilización	FU	42%	[-]
INTERACCIÓN CORTANTE - FLEXIÓN			A22.6.2.8
50% Resistencia al corte sin torsión	Vrd/2	529	[kN]
Si Ved < 50% Vrd ; No hay interacción	Verificación	No hay interacción	[-]
ABOLLADURA POR CORTANTE			A24.5.6
Relación de aspecto	hw/t	22,1	[-]
Parámetro del material	ε	0,92	[-]
Límite para evitar revisión por abolladura CE	72ε	66,6	[-]
Verificación para evitar la revisión por abolladura CE A25.5.1	h/t<72ε	OK	[-]
Límite para evitar revisión por abolladura CTE	70ε	64,7	[-]
Verificación para evitar la revisión por abolladura CTE-SE-A	h/t<70ε	OK	[-]
Límite para evitar revisión por abolladura EC	60ε	55,5	[-]
Verificación para evitar la revisión por abolladura EC3	h/t<60ε	OK	[-]
FLECHA			A22.7.2.1
Flecha admisible	δ Límite	L/350	[-]
Flecha admisible	δ Límite	28,7	[mm]
Flecha equivalente obtenida	δ max	L/648	[-]
Flecha obtenida tras puesta en obra - viga bi empotrad $y_{max} = \frac{qL^4}{384EI}$	δ max	15,5	[mm]

Figura 119: Excel de elaboración propia comprobación viga metálica

Forjado de hormigón plantas bajo rasante:

Bajo rasante se ha decidido emplear una estructura de hormigón armado, formada por una losa unidireccional y vigas de hormigón armado.

Flexión de la losa y las vigas:

De acuerdo al código estructural se verificará que tanto las losas como las vigas, cumplan con la armadura mínima a flexión **CE - 19.9.2.1.1:**

$$A_{s,\min} = \frac{W}{z}\frac{f_{ctm,fl}}{f_{yd}}$$

Separación máxima entre barras **CE - 19.9.3.1.1:**

S máx, slabs < 300 mm

S máx, slabs < tres veces el espesor bruto de la parte de la sección del elemento (3h), alma o alas en la que vayas situadas.

Separación mínima entre barras **CE- 49.4.1.1**

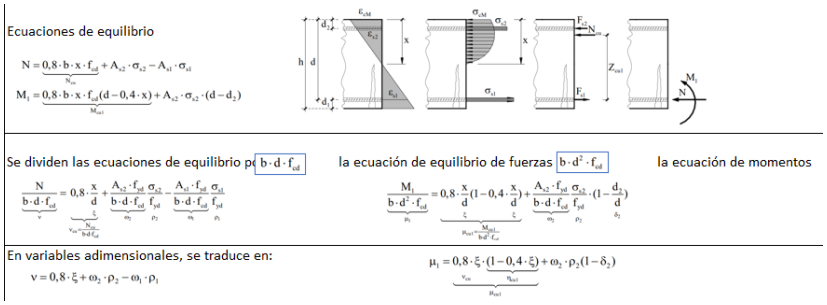
La distancia libre, horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas, salvo lo indicado en el apartado 49.4.1, será igual o superior al mayor

-20 milimetros

-el diámetro de la mayor

-1,25 veces el tamaño máximo del árido.

Asimismo se verificará en que dominio de encuentra la sección, teniendo que estar en el dominio 2 o en el dominio 3.



Además se verificará que cumple la armadura minima a fisuración

$$A_{s,\min}\,\sigma_s = k_c\; k f_{ct,eff}\, A_{ct}$$

Cortante vigas de hormigón:

Se verificará si es necesario emplear armadura a cortante **CE-19.6.2.2**

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100_{\rho l} f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}\,]\; b_w\, d$$

En el caso de no necesitar , se eplicará la armadura minima por cortante requeria **CE-19.9.2.2**

$$\rho_{w,\min} = \frac{0{,}08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

Para los elementos que necesiten armadura a cortante, de acuerdo al **CE-19.6.2.3** se dispondrá la menor entre

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z\, f_{ywd} \cot\theta$$

$$V_{Rd,\max} = \alpha_{cw}\, b_w\, z v_1\, f_{cd} / \left(\cot\theta + \tan\theta\right)$$

Se comprobará que cumpla con la separación máxima longitudinal, y transversal

$$s_{l,\text{máx}} = 0{,}75d\,(1+\cot g\alpha) \qquad (9.6)$$

$$s_{b,\text{máx}} = 0{,}6d\,(1+\cot\alpha) \qquad (9.7)$$

$$s_{b,\text{máx}} = 0{,}6d\,(1+\cot\alpha) \qquad (9.7)$$

La cantidad de cercos tiene que ser igual o superior 0,5 * la armadura cortante necesaria.

Punzonamiento de acuerdo al CE apartado 6.4, anejo 19 :

Debe comprobarse la resistencia a punzonamiento en la cara del pilar y en el perímetro crítico u1 en el caso de necesitar armadura de punzonamiento, se debe encontrar un perímetro límite uout,ef, a partir del cual no se requiere más armadura.

Por lo tanto, se realizarán las sigueintes comprobaciones:

a) No se supere el valor máximo de la resistecnia a punzonamiento en el perimetro del pilar, o en el perimetro del área cargada:
   Ved< Vrd, máx
b) La armadura de punzonamiento del área cargada:
   Ved< Vrd,máx.
c) Si ved es mayor que vrd,c en la sección crítica considerada, se dispondra la armadura de punzonamiento, de acuerdo con lo establecido en el apartado 6.4.5

No es necesaria armadura de punzonamiento si:

$$v_{Ed} = \beta\, V_{Ed} / u_i\, d \;>$$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k \left(100\rho_l f_{ck}\right)^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq \left(v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}\right)$$

En el caso de necesitar armadura de punzonamiento habria que calcular de acuerdo a la siguiente formula:

$$v_{Rd,cs} = 0{,}75 v_{Rd,c} + 1{,}5\,(d/s_r)\, A_{sw} f_{ywd,ef}\, (1/(u_1 d))\,\text{sen}\alpha \leq k_{máx} \cdot v_{Rd,c}$$

Deformaciones:

Se comprobarán las deformaciones de las losas y de las vigas, para dos combinaciones de acciones en estado límite de servicio:

2) Cuasipermante con una limitación de L/300
3) Flecha activa con una limitación de L/400.

Ambas se verificarán en la separación máxima entre elementos de apoyos, asi como en las diagonales entre los mismos.

Para la elección inicial del espesor de las losas y las vigas, se empleará la tabla **A.19.7.4 del CE**

Tabla A19.7.4 Relación luz/canto útil para elementos de hormigón armado sin esfuerzo axil de compresión

Sistema estructural	K	Hormigón sometido a tensión elevada =1,5%	Hormigón sometido a baja tensión =0,5%
Viga simplemente apoyada; losa unidireccional o bidireccional simplemente apoyada	1,0	14	20
Extremo del vano de una viga continua, losa unidireccional continua o losa bidireccional continua en una dirección	1,3	18	26
Vano interior de viga, losa unidireccional o losa bidireccional	1,5	20	30
Losa apoyada en pilares sin vigas (losa plana) (para grandes longitudes)	1,2	17	24
Voladizo	0,4	6	8

NOTA 1: Los valores indicados se han seleccionado para quedar, en general, del lado de la seguridad. Por ello, el cálculo puede indicar la posibilidad de utilizar elementos más esbeltos.

NOTA 2: Para losas bidireccionales, la comprobación deberá llevarse a cabo partiendo de la luz más pequeña. Para losas planas, se deberá tomar la mayor luz.

NOTA 3: Los límites indicados para losas planas corresponden a un límite menos severo que el establecido para la flecha obtenida en el centro del vano luz/250. La experiencia ha demostrado que esto resulta satisfactorio.

Tabla 48. Relación canto/luz.

1) Losa que trabaje en la luz larga:

Para una luz máxima de 10,16 metros.
Empleando una losa (baja tensión)
L/20=10,16/20=0,5 metros

2) Viga:

Empleando una viga (tensión elevada)
L/30=0,35 metros.

A priori se piensa en emplar las vigas para trabajar en la dirección larga y losas unidireccionales para trabajar en la direccion corta.

Pero se decide , realizar un ejercicio de predimensionado con el programa de cálculo ETABS.

Para unas cargas muertas de 3 kN/m2 y una sobrecarga de 5 kN/m2, con pilares de dimensiones 45x45 cm. Se realizaron dos modelos

1. <u>Modelo. Losa 20 cm y vigas de 40 x 65 cm.</u>

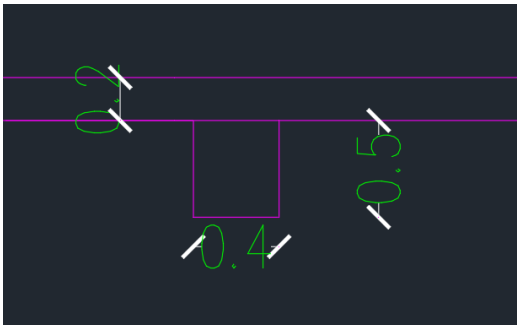


Figura 120: Dimensiones vigas-losa

Las vigas trabajando en la direccion larga y la losa en la direccion corta.
Se propuso como limite para la flecha activa de L/400 se obtuvieron los siguientes resultados:

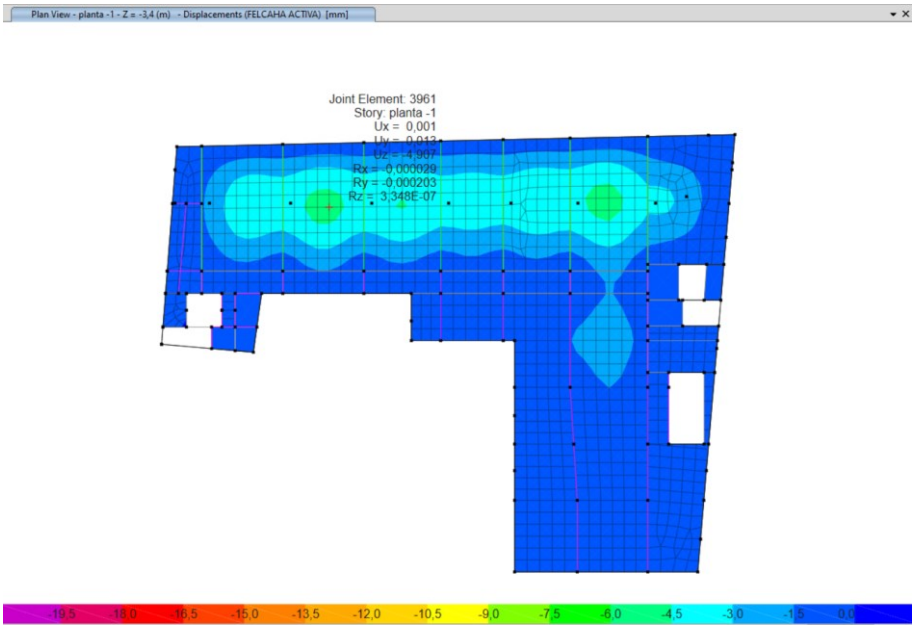


Figura 121: Flecha activa

Luz: 6,1 metros. L/400= 15,25milímetros > 5 milímetros. OK
Luz: 9,6 metros L/400= 24 milímetros > 5 milímetros. OK
Luz diagonal: 11,5 metros L/400= 28,75milímetros > 5 milímetros. OK
Para la flecha cuasipermanente se propuso un limite de L/350.

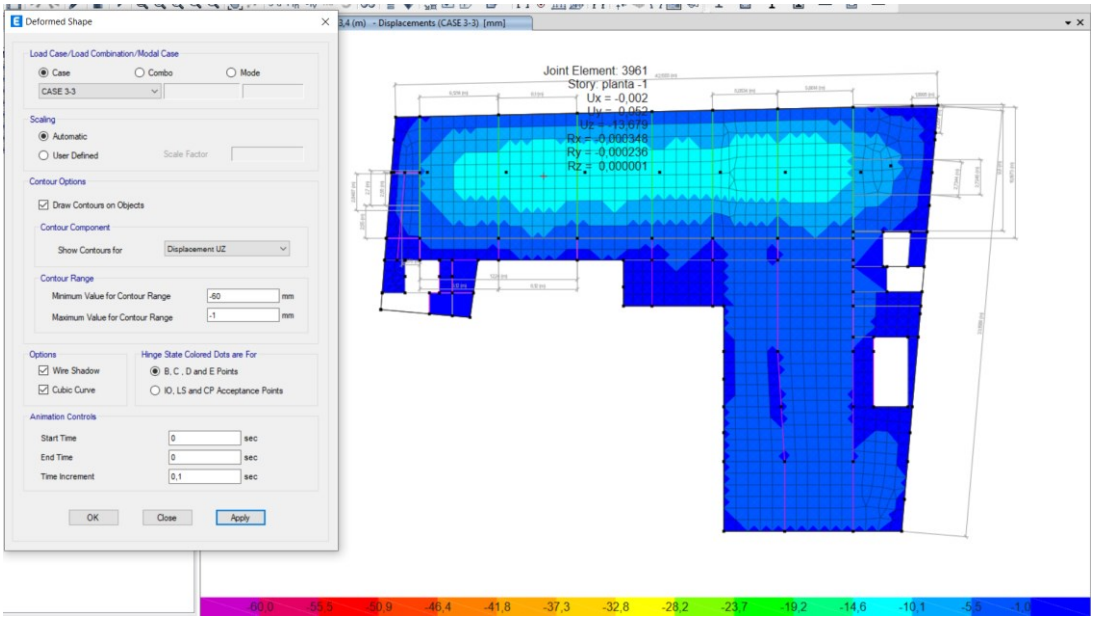


Figura 122: Flecha cuasipermanente

Luz: 6,1 metros. L/350= 17,4 milímetros > 13,7 milímetros. OK
Luz: 9,6 metros L/350= 27,4 milímetros > 13,7 milímetros. OK
Luz diagonal: 11,5 metros L/500= 32,8 milímetros > 13,7 milímetros. OK

2. <u>Modelo de losa de 40 cm sin vigas</u>

Flecha activa
Luz: 6,1 metros. L/400= 15,2milímetros > 3 milímetros. OK
Luz: 9,6 metros L/400= 24 milímetros > 3 milímetros. OK
Luz diagonal: 11,5 metros L/400= 28,7 milímetros > 3 milímetros. OK

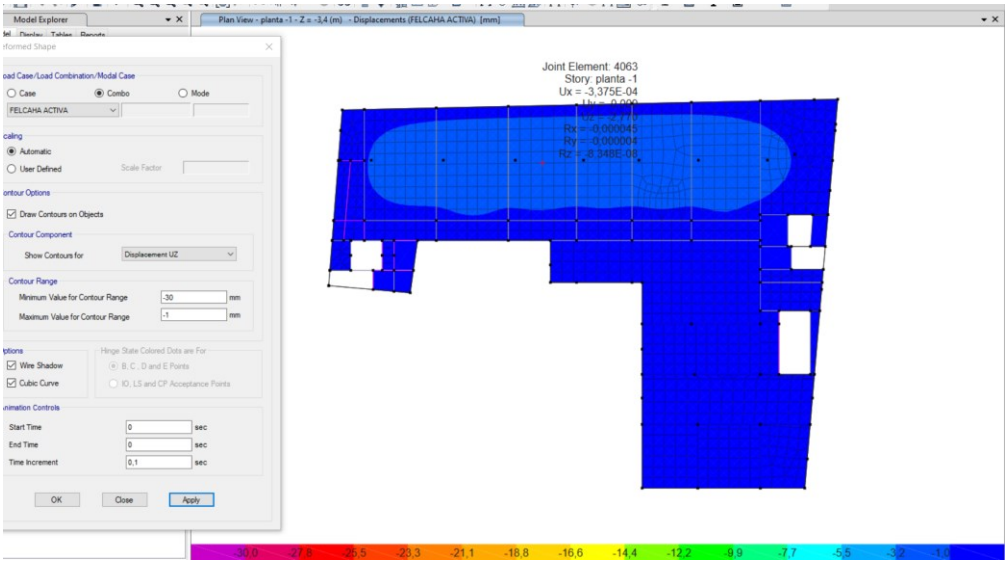


Figura 123: Flecha quasipermanente

Flecha cuasipermanente

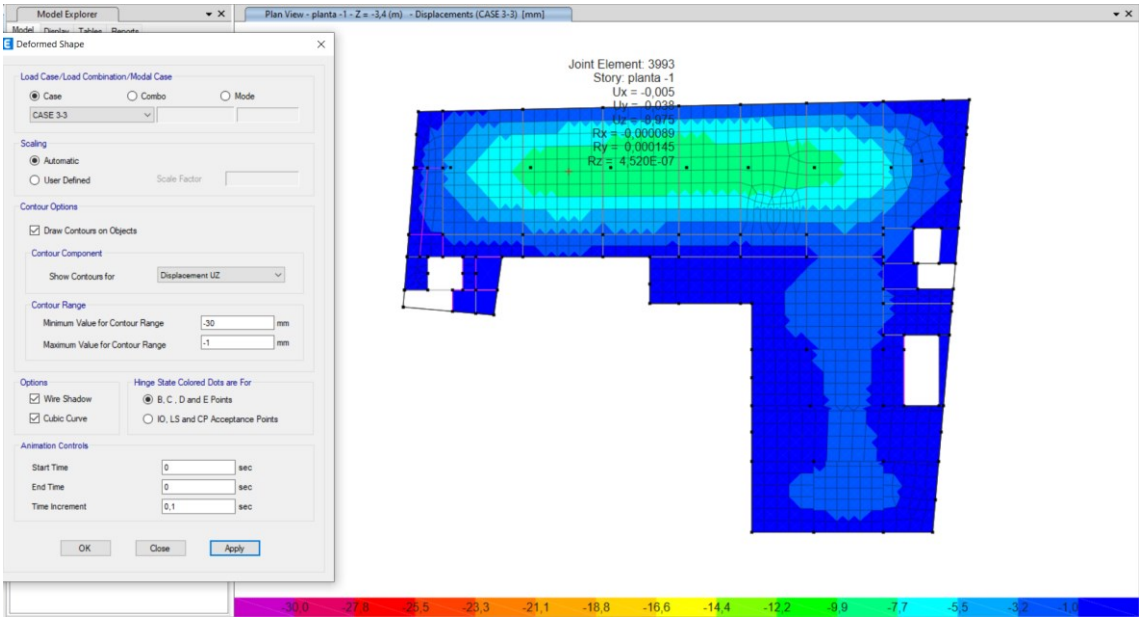


Figura 124: Flecha quasipermanente

Luz: 6,1 metros. L/350= 17.4milímetros > 9 milímetros. OK
Luz: 9,6 metros L/350= 27,4 milímetros > 9 milímetros. OK
Luz diagonal: 11,5 metros L/350= 32 milímetros > 9milímetros. OK

Asimismo se verifico que el punzonamiento fuera posible mediante el programa de cálculo de HALFEN.

Pilar interior

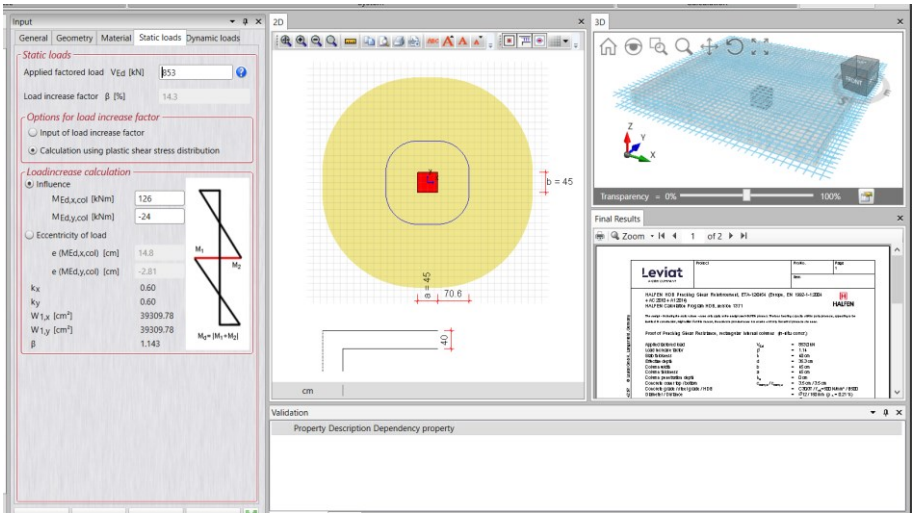


Figura 125. Imagen del programa de cálculo de Halfen

Pilar borde

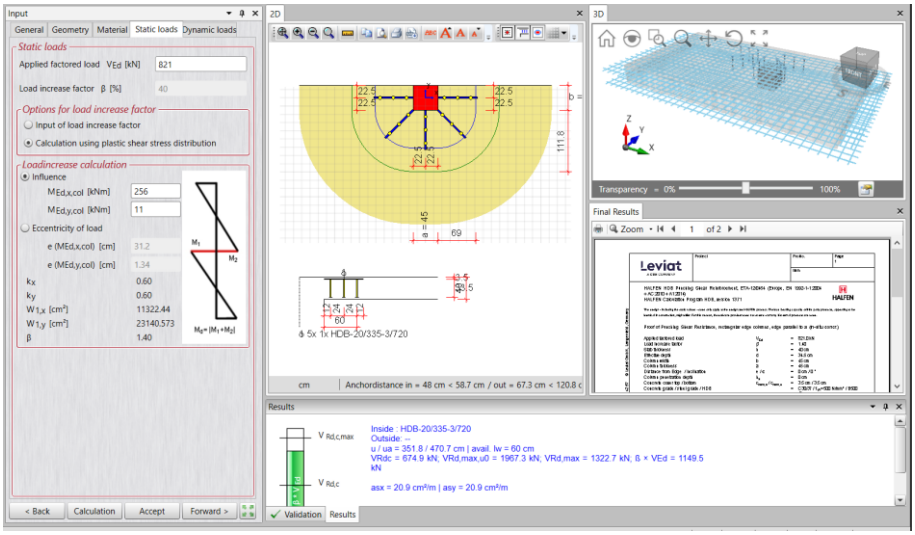


Figura 126. Imagen del programa de cálculo de Halfen

Se decidio ir a la opción de vigas y losa , dado que una losa de 40 cm se considero que era un canto excesivo dado el peso que tiene y que transmite a la estructura.

12.2 ESTRUCTURA VERTICAL

Pilares metálicos

Se predimensiona para el pilar más cargado, dicho valor se obtiene del modelo de análisis realizado en ETABS, por lo que, se predimensiona con una carga de Ned= 1500 kN

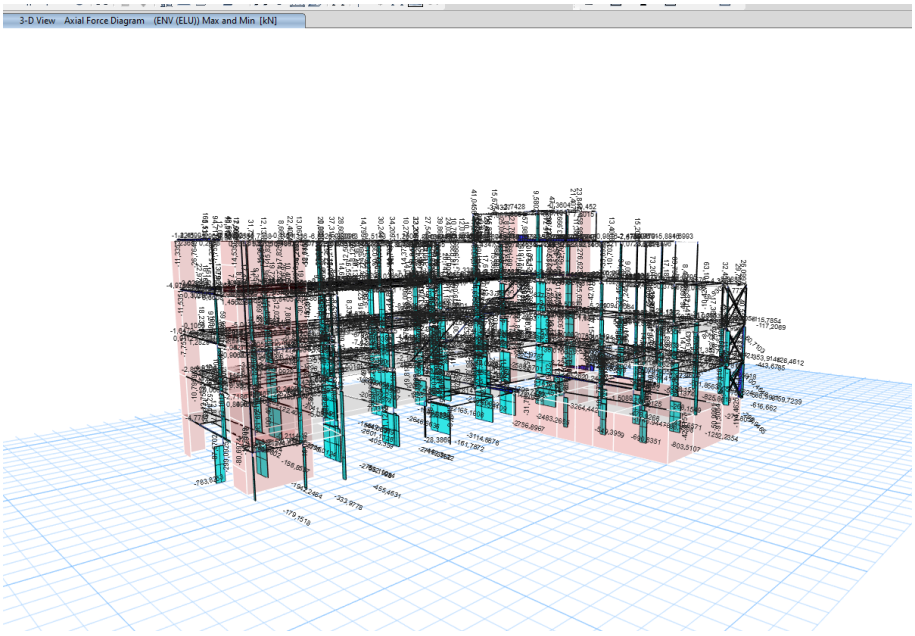


Figura 127:Axiles del modelo de cálculo

TABLE: Element Forces - Columns

Story	Colum	Unique Nar	Output Case	Case Typ	Statio	P	V2	V3	T	M2	M3	Eleme	Elem Stati	Location
planta uno C18	101		ELU / R006) SCU	Combination	0	-2620,2473	-35,3311	-1,4844	-0,0013	0	0	101	0	
planta uno C18	101		ELU / R006) SCU	Combination	1,6	-2617,4042	-35,3311	-1,4844	-0,0013	2,375	56,5298	101	1,6	
planta uno C18	101		ELU / R006) SCU	Combination	3,2	-2614,5611	-35,3311	-1,4844	-0,0013	4,75	113,0595	101	3,2	

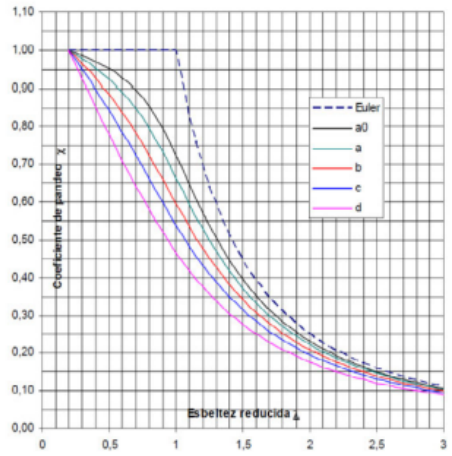
Tabla 49. Cargas extraídas del modelo de cálculo

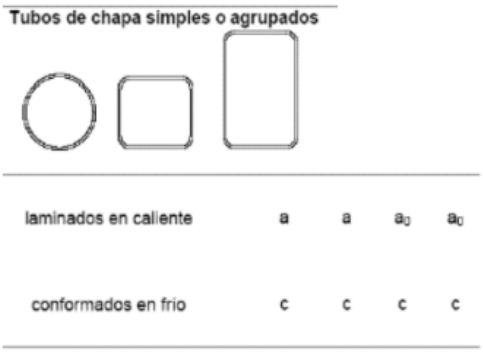
Proceso de cálculo pilares:

-El primer paso es definir las propiedades mecánicas del material, el cual es un acero S275.
-Solicitaciones: se realizará un predimensionado con la carga vertical del pilar más solicitado.
-Perfil empleado: con la carga vertical obtenida del modelo de cálculo del pilar más solicitado se predimensionará el perfil calculando el área necesaria de acero.
Se decide emplear perfiles metálicos HEB
-Coeficiente debido a la configuración geométrica: para el predimensionado se toma β=0,7 , al ser pilares empotrados.
- Comprobaciones de pandeo en el eje Y: Se comprobará que $\frac{Ned}{Nb,rd} \leq 1$; siendo Ned el axil solicitado y Nb,rd la resistencia de cálculo a pandeo del elemento comprimido. Se ha tomado como referencia la normativa del Eurocódigo 3 apartado 6.3.1:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}$$

En base al radio de giro y la longitud de pandeo se determina la esbeltez mecánica del perfil λKy, así como la esbeltez reducida al dividir el resultado entre la esbeltez de Euoler, que depende del tipo de acero empleado.
Curva de pandeo: La esbeltez adimensional se determina a partir de la curva de pandeo apropiada.



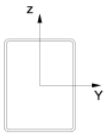


Coeficientes de imperfección para las curvas de pandeo

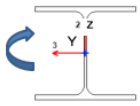
a	0,21	c	0,49
b	0,34	d	0,76

Figura 128.Curvas de pandeo

GEOMETRIA DE LA COLUMNA



Momento My que determine el eventual pandeo torsional



Perfil comercial (en caso afirmativo)		HEB 340	
Tipo de sección		Doble T	Código: (I)
Clase de la sección		1	
Área de la sección	A=	171	[cm²]
Inercia eje Z	I_z=	9690	[cm4]
Inercia eje Y	I_y=	36656	[cm4]
Módulo resistente eje Z	W_z=	986	[cm3]
Módulo resistente eje Y	W_y=	2408	[cm3]
Altura de la parte plana del alma C	C =	24	[cm]
Espesor del ala tf	tf =	2	[cm]
Longitud de pandeo flexional alrededor del eje Z	$L_{k,z}$=	2	[m]
Longitud de pandeo flexional alrededor del eje Y	$L_{k,y}$=	2	[m]
Esbeltez de pandeo alrededor del eje Z	λ_z=	29	
Esbeltez de pandeo alrededor del eje Y	λ_y=	15	
¿Se admiten deformaciones por torsión (pandeo lateral o flexotorsional)?		NO	
Coeficiente de reducción por pandeo lateral	χ_{LT}=	1	

Materiales

Límite elástico	f_{yk}=	275	[MPa]	
Coeficiente parcial de seguridad	γ_{M1}=	1		(CTE,SE-A art.2.3.3)
Módulo de elasticidad del acero	E=	210000	[MPa]	

Acciones

Secciones de comprobación.

Axil solicitante	N_{Ed}=	2620	[kN]		
Dist. en Y del cdg de la secc eff resp la bruta.	e_y=	0	[m]	$\Delta M_{y,Ed}$=	0
Dist. en Z del cdg de la secc eff resp la bruta.	e_z=	0	[m]	$\Delta M_{z,Ed}$=	0
Momento solicitante en Z, sección 1-1	$M_{z,Ed,1}$=	0	[kN/m]		
Momento solicitante en Z, sección 2-2	$M_{z,Ed,2}$=	5	[kN/m]		
Momento solicitante en Z, sección 3-3	$M_{z,Ed,3}$=	2	[kN/m]		
Momento solicitante en Y, sección 1-1	$M_{y,Ed,1}$=	0	[kN/m]		
Momento solicitante en Y, sección 2-2	$M_{y,Ed,2}$=	113	[kN/m]		
Momento solicitante en Y, sección 3-3	$M_{y,Ed,3}$=	57	[kN/m]		
Modo de pandeo		Intraslacional			
Cortante solicitante en Z	$V_{z,Ed}$=	0	[kN]		
Cortante solicitante en Y	$V_{y,Ed}$=	0	[kN]		
Torsor solicitante en X	$T_{x,Ed}$=	0	[kN]		

Resistencia de la sección

Axil último	N_{Rd} =	4476	[kN]	
Momento último de eje Z	$M_{z,Rd}$=	258	[kNm]	
Momento último de eje Y	$M_{y,Rd}$=	631	[kNm]	
Interacción de esfuerzos sin cortante (EAE Art.34.1.1 y 34.7.2.3):				
Sección 1 (N_{Ed}, $M_{z,Ed,1}$, $M_{y,Ed,1}$)	Fs =	0,59	< 1	VALE
Sección 2 (N_{Ed}, $M_{z,Ed,2}$, $M_{y,Ed,2}$)	Fs =	0,78	< 1	VALE
Sección 3 (N_{Ed}, $M_{z,Ed,3}$, $M_{y,Ed,3}$)	Fs =	0,68	< 1	VALE

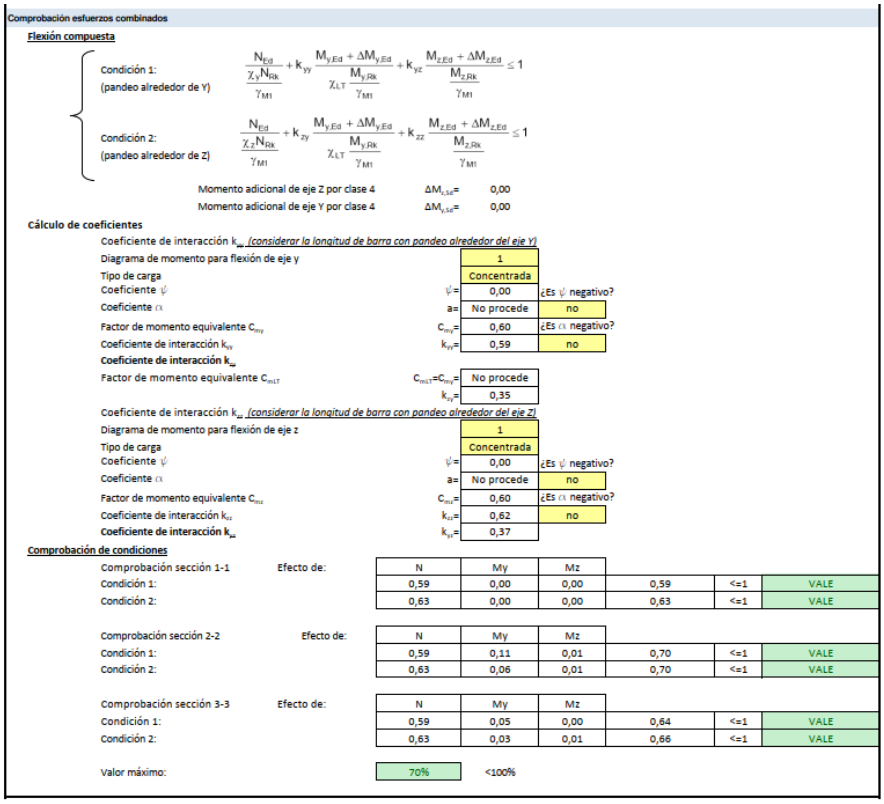
Comprobación esfuerzos simples

Compresión. Pandeo alrededor del eje Z

Axil crítico	$N_{cr,z}$=	43206	[kN]			
Esbeltez reducida	$\lambda_{red,z}$=	0,33				
Curva de pandeo		c				
Coeficiente de imperfección	α_z=	0,49				
	φ_z=	0,59				
Coeficiente de reducción por pandeo	χ_z=	0,93				
Axil último de pandeo	$N_{z,b,Rd}$=	4180,01	[kN]			
Axil último de compresión	$N_{z,c,Rd}$=	4180,01	kN > Nsd	2620	VALE	

Compresión. Pandeo alrededor del eje Y

Axil crítico	$N_{cr,y}$=	163443	[kN]			
Esbeltez reducida	$\lambda_{red,y}$=	0,17				
Curva de pandeo		b				
Coeficiente de imperfección	α_y=	0,34				
	φ_y=	0,51				
Coeficiente de reducción por pandeo	χ_y=	1,01				
Axil último de pandeo	$N_{y,b,Rd}$=	4524,16	kN			
Axil último de compresión	$N_{y,c,Rd}$=	4475,95	kN > Nsd =	2620	VALE	



Comprobación esfuerzos combinados

Flexión compuesta

Condición 1: (pandeo alrededor de Y)

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M1}} + k_{yy}\frac{M_{y,Ed}+\Delta M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} + k_{yz}\frac{M_{z,Ed}+\Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}/\gamma_{M1}} \le 1$$

Condición 2: (pandeo alrededor de Z)

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}} + k_{zy}\frac{M_{y,Ed}+\Delta M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} + k_{zz}\frac{M_{z,Ed}+\Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}/\gamma_{M1}} \le 1$$

Momento adicional de eje Z por clase 4 $\Delta M_{z,Ed}$= 0,00

Momento adicional de eje Y por clase 4 $\Delta M_{y,Ed}$= 0,00

Cálculo de coeficientes

Coeficiente de interacción k_{yy} *(considerar la longitud de barra con pandeo alrededor del eje Y)*

Diagrama de momento para flexión de eje y		1	
Tipo de carga		Concentrada	
Coeficiente ψ	ψ=	0,00	¿Es ψ negativo?
Coeficiente α	a=	No procede	no
Factor de momento equivalente C_{my}	C_{my}=	0,60	¿Es α negativo?
Coeficiente de interacción k_{yy}	k_{yy}=	0,59	no
Coeficiente de interacción k_{yz}			
Factor de momento equivalente C_{mLT}	C_{mLT}=C_{my}=	No procede	
	k_{yz}=	0,35	

Coeficiente de interacción k_{zz} *(considerar la longitud de barra con pandeo alrededor del eje Z)*

Diagrama de momento para flexión de eje z		1	
Tipo de carga		Concentrada	
Coeficiente ψ	ψ=	0,00	¿Es ψ negativo?
Coeficiente α	a=	No procede	no
Factor de momento equivalente C_{mz}	C_{mz}=	0,60	¿Es α negativo?
Coeficiente de interacción k_{zz}	k_{zz}=	0,62	no
Coeficiente de interacción k_{zy}	k_{zy}=	0,37	

Comprobación de condiciones

Comprobación sección 1-1	Efecto de:	N	My	Mz			
Condición 1:		0,59	0,00	0,00	0,59	<=1	VALE
Condición 2:		0,63	0,00	0,00	0,63	<=1	VALE

Comprobación sección 2-2	Efecto de:	N	My	Mz			
Condición 1:		0,59	0,11	0,01	0,70	<=1	VALE
Condición 2:		0,63	0,06	0,01	0,70	<=1	VALE

Comprobación sección 3-3	Efecto de:	N	My	Mz			
Condición 1:		0,59	0,05	0,00	0,64	<=1	VALE
Condición 2:		0,63	0,03	0,01	0,66	<=1	VALE

Valor máximo: 70% <100%

Figura 129:Excel de elaboración propia verificación de pilar metálico

Pilares de hormigón:

Para el predimensionado de los soportes de hormigón se realiza una bajada de cargas del edificio. Y se obtiene la dimensión del pilar posteriormente con el Axil máximo obtenido en ELU, se cálcula la armadura mínima del pilar:

$$A_{s,min.} = \frac{0{,}10\, N_{Ed}}{f_{yd}}$$

De acuerdo con CE, con fuk= 400 N/mm2.

Se revisará que se cumpla con la separación de la armadura transversal a lo largo del pilar, la cual no debe de ser mayor que Scl, max

$$S_{cl,máx} \le [(15\phi_{min}; 300\ mm; min\ (b,h)]$$

donde ϕ_{min} es el diámetro mínimo de la armadura.

(6) Toda barra o grupos de barras longitudinales colocadas en una esquina deben estar sujetas mediante una armadura transversal. Ninguna barra de la zona de compresión debe estar a una distancia superior a **150 mm** de otra que se encuentre sujeta.

A continuación se marca el pilar seleccionado para realizar el predimensionado:

Figura 130.Imagen del modelo de cálculo.

Área tributaria de : ($\frac{9,7}{2}+\frac{1,69}{2}$)* ($\frac{6,12}{2}+\frac{5,8}{2}$)= 34 m2

	Área tributaria	33,9422 m2		HA-30		20	
PILAR							
	PP	CM	SCU	PP	CM	SCU	ELS PLANTA	ELU PLANTA
	kN/m2	kN/m2	kN/m2	KN	KN	KN	KN	KN
PLANTA CUARTA	3,0	3,8	1,0	101,8	129,0	33,9	264,7	362,5
PLANTA TERCERA	3,0	3,0	5,0	101,8	101,8	169,7	373,4	529,5
PLANTA SEGUNDA	3,0	3,0	5,0	101,8	101,8	169,7	373,4	529,5
PLANTA PRIMERA	3,0	3,0	5,0	101,8	101,8	169,7	373,4	529,5
PLANTA BAJA	5,0	3,0	5,0	169,7	101,8	169,7	441,2	621,1
PLANTA -1	5,0	3,0	3,0	169,7	101,8	101,8	373,4	519,3
PLANTA -2	6,3	3,0	5,0	212,1	101,8	169,7	483,7	678,4
						TOTAL	2683,1	3769,9

Tabla 50. Bajada de cargas del pilar seleccionado

Se obtienen unos pilares de dimension 40x40 cm y unas zapatas de 2,6 x 2,6 metros.

	T. ADMISIBLE	400 kN/m3		
DIMENSIONADO PILARES		DIMENSIONADO ZAPATAS	
DIMENSION MINIMA	DIMENSION ELEGIDA	DIMENSION MINIMA	DIMENSION ELEGIDA
39,72797881	40X40	2,58994735	´2,6x2,6
94,25	cm2 armadura		
16	barras		
5,890430154	cm2 por barra		
16 barras de diámetro 20			

Tabla 51. Predimensionado pilar de hormigón

12.3 ESTABILIDAD HORIZONTAL

Se comprueba la estabilidad horizontal del edificio:
Limites a establecer:
-Desplome total:
Para comprobar el desplome L/500= 18,25/500=límite de 36,5 milímetros.
-Desplome loca L/250: altura media entre plantas L/250=3,6/250=14,4 milimetros.
Inicialmente se comprueba el edificio sin ningún tipo de arriostramiento, únicamente pórticos rígidos del edificio:

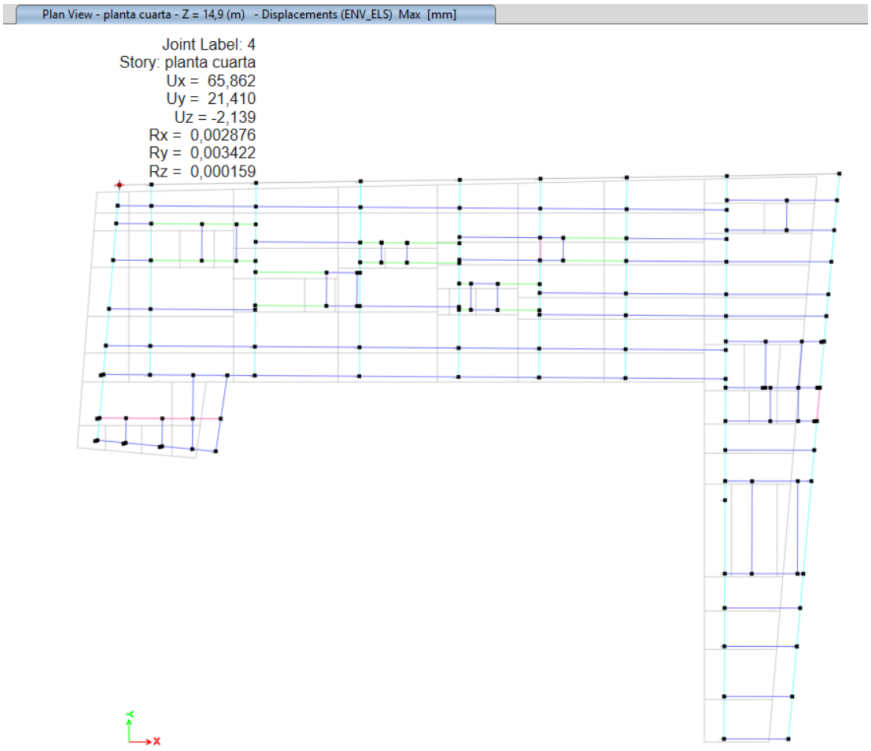


Figura 131:Planta cuarta del modelo de cálculo

Se observa que es necesario incluir arrostramientos, y se colocan los siguientes arriostramientos en el edificio:

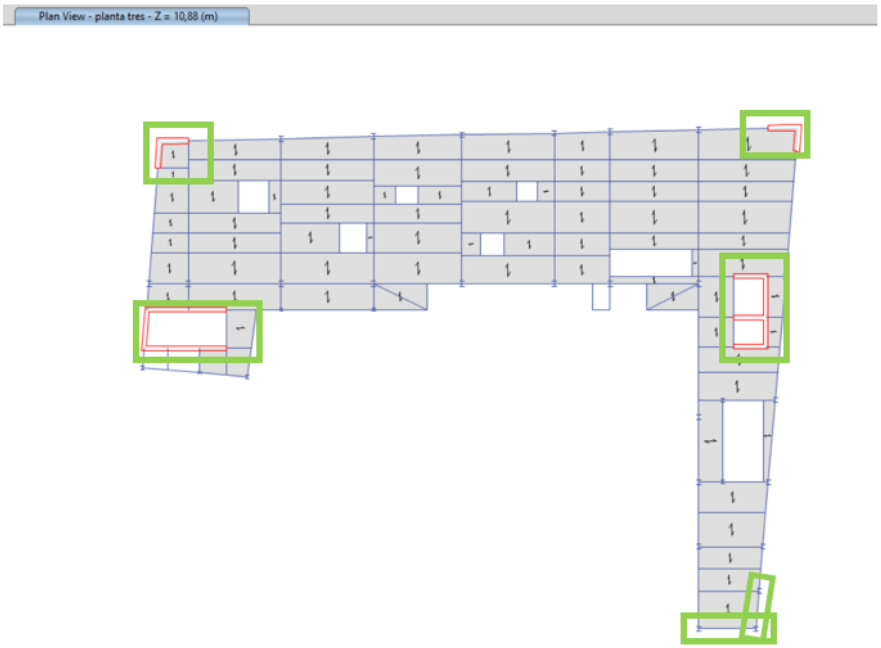


Figura 132: Imagen en planta del edificio.

Algunos de los arriostramientos se revolverán con muros de hormigón armado y otros con cruces de estructura metálica.

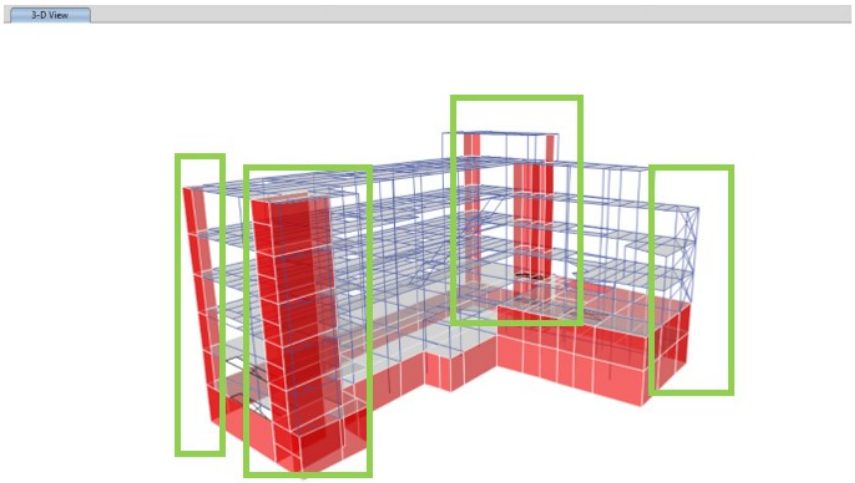


Figura 133: Imagen del modelo de cálculo en 3D

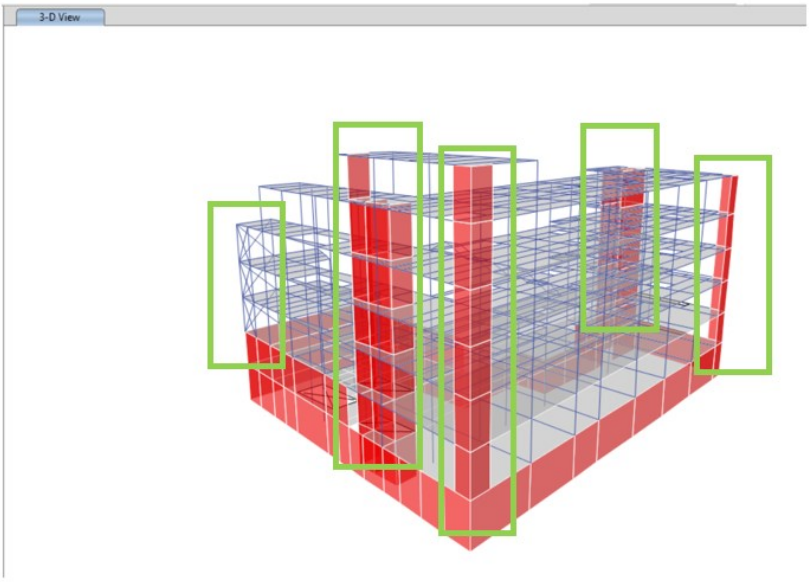


Figura 134: Imagen del modelo de cálculo en 3D

Comprobación del desplome:

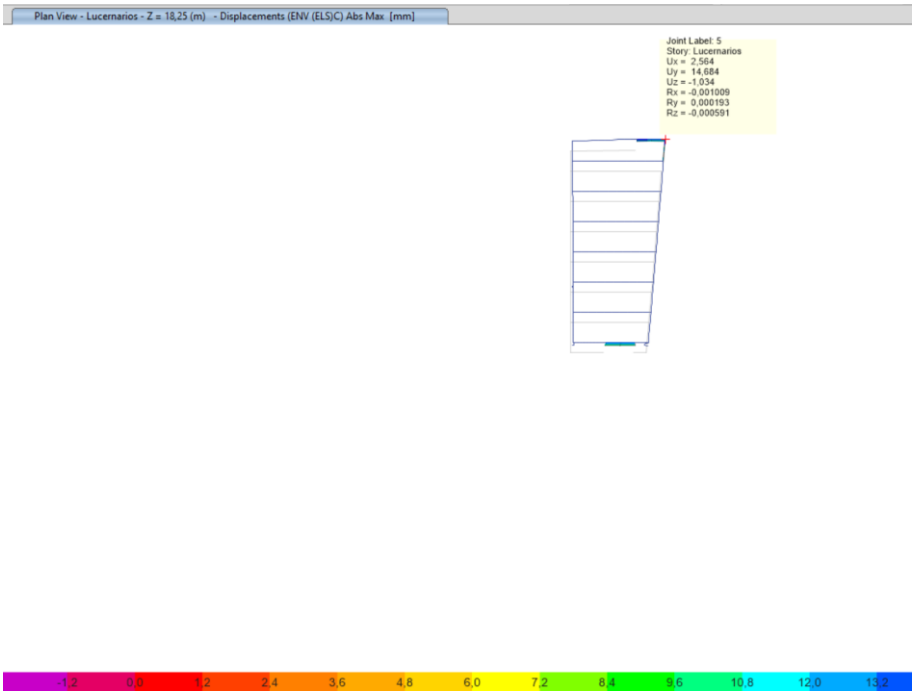


Figura 135: Desplome del edificio

Se obtiene un desplome total del edificio de 14,7 milímetros < 36,5 milimetros. OK

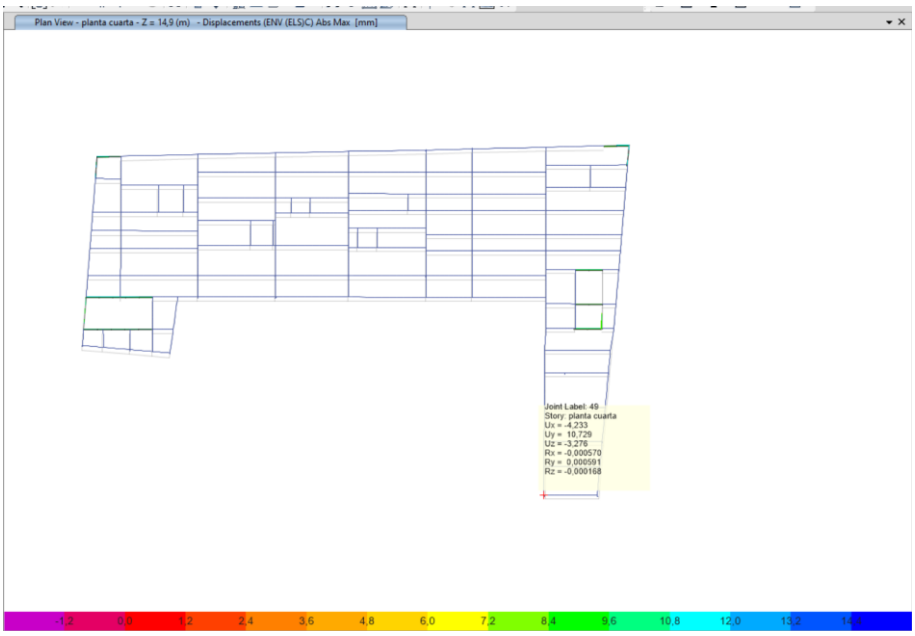


Figura 136: Desplome del edificio

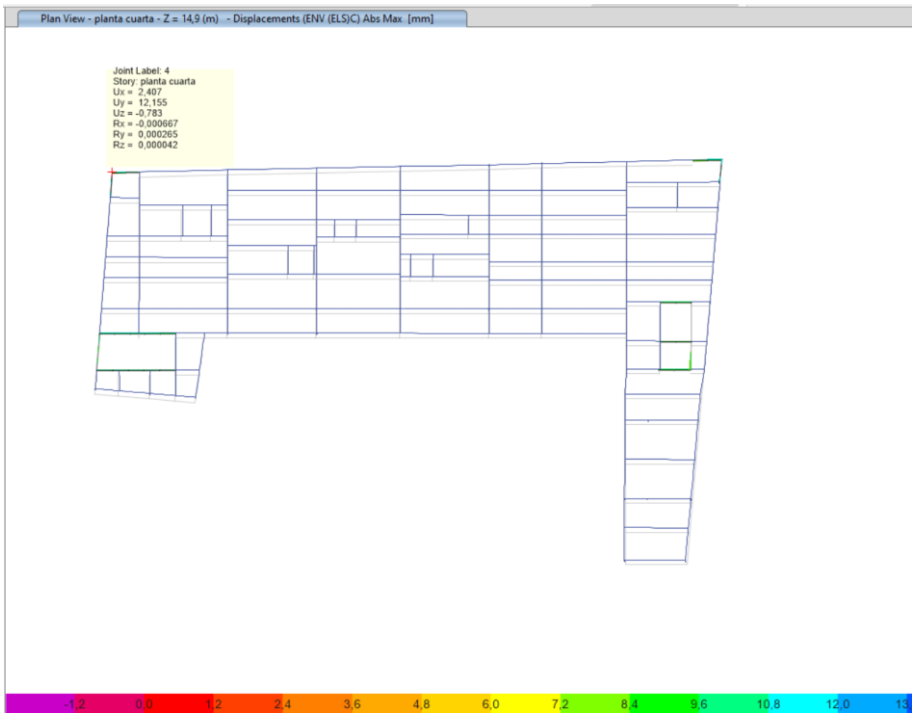


Figura 137: Desplome del edificio

Para verificar el limite entre plantas de L/250:

Se seleccionan dos puntos de la planta

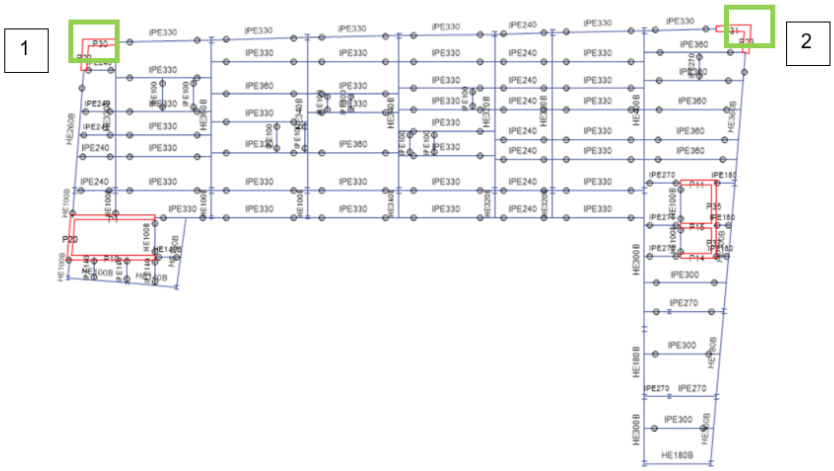


Figura 138: Imagen del modelo de cálculo.

El punto 1:

Story	Label	Unique Name	Output Case	Ux	Uy	Uz	Rx	Ry	Rz	Variacción en y	Altura por planta	Variaccion de altura de cada planta	LIMITE L/250	
planta cuarta	4	573	ENV (ELS)C	2,407	12,155	-0,523	0,000004	0,000265	0,000042	2,98	14,9	4,02	16,08	ok
planta tres	4	505	ENV (ELS)C	1,51	9,175	-0,513	-0,000019	0,000188	0,000072	3,023	10,88	3,68	14,72	ok
planta dos	4	430	ENV (ELS)C	0,937	6,152	-0,459	-0,000017	0,000126	0,000041	2,859	7,2	3,52	14,08	ok
planta uno	4	348	ENV (ELS)C	0,575	3,293	-0,37	0,000011	0,000077	0,000103	2,275	3,68	3,6	14,4	ok
planta cero	4	39	ENV (ELS)C	0,275	1,018	-0,23	0,000021	0,000087	0,000014	1,018	0,08			

Tabla 52.Comprobación desplome

En el punto 2 :

Story	Label	Unique Name	Output Case	Ux	Uy	Uz	Rx	Ry	Rz	Variacción en y	Altura por planta	Variaccion de altura de cada planta	LIMITE L/250	
Planta lucerna	5	702	ENV (ELS)C	2,564	14,684	-0,463	0,000173	0,000193	-0,000061	3,394	18,25	3,35	13,4	ok
planta cuarta	5	135	ENV (ELS)C	1,946	11,29	-0,475	0,000138	0,000166	-0,000036	3,597	14,9	4,02	16,08	ok
planta tres	5	508	ENV (ELS)C	1,4	7,693	-0,467	0,000094	0,000125	-0,000025	2,909	10,88	3,68	14,72	ok
planta dos	5	431	ENV (ELS)C	0,943	4,784	-0,406	0,000084	0,000128	-0,000023	2,412	7,2	3,52	14,08	ok
planta uno	5	349	ENV (ELS)C	0,49	2,372	-0,312	0,000077	0,000134	-0,000005	1,77	3,68	3,6	14,4	
planta cero	5	48	ENV (ELS)C	0,107	0,602	-0,182	0,000071	0,000086	0,000007	0,602	0,08			

Tabla 53.Comprobación desplome

13 DIMENSIONADO

13.1 ESTRUCTURA HORIZONTAL MIXTA:

A. Consideraciones en el modelado de la estructura.

Se realiza el análisis y cálculo de solicitaciones mediante el programa de cálculo de estructuras ETABS V.22.1, de esta forma se puede realizar un modelo tridimensional y completo del edificio para simular el comportamiento real del mismo.

Geometría general:

El modelo geométrico se realizará mediante elemento tipos barras (frame) para las vigas, correas y columnas y tipo área (shell-deck)para los forjados y los huecos en los mismos.

-Condiciones de contorno (cimentación). Los muros de sótano y las zapatas se modelarán como elementos rígidos y empotrados, con restricciones en la dirección 1, 2 y 3 tanto de traslación como de rotación., posteriormente se realizara un modelo donde se modelará la cimentación incluyendo el módulo de balasto del terreno (spring)

-Los soportes, vigas y diagonales, se introducen como elementos “frame”, asignando las relajaciones correspondientes a cada barra (releases), para simular el comportamiento empotrado o articulado del modelo en casa caso.

-Se crean áreas, tipo deck para introducir las cargas y distribuir las cargas, así como para producir el efecto diafragma de los forjados.

-Se introducen las cargas superficiales, lineales y puntuales, asimismo se crearán las combinaciones necesarias tanto para ELS como para ELU.

B. Modelos

Debido a que se trata de una estructura mixta, se trabajará con varios modelos de forma simultánea para el estudio de la flecha. (ELS)

1. Dimensionado y verificación de la flecha en la fase de montaje
2. Dimensionado y verificación de la flecha de la fase final

En el modelo 1, se emplea la rigidez propia de los perfiles metálicos en todo el modelo. No se tiene en cuenta que es un forjado mixto, y se introduce el peso propio de los perfiles, más el peso del forjado y la sobrecarga por montaje. Todo esto es necesario ya que se va a realizar una construcción no apeda y hay que tener en cuenta las deformaciones iniciales.

En el modelo 2, para el dimensionado en fase final del elemento mixto, hay tres formas de prodecir, las cuales se realizaran con tres modelos diferentes. para introducir la inercia conjunta del forjado de chapa colaborante más la viga .

-Modelo 2. A. Asignando a las vigas mixtas un factor modificador del Momento de Inercia en el eje 3 (I3), para reproducir la contribución del hormigón (rigidez de la pieza mixta a plazo infinito). Las vigas de borde del forjado, en la dirección de la chapa se considerarán como vigas mixtas y las paralelas a la chapa como vigas metálicas y modelando el forjado como tipo shell simulando el comportamiento unidireccional de la chapa para poder observar las deformaciones globales aboslutas de la planta.

Factor modificador correas mixtas				
Perfil	**Rigidez del perfil**	**Capa de compresión**		**Longitud viga**
-	Eia(kN/m2)	h1	h1	
IPE 240	3890	80	60	3,6
Tipo de vanc	**Ancho efectivo**	**Ancho equi ••**	**Rigidez pieza mixta**	**Factor (F)**
-	beff(m)	beqel,••(mm)	Eltot••(kN/m2)	-
Viga interior	0,9	45,00	13149,84	3,4

Factor modificador correas mixtas				
Perfil	**Rigidez del perfil**	**Capa de compresión**		**Longitud viga**
-	Eia(kN/m2)	h1	h1	
IPE 300	8360	80	60	6,1
Tipo de vanc	**Ancho efectivo**	**Ancho equi ••**	**Rigidez pieza mixta**	**Factor (F)**
-	beff(m)	beqel,••(mm)	Eltot••(kN/m2)	-
Viga interior	0,9	76,00	26574	3,2

Factor modificador correas mixtas				
Perfil	**Rigidez del perfil**	**Capa de compresión**		**Longitud viga**
-	Eia(kN/m2)	h1	h1	
IPE 330	11770	80	60	6,1
Tipo de vanc	**Ancho efectivo**	**Ancho equi ••**	**Rigidez pieza mixta**	**Factor (F)**
-	beff(m)	beqel,••(mm)	Eltot••(kN/m2)	-
Viga interior	0,9	76,00	33819,5641	2,9

Factor modificador correas mixtas				
Perfil	**Rigidez del perfil**	**Capa de compresión**		**Longitud viga**
-	Eia(kN/m2)	h1	h1	
IPE 360	16270	80	60	6,1
Tipo de vanc	**Ancho efectivo**	**Ancho equi ••**	**Rigidez pieza mixta**	**Factor (F)**
-	beff(m)	beqel,••(mm)	Eltot••(kN/m2)	-
Viga interior	0,9	76	42636,0973	2,6

Figura 139: Cálculo del factor de incremento de inercia en la correa.

-Modelo 2.B. Para obtener las deformaciones y vibraciones del forjado a través de los resultados de análisis (estáticos y time-history),hay que modelizar el deck a través de una "Slab Section" con comportamiento de "Shell" (editando los modifiers para que obtengamos características equivalentes a la losa nervada) y asignar a las barras metálicas un insertion point = Top Center, con Offsests en el eje 2 local = -1/2 x espesor de la losa y con la opción "Transform Frame Stiffness" = YES, de esta forma se obtenienen al igual que en el modelo 2.A las deformaciones globales de las plantas.

-Modelo 2.C Definiendo en Etabs, las características del forjado de chapa colaborante, y aplicando los realesas a las correas biapoyadas, para dimensionarlo con el composite beam desing.(Módulo para el dimensionado de perfiles mixtos).Con este módulo de diseño el programa de cálculo, te proporciona directamente la flecha en fase de montaje a la cual se suman las posteriores, asi como el numero de conectores por correa según el porcentaje de conexión que se requiera, las vibraciones ..Pero todo esto como elementos independientes. Al modelar el forjado como un elemento tipo deck, sirve para transmtiir las cargas en una dirección, como si fuera una membrana , teniendo grados de libertad unicamente en su plano, por lo que no se puede visualizar la deformada global de la planta.

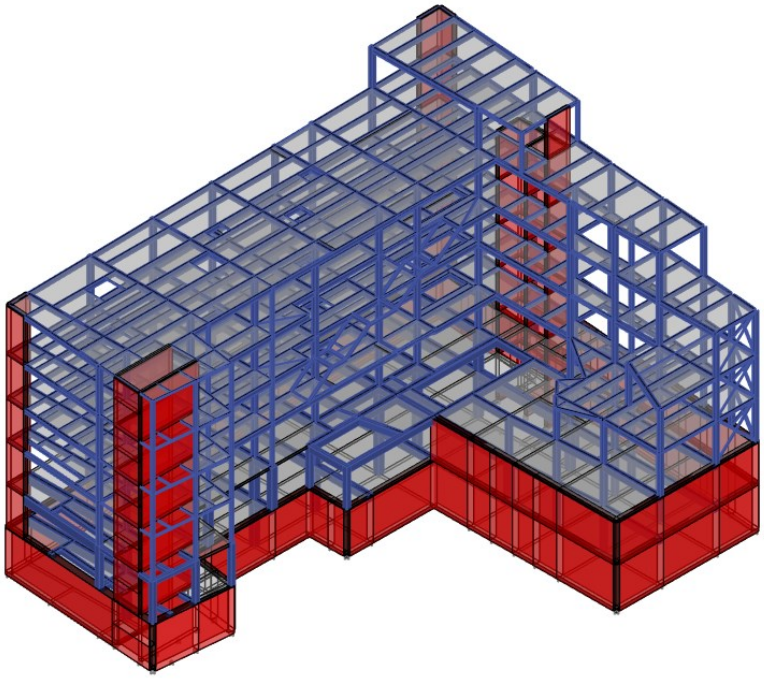
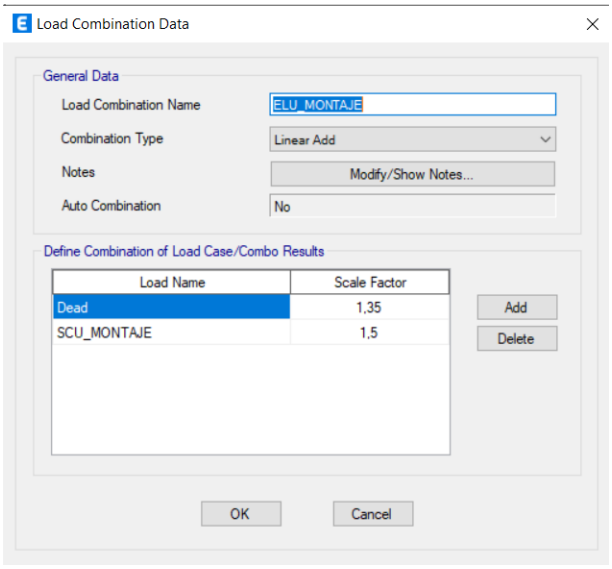


Figura 140:Imagen 3d del modelo de cálculo

C. DIMENSIONADO

Modelo 1: Comprobación en la fase de montaje:



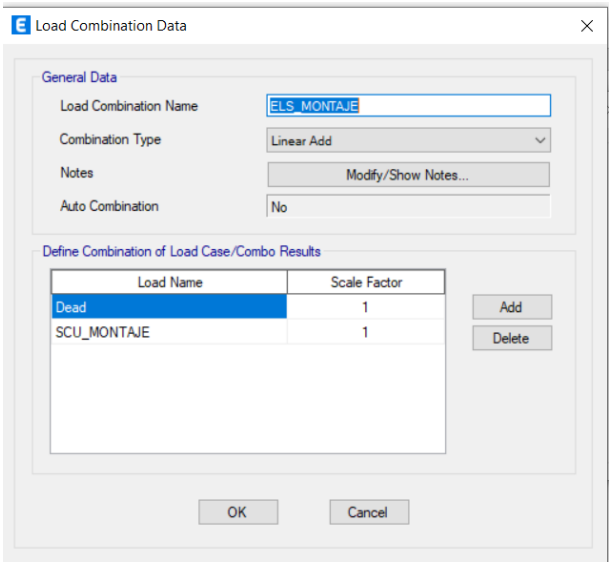
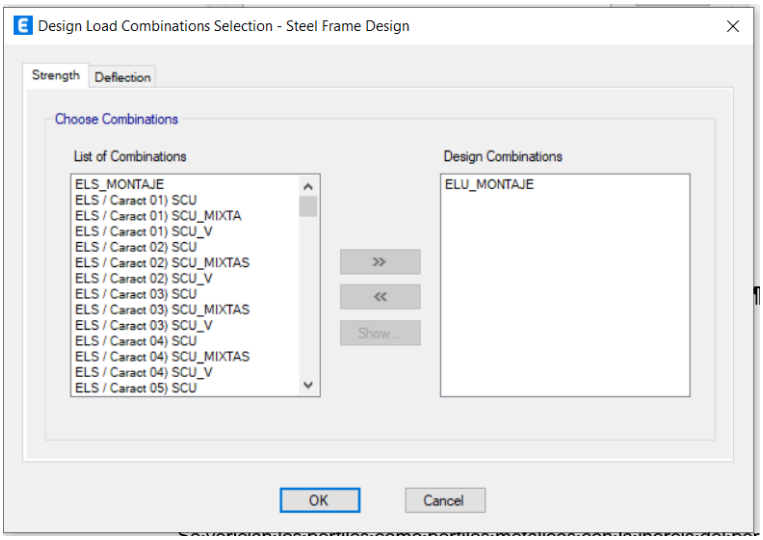


Tabla 54. combinaciones fase de montaje.



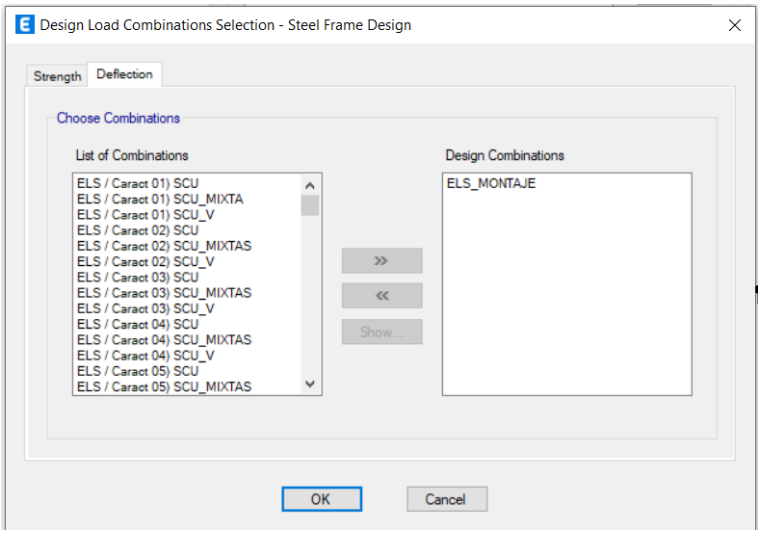


Tabla 55. combinaciones verificación fase de montaje

Se verician los perfiles como perfiles metálicos con la inercia del perfil:

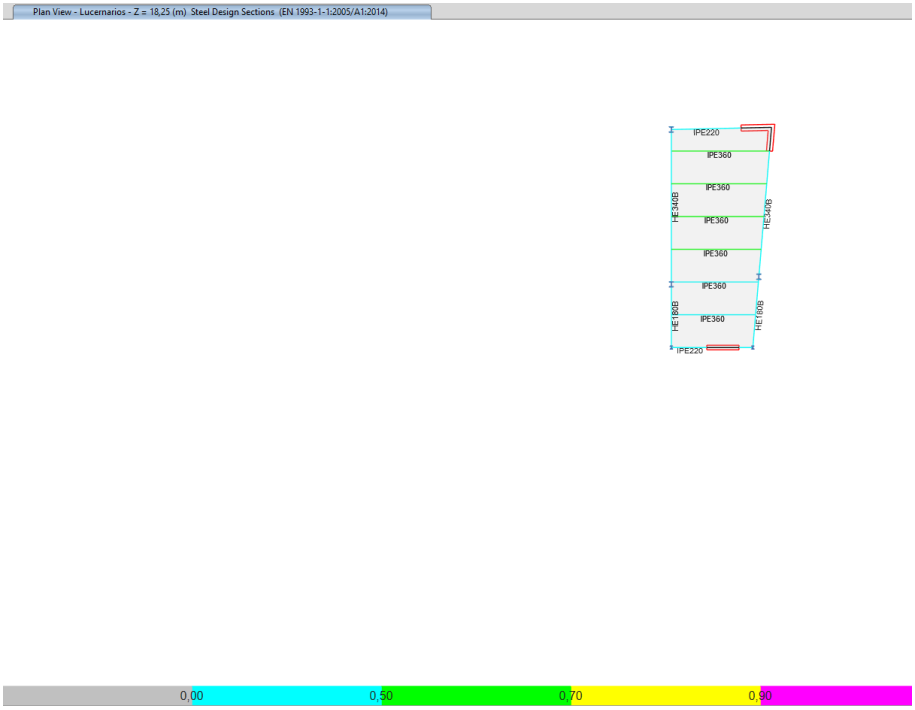


Figura 141.Factor de utilización planta casetón.

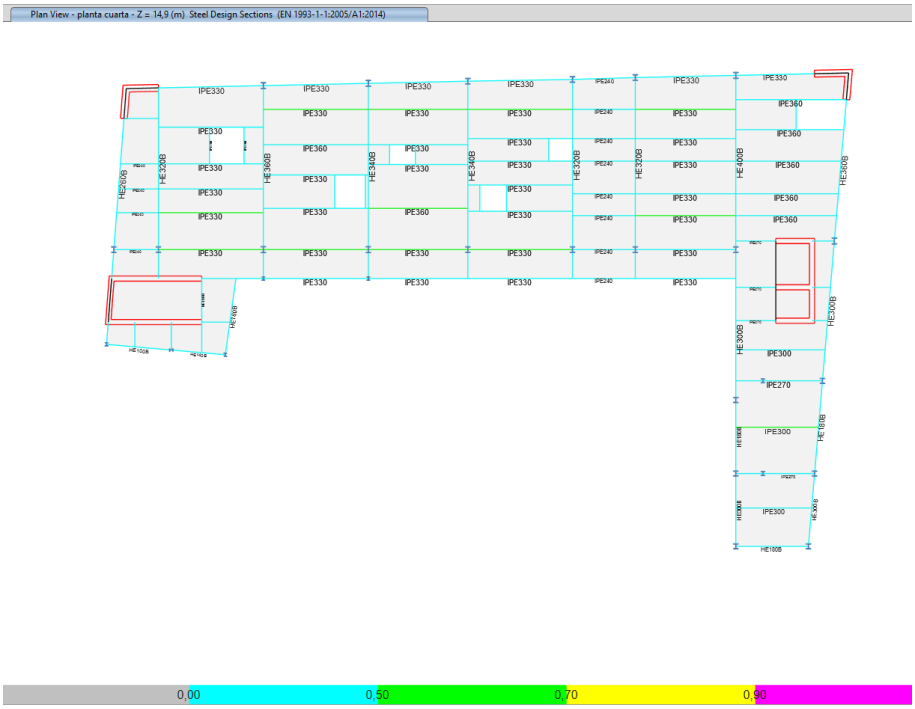


Figura 142.Factor de utilización planta cuarta.

Figura 143.Factor de utilización planta tercera

Figura 144.Factor de utilización planta segunda

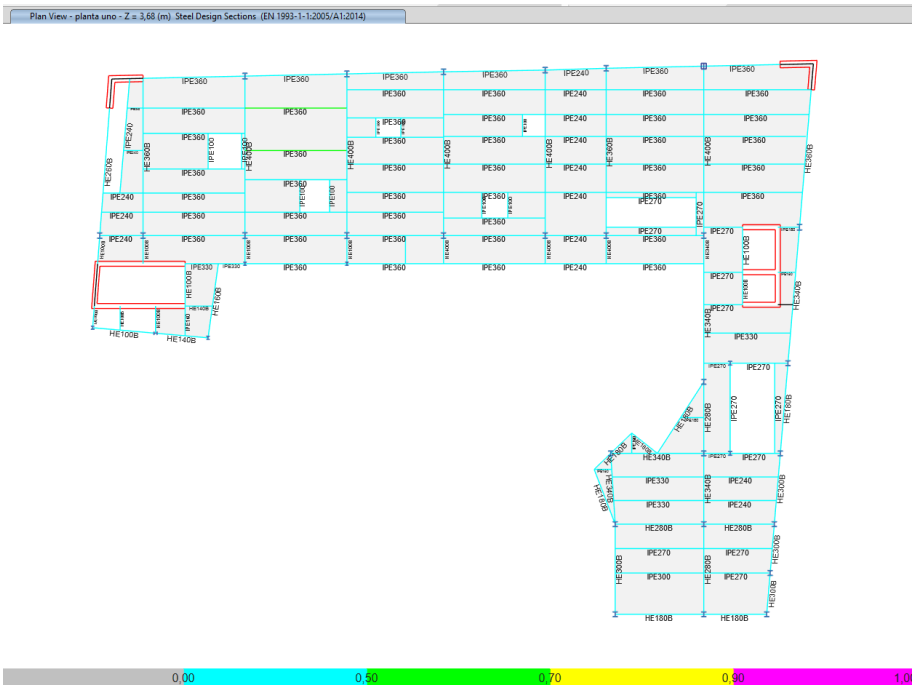


Figura 145.Factor de utilización planta primera

Modelo 2.A: Se comprueba la flecha con la inercia conjunta .

La verificación de la deformación se ha realizado con las flechas relativas a la viga o a la correa.

En este apartado, se comprobará la flecha global de forjado .

Combinación cuasipermanete L/300=

Planta lucernario:

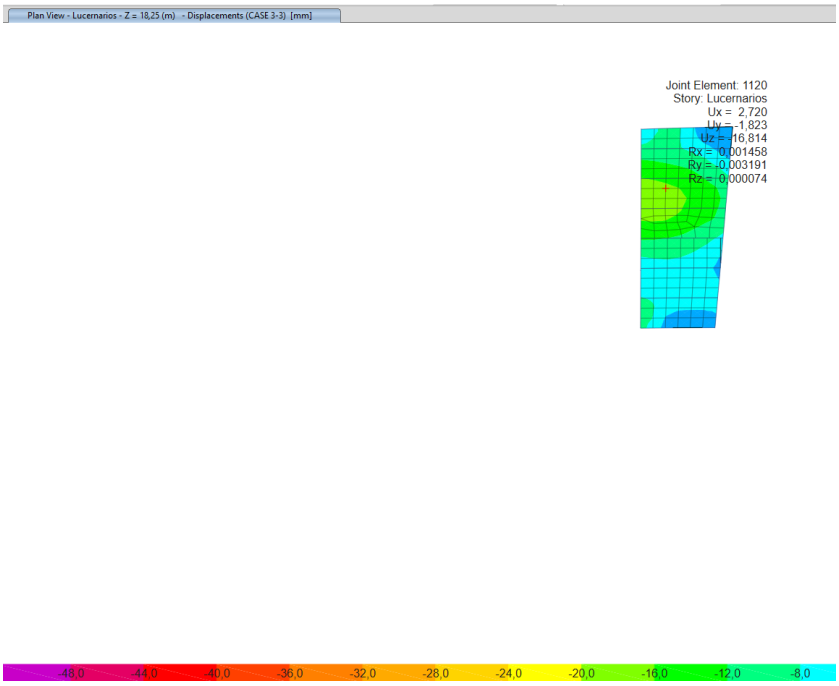


Figura 146.Deformada absoluta planta casetón

Luz larga: 10,16/300=33,6 milimetros OK

Luz corta: 6,1/300=20,3 milimetros .OK

Planta cuarta:

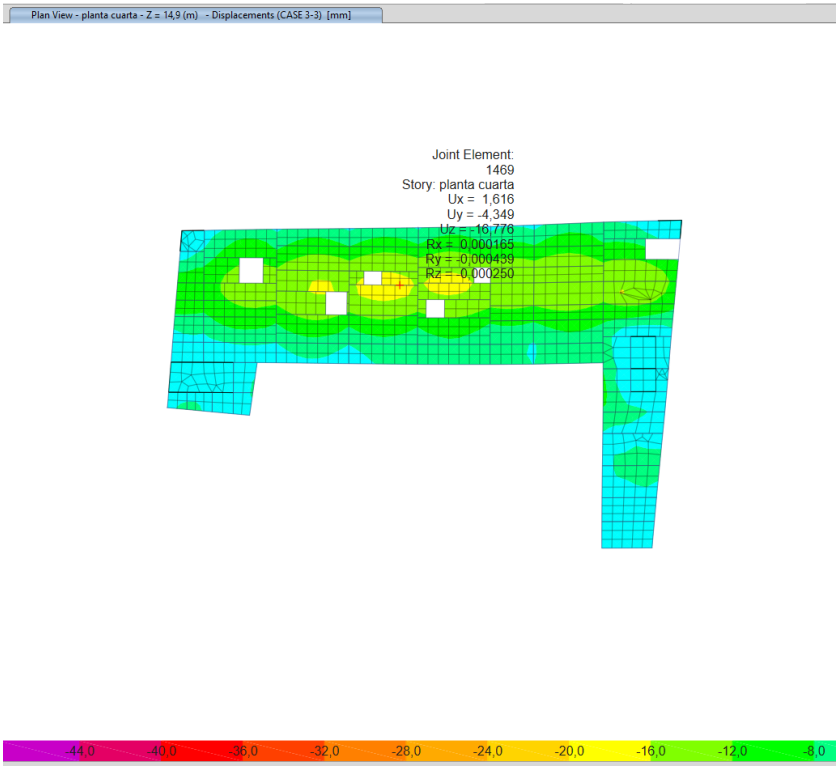


Figura 147.Deformada absoluta planta cuarta

Luz larga (viga):9,8 /300=32,6 metros.OK

Luz corta (correa): 5,8/300=19,3.OK

Planta tercera

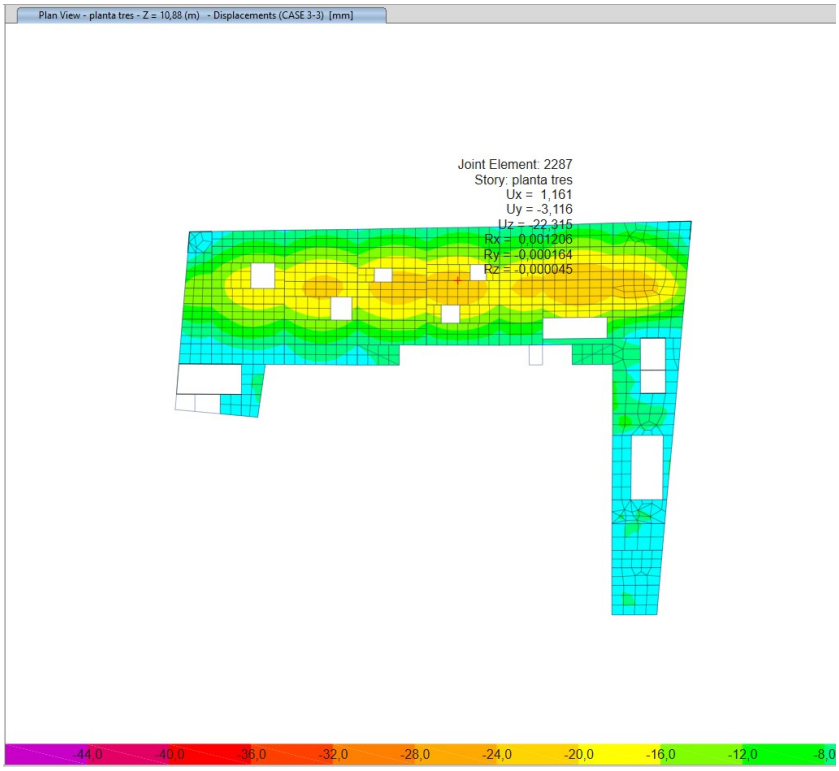


Figura 148.Deformada absoluta planta tercera

Luz larga: 9,9 metros,L/300= 33 milimetros. OK

Luz corta: 6,1 metros. L/300)= 20,3 milimetros OK

Planta segunda

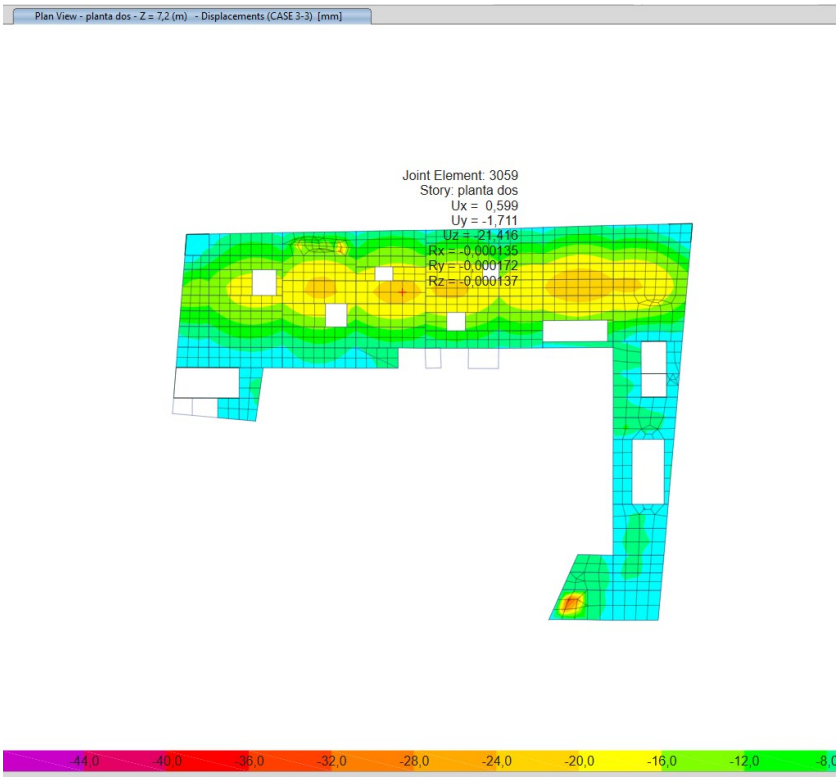


Figura 149.Deformada absoluta planta segunda

Luz larga (viga):9,8 /300=32,6 metros. OK

Luz corta (correa): 5,8/300=19,3..OK

Planta primera

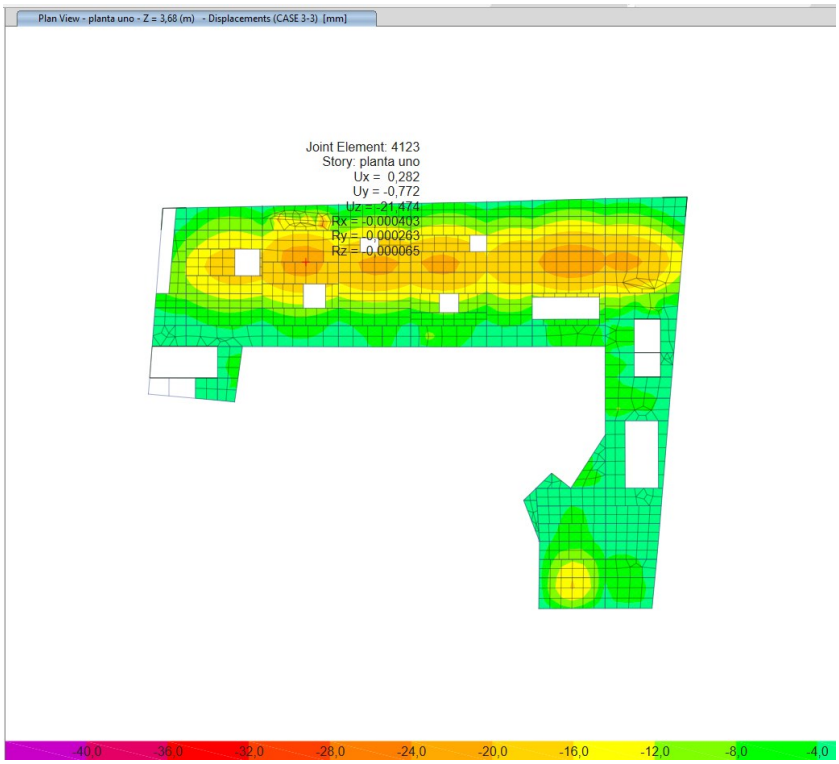


Figura 150.Deformada absoluta planta primera

Luz larga (viga):9,8 /300=32,6 metros. OK

Luz corta (correa): 6,2/300=20,7. OK

Combinación caracterísitca:

Planta lucernario:

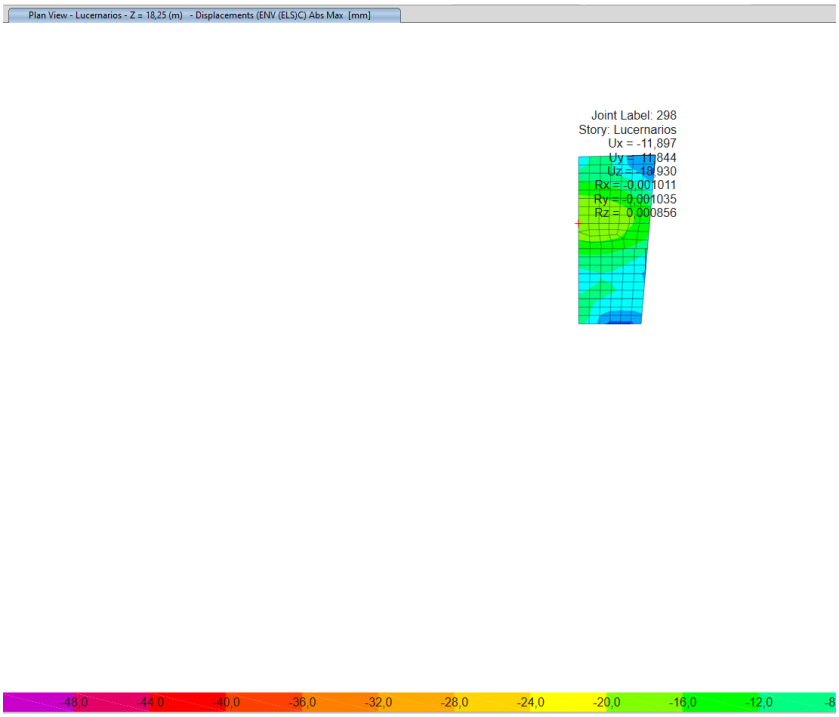


Figura 151.Deformada absoluta planta casetón

Luz larga: 10,16/400=25,4milimetros OK

Luz corta: 6,1/400=15,21 milimetros .OK

Planta cuarta:

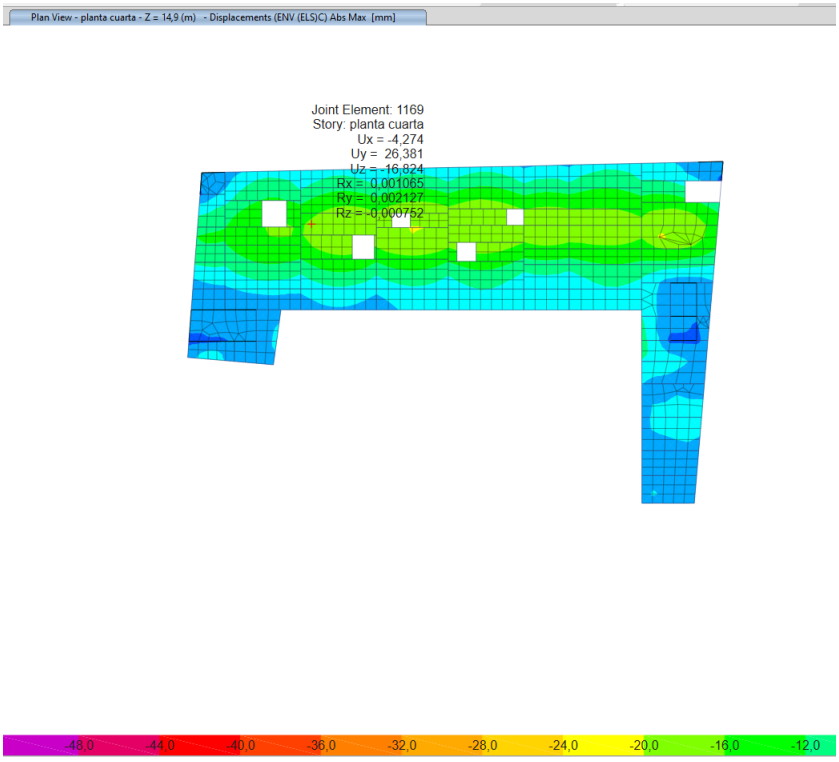


Figura 152.Deformada absoluta planta cuarta

Luz larga:9,6/400=24 mm.OK

Luz corta: 6,12/400=15,3mm. OK

Planta tercera:

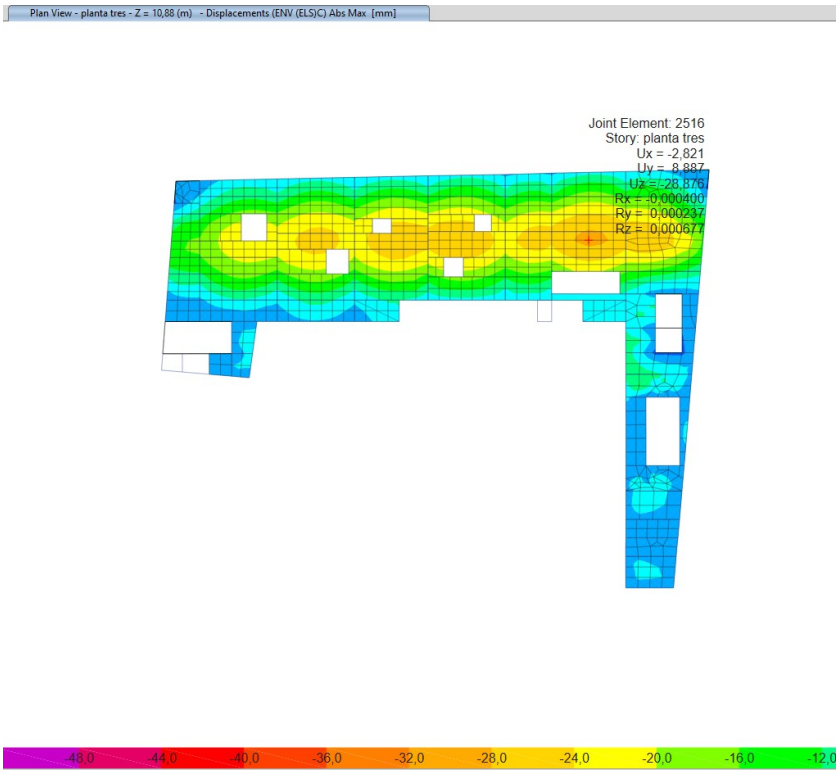


Figura 153.Deformada absoluta planta tercera

Luz larga: 10,16 /400=25,4mm. OK

Luz corta: 5,9 /400=15mm. OK

Planta segunda:

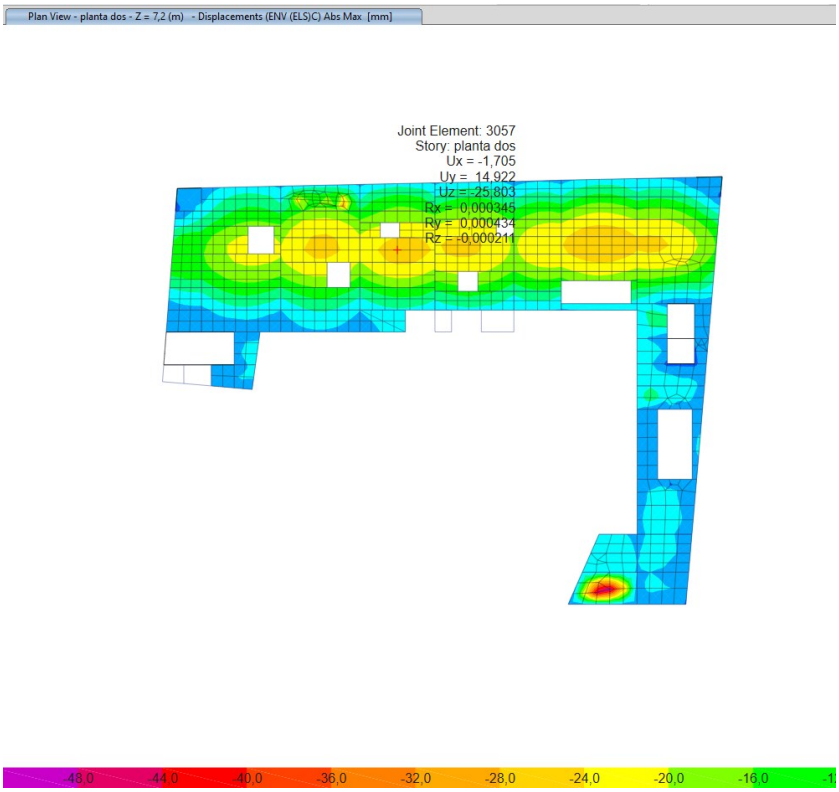


Figura 154.Deformada absoluta planta segunda

Luz larga: 9,7 metros/400=24,2 milimetros. OK

Luz corta: 5,8 metros/400=14,5 milimetros. OK

Planta primera:

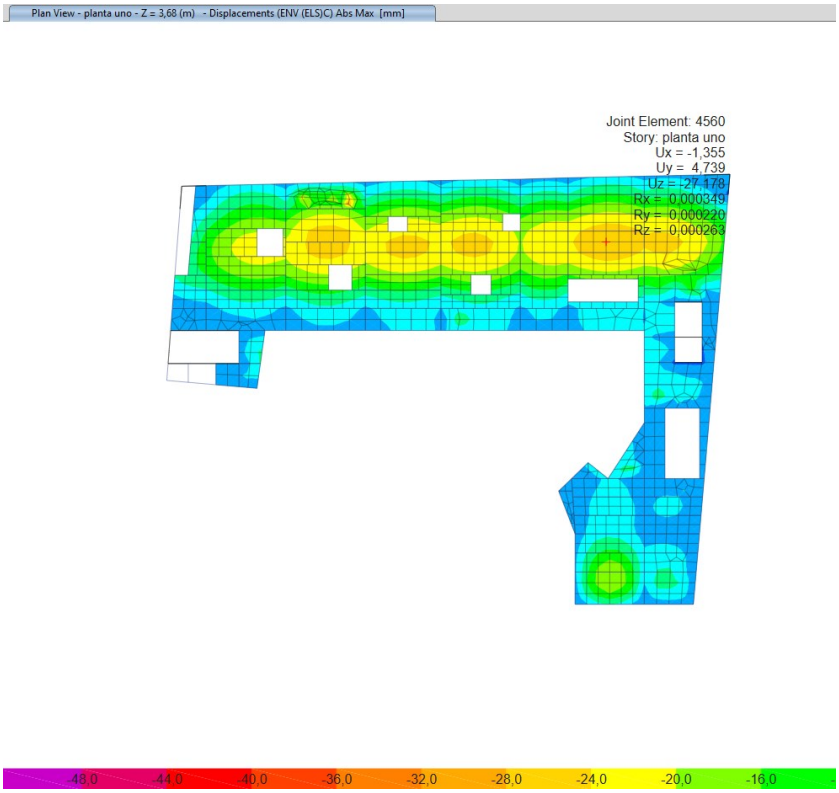


Figura 155.Deformada absoluta planta primera

Luz larga:10,1/400=26 m. OK

Luz corta: 5,86/400=14,65 mm.OK

Modelo tipo 2.B:

Combinación cuasipermanente:

Planta casetón:

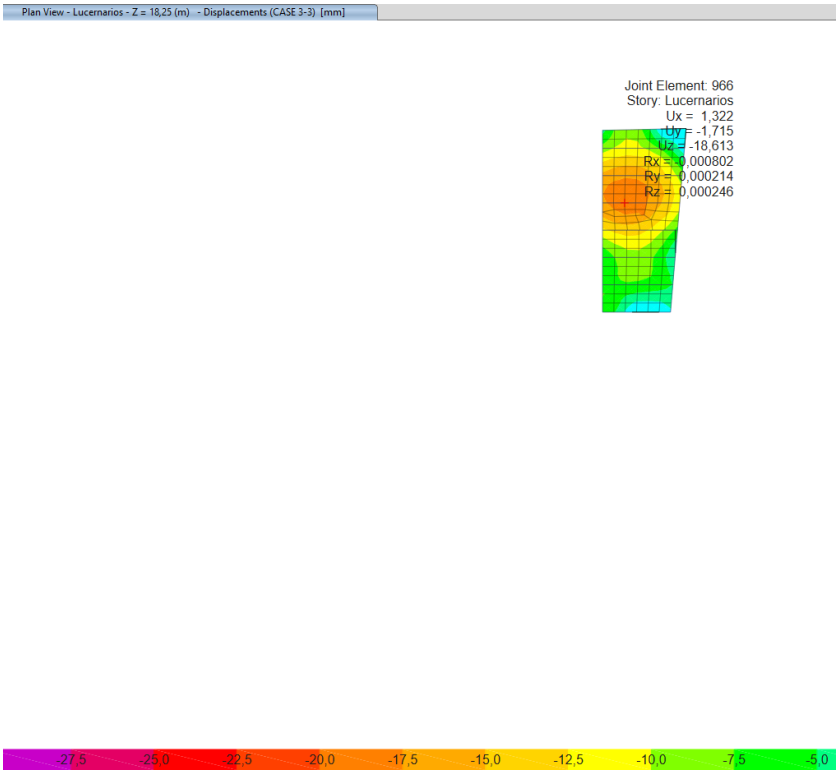


Figura 156.Deformada absoluta planta casetón

Planta cuarta:

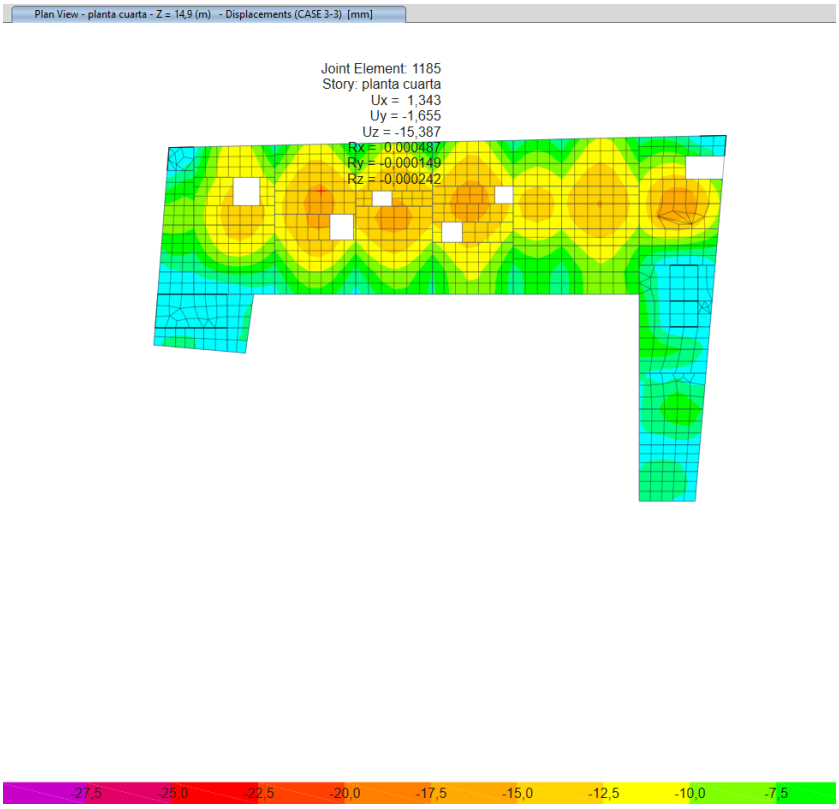


Figura 157.Deformada absoluta planta cuarta

Planta tercera:

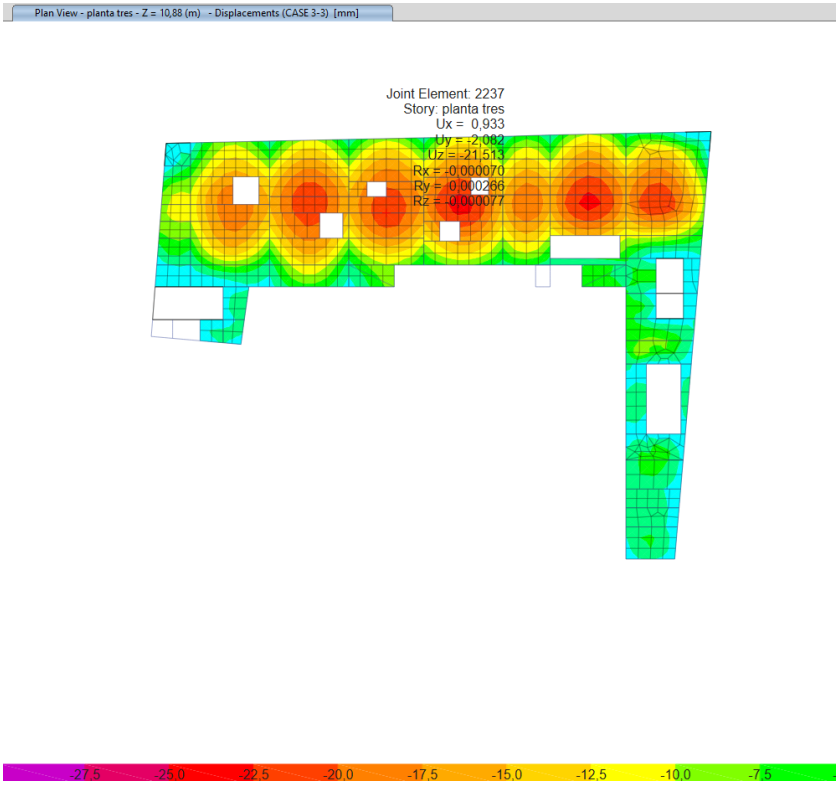


Figura 158.Deformada absoluta planta tercera

Planta segunda:

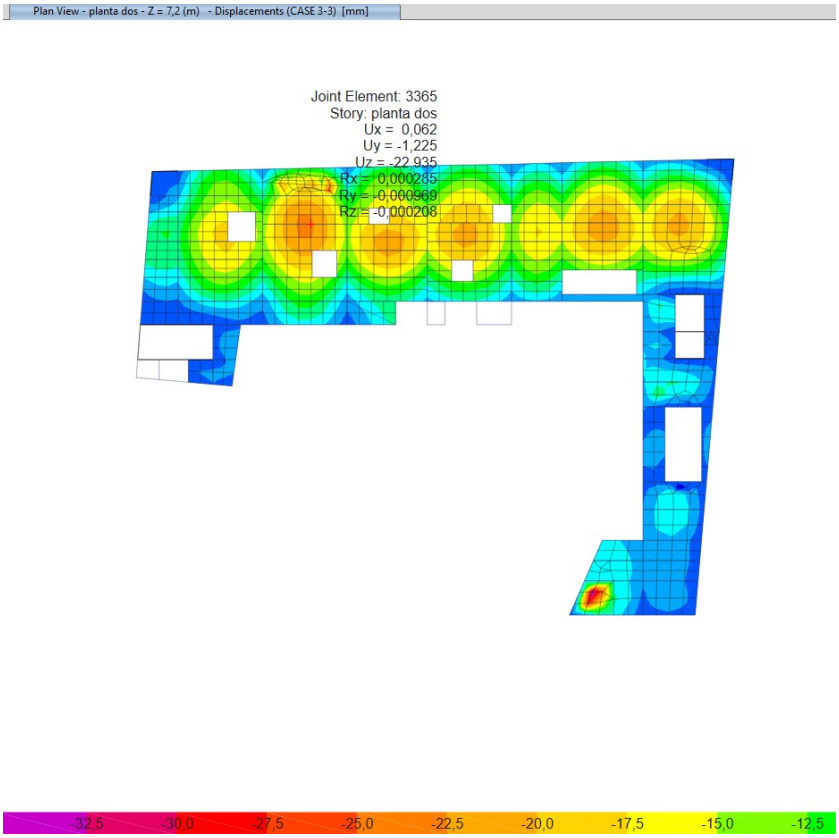


Figura 159.Deformada absoluta planta segunda

Planta primera:

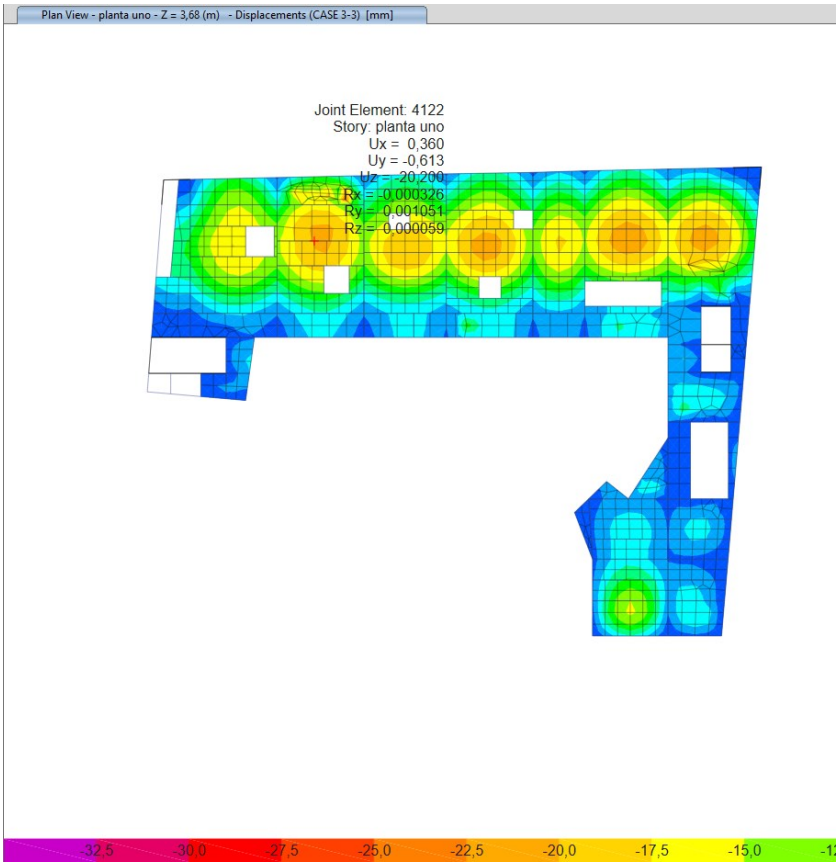


Figura 160.Deformada absoluta planta primera

Comprobación vibraciones:

El modo de vibración de la estructura:

Case	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
	sec	cyc/sec	rad/sec	rad²/sec²
Modal	0,131	7,621	47,8849	2292,9669

Mayor de 7 hz, OK

Modelo tipo 2.C: empleado para el dimensionado del forjado mixto.

Se define las características del forjado de chapa colbaorante como elemento tipo Deck:

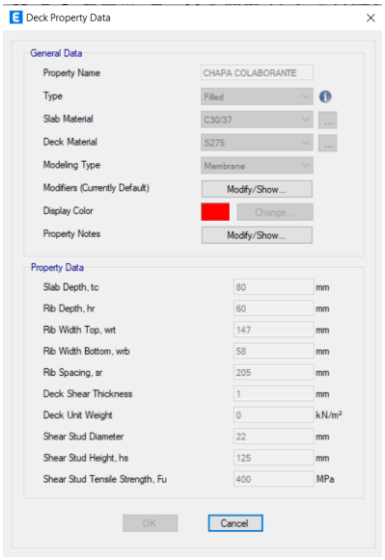


Figura 161.Definición del forjado de chapa colaborante.

Dimensionado con el modelo de cálculo de ETABS:

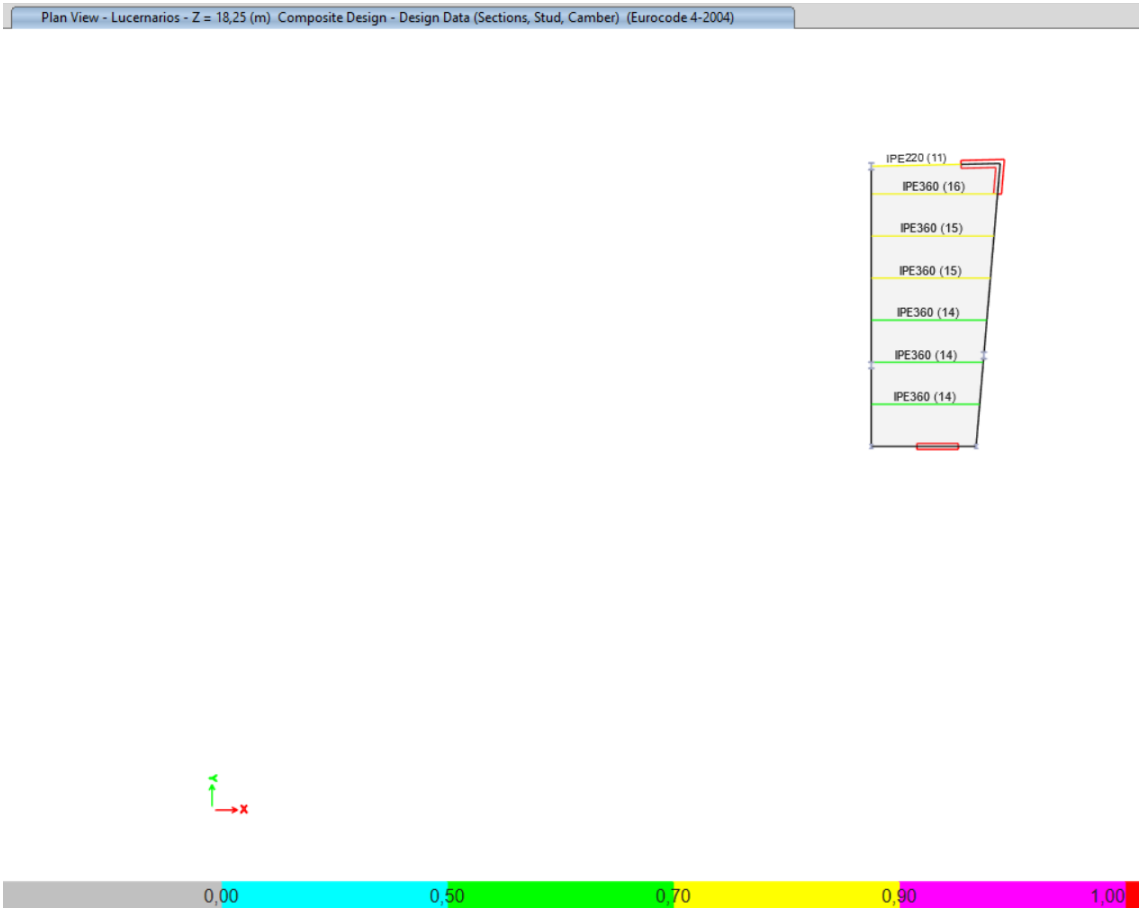


Figura 162:Planta Lucernarios

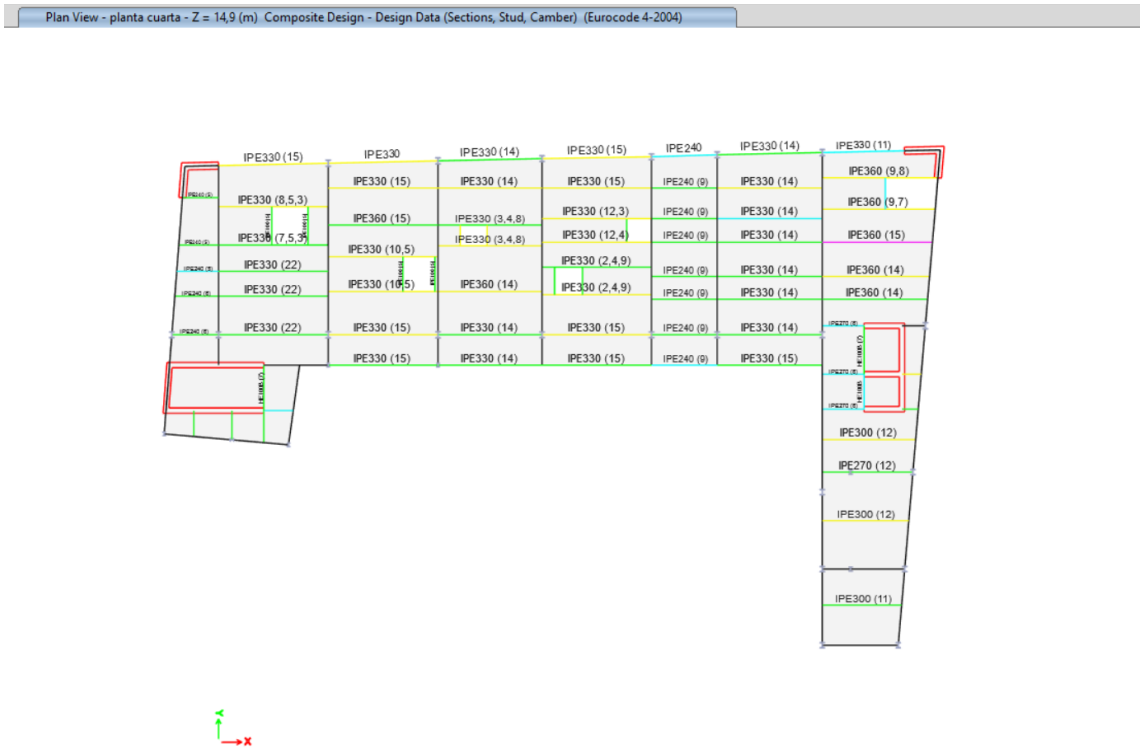


Figura 163:Planta cuarta

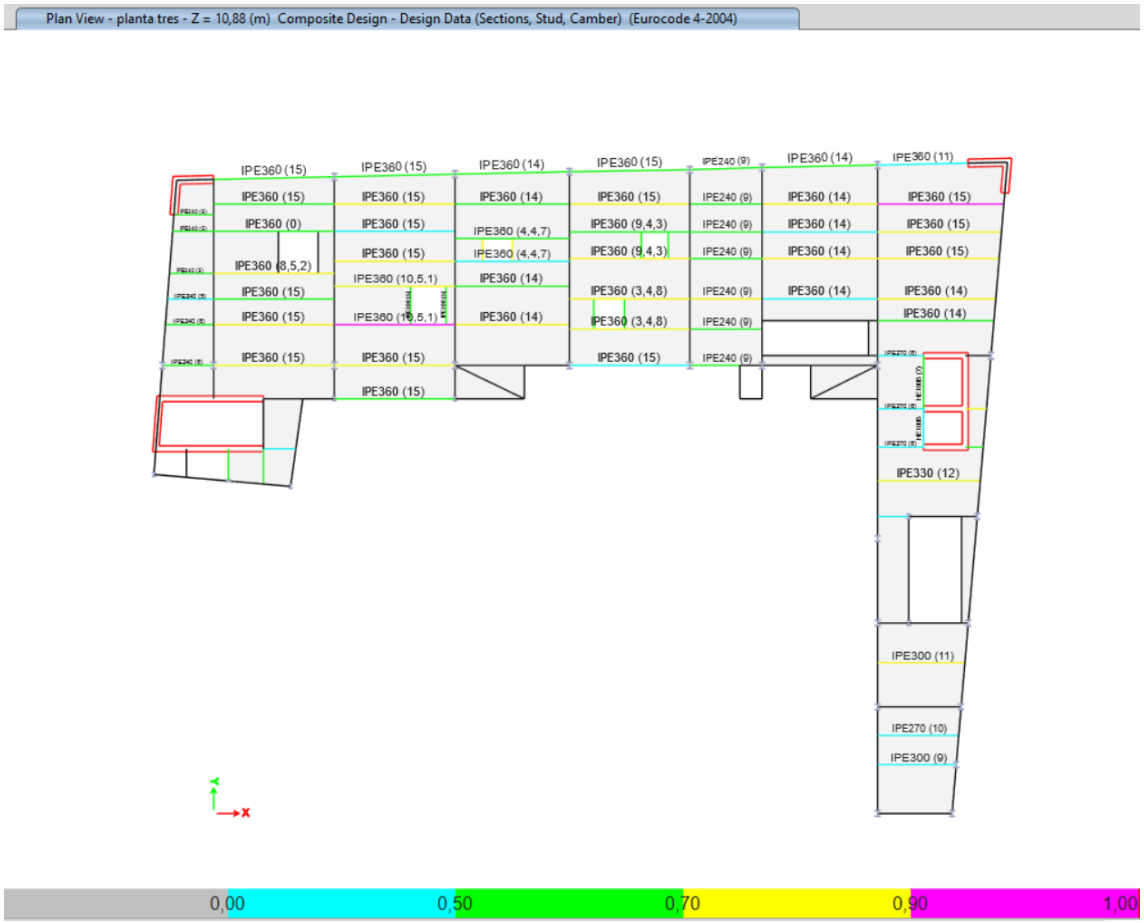


Figura 164:Planta tercera

Figura 165:Planta segunda

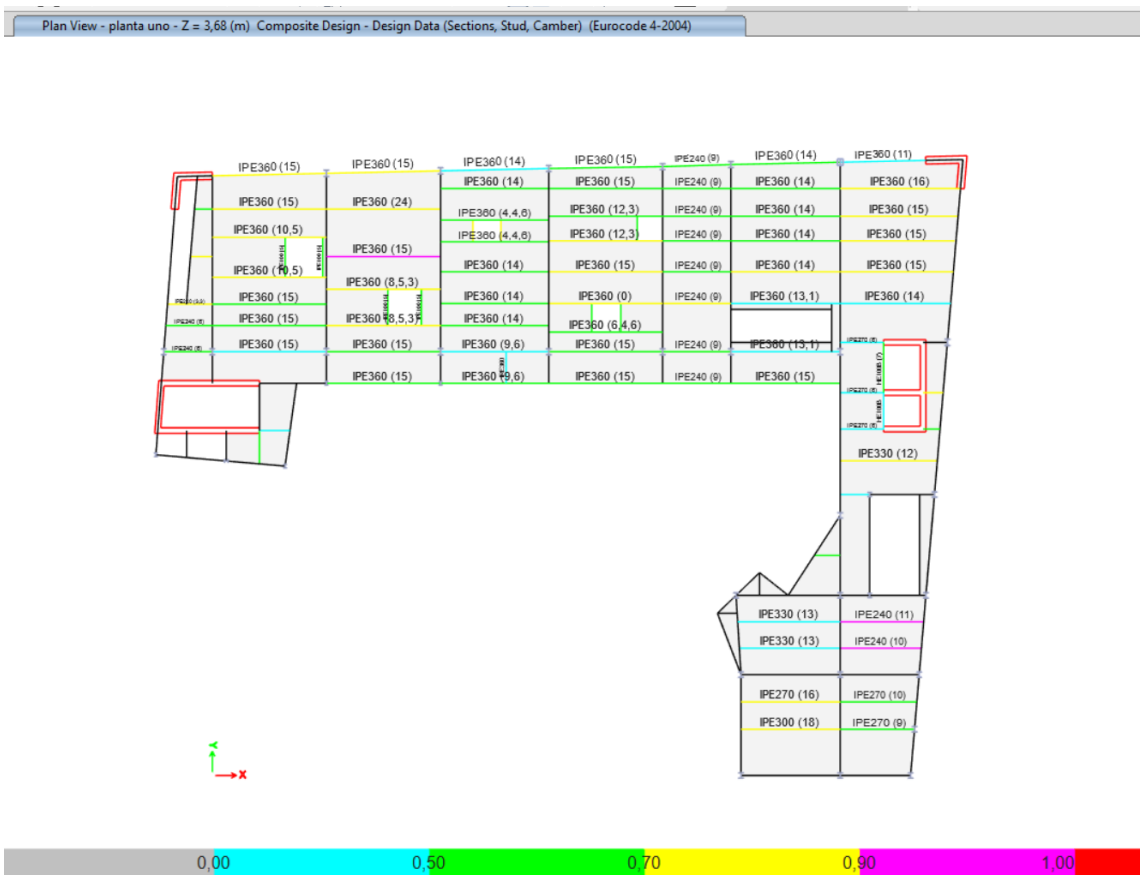
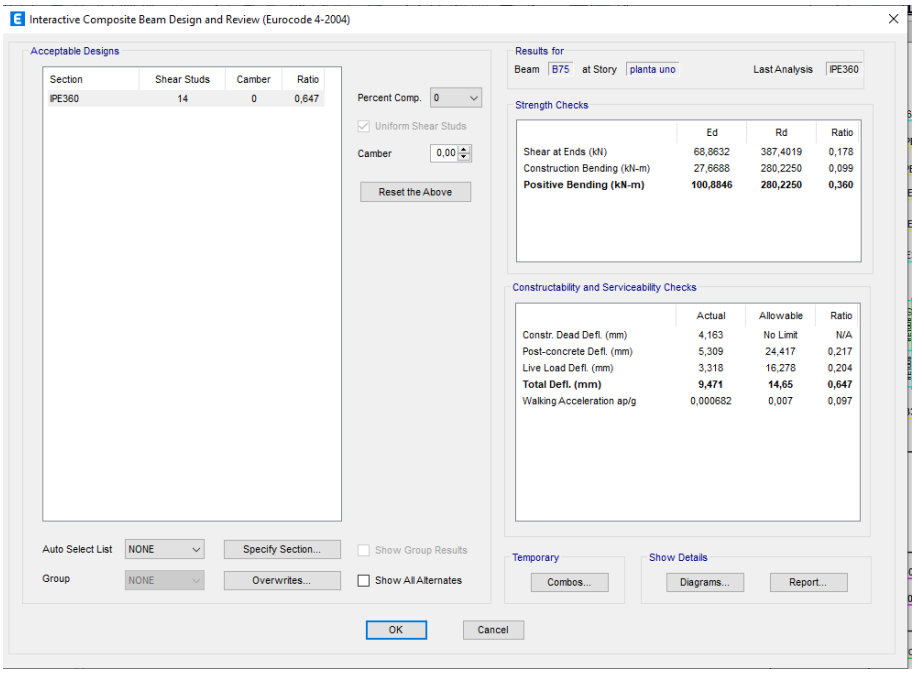


Figura 166:Planta primera

Ejemplo de reporte de ETABS:



ETABS 22.1.0 | Eurocode 4-2004 Composite Beam Details | License #

Story planta uno | **Beam B75** | Length: 5,86 m Trib. Area: 8,73 m²
Location: X= 30,74 m Y= 28,6779 m | 14 22 mm Ø studs

S275 rolled section, 275 MPa Cover PL | **IPE360 w. 0 mmx0 mm Cover PL** | No camber

Composite Deck Properties

	Deck	Cover (mm)	w_c (kN/m³)	f_{ck} (MPa)	Ribs	b_{eff} (mm)	E_{cm} (S) (MPa)	E_{cm} (D) (MPa)	E_{cm} (V) (MPa)
At Left	CHAPA COLABORANTE	80	24,9926	30	⊥	661,5	33000	33000	44550
At Right	CHAPA COLABORANTE	80	24,9926	30	⊥	732,5	33000	33000	44550

Loading (ELU / R003) SCU combo)

	Constr.	Dead	SDL	Live NR	Factored
Line Load (kN/m) 0 m→5,86 m	0,000	4,657	4,472	7,453	23,503

End Reactions

	Top Cope	Bot. Cope	Constr.	Dead	SDL	Live NR	Combo	Factored
I end (kN)	27,5 mm	27,5 mm	0,0000	13,6459	13,1016	21,8360	ELU / R003) SCU	68,8632
J end (kN)	29 mm	0 mm	0,0000	13,6459	13,1016	21,8360	ELU / R003) SCU	68,8632

Strength Checks

	Combo	Loc.	E_d	R_d	Ratio	Pass
Shear at Ends (kN)	ELU / R003) SCU	0 m	68,8632	387,4019	0,178	✓
Construction Bending (kN-m)	Montaje	2,93 m	27,6688	280,2250	0,099	✓
Positive Bending (kN-m)	ELU / R003) SCU	2,93 m	100,8846	280,2250	0,360	✓

Constructability and Serviceability Checks

Constructability and Serviceability Checks

	Combo	Loc.	I (cm⁴)	Actual	Allowable	Ratio
Constr. Dead Defl. (mm)	ELS / Caract 01) SCU $_{MIXTA}$	2,93 m	16270	4,163	No Limit	N/A
Post-concrete Defl. (mm)	ELS / Caract 01) SCU $_{MIXTA}$	2,93 m	32663,8	5,309	24,417	0,217
Live Load Defl. (mm)	ELS / Caract 01) SCU $_{MIXTA}$	2,93 m	32663,8	3,318	16,278	0,204
Total Defl. (mm)	ELS / Caract 01) SCU $_{MIXTA}$	2,93 m	32663,8	9,471	14,65	0,647
Walking Acceleration a_p /g (β = 0,03 P_o = 289)	N/A	N/A	61892,1	0,000682	0,007	0,097

Section Properties

	PNA (mm)	Area (cm²)	S_{bot} (cm³)	I (cm⁴)	M_{Rd} (kN-m)
Steel fully braced	180	72,7	903,9	16270	280,225
Vibrations Check (E_c = 44550)	37,5	325,7	N/A	61892,1	N/A

Vibration Frequency Values (Part 1 of 2)

Element	L (m)	b_{eff} (m)	Loading	I_{eff} (cm⁴)	D (cm⁴/m)
Slab	24,4031	1,4905	13,574+0,192+0,527kN/m²	4590	4590/1,4905
Beam	5,86	1,4905	21,303kN/m	61892,1	61892,1/1,4905
Girder B15	10,1673	2,2635	37,553 + 39,7402 + 103,6917 + 141,785 + 2*127,8163 + 122,7869kN	179251,9	179251,9/5,86

Vibration Frequency Values (Part 1 of 2, continued)

Element	L (m)	b_{eff} (m)	Loading	I_{eff} (cm^4)	D (cm^4/m)
Panel					

Vibration Frequency Values (Part 2 of 2)

B (m)	W (kN)	Δ (mm)	f_n (Hz)
7,538			
2/3*7,538	1,5*420,882	2,5	11,268

Explicación de como calcula la flecha ETABS

Constructability and Serviceability Checks

	Combo	Loc.	I (cm^4)	Actual	Allowable	Ratio
Constr. Dead Defl. (mm)	ELS / Caract 01) SCU MIXTA	2,93 m	16270	4,163	No Limit	N/A
Post-concrete Defl. (mm)	ELS / Caract 01) SCU MIXTA	2,93 m	32663,8	5,309	24,417	0,217
Live Load Defl. (mm)	ELS / Caract 01) SCU MIXTA	2,93 m	32663,8	3,318	16,278	0,204
Total Defl. (mm)	ELS / Caract 01) SCU MIXTA	2,93 m	32663,8	9,471	14,65	0,647
Walking Acceleration a_p/g ($\beta = 0,03$ $P_o = 289$)	N/A	N/A	61892,1	0,000682	0,007	0,097

Constr.Dead Defl → Tiene en cuenta solo las cargas de peso propio (peso del perfil + peso del forjado de chapa colaborante) Con la inercia únicamente del perfil metálico.

Post- concrete Deflection. Tiene en cuenta la flecha producida por las cargas muertas + la sobrecarga de uso

Live load deflection → Tiene en cuenta la flecha producida por la sobrecarga

Total defl. Es la suma de 4,163+5,309=9,471 milimetros. (la flecha en fase de construcción con el peso del perfil metálico + el forjado de chapa colaborante (inercia del perfil metálico) + la fecha producida por la carga muerta + la sobrecarga (con la inercia conjunta).

Etabs no minora la sobrecarga con el factor de chi2, si no que tiene en cuenta el valor total de la sobrecarga.

En Excel que se ha empleado para el predimensionado de las correas mixtas si se tiene en cuenta esta reducción por lo que se obtienen valores algo diferentes, como se muestra en el siguiente ejemplo:

Inercia del perfil sólo	(cm⁴)	Actual
Constr. Dead Defl. (mm)	16270	3.199
Post-concrete Defl. (mm)	32751	4.194
Live Load Defl. (mm)	32751	2.621
Total Defl. (mm)	32751	7.393
Walking Acceleration a_p/g ($\beta = 0.025$ $P_o = 289$)	64293.5	0.002026

Valores obtenidos del Excel:

Combinación	S-T (G0)	L-T (G1 + Q1)	L-T (G0 + G1 + ψ2 Q1) + S-T (G0)	[-]
Notación	δg0	δ0	δ1 + δg0	[-]
Qresult	5.90	15.86	11.89	[kN/m]
δ max	3.16	4.14	6.26	[mm]
δ max	L/1940	L/1478	L/978	[-]
FU	18%	34%	36%	[-]

En el Excel verificamos :
la flecha Dead (3.16mm),
la flecha CM+SCU (4.14mm)
y la cuasi + dead =..(δ Dead + δ CM+0.6SCU) (6.26mm) que es menor que la de ETABS (7.39mm)
porque ETABS no reduce SCU

Se revisa el grado de conexión de los perfiles:

TABLE: Composite Beam Design Summary - Eurocode 4-2004

Story	Label	Design Secti	Fy	Span	Tributary Ar	Stud Diamet	Overall Ra	Left Reacti	Right Reacti	Max +Mome	PCC
planta tres	B16	IPE360	275	6,12	11,5	22	0,562	85,6238	85,6238	124,5827	53,79
planta tres	B17	IPE360	275	6,12	11,5	22	0,562	85,6238	85,6238	124,5827	53,79
planta tres	B51	IPE240	275	2,0101	2,56	22	0,105	19,4382	20,4042	10,2151	56,24
planta tres	B57	IPE240	275	2,5992	4,8	22	0,194	33,4197	33,4239	19,2117	52,86
planta tres	B117	IPE300	275	4,4245	9,3	22	0,536	72,9572	71,3785	80,6733	50,32
planta tres	B121	IPE330	275	5,2081	9,07	22	0,534	71,4292	70,3889	92,9883	52,85
planta tres	B91	IPE360	275	6,12	5,17	22	0,408	59,5888	59,5888	88,1914	55,65
planta tres	B118	IPE360	275	5,8614	5,61	22	0,442	77,9764	78,8292	109,0072	58,11
planta tres	B211	IPE360	275	5,86	11,73	22	0,643	91,2386	92,1859	134,3594	49,82
planta tres	B199	IPE300	275	3,9855	7,76	22	0,254	40,3398	40,2293	38,6806	52,78
planta tres	B259	IPE360	275	6,3999	11,05	22	0,731	86,497	86,9836	139,2897	53,79
planta tres	B277	IPE360	275	6,12	8,46	22	0,521	66,3456	67,3787	102,2998	52,12
planta tres	B279	IPE360	275	6,12	8,87	22	0,542	69,445	70,4782	107,042	49,77
planta tres	B22	IPE360	275	6,1214	4,03	22	0,474	70,014	70,9971	105,256	67,01
planta tres	B46	IPE360	275	6,1214	4,44	22	0,44	71,2508	72,1852	104,3761	60,67
planta tres	B111	IPE140	275	1,7856	2,87	22	0,344	21,2919	22,8457	10,0594	55,02
planta tres	B47	IPE360	275	6,12	4,7	22	0,327	38,1581	38,1581	58,3818	55,65
planta tres	B144	IPE100	275	1,951	0,45	22	0,209	5,9707	5,9707	2,9123	58,41
planta tres	B150	IPE360	275	6,12	10,31	22	0,626	80,9705	80,9705	123,8849	51,55
planta tres	B192	IPE360	275	5,9913	9,4	22	0,555	74,2087	73,82	111,1491	51,48
planta tres	B388	IPE360	275	5,8027	11,66	22	0,627	91,1479	91,1479	132,2253	50,31
planta tres	B391	IPE360	275	5,8027	9,31	22	0,511	73,2669	73,2669	106,2859	53,86
planta tres	B395	IPE360	275	5,8027	9,65	22	0,525	75,3536	76,2827	109,988	50,31
planta tres	B331	IPE360	275	6,1051	9,07	22	0,615	78,3182	68,318	115,069	55,79
planta tres	B332	IPE360	275	6,1051	9,26	22	0,639	71,5881	82,3162	120,6565	55,79
planta tres	B333	IPE360	275	6,1051	8,64	22	0,601	66,8292	77,5515	113,4005	55,79
planta tres	B202	IPE360	275	5,804	4,58	22	0,385	70,0997	70,9303	97,0296	58,68

Se verifican las vigas metálicas:

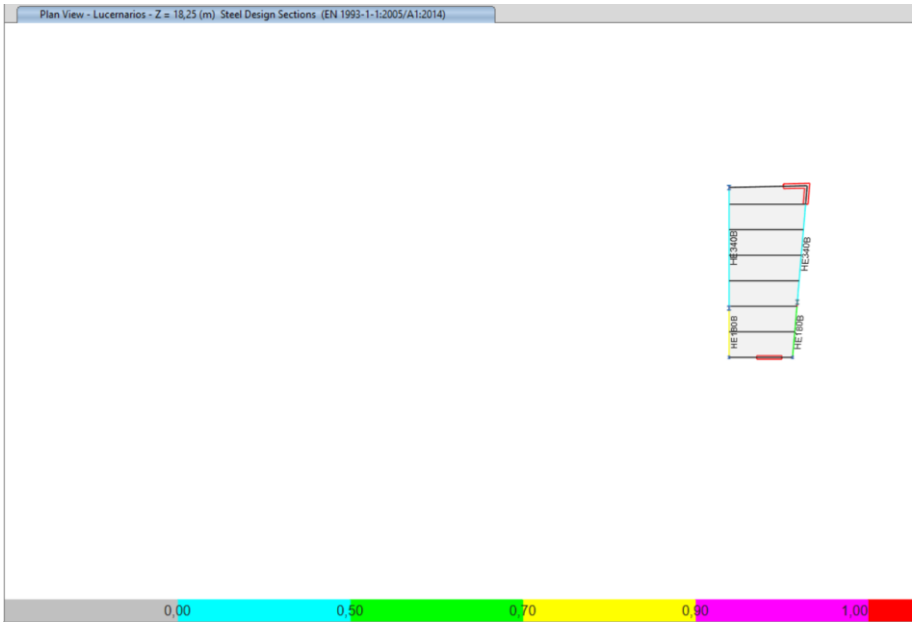


Figura 167:Factor de utilización planta casetón

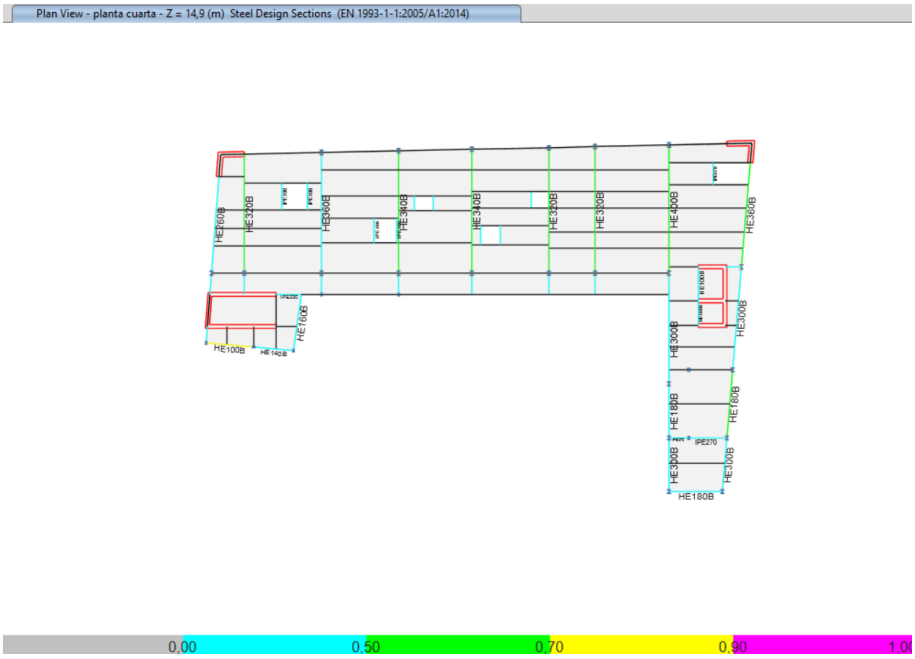


Figura 168:Factor de utilización planta cuarta

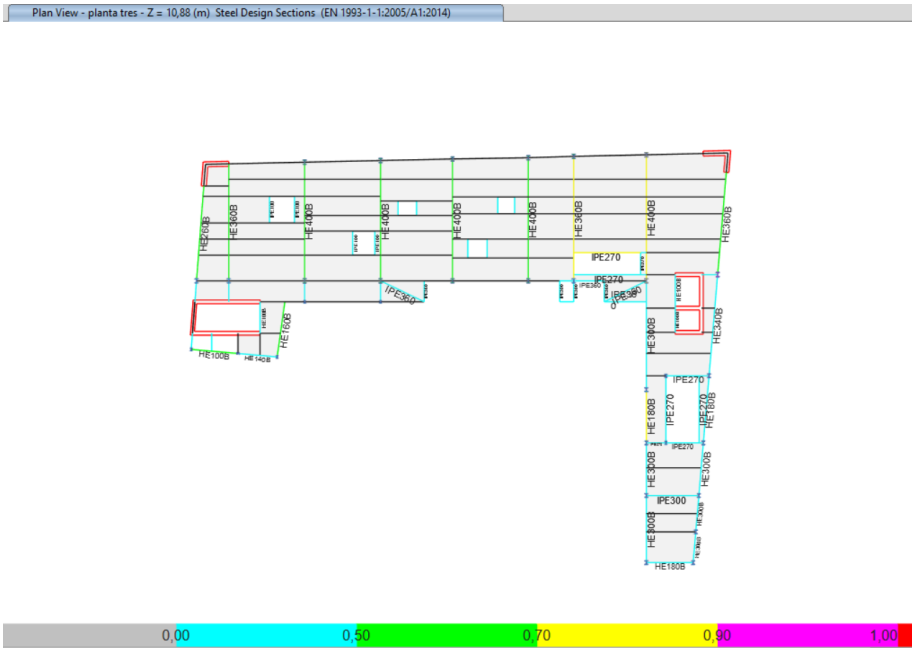


Figura 169:Factor de utilización planta tercera

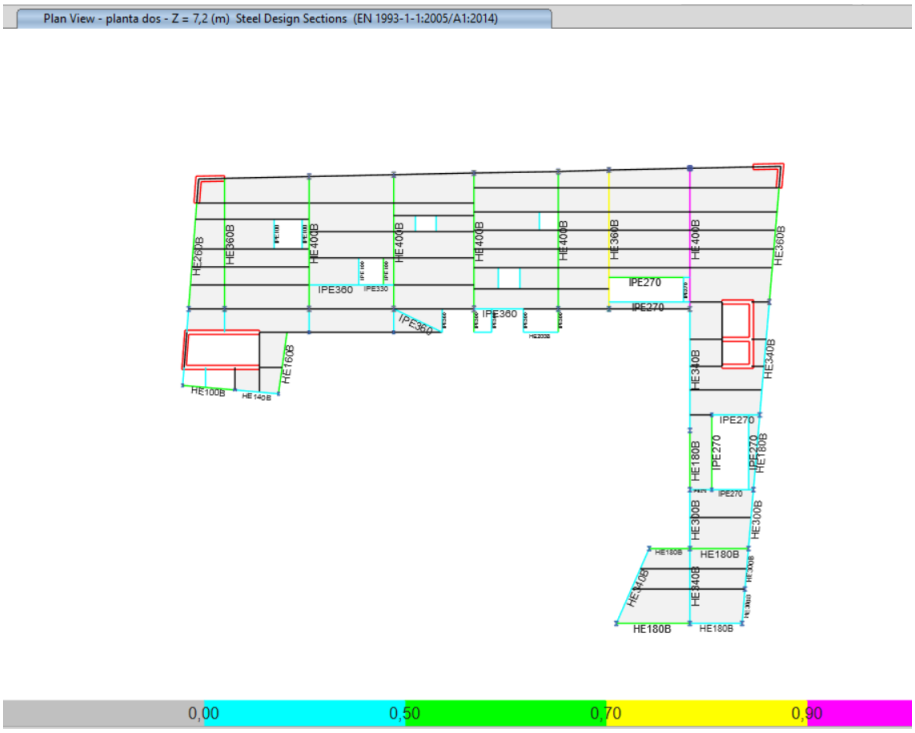


Figura 170:Factor de utilización planta segunda

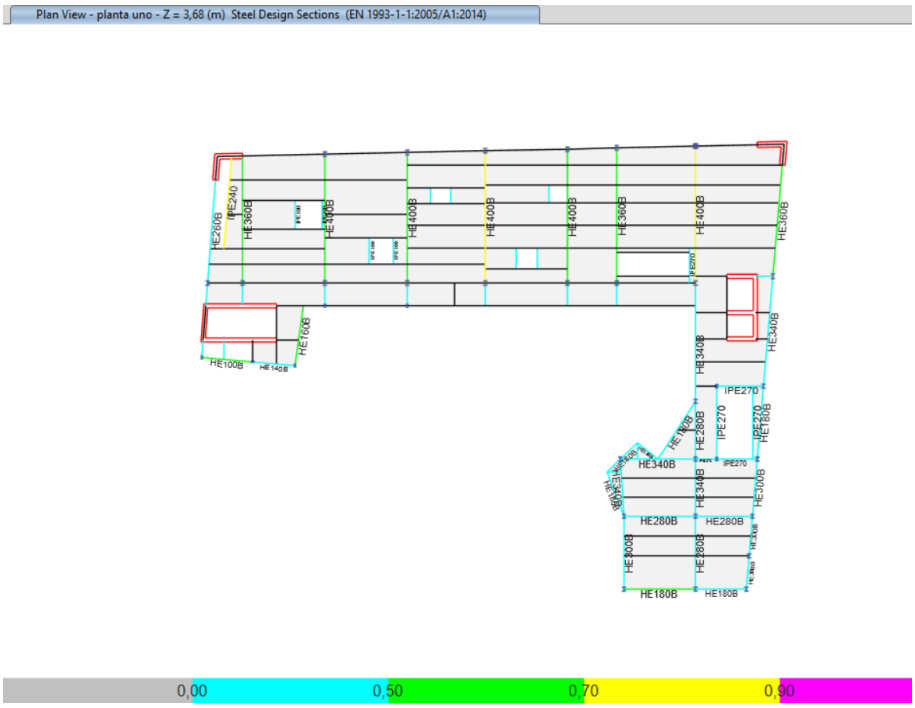


Figura 171:Factor de utilización planta primera

13.2 ESTRUCTURA HORIZONTAL HORMIGÓN:

13.2.1 PLANTA CERO

13.2.1.1 Deformada losa

Deformada cuasipermanente.

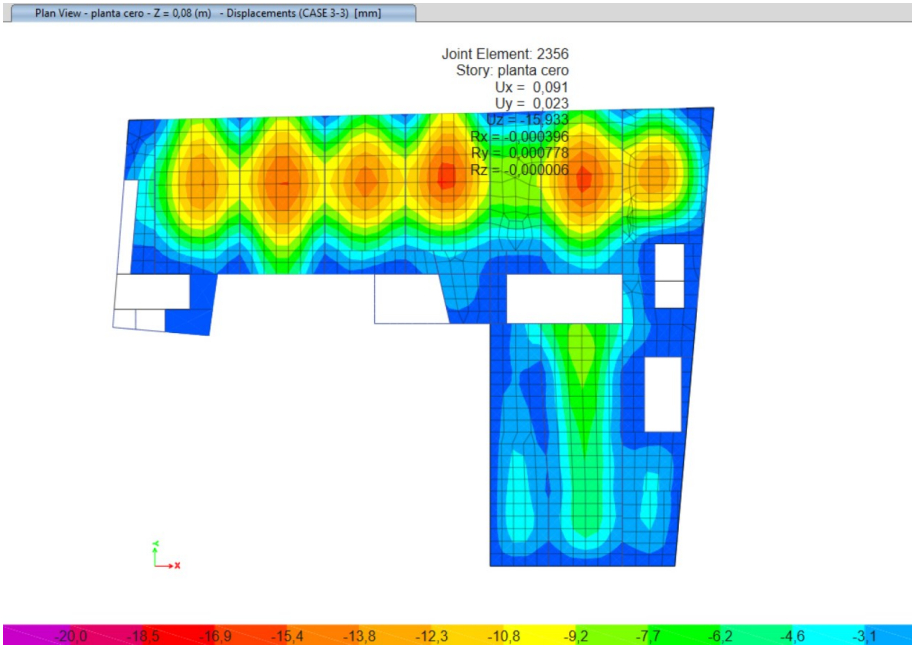


Figura 172:Planta cuarta deformada cuasipermanente

Limite L/300= 6.2/300=20,6 >16 OK

Flecha activa:

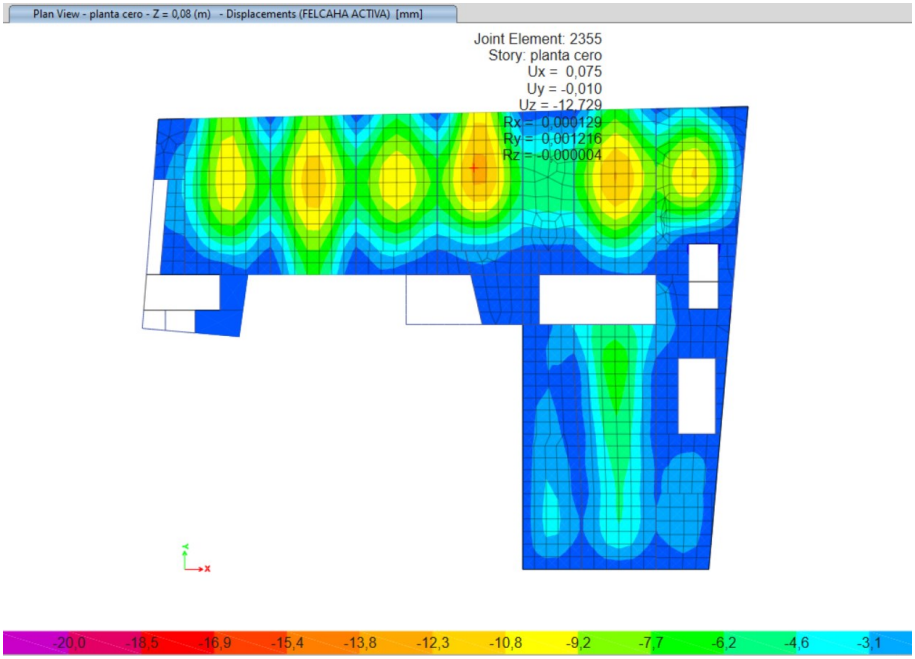


Figura 173:Planta cuarta flecha activa

Flecha activa
Limite L/400= 6,2/400=15.5>12.7 milímetros. OK

Se comprueba el ancho de fisura
Momentos con la combinación cuasipermanente:

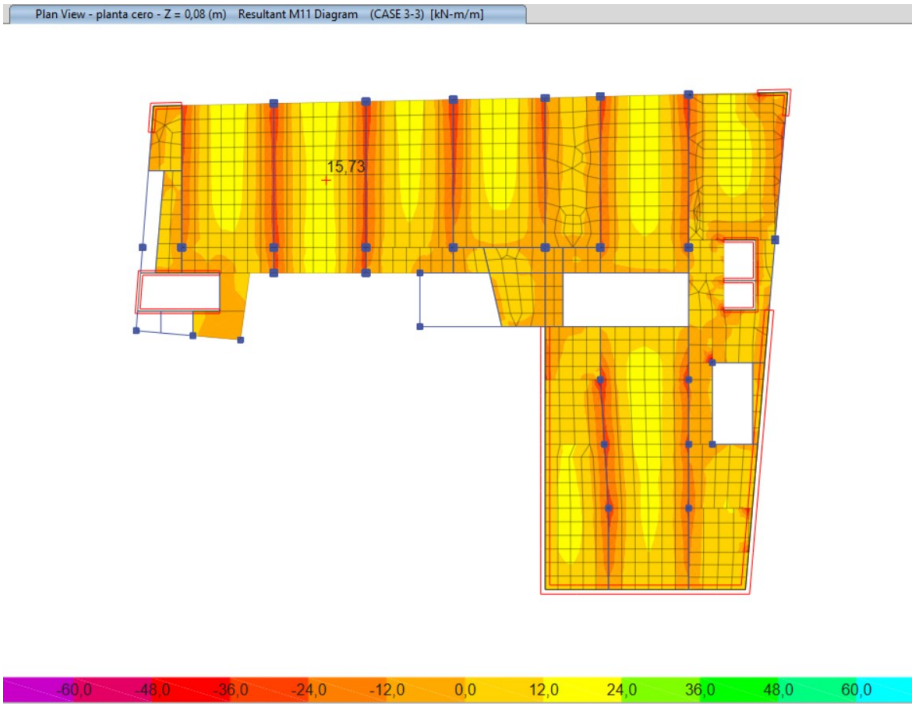


Figura 174:Momentos deformada cuasipermanete

EN 1992-1-1:2004 *7.3.4: "Control of crack widths"*

ELS Combinación cuasipermanete

Med (kN.m)	16		I_{bruta} (m^3)	0,0007	
b (m)	1		n	6,3636	
h (m)	0,2		x (m)	0,0304	
d (m)	0,165		I_{fis} (m^3)	0,0001	
c' (m)	0,035		M_{fis} (kN.m)	19,3333333	
fck (Mpa)	30		σ_c (MPa)	6,979	COMPRESION ON CONCRETE OK
fctm (Mpa)	2,9		σ_{sc} (MPa)	6,6420	
fyk (Mpa)	500		σ_{st} (MPa)	-196,2723	
γ_c	1,5		κ	1	
γ_s	1,15		k_t	0,4000	
Ec (Mpa)	33000		$h_{c,eff}$ (m)	0,0565	
φ_{eff}	1		$A_{c,eff}$ (m^2)	0,0565	
Es (Mpa)	210000		$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$	0,0006	
A_c (cm^2)	5,24		$s_{r,max}$ (mm)	302,5016	
A_t (cm^2)	5,24	DATO DE LA C	**w_k (mm)**	0,1696	(0,3)MAXIMA
ϕ reinf (mm)	10				

Figura 175:Comprobación de la apertura de la fisura

Se comprueba cual seria el momento máximo para no obtener un ancho de fisura mayor de 0,3 mm:

Med (kN.m)	27	I_{bruta} (m^3)	0,0007	
b (m)	1	n	6,3636	
h (m)	0,2	x (m)	0,0304	
d (m)	0,165	I_{fis} (m^3)	0,0001	
c' (m)	0,035	M_{fis} (kN.m)	19,3333333	
fck (Mpa)	30	σ_c (MPa)	11,777	COMPRESION ON CONCRETE OK
fctm (Mpa)	2,9	σ_{sc} (MPa)	11,2084	
fyk (Mpa)	500	σ_{st} (MPa)	-331,2096	
γ_c	1,5	κ	1	
γ_s	1,15	k_t	0,4000	
Ec (Mpa)	33000	$h_{c,eff}$ (m)	0,0565	
φ_{eff}	1	$A_{c,eff}$ (m^2)	0,0565	
Es (Mpa)	210000	$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$	0,0009	
A_c (cm^2)	5,24	$s_{r,max}$ (mm)	302,5016	
A_t (cm^2)	5,24 DATO DE LA C	**w_k (mm)**	0,2863	(0,3)MAXIMA
ϕ reinf (mm)	10			

Figura 176:Momento máximo para la apertura de fisura limite

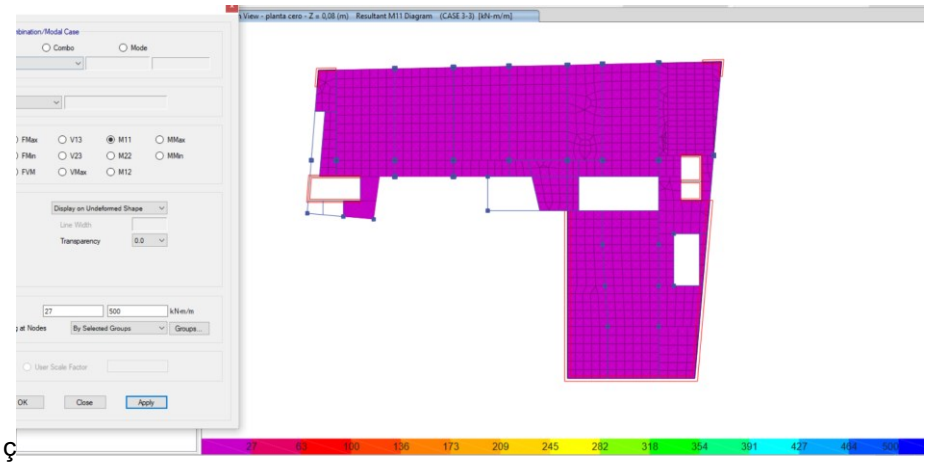


Figura 177:Imagen del modelo de cálculo

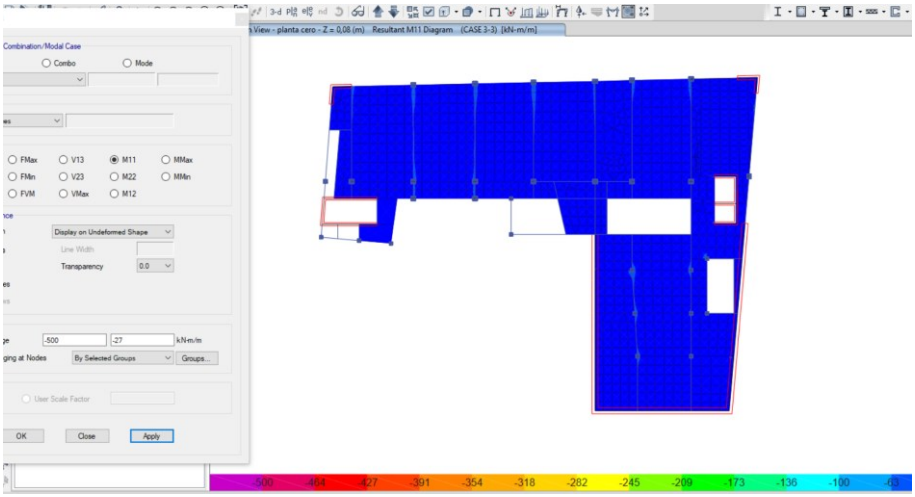


Figura 178:Imagen del modelo de cálculo

13.2.1.2 Resistencia losa

Armadura mínima de la losa en la planta cero según el código estructural Armadura minima para una losa de 20 cm –> 4,29cm2/m

Armadura base de redondos del 10 cada 150 milímetros.

Lo que resiste un momento de 36,5 kNm

Armadura mínima a flexión de una losa de 20 cm

Med (kN.m)	1
b (m)	1
h (m)	0,2
d (m)	0,15
fck (Mpa)	35
fctm (Mpa)	3,2
fyk (Mpa)	500
γ_c	1,5
γ_s	1,15

μ	0,002
α	0,002
β	0,999
As (cm2)	4,29
Us(Ton)	18,7

Se introduce dicho valor en el programa de cálculo

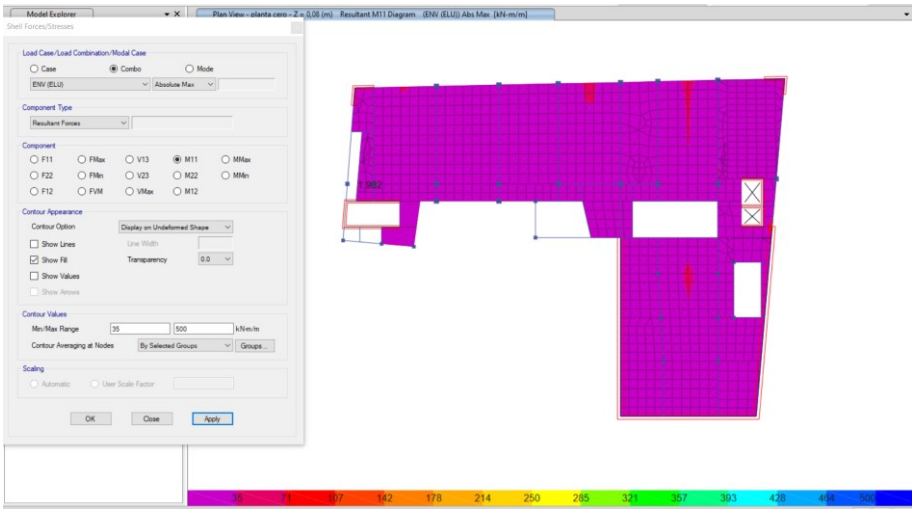


Figura 179:Momentos positivos en la dirección x

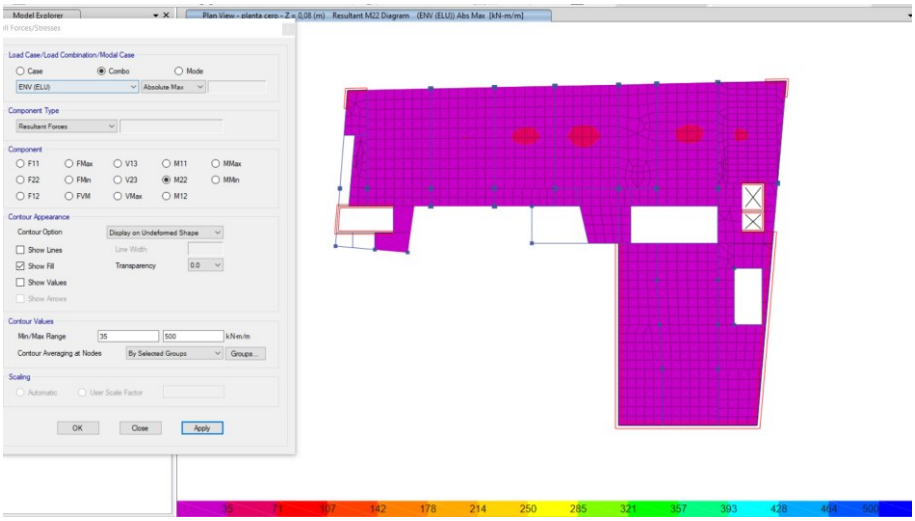


Figura 180:Momentos positivos en la dirección y

A negativos:

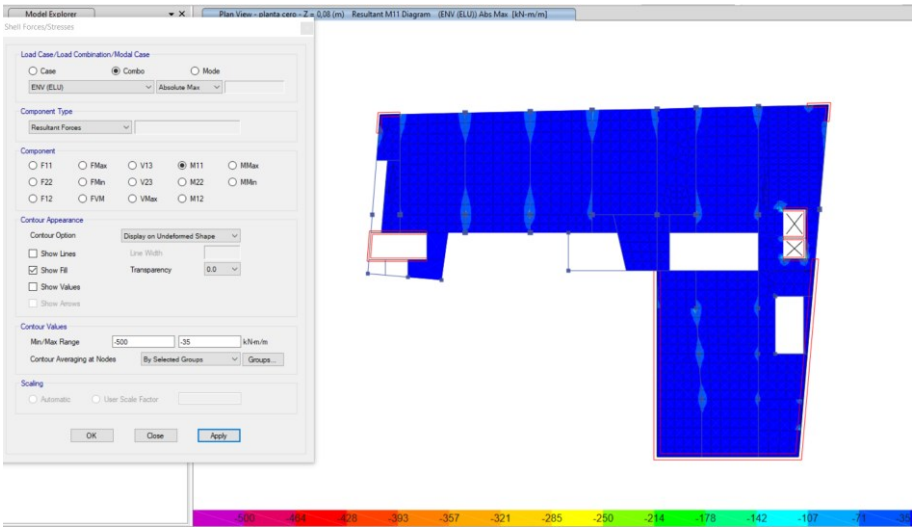


Figura 181:Momentos negativos en la dirección x

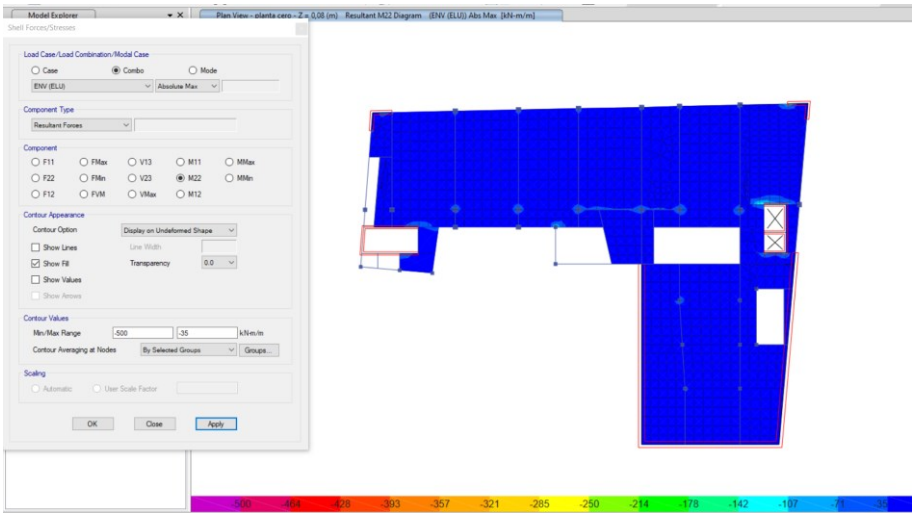


Figura 182:Momentos negativos en la dirección y

Se verifica también con el módulo de diseño de ETABS:

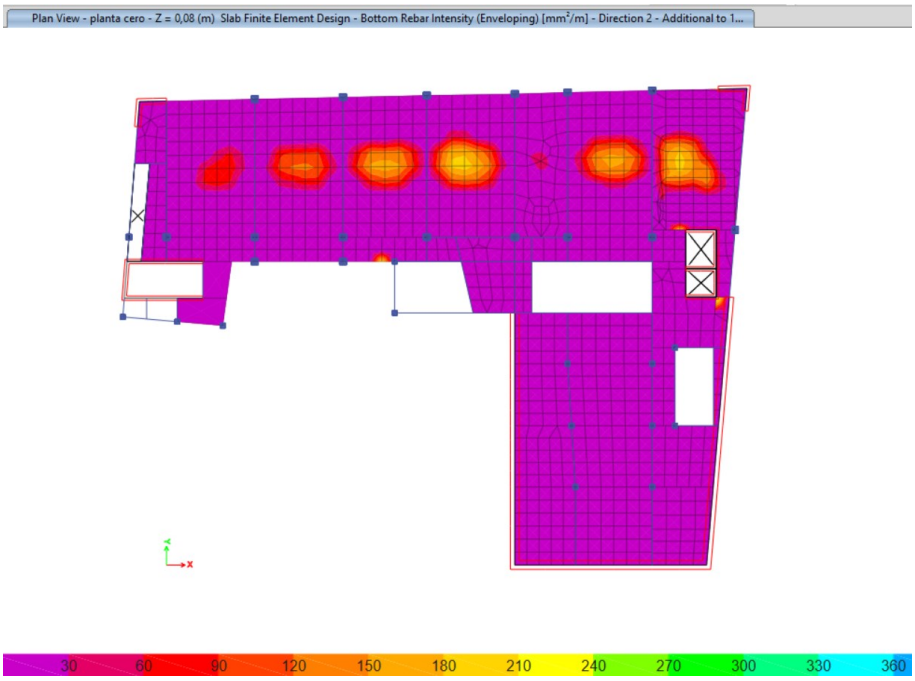


Figura 183:Momentos positivos en la dirección y

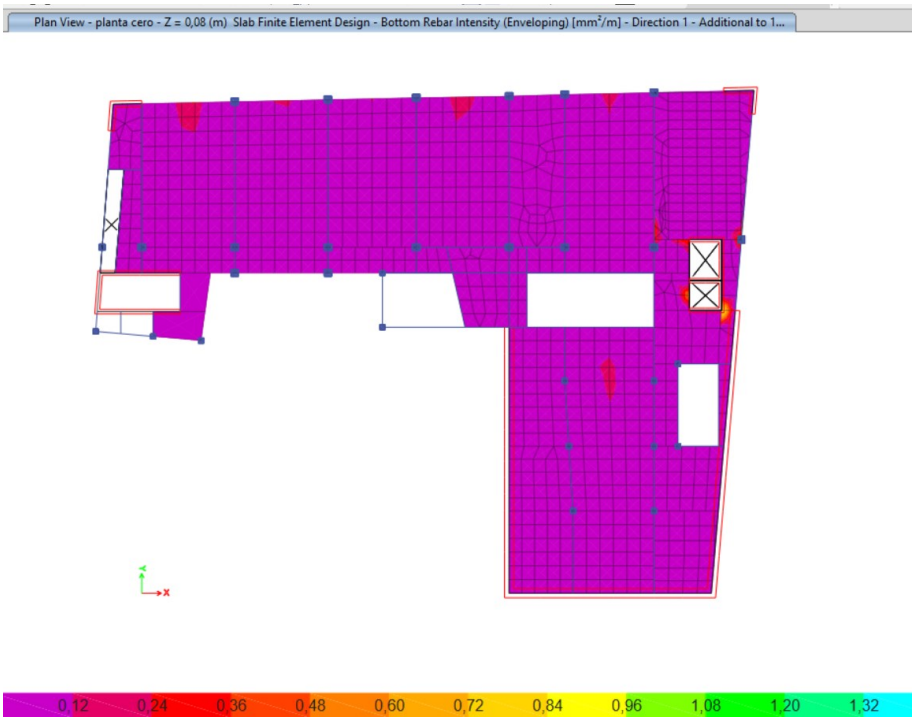


Figura 184:Momentos positivos en la dirección x

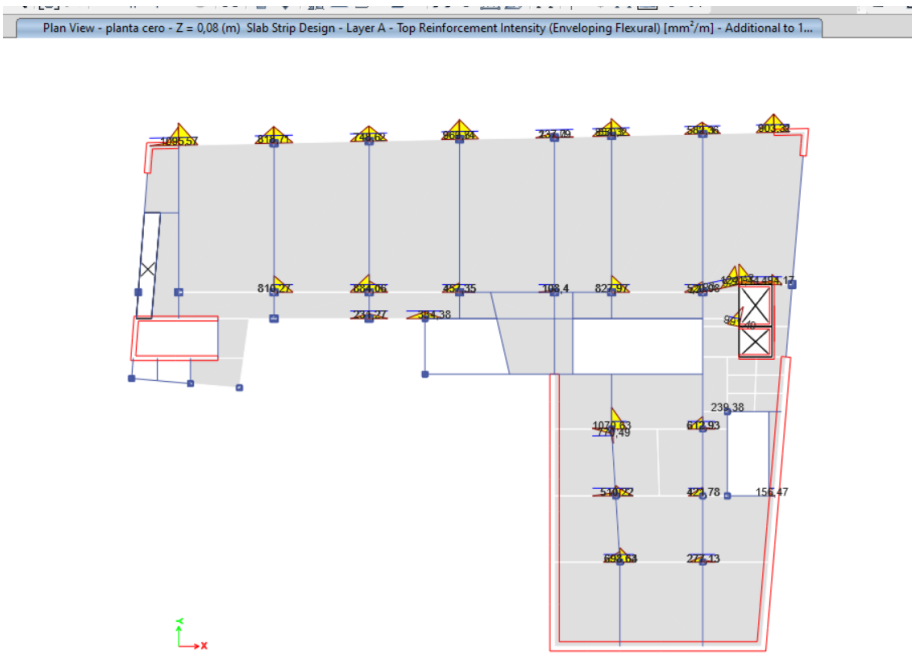


Figura 185:Momentos negativos en la dirección x

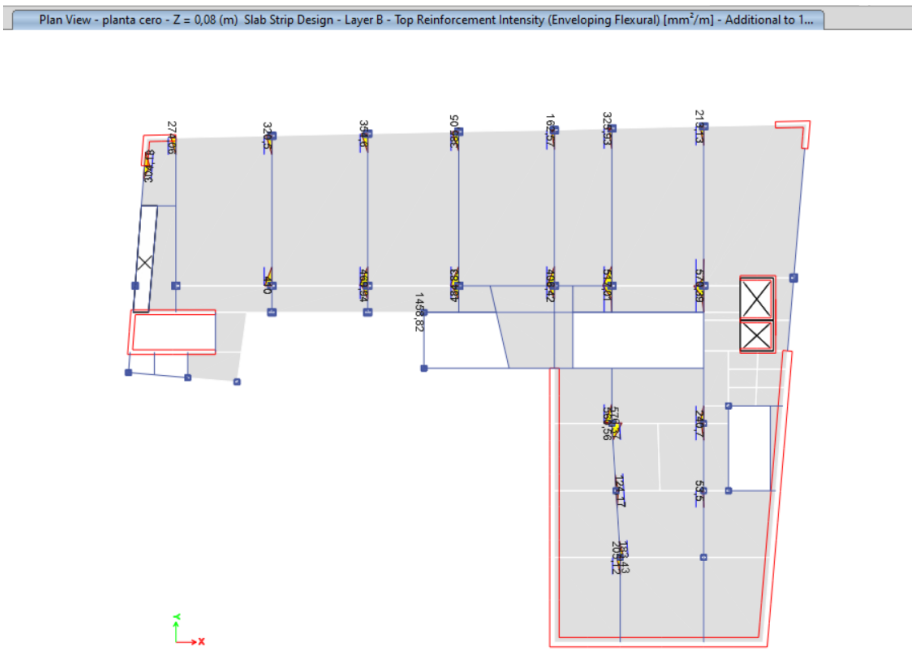


Figura 186:Momentos negativos en la dirección y

13.2.1.3 Punzonamiento

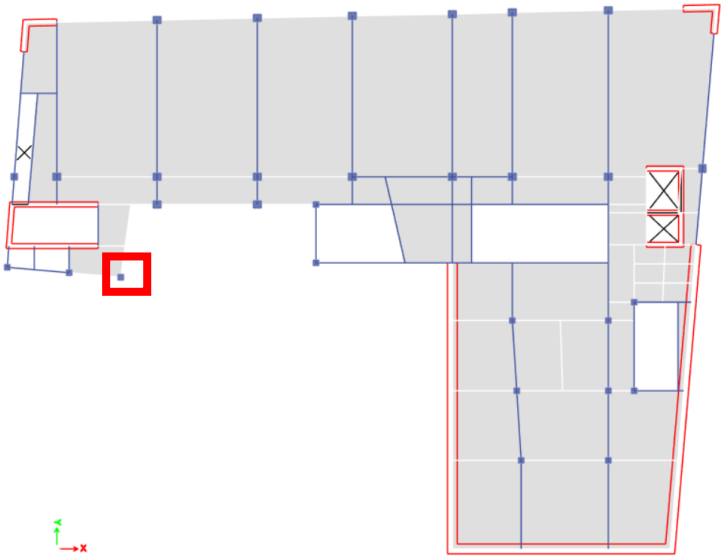


Figura 187:Localizacion

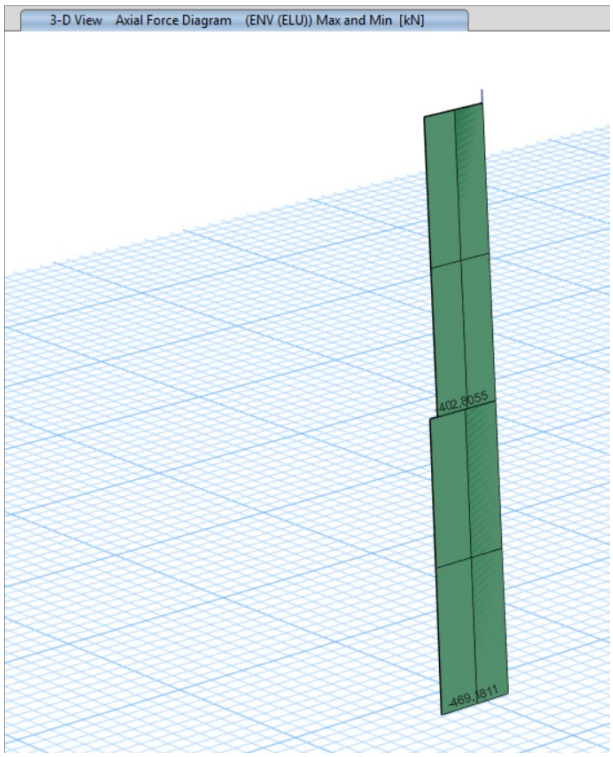


Figura 188:Esfuerzos:

Axil 470-403=67 kN

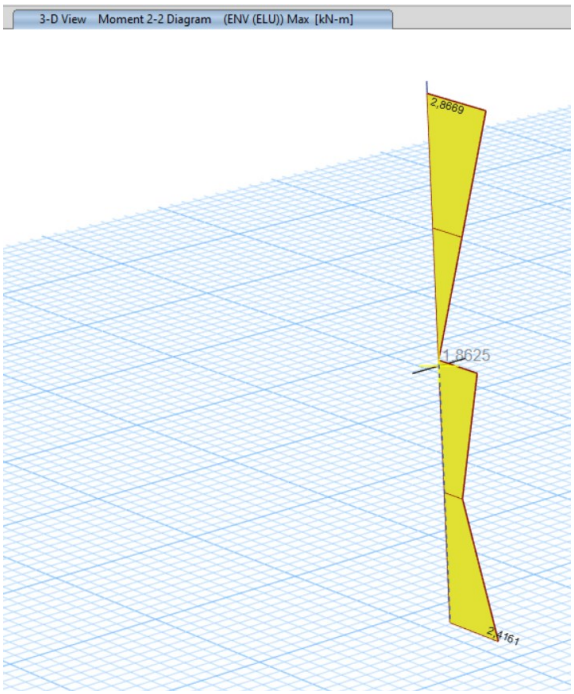


Figura 189:Esfuerzos:

Se comprueba con una hoja de excel:

Referencias:

EN 1992-1-1:2004 - "Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación."
EN 1992-1-1:2004/A1:2014 - "Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación

PARÁMETROS LOSA

Cargas

Esfuerzo cortante de cálculo	V_{Ed}	67	[kN]	

Esquema

Sección crítica	A			
Área crítica (A_{cont})	B			
Perímetro crítico, u_1	C			
Área cargada A_{load}	D			

Datos losa

Espesor losa	e=	200	[mm]	
Recubrimiento al ejes	rec=	35	[mm]	
Canto útil (armadura principal)	d_y=	160	[mm]	
Canto útil (armadura secundaria)	d_x=	160	[mm]	
Canto útil losa	d_{eff}=	160	[mm]	EN 1992-1-1:2004 Eq. 6.32

Datos pilar

Ubicación		Esquina		EN 1992-1-1:2004 Secc. 6.4.2.4
Lado del pilar	c2=	350	[mm]	EN 1992-1-1:2004 Fig. 6.19
Lado del pilar	c1=	350	[mm]	
Distancia al borde la losa X1	x2=	0	[mm]	
Distancia al borde de la losa x2	x1=	0	[mm]	
Dimensiones del perímetro crítico	b_y=	670	[mm]	EN 1992-1-1:2004 Fig. 6.13
	b_x=	670	[mm]	
Perímetro crítico	u_1=	1203	[mm]	EN 1992-1-1:2004 Fig. 6.13
Perímetro crítico reducido	u_1^*=	670	[mm]	EN 1992-1-1:2004 Fig. 6.15

(reducido se emplea cuando hay excentricidad en las cargas)

Cargas

Momento en x	Mx=	2	kNm	
Momento en y	My=	10	KNM	
Excentricidad pilar-carga	eY=	29,85	[mm]	
	eZ=	155,22	[mm]	
Coeficiente	β=	1,50		EN 1992-1-1:2004 Eq. 6.46
Tensión de punzonamiento máxima	v_{Ed}=	0,52	[MPa]	EN 1992-1-1:2004 Eq. 6.38

Resistencia al punzonamiento sin refuerzo al cortante

Clase hormigón		C30/37		EN 1992-1-1:2004 Tab. 3.1	
hormigón	f_{ck}=	30	[MPa]	EN 1992-1-1:2004 Tab. 3.1	
Coeficiente parcial de seguridad del hormigón	γ_c=	1,5		EN 1992-1-1:2004 Tab. 2.1N*	
Valor de cálculo de la resistencia a compresión	f_{cd}=	20	[MPa]	EN 1992-1-1:2004 Eq. 3.15	
	k=	2,0	[mm]	EN 1992-1-1:2004 Eq. 6.47	
Armadura a flexión dispuesta en X		10	[mm]		
Espaciamiento en la dirección x		15	[cm]		
Armadura dispuesta en Y		10	[mm]		
Espaciamiento en la dirección y		15	[cm]		
Cuantía de la armadura adherente de tracción	ρ_{1z}=	0,26%			
	ρ_{1y}=	1,72%	nos hace falta una del 84 por ciento		
	ρ_1=	0,67%		EN 1992-1-1:2004 Eq. 6.47	
	$C_{Rd,c}$=	0,12		EN 1992-1-1:2004 Eq. 6.47	
$C_{Rd,c}\cdot k\cdot(100\cdot\rho_1\cdot f_{ck})^{1/3}$=		0,65	[MPa]	EN 1992-1-1:2004 Eq. 6.47	
Fuerza longitudinal debido a carga o pretensado	$N_{Ed,y}$=	0	[kN]		
	$N_{Ed,z}$=	0	[kN]		
Tensiones normales del hormigón en la sección crítica	$\sigma_{c,y}$=	0,0	[MPa]	EN 1992-1-1:2004 Eq. 6.47	
	$\sigma_{c,z}$=	0,0	[MPa]	EN 1992-1-1:2004 Eq. 6.47	
Tensión normal en el hormigón por carga axil o pretensado	$\sigma_{c,p}$=	0,0	[MPa]	EN 1992-1-1:2004 Eq. 6.47	
	k_1=	0,1		EN 1992-1-1:2004 Eq. 6.47	
	$k_1\cdot\sigma_{c,p}$=	0,0			
	v_{min}=	0,54	[MPa]	EN 1992-1-1:2004 Eq. 6.3N	
Resistencia a punzonamiento sin armadura a punzonamiento	$v_{Rd,c}$=	0,65	[MPa]	FU= 80,02%	EN 1992-1-1:2004 Eq. 6.47
		OK			

No es necesario disponer de armadura de punzonamiento

13.2.1.4 Vigas

Se realiza el dimensionado de las vigas de hormigón:

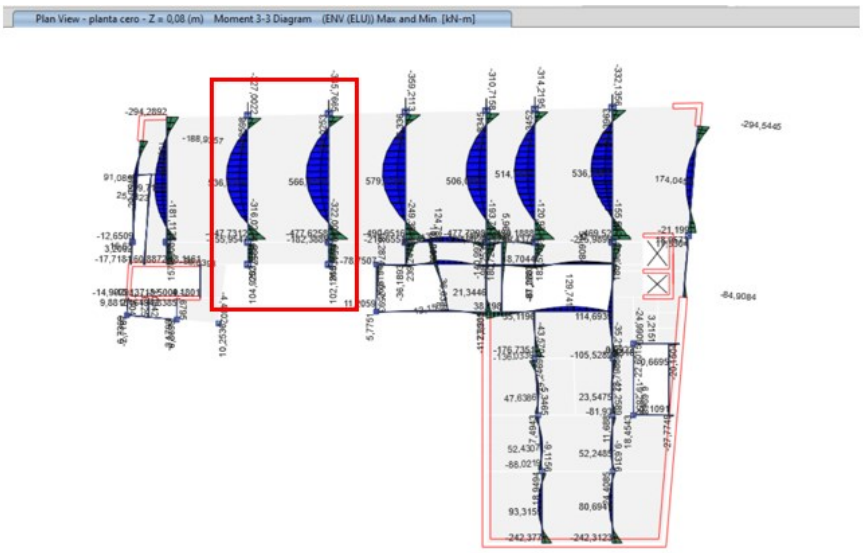
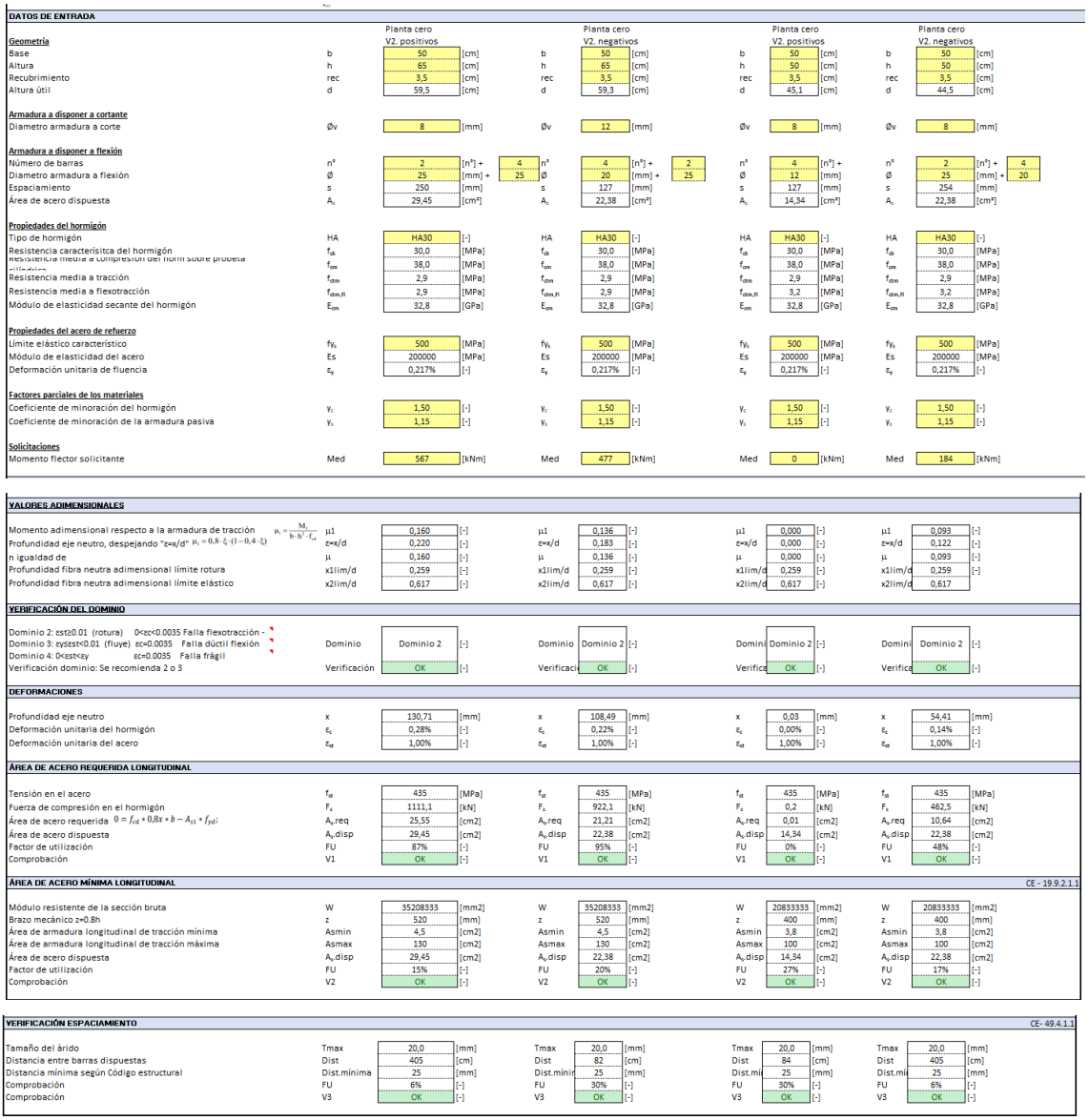


Figura 190:Momentos en las vigas.

Se dimensiona con los momentos y los cortantes en una hoja Excel la viga de hormigon:

Viga tipo V2. Verificación a flexión:



DATOS DE ENTRADA																
		Planta cero V2. positivos				Planta cero V2. negativos				Planta cero V2. positivos				Planta cero V2. negativos			
Geometría																	
Base	b	50	[cm]			b	50	[cm]		b	50	[cm]		b	50	[cm]	
Altura	h	65	[cm]			h	65	[cm]		h	50	[cm]		h	50	[cm]	
Recubrimiento	rec	3,5	[cm]			rec	3,5	[cm]		rec	3,5	[cm]		rec	3,5	[cm]	
Altura útil	d	59,5	[cm]			d	59,3	[cm]		d	45,1	[cm]		d	44,5	[cm]	
Armadura a disponer a cortante																	
Diametro armadura a corte	Øv	8	[mm]			Øv	12	[mm]		Øv	8	[mm]		Øv	8	[mm]	
Armadura a disponer a flexión																	
Número de barras	n°	2	[n°] +	4		n°	4	[n°] +	2	n°	4	[n°] +		n°	2	[n°] +	4
Diametro armadura a flexión	Ø	25	[mm] +	25		Ø	20	[mm] +	25	Ø	12	[mm]		Ø	25	[mm] +	20
Espaciamiento	s	250	[mm]			s	127	[mm]		s	127	[mm]		s	254	[mm]	
Área de acero dispuesta	A_s	29,45	[cm²]			A_s	22,38	[cm²]		A_s	14,34	[cm²]		A_s	22,38	[cm²]	
Propiedades del hormigón																	
Tipo de hormigón	HA	HA30	[-]			HA	HA30	[-]		HA	HA30	[-]		HA	HA30	[-]	
Resistencia característica del hormigón	f_{ck}	30,0	[MPa]			f_{ck}	30,0	[MPa]		f_{ck}	30,0	[MPa]		f_{ck}	30,0	[MPa]	
Resistencia media a compresión del hormigón sobre probeta cilíndrica	f_{cm}	38,0	[MPa]			f_{cm}	38,0	[MPa]		f_{cm}	38,0	[MPa]		f_{cm}	38,0	[MPa]	
Resistencia media a tracción	f_{ctm}	2,9	[MPa]			f_{ctm}	2,9	[MPa]		f_{ctm}	2,9	[MPa]		f_{ctm}	2,9	[MPa]	
Resistencia media a flexotracción	$f_{ctm,fl}$	2,9	[MPa]			$f_{ctm,fl}$	2,9	[MPa]		$f_{ctm,fl}$	3,2	[MPa]		$f_{ctm,fl}$	3,2	[MPa]	
Módulo de elasticidad secante del hormigón	E_{cm}	32,8	[GPa]			E_{cm}	32,8	[GPa]		E_{cm}	32,8	[GPa]		E_{cm}	32,8	[GPa]	
Propiedades del acero de refuerzo																	
Límite elástico característico	fy_k	500	[MPa]			fy_k	500	[MPa]		fy_k	500	[MPa]		fy_k	500	[MPa]	
Módulo de elasticidad del acero	Es	200000	[MPa]			Es	200000	[MPa]		Es	200000	[MPa]		Es	200000	[MPa]	
Deformación unitaria de fluencia	ε_y	0,217%	[-]			ε_y	0,217%	[-]		ε_y	0,217%	[-]		ε_y	0,217%	[-]	
Factores parciales de los materiales																	
Coeficiente de minoración del hormigón	γ_c	1,50	[-]			γ_c	1,50	[-]		γ_c	1,50	[-]		γ_c	1,50	[-]	
Coeficiente de minoración de la armadura pasiva	γ_s	1,15	[-]			γ_s	1,15	[-]		γ_s	1,15	[-]		γ_s	1,15	[-]	
Solicitaciones																	
Momento flector solicitante	Med	567	[kNm]			Med	477	[kNm]		Med	0	[kNm]		Med	184	[kNm]	

VALORES ADIMENSIONALES													
Momento adimensional respecto a la armadura de tracción $\mu_1 = \frac{M_d}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}}$	μ1	0,160	[-]		μ1	0,136	[-]		μ1	0,000	[-]		μ1	0,093	[-]	
Profundidad eje neutro, despejando "ε=x/d" $\mu_1 = 0{,}8 \cdot \xi \cdot (1 - 0{,}4 \cdot \xi)$	ε=x/d	0,220	[-]		ε=x/d	0,183	[-]		ε=x/d	0,000	[-]		ε=x/d	0,122	[-]	
n igualdad de	μ	0,160	[-]		μ	0,136	[-]		μ	0,000	[-]		μ	0,093	[-]	
Profundidad fibra neutra adimensional límite rotura	x1lim/d	0,259	[-]		x1lim/d	0,259	[-]		x1lim/d	0,259	[-]		x1lim/d	0,259	[-]	
Profundidad fibra neutra adimensional límite elástico	x2lim/d	0,617	[-]		x2lim/d	0,617	[-]		x2lim/d	0,617	[-]		x2lim/d	0,617		
VERIFICACIÓN DEL DOMINIO																
Dominio 2: εst≥0.01 (rotura) 0<εc<0.0035 Falla flexotracción -																
Dominio 3: εy≤εst<0.01 (fluye) εc=0.0035 Falla dúctil flexión	Dominio	Dominio 2	[-]		Dominio	Dominio 2	[-]		Dominio	Dominio 2	[-]		Dominio	Dominio 2	[-]	
Dominio 4: 0<εst<εy εc=0.0035 Falla frágil																
Verificación dominio: Se recomienda 2 o 3	Verificación	OK	[-]		Verificación	OK	[-]		Verificación	OK	[-]		Verificación	OK	[-]	
DEFORMACIONES																
Profundidad eje neutro	x	130,71	[mm]		x	108,49	[mm]		x	0,03	[mm]		x	54,41	[mm]	
Deformación unitaria del hormigón	ε_c	0,28%	[-]		ε_c	0,22%	[-]		ε_c	0,00%	[-]		ε_c	0,14%	[-]	
Deformación unitaria del acero	ε_{st}	1,00%	[-]		ε_{st}	1,00%	[-]		ε_{st}	1,00%	[-]		ε_{st}	1,00%	[-]	
ÁREA DE ACERO REQUERIDA LONGITUDINAL																
Tensión en el acero	f_{st}	435	[MPa]		f_{st}	435	[MPa]		f_{st}	435	[MPa]		f_{st}	435	[MPa]	
Fuerza de compresión en el hormigón	F_c	1111,1	[kN]		F_c	922,1	[kN]		F_c	0,2	[kN]		F_c	462,5	[kN]	
Área de acero requerida $0 = f_{cd} * 0{,}8x * b - A_{s1} * f_{yd}$:	$A_s$req	25,55	[cm2]		$A_s$req	21,21	[cm2]		$A_s$req	0,01	[cm2]		$A_s$req	10,64	[cm2]	
Área de acero dispuesta	$A_s$disp	29,45	[cm2]		$A_s$disp	22,38	[cm2]		$A_s$disp	14,34	[cm2]		$A_s$disp	22,38	[cm2]	
Factor de utilización	FU	87%	[-]		FU	95%	[-]		FU	0%	[-]		FU	48%	[-]	
Comprobación	V1	OK	[-]		V1	OK	[-]		V1	OK	[-]		V1	OK	[-]	
ÁREA DE ACERO MÍNIMA LONGITUDINAL																CE - 19.9.2.1.1
Módulo resistente de la sección bruta	W	35208333	[mm2]		W	35208333	[mm2]		W	20833333	[mm2]		W	20833333	[mm2]	
Brazo mecánico z=0.8h	z	520	[mm]		z	520	[mm]		z	400	[mm]		z	400	[mm]	
Área de armadura longitudinal de tracción mínima	Asmin	4,5	[cm2]		Asmin	4,5	[cm2]		Asmin	3,8	[cm2]		Asmin	3,8	[cm2]	
Área de armadura longitudinal de tracción máxima	Asmax	130	[cm2]		Asmax	130	[cm2]		Asmax	100	[cm2]		Asmax	100	[cm2]	
Área de acero dispuesta	$A_s$disp	29,45	[cm2]		$A_s$disp	22,38	[cm2]		$A_s$disp	14,34	[cm2]		$A_s$disp	22,38	[cm2]	
Factor de utilización	FU	15%	[-]		FU	20%	[-]		FU	27%	[-]		FU	17%	[-]	
Comprobación	V2	OK	[-]		V2	OK	[-]		V2	OK	[-]		V2	OK	[-]	

VERIFICACIÓN ESPACIAMIENTO													
Tamaño del árido	Tmax	20,0	[mm]		Tmax	20,0	[mm]		Tmax	20,0	[mm]		Tmax	20,0	[mm]	CE - 49.4.1.1
Distancia entre barras dispuestas	Dist	405	[cm]		Dist	82	[cm]		Dist	84	[cm]		Dist	405	[cm]	
Distancia mínima según Código estructural	Dist.mínima	25	[mm]		Dist.mínima	25	[mm]		Dist.mínima	25	[mm]		Dist.mínima	25	[mm]	
Comprobación	FU	6%	[-]		FU	30%	[-]		FU	30%	[-]		FU	6%	[-]	
Comprobación	V3	OK	[-]		V3	OK	[-]		V3	OK	[-]		V3	OK	[-]	

Figura 191:Excel de elaboración propia.

Viga V2 verificación a cortante:

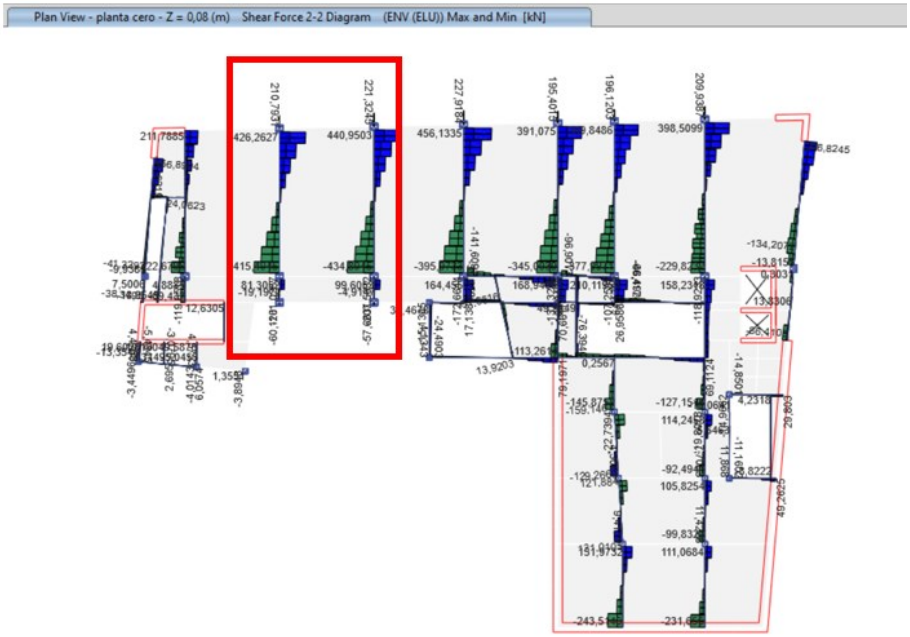
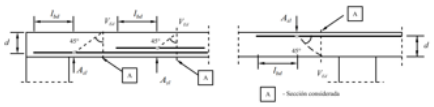


Figura 192:Cortante en la viga

Dimensionado de la viga a cortante:

REFERENCIAS

Código Estructural



Definición de Asl

DATOS DE ENTRADA

Geometría						
Base	bw	50	[cm]	bw	50	[cm]
Altura	h	65	[cm]	h	50	[cm]
Recubrimiento	rec	3,5	[cm]	rec	3,5	[cm]
Altura útil	d	59,1	[cm]	d	44,7	[cm]
Armadura al corte						
Angulo entre bielas de compresión y el eje de la viga ⊥ al corte	θ	45	[deg] (45° - Estribo vertical)	θ	45	[deg]
N° ramas	n°r	4	[-]	n°r	4	[-]
Diametro armadura a corte	Øv	12	[mm]	Øv	8	[mm]
Espaciamiento armadura de corte	sv	200	[mm]	sv	200	[mm]
Área de acero dispuesta	Asw	4,52	[cm²]	Asw	2,01	[cm²]
Área de acero dispuesta	Asw/m	22,62	[cm²/m]	Asw/m	10,05	[cm²/m]
Armadura a flexión						
Número de barras flexión	n°	6	[n°]	n°	6	[n°]
Diametro armadura a flexión	Ø	25	[mm]	Ø	20	[mm]
Espaciamiento	s	83	[mm]	s	83	[mm]
Área de acero dispuesta	A_{sl}	29,45	[cm²]	A_{sl}	18,85	[cm²]
Propiedades del hormigón						
Tipo de hormigón	HA	HA30	[-]	HA	HA30	[-]
Resistencia característica del hormigón	f_{ck}	30,0	[MPa]	f_{ck}	30,0	[MPa]
Resistencia media a compresión del horm sobre probeta cilíndrica	f_{cm}	38,0	[MPa]	f_{cm}	38,0	[MPa]
Resistencia media a tracción	f_{ctm}	2,9	[MPa]	f_{ctm}	2,9	[MPa]
Resistencia media a flexotracción	$f_{ctm,fl}$	2,9	[MPa]	$f_{ctm,fl}$	3,2	[MPa]
Módulo de elasticidad secante del hormigón	E_{cm}	32,8	[GPa]	E_{cm}	32,8	[GPa]
Propiedades del acero de refuerzo						
Límite elástico característico	f_{yk}	500	[MPa]	f_{yk}	500	[MPa]
Módulo de elasticidad del acero	Es	200000	[MPa]	Es	200000	[MPa]
Deformación unitaria de fluencia	ε_y	0,22%	[-]	ε_y	0,22%	[-]
Factores parciales de los materiales						
Coeficiente de minoración del hormigón	γ_c	1,50	[-]	γ_c	1,50	[-]
Coeficiente de minoración de la armadura pasiva	γ_r	1,15	[-]	γ_r	1,15	[-]
Solicitaciones						
Corte solicitante	Ved	435	[kN]	Ved	100	[kN]

FACTORES DE CÁLCULO							CE - A19.6.2.2
Armadura de tracción que se extiene lbd+d desde la sección considerada	Asl	29,45	[cm²]	Asl	18,85	[cm²]	
Cuantía de armado a tracción	ρl	0,010	[-]	ρl	0,008	[-]	
Factor de cálculo	$C_{Rd,c}$	0,120	[-]	$C_{Rd,c}$	0,120	[-]	
Factor de cálculo	k	1,582	[-]	k	1,669	[-]	
Factor de cálculo	k1	0,150	[-]	k1	0,150	[-]	
Brazo mecánico de las fuerzas internas	z	531	[mm]	z	402	[mm]	
Coeficiente de reducción del hormigón fisurado por cortante	υ_1	0,528	[-]	υ_1	0,528	[-]	
Coeficiente que considera el estado de tensiones en el cordón comprimido*	α_{cw}	1,000	[-]	α_{cw}	1,000	[-]	
**cw=1 para estructuras sin pretensado*							
RESISTENCIA A CORTANTE - APORTE DEL HORMIGÓN							CE - A19.6.2.2
Tensión resistente a cortante del hormigón	$v_{Rd,c}$	0,589	[MPa]	$v_{Rd,c}$	0,588	[MPa]	Ec. (6.2a)
Fuerza resistente a cortante del hormigón	$V_{Rd,c}$	174	[kN]	$V_{Rd,c}$	131	[kN]	Ec. (6.2a)
RESISTENCIA A CORTANTE MÍNIMA							CE - A19.6.2.3
Tensión resistente a cortante del hormigón	v_{min}	0,379	[MPa]	v_{min}	0,446	[MPa]	Ec. (6.3)
Fuerza resistente a cortante del hormigón	V_{min}	112	[kN]	V_{min}	100	[kN]	Ec. (6.2b)
ÁREA DE ACERO REQUERIDA AL CORTE							CE - A19.6.2.3 y A19.9.2.2
Si Ved<VRd,c No requiere Armadura al corte	¿Requiere Av?	SÍ	[-]	¿Requiere Av?	NO	[-]	
Cuantía mínima	$\rho_{w,min}$	0,088%	[-]	$\rho_{w,min}$	0,088%	[-]	Ec. (9.5)
Armadura mínima	Asw/m_mín	3,10	[cm²/m]	Asw/m_mín	3,10	[cm²/m]	Ec. (9.4)
Armadura requerida	Asw/m_req	16,83	[cm²/m]	Asw/m_req	0,00	[cm²/m]	Ec. (6.8)
Armadura dispuesta	Asw/m_disp	22,62	[cm²/m]	Asw/m_disp	10,05	[cm²/m]	
Factor de utilización	FU	83%	[-]	FU	31%	[-]	
Comprobación Acero	V1	OK	[-]	V1	OK	[-]	
COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA DE LA SECCIÓN ARMADA							CE - A19.6.2.3 y A19.9.2.2
Armadura dispuesta	Asw/m_disp	22,62	[cm²/m]	Asw/m_disp	10,05	[cm²/m]	
Cuantía dispuesta	ρ_w	0,640%	[-]	ρ_w	0,284%	[-]	
Fuerza resistente a cortante del acero	$V_{Rd,s}$	523	[kN]	$V_{Rd,s}$	176	[kN]	Ec. (6.8)
Fuerza resistente a cortante máxima de la sección	$V_{Rd,max}$	1403	[kN]	$V_{Rd,max}$	1062	[kN]	Ec. (6.9)
Factor de utilización	FU	83%	[-]	FU	57%	[-]	
Comprobación Resistencia	V2	OK	[-]	V2	OK	[-]	
VERIFICACIÓN ESPACIAMIENTO Y Nº ESTRIBOS							CE - A19.9.2.2
Separación máxima longitudinal	sl.max	709	[mm]	sl.max	536	[mm]	Ec. (9.7)
Separación dispuesta	sl	200	[mm]	sl	200	[mm]	
Comprobación separación longitudinal	V3	OK	[-]	V3	OK	[-]	
Separación máxima transversal entre ramas	st.max	443	[mm]	st.max	335	[mm]	Ec. (9.8)
Separación dispuesta	st	139	[mm]	st	141	[mm]	
Comprobación separación transversal	V4	OK	[-]	V4	OK	[-]	
Cantidad de estribos mínimos	nº estribos min	3,4	[-]	nº estribos min	1,5	[-]	9.2.2 (4)
Cantidad estribos dispuestos	nº estribos disp	10,0	[-]	nº estribos disp	10,0	[-]	
Comprobación	V5	OK	[-]	V5	OK	[-]	

Figura 193:Excel de elaboración propia.

Verificación a fisuración de la armadura de piel:

Tabla A19.7.2 Diámetro máximo de las barras ϕs^* para el control de la fisuación[1].

Tensión del acero[2] [N/mm^2]	Diámetro máximo de la barra [mm]		
	w_k=0,4 mm	w_k=0,3 mm	w_k=0,2 mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

Figura 194:Tensión en el acero

DATOS DE ENTRADA				
Geometría				
Base		b	50	[cm]
Altura		h	65	[cm]
Recubrimiento		rec	3,5	[cm]
Altura útil		d	61,1	[cm]
Armadura a disponer a cortante				
Diametro armadura a corte		Øv	8	[mm]
Armadura a disponer de piel				
Número de barras		n°	2	[n°]
Diametro armadura de piel		Ø	10	[mm]
Espaciamiento		s	250	[mm]
Área de acero dispuesta		A_s	157,1	[mm²]
Área de concreto traccionado (Act)				
Ancho del área traccionada		beff	50	[mm]
Profundidad del bloque traccionado		hsup	98	[mm]
Área del concreto en tracción		Act	4875	[mm2]
Resistencia media a tracción		fctm	3	[MPa]
X		x	0	
Coeficientes				
Coeficiente de reducción que considera los esfuerzos de coacción		k	0,5	[-]
Coeficiente de reducción que considera el efecto de reduc. del axil en la los		ks	0,9	[-]
Coeficiente que considera la distribución de tensiones		kc	0,40	[-]
Armadura mínima por fisuración				
Tensión máxima permitida	σs=fyk	σs	320,0	[MPa]
Cuantía mínima por fisuración	As,min/Act = kc · k · fct / σs	ρmin	0,002	[-]
Área mínima por fisuración	As,min= ρmin · Act	Asmin;1	7,94	[mm2]
Verificación armadura dispuesta		FU	5%	[-]

Figura 195:Excel de elaboración propia.

Se comprueba adicionalmente la armadura dispuestas en las vigas con el modulo de diseño de vigas de ETABS.

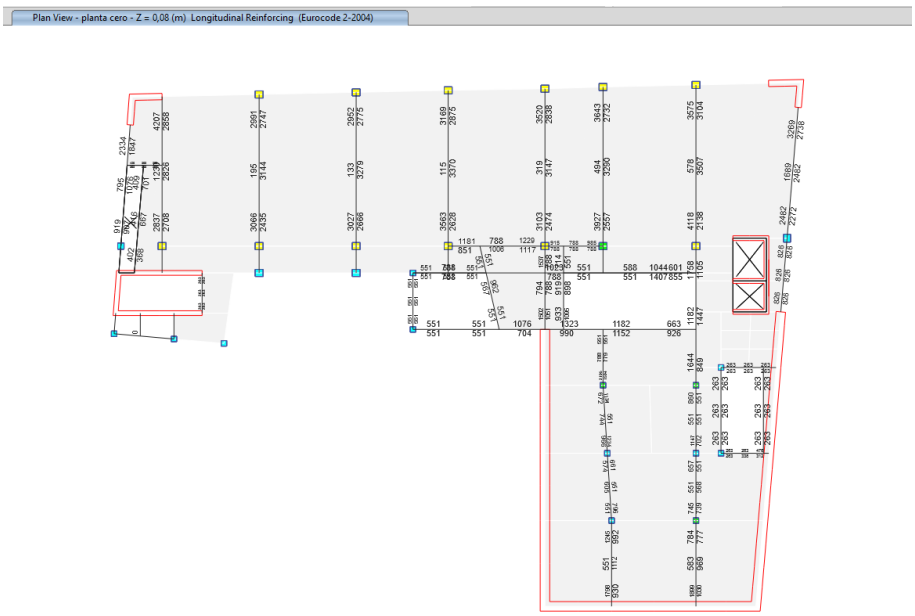


Figura 196:Módulo de diseño de vigas de ETABS.

Ejemplo de reporte de cálculo de vigas de ETABS.

Beam Element Details

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (mm)	LLRF	Type
planta cero	B7	33	V 0,5 X 0,65	ELU / R004) SCU	4851,2	9702,5	0,731	DC Low

Section Properties

b (mm)	h (mm)	b_f (mm)	d_s (mm)	d_{cl} (mm)	d_{cb} (mm)
500	650	500	0	60	60

Material Properties

E_c (MPa)	f_{ck} (MPa)	Lt.Wt Factor (Unitless)	E_s (MPa)	f_y (MPa)	f_{yvk} (MPa)
33000	30	1	200000	413,69	413,69

Design Code Parameters

γ_c	γ_s	γ_{cE}	α_{cc}	α_{cT}	α_{ucc}	α_{ucT}
1,5	1,15	1,2	1	1	0,85	0,85

Design Moment and Flexural Reinforcement for Moment, M_{Ed3}

	Design Moment kN-m	Design N_{Ed} kN	-Moment Rebar mm^2	+Moment Rebar mm^2	Minimum Rebar mm^2	Required Rebar mm^2
Top (+2 Axis)	0	44,2639	0	0	0	0
Bottom (-2 Axis)	623,7175	0	0	3263	537	3263

Shear Force and Reinforcement for Shear, V_{Ed2}

Factored V_{Ed} kN	Design V_{Ed} kN	θ deg	tan(θ) Unitless	Shear V_{Rdc} kN	Shear V_{Rds} kN	Shear $V_{Rd,max}$ kN	Rebar A_{sv}/s mm^2/m
18,4575	18,4575	21,801	0,4	179,9955	252,9049	966,7862	529,6

Additional Longitudinal Reinforcement for Shear

Moment M_{Ed} kN-m	Factored V_{Ed} kN	Design V_{Ed} kN	M_{Edmax} kN-m	z mm	F_{td} kN	$F_{td,limit}$ kN	$F_{td,design}$ kN	$A_{s2bottom}$ mm^2
623,7175	18,4575	18,4575	623,7175	531	23,0719	1174,6092	0	0

Torsion Force and Torsion Reinforcement for Torsion, T_{Ed}

Torsion T_{Ed} kN-m	T_{cr} kN-m	Rebar A_t/s mm^2/m	Rebar A_{sl} mm^2	Area A_c cm^2	Area A_k cm^2	Perimeter, u mm	Perimeter, u_k mm	t_{ef} mm
5,0668	62,5544	0	0	3250	1824,7	2300	1734,8	141,3

Figura 197:Reporte de cálculo de vigas de ETABS

13.2.2 PLANTA S-1

13.2.2.1 Deformada losa

Se verifican las deformaciones:

Deformaciones: cuasipermanente:

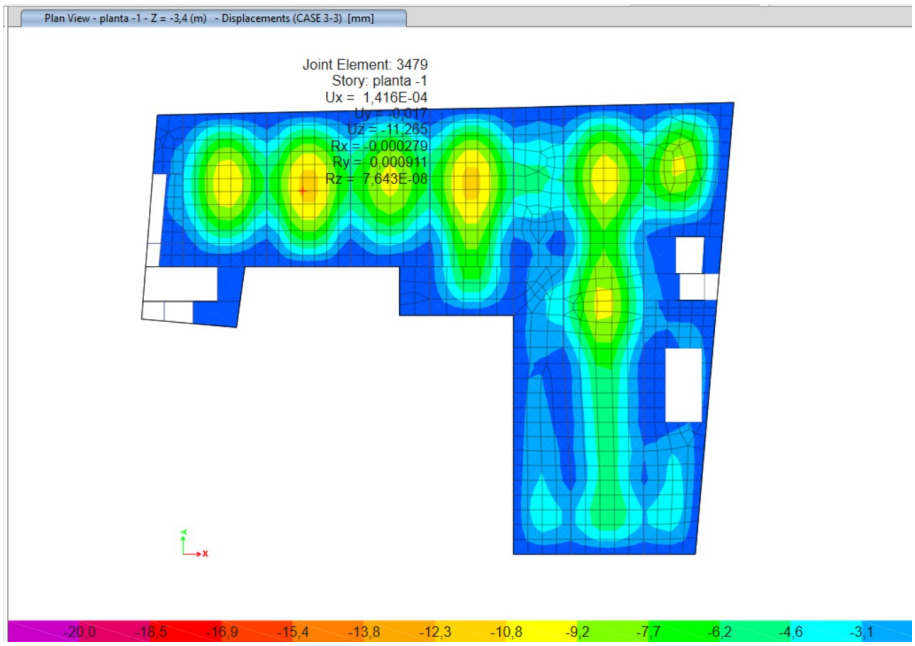


Figura 198:Deformada cuasipermanente.

Limite L/300= 6.2/300=20,6 >11,26 OK

Se verifica la flecha activa:

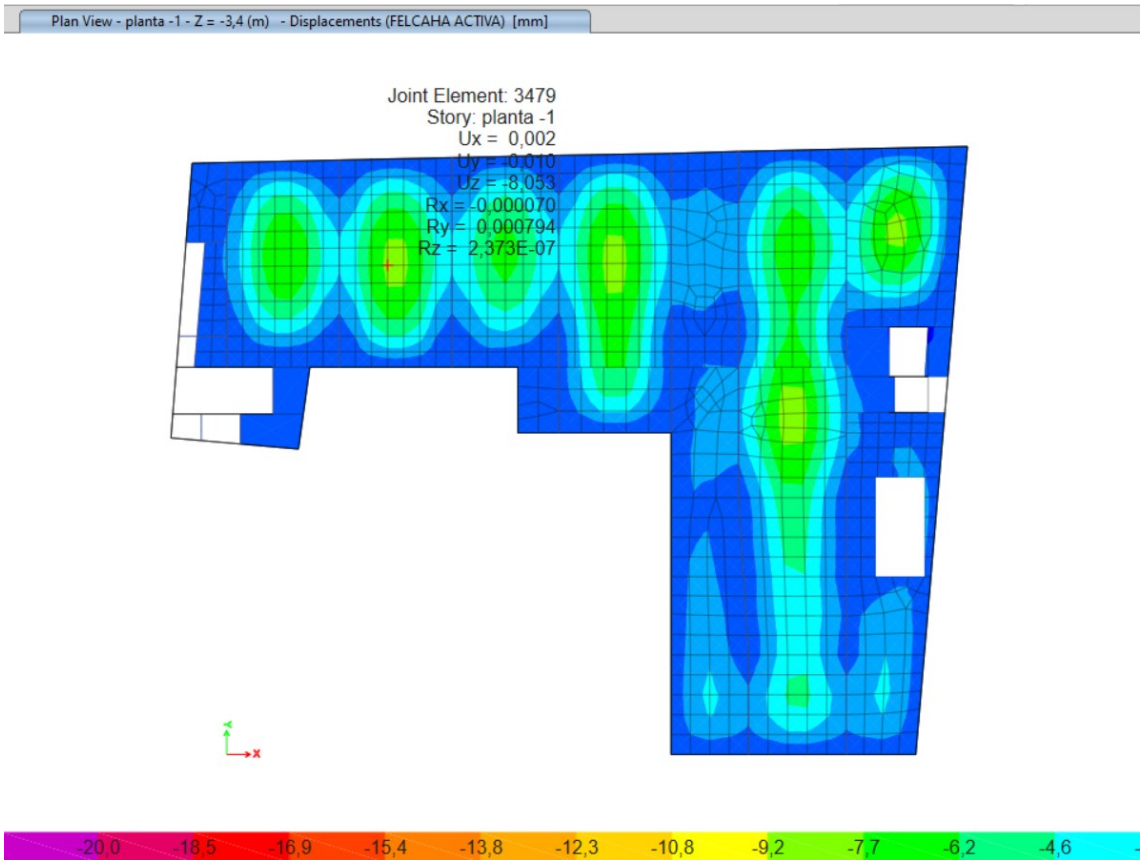


Figura 199:Deformada flecha activa

Limite L/400= 6,2/400=15.5>8 milimetros. OK

Se verifica la apertura de fisuración

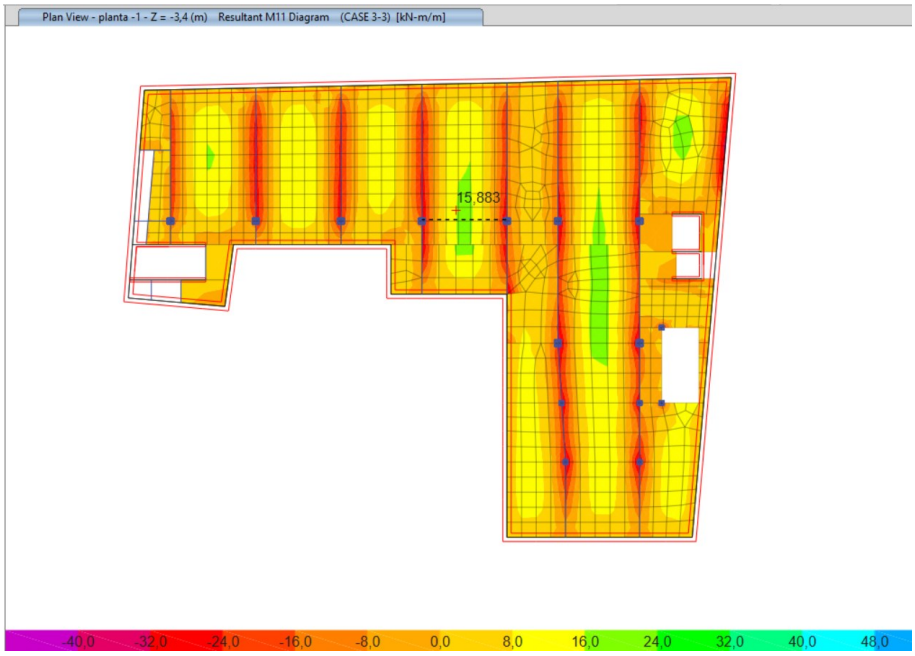


Figura 200:Momentos combinada cuasipermanete.

Comprobación del ancho de fisura:

EN 1992-1-1:2004 *7.3.4: "Control of crack widths"*

ELS Combinación cuasipermanete

Med (kN.m)	16	I_{bruta} (m^3)	0,0007	
b (m)	1	n	6,3636	
h (m)	0,2	x (m)	0,0304	
d (m)	0,165	I_{fis} (m^3)	0,0001	
c' (m)	0,035	M_{fis} (kN.m)	19,3333333	
fck (Mpa)	30	σ_c (MPa)	6,979	COMPRESION ON CONCRETE OK
fctm (Mpa)	2,9	σ_{sc} (MPa)	6,6420	
fyk (Mpa)	500	σ_{st} (MPa)	-196,2723	
γ_c	1,5	κ	1	
γ_s	1,15	k_t	0,4000	
Ec (Mpa)	33000	$h_{c,eff}$ (m)	0,0565	
φ_{eff}	1	$A_{c,eff}$ (m^2)	0,0565	
Es (Mpa)	210000	$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$	0,0006	
A_c (cm^2)	5,24	$s_{r,max}$ (mm)	302,5016	
A_t (cm^2)	5,24	DATO DE LA C **w_k (mm)**	0,1696	(0,3)MAXIMA
ϕ reinf (mm)	10			

Figura 201:Comprobación del ancho de fisura

13.2.2.2 Resistencia losa

Armadura mínima de la losa en la planta cero según el código estructural Armadura minima para una losa de 20 cm –> 4,29cm2/m

Armadura base de redondos del 10 cada 150 milímetros.

Lo que resiste un momento de 36,5 kNm

Armadura mínima a flexión de una losa de 20 cm

Med (kN.m)	1		
b (m)	1	μ	0,002
h (m)	0,2	α	0,002
d (m)	0,15	β	0,999
fck (Mpa)	35	As (cm2)	4,29
fctm (Mpa)	3,2	Us(Ton)	18,7
fyk (Mpa)	500		
γ_c	1,5		
γ_s	1,15		

Se introduce dicho valor en el programa de cálculo

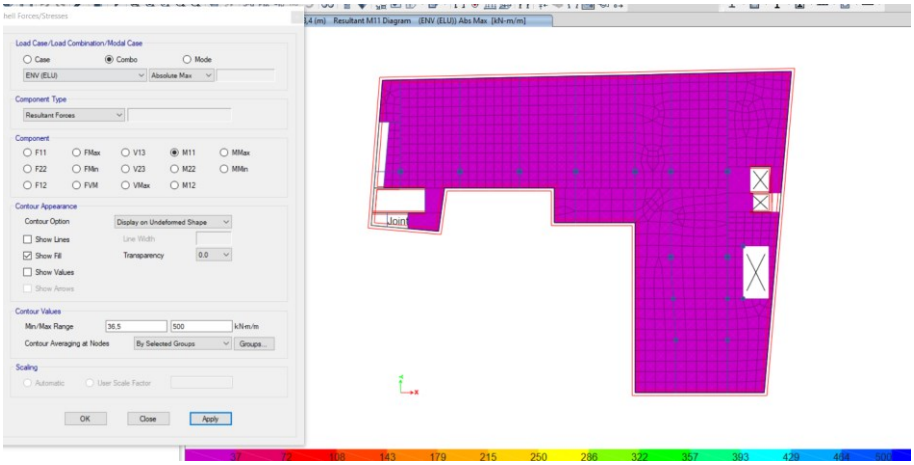


Figura 202:Momentos positivos en x

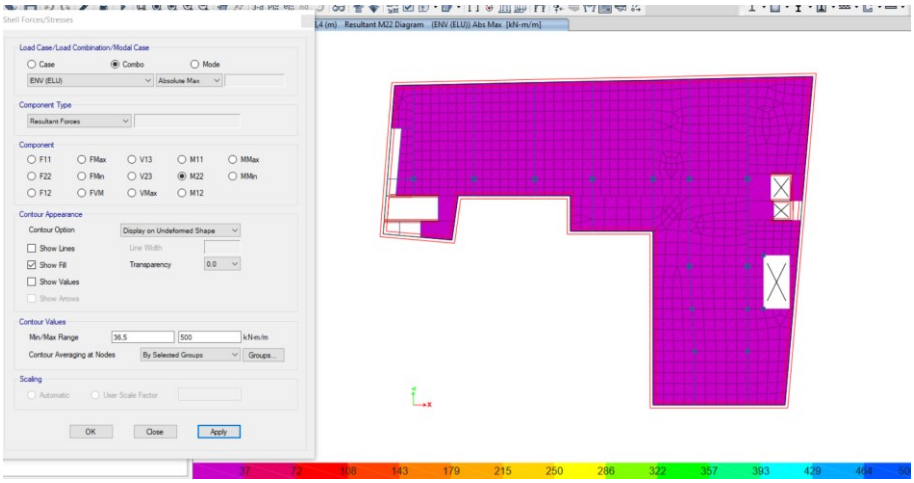


Figura 203:Momentos positivos en y

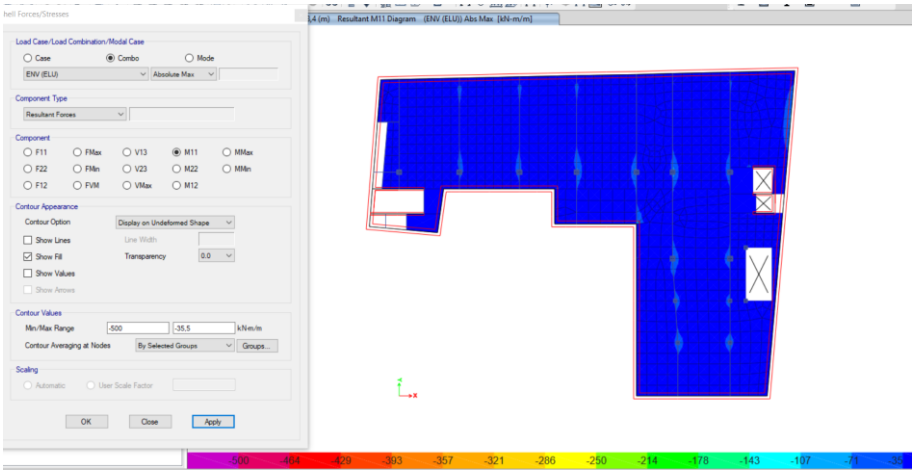


Figura 204:Momentos negativos en la dirección x

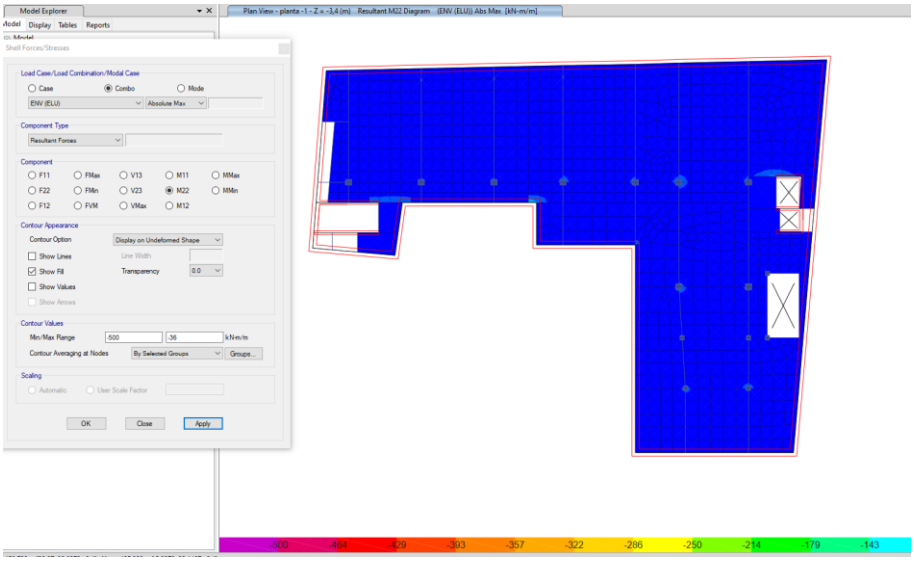


Figura 205:Momentos negativos en la dirección y

Se verifica asi mismo con el módulo de diseño de ETABS

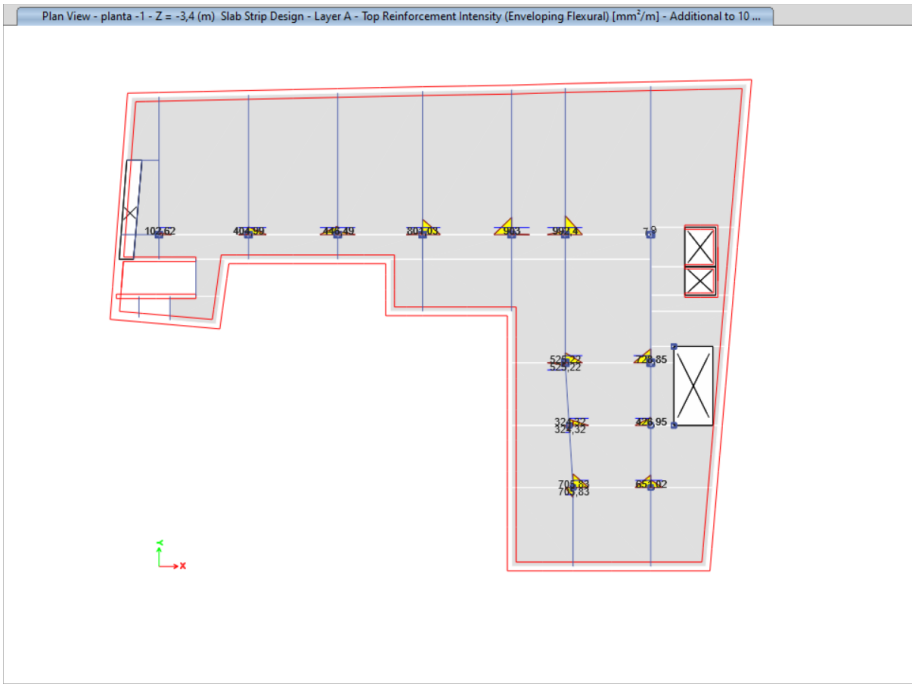


Figura 206: Refuerzo a negativos en la dirección x

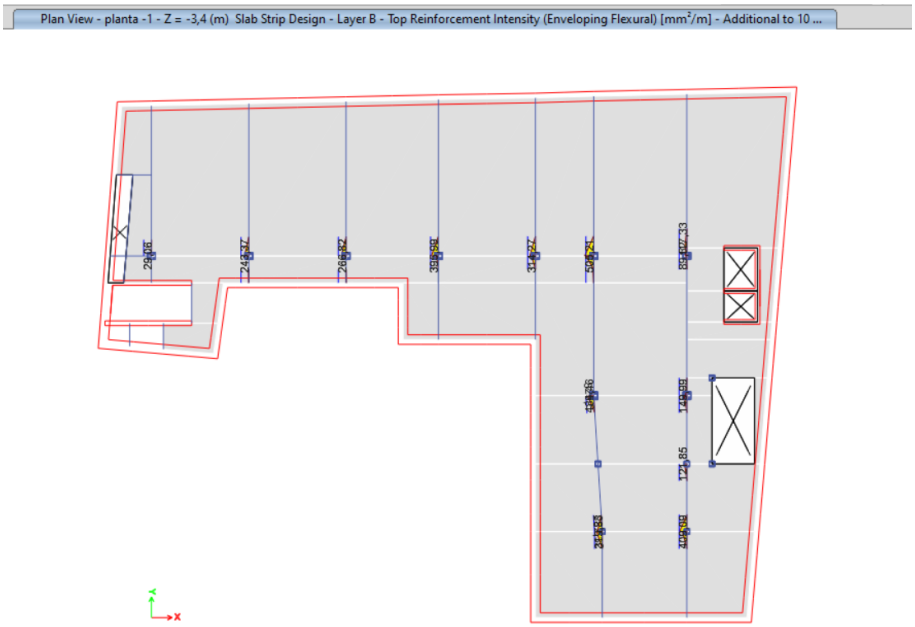


Figura 207: Refuerzo a negativos en la dirección y

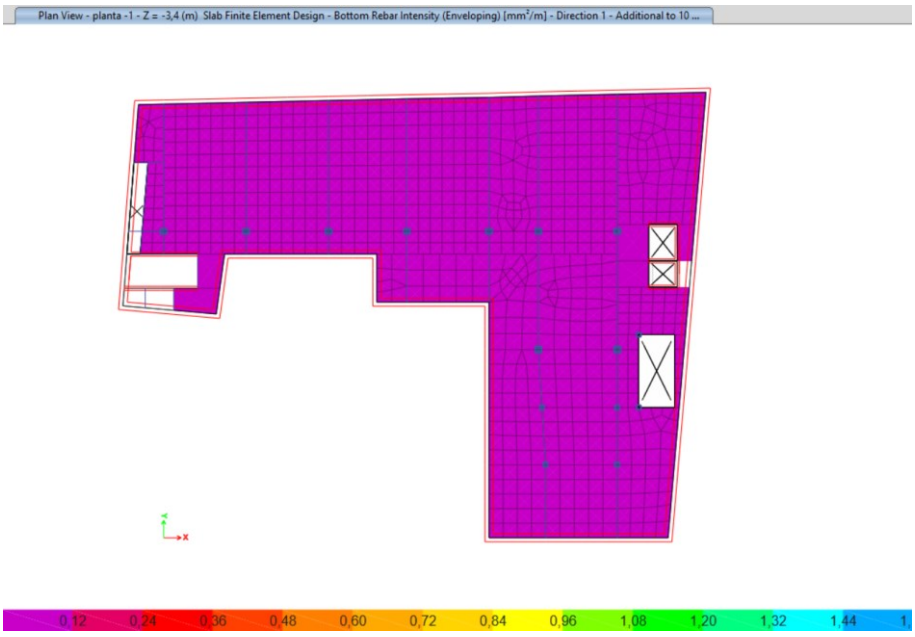


Figura 208: Refuerzo a positivos en x

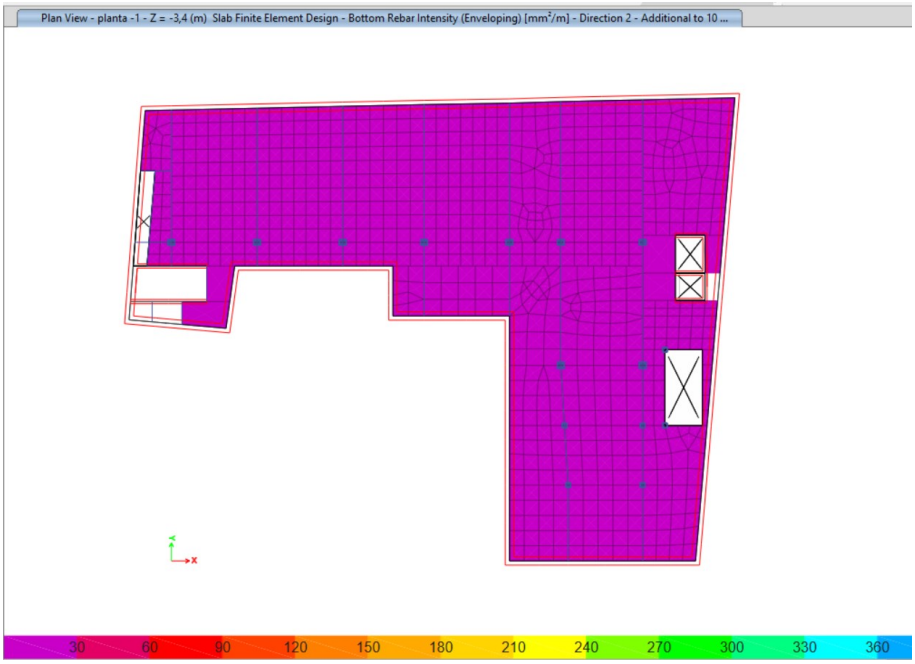


Figura 209: Refuerzo a positivos en y

Se verifica el cortante en la losa:

DATOS DE ENTRADA			
Geometría			
Base	bw	100	[cm]
Altura	h	20	[cm]
Recubrimiento	rec	3,5	[cm]
Altura útil	d	15,2	[cm]
Armadura a flexión			
Número de barras flexión	n°	6	[n°]
Diametro armadura a flexión	Ø	10	[mm]
Espaciamiento	s	167	[mm]
Área de acero dispuesta	A_{sl}	4,71	[cm²]
Propiedades del hormigón			
Tipo de hormigón	HA	HA30	[-]
Resistencia caracterísitca del hormigón	f_{ck}	30,0	[MPa]
Resistencia media a compresión del horm sobre probeta cilíndrica	f_{cm}	38,0	[MPa]
Resistencia media a tracción	f_{ctm}	2,9	[MPa]
Resistencia media a flexotracción	$f_{ctm,fl}$	4,1	[MPa]
Módulo de elasticidad secante del hormigón	E_{cm}	32,8	[GPa]
Propiedades del acero de refuerzo			
Límite elástico característico	f_{yk}	500	[MPa]
Módulo de elasticidad del acero	Es	200000	[MPa]
Deformación unitaria de fluencia	ε_y	0,22%	[-]
Factores parciales de los materiales			
Coeficiente de minoración del hormigón	γ_c	1,50	[-]
Coeficiente de minoración de la armadura pasiva	γ_s	1,15	[-]

FACTORES DE CÁLCULO				CE - A19.6.2.2
Armadura de tracción que se extiene lbd+d desde la sección considerada	Asl	4,71	[cm²]	
Cuantía de armado a tracción	ρl	0,003	[-]	
Factor de cálculo	$C_{Rd,c}$	0,120	[-]	
Factor de cálculo	k	2,000	[-]	
Factor de cálculo	k1	0,150	[-]	
Brazo mecánico de las fuerzas internas	z	137	[mm]	
Coeficiente de reducción del hormigón fisurado por cortante	υ_1	0,528	[-]	
Coeficiente que considera el estado de tensiones en el cordón comprimido*	α_{cw}	1,000	[-]	
**acw=1 para estructuras sin pretensado*				
RESISTENCIA A CORTANTE - APORTE DEL HORMIGÓN				**CE - A19.6.2.2**
Tensión resistente a cortante del hormigón	$v_{Rd,c}$	0,505	[MPa]	Ec. (6.2a)
Fuerza resistente a cortante del hormigón	$V_{Rd,c}$	77	[kN]	Ec. (6.2a)
RESISTENCIA A CORTANTE MÍNIMA				**CE - A19.6.2.3**
Tensión resistente a cortante del hormigón	v_{min}	0,767	[MPa]	Ec. (6.3)
Fuerza resistente a cortante del hormigón	V_{min}	117	[kN]	Ec. (6.2b)

Figura 210: Excel de elaboración propia

Se verifica en el programa de cálculo.

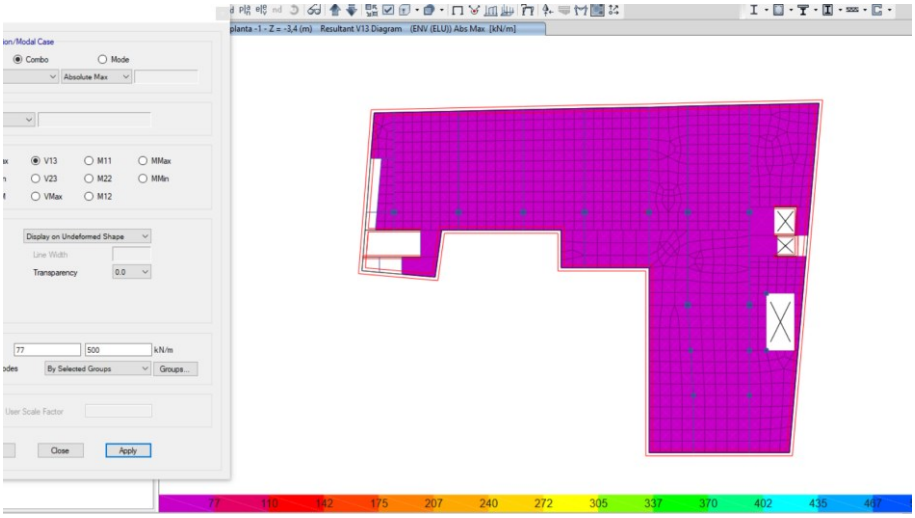


Figura 211: Cortante en una dirección

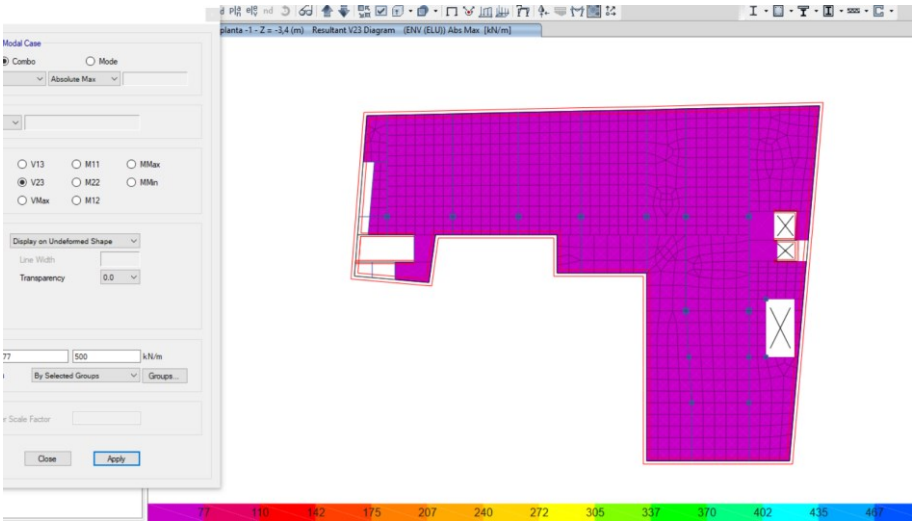


Figura 212: Cortante en una dirección

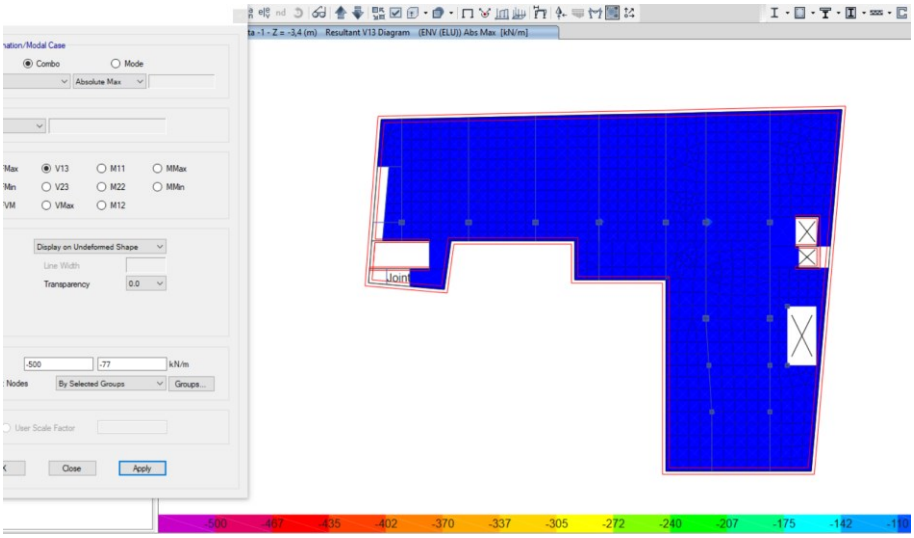


Figura 213: Cortante en una dirección

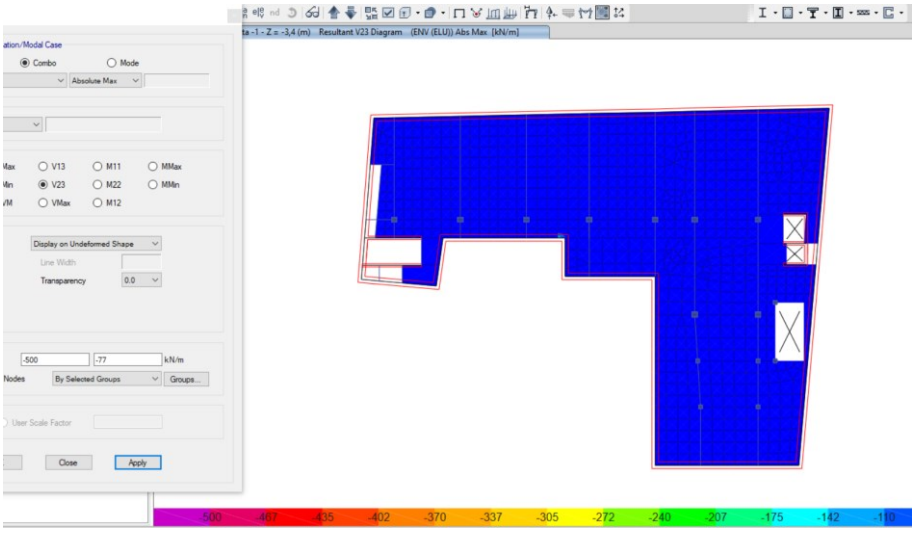


Figura 214: Cortante en una dirección

13.2.2.3 Vigas

Se dimensionan las vigas de hormigón:

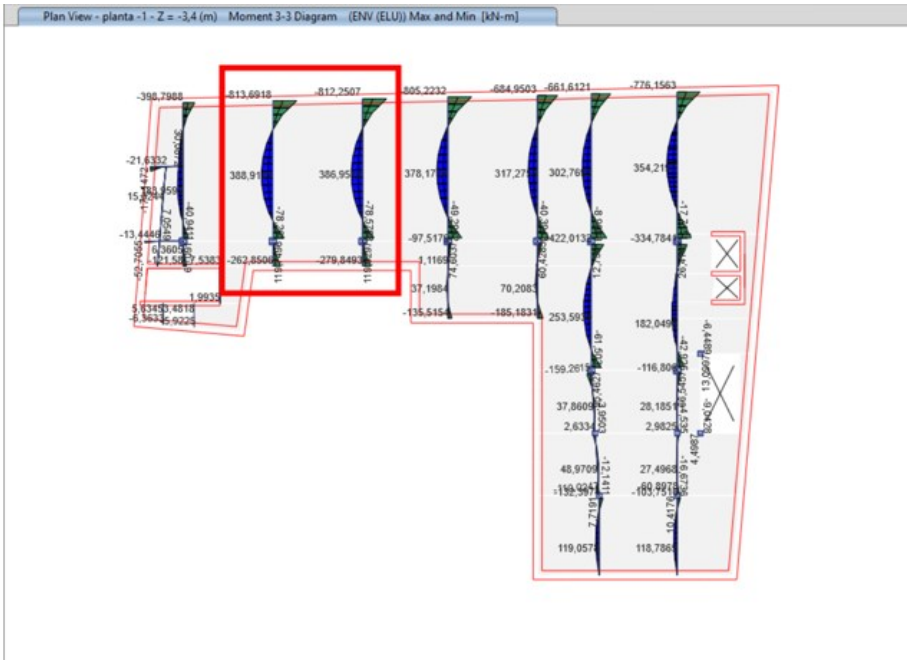


Figura 215: Vigas

Se dividen las ecuaciones de equilibri $b \cdot d \cdot f_{cd}$ la ecuación de equilibrio de fu $b \cdot d^2 \cdot f_{cd}$ or la ecuación de momentos

$$\frac{N}{b \cdot d \cdot f_{cd}} = 0{,}8 \cdot \frac{x}{d} + \frac{A_{s2} \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} \cdot \frac{\sigma_{s2}}{f_{yd}} - \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} \cdot \frac{\sigma_{s1}}{f_{yd}} \qquad \frac{M_1}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0{,}8 \cdot \frac{x}{d}\left(1 - 0{,}4 \cdot \frac{x}{d}\right) + \frac{A_{s2} \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} \cdot \frac{\sigma_{s2}}{f_{yd}} \cdot \left(1 - \frac{d_2}{d}\right)$$

En variables adimensionales, se traduce en:

$$\nu = 0{,}8 \cdot \xi + \omega_2 \cdot \rho_2 - \omega_1 \cdot \rho_1 \qquad \mu_1 = 0{,}8 \cdot \xi \cdot \left(1 - 0{,}4 \cdot \frac{\xi}{2}\right) + \omega_2 \cdot \rho_2 \cdot (1 - \delta_2)$$

DATOS DE ENTRADA

		Planta S-1 V2. positivos			Planta s-1 V2. negativos			Planta s-1 V2. positivos			Planta s-1 V2. negativos		
Geometría													
Base	b	50	[cm]	b	50	[cm]	b	50	[cm]	b	50	[cm]	
Altura	h	65	[cm]	h	65	[cm]	h	50	[cm]	h	50	[cm]	
Recubrimiento	rec	3,5	[cm]	rec	3,5	[cm]	rec	3,5	[cm]	rec	3,5	[cm]	
Altura útil	d	59,7	[cm]	d	59,1	[cm]	d	45,1	[cm]	d	44,5	[cm]	
Armadura a disponer a cortante													
Diametro armadura a corte	Øv	8	[mm]	Øv	12	[mm]	Øv	8	[mm]	Øv	8	[mm]	
Armadura a disponer a flexión													
Número de barras	n°	4	[n°] + 2	n°	5	[n°] + 4	n°	4	[n°] +	n°	5	[n°] + 0	
Diametro armadura a flexión	Ø	20	[mm] + 20	Ø	25	[mm] + 25	Ø	12	[mm]	Ø	25	[mm] + 20	
Espaciamiento	s	125	[mm]	s	104	[mm]	s	130	[mm]	s	100	[mm]	
Área de acero dispuesta	A_s	18,85	[cm²]	A_s	44,18	[cm²]	A_s	29,07	[cm²]	A_s	24,54	[cm²]	
Propiedades del hormigón													
Tipo de hormigón	HA	HA30	[-]	HA	HA30	[-]	HA	HA30	[-]	HA	HA30	[-]	
Resistencia característica del hormigón	f_{ck}	30,0	[MPa]	f_{ck}	30,0	[MPa]	f_{ck}	30,0	[MPa]	f_{ck}	30,0	[MPa]	
Resistencia media a compresión del hormigón sobre probeta cilíndrica	f_{cm}	38,0	[MPa]	f_{cm}	38,0	[MPa]	f_{cm}	38,0	[MPa]	f_{cm}	38,0	[MPa]	
Resistencia media a tracción	f_{ctm}	2,9	[MPa]	f_{ctm}	2,9	[MPa]	f_{ctm}	2,9	[MPa]	f_{ctm}	2,9	[MPa]	
Resistencia media a flexotracción	$f_{ctm,fl}$	2,9	[MPa]	$f_{ctm,fl}$	2,9	[MPa]	$f_{ctm,fl}$	3,2	[MPa]	$f_{ctm,fl}$	3,2	[MPa]	
Módulo de elasticidad secante del hormigón	E_{cm}	32,8	[GPa]	E_{cm}	32,8	[GPa]	E_{cm}	32,8	[GPa]	E_{cm}	32,8	[GPa]	
Propiedades del acero de refuerzo													
Límite elástico característico	f_{yk}	500	[MPa]	f_{yk}	500	[MPa]	f_{yk}	500	[MPa]	f_{yk}	500	[MPa]	
Módulo de elasticidad del acero	Es	200000	[MPa]	Es	200000	[MPa]	Es	200000	[MPa]	Es	200000	[MPa]	
Deformación unitaria de fluencia	ε_y	0,217%	[-]	ε_y	0,217%	[-]	ε_y	0,217%	[-]	ε_y	0,217%	[-]	
Factores parciales de los materiales													
Coeficiente de minoración del hormigón	γ_c	1,50	[-]	γ_c	1,50	[-]	γ_c	1,50	[-]	γ_c	1,50	[-]	
Coeficiente de minoración de la armadura pasiva	γ_s	1,15	[-]	γ_s	1,15	[-]	γ_s	1,15	[-]	γ_s	1,15	[-]	
Solicitaciones													
Momento flector solicitante	Med	389	[kNm]	Med	814	[kNm]	Med	0	[kNm]	Med	280	[kNm]	

VALORES ADIMENSIONALES												
Momento adimensional respecto a la armadura de tracción $\mu_1 = \frac{M_d}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}}$	μ1	0,109	[-]	μ1	0,233	[-]	μ1	0,000	[-]	μ1	0,142	[-]
Profundidad eje neutro, despejando "ε=x/d" $\mu_1 = 0{,}8 \cdot \xi \cdot (1 - 0{,}4 \cdot \xi)$	ε=x/d	0,145	[-]	ε=x/d	0,337	[-]	ε=x/d	0,000	[-]	ε=x/d	0,192	[-]
n igualdad de	μ	0,109	[-]	μ	0,233	[-]	μ	0,000	[-]	μ	0,142	[-]
Profundidad fibra neutra adimensional límite rotura	x1lim/d	0,259	[-]	x1lim/d	0,259	[-]	x1lim/d	0,259	[-]	x1lim/d	0,259	[-]
Profundidad fibra neutra adimensional límite elástico	x2lim/d	0,617	[-]	x2lim/d	0,617	[-]	x2lim/d	0,617	[-]	x2lim/d	0,617	
VERIFICACIÓN DEL DOMINIO												
Dominio 2: εst≥0.01 (rotura) 0<εc<0.0035 Falla flexotracción -												
Dominio 3: εy≤εst<0.01 (fluye) εc=0.0035 Falla dúctil flexión	Dominio	Dominio 2	[-]	Dominio	Dominio 3	[-]	Dominio	Dominio 2	[-]	Dominio	Dominio 2	[-]
Dominio 4: 0<εst<εy εc=0.0035 Falla frágil												
Verificación dominio: Se recomienda 2 o 3	Verificación	OK	[-]	Verificación	OK	[-]	Verificación	OK	[-]	Verificación	OK	[-]
DEFORMACIONES												
Profundidad eje neutro	x	86,46	[mm]	x	199,19	[mm]	x	0,03	[mm]	x	85,29	[mm]
Deformación unitaria del hormigón	ε_c	0,17%	[-]	ε_c	0,35%	[-]	ε_c	0,00%	[-]	ε_c	0,24%	[-]
Deformación unitaria del acero	ε_{st}	1,00%	[-]	ε_{st}	0,69%	[-]	ε_{st}	1,00%	[-]	ε_{st}	1,00%	[-]
ÁREA DE ACERO REQUERIDA LONGITUDINAL												
Tensión en el acero	f_{st}	435	[MPa]	f_{st}	435	[MPa]	f_{st}	435	[MPa]	f_{st}	435	[MPa]
Fuerza de compresión en el hormigón	F_c	734,9	[kN]	F_c	1693,1	[kN]	F_c	0,2	[kN]	F_c	724,9	[kN]
Área de acero requerida $0 = f_{cd} * 0{,}8x * b - A_{s1} * f_{yd}$;	A_s,req	16,90	[cm2]	A_s,req	38,94	[cm2]	A_s,req	0,01	[cm2]	A_s,req	16,67	[cm2]
Área de acero dispuesta	A_s,disp	18,85	[cm2]	A_s,disp	44,18	[cm2]	A_s,disp	29,07	[cm2]	A_s,disp	24,54	[cm2]
Factor de utilización	FU	90%	[-]	FU	88%	[-]	FU	0%	[-]	FU	68%	[-]
Comprobación	V1	OK	[-]	V1	OK	[-]	V1	OK	[-]	V1	OK	[-]
ÁREA DE ACERO MÍNIMA LONGITUDINAL												CE - 19.9.2.1.1
Módulo resistente de la sección bruta	W	35208333	[mm2]	W	35208333	[mm2]	W	20833333	[mm2]	W	20833333	[mm2]
Brazo mecánico z=0.8h	z	520	[mm]	z	520	[mm]	z	400	[mm]	z	400	[mm]
Área de armadura longitudinal de tracción mínima	Asmin	4,5	[cm2]	Asmin	4,5	[cm2]	Asmin	3,8	[cm2]	Asmin	3,8	[cm2]
Área de armadura longitudinal de tracción máxima	Asmax	130	[cm2]	Asmax	130	[cm2]	Asmax	100	[cm2]	Asmax	100	[cm2]
Área de acero dispuesta	A_s,disp	18,85	[cm2]	A_s,disp	44,18	[cm2]	A_s,disp	29,07	[cm2]	A_s,disp	24,54	[cm2]
Factor de utilización	FU	24%	[-]	FU	10%	[-]	FU	13%	[-]	FU	16%	[-]
Comprobación	V2	OK	[-]	V2	OK	[-]	V2	OK	[-]	V2	OK	[-]
VERIFICACIÓN ESPACIAMIENTO												CE- 49.4.1.1
Tamaño del árido	Tmax	20,0	[mm]	Tmax	20,0	[mm]	Tmax	20,0	[mm]	Tmax	20,0	[mm]
Distancia entre barras dispuestas	Dist	137	[cm]	Dist	51	[cm]	Dist	52	[cm]	Dist	101	[cm]
Distancia mínima según Código estructural	Dist.mínima	25	[mm]	Dist.mínir	25	[mm]	Dist.mí	25	[mm]	Dist.mí	25	[mm]
Comprobación	FU	18%	[-]	FU	49%	[-]	FU	48%	[-]	FU	25%	[-]
Comprobación	V3	OK	[-]	V3	OK	[-]	V3	OK	[-]	V3	OK	[-]

Figura 216: Excel de elaboración propia

13.3 ESTRUCTURA VERTICAL

13.3.1 PILARES METÁLICOS

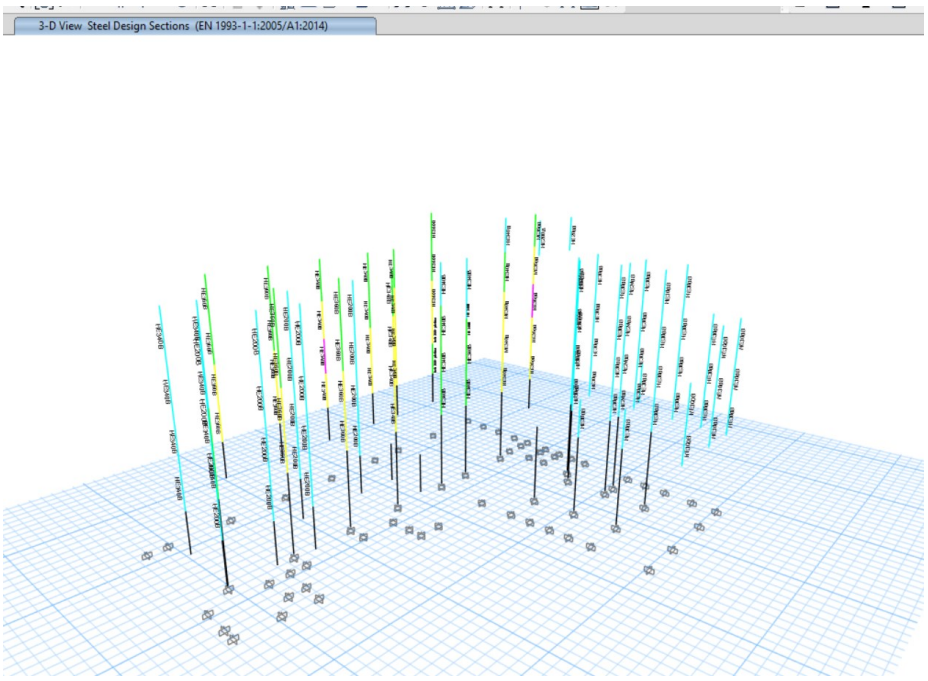


Figura 217: Factor de utilización pilares metálicos

Algunos pilares se han dimensionado de acuerdo al espesor de la viga, para facilitar posteriormente el cálculo de la unión.

TABLE: Steel Column Envelope - EN 1993-1-1-2005

Story	Label	Section	Moment-Axial Interaction Check	NMM Combo	V2 Ratio	V3 Ratio	Section Class
Lucernarios	C18	HE340B	0,352 = 0,083 + 0,264 + 0,005	ELU / R056) N	0,124	0,001	Class 1
Lucernarios	C36	HE360B	0,567 = 0,063 + 0,493 + 0,012	ELU / R017) SCU	0,236	0,001	Class 1
Lucernarios	C15	HE360B	0,588 = 0,353 + 0,217 + 0,018	ELU / R024) C.MAN	0,095	0,004	Class 1
Lucernarios	C19	HE200B	0,34 = 0,088 + 0,14 + 0,112	ELU / R021) C.MAN	0,025	0,005	Class 1
Lucernarios	C9	HE200B	0,456 = 0,004 + 0,081 + 0,449	ELU / R021) C.MAN	0,029	0,012	Class 1
planta cuarta	C1	HE340B	0,395 = 0,068 + 0,32 + 0,007	ELU / R024) C.MAN	0,122	0,001	Class 1
planta cuarta	C5	HE360B	0,516 = 0,093 + 0,422 + 0,001	ELU / R024) C.MAN	0,171	0	Class 1
planta cuarta	C6	HE200B	0,092 = 0,074 + 0,016 + 0,002	ELU / R020) SCU	0,004	0,0002062	Class 1
planta cuarta	C7	HE360B	0,564 = 0,086 + 0,422 + 0,055	ELU / R056) N	0,17	0,003	Class 1
planta cuarta	C8	HE200B	0,206 = 0,07 + 0,018 + 0,117	ELU / R020) SCU	0,004	0,004	Class 1
planta cuarta	C14	HE340B	0,483 = 0,096 + 0,375 + 0,011	ELU / R020) SCU	0,139	0,001	Class 1
planta cuarta	C18	HE340B	0,546 = 0,227 + 0,263 + 0,057	ELU / R014) SCU	0,097	0,004	Class 1
planta cuarta	C21	HE300B	0,215 = 0,048 + 0,163 + 0,004	ELU / R056) N	0,059	0,0001816	Class 1
planta cuarta	C22	HE300B	0,12 = 0,026 + 0,083 + 0,011	ELU / R017) SCU	0,03	0,003	Class 1
planta cuarta	C24	HE300B	0,102 = 0,01 + 0,075 + 0,018	ELU / R021) C.MAN	0,021	0,003	Class 1
planta cuarta	C26	HE200B	0,325 = 0,065 + 0,235 + 0,025	ELU / R024) C.MAN	0,05	0,003	Class 1
planta cuarta	C32	HE360B	0,607 = 0,1 + 0,501 + 0,005	ELU / R021) C.MAN	0,199	0,0003931	Class 1
planta cuarta	C35	HE340B	0,602 = 0,094 + 0,499 + 0,009	ELU / R021) C.MAN	0,19	0,001	Class 1
planta cuarta	C36	HE360B	0,665 = 0,185 + 0,476 + 0,003	ELU / R017) SCU	0,174	0,001	Class 1
planta cuarta	C41	HE300B	0,171 = 0,064 + 0,092 + 0,014	ELU / R020) SCU	0,034	0,001	Class 1
planta cuarta	C43	HE300B	0,098 = 0,009 + 0,044 + 0,096	ELU / R033) Vx+	0,02	0,006	Class 1
planta cuarta	C25	HE360B	0,583 = 0,1 + 0,474 + 0,008	ELU / R021) C.MAN	0,193	0,001	Class 1
planta cuarta	C56	HE340B	0,557 = 0,116 + 0,428 + 0,013	ELU / R020) SCU	0,155	0,001	Class 1
planta cuarta	C10	HE340B	0,655 = 0,106 + 0,548 + 0,001	ELU / R021) C.MAN	0,215	0,0002196	Class 1
planta cuarta	C151	HE240B	0,136 = 0,051 + 0,049 + 0,036	ELU / R017) SCU	0,006	0,002	Class 1
planta cuarta	C42	HE340B	0,26 = 0,041 + 0,199 + 0,02	ELU / R024) C.MAN	0,07	0,003	Class 1
planta cuarta	C137	HE240B	0,105 = 0,075 + 0,022 + 0,008	ELU / R014) SCU	0,004	0,002	Class 1
planta cuarta	C138	HE300B	0,125 = 0,058 + 0,045 + 0,022	ELU / R033) Vx+	0,015	0,003	Class 1
planta cuarta	C28	HE200B	0,221 = 0,022 + 0,005 + 0,221	ELU / R024) C.MAN	0,003	0,008	Class 1
planta cuarta	C33	HE200B	0,087 = 0,062 + 0,015 + 0,01	ELU / R024) C.MAN	0,002	0,001	Class 1
planta cuarta	C15	HE360B	0,737 = 0,535 + 0,176 + 0,026	ELU / R020) SCU	0,064	0,004	Class 1
planta cuarta	C40	HE340B	0,475 = 0,096 + 0,374 + 0,005	ELU / R020) SCU	0,135	0,001	Class 1
planta cuarta	C52	HE340B	0,577 = 0,083 + 0,485 + 0,009	ELU / R021) C.MAN	0,185	0,001	Class 1
planta tres	C1	HE340B	0,46 = 0,154 + 0,301 + 0,004	ELU / R020) SCU	0,123	0,001	Class 1
planta tres	C5	HE360B	0,587 = 0,209 + 0,378 + 0	ELU / R020) SCU	0,165	0	Class 1
planta tres	C6	HE200B	0,172 = 0,158 + 0,009 + 0,004	ELU / R020) SCU	0,002	0,0001536	Class 1
planta tres	C7	HE360B	0,621 = 0,209 + 0,335 + 0,077	ELU / R020) SCU	0,148	0,013	Class 1
planta tres	C8	HE200B	0,346 = 0,099 + 0,01 + 0,345	ELU / R020) SCU	0,002	0,016	Class 1
planta tres	C18	HE340B	0,736 = 0,367 + 0,321 + 0,048	ELU / R014) SCU	0,144	0,005	Class 1
planta tres	C21	HE300B	0,224 = 0,097 + 0,118 + 0,009	ELU / R020) SCU	0,046	0,001	Class 1
planta tres	C22	HE300B	0,13 = 0,059 + 0,067 + 0,004	ELU / R017) SCU	0,027	0,001	Class 1
planta tres	C24	HE300B	0,218 = 0,051 + 0,135 + 0,032	ELU / R017) SCU	0,043	0,005	Class 1
planta tres	C26	HE200B	0,318 = 0,135 + 0,159 + 0,023	ELU / R014) SCU	0,04	0,002	Class 1
planta tres	C32	HE360B	0,654 = 0,223 + 0,429 + 0,002	ELU / R017) SCU	0,193	0,0001015	Class 1
planta tres	C35	HE340B	0,712 = 0,206 + 0,501 + 0,005	ELU / R017) SCU	0,206	0,001	Class 1
planta tres	C36	HE360B	0,834 = 0,318 + 0,512 + 0,004	ELU / R017) SCU	0,238	0,001	Class 1
planta tres	C41	HE300B	0,218 = 0,125 + 0,081 + 0,012	ELU / R020) SCU	0,032	0,003	Class 1
planta tres	C43	HE300B	0,191 = 0,052 + 0,016 + 0,191	ELU / R013) SCU	0,023	0,011	Class 1
planta tres	C47	HE300B	0,248 = 0,029 + 0,16 + 0,06	ELU / R020) SCU	0,05	0,003	Class 1
planta tres	C25	HE360B	0,656 = 0,224 + 0,429 + 0,003	ELU / R017) SCU	0,192	0,0002847	Class 1
planta tres	C56	HE340B	0,714 = 0,229 + 0,444 + 0,041	ELU / R020) SCU	0,192	0,003	Class 1
planta tres	C10	HE340B	0,743 = 0,238 + 0,501 + 0,004	ELU / R017) SCU	0,218	0,0002076	Class 1
planta tres	C151	HE240B	0,174 = 0,081 + 0,068 + 0,024	ELU / R015) SCU	0,023	0,003	Class 1
planta tres	C42	HE340B	0,255 = 0,087 + 0,152 + 0,016	ELU / R020) SCU	0,059	0,002	Class 1
planta tres	C137	HE240B	0,137 = 0,081 + 0,046 + 0,01	ELU / R014) SCU	0,015	0,002	Class 1
planta tres	C138	HE300B	0,192 = 0,124 + 0,053 + 0,015	ELU / R013) SCU	0,021	0,002	Class 1
planta tres	C28	HE200B	0,1 = 0,059 + 0,01 + 0,032	ELU / R037) Vy+	0,002	0,003	Class 1
planta tres	C33	HE200B	0,129 = 0,107 + 0,02 + 0,002	ELU / R015) SCU	0,005	0,0001756	Class 1
planta tres	C55	HE300B	0,099 = 0,007 + 0,001 + 0,099	ELU / R049) N	0,004	0,007	Class 1
planta tres	C37	HE300B	0,253 = 0,186 + 0,053 + 0,013	ELU / R021) C.MAN	0,021	0,003	Class 1
planta tres	C13	HE340B	0,592 = 0,218 + 0,349 + 0,025	ELU / R020) SCU	0,142	0,008	Class 1
planta tres	C17	HE340B	0,481 = 0,183 + 0,272 + 0,025	ELU / R014) SCU	0,143	0,006	Class 1
planta tres	C15	HE360B	0,927 = 0,712 + 0,189 + 0,025	ELU / R020) SCU	0,079	0,004	Class 1

planta tres	C15	HE360B	0,927 = 0,712 + 0,189 + 0,025	ELU / R020) SCU	0,079	0,004	Class 1
planta tres	C40	HE340B	0,502 = 0,188 + 0,311 + 0,003	ELU / R020) SCU	0,142	0,0003139	Class 1
planta tres	C52	HE340B	0,617 = 0,192 + 0,421 + 0,004	ELU / R017) SCU	0,181	0,001	Class 1
planta dos	C1	HE340B	0,572 = 0,244 + 0,325 + 0,003	ELU / R020) SCU	0,145	0,001	Class 1
planta dos	C5	HE360B	0,769 = 0,328 + 0,436 + 0,006	ELU / R020) SCU	0,201	0,001	Class 1
planta dos	C6	HE200B	0,238 = 0,223 + 0,008 + 0,008	ELU / R020) SCU	0,002	0,001	Class 1
planta dos	C7	HE360B	0,827 = 0,332 + 0,445 + 0,051	ELU / R020) SCU	0,198	0,005	Class 1
planta dos	C8	HE200B	0,327 = 0,215 + 0,01 + 0,101	ELU / R020) SCU	0,003	0,006	Class 1
planta dos	C14	HE340B	0,628 = 0,282 + 0,332 + 0,014	ELU / R020) SCU	0,166	0,001	Class 1
planta dos	C18	HE340B	0,805 = 0,497 + 0,289 + 0,019	ELU / R020) SCU	0,151	0,0002462	Class 1
planta dos	C21	HE300B	0,28 = 0,142 + 0,1 + 0,038	ELU / R020) SCU	0,042	0,003	Class 1
planta dos	C22	HE300B	0,24 = 0,089 + 0,109 + 0,042	ELU / R017) SCU	0,036	0,006	Class 1
planta dos	C24	HE300B	0,341 = 0,164 + 0,099 + 0,078	ELU / R017) SCU	0,039	0,006	Class 1
planta dos	C26	HE200B	0,434 = 0,204 + 0,198 + 0,032	ELU / R014) SCU	0,052	0,003	Class 1
planta dos	C32	HE360B	0,852 = 0,349 + 0,497 + 0,006	ELU / R017) SCU	0,224	0,0004299	Class 1
planta dos	C35	HE340B	0,84 = 0,342 + 0,492 + 0,007	ELU / R017) SCU	0,23	0,001	Class 1
planta dos	C36	heb 360+ pletina	0,856 = 0,235 + 0,62 + 0,001	ELU / R017) SCU	0,107	0,001	Class 3
planta dos	C41	HE300B	0,296 = 0,185 + 0,095 + 0,016	ELU / R020) SCU	0,037	0,003	Class 1
planta dos	C43	HE300B	0,24 = 0,127 + 0,046 + 0,067	ELU / R017) SCU	0,025	0,009	Class 1
planta dos	C45	HE300B	0,159 = 0,044 + 0,071 + 0,044	ELU / R015) SCU	0,016	0,002	Class 1
planta dos	C46	HE300B	0,363 = 0,044 + 0,153 + 0,34	ELU / R016) SCU	0,047	0,021	Class 1
planta dos	C47	HE300B	0,282 = 0,126 + 0,121 + 0,034	ELU / R016) SCU	0,044	0,006	Class 1
planta dos	C25	HE360B	0,835 = 0,352 + 0,482 + 0,001	ELU / R017) SCU	0,221	0,0001565	Class 1
planta dos	C56	HE340B	0,802 = 0,341 + 0,37 + 0,091	ELU / R020) SCU	0,165	0,022	Class 1
planta dos	C10	HE340B	0,928 = 0,373 + 0,553 + 0,002	ELU / R017) SCU	0,249	0,0002496	Class 1
planta dos	C151	HE240B	0,215 = 0,116 + 0,077 + 0,023	ELU / R015) SCU	0,022	0,003	Class 1
planta dos	C42	HE340B	0,276 = 0,13 + 0,132 + 0,014	ELU / R020) SCU	0,062	0,003	Class 1
planta dos	C137	HE240B	0,19 = 0,125 + 0,054 + 0,011	ELU / R014) SCU	0,016	0,002	Class 1
planta dos	C138	HE300B	0,23 = 0,178 + 0,043 + 0,009	ELU / R003) SCU	0,017	0,002	Class 1
planta dos	C28	HE200B	0,142 = 0,08 + 0,014 + 0,047	ELU / R037) Vy+	0,003	0,005	Class 1
planta dos	C33	HE200B	0,173 = 0,154 + 0,014 + 0,005	ELU / R016) SCU	0,003	0,001	Class 1
planta dos	C55	HE300B	0,086 = 0,06 + 0,005 + 0,021	ELU / R034) Vx+	0,006	0,004	Class 1
planta dos	C37	HE300B	0,169 = 0,101 + 0,053 + 0,015	ELU / R033) Vx+	0,021	0,002	Class 1
planta dos	C15	HE360B	0,744 = 0,536 + 0,186 + 0,022	ELU / R020) SCU	0,087	0,004	Class 1
planta dos	C40	HE340B	0,63 = 0,312 + 0,316 + 0,001	ELU / R020) SCU	0,143	0,0002158	Class 1
planta dos	C52	HE340B	0,779 = 0,303 + 0,472 + 0,004	ELU / R017) SCU	0,205	0,001	Class 1
planta uno	C1	HE340B	0,514 = 0,324 + 0,187 + 0,003	ELU / R020) SCU	0,044	0,0001611	Class 1
planta uno	C5	HE360B	0,708 = 0,447 + 0,256 + 0,005	ELU / R020) SCU	0,064	0,0002802	Class 1
planta uno	C6	HE200B	0,309 = 0,298 + 0,006 + 0,005	ELU / R020) SCU	0,001	0,000172	Class 1
planta uno	C7	HE360B	0,743 = 0,456 + 0,268 + 0,019	ELU / R020) SCU	0,066	0,001	Class 1
planta uno	C8	HE200B	0,344 = 0,308 + 0,004 + 0,032	ELU / R020) SCU	0,001	0,001	Class 1
planta uno	C14	HE340B	0,56 = 0,404 + 0,15 + 0,005	ELU / R020) SCU	0,036	0,0003344	Class 1
planta uno	C18	HE340B	0,815 = 0,651 + 0,151 + 0,013	ELU / R020) SCU	0,038	0,001	Class 1
planta uno	C21	HE300B	0,295 = 0,208 + 0,053 + 0,034	ELU / R020) SCU	0,011	0,002	Class 1
planta uno	C22	HE300B	0,26 = 0,155 + 0,061 + 0,044	ELU / R017) SCU	0,013	0,003	Class 1
planta uno	C24	HE300B	0,325 = 0,238 + 0,012 + 0,075	ELU / R020) SCU	0,006	0,005	Class 1
planta uno	C16	HE300B	0,246 = 0,077 + 0,027 + 0,142	ELU / R016) SCU	0,01	0,009	Class 1
planta uno	C3	HE300B	0,236 = 0,082 + 0,087 + 0,067	ELU / R015) SCU	0,018	0,004	Class 1
planta uno	C26	HE200B	0,43 = 0,279 + 0,126 + 0,025	ELU / R013) SCU	0,017	0,001	Class 1
planta uno	C32	HE360B	0,785 = 0,483 + 0,3 + 0,003	ELU / R017) SCU	0,075	0,0001701	Class 1
planta uno	C35	HE340B	0,737 = 0,458 + 0,277 + 0,001	ELU / R017) SCU	0,066	0,000154	Class 1
planta uno	C36	heb 360+ pletina	0,571 = 0,3 + 0,268 + 0,003	ELU / R017) SCU	0,025	0,0003745	Class 3
planta uno	C41	HE300B	0,317 = 0,248 + 0,055 + 0,014	ELU / R020) SCU	0,012	0,001	Class 1
planta uno	C43	HE300B	0,184 = 0,155 + 0,026 + 0,003	ELU / R017) SCU	0,007	0,0003948	Class 1
planta uno	C46	HE300B	0,089 = 0,079 + 0,008 + 0,002	ELU / R004) SCU	0,003	0,001	Class 1
planta uno	C47	HE300B	0,2 = 0,179 + 0,015 + 0,007	ELU / R036) Vx-	0,004	0,001	Class 1
planta uno	C25	HE360B	0,764 = 0,484 + 0,278 + 0,002	ELU / R017) SCU	0,069	0,0001117	Class 1
planta uno	C56	HE340B	0,793 = 0,55 + 0,194 + 0,048	ELU / R020) SCU	0,048	0,003	Class 1
planta uno	C10	HE340B	0,848 = 0,515 + 0,331 + 0,002	ELU / R017) SCU	0,081	0,0001705	Class 1
planta uno	C151	HE240B	0,207 = 0,152 + 0,039 + 0,016	ELU / R015) SCU	0,007	0,001	Class 1
planta uno	C42	HE340B	0,251 = 0,168 + 0,074 + 0,009	ELU / R020) SCU	0,016	0,001	Class 1
planta uno	C137	HE240B	0,266 = 0,222 + 0,034 + 0,01	ELU / R014) SCU	0,005	0,001	Class 1
planta uno	C138	HE300B	0,321 = 0,302 + 0,011 + 0,008	ELU / R013) SCU	0,004	0,001	Class 1
planta uno	C28	HE200B	0,152 = 0,111 + 0,001 + 0,04	ELU / R036) Vx-	0,0001849	0,001	Class 1
planta uno	C33	HE200B	0,227 = 0,207 + 0,01 + 0,01	ELU / R020) SCU	0,001	0,0003239	Class 1
planta uno	C55	HE300B	0,164 = 0,145 + 0,002 + 0,017	ELU / R034) Vx+	0,001	0,001	Class 1
planta uno	C37	HE300B	0,21 = 0,21 + 0 + 0	ELU / R033) Vx+	0,005	0,0003582	Class 1

planta uno	C15	HE360B	0,83 = 0,702 + 0,112 + 0,015	ELU / R013) SCU	0,048	0,002	Class 1
planta uno	C40	HE340B	0,621 = 0,45 + 0,17 + 2,343E-04	ELU / R020) SCU	0,041	0	Class 1
planta uno	C52	HE340B	0,707 = 0,419 + 0,284 + 0,004	ELU / R017) SCU	0,068	0,0002288	Class 1

Figura 218: Reporte de cálculo de ETABS

13.3.2 MUROS

Los muros del proyecto:

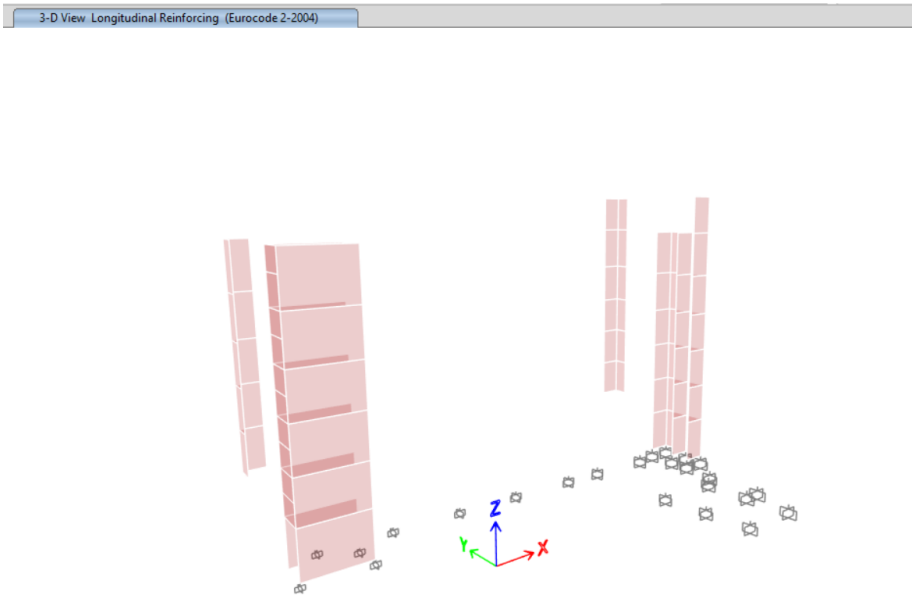


Figura 219: Imagen del modelo de cálculo

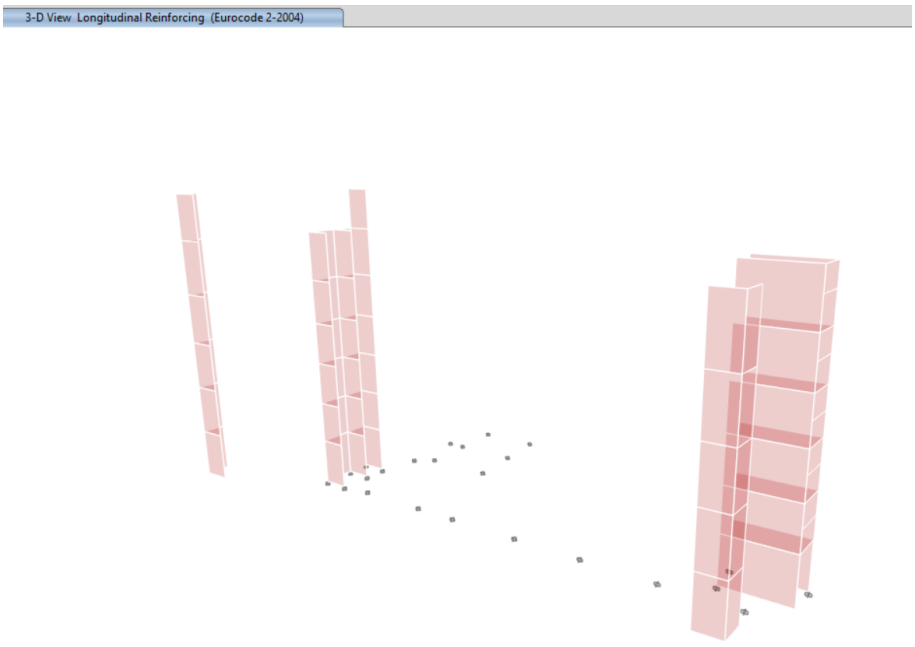


Figura 220: Imagen del modelo de cálculo

Se emplea el modulo de diseño de Etabs, para ello hay que asignar un PIER a cada muro:

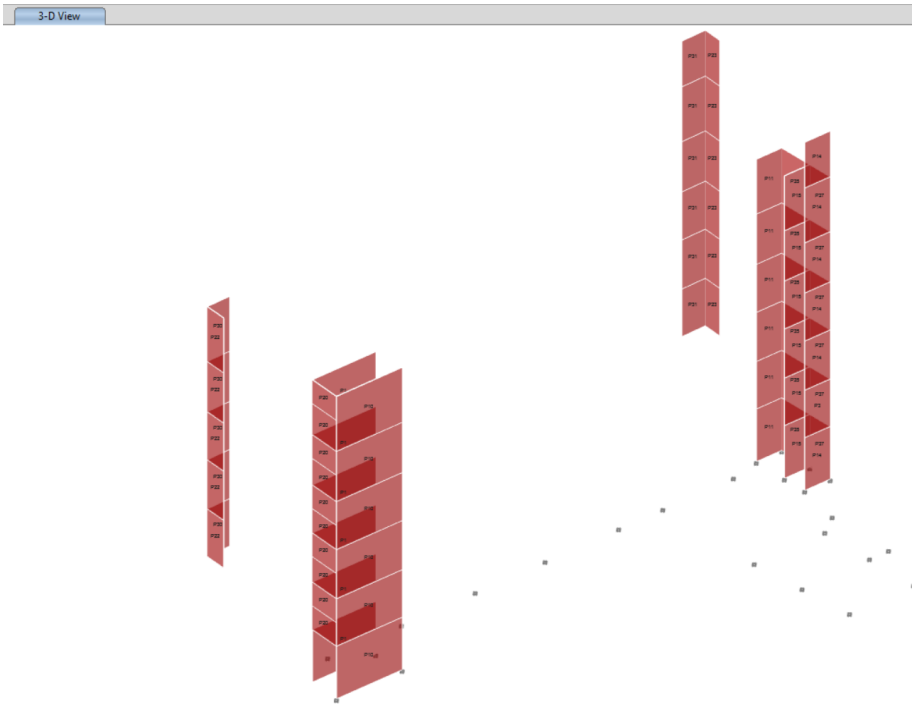


Figura 221: Pier

Ejemplo de reporte de muro M3:

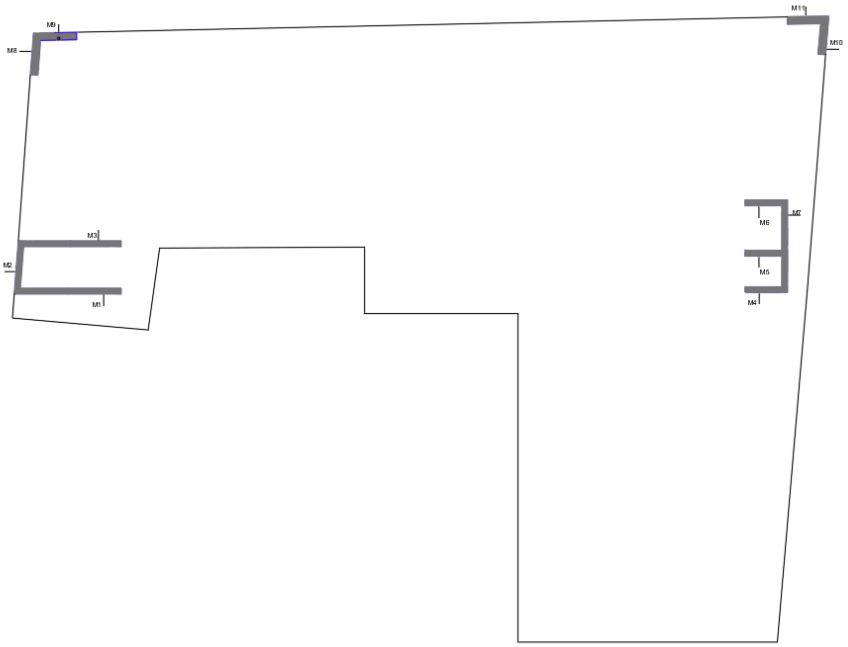


Figura 222: Imagen en planta de la localización de los muros

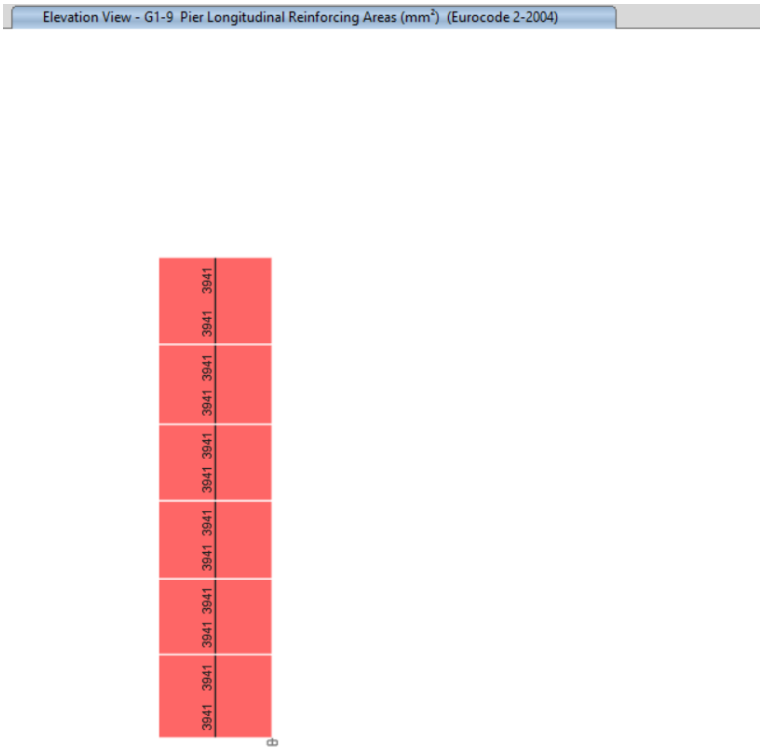


Figura 223: Modulo de diseño de ETABS para muros

Ejemplo de reporte de ETABS:

ETABS 22.3.0 License #

ETABS Shear Wall Design

Eurocode 2-2004 Pier Design

Pier Details

Story ID	Pier ID	Centroid X mm	Centroid Y mm	Length mm	Thickness mm	Height $_{major}$ mm	Height $_{minor}$ mm	Pier Ductility	LLRF
planta -1	P1	-102,2	21040	5254,3	300	3850	3850	DC Low	0,63

Material Properties

E_c (MPa)	f_{ck} (MPa)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_{yk} (MPa)	f_{ywk} (MPa)
33000	C30/37 (30)	C30/37 (1)	B-500 (413,69)	B-500 (413,69)

Design Code Parameters

γ_c	γ_s	α_{cc}	α_{ccc}	IP_{MAX}	IP_{MIN}	P_{MAX}
1,5	1,15	1	0,85	0,04	0,0025	0,8

Pier Leg Location, Length and Thickness

Station Location	ID	Left X_1 mm	Left Y_1 mm	Right X_2 mm	Right Y_2 mm	Length mm	Thickness mm
Top	Leg 1	-2729,3	21040	2525	21040	5254,3	300
Bottom	Leg 1	-2729,3	21040	2525	21040	5254,3	300

Flexural Design for N_{Ed}, M_{Ed2} and M_{Ed3}

Station Location	Required Rebar Area (mm²)	Required Reinf Ratio	Current Reinf Ratio	Flexural Combo	N_{Ed} kN	M_{Ed2} kN-m	M_{Ed3} kN-m	Pier A_g mm²
Top	3941	0,0025	0,0022	ELU / R092) SCU	2438,9672	100,9662	799,1663	1576290
Bottom	3941	0,0025	0,0022	ELU / R092) SCU	2297,1174	-45,9423	895,195	1576290

Shear Design

Station Location	ID	Rebar mm²/m	Shear Combo	N_{Ed} kN	V_{Ed} kN	V_{Rdc} kN	$V_{Rd,max}$ kN
Top	Leg 1	300	ELU / R013) SCU	5298,8297	443,0024	960,8679	453,6267
Bottom	Leg 1	300	ELU / R087) SCU	3515,5514	100,1048	746,8745	453,6267

Figura 224:Reporte de ETABS muros

Armadura longitudinal: 39,41 cm2 → 39,41cm2/5,2 metros=7,57 cm2/m → Redondos del 16 cada 150 mm. (13,404 cm2/m)

Armadura transversal: 7,54cm2/m → Redondos del 12 cada 150 mm

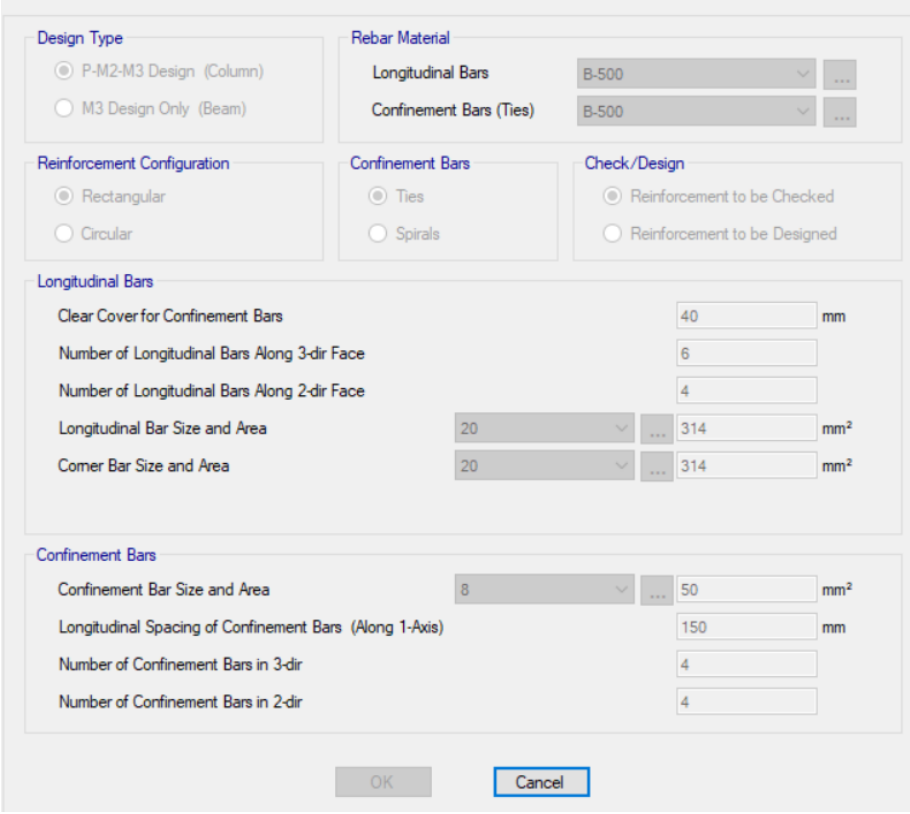
Comprobación de armadura mínima según el Código estructural

Muro	1 metro	b		100	h		30		
							con un 60 por ciento de la misma en la cara traccionada (la mitad en cada cara)		
Armadura minima pantalla	'-->		Asv,min=	0,002*Ac		6	cm2/m	3,6	Minimo en la cara traccionada
			Asv, max=	0,04*Ac		120	60 cm2/m		máximo en cada cara
ARMADURA HORIZONTAL MINIMA		considerar un área efectiva de espesor máximo de 50cm							
A,s,h min=	0,004*Ac		fyk		400	repartida entre las dos caras			
A,s,min=	0,0032*Ac		fyk		500			9,6	4,8 cm2/m

La armadura longitudinal cumple y la armadura transversal también cumple con el mínimo del CE.

13.3.3 PILARES DE HORMIGON

Se introduce la armadura de los pilares en ETABS para verificar el grado de utilización



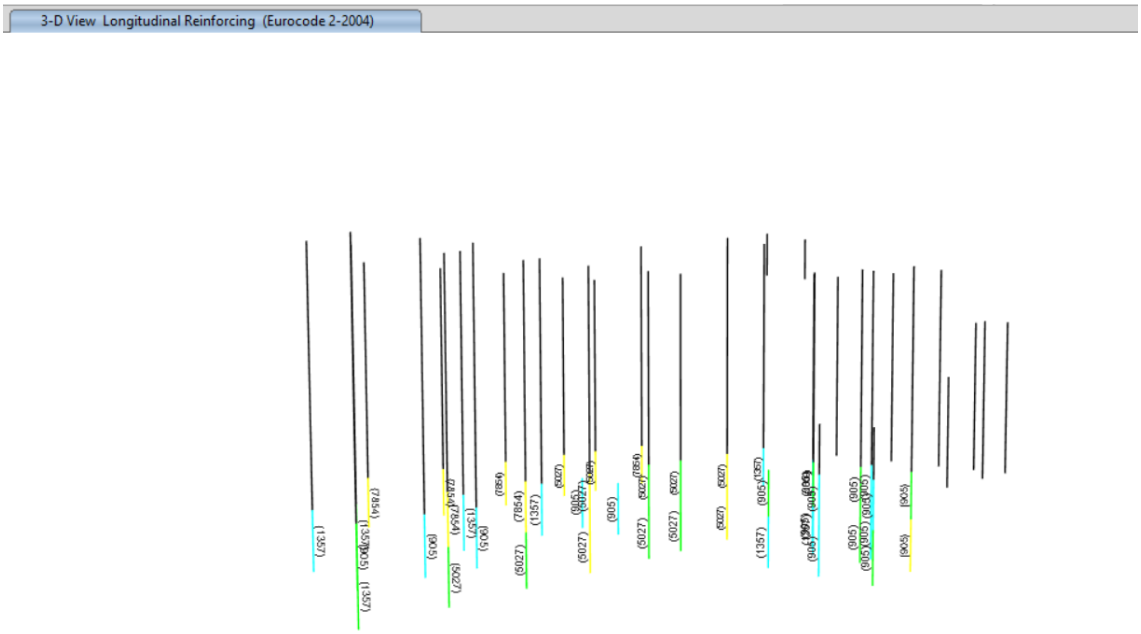


Figura 225:Factor de utilización de los pilares de hormigón

TABLE: Concrete Column Design Summary - Eurocode 2-2004

Story	Label	DesignSect	Station	PMMRatio	AsMin	As	VMajReb	VMinReb
planta cero	C1	pilar 50 x 45 d.12 4 barras por lad	0	0,615	512	1357	0	0
planta cero	C5	pilar 50 x 45 d.25	0	0,71	764	7854	0	0
planta cero	C6	pilar 50 x 45 d.12 4 barras por lad	0	0,22	450	1357	0	0
planta cero	C7	pilar 50 x 45 d.25	0	0,722	755	7854	0	0
planta cero	C8	pilar 50 x 45 d.12 4 barras por lad	0	0,208	450	1357	0	0
planta cero	C14	Pilar 50 X 45 d.20	0	0,561	686	5027	0	0
planta cero	C18	Pilar 50 X 45 d.20	0	0,839	901	5027	0	0
planta cero	C20	PILAR DE 35 X 35 CM d 12	0	0,539	245	905	0	0
planta cero	C21	PILAR DE 35 X 35 CM d 12	0	0,66	318	905	0	0
planta cero	C22	PILAR DE 35 X 35 CM d 12	0	0,509	247	905	0	0
planta cero	C24	PILAR DE 35 X 35 CM d 12	0	0,56	347	905	0	0
planta cero	C16	PILAR DE 35 X 35 CM d 12	0	0,376	245	905	0	0
planta cero	C3	PILAR DE 35 X 35 CM d 12	0	0,363	245	905	0	0
planta cero	C26	PILAR DE 35 X 35 CM d 12	0	0,23	245	905	0	0
planta cero	C32	pilar 50 x 45 d.25	0	0,698	723	7854	0	0
planta cero	C35	Pilar 50 X 45 d.20	0	0,703	644	5027	0	0
planta cero	C36	pilar 50 x 45 d.25	0	0,75	874	7854	0	0
planta cero	C50	PILAR DE 35 X 35 CM d 12	0	0,281	245	905	0	0
planta cero	C25	pilar 50 x 45 d.25	0	0,695	722	7854	0	0
planta cero	C56	Pilar 50 X 45 d.20	0	0,811	865	5027	0	0
planta cero	C10	pilar 50 x 45 d.25	0	0,701	736	7854	0	0
planta cero	C151	Pilar 35 x 35 cm d16	0	0,242	245	1609	0	0
planta cero	C42	PILAR 40 X 40 d 12	0	0,311	320	1357	0	0
planta cero	C137	PILAR DE 35 X 35 CM d 12	0	0,224	245	905	0	0
planta cero	C28	PILAR DE 35 X 35 CM d 12	0	0,663	245	905	0	0
planta cero	C33	PILAR DE 35 X 35 CM d 12	0	0,409	245	905	0	0
planta cero	C15	pilar 50 x 45 d.12 4 barras por lad	0	0,495	604	1357	0	0
planta cero	C38	PILAR DE 35 X 35 CM d 12	0	0,154	245	905	0	0
planta cero	C40	Pilar 50 X 45 d.20	0	0,692	766	5027	0	0
planta cero	C52	Pilar 50 X 45 d.20	0	0,683	602	5027	0	0
planta -1	C1	pilar 50 x 45 d.12 4 barras por lad	0	0,508	612	1357	0	0
planta -1	C5	Pilar 50 X 45 d.20	0	0,621	884	5027	0	0
planta -1	C7	Pilar 50 X 45 d.20	0	0,617	878	5027	0	0
planta -1	C14	Pilar 50 X 45 d.20	0	0,624	944	5027	0	0

planta -1	C18	Pilar 50 X 45 d.20	0	0,742	1109	5027	0	0
planta -1	C20	Pilar de 50 x 50 d.12	0	0,311	500	1357	0	0
planta -1	C21	Pilar de 50 x 50 d.12	0	0,381	500	1357	0	0
planta -1	C22	PILAR DE 35 X 35 CM d 12	0	0,516	331	905	0	0
planta -1	C24	PILAR DE 35 X 35 CM d 12	0	0,778	498	905	0	0
planta -1	C16	PILAR DE 35 X 35 CM d 12	0	0,597	382	905	0	0
planta -1	C3	PILAR DE 35 X 35 CM d 12	0	0,468	300	905	0	0
planta -1	C56	Pilar 50 X 45 d.20	0	0,712	1075	5027	0	0
planta -1	C151	PILAR DE 35 X 35 CM d 12	0	0,257	245	905	0	0
planta -1	C137	PILAR DE 35 X 35 CM d 12	0	0,233	245	905	0	0
planta -1	C40	Pilar 50 X 45 d.20	0	0,633	2250	5027	0	0

Figura 226:Reporte de ETABS

Sección	alidad Hormig	Lado 1	Lado 2	Rec	área hormigón	N°barras	N°barras	N°barras	Diámetro barra	Distancia entre barras L1	Distancia entre barras L2	Área acero dispuesta	Cuantía acero
		[m]	[m]	[mm]	[cm2]	Lado 1	Lado 2	totales	[mm]	[mm]	[mm]	[cm2]	ps1
P 50x45	30	0,50	0,45	35	2250	6	4	16	20	78	113	**50,27**	2,23%
P 50x45	30	0,50	0,45	35	2250	6	4	16	25	77	112	**78,54**	3,49%
P 50x45	**30**	0,50	0,45	35	2250	4	4	12	20	130	113	**37,70**	1,68%
P 40x40	30	0,40	0,40	35	1600	4	4	12	12	99	99	**13,57**	0,85%
P 35x35	**30**	0,35	0,35	35	1225	3	3	8	12	124	124	**9,05**	0,74%

Ejemplo de diagrama de interacción del ETABS

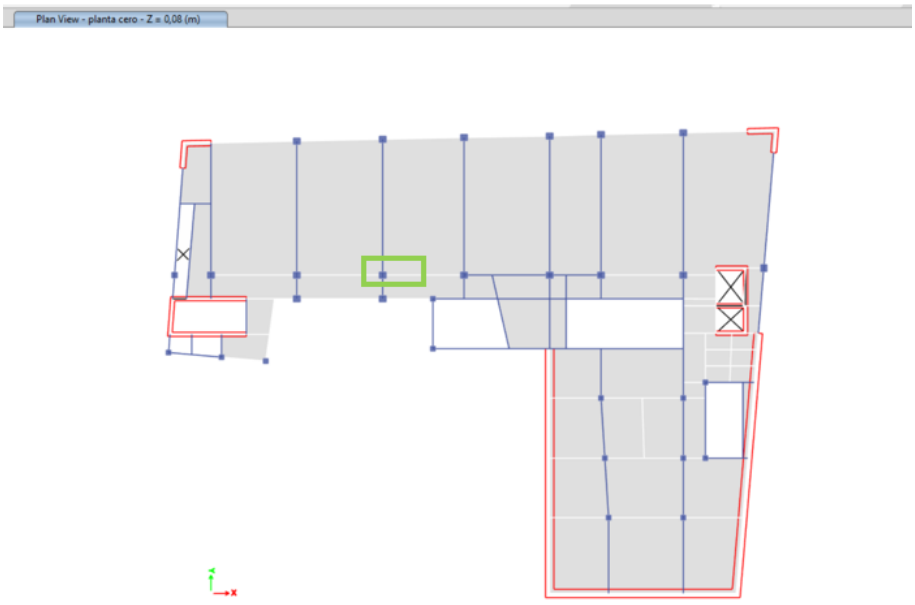


Figura 227:Imagen en planta del modelo de cálculo

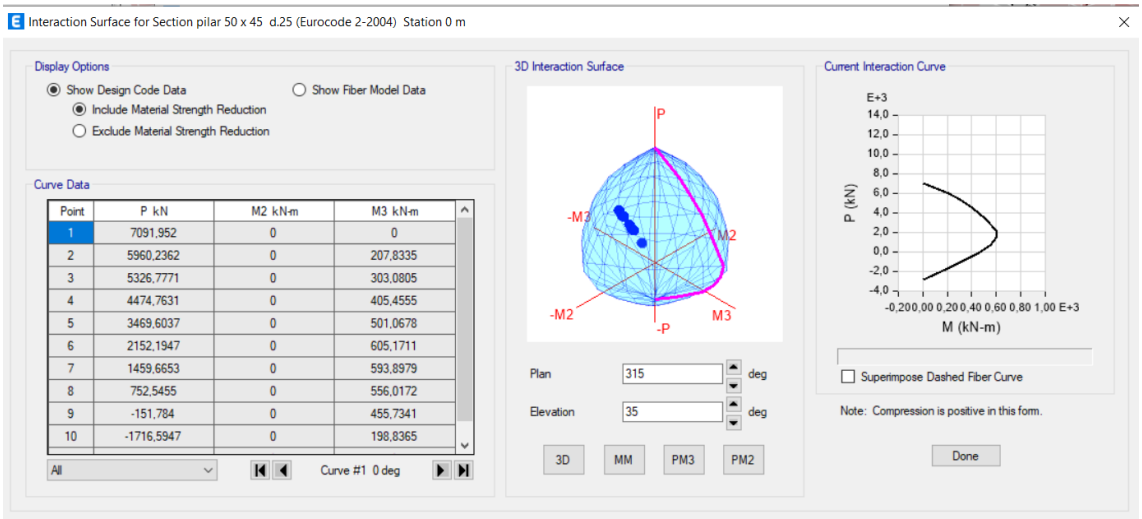


Figura 228:Diagrama de interacción de ETABS

Se verifica la resistencia al fuego de un pilar tipo de hormigon:

RESISTENCIA AL FUEGO DE LOS PILARES

Código estructural

Resistencia de los pilares

R = 120 ((Rηfi + Ra + Rl + Rb + Rn)/120)1,8 — Pilar 1 — R: 156 Tiempo

Parámetros Rηfi

$$R_{\eta fi} = 83\left[1{,}00 - \mu_{fi}\frac{(1+\omega)}{(0{,}85/\alpha_{cc})+\omega}\right]$$

Diámetro de la barra		Ø	20	
Numero de barras		Nº	6	
Área de acero		As	0,0	cm2
Dimensiones del pilar		Ancho	450,0	mm
Dimensiones del pilar		Lado	500,0	mm
Tipo de hormigon			30,0	Mpa
Resistencia del hormigon		fck	30,0	Mpa
Acero		fy	500,0	Mpa
ω			0,0	
αcc			1,0	
μfi = NEd,fi / NRd	Pilar 1	μfi	0,6	Kn
Separción pilares tipo 1		6	6	m
Coeficiente mayoracion a temperatura ambiente			1,35	
			1,5	

Incendio — Pilar 1

Cargas	PP	cm	scu	chi 1	kN/m2	NEd,fi
Planta -1	5,0	3,0	3,0	0,7	10,1	346,1
Planta baja	5,0	3,0	5,0	0,7	11,5	394,1
Planta primera	3,0	3,0	5,0	0,7	9,5	325,6
Planta segunda	3,0	3,0	5,0	0,7	9,5	325,6
Planta tercera	3,0	3,0	5,0	0,7	9,5	325,6
Planta cuarta	3,0	3,0	5,0	0,7	9,5	325,6
Planta cubierta	3,0	3,8	1,0	0,0	6,8	233,0
					Total	2275,5

Situación persistente

Pilar 1

	kN/m2	NRd
Planta -1	15,3	524,3
Planta baja	18,3	627,1
Planta primera	15,6	534,6
Planta segunda	15,6	534,6
Planta tercera	15,6	534,6
Planta cuarta	15,6	534,6
Planta cubierta	10,7	366,0
	Total	3655,9

$$R_{\eta fi} = 83\left[1{,}00 - \mu_{fi}\frac{(1+\omega)}{(0{,}85/\alpha_{cc})+\omega}\right]$$

Pilar 1 — Rηfi: 22,2

Parámetros Ra

$R_a = 1{,}60\ (a - 30)$

Recubrimiento mecánico	a	53,00	mm
Recubrimiento nominal		35,0	mm
Cercos		8,0	mm
Armadura vertical		20,0	mm
Ra		36,80	-

Parámetros Rl

$R_l = 9{,}60\ (5 - l_{0,fi})$

NOTA 2: El coeficiente de esbeltez λ_{fi} en la situación de incendio puede tomarse igual a λ a temperatura ambiente en todos los casos. Para estructuras arriostradas de edificios donde la exposición requerida al fuego normalizado mayor de 30 min, la longitud eficaz $l_{0,fi}$ puede tomarse como 0,5 l para forjados intermedios y 0,5 $l \le l_{0,fi} \le 0{,}7\ l$ para el forjado superior, donde l es la longitud real del pilar (centro a centro).

Altura del pilar	l	3,4	m
lo,fi	lo,fi	1,7	m
Rl		31,7	-

Parámetros Rb

$R_b = 0{,}09\ b'$

b´	$b' = 2A_c / (b+h)$ para secciones transversales rectangulares o el diámetro de secciones transversales circulares;	400,00	mm
h		675,0	mm
Rb		36,0	

200 mm ≤ b' ≤ 450 mm; $h \le 1{,}5\ b$;

Parámetros Rm

Rn	$R_n = 0$ para n = 4 (solo las barras de las esquinas)	12,0	
	= 12 para n > 4;		

Figura 229:Excel de elaboración propia

13.4 ARRIOSTRAMIENTOS

Para dimensionar los arriostramientos se introduce la siguiente combinación en el modelo de cálculo:
1,35 PP+ 1,35 CM+ 1,5 V+0,7 SCU.
Y se observa el axil máximo que tiene en cada dirección.
Se va a mirar el viento en Vx positivo.

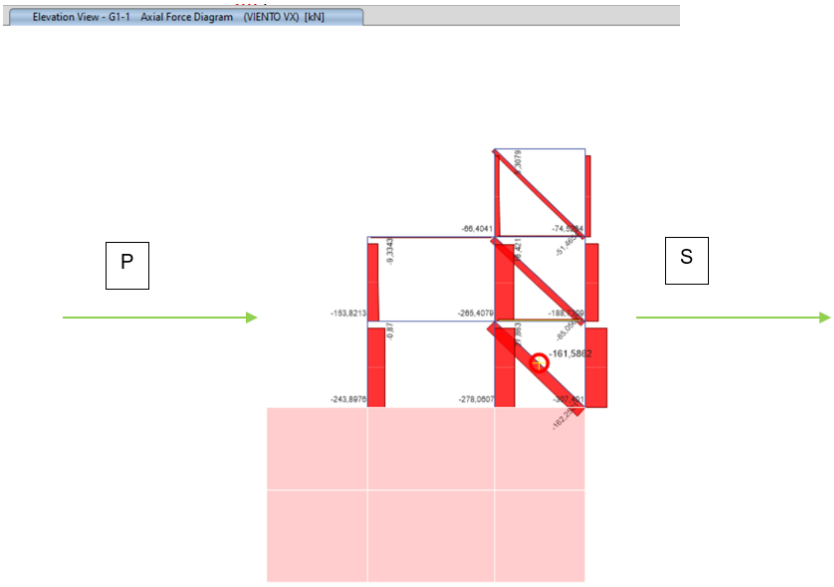


Figura 230: Axil con Vx+

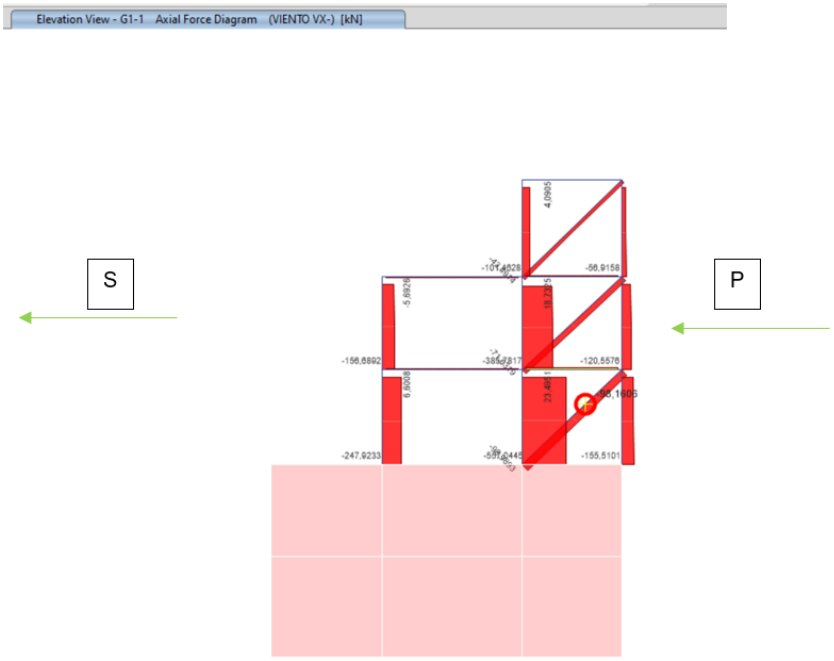


Figura 231: Axil con Vx-

Se obtiene un axil máximo de 162 KN, se realiza la misma comprobación en la otra dirección:
Para los arriostramientos se van a emplear un perfil en L.
Con las siguientes características:

Propiedades de la sección

L (mm)	b (mm)	r(mm)	G(kg/m)
150	150	16	27,3

A (cm²)	I_y (cm⁴)	i_y (mm)	$W_{el,y}$ (cm³)	$A_{v,2}$ (cm²)	$W_{pl,y}$ (cm³)	I_t (cm⁴)	I_w (cm⁶)	I_{yz} (cm⁴)
34,8	1183,2	58,3	116,2	18	176,2	16,6	286,7	0

I_z (cm⁴)	i_z (mm)	$W_{el,z}$ (cm³)	$A_{v,3}$ (cm²)	$W_{pl,z}$ (cm³)	h (mm)	I_3 (cm⁴)	I_2 (cm⁴)	I_{23} (cm⁴)
290,6	28,9	49,4	18	90,6	150	736,9	736,9	-446,3

A_{eff} (cm²)	e_{Ny} (mm)	e_{Nz} (mm)	$W_{ef,y}$ (cm³)	$W_{ef,z}$ (cm³)	Ángulo entre los principales ángulos
34,8	0	0	116,2	49,4	45

Factores básicos

EJE	L Length (mm)	L_{cr} /i
Y-Y	2608,2	89,498
Z-Z	5216,4	180,594

Propiedades materiales

E (MPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)
210000	275	430

Parámetros de diseño para calcular la resistencia a compresión

	Curve	α	N_{cr} (kN)	λ	φ	χ	$N_{b,Rd}$ (kN)
Y-Y	b	0,34	901,2418	1,031	1,173	0,578	553,1761
Z-Z	b	0,34	221,3428	2,08	2,983	0,195	187,0126

Axil máximo que resiste el perfil es 187 > 162. OK. Cumple

13.5 CIMENTACIONES

Se realiza un cálculo para las zapatas del eje 6:

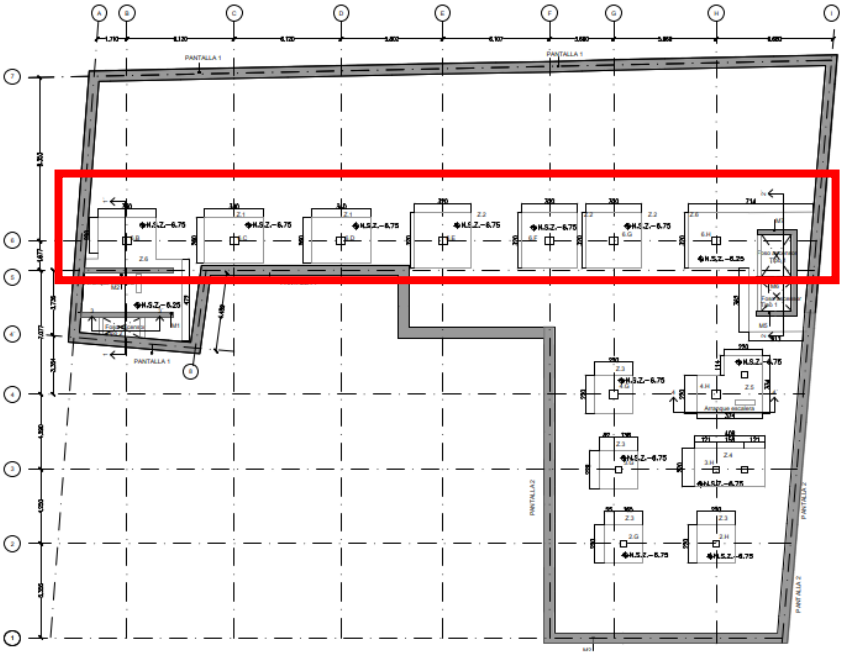


Figura 232:Planta

Y se selecciona los pilares con mayores esfuerzos:

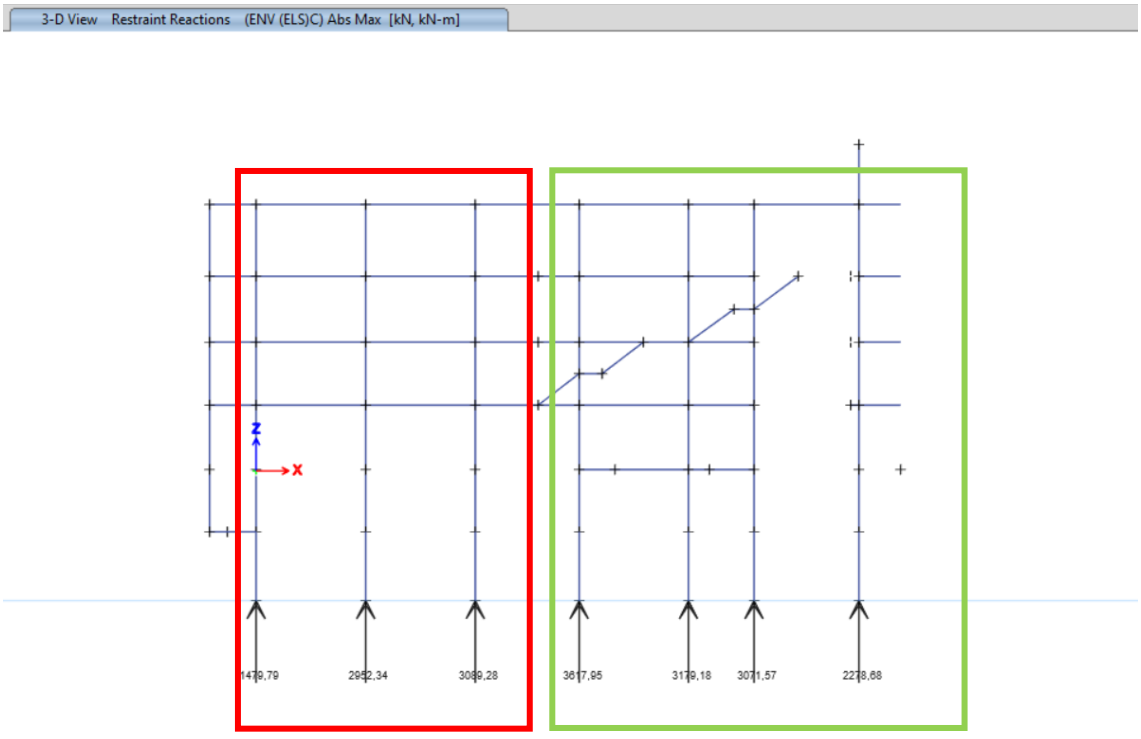


Figura 233:Sección del modelo

Dada las diferencias de cargas se decide hacer dos grupos:

Zapatas tipo 1

Z1patas tipo 2:

Zapatas tipo. Z1:

Esfuerzos máximos:

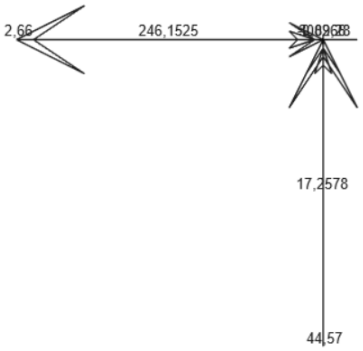
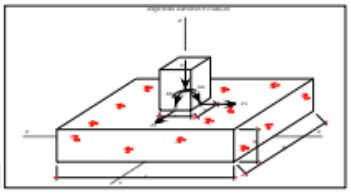


Figura 234:Esfuerzos máximos zapatas

Se realiza el cálculo con una hoja de Excel:

GEOMETRÍA Y MATERIALES

Lado zapata A (m)		3,40	
Lado zapata B (m)		2,60	
Canto zapata H (m)		0,90	
Recubrimiento (mm)		50	
Lado pilar a (m)		0,50	
Lado plar b (m)		0,45	
Diámetro máximo armadura del pilar (mm):	20	Lbl (mm):	520



Tipo de zapata	CENTRADA	RÍGIDA

Resistencia característia del hormigón de la zapata f_{ck} (N/mm^2)	30	
Resistencia característia del hormigón del pilar f_{ck} (N/mm^2)	30	
Coeficiente de minoración del hormigón g_c	1,5	
Límite elástico del acero f_{yk} (N/mm^2)	B-500S	500
Coeficiente de minoración del acero g_s	1,15	

DATOS GEOTÉCNICOS

Tensión admisble del terreno de apoyo σ_{adm} (N/mm^2)	0,4
Ángulo de rozamiento interno del terreno de apoyo f (º)	35
Cohesión del terreno de apoyo C (N/mm^2)	3,4

CARGAS CONSIDERADAS

Cargas transmitidas por el pilar en la cara superior de la zapata (acciones sin mayorar):

N_{pilar} (kN)	3.089,00
$M_{x,pilar}$ (m·kN)	246,00
$M_{y,pilar}$ (m·kN)	17,26
$V_{x,pilar}$ (kN)	2,66
$V_{y,pilar}$ (kN)	44,50

Peso específico del hormigón (kN/m^3)	25		
W_{zapata} (kN)	198,90		

Cargas transmitidas por los rellenos y soleras sobre la zapata (acciones sin mayorar):

Rellenos de tierras sobre la zapata:	No hay relleno de tierras sonbre la zapata		
Peso específico relleno $g_{Relleno}$(kN/m^3):		Altura de relleno (m)	Peso de relleno (kN):
Soleras sobre la zapata:	No hay solera de hormigón sonbre la zapata		*ya considerado en las reacciones
Canto de la solera (incluso la zahorra) (m):		Peso de solera (KN/m^2):	
Carga muerta en la solera (kN/m^2):		0,00	
Sobre carga de uso en la solera (kN/m^2):		0,00	

Coeficiente de mayoración de acciones g_m: 1,50

Cargas totales sobre la zapata (acciones sin mayorar):		Cargas totales sobre la zapata (acciones mayoradas):	
N (kN)	3287,90	N_d(kN)	4931,85
M_x(m·kN)	286,05	M_{xd} (m·kN)	429,08
M_y (m·kN)	19,65	M_{yd} (m·kN)	29,48
V_x (kN)	2,66	V_{xd} (kN)	3,99
V_y (kN)	44,50	V_{yd} (kN)	66,75

TENSIONES SOBRE EL TERRENO

Excentricidades (provocadas por el tipo de zapata y la excentricidad de la resultante de cargas):

	Debido a la geometría	Debido a las cargas	Total
e_x (m)	0	0,0060	0,0060
e_y (m)	0	0,0870	0,0870

Excentricidades relativas en cada dirección (adimensional) para poder comprobar la distribución de tensiones en la base de la zapata:

h_x= 0,0018 h_x+h_y= 0,0352
h_y= 0,0335

Las excentricidades relativas son reducidas,hx+hy≤1/6, la resultante está situada dentro del núcleo central las presiones en las esquinas son todas positivas.

hx+hy<1/3. Situación recomendable.

La tensión media sobre la base de la zapata será (N/mm²):

s_{med}= 0,3719

Las tensiones sobre la base de la zapata serán (N/mm²):

s_1= 0,4505
s_2= 0,3012
s_3= 0,4427
s_4= 0,2933

CUMPLE $\sigma_{med} \leq \sigma_{adm}$
CUMPLE $\sigma_{max} \leq 1{,}25\sigma_{adm}$

CUMPLE, Se cumplen las condiciones de seguridad frente a tensiones admisibles en el terreno

COMPROBACIÓN DE ACUERDO A CTE-DB-CIMIENTOS

HUNDIMIENTO

Área equivalente bajo la resultante de acciones:

Área necesaria (m2):	8,22		
Lado A	3,40	Lado A'(m):	3,23
Lado B	2,60	Lado B' (m):	2,59

Dimeniones de zapata necesarias

Área seleccionada 8,349027786 > 8,22 OK

COMPROBACIONES A DESLIZAMIENTO Y VUELCO

Comprobación a vuelco:

Coeficeinte de seguridad a vuelco para acciones favorables: $g_{1,f}$= 0,90
Coeficeinte de seguridad a vuelco para acciones desfavorables: $g_{1,df}$= 1,80

VUELCO ALREDEDOR DEL EJE Y

Momento vuelco acciones desastabilizadoras: $M_{estabilizador}$(mkN)= 5.030,49 $CS_{v,y-y}$= 142,20
Momento antivuelco acciones estabilizadoras: $M_{desestabilizador}$(mkN)= 35,38 OK

VUELCO ALREDEDOR DEL EJE X

Momento vuelco acciones desastabilizadoras: $M_{estabilizador}$(mkN)= 3.846,84 $CS_{v,y-y}$= 7,47
Momento antivuelco acciones estabilizadoras: $M_{desestabilizador}$(mkN)= 514,89 OK

CUMPLE, Se cumplen las condiciones de seguridad frente a vuelco en las dos direcciones

Comprobación a deslizamiento:

Coeficeinte de seguridad a deslizamiento para acciones favorables:	$g_{1,f}$=	1,00		
Coeficeinte de seguridad a deslizamiento para acciones desfavorables:	$g_{1,df}$=	1,50		
Fuerzas favorables (kN):	$F_{favorable}$(kN)=	17330,21	$CS_{v,y-y}$=	388,75
Fuerzas desfavorables (kN):	$F_{desfavorable}$(kN)=	44,58		OK

CUMPLE, Se cumplen las condiciones de seguridad frente a deslizamiento

CÁLCULO DEL ARMADO DE ACUERDO A EHE-08

Clasificación de la zapata:

Vuelo máximo (m): V_{max}= 1,45
Canto útil (m): d= 0,83

La zapata se arma como ZAPATA RÍGIDA Vmax<2·d de acuerdo a la teoría de bielas y tirantes

Cuantía geométrica mínima:

Armadura inferior:

r_{min}= 9,00E-04

$A_{smin,X}$ (mm^2)=	2754	Φ16	cada	200 mm
$A_{smin,Y}$ (mm^2)=	2106	Φ16	cada	300 mm

Armadura superior (sólo si es necearia por cálculo):

r_{min}= 9,00E-04

$A'_{smin,X}$ (mm^2)=	2754	Φ16	cada	200 mm
$A'_{smin,Y}$ (mm^2)=	2106	Φ16	cada	300 mm

Armadura existente F12/0.2 en ancho original 1.80+3F35 en cada lado de recrecido 3511 mm2

Armado como zapata rígida:

$$T_d = \frac{R_{1d}}{0.85d}(x_1 - 0.25a) = A_s \cdot f_{yd}$$

Donde: $R_{1d} = \frac{N_d}{2}(1 + 3\eta)$ $x_1 = A\frac{1 + 4\eta}{4 + 12\eta}$

ARMADO INFERIOR:

Armado en la dirección X:

h_x=	0,0016	(excentricidad relativa considerando solamente las cargas del pilar)			
R_{1d} (KN)=	2328,17	(se consideran solamente las cargas del pilar)			
x1 (mm)=	851,39				
T_d (KN)=	2385,61				
A_s (mm^2)=	5964				La armadura es mayor que la cuantía geométrica mínima
As(mm2/m)=	1754	Φ20	cada	150 mm	

Armado en la dirección Y:

h_y=	0,0306	(excentricidad relativa considerando solamente las cargas del pilar)			
R_{1d} (KN)=	2529,63	(se consideran solamente las cargas del pilar)			
x1 (mm)=	668,23				
T_d (KN)=	1983,08				
A_s (mm^2)=	4958				La armadura es mayor que la cuantía geométrica mínima
As(mm2/m)=	1907	Φ20	cada	150 mm	

ARMADO SUPERIOR:

Las tensiones del terreno son positivas en todas las esquinas de la zapata por lo tanto no es necesario disponer armadura superior.

Figura 235:Excel de elaboración propia

Zapatas tipo 2:

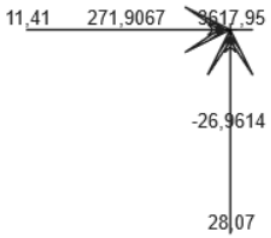
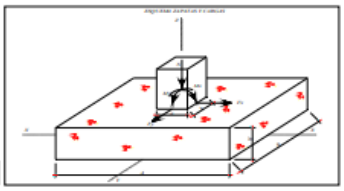


Figura 236:Esfuerzos máximos zapata (ELS)

Se introduce en un Excel:

GEOMETRÍA Y MATERIALES

Lado zapata A (m)		3,20		
Lado zapata B (m)		3,20		
Canto zapata H (m)		0,90		
Recubrimiento (mm)		50		
Lado pilar a (m)		0,50		
Lado plar b (m)		0,45		
Diámetro máximo armadura del pilar (mm):	20	Lbl (mm):	520	



Tipo de zapata	CENTRADA	RÍGIDA

Resistencia característia del hormigón de la zapata f_{ck} (N/mm^2)	30	
Resistencia característia del hormigón del pilar f_{ck} (N/mm^2)	30	
Coeficiente de minoración del hormigón g_c	1,5	
Límite elástico del acero f_{yk} (N/mm^2)	B-500S	500
Coeficiente de minoración del acero g_s	1,15	

DATOS GEOTÉCNICOS

Tensión admisble del terreno de apoyo σ_{adm} (N/mm^2)	0,4
Ángulo de rozamiento interno del terreno de apoyo f (º)	35
Cohesión del terreno de apoyo C (N/mm^2)	3,4

CARGAS CONSIDERADAS

Cargas transmitidas por el pilar en la cara superior de la zapata (acciones sin mayorar):

N_{pilar} (kN)	3.617,00
$M_{x,pilar}$ (m·kN)	272,00
$M_{y,pilar}$ (m·kN)	26,00
$V_{x,pilar}$ (kN)	11,41
$V_{y,pilar}$ (kN)	28,07

Peso específico del hormigón (kN/m^3)	25	
W_{zapata} (kN)	230,40	

Cargas transmitidas por los rellenos y soleras sobre la zapata (acciones sin mayorar):

Rellenos de tierras sobre la zapata:	No hay relleno de tierras sonbre la zapata			
Peso específico relleno $g_{relleno}$(kN/m^3):		Altura de relleno (m)		Peso de relleno (kN):
Soleras sobre la zapata:	No hay solera de hormigón sonbre la zapata			*ya considerado en las reacciones
Canto de la solera (incluso la zahorra) (m):		Peso de solera (KN/m^2):		
Carga muerta en la solera (kN/m^2):		0,00		
Sobre carga de uso en la solera (kN/m^2):		0,00		

Coeficiente de mayoración de acciones g_m: 1,50

Cargas totales sobre la zapata (acciones sin mayorar):		Cargas totales sobre la zapata (acciones mayoradas):	
N (kN)	3847,40	N_d(kN)	5771,10
M_x(m·kN)	297,26	M_{xd} (m·kN)	445,89
M_y (m·kN)	36,27	M_{yd} (m·kN)	54,40
V_x (kN)	11,41	V_{xd} (kN)	17,12
V_y (kN)	28,07	V_{yd} (kN)	42,11

TENSIONES SOBRE EL TERRENO

Excentricidades (provocadas por el tipo de zapata y la excentricidad de la resultante de cargas):

	Debido a la geometría	Debido a las cargas	Total
e_x (m)	0	0,0094	0,0094
e_y (m)	0	0,0773	0,0773

Excentricidades relativas en cada dirección (adimensional) para poder comprobar la distribución de tensiones en la base de la zapata:

h_x= 0,0029
h_y= 0,0241
h_x+h_y= 0,0271

Las excentricidades relativas son reducidas,hx+hy≤1/6, la resultante está situada dentro del núcleo central las presiones en las esquinas son todas positivas.

hx+hy<1/3. Situación recomendable.

La tensión media sobre la base de la zapata será (N/mm^2):

s_{med}= 0,3757

Las tensiones sobre la base de la zapata serán (N/mm^2):

s_1= 0,4368
s_2= 0,3279
s_3= 0,4235
s_4= 0,3147

CUMPLE	$\sigma_{med} \leq \sigma_{adm}$
CUMPLE	$\sigma_{max} \leq 1{,}25\sigma_{adm}$

CUMPLE, Se cumplen las condiciones de seguridad frente a tensiones admisibles en el terreno

Área equivalente bajo la resultante de acciones:

Área necesaria (m2):	9,62		
Lado A	3,20	Lado A'(m):	3,05
Lado B	3,20	Lado B' (m):	3,18

Dimeniones de zapata necesarias

Área seleccionada 9,688095924 > 9,62 OK

COMPROBACIONES A DESLIZAMIENTO Y VUELCO

COMPROBACIONES A DESLIZAMIENTO Y VUELCO

Comprobación a vuelco:

Coeficeinte de seguridad a vuelco para acciones favorables: $g_{1,f}$= 0,90
Coeficeinte de seguridad a vuelco para acciones desfavorables: $g_{1,df}$= 1,80

VUELCO ALREDEDOR DEL EJE Y

Momento vuelco acciones desastabilizadoras:	$M_{estabilizador}$(mkN)=	5.540,26	$CS_{x,y-y}$=	84,86
Momento antivuelco acciones estabilizadoras:	$M_{desastibilizador}$(mkN)=	65,28		OK

VUELCO ALREDEDOR DEL EJE X

Momento vuelco acciones desastabilizadoras:	$M_{estabilizador}$(mkN)=	5.540,26	$CS_{x,y-y}$=	10,35
Momento antivuelco acciones estabilizadoras:	$M_{desastibilizador}$(mkN)=	535,07		OK

CUMPLE, Se cumplen las condiciones de seguridad frente a vuelco en las dos direcciones

CÁLCULO DEL ARMADO DE ACUERDO A EHE-08

Clasificación de la zapata:

Vuelo máximo (m):	V_{max}= 1,38		La zapata se arma como ZAPATA RÍGIDA Vmax<2·d de acuerdo a la teoría de bielas y tirantes
Canto útil (m):	d= 0,83		

Cuantía geométrica mínima:

Armadura inferior:

r_{min}= 9,00E-04	$A_{smin,X}$ (mm^2)= 2592	Φ16	cada	200 mm	
	$A_{smin,Y}$ (mm^2)= 2592	Φ16	cada	200 mm	

Armadura superior (sólo si es necearia por cálculo):

r_{min}= 9,00E-04	$A'_{smin,X}$ (mm^2)= 2592	Φ16	cada	200 mm	
	$A'_{smin,Y}$ (mm^2)= 2592	Φ16	cada	200 mm	

Armadura existente F12/0.2 en ancho original 1.80+3F35 en cada lado de recrecido 3511 mm2

Armado como zapata rígida:

$$T_d = \frac{R_{1d}}{0.85d}(x_1 - 0.25a) = A_s \cdot f_{yd}$$

Donde: $R_{1d} = \frac{N_d}{2}(1 + 3\eta \; x_1 - A \frac{1 + 4\eta}{4 + 12\eta}$

ARMADO INFERIOR:

Armado en la dirección X:

h_x= 0,0022	(excentricidad relativa considerando solamente las cargas del pilar)				
R_{1d} (KN)= 2731,03	(se consideran solamente las cargas del pilar)				
x1 (mm)= 801,79					
T_d (KN)= 2607,31					
A_s (mm^2)= 6518					La armadura es mayor que la cuantía geométrica mínima
As(mm2/m)= 2037		Φ25	cada	200 mm	

Armado en la dirección Y:

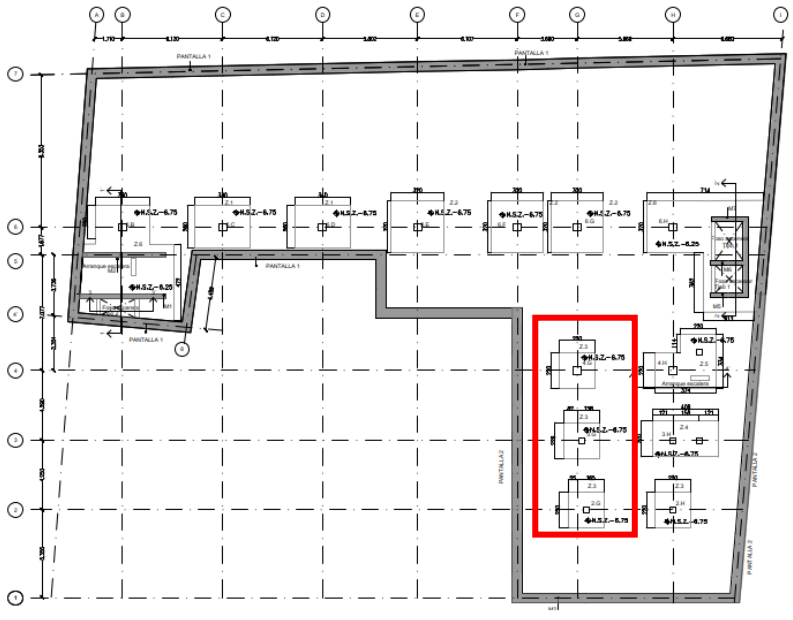
h_y= 0,0235	(excentricidad relativa considerando solamente las cargas del pilar)				
R_{1d} (KN)= 2904,00	(se consideran solamente las cargas del pilar)				
x1 (mm)= 817,56					
T_d (KN)= 2888,28					
A_s (mm^2)= 7221					La armadura es mayor que la cuantía geométrica mínima
As(mm2/m)= 2256		Φ25	cada	200 mm	

ARMADO SUPERIOR:

Las tensiones del terreno son positivas en todas las esquinas de la zapata por lo tanto no es necesario disponer armadura superior.

Figura 237:Excel de elaboración propia

Zapatas tipo 3:



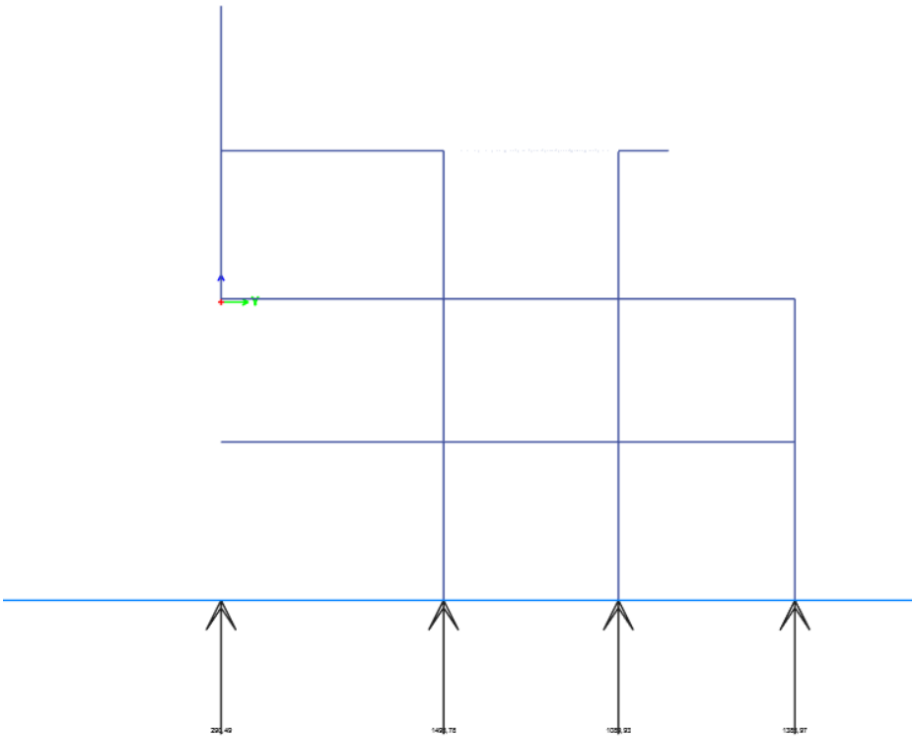


Figura 238:Reacciones zapatas

Se elige la zapata que tenga mayores esfuerzos:

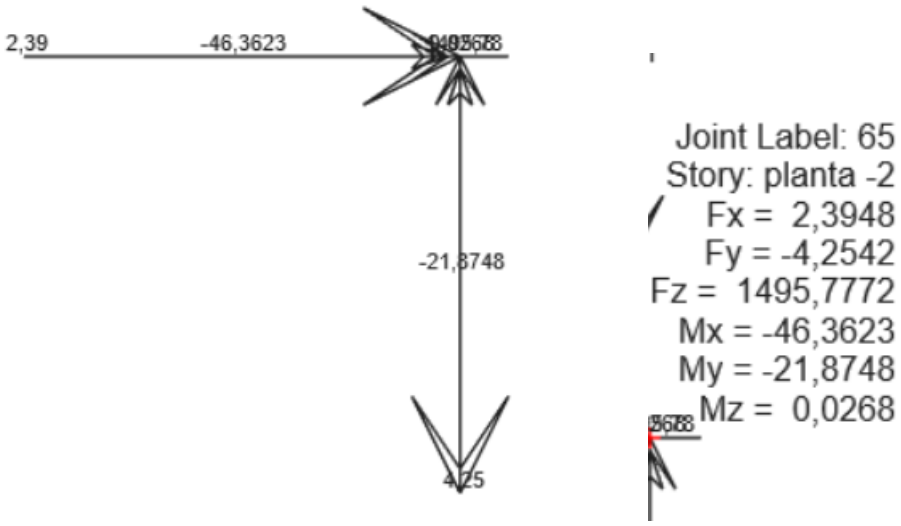
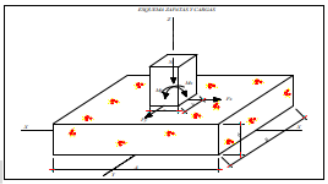


Figura 239:Reacciones máximas zapatas (ELS)

Se introduce en la hoja de cálculo:

GEOMETRÍA Y MATERIALES



Lado zapata A (m)		2,20	
Lado zapata B (m)		2,20	
Canto zapata H (m)		0,90	
Recubrimiento (mm)		50	
Lado pilar a (m)		0,35	
Lado plar b (m)		0,35	
Diámetro máximo armadura del pilar (mm):	12	Lbl (mm):	300

Tipo de zapata	CENTRADA	RÍGIDA

Resistencia característia del hormigón de la zapata f_{ck} (N/mm^2)	30	
Resistencia característia del hormigón del pilar f_{ck} (N/mm^2)	30	
Coeficiente de minoración del hormigón g_c	1,5	
Límite elástico del acero f_{yk} (N/mm^2)	B-500S	500
Coeficiente de minoración del acero g_s	1,15	

DATOS GEOTÉCNICOS

Tensión admisble del terreno de apoyo σ_{adm} (N/mm^2)	0,4
Ángulo de rozamiento interno del terreno de apoyo f (º)	35
Cohesión del terreno de apoyo C (N/mm^2)	3,4

CARGAS CONSIDERADAS

Cargas transmitidas por el pilar en la cara superior de la zapata (acciones sin mayorar):

N_{pilar} (kN)	1.496,00
$M_{x,pilar}$ (m·kN)	46,40
$M_{y,pilar}$ (m·kN)	21,90
$V_{x,pilar}$ (kN)	2,40
$V_{y,pilar}$ (kN)	21,90

Peso específico del hormigón (kN/m^3)	25	
W_{zapata} (kN)	108,90	

Cargas transmitidas por los rellenos y soleras sobre la zapata (acciones sin mayorar):

Rellenos de tierras sobre la zapata:	No hay relleno de tierras sonbre la zapata			
Peso específico relleno $g_{relleno}$(kN/m^3):		Altura de relleno (m)		Peso de relleno (kN):
Soleras sobre la zapata:	No hay solera de hormigón sonbre la zapata			*ya considerado en las reacciones
Canto de la solera (incluso la zahorra) (m):		Peso de solera (KN/m^2):		
Carga muerta en la solera (kN/m^2):		0,00		
Sobre carga de uso en la solera (kN/m^2):		0,00		

Coeficiente de mayoración de acciones g_m:	1,50

Cargas totales sobre la zapata (acciones sin mayorar):

N (kN)	1604,90
M_x(m·kN)	66,11
M_y (m·kN)	24,06
V_x (kN)	2,40
V_y (kN)	21,90

Cargas totales sobre la zapata (acciones mayoradas):

N_d(kN)	2407,35
M_{xd} (m·kN)	99,17
M_{yd} (m·kN)	36,09
V_{xd} (kN)	3,60
V_{yd} (kN)	32,85

Excentricidades (provocadas por el tipo de zapata y la excentricidad de la resultante de cargas):

	Debido a la geometría	Debido a las cargas	Total
e_x (m)	0	0,0150	0,0150
e_y (m)	0	0,0412	0,0412

Excentricidades relativas en cada dirección (adimensional) para poder comprobar la distribución de tensiones en la base de la zapata:

h_x= 0,0068 h_x+h_y= 0,0255

h_y= 0,0187

Las excentricidades relativas son reducidas,hx+hy≤1/6, la resultante está situada dentro del núcleo central las presiones en las esquinas son todas positivas.

hx+hy<1/3. Situación recomendable.

La tensión media sobre la base de la zapata será (N/mm²):

s_{med}= 0,3316

Las tensiones sobre la base de la zapata serán (N/mm²):

s_1= 0,3824

s_2= 0,3079

s_3= 0,3553

s_4= 0,2808

CUMPLE $\sigma_{med} \leq \sigma_{adm}$

CUMPLE $\sigma_{max} \leq 1{,}25\sigma_{adm}$

CUMPLE, Se cumplen las condiciones de seguridad frente a tensiones admisibles en el terreno

Área equivalente bajo la resultante de acciones:

Área necesaria (m2):	4,01		
Lado A	2,20	Lado A'(m):	2,12
Lado B	2,20	Lado B' (m):	2,17

Dimeniones de zapata necesarias

Área seleccionada 4,595259752 > 4,01 OK

COMPROBACIONES A DESLIZAMIENTO Y VUELCO

Comprobación a vuelco:

Coeficeinte de seguridad a vuelco para acciones favorables: $g_{1,f}$= 0,90

Coeficeinte de seguridad a vuelco para acciones desfavorables: $g_{1,df}$= 1,80

VUELCO ALREDEDOR DEL EJE Y

Momento vuelco acciones desastabilizadoras: $M_{estabilizador}$(mkN)= 1.588,85 $CS_{v,y-y}$= 36,69

Momento antivuelco acciones estabilizadoras: $M_{desastibilizador}$(mkN)= 43,31 OK

VUELCO ALREDEDOR DEL EJE X

Momento vuelco acciones desastabilizadoras: $M_{estabilizador}$(mkN)= 1.588,85 $CS_{v,y-y}$= 13,35

Momento antivuelco acciones estabilizadoras: $M_{desastibilizador}$(mkN)= 119,00 OK

CUMPLE, Se cumplen las condiciones de seguridad frente a vuelco en las dos direcciones

Comprobación a deslizamiento:

Coeficeinte de seguridad a deslizamiento para acciones favorables:	$g_{1,f}$=	1,00		
Coeficeinte de seguridad a deslizamiento para acciones desfavorables:	$g_{1,df}$=	1,50		
Fuerzas favorables (kN):	$F_{favorable}$(kN)=	9351,76	$CS_{v,y-y}$=	424,48
Fuerzas desfavorables (kN):	$F_{desfavorable}$(kN)=	22,03		OK

CUMPLE, Se cumplen las condiciones de seguridad frente a deslizamiento

CÁLCULO DEL ARMADO DE ACUERDO A EHE-08

Clasificación de la zapata:

Vuelo máximo (m): V_{max}= 0,93
Canto útil (m): d= 0,83

La zapata se arma como ZAPATA RÍGIDA Vmax<2·d de acuerdo a la teoría de bielas y tirantes

Cuantía geométrica mínima:

Armadura inferior:

r_{min}= 9,00E-04

$A_{smin,X}$ (mm^2)=	1782	Φ16	cada	200 mm
$A_{smin,Y}$ (mm^2)=	1782	Φ16	cada	200 mm

Armadura superior (sólo si es necearia por cálculo):

r_{min}= 9,00E-04

$A'_{smin,X}$ (mm^2)=	1782	Φ16	cada	200 mm
$A'_{smin,Y}$ (mm^2)=	1782	Φ16	cada	200 mm

Armadura existente F12/0.2 en ancho original 1.80+3F35 en cada lado de recrecido 3511 mm2

Armado como zapata rígida:

$$T_d = \frac{R_{1d}}{0.85d}(x_1 - 0.25a) = A_s \cdot f_{yd}$$

Donde: $R_{1d} = \frac{N_d}{2}(1 + 3\eta) x_1 - A \frac{1 + 4\eta}{4 + 12\eta}$

ARMADO INFERIOR:

Armado en la dirección X:

h_x=	0,0067	(excentricidad relativa considerando solamente las cargas del pilar)		
R_{1d} (KN)=	1144,40	(se consideran solamente las cargas del pilar)		
x1 (mm)=	553,59			
T_d (KN)=	752,42			
A_s (mm^2)=	1881			
As(mm2/m)=	855	Φ16	cada	150 mm

La armadura es mayor que la cuantía geométrica mínima

Armado en la dirección Y:

h_y=	0,0141	(excentricidad relativa considerando solamente las cargas del pilar)		
R_{1d} (KN)=	1169,45	(se consideran solamente las cargas del pilar)		
x1 (mm)=	557,44			
T_d (KN)=	775,25			
A_s (mm^2)=	1938			
As(mm2/m)=	881	Φ16	cada	150 mm

La armadura es mayor que la cuantía geométrica mínima

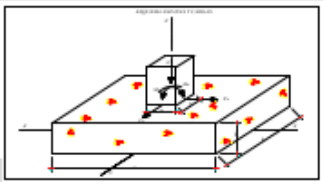
ARMADO SUPERIOR:

Las tensiones del terreno son positivas en todas las esquinas de la zapata por lo tanto no es necesario disponer armadura superior.

Figura Excel de elaboración propia

Zapata tipo Z3.1

GEOMETRÍA Y MATERIALES



Lado zapata A (m)		2,20	
Lado zapata B (m)		2,20	
Canto zapata H (m)		0,90	
Recubrimiento (mm)		50	
Lado pilar a (m)		0,50	
Lado plar b (m)		0,50	
Diámetro máximo armadura del pilar (mm):	12	Lbl (mm):	300

Tipo de zapata	CENTRADA	RÍGIDA

Resistencia característia del hormigón de la zapata f_{ck} (N/mm^2)	30	
Resistencia característia del hormigón del pilar f_{ck} (N/mm^2)	30	
Coeficiente de minoración del hormigón g_c	1,5	
Límite elástico del acero f_{yk} (N/mm^2)	B-500S	500
Coeficiente de minoración del acero g_s	1,15	

DATOS GEOTÉCNICOS

Tensión admisble del terreno de apoyo σ_{adm} (N/mm^2)	0,4
Ángulo de rozamiento interno del terreno de apoyo f (º)	35
Cohesión del terreno de apoyo C (N/mm^2)	3,4

CARGAS CONSIDERADAS

Cargas transmitidas por el pilar en la cara superior de la zapata (acciones sin mayorar):

N_{pilar} (kN)	1.496,00
$M_{x,pilar}$ (m·kN)	46,40
$M_{y,pilar}$ (m·kN)	21,90
$V_{x,pilar}$ (kN)	2,40
$V_{y,pilar}$ (kN)	21,90

Peso específico del hormigón (kN/m^3)	25		
W_{zapata} (kN)	108,90		
Cargas transmitidas por los rellenos y soleras sobre la zapata (acciones sin mayorar):			
Rellenos de tierras sobre la zapata:	No hay relleno de tierras sonbre la zapata		
Peso específico relleno $g_{relleno}$(kN/m^3):		Altura de relleno (m)	Peso de relleno (kN):
Soleras sobre la zapata:	No hay solera de hormigón sonbre la zapata		*ya considerado en las reacciones
Canto de la solera (incluso la zahorra) (m):		Peso de solera (KN/m^2):	
Carga muerta en la solera (kN/m^2):		0,00	
Sobre carga de uso en la solera (kN/m^2):		0,00	

Coeficiente de mayoración de acciones g_m: 1,50

Cargas totales sobre la zapata (acciones sin mayorar):		Cargas totales sobre la zapata (acciones mayoradas):	
N (kN)	1604,90	N_d(kN)	2407,35
M_x(m·kN)	66,11	M_{xd} (m·kN)	99,17
M_y (m·kN)	24,06	M_{yd} (m·kN)	36,09
V_x (kN)	2,40	V_{xd} (kN)	3,60
V_y (kN)	21,90	V_{yd} (kN)	32,85

TENSIONES SOBRE EL TERRENO

Excentricidades (provocadas por el tipo de zapata y la excentricidad de la resultante de cargas):

	Debido a la geometría	Debido a las cargas	Total
e_x (m)	0	0,0150	0,0150
e_y (m)	0	0,0412	0,0412

Excentricidades relativas en cada dirección (adimensional) para poder comprobar la distribución de tensiones en la base de la zapata:

h_x= 0,0068 h_x+h_y= 0,0255

h_y= 0,0187

Las excentricidades relativas son reducidas,hx+hy≤1/6, la resultante está situada dentro del núcleo central las presiones en las esquinas son todas positivas.

hx+hy<1/3. Situación recomendable.

La tensión media sobre la base de la zapata será (N/mm^2):

s_{med}= 0,3316

Las tensiones sobre la base de la zapata serán (N/mm^2):

s_1= 0,3824

s_2= 0,3079

s_3= 0,3553

s_4= 0,2808

CUMPLE	$\sigma_{med} \leq \sigma_{adm}$
CUMPLE	$\sigma_{max} \leq 1{,}25\sigma_{adm}$

CUMPLE, Se cumplen las condiciones de seguridad frente a tensiones admisibles en el terreno

Área equivalente bajo la resultante de acciones:

Área necesaria (m2):	4,01		
Lado A	2,20	Lado A'(m):	2,12
Lado B	2,20	Lado B' (m):	2,17

Dimeniones de zapata necesarias

Área seleccionada 4,595259752 > 4,01 OK

COMPROBACIONES A DESLIZAMIENTO Y VUELCO

Comprobación a vuelco:

Coeficeinte de seguridad a vuelco para acciones favorables: $g_{1,f}$= 0,90

Coeficeinte de seguridad a vuelco para acciones desfavorables: $g_{1,dt}$= 1,80

VUELCO ALREDEDOR DEL EJE Y

Momento vuelco acciones desastabilizadoras: $M_{estabilizador}$(mkN)= 1.588,85 $CS_{x,y-y}$= 36,69

Momento antivuelco acciones estabilizadoras: $M_{desestabilizador}$(mkN)= 43,31 OK

VUELCO ALREDEDOR DEL EJE X

Momento vuelco acciones desastabilizadoras: $M_{estabilizador}$(mkN)= 1.588,85 $CS_{x,y-y}$= 13,35

Momento antivuelco acciones estabilizadoras: $M_{desestabilizador}$(mkN)= 119,00 OK

CUMPLE, Se cumplen las condiciones de seguridad frente a vuelco en las dos direcciones

DIMENSIONAMIENTO DE ZAPATA SEGÚN EHE-08

Comprobación a deslizamiento:

Coeficeinte de seguridad a deslizamiento para acciones favorables:	$g_{1,f}$=	1,00		
Coeficeinte de seguridad a deslizamiento para acciones desfavorables:	$g_{1,df}$=	1,50		
Fuerzas favorables (kN):	$F_{favorable}$(kN)=	9351,76	$CS_{x,y-y}$=	424,48
Fuerzas desfavorables (kN):	$F_{desfavorable}$(kN)=	22,03		OK

CUMPLE, Se cumplen las condiciones de seguridad frente a deslizamiento

CÁLCULO DEL ARMADO DE ACUERDO A EHE-08

Clasificación de la zapata:

Vuelo máximo (m): V_{max}= 0,85
Canto útil (m): d= 0,83

La zapata se arma como ZAPATA RÍGIDA Vmax<2·d de acuerdo a la teoría de bielas y tirantes

Cuantía geométrica mínima:

Armadura inferior:

r_{min}= 9,00E-04

$A_{smin,X}$ (mm^2)=	1782	Φ16	cada	200 mm
$A_{smin,Y}$ (mm^2)=	1782	Φ16	cada	200 mm

Armadura superior (sólo si es necearia por cálculo):

r_{min}= 9,00E-04

$A'_{smin,X}$ (mm^2)=	1782	Φ16	cada	200 mm
$A'_{smin,Y}$ (mm^2)=	1782	Φ16	cada	200 mm

Armadura existente F12/0.2 en ancho original 1.80+3F35 en cada lado de recrecido 3511 mm2

Armado como zapata rígida:

$$T_d = \frac{R_{1d}}{0.85d}(x_1 - 0.25a) = A_s \cdot f_{yd}$$

Donde: $R_{1d} = \frac{N_d}{2}(1 + 3\eta) \quad x_1 = A \frac{1 + 4\eta}{4 + 12\eta}$

ARMADO INFERIOR:

Armado en la dirección X:

h_x=	0,0067	(excentricidad relativa considerando solamente las cargas del pilar)			
R_{1d} (KN)=	1144,40	(se consideran solamente las cargas del pilar)			
x1 (mm)=	553,59				
T_d (KN)=	691,88				La armadura requerida es menor que la cuantía gemétrica mínima se debe aumentar hasta alcanzar su valor
A_s (mm^2)=	1730				
As(mm2/m)=	786	Φ16	cada	150 mm	

Armado en la dirección Y:

h_y=	0,0141	(excentricidad relativa considerando solamente las cargas del pilar)			
R_{1d} (KN)=	1169,45	(se consideran solamente las cargas del pilar)			
x1 (mm)=	557,44				
T_d (KN)=	713,38				La armadura es mayor que la cuantía geométrica mínima
A_s (mm^2)=	1783				
As(mm2/m)=	811	Φ16	cada	150 mm	

ARMADO SUPERIOR:

Las tensiones del terreno son positivas en todas las esquinas de la zapata por lo tanto no es necesario disponer armadura superior.

Figura Excel de elaboración propia

Zapata combinada tipo Z-4

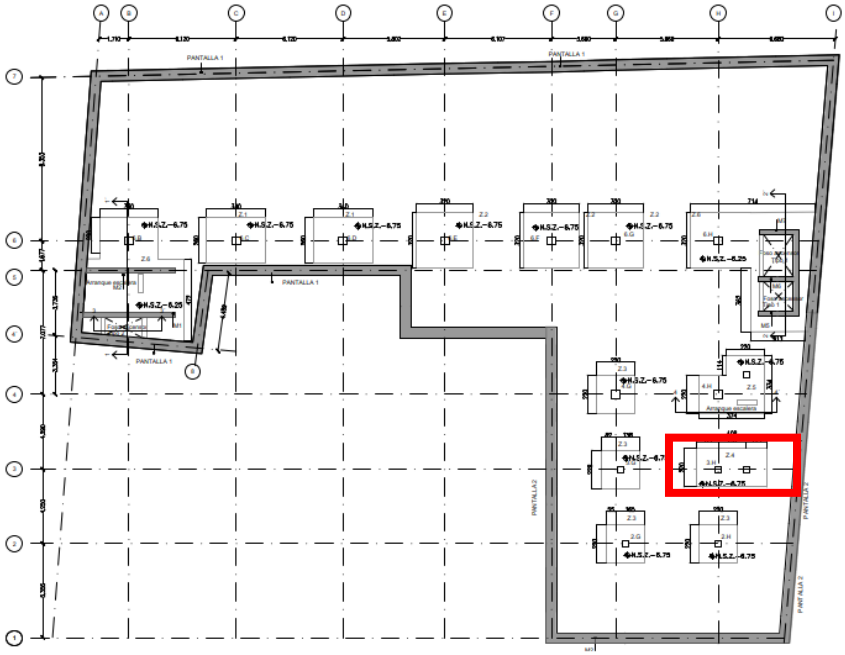


Figura Planta de cimentación

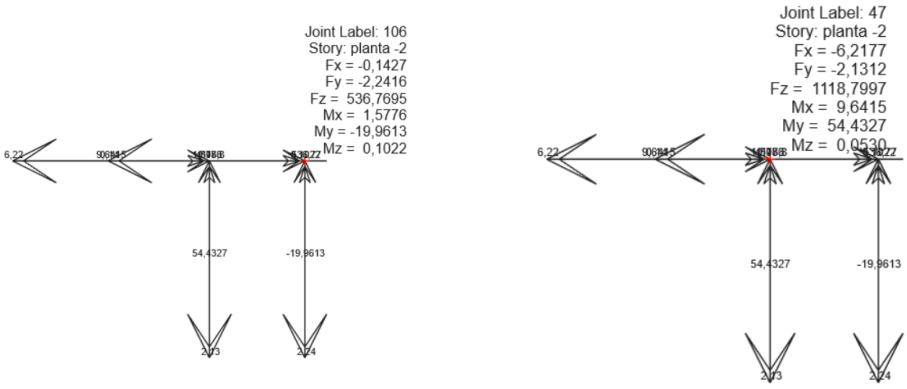
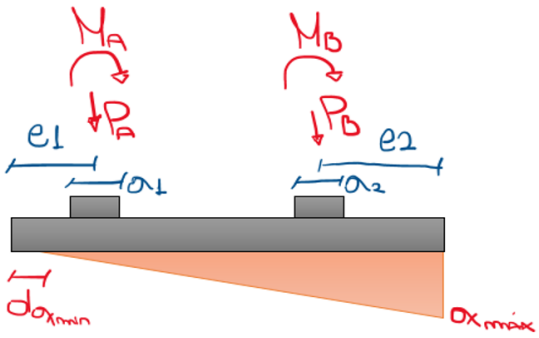


Figura Esfuerzos máximos

Largo Fundación	L	4
Ancho Fundación	B	2,2
Alto Fundación	h	0,9
Recubrimiento	rec	0,05
Eje Pedestal 1	e1	1,2
Ancho Pedestal 1	a1	0,35
Eje Pedestal 2	e2	1,2
Ancho Pedestal 2	a2	0,35
Momento Pedestal 1	Ma	2
Carga Pedestal 1	Pa	537
Momento Pedestal 2	Mb	10
Carga Pedestal 2	Pb	1120



Alto efectivo	d	0,85			
Distancia entre pedestales	d_ped	1,69			
Carga Total	Pu	1657			
Momento total	Mu	478,4			
Excentricidad	e	0,28871454			
Tensión Máxima	qmax	269,840909	kN/m2	<500	1,25 * tensión admisible
Tensión mínima	qmin	106,75	>	0	
Largo en compresión	Lc	4			
Inicio Compresión	d_qmin	0			

Md+	291,428182	Arm	9,30951136 cm2/m	Redondos del 16 cada 150 mm
Md-	-217,7925	Arm	6,9573 cm2/m	Redondos del 16 cada 150 mm
Momento transversal	59,895	Arm	1,9133125 cm2/m	Redondos del 16 cada 150 mm

Figura Excel de elaboración propia

Se realiza un modelo de cálculo de las cimentaciones para comprobar las armaduras de las zapatas previamente dimensionadas mediante una hoja de cálculo.

Para poder modelar el balasto del suelo dado que el geotécnico no facilita el valor del K30. Se obtiene del CTE-Cimientos.

Tabla D.29. Valores orientativos del coeficiente de balasto, K_{30}

Tipo de suelo	K_{30} (MN/m³)
Arcilla blanda	15 – 30
Arcilla media	30 – 60
Arcilla dura	60 – 200
Limo	15 – 45
Arena floja	10 – 30
Arena media	30 – 90
Arena compacta	90 – 200
Grava arenosa floja	70 – 120
Grava arenosa compacta	120 – 300
Margas arcillosas	200 – 400
Rocas algo alteradas	300 – 5.000
Rocas sanas	>5.000

Tabla 56. Valores orientativos del coeficiente de balasto

Y posteriormente empleando la siguiente formula:

b) Para terrenos granulares:

$$k_{sB} = k_{sp30}\left(\frac{B+0{,}3}{2 \cdot B}\right)^2$$

k30	2000	MN/M3
	2000000	KN/m3

b) Para terrenos granulares:

$$k_{sB} = k_{sp30}\left(\frac{B+0{,}3}{2B}\right)^2$$

				Canto de la solera			
B=	9	533888,889	kN/m3	0,25	133472,222	kN/m2	
	6	551250	kN/m3	0,25	137812,5	kN/m2	133472
	9	533888,889	kN/m3	0,25	133472,222	kN/m2	

k30	2000	MN/M3
	2000000	KN/m3

b) Para terrenos granulares:

$$k_{sB} = k_{sp30}\left(\frac{B+0{,}3}{2B}\right)^2$$

				Canto de la zapata			K ha introducir en el modelo para las zapatas
B=	3,4	592128,028	kN/m3	0,9	532915,225	kN/m2	
	3,2	598144,531	kN/m3	0,9	538330,078	kN/m2	557005
	2,2	645661,157	kN/m3	0,9	581095,041	kN/m2	

El coeficiente de balasto se introduce como un área spring

Se revisan las tensiones transmitidas al terreno las cuales deben de ser menores a 400 kN/m2

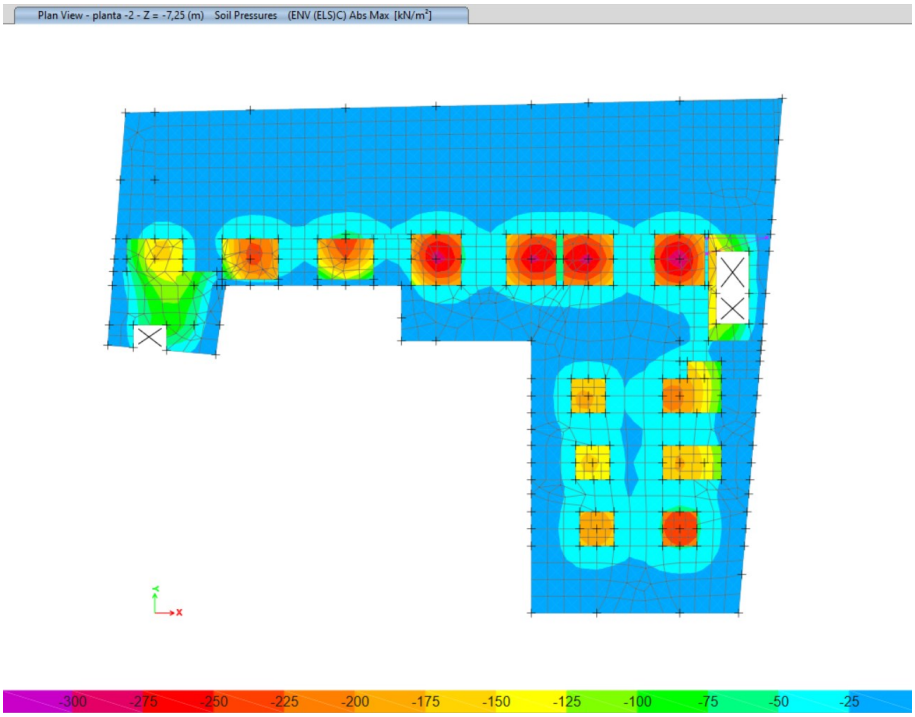


Figura Tensiones transmitidas al terreno

Con una armadura de redondos del 20 cada 15 cm resistiría un momento de 655 kN*m/m

Se revisa la armadura positivos de las zapatas:

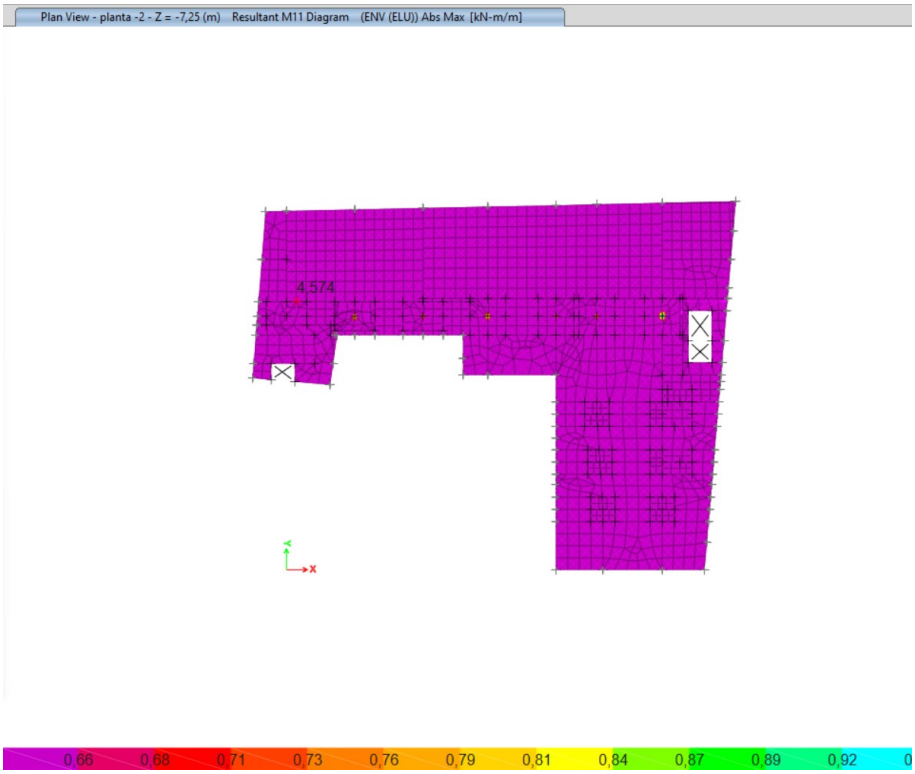


Figura Momentos en la dirección 1

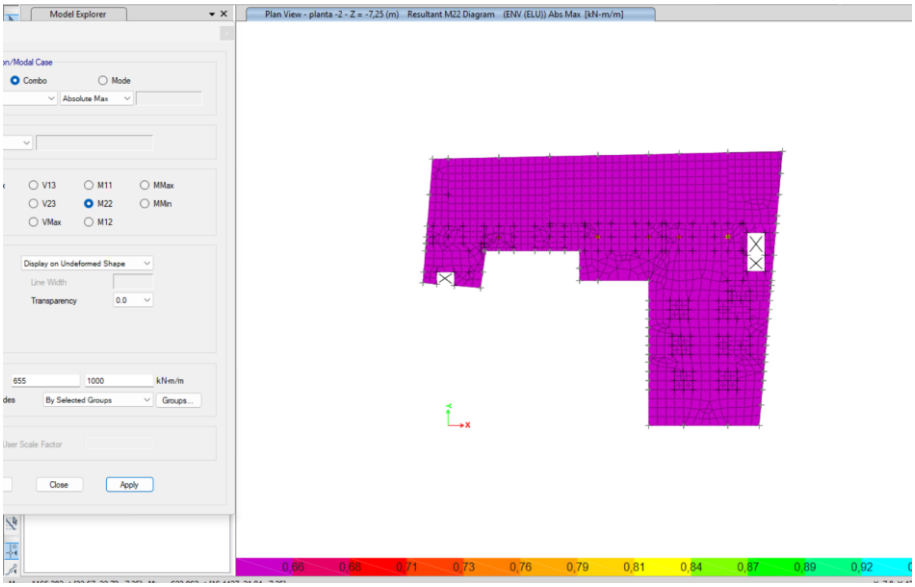


Figura Momentos en la dirección 2

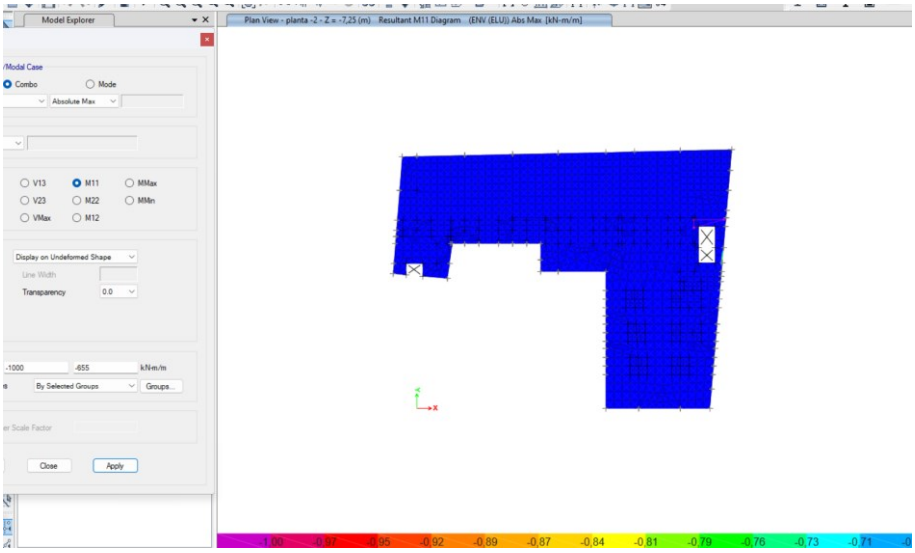


Figura Momentos en la dirección 1

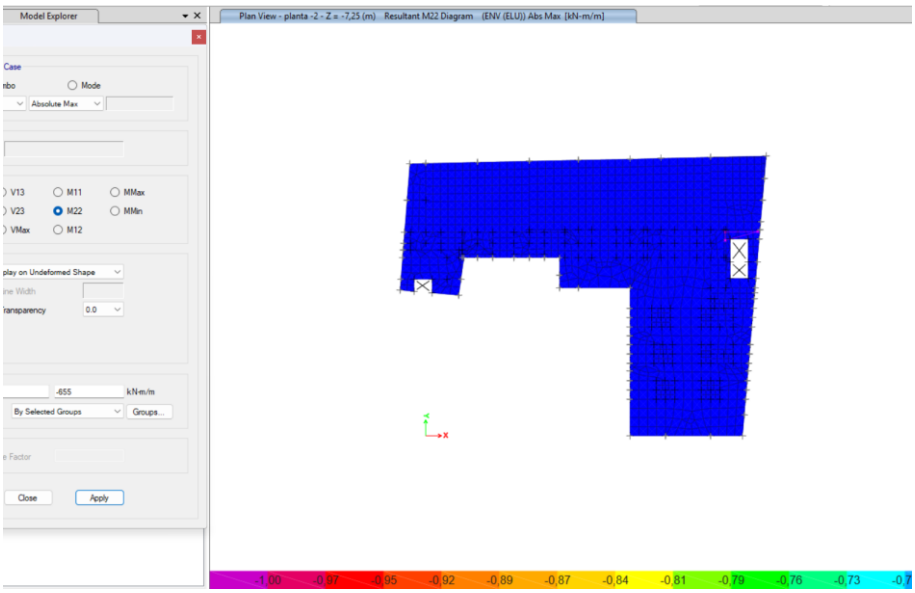


Figura Momentos en la dirección 2

13.6 CONTENCIONES

Cálculo de muros pantalla

De acuerdo a los parámetros del estudio geotécnico:

Tipo de estrato	Cohesión	Ángulo de rozamiento	Densidad	Coeficiente de balasto
	Kg/cm^2	°C	g/cm^3	Kg/cm^3
Rellenos antrópicos	0,10-0,5	25-32	1,3-1,8	1-9
Aluvial fino	0,15-3,0	24-32	1,6-1,9	3-20
Substrato rocoso.	10-60	30-40	2,1-2,5	30-500

Tabla 57. Características del terreno

Parámetros seleccionados

Tipo de estrato	Cohesión	Ángulo de rozamiento	Densidad	Coeficiente de balasto
	Kg/cm2	°C	g/cm3	Kg/cm3
Rellenos antrópicos	0	28	1,5	5
Aluvial fino	0	28	1,7	12
Substrato rocoso.	35	35	2,3	280

Tabla 58. Características del terreno

En este proyecto se obtienen dos tipos de pantallas, la pantalla tipo I, en la que solo se excaba un forjado y la pantalla tipo II en la que se excaban dos forjados.

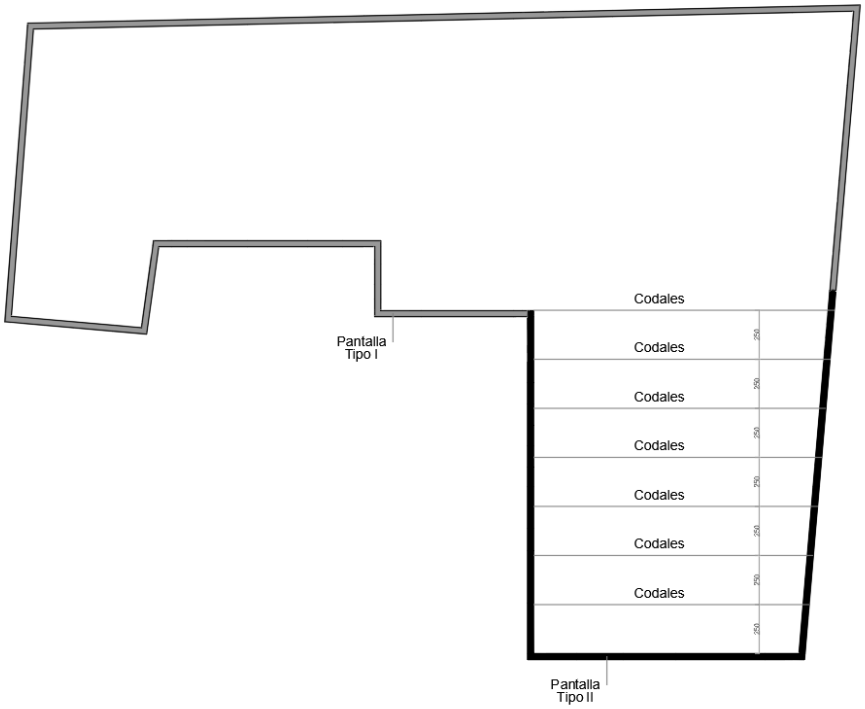


Figura 240: Tipos de pantalla en planta

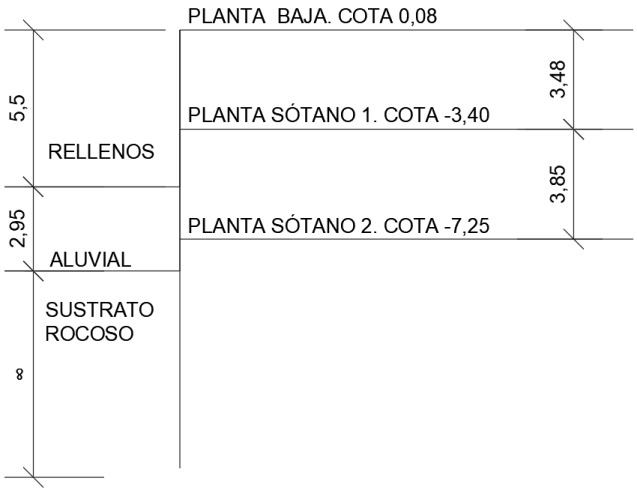
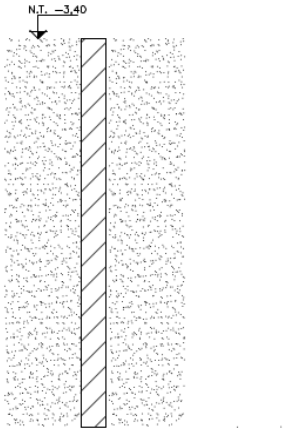


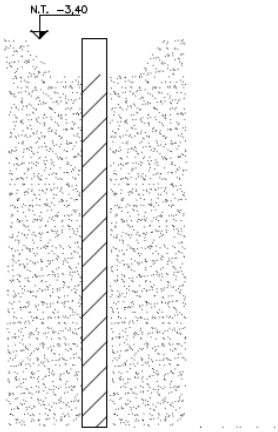
Figura 241: Sección del terreno

13.6.1 PANTALLA TIPO I

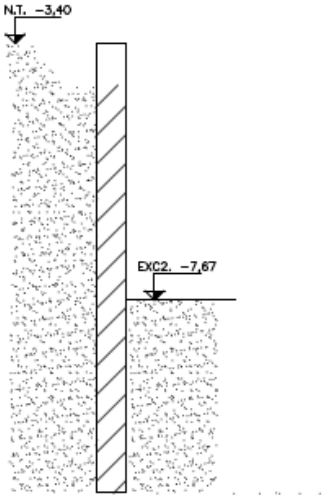
Fases de excavación de la pantalla tipo I



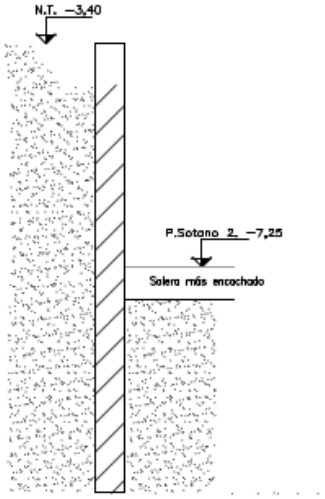
CONTENCIONES
Ejecución de la plataforma de trabajo y de la pantalla



CONTENCIONES
Construcción de la pantalla, descabezado de la misma y ejecución de la viga de coronación.



CONTENCIONES
Excavación 1



CONTENCIONES
Ejecución cimentaciones y solera

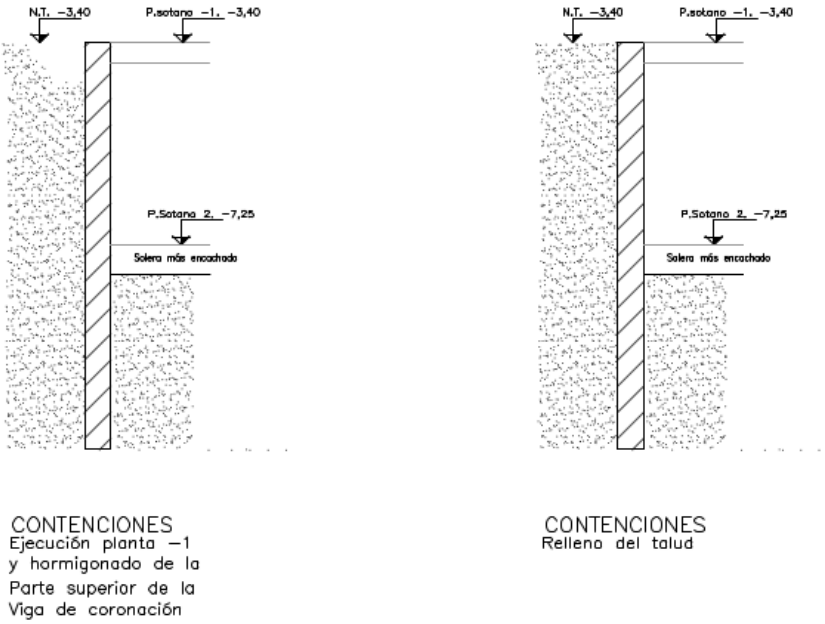


Figura 242: Fases de excavación pantalla tipo I

Se calculan las rigidez de los forjados para la sección tipo I

Se emplearán las rigideces de menor valor en el cálculo de la pantalla

HA-30					
Forjado edifcio en una direccion			Forjado edifcio en la otra direccion		
E*A/L	200000		E*A/L	421769	
L=	33	m2	L=	14,7	m2
A=	0,2	m2	A=	0,2	m2
E=	33000000	kN/m	E=	31000000	kN/m2
HA-30					
Solera			Solera		
E*A/L	250000		E*A/L	527211	
L=	33	m2	L=	14,7	m2
A=	0,25	m2	A=	0,25	m2
E=	33000000	kN/m	E=	31000000	kN/m2

Figura 243: Rigideces del forjado

Se extraen los esfuerzos a transmitir a la pantalla del modelo de cálculo:

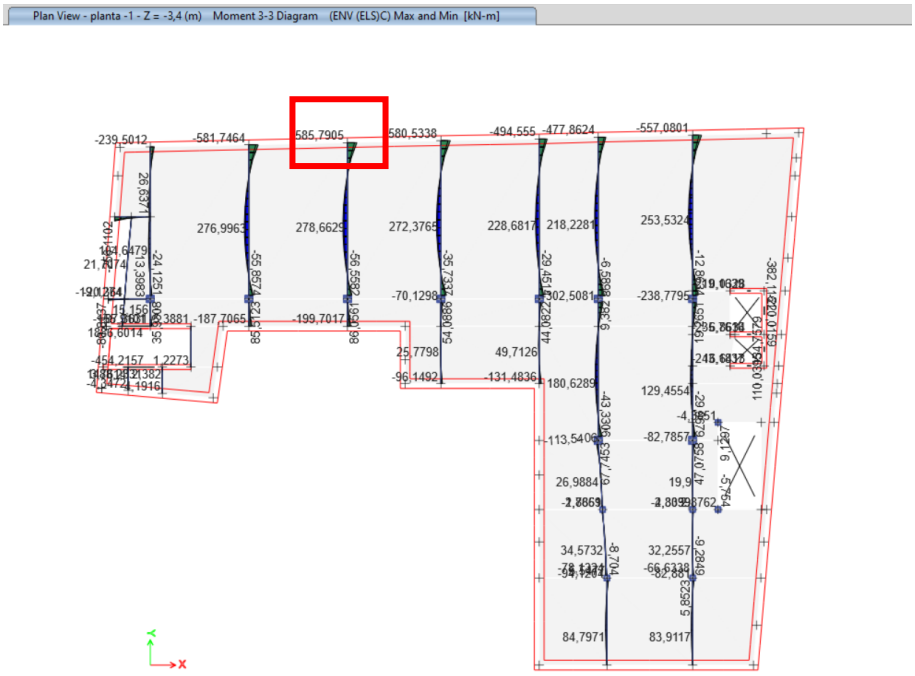


Figura 244: Momentos en el forjado

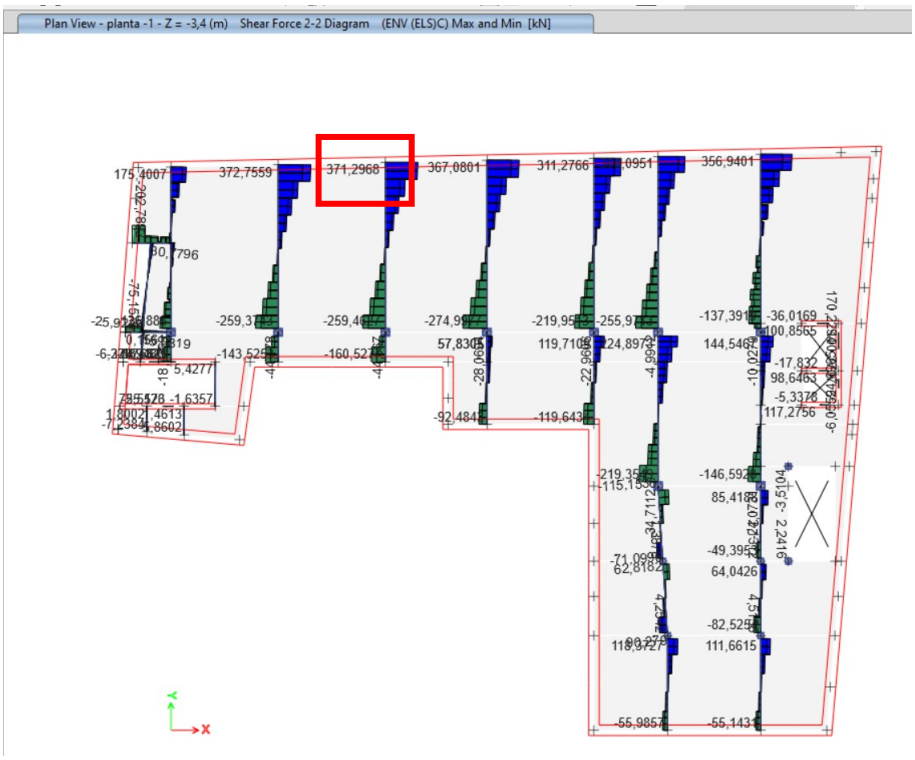


Figura 245: Cortantes en el forjado

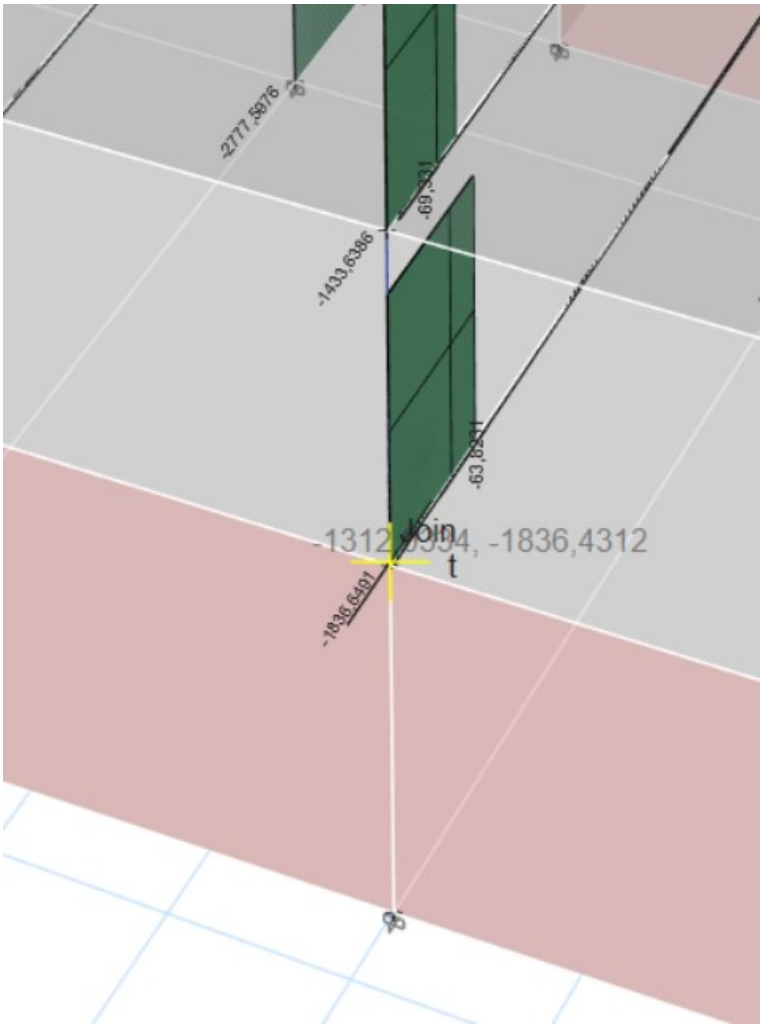


Figura 246: Axil del pilar

Se obtiene un momento de 586 kN*m, un cortante de 372 kN y un axil de 1837 kN.

Para introducirlo en cype se divide entre la longitud del batache que es de 2,5 metros.

Momento= 586/2,5=235 kN*m/m

Cortante= 372 /2,5=149 kN/m

Axil= 1837/2,5=735 kN/m

Se introduce en CYPE:

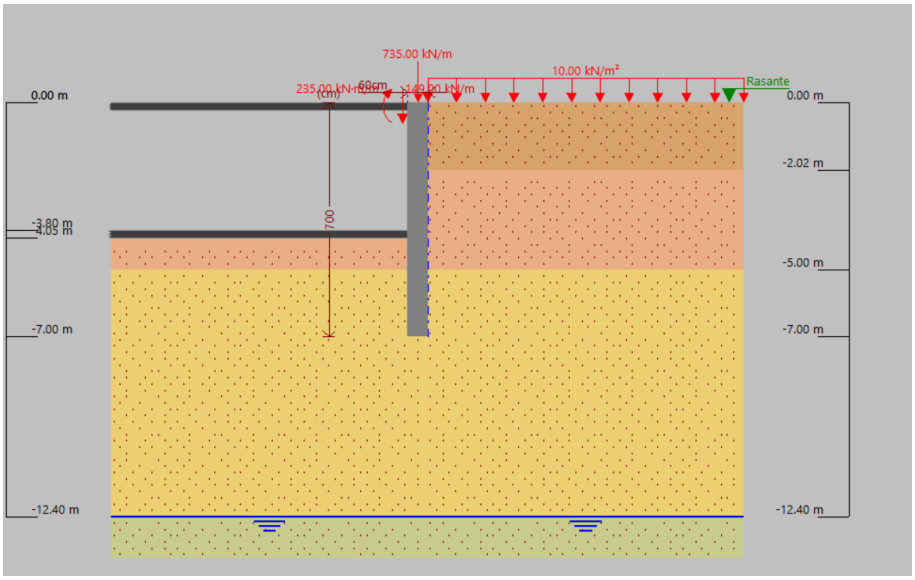


Figura 247: Cargas introducidas en el modelo de cype

Se realizan las verificaciones dentro del programa de cálculo de Cype y se obtiene un único error::

Comprobación a cortante: *Norma Código Estructural. Artículo A19.6.2.2*	Máximo: 391.8 kN Calculado: 556.5 kN	No cumple

Cype no cálcula la armadura a cortante que necesita la pantalla, solo verifica si los elementos requieren o no armadura a cortante.

$$V_{Rd,c}=[C_{Rd,c}k(100\rho_l f_{ck})^{1/3}+k_1\sigma_{cp}]\,b_w\,d \quad < \text{Ved;}$$

De tal forma que el cortante máximo que tiene que resistir la pantalla por batache es de 557kN.

El hormigón de la pantalla resiste 492,7kN, con la limitación de la resistencia características del hormigón a 18 Mpa., además cype tiene en cuenta tanto la armadura base como los refuerzos.

Por lo tanto, es necesario añadir armadura a cortante en la pantalla.

Se calcula en un excel, la armadura a cortante necesaria, sin tener en cuenta la que ya tiene la armadura de redondos del 16 cada 200 mililitros, para estar más del lado de la seguridad:

Se verifica en un Excel de elaboración propia la resistencia que tiene el hormigón (teniendo en cuenta únicamente la armadura base de la pantalla) resiste 353 kN/2,5 metros=141 kN/1,4=100 kN

Se observa en cype las zonas que están fuera de 100 kN, para colocar la armadura de refuerzo.

DATOS DE ENTRADA.

Geometría			
Base	bw	250	[cm]
Altura	h	60	[cm]
Recubrimiento	rec	7,0	[cm]
Altura útil	d	51,0	[cm]
Armadura al corte			
Ángulo entre bielas de compresión y el eje de la viga ⊥ al corte	θ	45	[deg] (45 = Estribo vertical)
N° ramas	n°r	8	[-]
Diametro armadura a corte	Øv	12	[mm]
Espaciamiento armadura de corte	sv	200	[mm]
Área de acero dispuesta	Asw	9,05	[cm²]
Área de acero dispuesta	Asw/m	45,24	[cm²/m]
Armadura a flexión			
Número de barras flexión	n°	11	[n°]
Diametro armadura a flexión	Ø	16	[mm]
Espaciamiento	s	227	[mm]
Área de acero dispuesta	A_{sl}	22,12	[cm²]
Propiedades del hormigón			
Tipo de hormigón	HA	HA30	[-]
Resistencia caracterísitca del hormigón	f_{ck}	18,0	[MPa]
Resistencia media a compresión del horm sobre probeta cilíndrica	f_{cm}	26,0	[MPa]
Resistencia media a tracción	f_{ctm}	2,1	[MPa]
Resistencia media a flexotracción	$f_{ctm,fl}$	2,1	[MPa]
Módulo de elasticidad secante del hormigón	E_{cm}	29,3	[GPa]
Propiedades del acero de refuerzo			
Límite elástico característico	f_{yk}	500	[MPa]
Módulo de elasticidad del acero	Es	200000	[MPa]
Deformación unitaria de fluencia	ε_y	0,22%	[-]
Factores parciales de los materiales			
Coeficiente de minoración del hormigón	γ_c	1,50	[-]
Coeficiente de minoración de la armadura pasiva	γ_s	1,15	[-]
Solicitaciones			
Corte solicitante	Ved	557	[kN]

FACTORES DE CÁLCULO				CE - A19.6.2.2
Armadura de tracción que se extiene lbd+d desde la sección considerada	Asl	22,12	[cm²]	
Cuantía de armado a tracción	ρl	0,002	[-]	
Factor de cálculo	CRd,c	0,120	[-]	
Factor de cálculo	k	1,626	[-]	
Factor de cálculo	k1	0,150	[-]	
Brazo mecánico de las fuerzas internas	z	459	[mm]	
Coeficiente de reducción del hormigón fisurado por cortante	υ_1	0,557	[-]	
Coeficiente que considera el estado de tensiones en el cordón comprimido*	αcw	1,000	[-]	
à cw=1 para estructuras sin pretensado				

RESISTENCIA A CORTANTE - APORTE DEL HORMIGÓN				CE - A19.6.2.2
Tensión resistente a cortante del hormigón	vRd,c	0,285	[MPa]	Ec. (6.2a)
Fuerza resistente a cortante del hormigón	VRd,c	364	[kN]	Ec. (6.2a)

RESISTENCIA A CORTANTE MÍNIMA				CE - A19.6.2.3
Tensión resistente a cortante del hormigón	vmin	0,319	[MPa]	Ec. (6.3)
Fuerza resistente a cortante del hormigón	V_{min}	407	[kN]	Ec. (6.2b)

ÁREA DE ACERO REQUERIDA AL CORTE				CE - A19.6.2.3 y A19.9.2.2
Si Ved<VRd,c No requiere Armadura al corte	¿Requiere Av?	SÍ	[-]	
Cuantía mínima	$\rho_{w,min}$	0,068%	[-]	Ec. (9.5)
Armadura mínima	Asw/m_mín	12,00	[cm²/m]	Ec. (9.4)
Armadura requerida	Asw/m_req	27,91	[cm²/m]	Ec. (6.8)
Armadura dispuesta	Asw/m_disp	45,24	[cm²/m]	
Factor de utilización	FU	62%	[-]	
Comprobación Acero	V1	OK	[-]	

COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA DE LA SECCIÓN ARMADA				CE - A19.6.2.3 y A19.9.2.2
Armadura dispuesta	Asw/m_disp	45,24	[cm²/m]	
Cuantía dispuesta	ρ_w	0,256%	[-]	
Fuerza resistente a cortante del acero	$V_{Rd,s}$	903	[kN]	Ec. (6.8)
Fuerza resistente a cortante máxima de la sección	$V_{Rd,max}$	3834	[kN]	Ec. (6.9)
Factor de utilización	FU	62%	[-]	
Comprobación Resistencia	V2	OK	[-]	

VERIFICACIÓN ESPACIAMIENTO Y Nº ESTRIBOS				CE- A19.9.2.2
Separación máxima longitudinal	sl.max	612	[mm]	Ec. (9.7)
Separación dispuesta	sl	200	[mm]	
Comprobación separación longitudinal	V3	OK	[-]	
Separación máxima transversal entre ramas	st.max	383	[mm]	Ec. (9.8)
Separación dispuesta	st	335	[mm]	
Comprobación separación transversal	V4	OK	[-]	
Cantidad de estribos mínimos	nº estribos min	14,0	[-]	9.2.2 (4)
Cantidad estribos dispuestos	nº estribos disp	20,0	[-]	
Comprobación	V5	OK	[-]	

Figura 248: Excel de elaboración propia

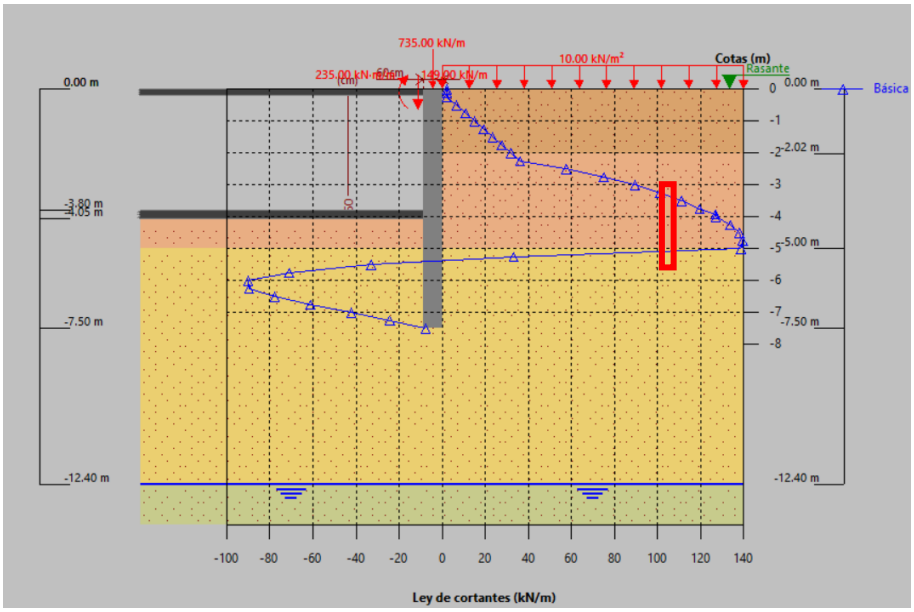


Figura 249: Modelo de cype

Se colocarán los refuerzos a cortante en una longitud de tres metros.

Se comprueba que la pantalla resista a hundimiento:

Se extraen del estudio geotécnico las siguientes recomendaciones:

> Las rocas ensayadas en los sondeos corresponden a una marga de color gris azulado claro de un grado II de meteorización. Se trata por tanto, según Jiménez Salas (1975) de una roca resistencia baja (50-200 kp/cm^2).
>
> De manera resumida, los valores de resistencias unitarias a aplicar en los cálculos de cimentaciones profundas son:
>
> - **Gravas:** τ_f= 0,8 Kp/cm^2.
> - **Sustrato rocoso** τ_f= 0,8 Kp/cm^2
>
> q_p= 8,0 Kp/cm^2
>
> Estos valores deben de minorarse aplicado los factores de seguridad habituales en este tipo de cálculos para determinar la resistencia unitaria admisible, siendo elección del proyectista el valor más conveniente.
>
> Para conseguir el empotramiento de la punta del pilote, la penetración debe ser igual o superior a tres diámetros en rocas blandas.

Para comprobar el hundimiento de la pantalla se extraen los valores de Cype:

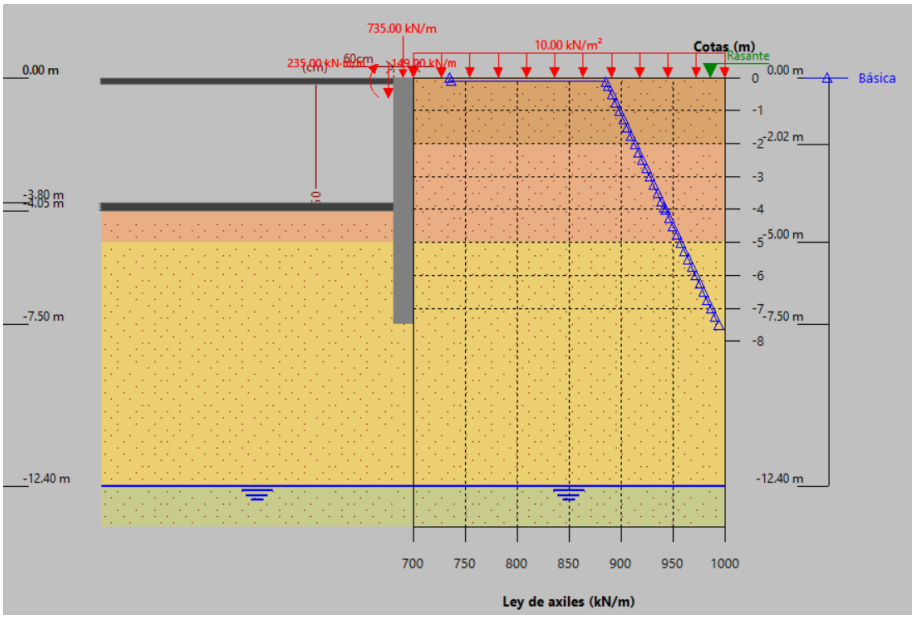


Figura 250: Modelo de cype

Verificacion del hundimiento:

DATOS GEOTÉCNICOS				
Resistencia a la compresión simple de la roca		qu	18,00 [MPa]	
Coeficiente		Ksp	0,19 [-]	
Cota roca		Cr	-5,00 [m.s.n.m]	
Cota máxima excavación		C2	-4,00 [m.s.n.m]	
Cota inferior pantalla		C3	-7,00 [m.s.n.m]	
GEOMETRÍA PANTALLA				
Diámetro del pilote		D	0,60 [m]	
Longitud de la patalla		L	1,00 [m]	
Área sección transversal		Ap	0,60 [m2]	
Perímetro de la sección		Pp	3,20 [m]	
EMPOTRAMIENTO				
Empotramiento en roca respecto al espesor		emp	2,00 B	
Empotramiento en estrato 2 : Suelo alterado		L1	1,00 [m]	
Empotramiento en estrato 3 : Roca		Lr	2,00 [m]	
Profundidad de la pantalla en contacto con terreno		Ltotal =L1+Lr	3,00 [m]	
CARGA AXIAL EN LA PUNTA DEL PILOTE				
Carga axial estática sin mayorar		N1	1000 [kN/m]	
RESISTENCIA POR PUNTA				
Factor de empotramiento de la punta	df = 1+ 0.4 (Lr/d) ≤ 3	df	2,3 [-]	F.2.1 (F.42)
Carga de hundimiento por punta	qp.d = Ksp · qu · df	qp.d	8,0 [MPa]	F.2.1 (F.41)
Resistencia por punta	Qp = Ap · qp	Qp o Rp	4788 [kN]	(5.9)
Factor de reducción para pantallas contínua o de p	f = 0.7 + 0.3B/L	f	0,70 [-]	(5.3)
Resistencia por punta	Qp = Ap · qp	Qp o Rp	3352 [kN]	(5.9)

RESISTENCIA POR FUSTE				
Resistencia unitaria por fuste en roca	$\tau f = 0.2 \cdot \sqrt{qu}$	τf	0,8 [MPa]	F.2.1 (F.43)
Resistencia por fuste en roca	$Qf = Perímetro \cdot \tau f \cdot z$	Qf o Rf	5431 [kN/m]	(5.10)
CARGA DE HUNDIMIENTO				
Carga de hundimiento sin minorar	Qcr = Qp + Qf	Qcr	8782 [kN/m]	(5.8)
VERIFICACIÓN				
Factor de seguridad		FS_EST	3 [-]	
Carga de hundimiento	Qadm = 1/3 (Qp + Qf)	Qadm	2927 [kN/m]	
Verificación 1	Qadm > N1	V1	OK 34%	

Figura 251: Excel de elaboración propia

Cálculo de la viga de coronación:

Cálculo viga de coronación(en la dirección horizontal)				
Densidad terreno --Rellenos		d=	15	kN/m3
Altura viga máxima		H=	1,20	m
Carga distribuida terreno servicio		q=	3,90	kN/m
Carga distruida terreno mayorada		qd=	5,26	kN/m
Sobrecarga caracterisitica		Q=	10,00	kN/m2
Carga distruida empuje sobrecarga		Q=	4,33	kN/m2
Carga mayorada empuje sobrecarga		Qd=	6,50	kN/m2
Suma carga total actuando sobre la viga		Qtd=	11,76	kN/m2
Longitud entre bataches (suponiendo el fallo de uno)		s=	5,00	m
Momento generado en la viga de coronación horizontalmente		M=	36,76	kN*m/m
Cortante generado en la viga		V=	7,06	kN/m
Angulo de rozamiento del terreno		alfa=	28	º
Empuje activo	$K_a = tg^2(45 - \frac{\varphi}{2}) =$	Ka=	0,361	

(dirección vertical)			
Separación bataches	S=	5	m
Sobrecarga caracterisitica	Q=	10,00	kN/m2
Sobrecarga mayorada	Qd=	15,00	kN/m2
Momento a transmitir por el forjado	Md=	329	
Momento generado	Md=	375,875	kN*m/m
Cortante generado	Vd=	1415,1	kN
Cortante a transmitir por el forjado		1377,6	

Figura 252: Fases de excavación pantalla tipo I

Verificación con los esfuerzos de la viga:

DATOS DE ENTRADA. Geomtria viga en la direccion horizontal			
Geometría			
Base	b	120	[cm]
Altura	h	60	[cm]
Recubrimiento	rec	7,0	[cm]
Altura útil	d	51,0	[cm]
Armadura a disponer a cortante			
Diametro armadura a corte	Øv	12	[mm]
Armadura a disponer a flexión			
Número de barras	n°	6	[n°]
Diametro armadura a flexión	Ø	16	[mm]
Espaciamiento	s	200	[mm]
Área de acero dispuesta	A_s	12,06	[cm²]
Propiedades del hormigón			
Tipo de hormigón	HA	HA30	[-]
Resistencia caracterísitca del hormigón	f_{ck}	30,0	[MPa]
Resistencia media a compresión del horm sobre probeta	f_{cm}	38,0	[MPa]
Resistencia media a tracción	f_{ctm}	2,9	[MPa]
Resistencia media a flexotracción	$f_{ctm,fl}$	2,9	[MPa]
Módulo de elasticidad secante del hormigón	E_{cm}	32,8	[GPa]
Propiedades del acero de refuerzo			
Límite elástico característico	fy_k	500	[MPa]
Módulo de elasticidad del acero	Es	200000	[MPa]
Deformación unitaria de fluencia	ε_y	0,217%	[-]
Factores parciales de los materiales			
Coeficiente de minoración del hormigón	γ_c	1,50	[-]
Coeficiente de minoración de la armadura pasiva	γ_s	1,15	[-]
Solicitaciones			
Momento flector solicitante	Med	37	[kNm]

VALORES ADIMENSIONALES			
Profundidad eje neutro, despejando "ε=x/d" e $\mu_l = 0,8 \cdot \xi_l \cdot (1 - 0,4 \cdot \xi_l)$ $\mu_l = \frac{M_l}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}}$	ε=x/d	0,007	[-]
n igualdad de	μ	0,006	[-]
Profundidad fibra neutra adimensional límite rotura	x1lim/d	0,259	[-]
Profundidad fibra neutra adimensional límite elástico	x2lim/d	0,617	[-]
VERIFICACIÓN DEL DOMINIO			
Dominio 2: εst≥0.01 (rotura) 0<εc<0.0035 Falla flexotracción -			
Dominio 3: εy≤εst<0.01 (fluye) εc=0.0035 Falla dúctil flexión	Dominio	Dominio 2	[-]
Dominio 4: 0<εst<εy εc=0.0035 Falla frágil			
Verificación dominio: Se recomienda 2 o 3	Verificación	OK	[-]
DEFORMACIONES			
Profundidad eje neutro	x	3,79	[mm]
Deformación unitaria del hormigón	ε_c	0,01%	[-]
Deformación unitaria del acero	ε_{st}	1,00%	[-]
ÁREA DE ACERO REQUERIDA LONGITUDINAL			
Tensión en el acero	f_{st}	435	[MPa]
Fuerza de compresión en el hormigón	F_c	77,3	[kN]
Área de acero requerida $0 = f_{cd} * 0,8x * b - A_{s1} * f_{yd}$;	A_s.req	1,78	[cm2] 3,325
Área de acero dispuesta	A_s.disp	12,06	[cm2]
Factor de utilización	FU	15%	[-]
Comprobación	V1	OK	[-]

DATOS DE ENTRADA. Geoemtria viga en la direccion horizontal			
Geometría			
Base	bw	120	[cm]
Altura	h	60	[cm]
Recubrimiento	rec	7,0	[cm]
Altura útil	d	50,8	[cm]
Armadura al corte			
Ángulo entre bielas de compresión y el eje de la viga ⊥ al corte	θ	45	[deg] (45° = Estribo vertical)
N° ramas	n°r	4	[-]
Diametro armadura a corte	Øv	12	[mm]
Espaciamiento armadura de corte	sv	150	[mm]
Área de acero dispuesta	Asw	4,52	[cm²]
Área de acero dispuesta	Asw/m	30,16	[cm²/m]
Armadura a flexión			
Número de barras flexión	n°	6	[n°]
Diametro armadura a flexión	Ø	20	[mm]
Espaciamiento	s	200	[mm]
Área de acero dispuesta	A_{sl}	18,85	[cm²]
Propiedades del hormigón			
Tipo de hormigón	HA	HA30	[-]
Resistencia caracterísitca del hormigón	f_{ck}	30,0	[MPa]
Resistencia media a compresión del horm sobre probeta cilíndrica	f_{cm}	38,0	[MPa]
Resistencia media a tracción	f_{ctm}	2,9	[MPa]
Resistencia media a flexotracción	$f_{ctm,fl}$	2,9	[MPa]
Módulo de elasticidad secante del hormigón	E_{cm}	32,8	[GPa]
Propiedades del acero de refuerzo			
Límite elástico característico	f_{yk}	500	[MPa]
Módulo de elasticidad del acero	Es	200000	[MPa]
Deformación unitaria de fluencia	ε_y	0,22%	[-]
Factores parciales de los materiales			
Coeficiente de minoración del hormigón	γ_c	1,50	[-]
Coeficiente de minoración de la armadura pasiva	γ_s	1,15	[-]

Solicitaciones				
Corte solicitante	Ved	7	[kN]	
FACTORES DE CÁLCULO				CE - A19.6.2.2
Armadura de tracción que se extiene lbd+d desde la sección considerada	Asl	18,85	[cm²]	
Cuantía de armado a tracción	ρl	0,003	[-]	
Factor de cálculo	CRd,c	0,120	[-]	
Factor de cálculo	k	1,627	[-]	
Factor de cálculo	k1	0,150	[-]	
Brazo mecánico de las fuerzas internas	z	457	[mm]	
Coeficiente de reducción del hormigón fisurado por cortante	υ_1	0,528	[-]	
Coeficiente que considera el estado de tensiones en el cordón comprimido*	αcw	1,000	[-]	
ā cw=1 para estructuras sin pretensado				
RESISTENCIA A CORTANTE - APORTE DEL HORMIGÓN				CE - A19.6.2.2
Tensión resistente a cortante del hormigón	vRd,c	0,410	[MPa]	Ec. (6.2a)
Fuerza resistente a cortante del hormigón	VRd,c	250	[kN]	Ec. (6.2a)
RESISTENCIA A CORTANTE MÍNIMA				CE - A19.6.2.3
Tensión resistente a cortante del hormigón	vmin	0,413	[MPa]	Ec. (6.3)
Fuerza resistente a cortante del hormigón	V_{min}	252	[kN]	Ec. (6.2b)
ÁREA DE ACERO REQUERIDA AL CORTE				CE - A19.6.2.3 y A19.9.2.2
Si Ved<VRd,c No requiere Armadura al corte	¿Requiere Av?	NO	[-]	
Cuantía mínima	$\rho_{w,min}$	0,088%	[-]	Ec. (9.5)
Armadura mínima	Asw/m_mín	7,44	[cm²/m]	Ec. (9.4)
Armadura requerida	Asw/m_req	0,00	[cm²/m]	Ec. (6.8)
Armadura dispuesta	Asw/m_disp	30,16	[cm²/m]	
Factor de utilización	FU	25%	[-]	
Comprobación Acero	V1	OK	[-]	
COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA DE LA SECCIÓN ARMADA				CE - A19.6.2.3 y A19.9.2.2
Armadura dispuesta	Asw/m_disp	30,16	[cm²/m]	
Cuantía dispuesta	ρ_w	0,355%	[-]	
Fuerza resistente a cortante del acero	VRd,s	600	[kN]	Ec. (6.8)
Fuerza resistente a cortante máxima de la sección	$V_{Rd,max}$	2897	[kN]	Ec. (6.9)
Factor de utilización	FU	1%	[-]	
Comprobación Resistencia	V2	OK	[-]	

VERIFICACIÓN ESPACIAMIENTO Y N° ESTRIBOS				CE- A19.9.2.2
Separación máxima longitudinal	sl.max	610	[mm]	Ec. (9.7)
Separación dispuesta	sl	150	[mm]	
Comprobación separación longitudinal	V3	OK	[-]	
Separación máxima transversal entre ramas	st.max	381	[mm]	Ec. (9.8)
Separación dispuesta	st	349	[mm]	
Comprobación separación transversal	V4	OK	[-]	
Cantidad de estribos mínimos	n° estribos min	3,7	[-]	9.2.2 (4)
Cantidad estribos dispuestos	n° estribos disp	13,3	[-]	
Comprobación	V5	OK	[-]	

Figura 253: Fases de excavación pantalla tipo I

Comprobación de la viga en la otra dirección:

DATOS DE ENTRADA. Geomtria viga en la direccion vertical			
Geometría			
Base	b	60	[cm]
Altura	h	120	[cm]
Recubrimiento	rec	7,0	[cm]
Altura útil	d	111,0	[cm]
Armadura a disponer a cortante			
Diametro armadura a corte	Øv	12	[mm]
Armadura a disponer a flexión			
Número de barras	n°	6	[n°]
Diametro armadura a flexión	Ø	16	[mm]
Espaciamiento	s	100	[mm]
Área de acero dispuesta	A_s	12,06	[cm²]
Propiedades del hormigón			
Tipo de hormigón	HA	HA30	[-]
Resistencia caracterísitca del hormigón	f_{ck}	30,0	[MPa]
Resistencia media a compresión del horm sobre probeta	f_{cm}	38,0	[MPa]
Resistencia media a tracción	f_{ctm}	2,9	[MPa]
Resistencia media a flexotracción	$f_{ctm,fl}$	2,9	[MPa]
Módulo de elasticidad secante del hormigón	E_{cm}	32,8	[GPa]
Propiedades del acero de refuerzo			
Límite elástico característico	fy_k	500	[MPa]
Módulo de elasticidad del acero	Es	200000	[MPa]
Deformación unitaria de fluencia	ε_y	0,217%	[-]
Factores parciales de los materiales			
Coeficiente de minoración del hormigón	γ_c	1,50	[-]
Coeficiente de minoración de la armadura pasiva	γ_s	1,15	[-]
Solicitaciones			
Momento flector solicitante	Med	376	[kNm]

VALORES ADIMENSIONALES			
Profundidad eje neutro, despejando "ε=x/d" e $\mu_i = 0,8 \cdot \xi_i \cdot (1 - 0,4 \cdot \xi_i)$ $\mu_i = \frac{M_i}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}}$	ε=x/d	0,032	[-]
n igualdad de	μ	0,025	[-]
Profundidad fibra neutra adimensional límite rotura	x1lim/d	0,259	[-]
Profundidad fibra neutra adimensional límite elástico	x2lim/d	0,617	[-]
VERIFICACIÓN DEL DOMINIO			
Dominio 2: εst≥0.01 (rotura) 0<εc<0.0035 Falla flexotracción -			
Dominio 3: εy≤εst<0.01 (fluye) εc=0.0035 Falla dúctil flexión	Dominio	Dominio 2	[-]
Dominio 4: 0<εst<εy εc=0.0035 Falla frágil			
Verificación dominio: Se recomienda 2 o 3	Verificación	OK	[-]
DEFORMACIONES			
Profundidad eje neutro	x	35,75	[mm]
Deformación unitaria del hormigón	ε_c	0,03%	[-]
Deformación unitaria del acero	ε_{st}	1,00%	[-]
ÁREA DE ACERO REQUERIDA LONGITUDINAL			
Tensión en el acero	f_{st}	435	[MPa]
Fuerza de compresión en el hormigón	F_c	364,6	[kN]
Área de acero requerida $0 = f_{cd} * 0,8x * b - A_{s1} * f_{yd}$;	A_s.req	8,39	[cm2] 3,325
Área de acero dispuesta	A_s.disp	12,06	[cm2]
Factor de utilización	FU	70%	[-]
Comprobación	V1	OK	[-]

ÁREA DE ACERO MÍNIMA LONGITUDINAL				CE - 19.9.2.1.1
Módulo resistente de la sección bruta	W	144000000	[mm2]	
Brazo mecánico z=0.8h	z	960	[mm]	
Área de armadura longitudinal de tracción mínima	Asmin	10,0	[cm2]	
Área de armadura longitudinal de tracción máxima	Asmax	288	[cm2]	
Área de acero dispuesta	A_s.disp	12,06	[cm2]	
Factor de utilización	FU	83%	[-]	
Comprobación	V2	OK	[-]	
VERIFICACIÓN ESPACIAMIENTO				CE- 49.4.1.1
Tamaño del árido	Tmax	20,0	[mm]	
Distancia entre barras dispuestas	Dist	89	[cm]	
Distancia mínima según Código estructural	Dist.mínima	25	[mm]	
Comprobación	FU	28%	[-]	
Comprobación	V3	OK	[-]	

Comprobación a cortante:

DATOS DE ENTRADA. Geoemtria viga en la direccion vertical				
Geometría				
Base	bw	60	[cm]	
Altura	h	120	[cm]	
Recubrimiento	rec	7,0	[cm]	
Altura útil	d	111,0	[cm]	
Armadura al corte				
Ángulo entre bielas de compresión y el eje de la viga ⊥ al corte	θ	45	[deg]	(45° = Estribo vertical)
N° ramas	n°r	6	[-]	
Diametro armadura a corte	Øv	12	[mm]	
Espaciamiento armadura de corte	sv	150	[mm]	
Área de acero dispuesta	Asw	6,79	[cm²]	
Área de acero dispuesta	Asw/m	45,24	[cm²/m]	
Armadura a flexión				
Número de barras flexión	n°	6	[n°]	
Diametro armadura a flexión	Ø	16	[mm]	
Espaciamiento	s	100	[mm]	
Área de acero dispuesta	$A_{s,l}$	12,06	[cm²]	
Propiedades del hormigón				
Tipo de hormigón	HA	HA30	[-]	
Resistencia caracterísitca del hormigón	f_{ck}	30,0	[MPa]	
Resistencia media a compresión del horm sobre probeta cilíndrica	f_{cm}	38,0	[MPa]	
Resistencia media a tracción	f_{ctm}	2,9	[MPa]	
Resistencia media a flexotracción	$f_{ctm,fl}$	2,9	[MPa]	
Módulo de elasticidad secante del hormigón	E_{cm}	32,8	[GPa]	
Propiedades del acero de refuerzo				
Límite elástico característico	f_{yk}	500	[MPa]	
Módulo de elasticidad del acero	Es	200000	[MPa]	
Deformación unitaria de fluencia	ε_y	0,22%	[-]	
Factores parciales de los materiales				
Coeficiente de minoración del hormigón	γ_c	1,50	[-]	
Coeficiente de minoración de la armadura pasiva	γ_s	1,15	[-]	
Solicitaciones				
Corte solicitante	Ved	1415	[kN]	

FACTORES DE CÁLCULO				CE - A19.6.2.2
Armadura de tracción que se extiene lbd+d desde la sección considerada	Asl	12,06	[cm²]	
Cuantía de armado a tracción	ρl	0,002	[-]	
Factor de cálculo	CRd,c	0,120	[-]	
Factor de cálculo	k	1,424	[-]	
Factor de cálculo	k1	0,150	[-]	
Brazo mecánico de las fuerzas internas	z	999	[mm]	
Coeficiente de reducción del hormigón fisurado por cortante	υ_1	0,528	[-]	
Coeficiente que considera el estado de tensiones en el cordón comprimido*	α_{cw}	1,000	[-]	
** αcw=1 para estructuras sin pretensado*				
RESISTENCIA A CORTANTE - APORTE DEL HORMIGÓN				CE - A19.6.2.2
Tensión resistente a cortante del hormigón	vRd,c	0,301	[MPa]	Ec. (6.2a)
Fuerza resistente a cortante del hormigón	VRd,c	200	[kN]	Ec. (6.2a)
RESISTENCIA A CORTANTE MÍNIMA				CE - A19.6.2.3
Tensión resistente a cortante del hormigón	vmin	0,277	[MPa]	Ec. (6.3)
Fuerza resistente a cortante del hormigón	V_{min}	185	[kN]	Ec. (6.2b)
ÁREA DE ACERO REQUERIDA AL CORTE				CE - A19.6.2.3 y A19.9.2.2
Si Ved<VRd,c No requiere Armadura al corte	¿Requiere Av?	SÍ	[-]	
Cuantía mínima	$\rho_{w,min}$	0,088%	[-]	Ec. (9.5)
Armadura mínima	Asw/m_mín	3,72	[cm²/m]	Ec. (9.4)
Armadura requerida	Asw/m_req	32,58	[cm²/m]	Ec. (6.8)
Armadura dispuesta	Asw/m_disp	45,24	[cm²/m]	
Factor de utilización	FU	72%	[-]	
Comprobación Acero	V1	OK	[-]	
COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA DE LA SECCIÓN ARMADA				CE - A19.6.2.3 y A19.9.2.2
Armadura dispuesta	Asw/m_disp	45,24	[cm²/m]	
Cuantía dispuesta	ρ_w	1,066%	[-]	
Fuerza resistente a cortante del acero	VRd,s	1965	[kN]	Ec. (6.8)
Fuerza resistente a cortante máxima de la sección	$V_{Rd,max}$	3165	[kN]	Ec. (6.9)
Factor de utilización	FU	72%	[-]	
Comprobación Resistencia	V2	OK	[-]	

VERIFICACIÓN ESPACIAMIENTO Y Nº ESTRIBOS				CE- A19.9.2.2
Separación máxima longitudinal	sl.max	1332	[mm]	Ec. (9.7)
Separación dispuesta	sl	150	[mm]	
Comprobación separación longitudinal	V3	OK	[-]	
Separación máxima transversal entre ramas	st.max	600	[mm]	Ec. (9.8)
Separación dispuesta	st	90	[mm]	
Comprobación separación transversal	V4	OK	[-]	
Cantidad de estribos mínimos	nº estribos min	16,3	[-]	9.2.2 (4)
Cantidad estribos dispuestos	nº estribos disp	20,0	[-]	
Comprobación	V5	OK	[-]	

Figura 254: Fases de excavación pantalla tipo I

Desplazamiento pantalla:

Dado que hay edificaciones colindantes se limita el movimiento en cabeza a 10 milímetros y en panza a 25 milímetros.

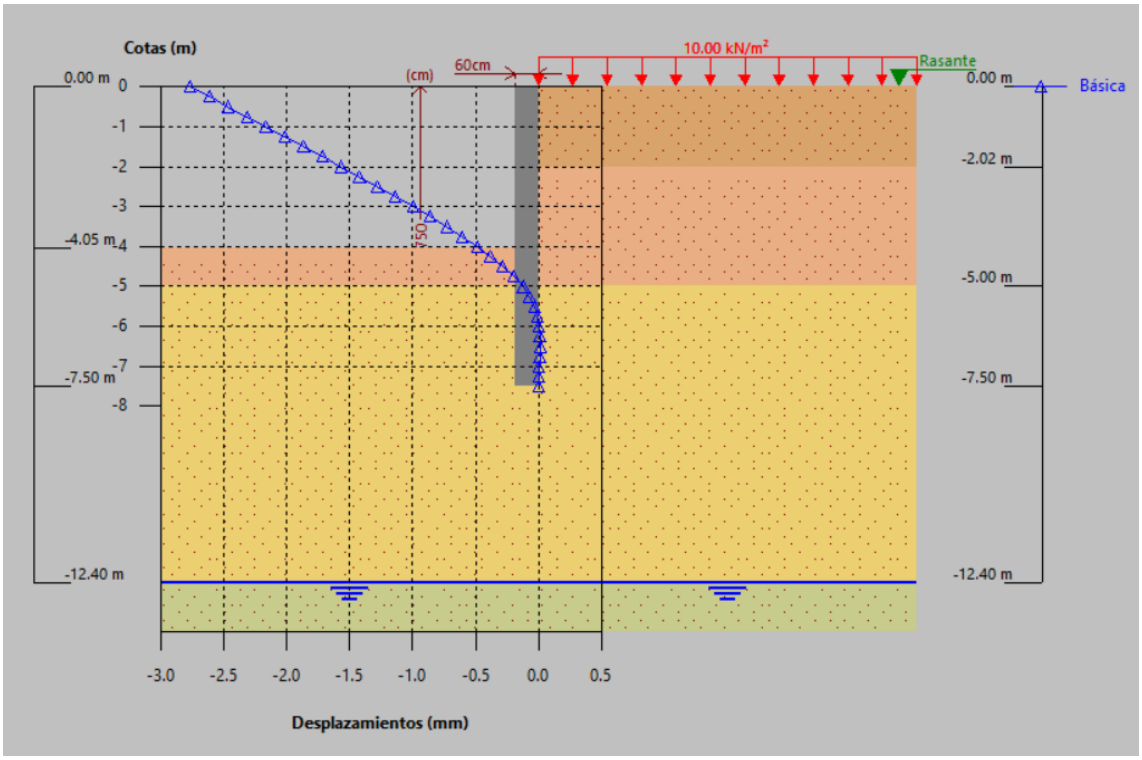


Figura 255: Desplazamiento de la pantalla tipo I

Se dimensiona la pantalla tipo I en la zonas de mayor excavación, las cuales se localiza cerca de las cimentaciones

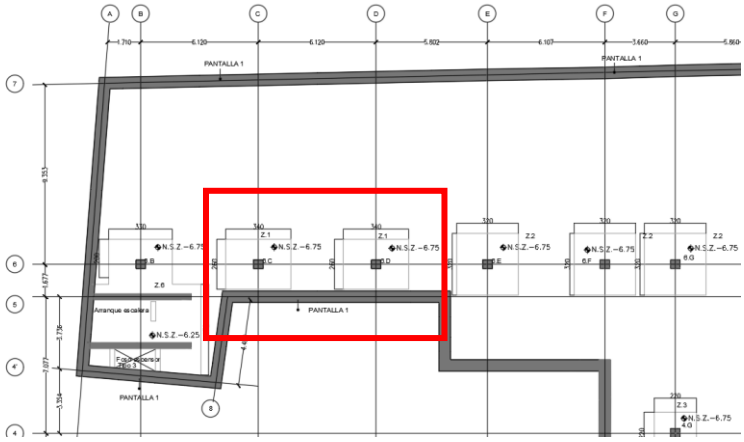


Figura 256: Pantalla tipo I.1

Comprobación a cortante: *Norma Código Estructural. Artículo A19.6.2.2*	Máximo: 467.5 kN Calculado: 605.2 kN	No cumple

Se verifica la armadura a cortante:

DATOS DE ENTRADA

Geometría			
Base	bw	250	[cm]
Altura	h	60	[cm]
Recubrimiento	rec	7,0	[cm]
Altura útil	d	50,4	[cm]
Armadura al corte			
Ángulo entre bielas de compresión y el eje de la viga ⊥ al corte	θ	45	[deg] (45º - Estribo vertical)
Nº ramas	nºr	8	[-]
Diametro armadura a corte	Øv	16	[mm]
Espaciamiento armadura de corte	sv	250	[mm]
Área de acero dispuesta	Asw	16,08	[cm²]
Área de acero dispuesta	Asw/m	64,34	[cm²/m]
Armadura a flexión			
Número de barras flexión	nº	13	[nº]
Diametro armadura a flexión	Ø	20	[mm]
Espaciamiento	s	192	[mm]
Área de acero dispuesta	$A_{s,l}$	40,84	[cm²]
Propiedades del hormigón			
Tipo de hormigón	HA	HA35	[-]
Resistencia caracterísitca del hormigón	f_{ck}	35,0	[MPa]
Resistencia media a compresión del horm sobre probeta cilíndrica	f_{cm}	43,0	[MPa]
Resistencia media a tracción	f_{ctm}	3,2	[MPa]
Resistencia media a flexotracción	$f_{ctm,fl}$	3,2	[MPa]
Módulo de elasticidad secante del hormigón	E_{cm}	34,1	[GPa]
Propiedades del acero de refuerzo			
Límite elástico característico	f_{yk}	500	[MPa]
Módulo de elasticidad del acero	Es	200000	[MPa]
Deformación unitaria de fluencia	ε_y	0,22%	[-]
Factores parciales de los materiales			
Coeficiente de minoración del hormigón	γ_c	1,50	[-]
Coeficiente de minoración de la armadura pasiva	γ_s	1,15	[-]
Solicitaciones			
Corte solicitante	Ved	606	[kN]

FACTORES DE CÁLCULO				CE - A19.6.2.2
Armadura de tracción que se extiene lbd+d desde la sección	Asl	40,84	[cm²]	
Cuantía de armado a tracción	ρl	0,003	[-]	
Factor de cálculo	$C_{Rd,c}$	0,120	[-]	
Factor de cálculo	k	1,630	[-]	
Factor de cálculo	k1	0,150	[-]	
Brazo mecánico de las fuerzas internas	z	454	[mm]	
Coeficiente de reducción del hormigón fisurado por cortante	υ_1	0,516	[-]	
Coeficiente que considera el estado de tensiones en el cordón comprimid	α_{cw}	1,000	[-]	
α_{cw}=1 para estructuras sin pretensado				

RESISTENCIA A CORTANTE - APORTE DEL HORMIGÓN				CE - A19.6.2.2
Tensión resistente a cortante del hormigón	$v_{Rd,c}$	0,439	[MPa]	Ec. (6.2a)
Fuerza resistente a cortante del hormigón	$V_{Rd,c}$	554	[kN]	Ec. (6.2a)

RESISTENCIA A CORTANTE MÍNIMA				CE - A19.6.2.3
Tensión resistente a cortante del hormigón	v_{min}	0,448	[MPa]	Ec. (6.3)
Fuerza resistente a cortante del hormigón	V_{min}	565	[kN]	Ec. (6.2b)

ÁREA DE ACERO REQUERIDA AL CORTE				CE - A19.6.2.3 y A19.9.2.2
Si Ved<VRd,c No requiere Armadura al corte	¿Requiere Av?	SÍ	[-]	
Cuantía mínima	$\rho_{w,min}$	0,095%	[-]	Ec. (9.5)
Armadura mínima	Asw/m_mín	16,73	[cm²/m]	Ec. (9.4)
Armadura requerida	Asw/m_req	30,73	[cm²/m]	Ec. (6.8)
Armadura dispuesta	Asw/m_disp	64,34	[cm²/m]	
Factor de utilización	FU	48%	[-]	
Comprobación Acero	V1	OK	[-]	

COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA DE LA SECCIÓN ARMADA				CE - A19.6.2.3 y A19.9.2.2
Armadura dispuesta	Asw/m_disp	64,34	[cm²/m]	
Cuantía dispuesta	ρ_w	0,364%	[-]	
Fuerza resistente a cortante del acero	$V_{Rd,s}$	1269	[kN]	Ec. (6.8)
Fuerza resistente a cortante máxima de la sección	$V_{Rd,max}$	6827	[kN]	Ec. (6.9)
Factor de utilización	FU	48%	[-]	
Comprobación Resistencia	V2	OK	[-]	

VERIFICACIÓN ESPACIAMIENTO Y Nº ESTRIBOS				CE - A19.9.2.2
Separación máxima longitudinal	sl.max	605	[mm]	Ec. (9.7)
Separación dispuesta	sl	250	[mm]	
Comprobación separación longitudinal	V3	OK	[-]	
Separación máxima transversal entre ramas	st.max	378	[mm]	Ec. (9.8)
Separación dispuesta	st	335	[mm]	
Comprobación separación transversal	V4	OK	[-]	
Cantidad de estribos mínimos	nº estribos min	15,4	[-]	9.2.2 (4)
Cantidad estribos dispuestos	nº estribos disp	16,0	[-]	
Comprobación	V5	OK	[-]	

Figura 257: Excel de elaboración propia

Se verifica en la zona de mayor excavación:

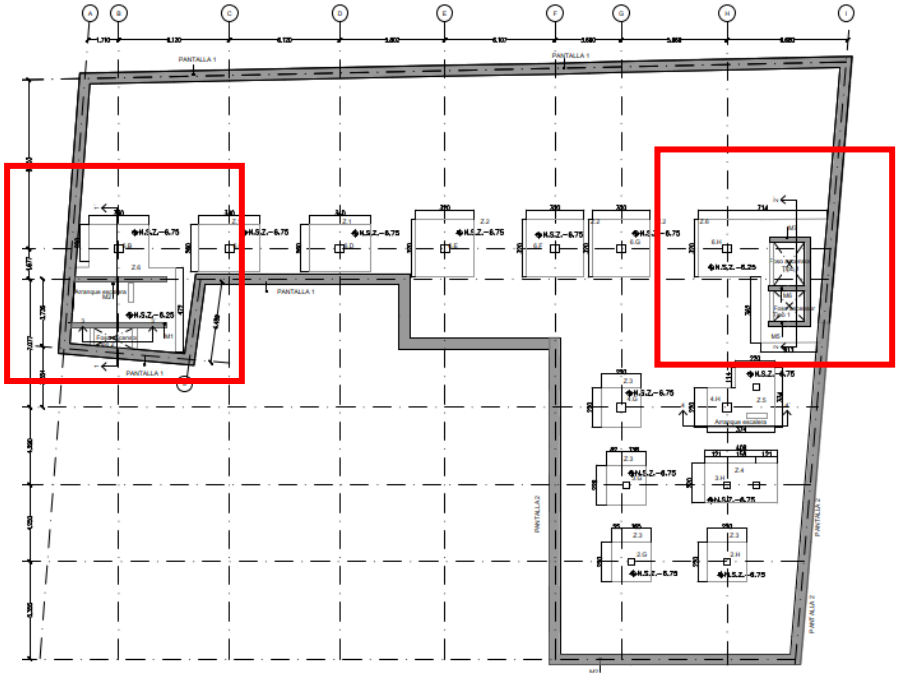


Figura 258: Excel de elaboración propia

Zona de localizacion del refuezo a cortante:

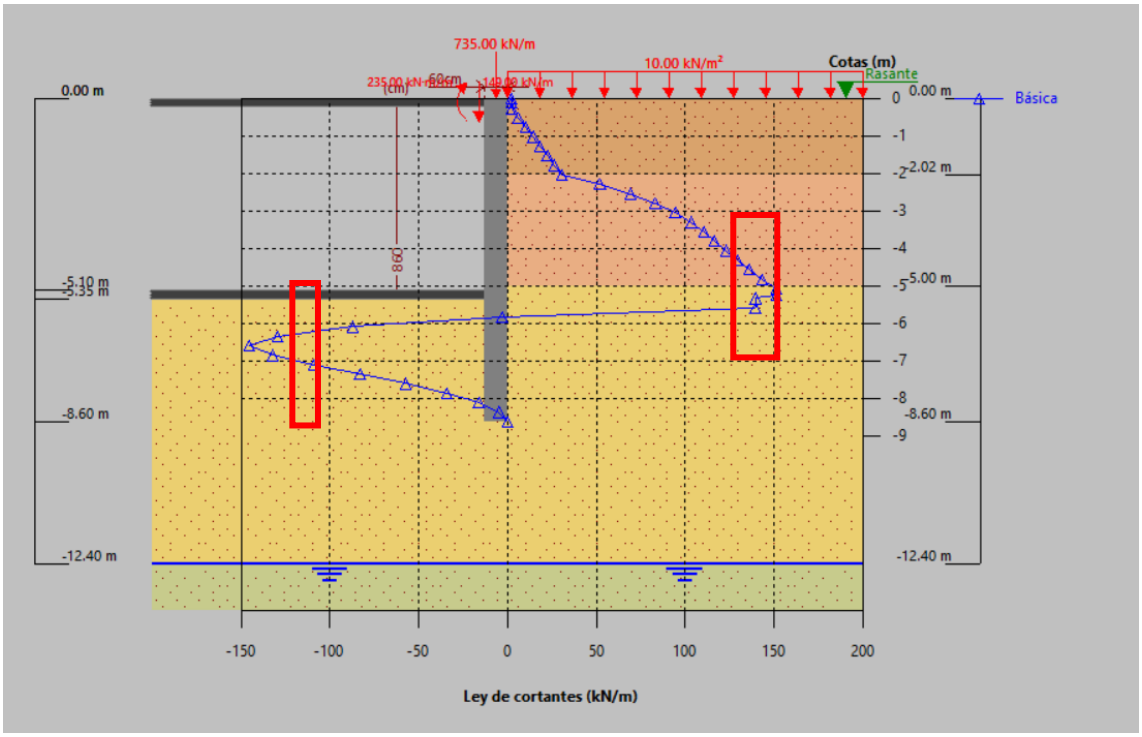


Figura 259: Imagen del modelo de cype

Se verifica en la zona de excavación máxima:

Comprobación a cortante: *Norma Código Estructural. Artículo A19.6.2.2*	Máximo: 492.7 kN Calculado: 731 kN	No cumple

Solicitaciones				
Corte solicitante	V_{sd}	732	[kN]	
FACTORES DE CÁLCULO				CE - A19.6.2.2
Armadura de tracción que se extiende lbd+d desde la sección considerada	Asl	40,84	[cm²]	
Cuantía de armado a tracción	ρ_l	0,003	[-]	
Factor de cálculo	$C_{Rd,c}$	0,120	[-]	
Factor de cálculo	k	1,630	[-]	
Factor de cálculo	k1	0,150	[-]	
Brazo mecánico de las fuerzas internas	z	454	[mm]	
Coeficiente de reducción del hormigón fisurado por cortante	v_1	0,516	[-]	
Coeficiente que considera el estado de tensiones en el cordón comprimido*	α_{cw}	1,000	[-]	
1 con 0 para estructuras sin pretensado				
RESISTENCIA A CORTANTE - APORTE DEL HORMIGÓN				CE - A19.6.2.2
Tensión resistente a cortante del hormigón	$\tau_{Rd,c}$	0,439	[MPa]	Ec. (6.2a)
Fuerza resistente a cortante del hormigón	$V_{Rd,c}$	554	[kN]	Ec. (6.2a)
RESISTENCIA A CORTANTE MÍNIMA				CE - A19.6.2.3
Tensión resistente a cortante del hormigón	τ_{min}	0,448	[MPa]	Ec. (6.3)
Fuerza resistente a cortante del hormigón	V_{min}	565	[kN]	Ec. (6.2b)
ÁREA DE ACERO REQUERIDA AL CORTE				CE - A19.6.2.3 y A19.9.2.2
Si Vsd<VRd,c No requiere Armadura al corte	¿Requiere Av?	Sí	[-]	
Cuantía mínima	$\rho_{w,min}$	0,095%	[-]	Ec. (9.5)
Armadura mínima	Asw/m_mín	16,73	[cm²/m]	Ec. (9.4)
Armadura requerida	Asw/m_req	37,12	[cm²/m]	Ec. (6.8)
Armadura dispuesta	Asw/m_disp	80,42	[cm²/m]	
Factor de utilización	FU	46%	[-]	
Comprobación Acero	V1	OK	[-]	
COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA DE LA SECCIÓN ARMADA				CE - A19.6.2.3 y A19.9.2.2
Armadura dispuesta	Asw/m_disp	80,42	[cm²/m]	
Cuantía dispuesta	ρ_w	0,455%	[-]	
Fuerza resistente a cortante del acero	$V_{Rd,s}$	1586	[kN]	Ec. (6.8)
Fuerza resistente a cortante máxima de la sección	$V_{Rd,max}$	6827	[kN]	Ec. (6.9)
Factor de utilización	FU	46%	[-]	
Comprobación Resistencia	V2	OK	[-]	
VERIFICACIÓN ESPACIAMIENTO Y Nº ESTRIBOS				CE - A19.9.2.2
Separación máxima longitudinal	sl,max	605	[mm]	Ec. (9.7)
Separación dispuesta	sl	200	[mm]	
Comprobación separación longitudinal	V3	OK	[-]	
Separación máxima transversal entre ramas	st,max	378	[mm]	Ec. (9.8)
Separación dispuesta	st	335	[mm]	
Comprobación separación transversal	V4	OK	[-]	
Cantidad de estribos mínimos	n° estribos min	18,6	[-]	9.2.2 (4)
Cantidad estribos dispuestos	n° estribos disp	20,0	[-]	
Comprobación	V5	OK	[-]	

Figura 260: Excel de elaboración propia

13.6.2 PANTALLA TIPO II

Se extraen los esfuerzos a transmitir a la pantalla la planta cero:

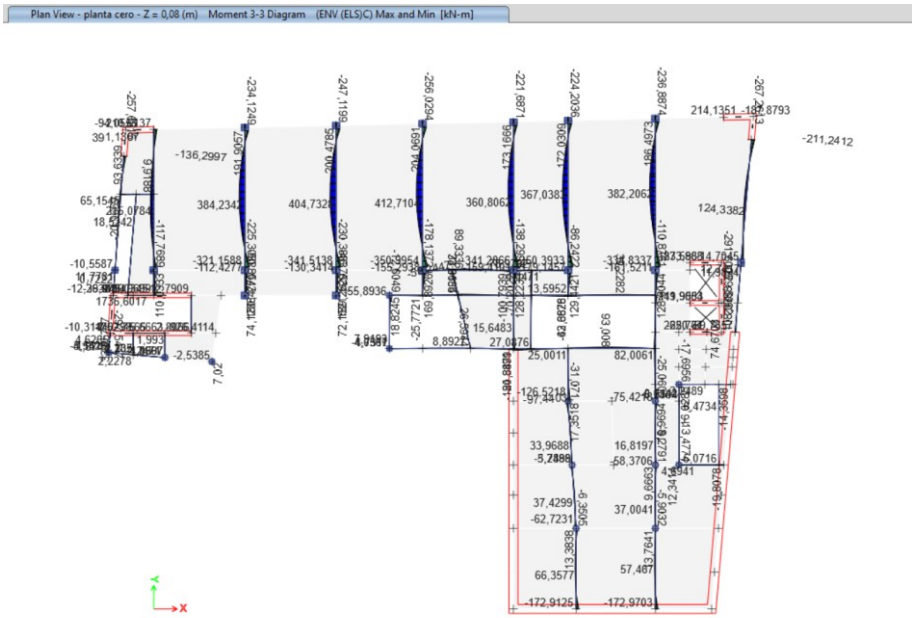


Figura 261: Esfuerzos del modelo de cálculo

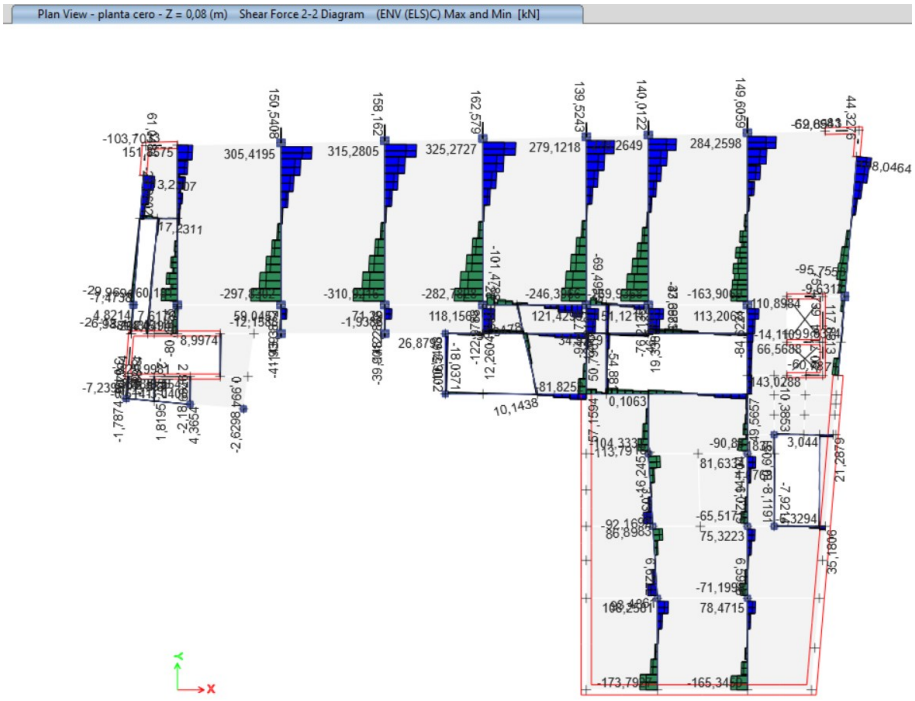


Figura 262: Esfuerzos del modelo de cálculo

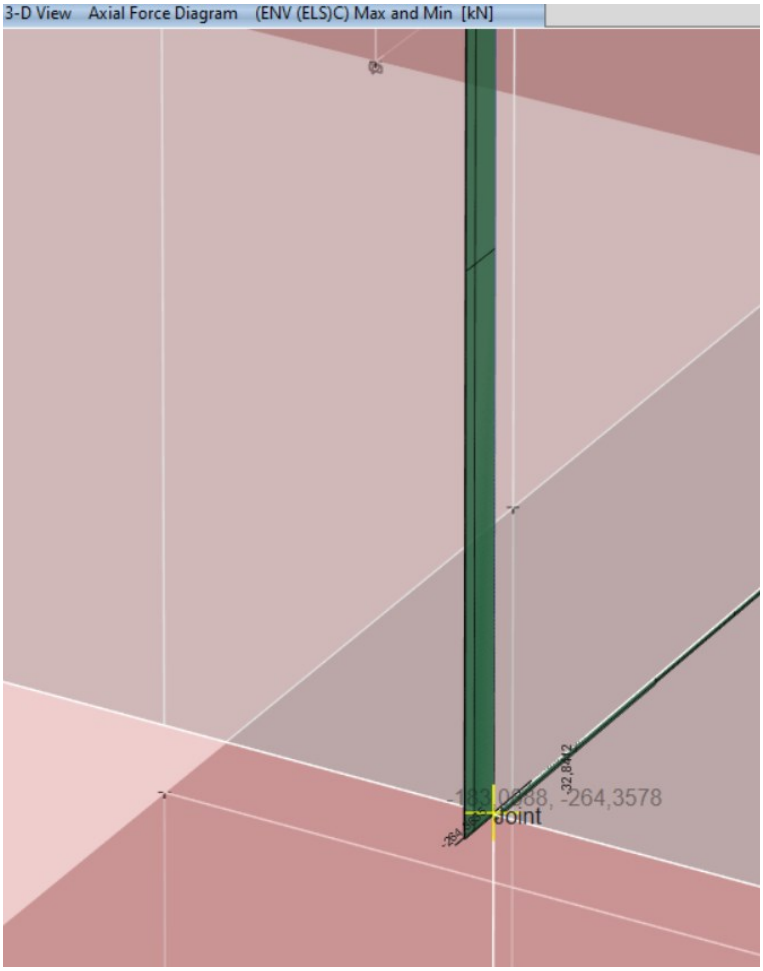


Figura 263: Esfuerzos del modelo de cálculo

N=265 kN

V= 174 kN

M= 173 kN*m

Se dividen entre el ancho del batache.

N=265 kN/2,50=106 kN/m

V= 174 kN/2,50=70 kN/m

M= 173 kN*m/2,50=70 Kn*m/m

Rigideces forjado:

HA-30		
Forjado planta cero		
E*A/L	471429	
L=	14	m
A=	0,2	m2
E=	33000000	kN/m

Forjado planta S-1		
E*A/L	471429	
L=	14	m
A=	0,2	m2
E=	33000000	kN/m2

HA-30		
Solera		
E*A/L	589286	
L=	14	m
A=	0,25	m2
E=	33000000	kN/m

Figura 264:Rigidez elementos

Esfuerzos que transmite la pantalla la planta S-1, dado que las vigas y la losa están articuladas únicamente transmiten cortante a la pantalla

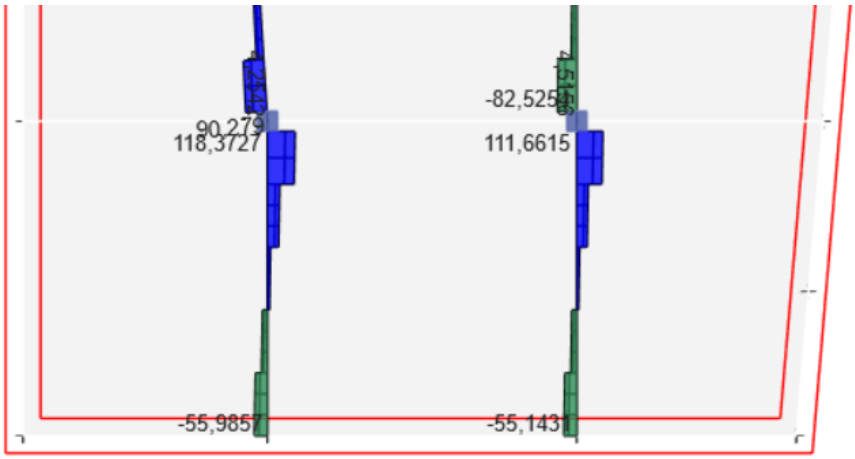


Figura 265: Esfuerzos del modelo de cálculo

V= 56 kN/2,50=23kN

Se coloca la rigidez de un puntal, se coloca un puntal por batache

Puntal HEB 400		
E*A/L	296700	
L=	14	m
A=	0,01978	m2
E=	210000000	kN/m

Se incluyen las cargas térmicas en el puntal:

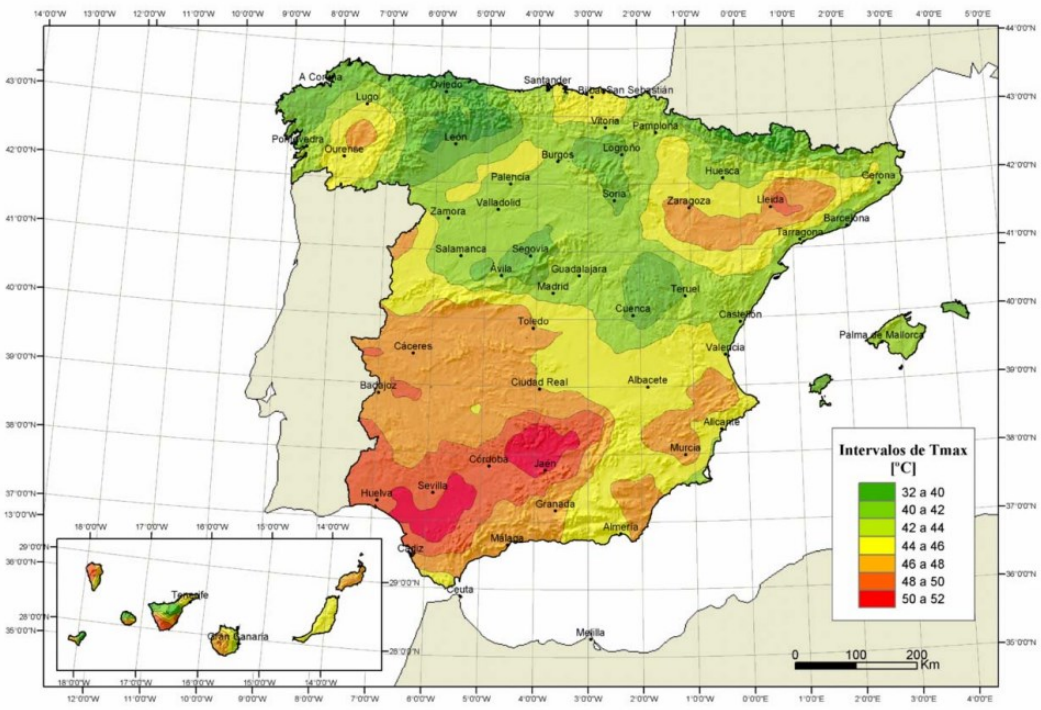


Figura E.1 Isotermas de la temperatura anual máxima del aire (T_{max} en ºC)

Figura 266:Temperatura máxima anual

Temperatura máxima en invierno, para la zona invernal 2, con una altitud 525 metros.

,- 15,5 grados

Tabla E.1 Temperatura mínima del aire exterior (ºC)

Altitud (m)	**Zona de clima invernal**, (según figura E.2)						
	1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**
0	-7	-11	-11	-6	-5	-6	6
200	-10	-13	-12	-8	-8	-8	5
400	-12	-15	-14	-10	-11	-9	3
600	-15	-16	-15	-12	-14	-11	2
800	-18	-18	-17	-14	-17	-13	0
1.000	-20	-20	-19	-16	-20	-14	-2
1.200	-23	-21	-20	-18	-23	-16	-3
1.400	-26	-23	-22	-20	-26	-17	-5
1.600	-28	-25	-23	-22	-29	-19	-7
1.800	-31	-26	-25	-24	-32	-21	-8
2.000	-33	-28	-27	-26	-35	-22	-10

Figura 267:Temperatura mínima anual

Figura E.2 Zonas climáticas de invierno

Figura 268:Zona climática

Escogiendo como media anual 10 º. Se obtienen los siguientes incrementos de temperatura:

$\Delta T+$= 34 grados.

$\Delta T-$=-26 grados.

Se extraen las cargas

Cota: -1.00 m	
Fase	Resultado
puntal	Carga puntual: 0.00 kN Carga lineal: 0.00 kN/m Carga puntual (Hipótesis térmica con incremento de temperatura): 157.40 kN Carga lineal (Hipótesis térmica con incremento de temperatura): 62.96 kN/m SE PRODUCE DESPEGUE (Hipótesis térmica con disminución de temperatura): 2.18 mm
excavacion 2	Carga puntual: 110.19 kN Carga lineal: 44.08 kN/m Carga puntual (Hipótesis térmica con incremento de temperatura): 210.36 kN Carga lineal (Hipótesis térmica con incremento de temperatura): 84.14 kN/m Carga puntual (Hipótesis térmica con disminución de temperatura): 87.14 kN Carga lineal (Hipótesis térmica con disminución de temperatura): 34.86 kN/m
solera	Carga puntual: 110.19 kN Carga lineal: 44.08 kN/m Carga puntual (Hipótesis térmica con incremento de temperatura): 250.74 kN Carga lineal (Hipótesis térmica con incremento de temperatura): 100.30 kN/m Carga puntual (Hipótesis térmica con disminución de temperatura): 87.00 kN Carga lineal (Hipótesis térmica con disminución de temperatura): 34.80 kN/m
losa intermedia	Carga puntual: 110.19 kN Carga lineal: 44.08 kN/m Carga puntual (Hipótesis térmica con incremento de temperatura): 250.74 kN Carga lineal (Hipótesis térmica con incremento de temperatura): 100.30 kN/m SE PRODUCE DESPEGUE (Hipótesis térmica con disminución de temperatura): 0.92 mm
losa superior	Carga puntual: 110.11 kN Carga lineal: 44.04 kN/m Carga puntual (Hipótesis térmica con incremento de temperatura): 250.74 kN Carga lineal (Hipótesis térmica con incremento de temperatura): 100.30 kN/m SE PRODUCE DESPEGUE (Hipótesis térmica con disminución de temperatura): 1.74 mm
quitar puntal	Carga puntual: 110.11 kN Carga lineal: 44.04 kN/m Carga puntual (Hipótesis térmica con incremento de temperatura): 250.74 kN Carga lineal (Hipótesis térmica con incremento de temperatura): 100.30 kN/m SE PRODUCE DESPEGUE (Hipótesis térmica con disminución de temperatura): 1.74 mm

Figura 269:Reporte de Cype

La carga máxima por puntal sin mayorar es de 51kN. Carga sin mayorar.

Carga mayorada es de 251*1,4= 352 kN

Para una luz de 14 metros. Un heb 400 resistir un axil de 930 kN> 352 kN

CLASE DE ACERO			**S275**	**LONGITUDES DE PANDEO**			
PERFIL			**HE400B**	**Flexión y-y**			
DATOS DEL MATERIAL				*Longitud de pandeo y*	*Lk,y*	*m*	*14,000*
	fy	N/mm2	275	*Longitud arriostrada a pandeo lateral*	*Lc*	*m*	*14,000*
	fu	N/mm2	430	**Flexión z-z**			
	γs		*1,05*	*Longitud de pandeo z*	*Lk,z*	*m*	*14,000*
	fyd	N/mm2	261,90	**RESISTENCIA**			
	τyd	N/mm2	151,21	**Tracción**			
	εy		0,1310%	**Resistencia a tracción total**	**Npl,Rd**	**kN**	**5.180,48**
epsilon pandeo	*ε*		0,924	Resistencia a tracción alas	Nf,pl,Rd	kN	3771,43
Esbeltez euler	λ_E		86,815	Resistencia a tracción alma	Nw,pl,Rd	kN	1409,05
DATOS GEOMÉTRICOS				**Compresión con pandeo**			
Altura	h	mm	400	curva de pandeo y			a
Anchura	b	mm	300	Esbeltez mecánica y	lambday		81,97
Espesor de ala	tf	mm	24	esbeltez reducida y	lambdar,y		0,9442
Espesor de alma	tw	mm	13,5	coeficiente de imperfección y	alfa y		0,21
Altura entre alas	hi	mm	352	Coeficiente de pandeo y	Xy		0,7043
Radio de acuerdo	r	mm	27	**Resistencia a compresión con pandeo en y**	**Xy·NRd**	**kN**	**3.648**
Altura entre acuerdos	d	mm	298	Carga crítica y	Ncr,y	kN	6.099
Máximo grosor de chapa	tmx	mm	24	curva de pandeo z			b
Peso del perfil	G	kg/ml	155	Esbeltez mecánica z	lambdaz		189,19
DATOS MECÁNICOS				esbeltez reducida z	lambdar,z		2,1792
Área total del perfil	Atot	cm2	197,800	coeficiente de imperfección z	alfa z		0,34
Área de un ala	Af (1)	cm2	72	Coeficiente de pandeo z	Xz		0,1796
Área del alma	Aw	cm2	53,800	**Resistencia a compresión con pandeo en z**	**Xz·NRd**	**kN**	**930**
Área del alma sin considerar acuerdos	Aw*	cm2	47,520	**Mínima resistencia a compresión**	**Nb,Rd**	**kN**	**930**
Valores para eje FUERTE Y-Y				Carga crítica z	Ncr,z	kN	1.144
Inercia y-y	Iy	cm4	57.680,0	**Flexión**			

Figura 270:Características HEB400

Se verifica con un modelo de cálculo:

Se introducen las cargas de incremento y disminución de temperatura. Además se introduce el empuje del terreno sobre los puntales extraído de cype

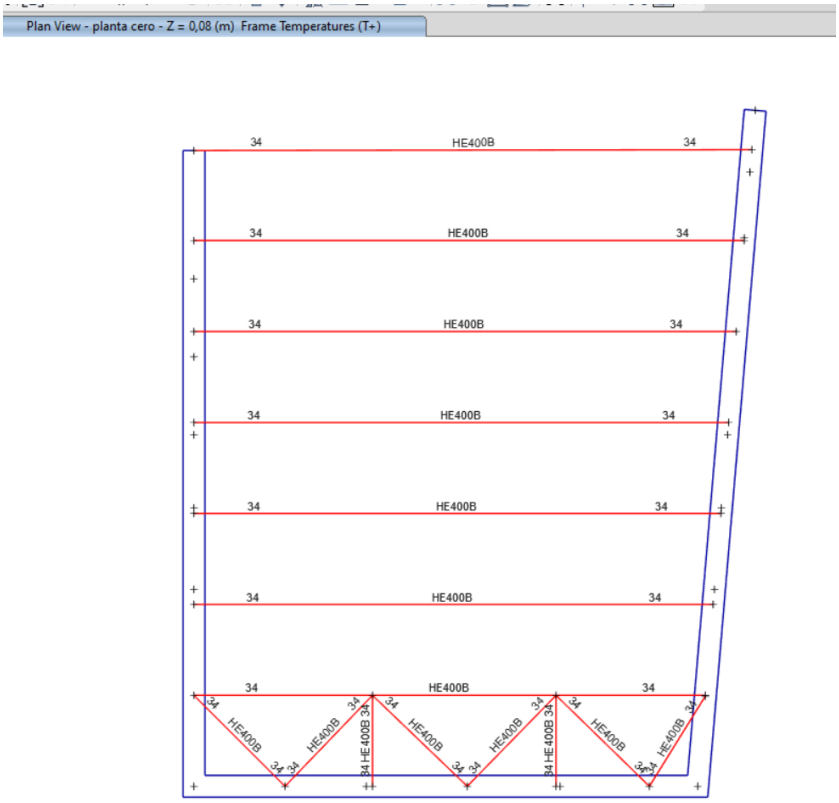


Figura 271:Cargas introducidas

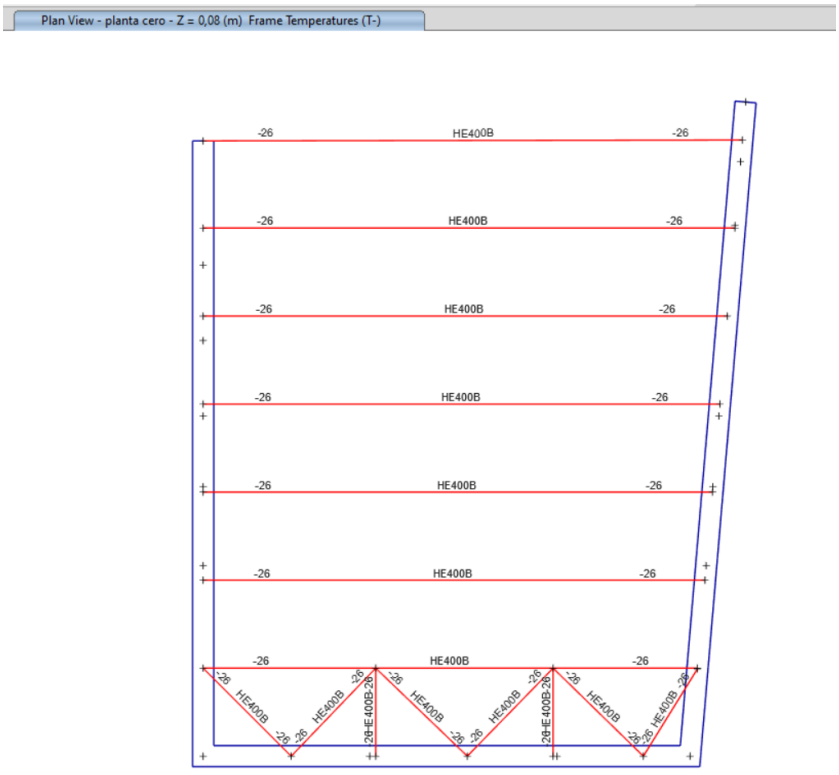


Figura 272:Cargas introducidas

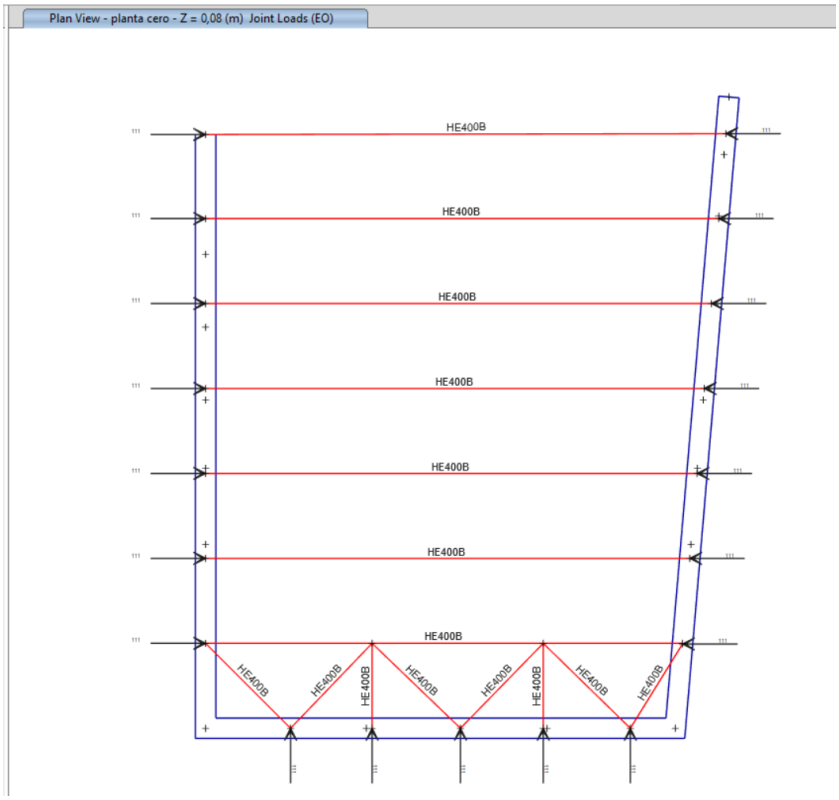
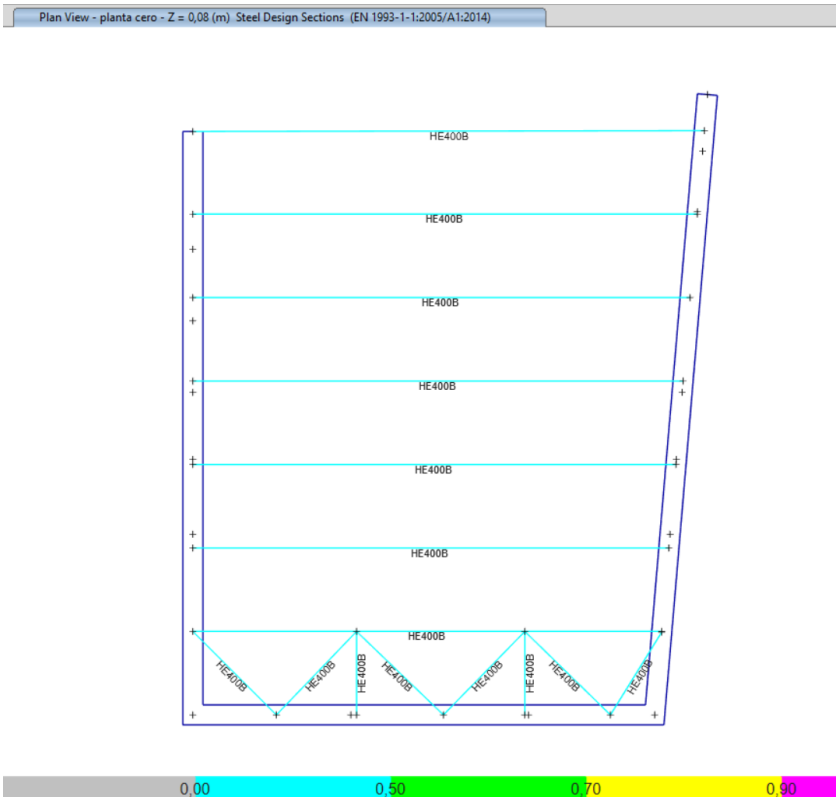


Figura 273:Cargas introducidas

Se verifica el perfil:



Se dedice bajar a un perfil HEB 280 se modifica la rigidiez del forjado en cype y se extrane los resultados

HEB 280

Puntal HEB 280		
E*A/L	197100	
L=	14	m
A=	0,013	m2
E=	210000000	kN/m

Cota: -1.00 m	
Fase	Resultado
puntal	Carga puntual: 0.00 kN Carga lineal: 0.00 kN/m Carga puntual (Hipótesis térmica con incremento de temperatura): 143.93 kN Carga lineal (Hipótesis térmica con incremento de temperatura): 57.57 kN/m SE PRODUCE DESPEGUE (Hipótesis térmica con disminución de temperatura): 2.18 mm
excavacion 2	Carga puntual: 107.98 kN Carga lineal: 43.19 kN/m Carga puntual (Hipótesis térmica con incremento de temperatura): 197.10 kN Carga lineal (Hipótesis térmica con incremento de temperatura): 78.84 kN/m Carga puntual (Hipótesis térmica con disminución de temperatura): 85.76 kN Carga lineal (Hipótesis térmica con disminución de temperatura): 34.30 kN/m
solera	Carga puntual: 107.98 kN Carga lineal: 43.19 kN/m Carga puntual (Hipótesis térmica con incremento de temperatura): 237.65 kN Carga lineal (Hipótesis térmica con incremento de temperatura): 95.06 kN/m Carga puntual (Hipótesis térmica con disminución de temperatura): 85.62 kN Carga lineal (Hipótesis térmica con disminución de temperatura): 34.25 kN/m
losa intermedia	Carga puntual: 107.98 kN Carga lineal: 43.19 kN/m Carga puntual (Hipótesis térmica con incremento de temperatura): 237.65 kN Carga lineal (Hipótesis térmica con incremento de temperatura): 95.06 kN/m SE PRODUCE DESPEGUE (Hipótesis térmica con disminución de temperatura): 0.76 mm
losa superior	Carga puntual: 107.91 kN Carga lineal: 43.17 kN/m Carga puntual (Hipótesis térmica con incremento de temperatura): 237.65 kN Carga lineal (Hipótesis térmica con incremento de temperatura): 95.06 kN/m SE PRODUCE DESPEGUE (Hipótesis térmica con disminución de temperatura): 1.56 mm
quitar puntal	Carga puntual: 107.91 kN Carga lineal: 43.17 kN/m Carga puntual (Hipótesis térmica con incremento de temperatura): 237.65 kN Carga lineal (Hipótesis térmica con incremento de temperatura): 95.06 kN/m SE PRODUCE DESPEGUE (Hipótesis térmica con disminución de temperatura): 1.56 mm

Figura 274:Reporte de cype

El axil máximo que tiene que resistir el perfil es de 238*1,4=333,2

Un perfil HEB280 resiste:

				LONGITUDES DE PANDEO			
				Flexión y-y			
ATERIAL				*Longitud de pandeo y*	*Lk,y*	*m*	*14,000*
	fy	N/mm2	275	*Longitud arriostrada a pandeo lateral*	*Lc*	*m*	*14,000*
	fu	N/mm2	430	**Flexión z-z**			
	γs		*1,05*	*Longitud de pandeo z*	*Lk,z*	*m*	*14,000*
	fyd	N/mm2	261,90	**RESISTENCIA**			
	τyd	N/mm2	151,21	**Tracción**			
	εy		0,1310%	**Resistencia a tracción total**	**Npl,Rd**	**kN**	**3.441,43**
epsilon pandeo	*ε*		0,924	Resistencia a tracción alas	Nf,pl,Rd	kN	2640,00
Esbeltez euler	λ_E		86,815	Resistencia a tracción alma	Nw,pl,Rd	kN	801,43
ÉTRICOS				**Compresión con pandeo**			
Altura	h	mm	280	curva de pandeo y			b
Anchura	b	mm	280	Esbeltez mecánica y	lambday		115,61
Espesor de ala	tf	mm	18	esbeltez reducida y	lambdar,y		1,3317
Espesor de alma	tw	mm	10,5	coeficiente de imperfección y	alfa y		0,34
Altura entre alas	hi	mm	244	Coeficiente de pandeo y	Xy		0,4119
Radio de acuerdo	r	mm	24	**Resistencia a compresión con pandeo en y**	**Xy·NRd**	**kN**	**1.418**
Altura entre acuerdos	d	mm	196	Carga crítica y	Ncr,y	kN	2.038
Máximo grosor de chapa	tmx	mm	18	curva de pandeo z			c
Peso del perfil	G	kg/ml	103	Esbeltez mecánica z	lambdaz		197,46
IICOS				esbeltez reducida z	lambdar,z		2,2745
Área total del perfil	Atot	cm2	131,400	coeficiente de imperfección z	alfa z		0,49
Área de un ala	Af (1)	cm2	50,4	Coeficiente de pandeo z	Xz		0,1568
Área del alma	Aw	cm2	30,600	**Resistencia a compresión con pandeo en z**	**Xz·NRd**	**kN**	**540**
del alma sin considerar acuerdos	Aw*	cm2	25,620	**Mínima resistencia a compresión**	**Nb,Rd**	**kN**	**540**
ara eje FUERTE Y-Y				Carga crítica z	Ncr,z	kN	697

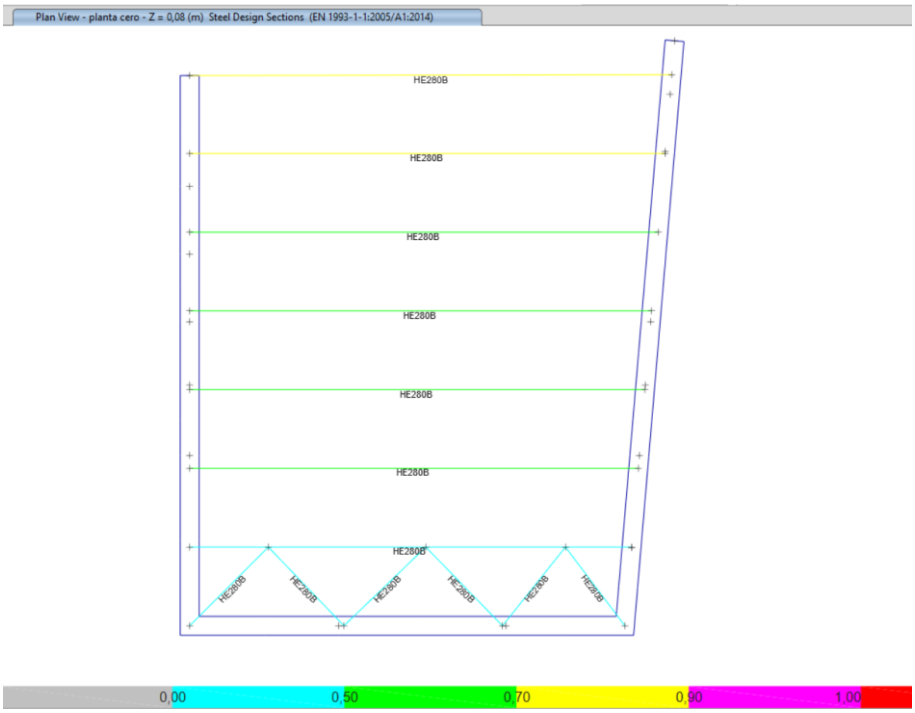


Figura 275:Factor de utilización

Se verifica los desplazamientos máximos en la pantalla:

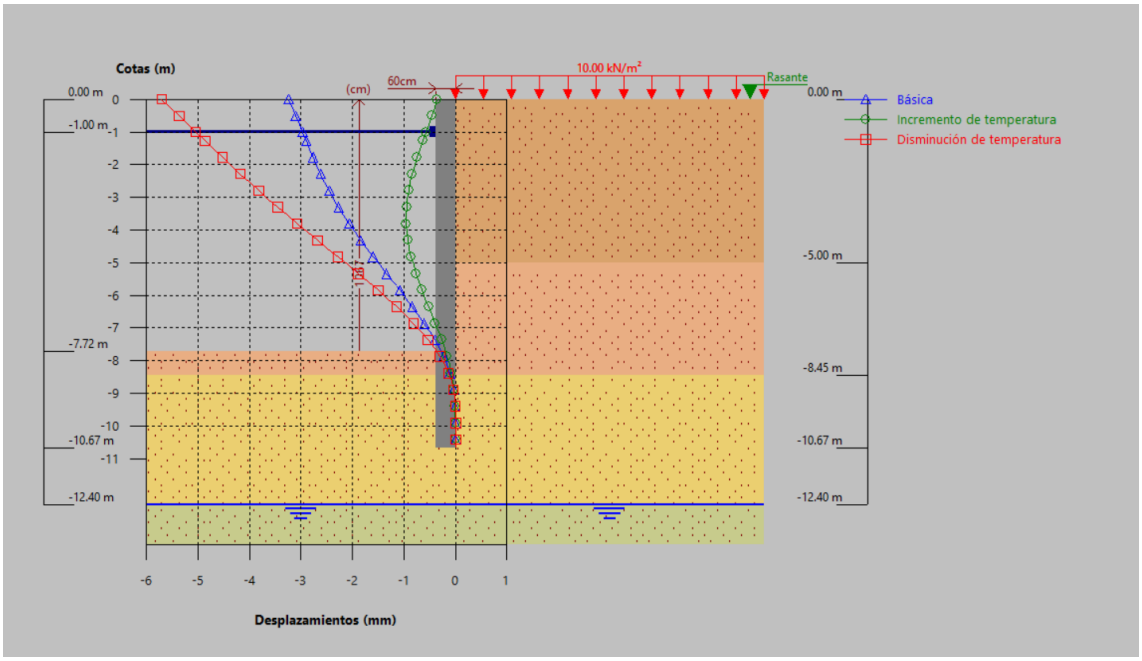


Figura 276:Desplazamientos máximos

Menores de 10 milímetros en cabeza. OK

Se cumplen todas las comprobaciones excepto:

Comprobación a cortante: *NormaCódigoEstructural.ArtículoA19.6.2.2*	Máximo: 425.4 kN Calculado: 446.3 kN	No cumple

Se calcula la armadura a cortante a emplear, para ser más conservador se va a emplear únicamente la armadura base de la pantalla, sin incluir los refuerzos.

DATOS DE ENTRADA.

Geometría			
Base	bw	250	[cm]
Altura	h	60	[cm]
Recubrimiento	rec	7,0	[cm]
Altura útil	d	51,0	[cm]
Armadura al corte			
Ángulo entre bielas de compresión y el eje de la viga ⊥ al corte	θ	45	[deg] (45° = Estribo vertical)
N° ramas	n°r	8	[-]
Diametro armadura a corte	Øv	12	[mm]
Espaciamiento armadura de corte	sv	200	[mm]
Área de acero dispuesta	Asw	9,05	[cm²]
Área de acero dispuesta	Asw/m	45,24	[cm²/m]
Armadura a flexión			
Número de barras flexión	n°	11	[n°]
Diametro armadura a flexión	Ø	16	[mm]
Espaciamiento	s	227	[mm]
Área de acero dispuesta	A_{sl}	22,12	[cm²]
Propiedades del hormigón			
Tipo de hormigón	HA	HA30	[-]
Resistencia caracterísitca del hormigón	f_{ck}	18,0	[MPa]
Resistencia media a compresión del horm sobre probeta cilíndrica	f_{cm}	26,0	[MPa]
Resistencia media a tracción	f_{ctm}	2,1	[MPa]
Resistencia media a flexotracción	$f_{ctm,fl}$	2,1	[MPa]
Módulo de elasticidad secante del hormigón	E_{cm}	29,3	[GPa]
Propiedades del acero de refuerzo			
Límite elástico característico	f_{yk}	500	[MPa]
Módulo de elasticidad del acero	Es	200000	[MPa]
Deformación unitaria de fluencia	ε_y	0,22%	[-]
Factores parciales de los materiales			
Coeficiente de minoración del hormigón	γ_c	1,50	[-]
Coeficiente de minoración de la armadura pasiva	γ_s	1,15	[-]
Solicitaciones			
Corte solicitante	Ved	447	[kN]

FACTORES DE CÁLCULO				CE - A19.6.2.2
Armadura de tracción que se extiene lbd+d desde la sección considerada	Asl	22,12	[cm²]	
Cuantía de armado a tracción	ρl	0,002	[-]	
Factor de cálculo	CRd,c	0,120	[-]	
Factor de cálculo	k	1,626	[-]	
Factor de cálculo	k1	0,150	[-]	
Brazo mecánico de las fuerzas internas	z	459	[mm]	
Coeficiente de reducción del hormigón fisurado por cortante	υ_1	0,557	[-]	
Coeficiente que considera el estado de tensiones en el cordón comprimido*	α_{cw}	1,000	[-]	
** cw=1 para estructuras sin pretensado*				

RESISTENCIA A CORTANTE - APORTE DEL HORMIGÓN				CE - A19.6.2.2
Tensión resistente a cortante del hormigón	vRd,c	0,285	[MPa]	Ec. (6.2a)
Fuerza resistente a cortante del hormigón	VRd,c	364	[kN]	Ec. (6.2a)

RESISTENCIA A CORTANTE MÍNIMA				CE - A19.6.2.3
Tensión resistente a cortante del hormigón	vmin	0,319	[MPa]	Ec. (6.3)
Fuerza resistente a cortante del hormigón	V_{min}	407	[kN]	Ec. (6.2b)

ÁREA DE ACERO REQUERIDA AL CORTE				CE - A19.6.2.3 y A19.9.2.2
Si Ved<VRd,c No requiere Armadura al corte	¿Requiere Av?	SÍ	[-]	
Cuantía mínima	$\rho_{w,min}$	0,068%	[-]	Ec. (9.5)
Armadura mínima	Asw/m_mín	12,00	[cm²/m]	Ec. (9.4)
Armadura requerida	Asw/m_req	22,40	[cm²/m]	Ec. (6.8)
Armadura dispuesta	Asw/m_disp	45,24	[cm²/m]	
Factor de utilización	FU	50%	[-]	
Comprobación Acero	V1	OK	[-]	

COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA DE LA SECCIÓN ARMADA				CE - A19.6.2.3 y A19.9.2.2
Armadura dispuesta	Asw/m_disp	45,24	[cm²/m]	
Cuantía dispuesta	ρ_w	0,256%	[-]	
Fuerza resistente a cortante del acero	VRd,s	903	[kN]	Ec. (6.8)
Fuerza resistente a cortante máxima de la sección	$V_{Rd,max}$	3834	[kN]	Ec. (6.9)
Factor de utilización	FU	50%	[-]	
Comprobación Resistencia	V2	OK	[-]	

VERIFICACIÓN ESPACIAMIENTO Y N° ESTRIBOS				CE- A19.9.2.2
Separación máxima longitudinal	sl.max	612	[mm]	Ec. (9.7)
Separación dispuesta	sl	200	[mm]	
Comprobación separación longitudinal	V3	OK	[-]	
Separación máxima transversal entre ramas	st.max	383	[mm]	Ec. (9.8)
Separación dispuesta	st	335	[mm]	
Comprobación separación transversal	V4	OK	[-]	
Cantidad de estribos mínimos	n° estribos min	11,2	[-]	9.2.2 (4)
Cantidad estribos dispuestos	n° estribos disp	20,0	[-]	
Comprobación	V5	OK	[-]	

Figura 277:Excel de elaboración propia

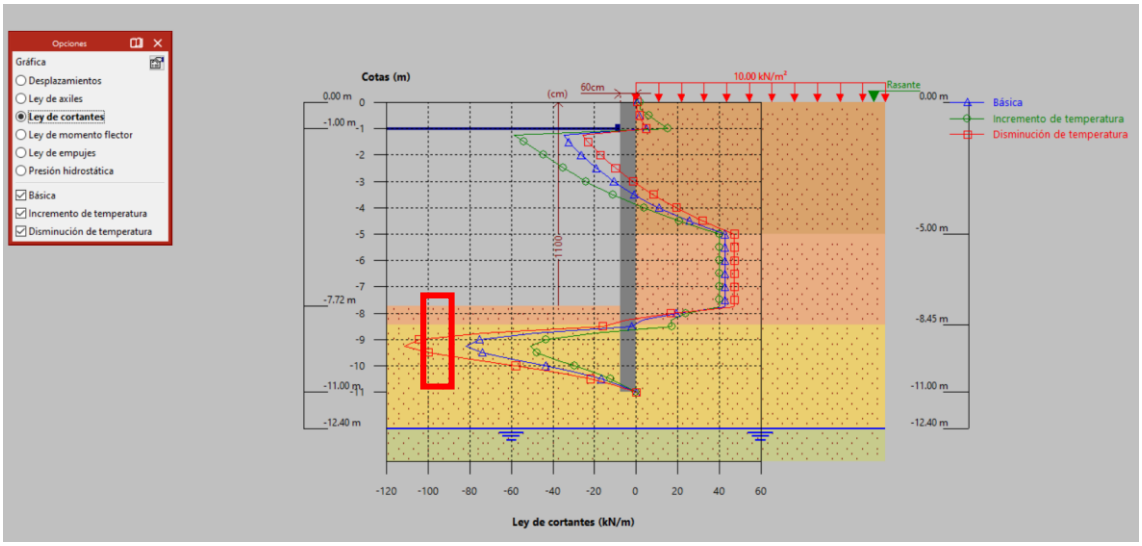


Figura 278:Imagen de cype

Se verifica el hundimiento:

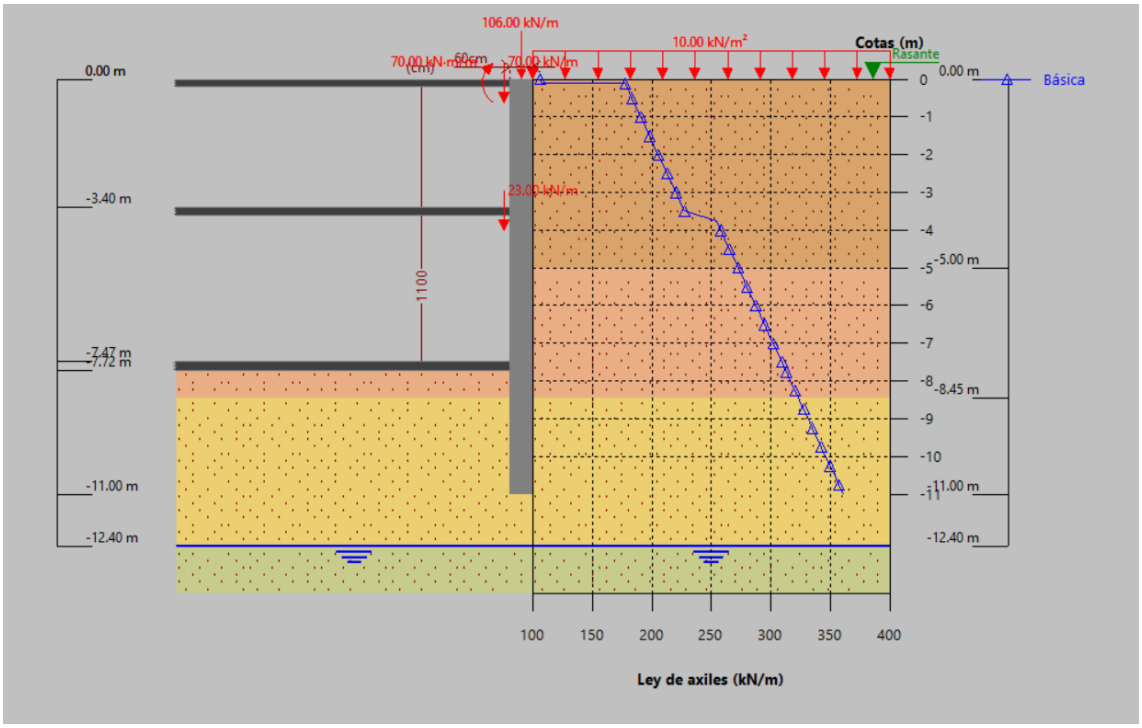


Figura 279:Imagen de cype

Resistencia a la compresión simple de la roca		qu	18,00	[MPa]	
Coeficiente		Ksp	0,19	[-]	
Cota roca		Cr	-5,00	[m.s.n.m]	
Cota máxima excavación		C2	-4,00	[m.s.n.m]	
Cota inferior pantalla		C3	-7,75	[m.s.n.m]	
GEOMETRÍA PANTALLA					
Diámetro del pilote		D	0,60	[m]	
Longitud de la patalla		L	1,00	[m]	
Área sección transversal		Ap	0,60	[m2]	
Perímetro de la sección		Pp	3,20	[m]	
EMPOTRAMIENTO					
Empotramiento en roca respecto al espesor		emp	2,00	B	
Empotramiento en estrato 2 : Suelo alterado		L1	1,25	[m]	
Empotramiento en estrato 3 : Roca		Lr	2,50	[m]	
Profundidad de la pantalla en contacto con terreno		Ltotal =L1+Lr	3,75	[m]	
CARGA AXIAL EN LA PUNTA DEL PILOTE					
Carga axial estática sin mayorar		N1	360	[kN/m]	
RESISTENCIA POR PUNTA					
Factor de empotramiento de la punta	df = 1+ 0.4 (Lr/d) ≤ 3	df	2,7	[-]	F.2.1 (F.42)
Carga de hundimiento por punta	qp.d = Ksp · qu · df	qp.d	9,1	[MPa]	F.2.1 (F.41)
Resistencia por punta	Qp = Ap · qp	Qp o Rp	5472	[kN]	(5.9)
Factor de reducción para pantallas contínua o de p	f = 0.7 + 0.3B/L	f	0,70	[-]	(5.3)
Resistencia por punta	Qp = Ap · qp	Qp o Rp	3830	[kN]	(5.9)
RESISTENCIA POR FUSTE					
Resistencia unitaria por fuste en roca	τf = 0.2 · √qu	τf	0,8	[MPa]	F.2.1 (F.43)
Resistencia por fuste en roca	Qf = Perímetro · τf · z	Qf o Rf	6788	[kN/m]	(5.10)

VERIFICACIÓN					
Factor de seguridad		FS_EST	3	[-]	
Carga de hundimiento	Qadm = 1/3 (Qp + Qf)	Qadm	3540	[kN/m]	
Verificación 1	Qadm > N1	V1	OK	10%	

Figura 280:Excel de elaboración propia

Calculo viga de coronación:

Cálculo viga de coronación(en la dirección horizontal)				
Carga puntual (mayorado)		qd=	331,80	KN
Separación entre codales (suponiendo que fallara uno)		s=	5	m
Angulo de rozamiento del terreno		alfa=	28	º
Empuje terreno	$K_a = tg^2(45 - \frac{\varphi}{2}) =$	E=	5,26	KN/m
Empuje activo		Ka=	0,361	
Sobrecarga		Es=	6,499	KN/m
Momento máximo positivio		Md+=	231,9	KNm
Cortante máximo		Vd=	846	kN
Densidad del terreno		d=	15	kN/m3
Sobrecarga		SC=	10	kN/m2
Altura viga		H=	1,2	m
Cálculo del fallo de un micropilote (dirección vertical)				
Separación entre bataches		S=	2,5	m
Fallo de uno de ellos		S=	5	m
Altura viga		H=	1,2	m
Sobrecarga		SC=	10	kN/m2
Momento máximo negativo		Md+=	10,417	KNm
Momento máximo positivio		Md-=	20,833	KNm
Cortante máximo		Vd=	50	kN
Momento que le transmite la losa		Md=	98	KNm
Cortante que le transmite la lsoa		Vd=	246,4	kN
Momento total		Md=	118,8	KNm
Cortante total		Vd=	344,4	kN

Figura 281:Excel de elaboración propia

Se verifica la viga:

Geometría			
Base	b	120	[cm]
Altura	h	60	[cm]
Recubrimiento	rec	7,0	[cm]
Altura útil	d	51,0	[cm]
Armadura a disponer a cortante			
Diametro armadura a corte	Øv	12	[mm]
Armadura a disponer a flexión			
Número de barras	n'	6	[n']
Diametro armadura a flexión	Ø	16	[mm]
Espaciamiento	s	200	[mm]
Área de acero dispuesta	A_r	12,06	[cm²]
Propiedades del hormigón			
Tipo de hormigón	HA	HA30	[-]
Resistencia caracterísitca del hormigón	f_{ck}	30,0	[MPa]
Resistencia media a compresión del horm sobre probeta	f_{cm}	38,0	[MPa]
Resistencia media a tracción	f_{ctm}	2,9	[MPa]
Resistencia media a flexotracción	$f_{ctm,fl}$	2,9	[MPa]
Módulo de elasticidad secante del hormigón	E_{cm}	32,8	[GPa]
Propiedades del acero de refuerzo			
Límite elástico característico	fy_k	500	[MPa]
Módulo de elasticidad del acero	Es	200000	[MPa]
Deformación unitaria de fluencia	ε_y	0,217%	[-]
Factores parciales de los materiales			
Coeficiente de minoración del hormigón	γ_c	1,50	[-]
Coeficiente de minoración de la armadura pasiva	γ_r	1,15	[-]
Solicitaciones			
Momento flector solicitante	Med	232	[kNm]
VALORES ADIMENSIONALES			
Profundidad eje neutro, despejando "ε=x/c $\mu_1 = 0{,}8 \cdot \xi \cdot (1 - 0{,}4 \cdot \xi)$ $\mu_1 = \frac{M_1}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}}$	ε=x/d	0,047	[-]
ón igualdad	μ	0,037	[-]
Profundidad fibra neutra adimensional límite rotura	x1lim/d	0,259	[-]
Profundidad fibra neutra adimensional límite elástico	x2lim/d	0,617	[-]
VERIFICACIÓN DEL DOMINIO			
Dominio 2: εst≥0.01 (rotura) 0<εc<0.0035 Falla flexotracción			
Dominio 3: εy≤εst<0.01 (fluye) εc=0.0035 Falla dúctil flexión	Dominio	Dominio 2	[-]
Dominio 4: 0<εst<εy εc=0.0035 Falla frágil			
Verificación dominio: Se recomienda 2 o 3	Verificación	OK	[-]
DEFORMACIONES			
Profundidad eje neutro	x	24,15	[mm]
Deformación unitaria del hormigón	ε_c	0,05%	[-]
Deformación unitaria del acero	ε_{st}	1,00%	[-]

ÁREA DE ACERO REQUERIDA LONGITUDINAL				
Tensión en el acero	f_{st}	435	[MPa]	
Fuerza de compresión en el hormigón	F_c	492,7	[kN]	
Área de acero requerid: $0 = f_{cd} * 0{,}8x * b - A_{s1} * f_{yd}$;	A_r.req	11,33	[cm2]	3,325
Área de acero dispuesta	A_r.disp	12,06	[cm2]	
Factor de utilización	FU	94%	[-]	
Comprobación	V1	OK	[-]	

ÁREA DE ACERO MÍNIMA LONGITUDINAL				CE - 19.3.2.1.1
Módulo resistente de la sección bruta	W	72000000	[mm2]	
Brazo mecánico z=0.8h	z	480	[mm]	
Área de armadura longitudinal de tracción mínima	Asmin	10,0	[cm2]	
Área de armadura longitudinal de tracción máxima	Asmax	288	[cm2]	
Área de acero dispuesta	A_s.disp	12,06	[cm2]	
Factor de utilización	FU	83%	[-]	
Comprobación	V2	OK	[-]	

VERIFICACIÓN ESPACIAMIENTO				CE - 49.4.1.1
Tamaño del árido	Tmax	20,0	[mm]	
Distancia entre barras dispuestas	Dist	209	[cm]	
Distancia mínima según Código estructural	Dist.mínima	25	[mm]	
Comprobación	FU	12%	[-]	
Comprobación	V3	OK	[-]	

Definición de Asi

DATOS DE ENTRADA. Geoemtria viga en la direccion horizontal				
Geometría				
Base	bw	120	[cm]	
Altura	h	60	[cm]	
Recubrimiento	rec	7,0	[cm]	
Altura útil	d	50,6	[cm]	
Armadura al corte				
Ángulo entre bielas de compresión y el eje de la viga ⊥ al corte	θ	45	[deg]	(45° = Estribo vertical)
N° ramas	n°r	6	[-]	
Diametro armadura a corte	Øv	16	[mm]	
Espaciamiento armadura de corte	sv	150	[mm]	
Área de acero dispuesta	Asw	12,06	[cm²]	
Área de acero dispuesta	Asw/m	80,42	[cm²/m]	
Armadura a flexión				
Número de barras flexión	n°	6	[n°]	
Diametro armadura a flexión	Ø	16	[mm]	
Espaciamiento	s	200	[mm]	
Área de acero dispuesta	A_{sl}	12,06	[cm²]	
Propiedades del hormigón				
Tipo de hormigón	HA	HA30	[-]	
Resistencia caracterísitca del hormigón	f_{ck}	30,0	[MPa]	
Resistencia media a compresión del horm sobre probeta cilíndrica	f_{cm}	38,0	[MPa]	
Resistencia media a tracción	f_{ctm}	2,9	[MPa]	
Resistencia media a flexotracción	$f_{ctm,fl}$	2,9	[MPa]	
Módulo de elasticidad secante del hormigón	E_{cm}	32,8	[GPa]	
Propiedades del acero de refuerzo				
Límite elástico característico	f_{yk}	500	[MPa]	
Módulo de elasticidad del acero	Es	200000	[MPa]	
Deformación unitaria de fluencia	ε_y	0,22%	[-]	
Factores parciales de los materiales				
Coeficiente de minoración del hormigón	γ_c	1,50	[-]	
Coeficiente de minoración de la armadura pasiva	γ_s	1,15	[-]	
Solicitaciones				
Corte solicitante	Ved	846	[kN]	

FACTORES DE CÁLCULO				CE - A19.6.2.2
Armadura de tracción que se extiene lbd+d desde la sección	Asl	12,06	[cm²]	
Cuantía de armado a tracción	ρl	0,002	[-]	
Factor de cálculo	$C_{Rd,c}$	0,120	[-]	
Factor de cálculo	k	1,629	[-]	
Factor de cálculo	k1	0,150	[-]	
Brazo mecánico de las fuerzas internas	z	455	[mm]	
Coeficiente de reducción del hormigón fisurado por cortante	υ_1	0,528	[-]	
Coeficiente que considera el estado de tensiones en el cordón comprimid	α_{cu}	1,000	[-]	
**αcu=1 para estructuras sin pretensado*				

RESISTENCIA A CORTANTE - APORTE DEL HORMIGÓN				CE - A19.6.2.2
Tensión resistente a cortante del hormigón	$v_{Rd,c}$	0,354	[MPa]	Ec. (6.2a)
Fuerza resistente a cortante del hormigón	$V_{Rd,c}$	215	[kN]	Ec. (6.2a)

RESISTENCIA A CORTANTE MÍNIMA				CE - A19.6.2.3
Tensión resistente a cortante del hormigón	v_{min}	0,414	[MPa]	Ec. (6.3)
Fuerza resistente a cortante del hormigón	V_{min}	251	[kN]	Ec. (6.2b)

ÁREA DE ACERO REQUERIDA AL CORTE				CE - A19.6.2.3 y A19.9.2.2
Si Ved<VRd,c No requiere Armadura al corte	¿Requiere Av?	Sí	[-]	
Cuantía mínima	$\rho_{w,min}$	0,088%	[-]	Ec. (9.5)
Armadura mínima	Asw/m_mín	7,44	[cm²/m]	Ec. (9.4)
Armadura requerida	Asw/m_req	42,73	[cm²/m]	Ec. (6.8)
Armadura dispuesta	Asw/m_disp	80,42	[cm²/m]	
Factor de utilización	FU	53%	[-]	
Comprobación Acero	V1	OK	[-]	

COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA DE LA SECCIÓN ARMADA				CE - A19.6.2.3 y A19.9.2.2
Armadura dispuesta	Asw/m_disp	80,42	[cm²/m]	
Cuantía dispuesta	ρ_w	0,948%	[-]	
Fuerza resistente a cortante del acero	$V_{Rd,s}$	1592	[kN]	Ec. (6.8)
Fuerza resistente a cortante máxima de la sección	$V_{Rd,max}$	2885	[kN]	Ec. (6.9)
Factor de utilización	FU	53%	[-]	
Comprobación Resistencia	V2	OK	[-]	

VERIFICACIÓN ESPACIAMIENTO Y Nº ESTRIBOS				CE- A19.9.2.2
Separación máxima longitudinal	sl.max	607	[mm]	Ec. (9.7)
Separación dispuesta	sl	150	[mm]	
Comprobación separación longitudinal	V3	OK	[-]	
Separación máxima transversal entre ramas	st.max	380	[mm]	Ec. (9.8)
Separación dispuesta	st	209	[mm]	
Comprobación separación transversal	V4	OK	[-]	

DATOS DE ENTRADA. Geometria viga en la direccion vertical

Geometría

Base	b	60	[cm]
Altura	h	120	[cm]
Recubrimiento	rec	7,0	[cm]
Altura útil	d	110,8	[cm]

Armadura a disponer a cortante

Diametro armadura a corte	Øv	12	[mm]

Armadura a disponer a flexión

Número de barras	n'	4	[n']
Diametro armadura a flexión	Ø	20	[mm]
Espaciamiento	s	150	[mm]
Área de acero dispuesta	A_s	12,57	[cm²]

Propiedades del hormigón

Tipo de hormigón	HA	HA30	[-]
Resistencia caracterísitca del hormigón	f_{ck}	30,0	[MPa]
Resistencia media a compresión del horm sobre probeta	f_{cm}	38,0	[MPa]
Resistencia media a tracción	f_{ctm}	2,9	[MPa]
Resistencia media a flexotracción	$f_{ctm,fl}$	2,9	[MPa]
Módulo de elasticidad secante del hormigón	E_{cm}	32,8	[GPa]

Propiedades del acero de refuerzo

Límite elástico característico	fy_k	500	[MPa]
Módulo de elasticidad del acero	Es	200000	[MPa]
Deformación unitaria de fluencia	ε_y	0,217%	[-]

Factores parciales de los materiales

Coeficiente de minoración del hormigón	γ_c	1,50	[-]
Coeficiente de minoración de la armadura pasiva	γ_s	1,15	[-]

Solicitaciones

Momento flector solicitante	Med	119	[kNm]

VALORES ADIMENSIONALES

Profundidad eje neutro, despejando "ε=x/c $\mu_s = 0{,}8 \cdot \xi \cdot (1 - 0{,}4 \cdot \xi)$ $\mu_s = \frac{M_d}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}}$	ε=x/d	0,010	[-]
ón igualdad	μ	0,008	[-]
Profundidad fibra neutra adimensional límite rotura	x1lim/d	0,259	[-]
Profundidad fibra neutra adimensional límite elástico	x2lim/d	0,617	[-]

VERIFICACIÓN DEL DOMINIO

Dominio 2: εst≥0.01 (rotura) 0<εc<0.0035 Falla flexotracción			
Dominio 3: εy≤εst<0.01 (fluye) εc=0.0035 Falla dúctil flexión	Dominio	Dominio 2	[-]
Dominio 4: 0<εst<εy εc=0.0035 Falla frágil			
Verificación dominio: Se recomienda 2 o 3	Verificación	OK	[-]

DEFORMACIONES

Profundidad eje neutro	x	11,23	[mm]
Deformación unitaria del hormigón	ε_c	0,01%	[-]
Deformación unitaria del acero	ε_{st}	1,00%	[-]

ÁREA DE ACERO REQUERIDA LONGITUDINAL

Tensión en el acero	f_{st}	435	[MPa]	
Fuerza de compresión en el hormigón	F_c	114,6	[kN]	
Área de acero requerid: $0 = f_{cd} \cdot 0{,}8x \cdot b - A_{s1} \cdot f_{yd}$;	A_s.req	2,64	[cm2]	3,325
Área de acero dispuesta	A_s.disp	12,57	[cm2]	
Factor de utilización	FU	21%	[-]	
Comprobación	V1	OK	[-]	

ÁREA DE ACERO MÍNIMA LONGITUDINAL				CE - 19.3.2.1.1
Módulo resistente de la sección bruta	W	144000000	[mm2]	
Brazo mecánico z=0.8h	z	960	[mm]	
Área de armadura longitudinal de tracción mínima	Asmin	10,0	[cm2]	
Área de armadura longitudinal de tracción máxima	Asmax	288	[cm2]	
Área de acero dispuesta	A_s.disp	12,57	[cm2]	
Factor de utilización	FU	80%	[-]	
Comprobación	V2	OK	[-]	
VERIFICACIÓN ESPACIAMIENTO				CE- 49.4.1.1
Tamaño del árido	Tmax	20,0	[mm]	
Distancia entre barras dispuestas	Dist	147	[cm]	
Distancia mínima según Código estructural	Dist.mínima	25	[mm]	
Comprobación	FU	17%	[-]	
Comprobación	V3	OK	[-]	

DATOS DE ENTRADA. Geometría viga en la dirección vertical			
Geometría			
Base	bw	60	[cm]
Altura	h	120	[cm]
Recubrimiento	rec	7,0	[cm]
Altura útil	d	111,0	[cm]
Armadura al corte			
Ángulo entre bielas de compresión y el eje de la viga ⊥ al corte	θ	45	[deg] (45°- Estribo vertical)
N° ramas	n°r	4	[-]
Diametro armadura a corte	Øv	12	[mm]
Espaciamiento armadura de corte	sv	150	[mm]
Área de acero dispuesta	Asw	4,52	[cm²]
Área de acero dispuesta	Asw/m	30,16	[cm²/m]
Armadura a flexión			
Número de barras flexión	n°	6	[n°]
Diametro armadura a flexión	Ø	16	[mm]
Espaciamiento	s	100	[mm]
Área de acero dispuesta	A_{sl}	12,06	[cm²]
Propiedades del hormigón			
Tipo de hormigón	HA	HA30	[-]
Resistencia caracterísitca del hormigón	f_{ck}	30,0	[MPa]
Resistencia media a compresión del horm sobre probeta cilíndrica	f_{cm}	38,0	[MPa]
Resistencia media a tracción	f_{ctm}	2,9	[MPa]
Resistencia media a flexotracción	$f_{ctm,fl}$	2,9	[MPa]
Módulo de elasticidad secante del hormigón	E_{cm}	32,8	[GPa]
Propiedades del acero de refuerzo			
Límite elástico característico	f_{yk}	500	[MPa]
Módulo de elasticidad del acero	Es	200000	[MPa]
Deformación unitaria de fluencia	ε_y	0,22%	[-]
Factores parciales de los materiales			
Coeficiente de minoración del hormigón	γ_c	1,50	[-]
Coeficiente de minoración de la armadura pasiva	γ_s	1,15	[-]
Solicitaciones			
Corte solicitante	Ved	345	[kN]

FACTORES DE CÁLCULO				CE - A19.6.2.2
Armadura de tracción que se extiene lbd+d desde la sección	Asl	12,06	[cm²]	
Cuantía de armado a tracción	pl	0,002	[-]	
Factor de cálculo	$C_{Rd,c}$	0,120	[-]	
Factor de cálculo	k	1,424	[-]	
Factor de cálculo	k1	0,150	[-]	
Brazo mecánico de las fuerzas internas	z	999	[mm]	
Coeficiente de reducción del hormigón fisurado por cortante	υ_1	0,528	[-]	
Coeficiente que considera el estado de tensiones en el cordón comprimid	α_{cw}	1,000	[-]	
α_{cw}=1 para estructuras sin pretensado				
RESISTENCIA A CORTANTE - APORTE DEL HORMIGÓN				CE - A19.6.2.2
Tensión resistente a cortante del hormigón	$v_{Rd,c}$	0,301	[MPa]	Ec. (6.2a)
Fuerza resistente a cortante del hormigón	$V_{Rd,c}$	200	[kN]	Ec. (6.2a)
RESISTENCIA A CORTANTE MÍNIMA				CE - A19.6.2.3
Tensión resistente a cortante del hormigón	v_{min}	0,277	[MPa]	Ec. (6.3)
Fuerza resistente a cortante del hormigón	V_{min}	185	[kN]	Ec. (6.2b)
ÁREA DE ACERO REQUERIDA AL CORTE				CE - A19.6.2.3 y A19.9.2.2
Si Ved<VRd,c No requiere Armadura al corte	¿Requiere Av?	Sí	[-]	
Cuantía mínima	$\rho_{w,min}$	0,088%	[-]	Ec. (9.5)
Armadura mínima	Asw/m_mín	3,72	[cm²/m]	Ec. (9.4)
Armadura requerida	Asw/m_req	7,94	[cm²/m]	Ec. (6.8)
Armadura dispuesta	Asw/m_disp	30,16	[cm²/m]	
Factor de utilización	FU	26%	[-]	
Comprobación Acero	V1	OK	[-]	
COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA DE LA SECCIÓN ARMADA				CE - A19.6.2.3 y A19.9.2.2
Armadura dispuesta	Asw/m_disp	30,16	[cm²/m]	
Cuantía dispuesta	ρ_w	0,711%	[-]	
Fuerza resistente a cortante del acero	$V_{Rd,s}$	1310	[kN]	Ec. (6.8)
Fuerza resistente a cortante máxima de la sección	$V_{Rd,max}$	3165	[kN]	Ec. (6.9)
Factor de utilización	FU	26%	[-]	
Comprobación Resistencia	V2	OK	[-]	
VERIFICACIÓN ESPACIAMIENTO Y Nº ESTRIBOS				CE- A19.9.2.2
Separación máxima longitudinal	sl.max	1332	[mm]	Ec. (9.7)
Separación dispuesta	sl	150	[mm]	
Comprobación separación longitudinal	V3	OK	[-]	
Separación máxima transversal entre ramas	st.max	600	[mm]	Ec. (9.8)
Separación dispuesta	st	149	[mm]	
Comprobación separación transversal	V4	OK	[-]	
Cantidad de estribos mínimos	nº estribos min	4,0	[-]	9.2.2 (4)
Cantidad estribos dispuestos	nº estribos disp	13,3	[-]	
Comprobación	V5	OK	[-]	

Figura 282:Excel de elaboración propia

Cálculo de la conexión de las vigas -losa a la pantalla.

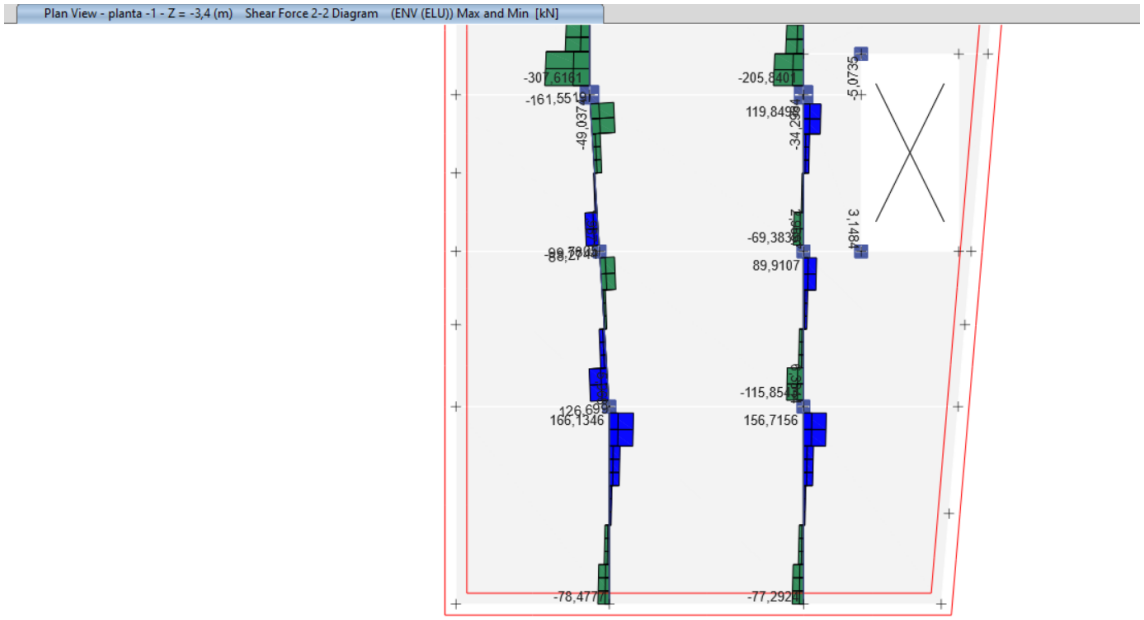


Figura 283:Cortante a transmitir a la pantalla

Cortante de las vigas

Como la viga mide de ancho 35 cm. Se deciden colocar dos pasadores por viga.

V= 78,5/3=26,16 kN

Se calcula con la teoría del efecto pasador:

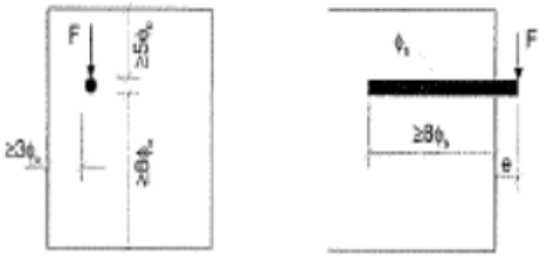


Fig. 3.10.1 Condiciones geométricas

$$F_{rd} = \frac{1.30}{\gamma_{Rd}} \phi_b^2 \left(\sqrt{1 + (1.3\varepsilon)^2} - 1.3\varepsilon \right) \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd} (1 - \zeta^2)} < A_s f_{ud} / \sqrt{3} \qquad (3.10\text{-}1)$$

f_{ck} [N/mm^2]	30		
f_{yk} [N/mm^2]	500		
γ_c	1,5		
γ_s	1,15		
f_{cd} [kN/m^2]	20000,00		
f_{yd} [kN/m^2]	434782,61		
σ_s [kN/m^2]	0,00	ζ	0
γ_{Rd}	1,30		

Diámetro [mm]	Excentricidad [mm]	ε	$r_{s,mín}$ [mm]	$r_{i,mín}$ [mm]	$r_{l,mín}$ [mm]	l_a [mm]	Delta [mm]	$F_{ud,1}$ [kN]	τ [kN/m^2]
16	20,00	0,804	80	128	48	128	1,6	9,58	47638
20	0	0,000	100	160	60	160	2,0	37,30	118730
20	5	0,161	100	160	60	160	2,0	30,31	96470
20	10	0,322	100	160	60	160	2,0	24,83	79039
20	15	0,483	100	160	60	160	2,0	20,63	65675
20	20,00	0,643	100	160	60	160	2,0	17,43	55477
25	0	0,000	125	200	75	200	2,5	58,28	118730
25	5	0,129	125	200	75	200	2,5	49,34	100518
25	10	0,257	125	200	75	200	2,5	41,96	85475
25	15	0,386	125	200	75	200	2,5	35,96	73256
25	20,00	0,515	125	200	75	200	2,5	31,13	63411
32	0	0,000	160	256	96	256	3,2	95,49	118730
32	5	0,101	160	256	96	256	3,2	83,82	104222
32	10	0,201	160	256	96	256	3,2	73,74	91684
32	15	0,302	160	256	96	256	3,2	65,13	80978
32	20,00	0,402	160	256	96	256	3,2	57,83	71906

Figura 284:Comprobación armadura

De tal forma que en las zonas de las vigas se colocaran tres barras de diámetro 20.

Longitud de anclaje de 10 *20*20= 40 cm

Una barra del 20 resiste a tracción →135.6 kN entre dos= 68,3 kN,

Por lo que por cada barra del 20 se colocara una armadura a modo de gancho de un área de 1,51 por lo que se colocara una del 16.

Para calcular los conectores a la losa se realiza un section cut:

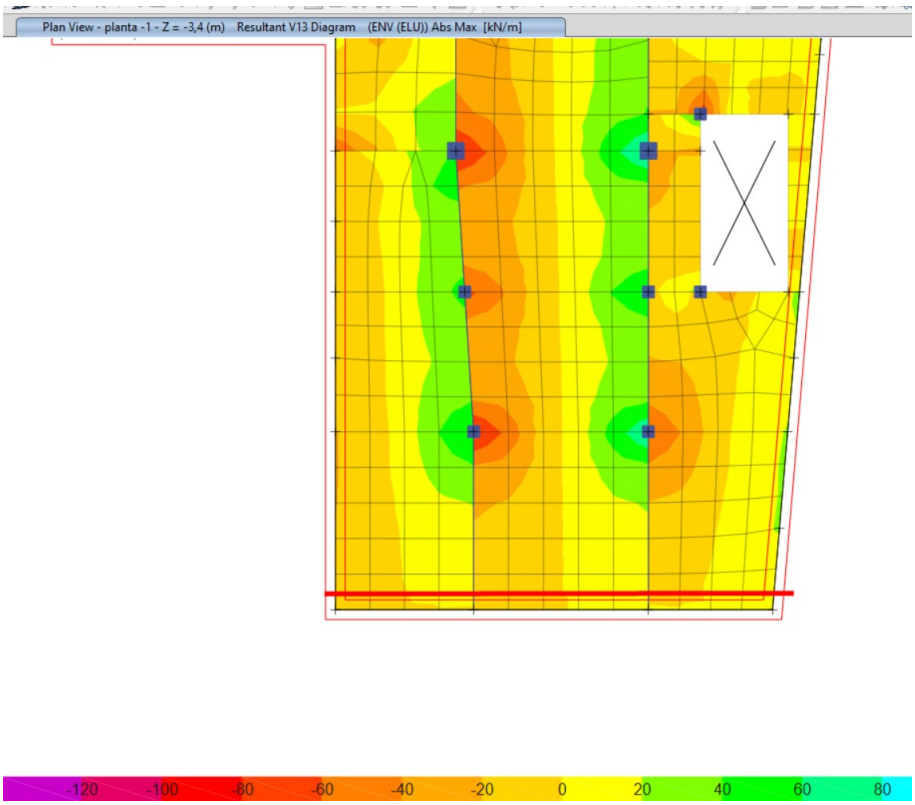


Figura 285:Cortante a transmitir a la pantalla

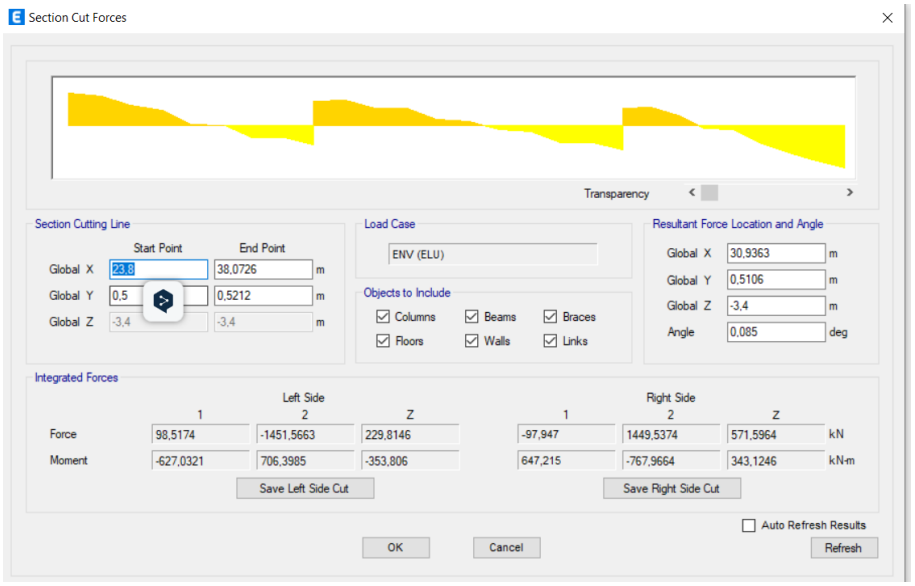


Figura 286:Cortante a transmitir a la pantalla

Longitud de 38-23,8=14,2 metros

572kN/14,2 metros= 40 kN /metro

Si colocamos un conector cada 25 cm , son 4 conectores por metro

40 kN/metros/4= 10 Kn tiene que resistir cada conector .

f_{ck} [N/mm^2]	30		
f_{yk} [N/mm^2]	500		
γ_c	1,5		
γ_s	1,15		
f_{cd} [kN/m^2]	20000,00		
f_{yd} [kN/m^2]	434782,61		
σ_s [kN/m^2]	0,00	ζ	0
γ_{Rd}	1,30		

Diámetro [mm]	Excentricidad [mm]	ε	$r_{s,mín}$ [mm]	$r_{i,mín}$ [mm]	$r_{l,mín}$ [mm]	l_a [mm]	Delta [mm]	$F_{ud,1}$ [kN]	τ [kN/m^2]
12	0	0,000	60	96	36	96	1,2	13,43	118730

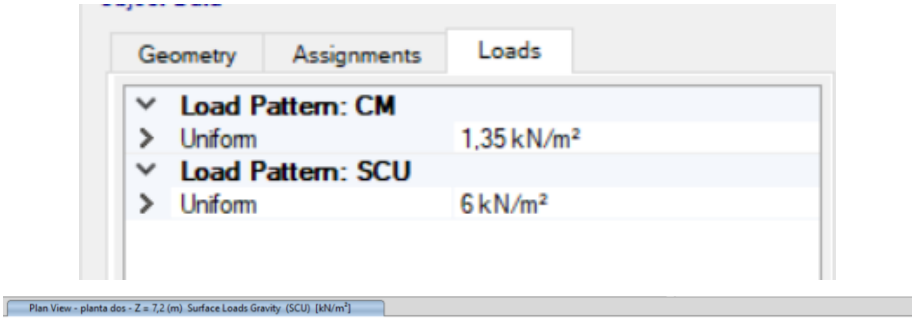
Se colocaran conectores del 12 cada 25 cm.

13.7 ESCALERAS

13.7.1 ESCALERAS DE HORMIGÓN

Se modelan las escaleras con una losa de 20 cm de espesor.

Cargas aplicadas al modelo:



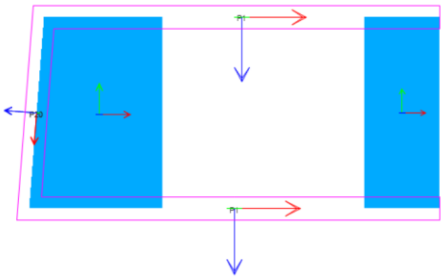


Figura 287:Cargas

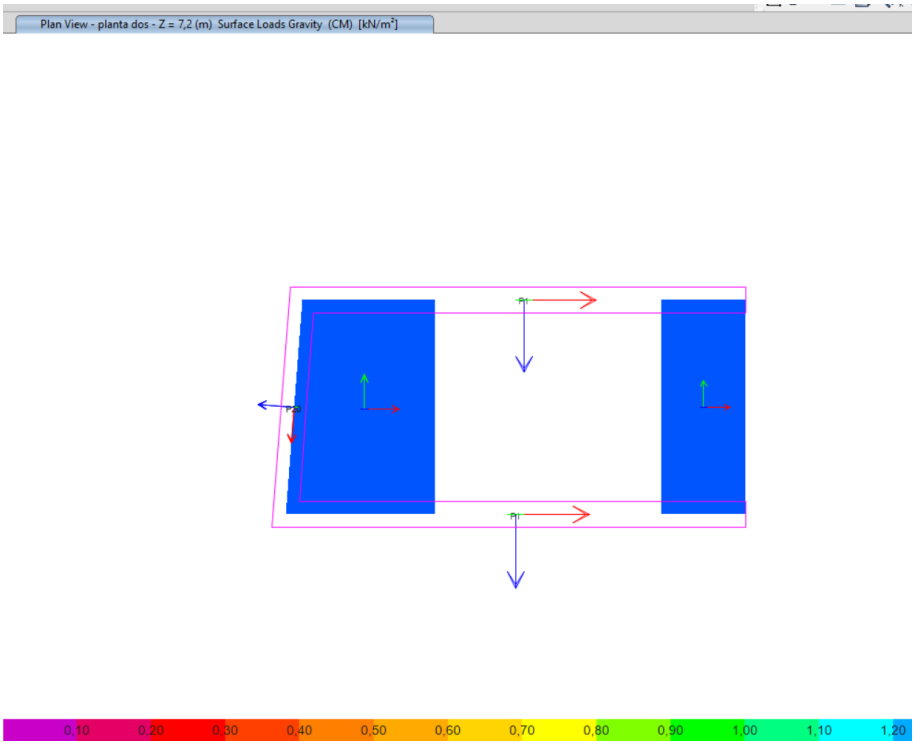


Figura 288:Cargas

Se mira la armadura mínima que se puede colocar a flexión

Med (kN.m)	6
b (m)	1
h (m)	0,2
d (m)	0,13
fck (Mpa)	30
fctm (Mpa)	2,6
fyk (Mpa)	500
γ_c	1,5
γ_s	1,15

μ	0,018
α	0,022
β	0,991
As (cm2)	3,68
Us(Ton)	16,0

Se colocará una armadura redondos del 10 cada 150 milímetros.

Y se verifica con el modelo de cálculo que los momentos estén dentro

M= 36,4 kN*m/m resiste una armadura de 10 cada 150 milímetros.

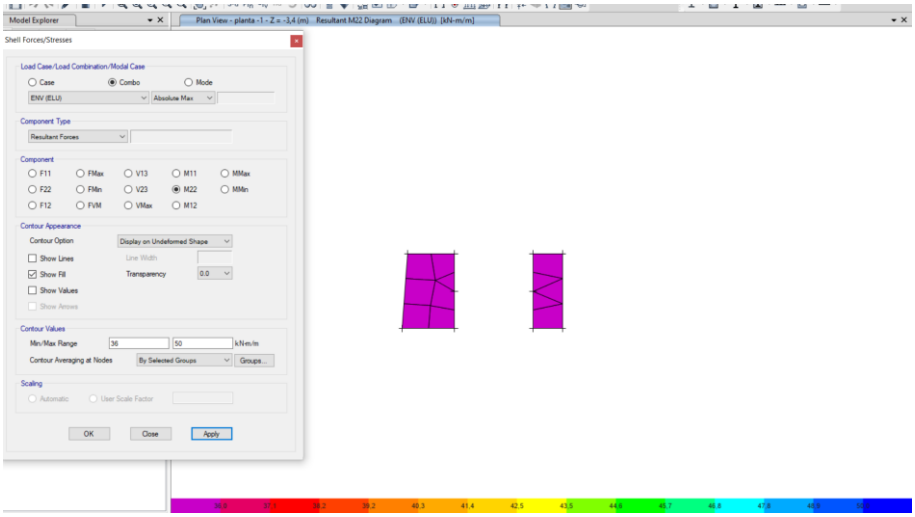


Figura 289: Momentos

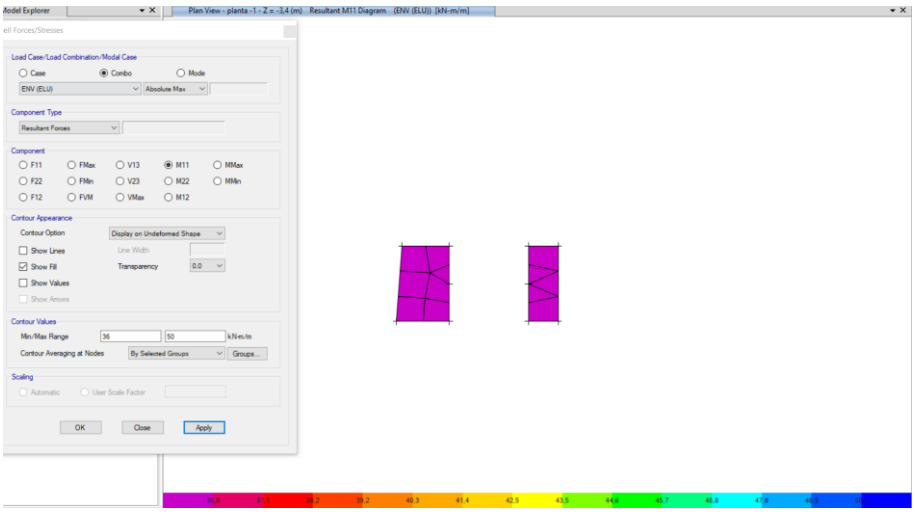


Figura 290: Momentos

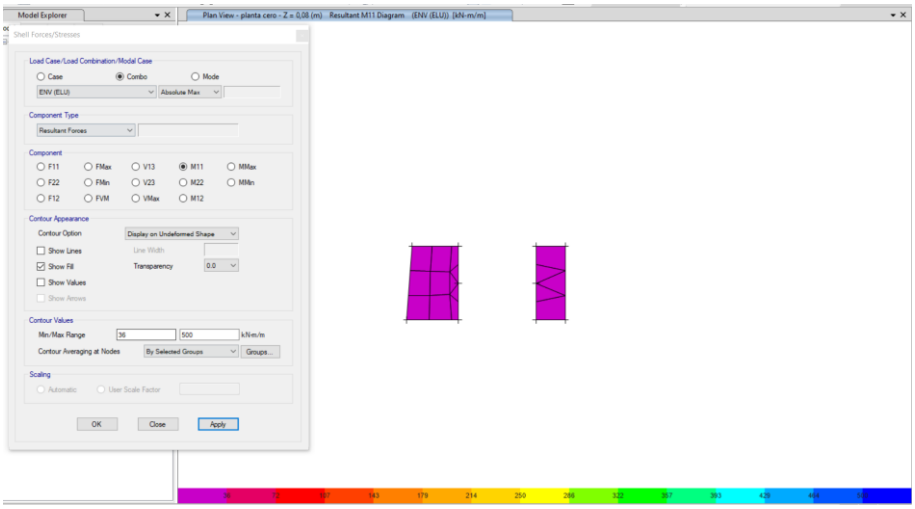


Figura 291: Momentos

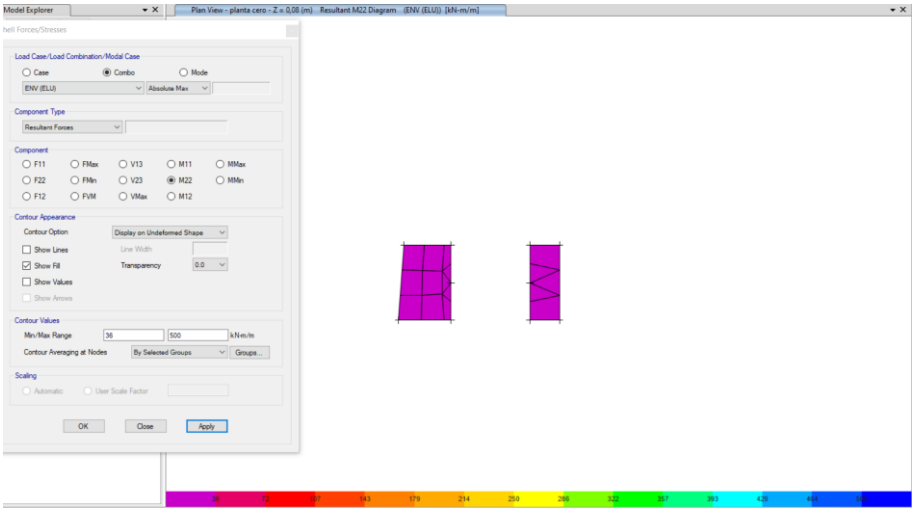


Figura 292: Momentos

Y a negativos:

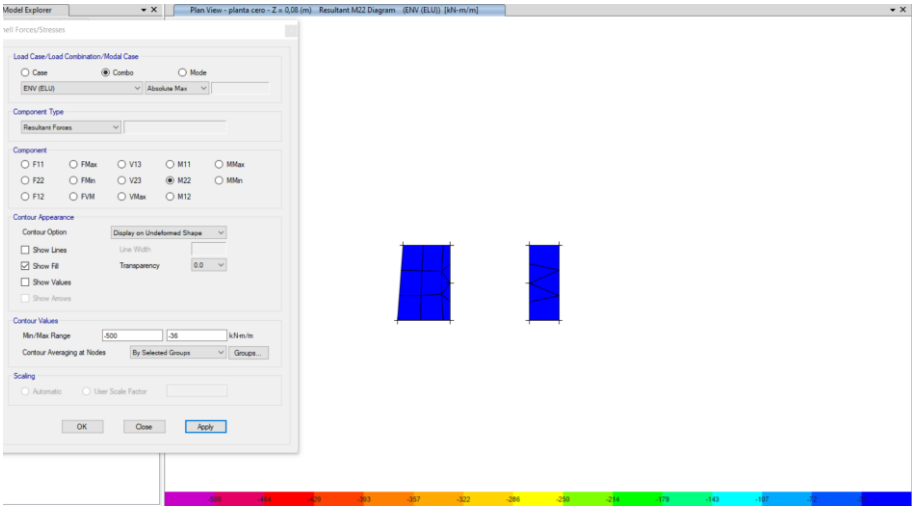


Figura 293: Momentos

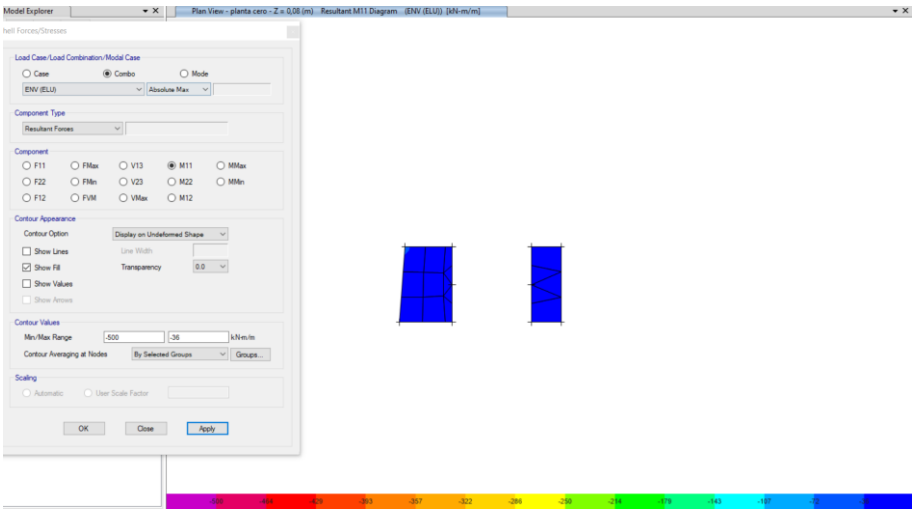


Figura 294: Momentos

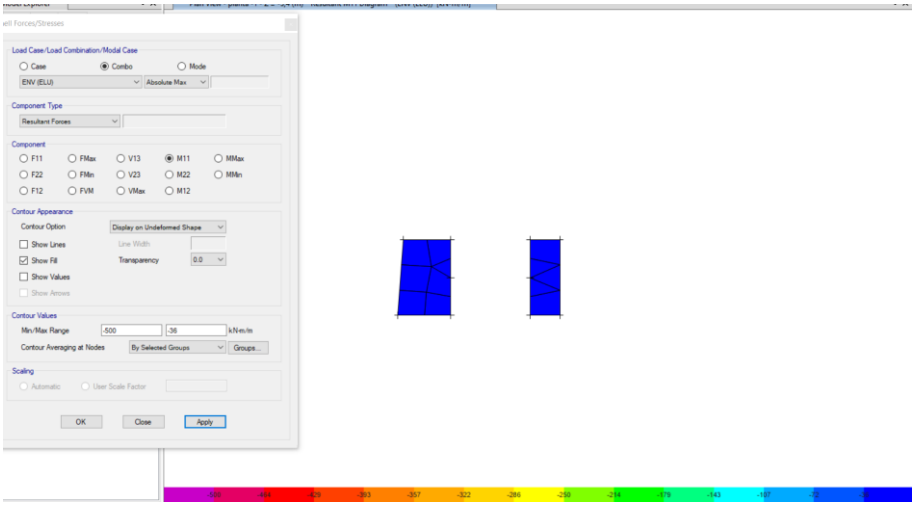


Figura 295: Momentos

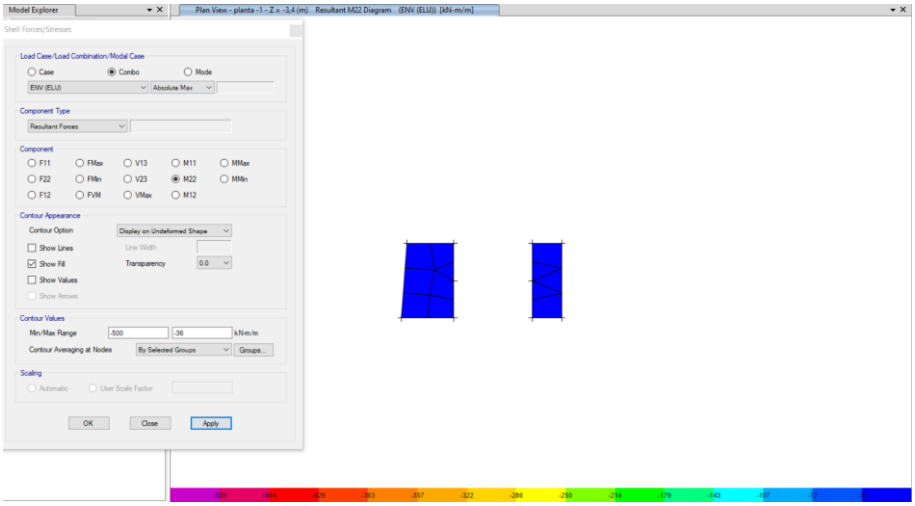


Figura 296: Momentos

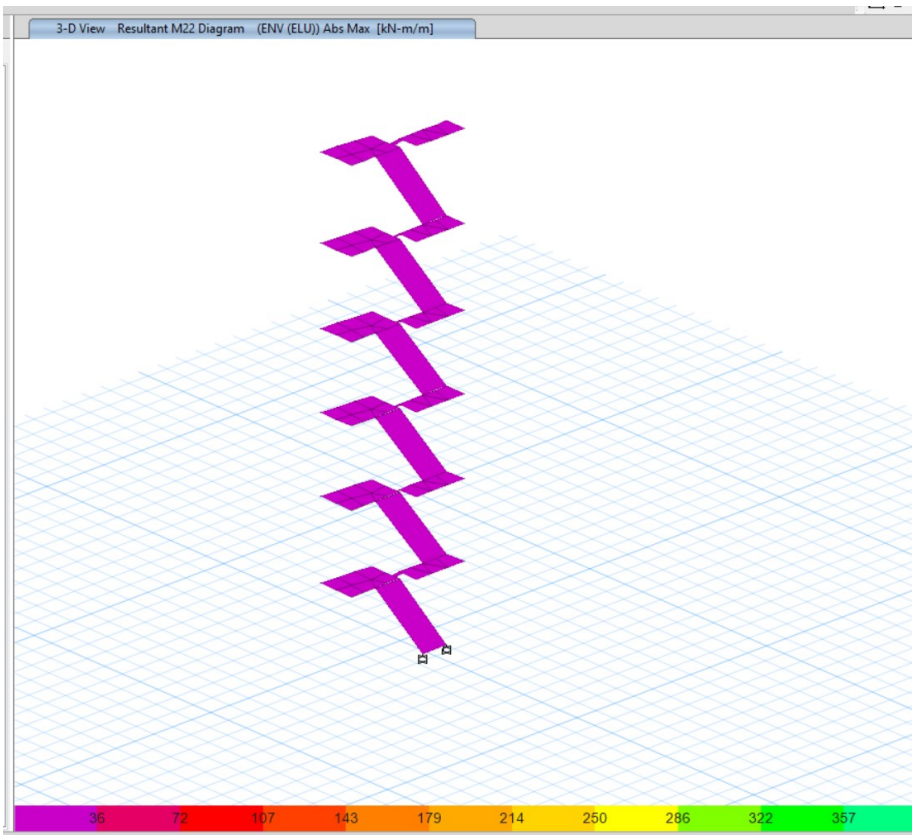


Figura 297: Momentos

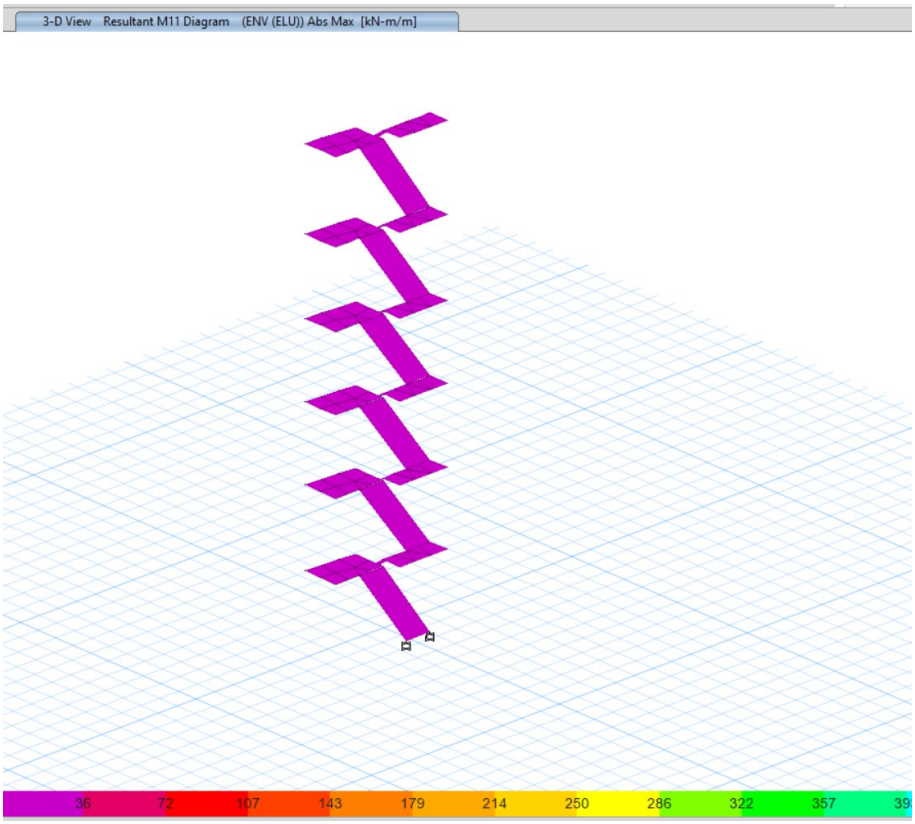


Figura 298: Momentos

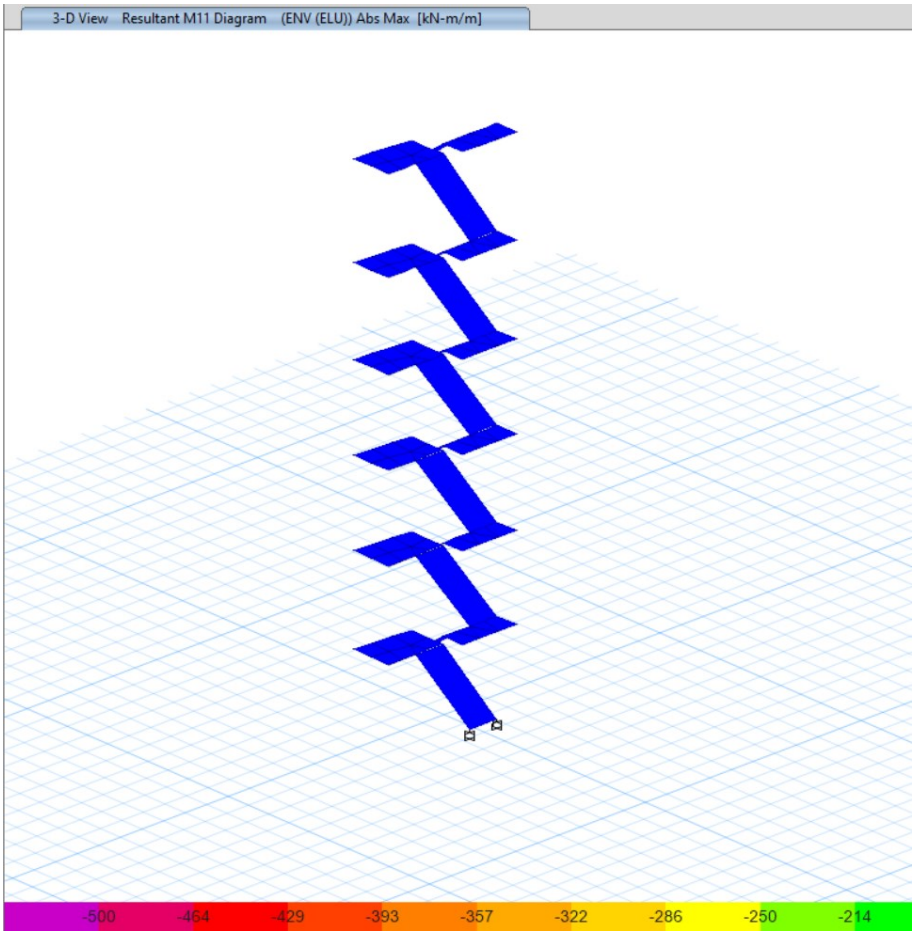


Figura 299: Momentos

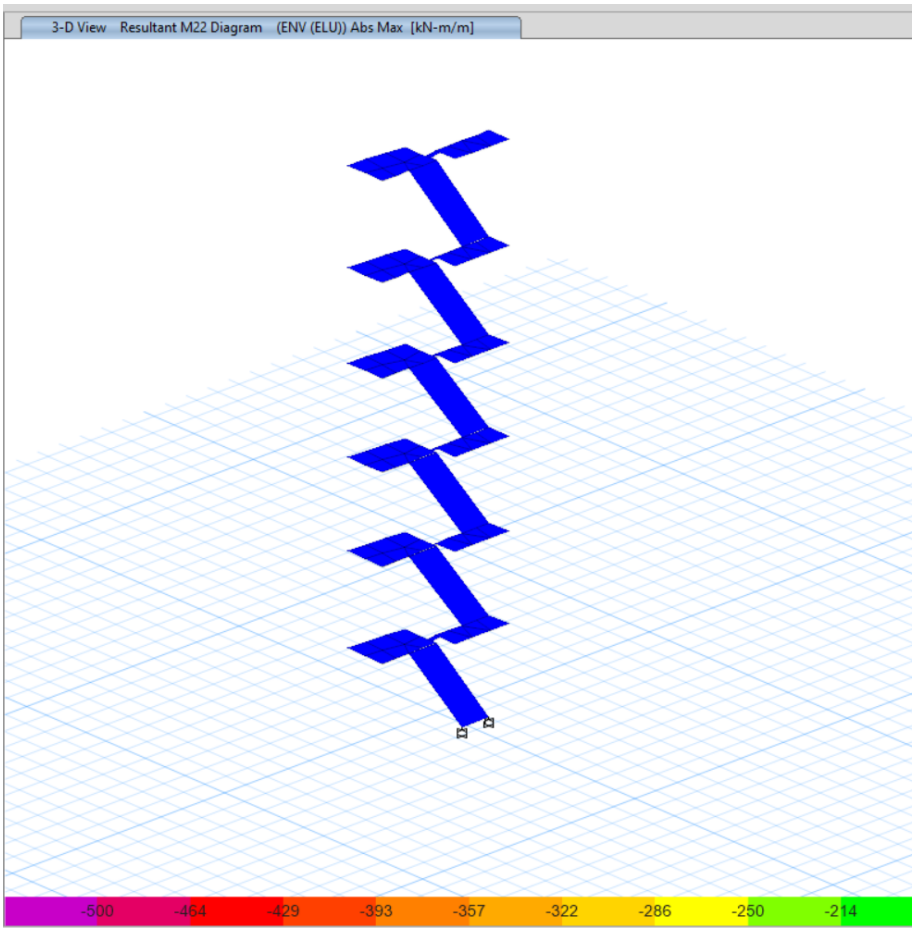


Figura 300: Momentos

13.7.2 ESCALERAS METÁLICAS

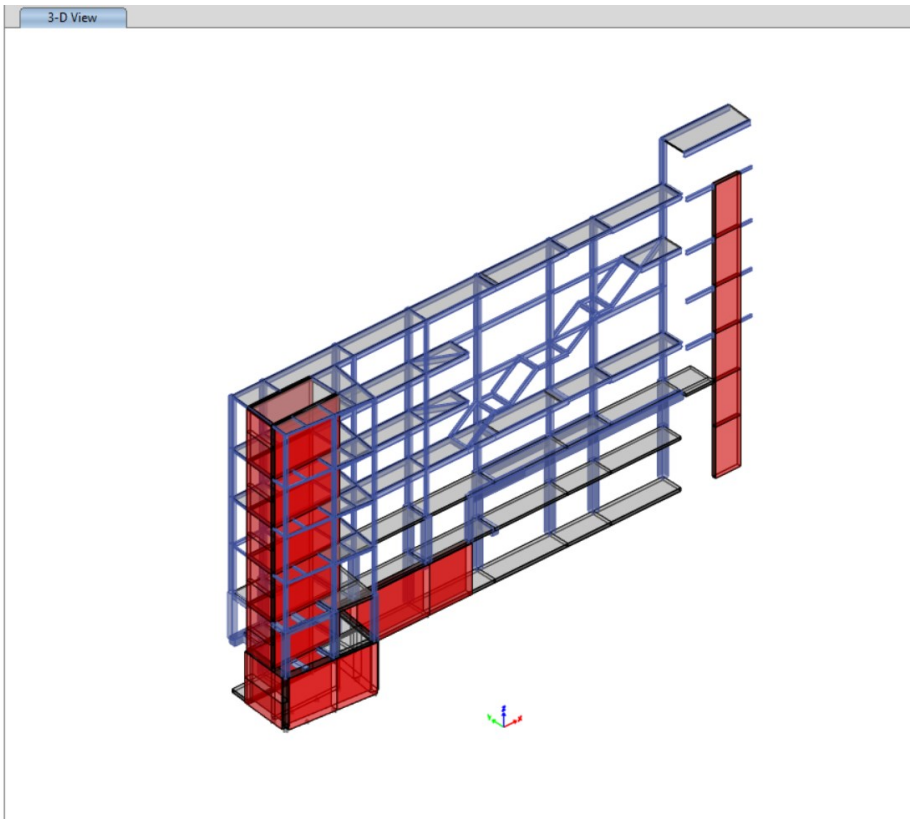


Figura 301:Imagen de la escalera metálica del modelo de cálculo.

La escalera se modelarará empotrada, dado que en el caso de modelarla articulada se obtienen unas deformaciones mayores.

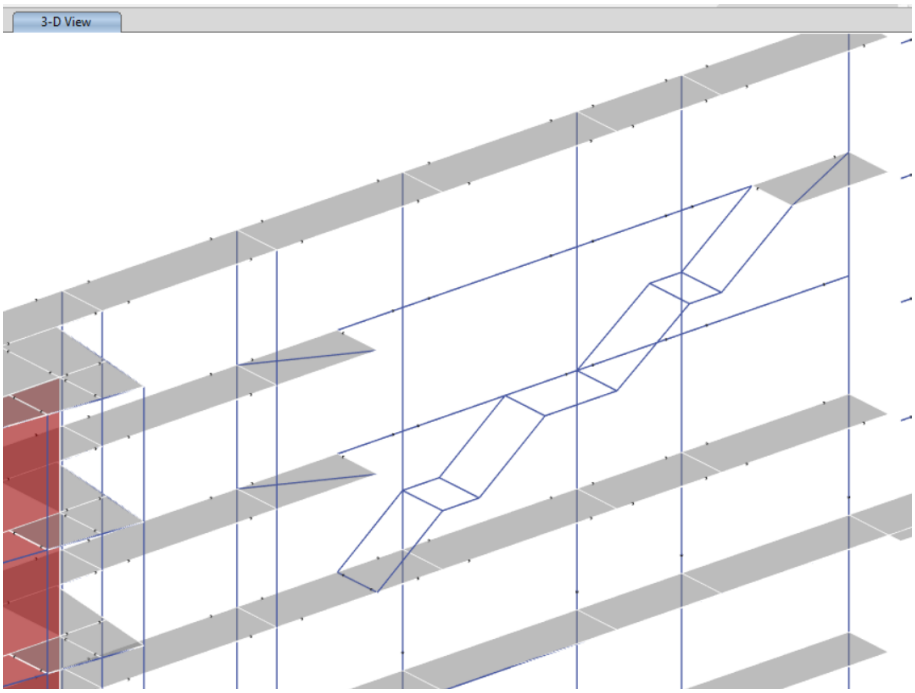


Figura 302:Imagen de la escalera metálica del modelo de cálculo.

Verificación de resistencia:

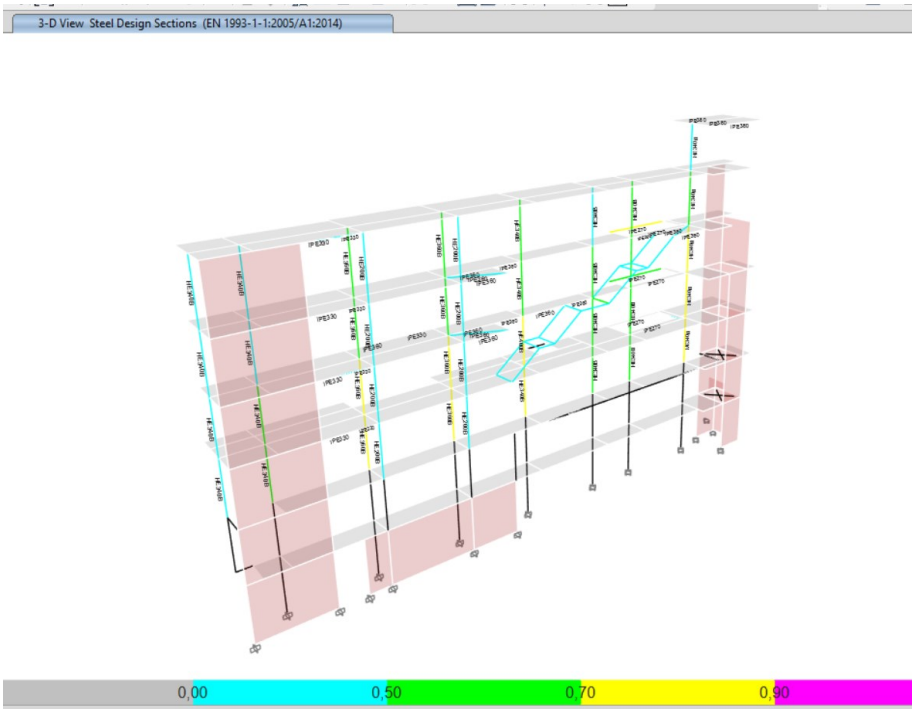


Figura 303: Verificación de la resistencia

Se verifican las deformaciones:

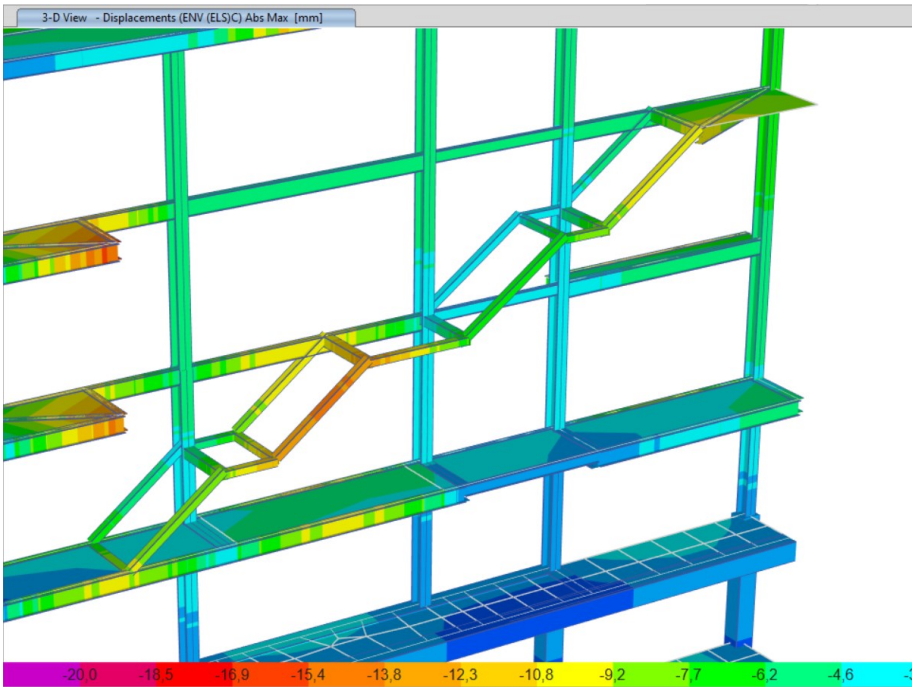


Figura 304: Deformada

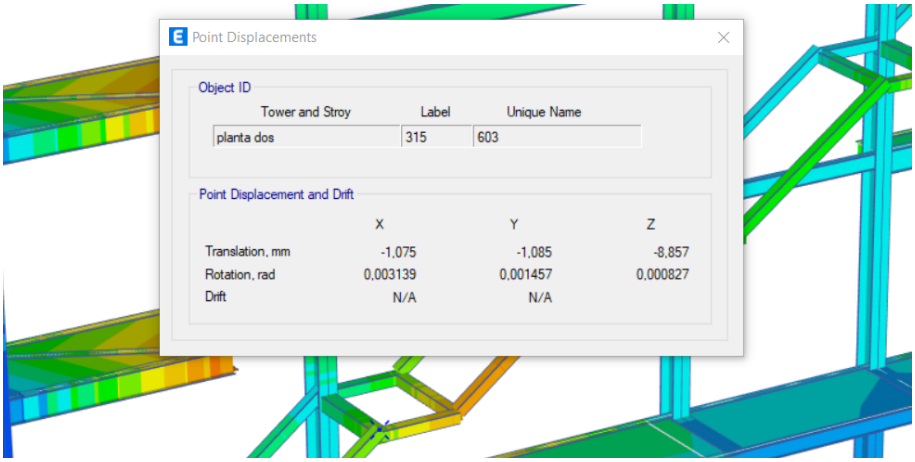


Figura 305: Deformada

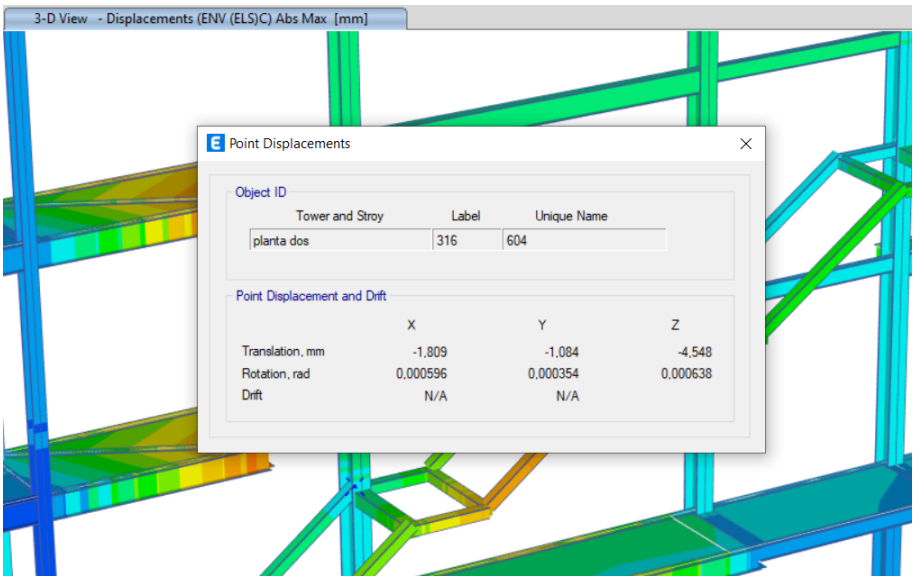


Figura 306: Deformada

Longitud viga en voladizo: 1,69

Límite de deformación: 2*1,69/400*100=8,45

La flecha relativa de la viga: 8,8-4,6= 4,2 <8,45. OK

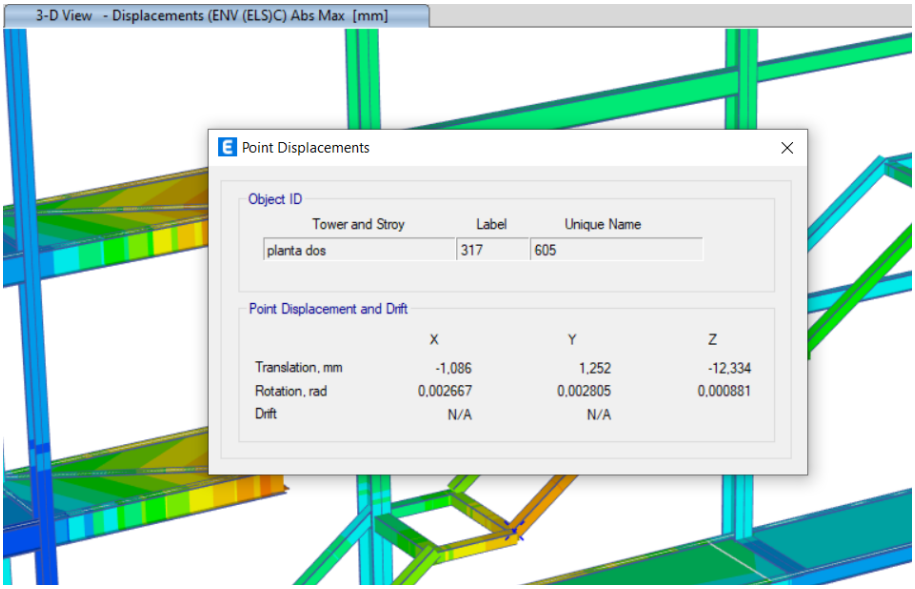


Figura 307: Deformada

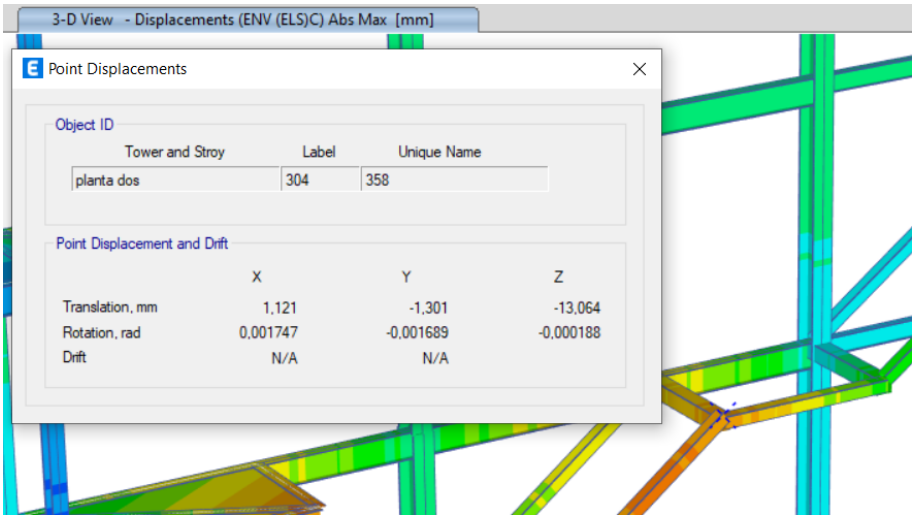


Figura 308: Deformada

Longitud de 2,9 metros. L/400=7,25 milimetros. Cumple

13.8 UNIONES

A continuación, se muestra el diseño, dimensionado y comprobación de las uniones más representativas del proyecto, de tal manera que se pueda garantizar el comportamiento de la estructura según se ha realizado el diseño.
La elección del tipo de unión toma en consideración el comportamiento de la misa, como articulada o empotrada, la facilidad de fabricación, y la posibilidad de realizar una rápida ejecución en obra.

Como se ha podido ir viendo durante el desarrollo del proyecto se intenta hacer el menor numero de uniones rígidas, empleándolas solo en los casos necesarios debido a la delicadeza y complejidad de la ejecución de las mismas. A su vez, se procura reducir el número de uniones soldadas a realizar en obra, empleando uniones atornilladas en la mayoría de los casos.
Pese a que se proyecta una estructura mixta, las uniones se diseñan y comprueban sin tener en cuenta la contribución del hormigón, realizando nudos metálicos, por lo que , en realidad la capacidad de los nudos mixtos estará por encima de los resultados obtenidos.
La normativa empleada para el diseño de las uniones se basa en aspectos del CTE-DB-SE-A, el código estructural (CE) y los Eurocódigos de acero (EC3). Para cada caso se comentarán los aspectos tomados de las respectivas normativas.
Se empleará en algunas uniones las limitaciones marcadas por el CTE:

2 En toda unión debe verificarse que los valores de cálculo de los efectos de las acciones, E_d para cualquiera de las situaciones de cálculo (o combinaciones de acciones relevantes), no superan la correspondiente resistencia de cálculo, R_d, obtenida según el apartado 8.4, esto es:

$$E_d \leq R_d \qquad (8.1)$$

debiéndose dimensionar con capacidad para resistir los mínimos siguientes:

a) en el caso de nudos rígidos y empalmes la mitad de la resistencia última de cada una de las piezas a unir;

b) en el caso de uniones articuladas la tercera parte del axil o el cortante último (según el caso) de la pieza a unir.

13.8.1 UNIÓN ARTICULADA CON CHAPA LATERAL DE CORREA A VIGA.

Se realiza la unión articulada entre correa IPE 360 y un viga heb400.

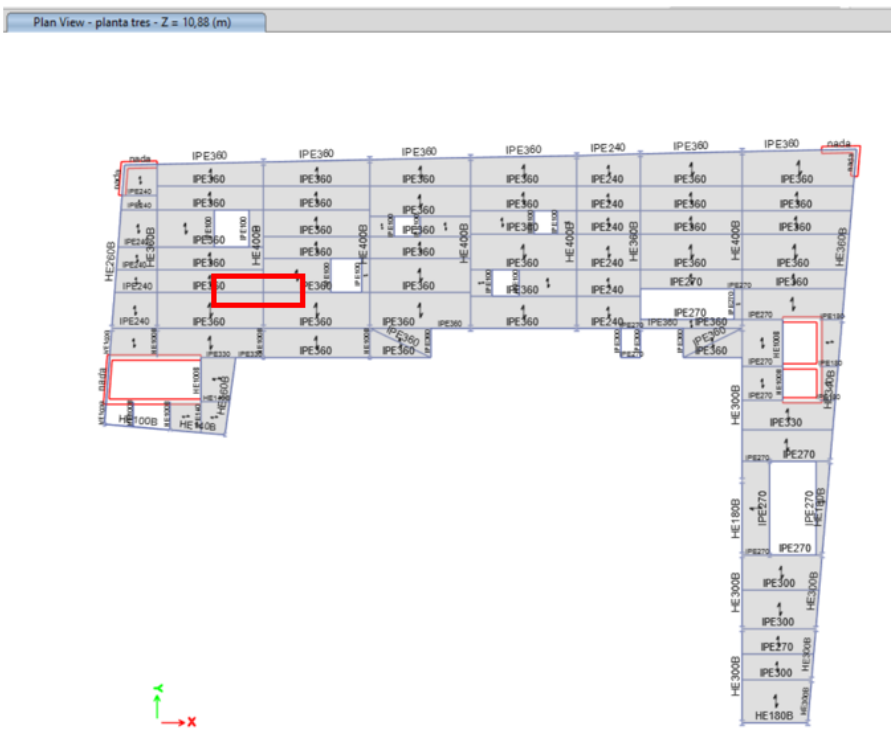


Figura 309:Localización de la unión.

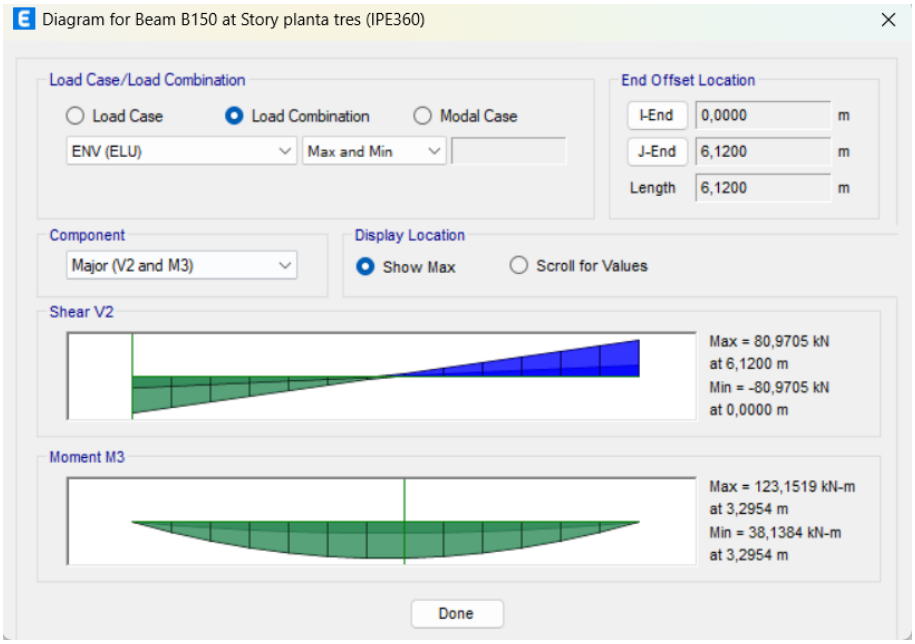


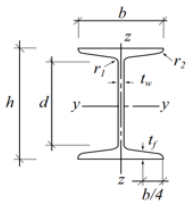
Figura 310:Esfuerzos en la unión.

PROPIEDAD DE LOS MATERIALES			
Factores parciales de los materiales			
Coeficiente de minoración del hormigón	γ_c	1,5	[-]
Coeficiente de minoración del acero estructural	γ_s	1,1	[-]
Coeficiente de minoración del acero de conectores	γ_v	1,25	[-]
Propiedades del acero estructural - perfil			
Tipo de acero		S275	[-]
Resistencia característica del acero	fyk	275	[MPa]
Resistencia de cálculo del acero	fyd	262	[MPa]
Módulo de deformación del acero	Ea	210000	[MPa]
Densidad del acero	ρ	7850	[kg/m3]
Resistencia última a tracción	fu	430	[MPa]
Coeficiente de correlación en función del tipo de acero	bw	0,85	[-]
Propiedades del acero estructural - placa			
Tipo de acero		S275	[-]
Resistencia característica del acero	fyk	275	[MPa]
Resistencia de cálculo del acero	fyd	262	[MPa]
Módulo de deformación del acero	Ea	210000	[MPa]
Densidad del acero	ρ	7850	[kg/m3]
Propiedades del acero de los tornillos			
Tipo de acero		10.9	[-]
Resistencia característica del acero	fyk	900	[MPa]
Resistencia ultima	fu	1000	[MPa]
SOLICITACIONES			
Esfuerzo a cortante de cálculo	Ved	81	[kN]
Cortante plástico de la pieza	Vplrd	531	[kN]
Esfuerzo de cálculo de la unión	Vjed	175	

UNIÓN ARTICULADA CON CHAPA LATERAL DE CORREA A VIGA

GEOMETRÍA DEL PERFIL

Geometría del perfil



Perfil seleccionado	Perfil	IPE360	[-]
Peso	G	57	[Kg/m]
Altura del perfil	h	360	[mm]
Ancho del perfil	b	170	[mm]
Espesor del alma	tw	8,0	[mm]
Espesor de las alas	tf	12,7	[mm]
Radio interior	r1	18	[mm]
Altura del alma	d	299	[mm]

Propiedades del perfil

Área total de la sección	A	73	[cm2]
Inercia eje y-y	Iy	16270	[cm4]
Inercia eje z-z	Iz	1043	[cm4]
Módulo resistente elástico eje y-y	Wy	904	[cm3]
Módulo resistente plástico eje y-y	Wpy	1019	[cm3]
Area del alma	Aw	23,89	[cm2]
Área de un ala	Af	21,59	[cm2]
Rigidez del perfil	EI	34167,00	[KN/m2]
Área a cortante del perfil	Av	35	[cm2]

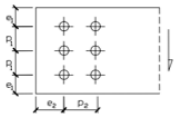
Caracterísitcas de la chapa

Acero de la chapa		275	[MPa]
Largo de la chapa	Lx	100,00	[mm]
Alto de la chapa	Ly	280,00	[mm]
Espesor de la chapa	e	10	[mm]
Resisntecia última del acero de la chapa	fu	430	[MPa]

PREDIMENSIONADO DE LOS TORNILLOS

Métrica tornillo		M20	[-]
Diámetro del tornillo	d	20	[mm]
Diámetro de perforación	do	22	[mm]
Acero del tornillo	a	10.9	[-]
Resistencia ultima del acero del tornillo	fu	1000	[MPa]
Área burta del tornillo	A	314	[mm2]
Área resistente del tornillo	As	245,00	[mm2]
Resistencia a cortante por roca	Fvr,ed	98,00	[kN]
Número de tornillos	n	2	[-]
Distancias			
mmin (maquinaria)		35	[mm]
pmin maquinaria)		47	[mm]
e1min		27	[mm]
p1min		49	[mm]
e2min		27	[mm]
p2min		53	[mm]

GEOMETRIA ESCOGIDA



Métrica tornillo		M20	[-]	
n2		1	[-]	
e2		50	[mm]	
p2		50	[mm]	
x		50	[mm]	
m2		50,00	[mm]	ok
e2,		40,00	[mm]	
n1		3	[mm]	
e1		45	[mm]	
m1		77	[mm]	ok
p1		90	[mm]	
e1,		90,00	[mm]	
Distancia del placa al perfil	g	10	[mm]	
excentricidad abajo		10	*medir	

Comprobación distancias máximas

t	8	[mm]	
e1 y e2	72	[mm]	ok
elementos compresión			ok
p	112	[mm]	
elementos a tracción			
pe	112	[mm]	
pi	224		

Comprobación distancias mínimas

distancias mínimas cartela:

n1	3	dirección y	$e_{1,min}$	$p'_{1,min}$	$p_{1,min}$	
e1	45	>	27			valido
p1	90	>		0	49	valido
n2	1	dirección x	$e_{2,min}$	$p'_{2,min}$	$p_{2,min}$	
e2	50	>	27			valido

distancias mínimas perfil:

n1	3	dirección y	$e_{1,min}$	$p'_{1,min}$	$p_{1,min}$	
e1b	90	>	27			valido
p1	90	>		0	49	valido
n2	1	dirección x	$e_{2,min}$	$p'_{2,min}$	$p_{2,min}$	
e2b	40	>	27			valido

por maquinaria:			m min	pmin	
p1	90	>		47	VÁLIDO
m1	77	>	35		VÁLIDO
m2	50	>	35		VÁLIDO

Fallo por rotura del tornillo

Distancia al borde	e1	45	
Distancia entre tornillos	p1	180	
Cortante total por tornillo	Fed	58	kN
Excentricidad	e	60	mm
Momento generado	M	10521	KN*m
Cortante total por tornillo	Fed	58	kN
	Fved	83	kN
Comprobación tornillos		VERDADERO	

* SE PODRIA HACER CON DIAMETERO DEL 16, PERO SI NO NO CUMPLE AL ROTURA DEL TRONILLO

Comprobación aplastamiento de la chapa CTE-ACERO

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

Alfa	α	1,00	
K1	k1	2,50	
Ft,rd	Ft,rd	137,60	kN
		VERDADERO	

Desgarro de la chapa

	Anv	Anz	Fv,rd	
	mm2	mm2	kN	
Modo 1. Desgarro recta de la chapa	2360	0	406	VERDADERO
Modo 2. Desgarro en L de la chapa	1020	39	182	VERDADERO
Modo 3. Desgarro recta del alma	2112	0	363	VERDADERO
Modo 4. Desgarro en L de la chapa	816	312	190	VERDADERO

Soladadura

numero de cordones	2		
gargant	5	mm	
F.	41		
beta	1		
V_,x	41		
f_,d	234		
L	90		
V_,x	105		
v	0,39	<	1 ok

Figura 311:Excel de verificación.

Se decide emplear tornillos 3 tornillos de métrica 20, en vez de 3 tornillos de métrica 16, ya que si no, no cumple al fallo por rotura del tornillo.

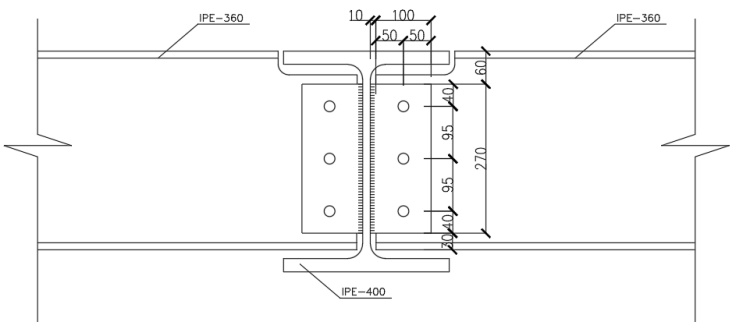


Figura 312:Imagen de la unión

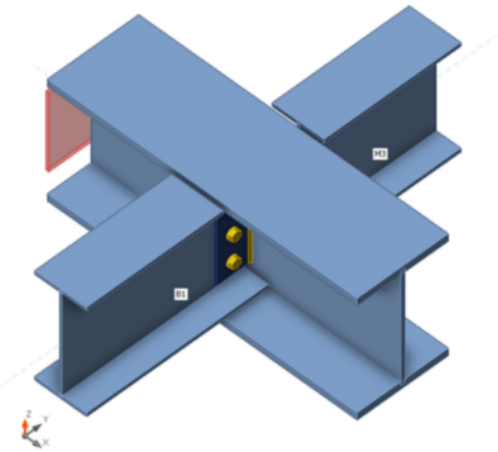
Reporte de cálculo de Idea Statica:

Geometría

Nombre	Sección transversal	β – Dirección [°]	γ - Inclinación [°]	α - Rotación [°]	Desplazamiento ex [mm]	Desplazamiento ey [mm]	Desplazamiento ez [mm]
B	7 - HEB400	0,0	0,0	0,0	0	0	0
B1	6 - CON1(IPE360)	-90,0	0,0	0,0	0	0	20
M3	6 - CON1(IPE360)	90,0	0,0	0,0	0	0	20

Apoyos y fuerzas

Nombre	Apoyo	Fuerzas en	X [mm]
B / inicial	N-Vy-Vz-Mx-My-Mz	Nodo	0
B / final		Nodo	0
B1 / final		Tornillos	67
M3 / final		Tornillos	67



Secciones

Nombre	Material
7 - HEB400	S 275
6 - CON1(IPE360)	S 275

Tornillos

Nombre	Diámetro [mm]	f_y [MPa]	f_u [MPa]	Área bruta [mm^2]
M20 10.9	20	900,0	1000,0	314

Cargas (Fuerzas en equilibrio)

Nombre	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	B / Inicial	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	B / Finalizar	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	B1 / Finalizar	0,0	0,0	-175,0	0,0	0,0	0,0
	M3 / Finalizar	0,0	0,0	-175,0	0,0	0,0	0,0

Fuerzas Desbalanceadas

Nombre	X [kN]	Y [kN]	Z [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	0,0	0,0	-350,0	0,0	0,0	0,0

Verificación

Resumen

Nombre	Valor	Estado de la verificación
Análisis	100,0%	OK
Placas	0,2 < 5,0%	OK
Tornillos	64,0 < 100%	OK
Soldaduras	86,4 < 100%	OK
Pandeo	No calculado	

Placas

Nombre	t_p [mm]	Cargas	σ_{Ed} [MPa]	ε_{Pl} [%]	$\sigma_{c,Ed}$ [MPa]	Estado
B-bfl 1	24,0	LE1	66,2	0,0	0,0	OK
B-tfl 1	24,0	LE1	66,2	0,0	0,0	OK
B-w 1	13,5	LE1	137,0	0,0	0,0	OK
B1-bfl 1	12,7	LE1	109,6	0,0	0,0	OK
B1-tfl 1	12,7	LE1	109,0	0,0	0,0	OK
B1-w 1	8,0	LE1	275,4	0,2	23,5	OK
M3-bfl 1	12,7	LE1	109,6	0,0	0,0	OK
M3-tfl 1	12,7	LE1	109,0	0,0	0,0	OK
M3-w 1	8,0	LE1	275,4	0,2	22,6	OK
FP1	10,0	LE1	275,1	0,1	23,5	OK
FP3	10,0	LE1	275,1	0,1	22,6	OK

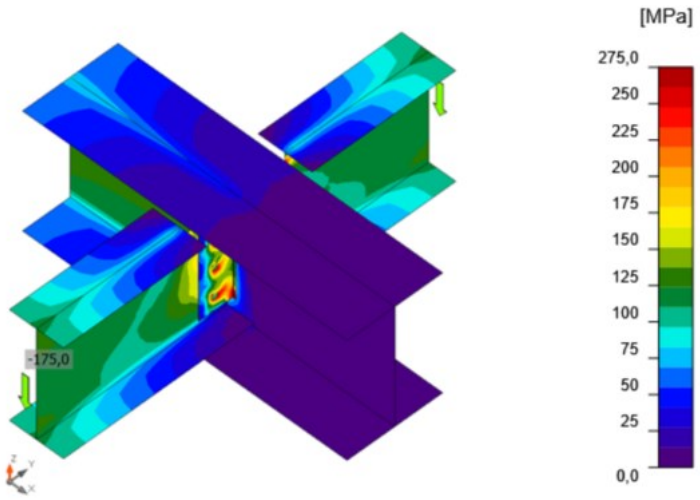
Datos de diseño

Material	f_y [MPa]	ε_{lim} [%]
S 275	275,0	5,0

Explicación del símbolo

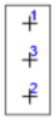
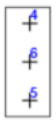
t_p	Espesor de placa
σ_{Ed}	Tensión equivalente
ε_{Pl}	Deformación plástica
$\sigma_{c,Ed}$	Tensiones de Contacto
f_y	Límite elástico
ε_{lim}	Límite de la deformación plástica

Verificación de deformación, LE1



Tensión equivalente, LE1

Tornillos

Forma	Ítem	Calidad	Cargas	$F_{t,Ed}$ [kN]	$F_{v,Ed}$ [kN]	$F_{b,Rd}$ [kN]	Ut_t [%]	Ut_s [%]	Ut_{ts} [%]	Detallado	Estado
	B1	M20 10.9 - 1	LE1	12,6	57,7	137,6	7,6	58,9	64,0	Aceptar	OK
	B2	M20 10.9 - 1	LE1	3,1	58,4	117,3	1,9	59,6	60,9	Aceptar	OK
	B3	M20 10.9 - 1	LE1	3,6	58,8	137,6	2,2	60,0	61,5	Aceptar	OK
	B4	M20 10.9 - 1	LE1	12,3	57,7	127,2	7,4	58,8	63,8	Aceptar	OK
	B5	M20 10.9 - 1	LE1	3,6	58,3	104,2	2,2	59,5	60,9	Aceptar	OK
	B6	M20 10.9 - 1	LE1	3,6	59,1	137,6	2,2	60,3	61,7	Aceptar	OK

Datos de diseño

Calidad	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M20 10.9 - 1	176,4	164,8	98,0

Explicación del símbolo

$F_{t,Ed}$	Fuerza de tracción
$F_{v,Ed}$	Resultante de fuerzas cortantes en pernos Vy y Vz en planos de cortantes
$F_{b,Rd}$	Resistencia al aplastamiento de la placa, según EN 1993-1-8 tab. 3.4
Ut_t	Utilización a tracción
Ut_s	Utilización a cortante
Ut_{ts}	Interacción tracción - cortante EN 1993-1-8 – Tab. 3.4
$F_{t,Rd}$	Resistencia a tracción del tornillo EN 1993-1-8 tabla. 3.4
$B_{p,Rd}$	Resistencia al punzonamiento EN 1993-1-8 – Tab. 3.4
$F_{v,Rd}$	Resistencia a cortante de los tornillos EN_1993-1-8 tabla 3.4

Soldaduras

Ítem	Borde	T_w [mm]	L [mm]	Cargas	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ε_{Pl} [%]	$\sigma_\perp$ [MPa]	$\tau_\perp$ [MPa]	$\tau_\parallel$ [MPa]	Ut [%]	Ut_c [%]	Detallado	Estado
B-w 1	FP1	◢ 5,0 ◣	269	LE1	154,9	0,0	-27,3	-65,5	58,8	38,3	33,8	Aceptar	OK
		◢ 5,0 ◣	269	LE1	343,8	0,0	-192,4	154,0	-57,9	84,9	71,6	Aceptar	OK
B-w 1	FP3	◢ 5,0 ◣	269	LE1	349,6	0,0	-196,8	-157,1	56,1	86,4	72,5	Aceptar	OK
		◢ 5,0 ◣	269	LE1	155,4	0,0	-24,6	64,3	-60,9	38,4	34,0	Aceptar	OK

Datos de diseño

Material	f_u [MPa]	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9 σ [MPa]
S 275	430,0	0,85	404,7	309,6

Explicación del símbolo

T_w	Espesor de garganta a
L	Longitud
$\sigma_{w,Ed}$	Tensión equivalente
ε_{Pl}	Deformación
$\sigma_\perp$	Tensión perpendicular
$\tau_\perp$	Tensión normal perpendicular al eje de la soldadura
$\tau_\parallel$	Tensión cortante paralela al eje de la soldadura
Ut	Utilización
Ut_c	Weld capacity estimation
◢	Cordón de soldadura
f_u	Ultimate strength of weld
β_w	Factor de correlación EN 1993-1-8 tabla. 4.1
$\sigma_{w,Rd}$	Resistencia a tensión equivalente
0.9 σ	Resistencia a tensión perpendicular - 0.9*fu/γM2

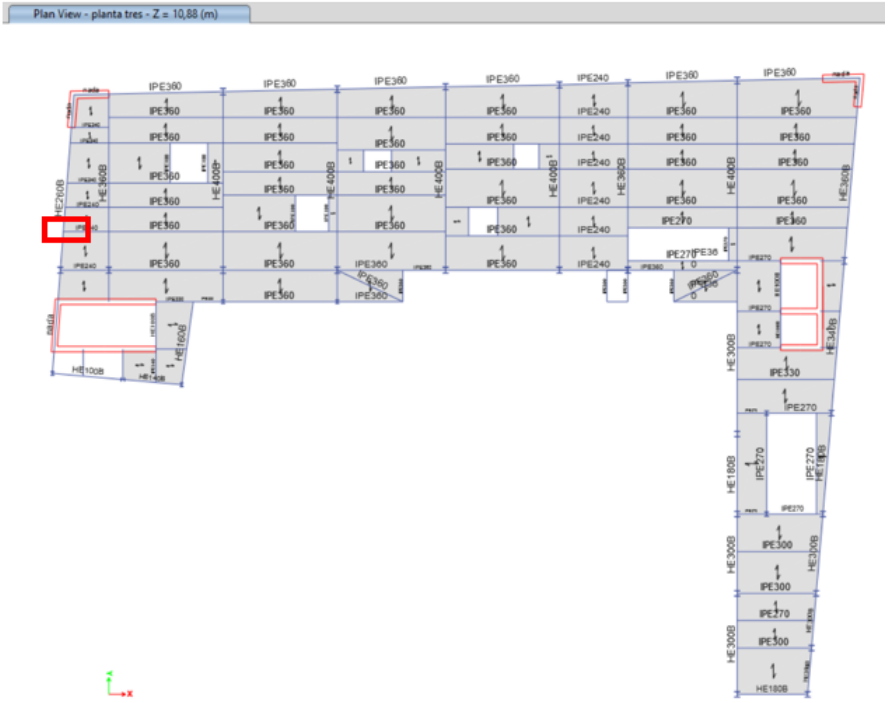


Figura 313:Localización de la unión

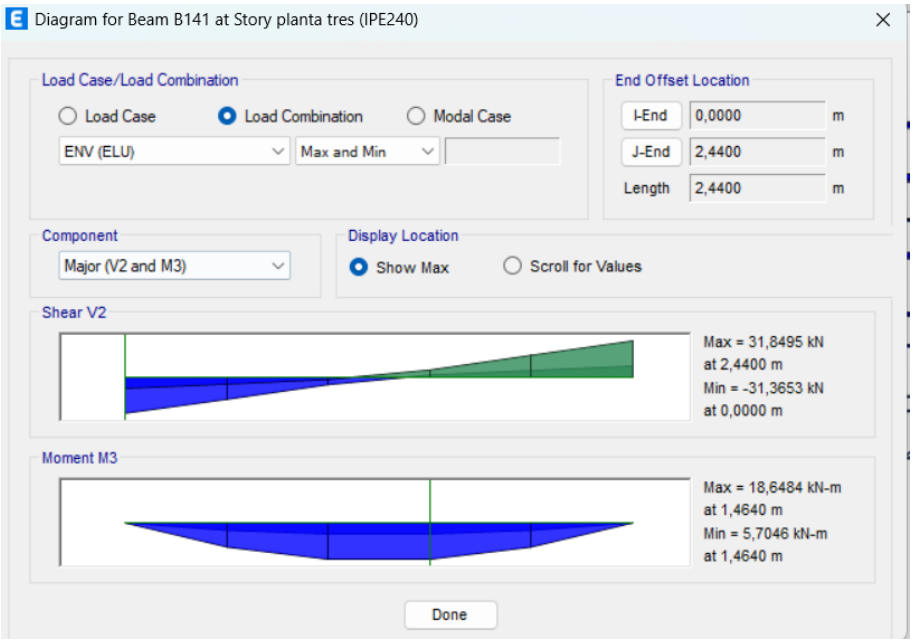


Figura 314:Esfuerzos de la unión

MATERIALES Y SOLICITACIONES

PROPIEDAD DE LOS MATERIALES

Factores parciales de los materiales

Coeficiente de minoración del hormigón	γ_c	1,5	[-]
Coeficiente de minoración del acero estructural	γ_s	1,1	[-]
Coeficiente de minoración del acero de conectores	γ_v	1,25	[-]

Propiedades del acero estructural - perfil

Tipo de acero		S275	[-]
Resistencia característica del acero	fyk	275	[MPa]
Resistencia de cálculo del acero	fyd	262	[MPa]
Módulo de deformación del acero	Ea	210000	[MPa]
Densidad del acero	ρ	7850	[kg/m3]
Resistencia última a tracción	fu	430	[MPa]
Coeficiente de correlación en función del tipo de acero	bw	0,85	[-]

Propiedades del acero estructural - placa

Tipo de acero		S275	[-]
Resistencia característica del acero	fyk	275	[MPa]
Resistencia de cálculo del acero	fyd	262	[MPa]
Módulo de deformación del acero	Ea	210000	[MPa]
Densidad del acero	ρ	7850	[kg/m3]

Propiedades del acero de los tornillos

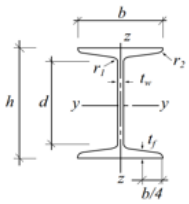
Tipo de acero		10.9	[-]
Resistencia característica del acero	fyk	900	[MPa]
Resistencia ultima	fu	1000	[MPa]

SOLICITACIONES

Esfuerzo a cortante de cálculo	Ved	32	[kN]
Cortante plástico de la pieza	VpIrd	289	[kN]
Esfuerzo de cálculo de la unión	Vjed	96	

GEOMETRÍA DEL PERFIL

Geometría del perfil



Perfil seleccionado	Perfil	IPE240	[-]
Peso	G	31	[Kg/m]
Altura del perfil	h	240	[mm]
Ancho del perfil	b	120	[mm]
Espesor del alma	tw	6,2	[mm]
Espesor de las alas	tf	9,8	[mm]
Radio interior	r1	15	[mm]
Altura del alma	d	190	[mm]

Propiedades del perfil

Area total de la sección	A	39	[cm2]
Inercia eje y-y	Iy	3892	[cm4]
Inercia eje z-z	Iz	284	[cm4]
Módulo resistente elástico eje y-y	Wy	324	[cm3]
Módulo resistente plástico eje y-y	Wpy	367	[cm3]
Area del alma	Aw	11,80	[cm2]
Area de un ala	Af	11,76	[cm2]
Rigidez del perfil	EI	8173,20	[KN/m2]
Area a cortante del perfil	Av	19	[cm2]

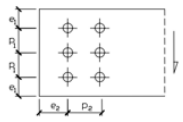
Caracteristicas de la chapa

Acero de la chapa		275	[MPa]
Largo de la chapa	Lx	80,00	[mm]
Alto de la chapa	Ly	150,00	[mm]
Espesor de la chapa	e	10	[mm]
Resisntecia última del acero de la chapa	fu	430	[MPa]

PREDIMENSIONADO DE LOS TORNILLOS

Métrica tornillo		M16	[-]
Diámetro del tornillo	d	16	[mm]
Diámetro de perforación	do	18	[mm]
Acero del tornillo	a	10.9	[-]
Resistencia ultima del acero del tornillo	fu	1000	[MPa]
Area burta del tornillo	A	201	[mm2]
Area resistente del tornillo	As	157,00	[mm2]
Resistencia a cortante por roca	Fvr,ed	62,80	[kN]
Número de tornillos	n	2	[-]
Distancias			
mmin (maquinaria)		30	[mm]
pmin maquinaria)		43	[mm]
e1min		22	[mm]
p1min		40	[mm]
e2min		22	[mm]
p2min		44	[mm]

GEOMETRIA ESCOGIDA



Métrica tornillo		M16	[-]	
n2		1	[-]	
e2		40	[mm]	
p2		40	[mm]	
x		40	[mm]	
m2		40,00	[mm]	ok
e2ₐ		25,00	[mm]	
n1		2	[mm]	
e1		45	[mm]	
m1		65	[mm]	ok
p1		90	[mm]	
e1ₐ		75,00	[mm]	
Distancia del placa al perfil	g	15	[mm]	
excentricidad abajo		10		

Comprobación distancias máximas

t	6	[mm]	
e1 y e2	65	[mm]	ok
elementos compresión			ok
p	87	[mm]	
elementos a tracción			
pe	87	[mm]	
pi	174		

Comprobación distancias mínimas

distancias mínimas cartela:

n1	2	dirección y	$e_{1,ef}$	$p'_{1,ef}$	$p_{1,ef}$	
e1	45	>	22			valido
p1	90	>		0	40	valido
n2	1	dirección x	$e_{2,ef}$	$p'_{2,ef}$	$p_{2,ef}$	
e2	40	>	22			valido

distancias mínimas perfil:

n1	2	dirección y	$e_{1,ef}$	$p'_{1,ef}$	$p_{1,ef}$	
e1b	75	>	22			valido
p1	90	>		0	40	valido
n2	1	dirección x	$e_{2,ef}$	$p'_{2,ef}$	$p_{2,ef}$	
e2b	25	>	22			valido

por maquinaria:			m min	pmin	
p1	90	>		43	VÁLIDO
m1	65	>	30		VÁLIDO
m2	40	>	30		VÁLIDO

Fallo por rotura del tornillo

Distancia al borde	e1	45		
Distancia entre tornillos	p1	180		
Cortante total por tornillo	Fed	48	kN	
Excentricidad	e	55	mm	
Momento generado	M	5253	KN*m	
Cortante total por tornillo	Fed	29	kN	
	Fved	56	kN	
Comprobación tornillos		VERDADERO		

* SE PODRIA HACER CON DIAMETERO DEL 16, PERO SI NO NO CUMPLE AL ROTURA DEL TRONILLO

Comprobación aplastamiento de la chapa **CTE-ACERO**

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

Alfa	α	0,83		
K1	k1	2,50		
Ft,rd	Ft,rd	70,81	kN	
		VERDADERO		

Desgarro de la chapa

	Anv	Anz	Fv,rd	
	mm2	mm2	kN	
Modo 1. Desgarro recta de la chapa	1140	0	196	VERDADERO
Modo 2. Desgarro en L de la chapa	1080	31	191	VERDADERO
Modo 3. Desgarro recta del alma	1002	0	172	VERDADERO
Modo 4. Desgarro en L de la chapa	670	192	146	VERDADERO

Soladadura

numero de cordones	2		
gargant	5	mm	
F.	16		
beta	1		
$V_{w,Ed}$	16		
$f_{w,d}$	234		
L	70		
$V_{w,Rd}$	82		
v	0,20	<	1 ok

Figura 315:Excel

Informe de Idea statica resumido:

Verificación

Resumen

Nombre	Valor	Estado de la verificación
Análisis	100,0%	OK
Placas	0,8 < 5,0%	OK
Tornillos	84,8 < 100%	OK
Soldaduras	98,2 < 100%	OK
Pandeo	No calculado	

Secciones

Nombre	Material
8 - HEB260	S 275
9 - IPE240	S 275

Tornillos

Nombre	Diámetro [mm]	f_y [MPa]	f_u [MPa]	Área bruta [mm^2]
M16 10.9	16	900,0	1000,0	201

Cargas (Fuerzas en equilibrio)

Nombre	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	B / Inicial	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	B / Finalizar	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	B1 / Finalizar	0,0	0,0	-96,0	0,0	0,0	0,0

Fuerzas Desbalanceadas

Nombre	X [kN]	Y [kN]	Z [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	0,0	0,0	-96,0	5,8	0,0	0,0

13.8.2 UNIÓN ARTICULADA ARRIOSTRAMIENTO.

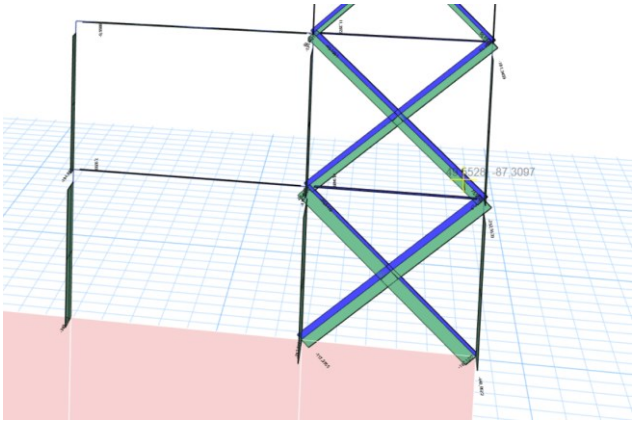


Figura 316:Localización de la unión

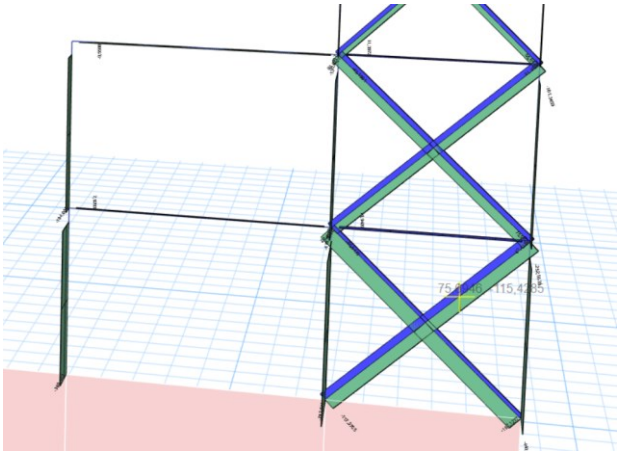


Figura 317:Localización de la unión

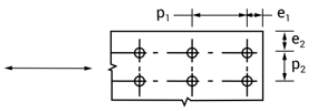
Se predimensiona con una hoja de Excel

FACTORES PARCIALES			
Coeficiente de minoración del acero de conectores	γM2	1,25	[-]
Coeficiente parcial de seguridad relativo a la plastificación del material	γM0	1,05	[-]
CARACTERÍSTICAS DE LA CHAPA			
Acero de la chapa	Acero	S275	[MPa]
Resistencia característica del acero	fyk	275	[MPa]
Resisntecia última del acero de la chapa	fu	430	[MPa]
Largo de la chapa paralelo al esfuerzo	Lx	250	[mm]
Ancho de la chapa perpendicular al esfuerzo	Ly	420	[mm]
Espesor de la chapa	e	10	[mm]
MATERIAL DE LOS PERNOS			
Tipo de acero		10.9	[-]
Resistencia característica del acero	fyk	900	[MPa]
Resistencia ultima	fu	1000	[MPa]
SOLICITACIONES			
Cortante de la unión	Ved	88	[kN]
Cortante plastico de la union		181	
área a cortante del perfil		12	
Axil de cálculo		88	

PREDIMENSIONADO DE LOS TORNILLOS

Métrica tornillo		M16	[-]	
Diámetro del tornillo	d	16	[mm]	
Diámetro de perforación	do	18	[mm]	
Resistencia ultima del acero del tornillo	fu	1000	[MPa]	
Área burta del tornillo	A	201	[mm2]	
Área resistente del tornillo	As	157	[mm2]	
Resistencia a cortante de un perno	Fv,Rd	62,80	[kN]	CTE-DBSE-A 8.5.2
Número de tornillos mínimos	nmín	2	[-]	

GEOMETRIA ESCOGIDA



a) Notación de separación entre elementos de unión

Perpendicular al esfuerzo			
Número de pernos	n2	1	[-]
Distancia al borde	e2	60	[mm]
Distancia entre tornillos	p2	0	[mm]
Paralelo al esfuerzo			
Número de pernos	n1	3	[-]
Distancia al borde	e1	45	[mm]
Distancia entre tornillos	p1	55	[mm]

COMPROBACIÓN DISTANCIAS MÍNIMAS — 8.5.1

Distancia al borde mínima paralelo al esfuerzo	OK	e1min	22	[mm]	8.5.1 a) i
Distancia entre pernos paralela al esfuerzo	OK	p1min	40	[mm]	8.5.1 a) ii
Distancia al borde mínima perpendicular al esfuerzo	OK	e2min	22	[mm]	8.5.1 a) i
Distancia entre pernos perpendicular al esfuerzo	N/C	p2min	44	[mm]	8.5.1 a) ii

COMPROBACIÓN DISTANCIAS MÁXIMAS

Menor espesor de las piezas que se unen		t	10	[mm]	
Distancia al borde de la pieza	OK	e1 y e2 máx	80	[mm]	8.5.1 b) i
Distancia entre tornillos: elementos compresión	OK	p	140	[mm]	8.5.1 b) ii
Distancia entre tornillo: elementos a tracción - Filas exterior	OK	pe	140	[mm]	8.5.1 b) ii
Distancia entre tornillo: elementos a tracción - Filas interiore	OK	pi	280	[mm]	8.5.1 b) ii

FALLO POR ROTURA DEL TORNILLO — 8.5.2 /2 a)

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

Resistencia total de tornillos	FvRd	188	[kN]
Cortante total	Ved	88	[kN]
Comprobación tornillos	FU	47%	[-]

COMPROBACIÓN APLASTAMIENTO DE LA CHAPA — 8.5.2 /2 b)

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

Alfa	α	0,77	
K1	k1	2,50	
Ft,rd	Ft,rd	105,75	[kN]
Resistencia a cortante de un perno	Fv,Rd	62,80	[kN]
Verificación	FU	59%	[-]

DESGARRO DE LA CHAPA — 8.5.2 /2 c)

*Hay mas modos de fallo pero se verifican solo dos

$$F_{v,Rd} = \frac{f_y A}{\sqrt{3}\gamma_{M0}}$$

	Anv	Ant	Fv,rd 1	
A (Bruto = sin descontar pernos)	mm2	mm2	kN	
Modo 1	4000	1200	786	11%
Modo 2	3100	0	469	19%

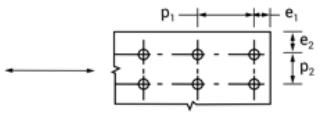
$$F_{v,Rd} = \frac{f_u A_{net}}{\sqrt{3}\gamma_{M2}}$$

	Anv	Ant	Fv,rd 2	
Anet (Bruto - pernos)	mm2	mm2	kN	
Modo 1	2920	1020	783	11%
Modo 2	2200	-180	401	22%

RESISTENCIA SOLDADURA					CE A26 4.5.3.3
Resistencia del material					
Resistencia a tracción de la pieza más débil de la unión		fu	430	[MPa]	
Datos de entrada soldadura					
Número de cordones de soldadura		n°s	2	[-]	
Espesor de la garganta del cordón		a	6	[mm]	
Garganta minima		a	4,0	[mm]	
Garganta máxima		a	7	[mm]	
Longitud del cordón		Leff,min	31,4	[mm]	
Verificación de la longitud del cordón					
Longitud efectiva mínima		Le_min	36	[mm]	
Longitud efectiva del cordón		Le_min	43	[mm]	
Longitud dispuesta		Leff	280	[mm]	
Verificación longitud del cordón		Leff_V	OK		
Resistencia de la soldadura					
Coeficiente de correlación		βw	0,85		CE A26 Tabla A26.4.1
Resistencia a cortante de cálculo de la soldadura	$f_{vw,d} = \frac{f_u/\sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}}$	fvw,d	234	[MPa]	
Resistencia de cálculo de soldadura por unidad de longitud	$F_{w,Rd} = f_{vw,d}\, a$	Fw,Rd	1401,9	[kN/m]	
Resistencia de cálculo de un cordón de soldadura		Qw,Rd_cordón	392,5	[kN]	
Resistencia de cálculo de soldadura en el total de conectores		Qw,Rd_total	785,1	[kN]	
Verificación		¿Qw,Rd > NE,d?	OK	[-]	
Factor de utilización		FU	11%	[-]	

Y la parte inferior:

MATERIAL DE LOS PERNOS				
Tipo de acero		10.9	[-]	
Resistencia característica del acero	fyk	900	[MPa]	
Resistencia ultima	fu	1000	[MPa]	
SOLICITACIONES				
Cortante de la unión	Ved	116	[kN]	
Cortante plastico de la union		272		
área a cortante del perfil		18		
Axil de cálculo		116		
PREDIMENSIONADO DE LOS TORNILLOS				
Métrica tornillo		M16	[-]	
Diámetro del tornillo	d	16	[mm]	
Diámetro de perforación	do	18	[mm]	
Resistencia ultima del acero del tornillo	fu	1000	[MPa]	
Área burta del tornillo	A	201	[mm2]	
Área resistente del tornillo	As	157	[mm2]	
Resistencia a cortante de un perno	Fv,Rd	62,80	[kN]	CTE-DBSE-A 8.5.2
Número de tornillos mínimos	nmín	2	[-]	
GEOMETRIA ESCOGIDA				
Perpendicular al esfuerzo				
Número de pernos	n2	1	[-]	
Distancia al borde	e2	75	[mm]	
Distancia entre tornillos	p2	0	[mm]	
Paralelo al esfuerzo				
Número de pernos	n1	3	[-]	
Distancia al borde	e1	45	[mm]	
Distancia entre tornillos	p1	55	[mm]	



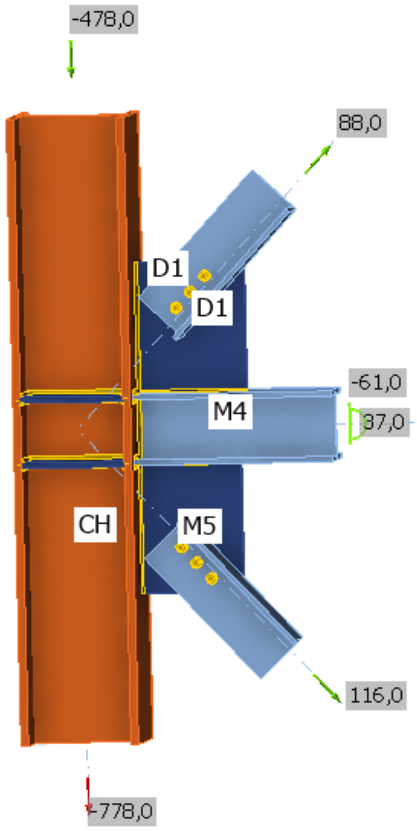
a) Notación de separación entre elementos de unión

COMPROBACIÓN DISTANCIAS MÍNIMAS						8.5.1
Distancia al borde mínima paralelo al esfuerzo	OK	e1min	22	[mm]		8.5.1 a) i
Distancia entre pernos paralela al esfuerzo	OK	p1min	40	[mm]		8.5.1 a) ii
Distancia al borde mínima perpendicular al esfuerzo	OK	e2min	22	[mm]		8.5.1 a) i
Distancia entre pernos perpendicular al esfuerzo	N/C	p2min	44	[mm]		8.5.1 a) ii
COMPROBACIÓN DISTANCIAS MÁXIMAS						
Menor espesor de las piezas que se unen		t	10	[mm]		
Distancia al borde de la pieza	OK	e1 y e2 máx	80	[mm]		8.5.1 b) i
Distancia entre tornillos: elementos compresión	OK	p	140	[mm]		8.5.1 b) ii
Distancia entre tornillo: elementos a tracción - Filas exteri	OK	pe	140	[mm]		8.5.1 b) ii
Distancia entre tornillo: elementos a tracción - Filas interi	OK	pi	280	[mm]		8.5.1 b) ii
FALLO POR ROTURA DEL TORNILLO						8.5.2 *t*2 a)
Resistencia total de tornillos	$F_{v,Rd} = n \cdot \frac{0{,}5 f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}}$	FvRd	188	[kN]		
Cortante total		Ved	116	[kN]		
Comprobación tornillos		FU	62%	[-]		
COMPROBACIÓN APLASTAMIENTO DE LA CHAPA						8.5.2 *t*2 b)
Alfa		α	0,77			
K1		k1	2,50			
Ft,rd	$F_{t,Rd} = \frac{2{,}5 \alpha f_u d t}{\gamma_{M2}}$	Ft,rd	105,75	[kN]		
Resistencia a cortante de un perno		Fv,Rd	62,80	[kN]		
Verificación		FU	59%	[-]		

DESGARRO DE LA CHAPA						8.5.2 *t*2 c)
		Anv	**Ant**	**Fv,rd 1**		
A (Bruto = sin descontar pernos)		mm2	mm2	kN		
Modo 1	$F_{v,Rd} = \frac{f_y A}{\sqrt{3}\gamma_{M0}}$	4000	1500	832	14%	
Modo 2		3100	0	469	25%	
		Anv	**Ant**	**Fv,rd 2**		
Anet (Bruto - pernos)		mm2	mm2	kN		
Modo 1	$F_{v,Rd} = \frac{f_u A_{net}}{\sqrt{3}\gamma_{M2}}$	2920	1320	842	14%	
Modo 2		2200	-180	401	29%	

RESISTENCIA SOLDADURA					CE A26 4.5.3.3
Resistencia del material					
Resistencia a tracción de la pieza más débil de la unión		fu	430	[MPa]	
Datos de entrada soldadura					
Número de cordones de soldadura		n's	2	[-]	
Espesor de la garganta del cordón		a	6	[mm]	
Garganta minima		a	4,0	[mm]	
Garganta máxima		a	7	[mm]	
Longitud del cordón		Leff,min	41,4	[mm]	
Verificación de la longitud del cordón					
Longitud efectiva mínima		Le_min	36	[mm]	
Longitud efectiva del cordón		Le_min	53	[mm]	
Longitud dispuesta		Leff	200	[mm]	
Verificación longitud del cordón		Leff_V	OK		
Resistencia de la soldadura					
Coeficiente de correlación	$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}}$	βw	0,85		CE A26 Tabla A26.4.1
Resistencia a cortante de cálculo de la soldadura		fvw,d	234	[MPa]	
Resistencia de cálculo de soldadura por unidad de longitud	$F_{w,Rd} = f_{vw,d}\, a$	Fw,Rd	1401,9	[kN/m]	
Resistencia de cálculo de un cordón de soldadura		Qw,Rd_cordón	280,4	[kN]	
Resistencia de cálculo de soldadura en el total de conectores		Qw,Rd_total	560,8	[kN]	
Verificación		¿Qw,Rd > NE,d?	OK	[-]	
Factor de utilización		FU	21%	[-]	

Figura 318:Excel de elaboración propia



Se introduce en IDEA estática:

Geometría

Nombre	Sección transversal	β – Dirección [°]	γ - Inclinación [°]	α - Rotación [°]	Desplazamiento ex [mm]	Desplazamiento ey [mm]	Desplazamiento ez [mm]
CH	5 - HEB300	0,0	0,0	0,0	0	0	0
D1	8 - HFLeq150x150x12	0,0	-43,0	90,0	0	0	10
M4	7 - HEB180	0,0	-90,0	0,0	0	0	0
M5	8 - HFLeq150x150x12	180,0	-43,0	0,0	0	0	0

Secciones

Nombre	Material
5 - HEB300	S 275
8 - HFLeq150x150x12	S 275
7 - HEB180	S 275

Tornillos

Nombre	Diámetro [mm]	f_y [MPa]	f_u [MPa]	Área bruta [mm^2]
M16 10.9	16	900,0	1000,0	201

Cargas (Fuerzas en equilibrio)

Nombre	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	CH / Inicial	-778,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	CH / Finalizar	-478,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	D1 / Finalizar	88,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	M4 / Finalizar	0,0	0,0	-61,0	0,0	37,0	0,0
	M5 / Finalizar	116,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Fuerzas Desbalanceadas

Nombre	X [kN]	Y [kN]	Z [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	-1337,5	0,0	-139,1	6,4	37,0	-0,9

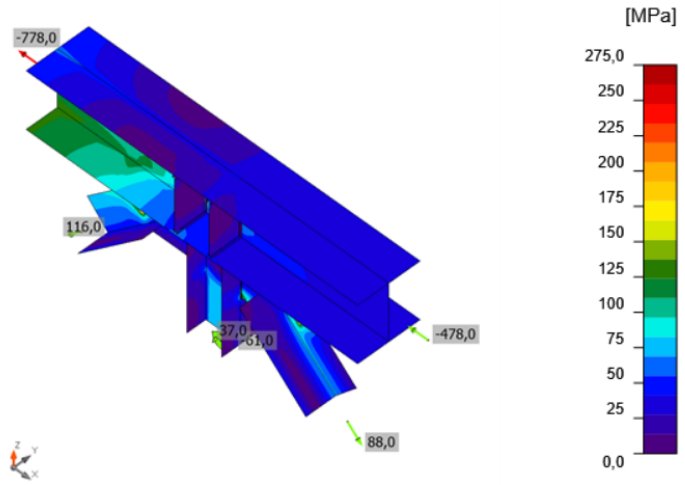
Resumen

Nombre	Valor	Estado de la verificación
Análisis	100,0%	OK
Placas	0,0 < 5,0%	OK
Tornillos	73,0 < 100%	OK
Soldaduras	85,4 < 100%	OK
Pandeo	No calculado	

Placas

Nombre	t_p [mm]	Cargas	σ_{Ed} [MPa]	ε_{Pl} [%]	$\sigma_{c,Ed}$ [MPa]	Estado
CH-bfl 1	19,0	LE1	127,3	0,0	0,0	OK
CH-tfl 1	19,0	LE1	52,6	0,0	0,0	OK
CH-w 1	11,0	LE1	135,5	0,0	0,0	OK
D1-bfl 1	12,0	LE1	201,5	0,0	11,9	OK
D1-w 1	12,0	LE1	68,2	0,0	0,0	OK
M4-bfl 1	14,0	LE1	60,3	0,0	0,0	OK
M4-tfl 1	14,0	LE1	61,6	0,0	0,0	OK
M4-w 1	8,5	LE1	89,7	0,0	0,0	OK
M5-bfl 1	12,0	LE1	54,7	0,0	0,0	OK
M5-w 1	12,0	LE1	217,1	0,0	17,4	OK
SP1	10,0	LE1	213,3	0,0	11,9	OK
STIFF1a	15,0	LE1	24,8	0,0	0,0	OK
STIFF1b	15,0	LE1	26,5	0,0	0,0	OK
STIFF1c	15,0	LE1	29,6	0,0	0,0	OK
STIFF1d	15,0	LE1	31,7	0,0	0,0	OK
SP2	10,0	LE1	251,7	0,0	17,3	OK

Verificación de deformación, LE1



Tornillos

Forma	Ítem	Calidad	Cargas	$F_{t,Ed}$ [kN]	$F_{v,Ed}$ [kN]	$F_{b,Rd}$ [kN]	Ut_t [%]	Ut_s [%]	Ut_{ts} [%]	Detallado	Estado
	B1	M16 10.9 - 1	LE1	3,4	32,1	137,6	3,0	51,1	53,2	Aceptar	OK
	B2	M16 10.9 - 1	LE1	0,2	29,2	105,7	0,2	46,4	46,6	Aceptar	OK
	B3	M16 10.9 - 1	LE1	6,0	32,0	92,0	5,3	50,9	54,8	Aceptar	OK
	B4	M16 10.9 - 1	LE1	2,9	42,5	137,6	2,6	67,7	69,6	Aceptar	OK
	B5	M16 10.9 - 1	LE1	1,0	38,4	105,7	0,9	61,2	61,8	Aceptar	OK
	B6	M16 10.9 - 1	LE1	9,3	42,2	114,8	8,2	67,1	73,0	Aceptar	OK

Datos de diseño

Calidad	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M16 10.9 - 1	113,0	164,5	62,8

Datos de diseño

Material	f_u [MPa]	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9 σ [MPa]
S 275	430,0	0,85	404,7	309,6

13.8.3 UNIÓN CONTINUIDAD DE PILAR

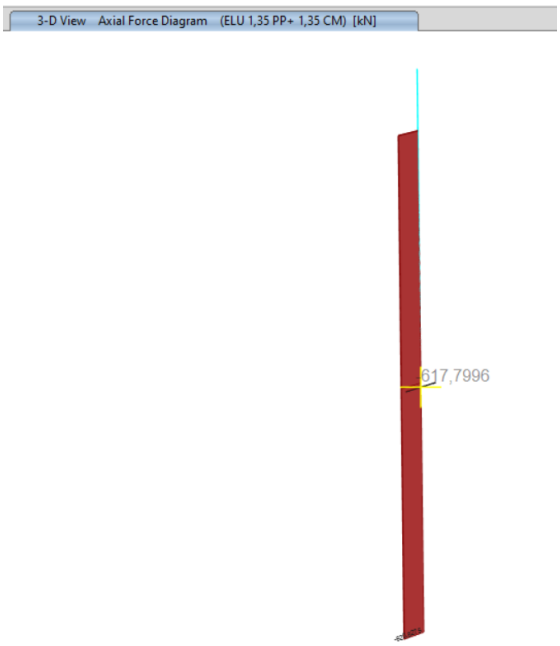


Figura 319:Localización de la unión

La unión se realizará a un 1/3 de la altura de los pilares. De tal forma que extrae el momento a esa altura

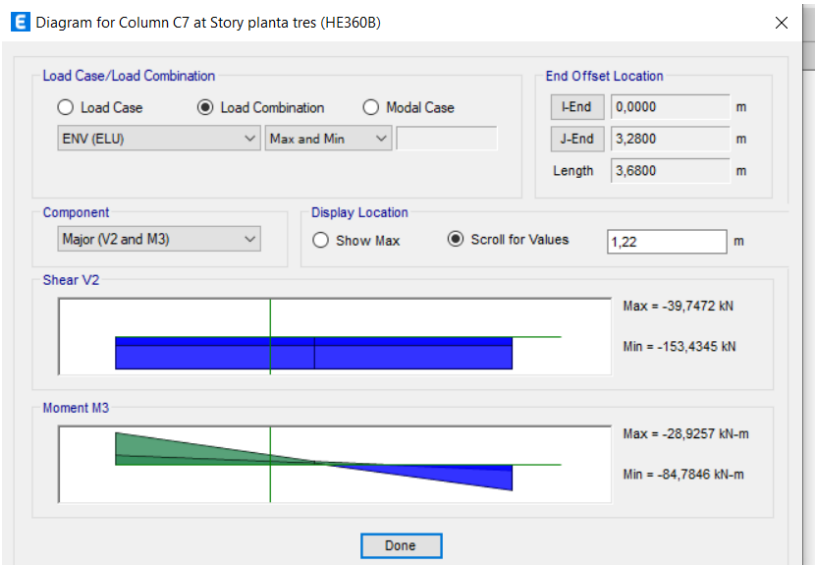


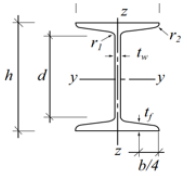
Figura 320:Esfuerzos de la unión

Se realiza un predimensionado en una hoja de excel

PROPIEDAD DE LOS MATERIALES			
Factores parciales de los materiales			
Coeficiente de minoración del hormigón	γ_c	1,5	[-]
Coeficiente de minoración del acero estructural	γ_s	1,1	[-]
Coeficiente de minoración del acero de conectores	γ_v	1,25	[-]
Propiedades del acero estructural - perfil			
Tipo de acero		S275	[-]
Resistencia característica del acero	fyk	275	[MPa]
Resistencia de cálculo del acero	fyd	262	[MPa]
Módulo de deformación del acero	Ea	210000	[MPa]
Densidad del acero	p	7850	[kg/m3]
Resistencia última a tracción	fu	430	[MPa]
Coeficiente de correlación en función del tipo de acero	bw	0,85	[-]
Propiedades del acero estructural - placa			
Tipo de acero		S275	[-]
Resistencia característica del acero	fyk	275	[MPa]
Resistencia de cálculo del acero	fyd	262	[MPa]
Módulo de deformación del acero	Ea	210000	[MPa]
Densidad del acero	p	7850	[kg/m3]
Propiedades del acero de los tornillos			
Tipo de acero		10.9	[-]
Resistencia característica del acero	fyk	900	[MPa]
Resistencia ultima	fu	1000	[MPa]

SOLICITACIONES			
Esfuerzo a cortante de cálculo	Ved	154	[kN]
Cortante plástico de la pieza	Vplrd	916	[kN]
Esfuerzo de cálculo de la unión	Vjed	302	[kN]
Momento de cálculo	Med	85	[kN*m]
	Mjed	351	[kN*m]
Axil de cálculo solo cargas permanentes	Ned,g	618	[kN]
		93	
¿ Existe tracción neta?		no	
Traccion neta	Fed	1171	[kN]

Geometría del perfil			
Perfil seleccionado	Perfil	HE360B	[-]
Peso	G	142	[Kg/m]
Altura del perfil	h	360	[mm]
Ancho del perfil	b	300	[mm]
Espesor del alma	tw	12,5	[mm]
Espesor de las alas	tf	22,5	[mm]
Radio interior	r1	27	[mm]
Altura del alma	d	261	[mm]
Propiedades del perfil			
Área total de la sección	A	181	[cm2]
Inercia eje y-y	Iy	43190	[cm4]
Inercia eje z-z	Iz	10140	[cm4]
Módulo resistente elástico eje y-y	Wy	2400	[cm3]
Módulo resistente plástico eje y-y	Wpy	2683	[cm3]
Area del alma	Aw	32,63	[cm2]
Área de un ala	Af	67,50	[cm2]
Rigidez del perfil	EI	90699,00	[KN/m2]
Área a cortante del perfil	Av	61	[cm2]



Caracterísitcas de los cubrejuntas			
Acero de los cubrejuntas		275	[MPa]
	fu	430	[MPa]
Altura del cubrejuntas del ala	hp	510,00	[mm]
Ancho del cubrejuntas del ala	ap	300,00	[mm]
espesor del cubre juntas del ala	ep	12	[mm]
Altura del cubrejuntas del alma	hp	300,00	[mm]
Ancho del cubrejuntas del alma	ap	260,00	[mm]
Espesor del cubre juntas del alma	ep	6	[mm]

Dimensiones recomendades para los cubrejuntas			
Cubrejuntas de ala			
Altura cubrejuntas de ala	hp	630	[mm]
Anchura cubrejuntas ala	ap	315	[mm]
Espesor cubrejuntas ala	ep	11	[mm]
Espesor cubrejuntas alma (por ambas caras)	ep	6	[mm]

Distancias mínimas y máximas tornillos alma. Mínimo 4 tornillos de M20.

Métrica tornillo				M22	[-]	
Diámetro del tornillo			d	22	[mm]	
Diámetro de perforación			do	24	[mm]	
Acero del tornillo			a	10.9	[-]	
Resistencia ultima del acero del tornillo			fu	1000	[MPa]	
Área burta del tornillo			A	380	[mm2]	
Área resistente del tornillo			As	303,00	[mm2]	
Resistencia a cortante por roca			Fvr,ed	121,20	[kN]	
Número de tornillos			n	3	[-]	
Distancias						
mmin (maquinaria)	40	[mm]				
pmin maquinaria)	53	[mm]				
e1min	29	[mm]	e1	50,00	[mm]	ok
p1min	53	[mm]	p1	200,00	[mm]	ok
e'2min	36	[mm]	e2	50,00	[mm]	ok
p'2min	72	[mm]	p2	200	[mm]	ok
m min (maquinaria)	40,00	[mm]				
e 1y e 2 max	64,00	[mm]				
p1 y p2 max filas exteriores	200,00	[mm]				
p1 y p2 max filas interiores	400,00	[mm]				

Distancias mínimas y máximas tornillos ala

Métrica tornillo				M22	[-]	
Diámetro del tornillo			d	22	[mm]	
Diámetro de perforación			do	24	[mm]	
Acero del tornillo			a	10.9	[-]	
Resistencia ultima del acero del tornillo			fu	1000	[MPa]	
Área burta del tornillo			A	380	[mm2]	
Área resistente del tornillo			As	303,00	[mm2]	
Número de tornillos			n	4,00	[-]	
				342		
Seleccionado			n	6		
Distancias						
mmin (maquinaria)	40	[mm]				
pmin maquinaria)	53	[mm]				
e1min	29	[mm]	e1	55,00	[mm]	ok
p1min	53	[mm]	p1	190,00	[mm]	ok
e'2min	36	[mm]	e2	80,00	[mm]	ok
p'2min	72	[mm]	p2	55	[mm]	no ok
m min (maquinaria)	40,00	[mm]				
e 1y e 2 max	88,00	[mm]				
p1 y p2 max filas exteriores	200,00	[mm]				
p1 y p2 max filas interiores	400,00	[mm]				

Comprobaciones a tracción

Traccion neta		
Resistencia a traccion del cubrejuntas de ala		
Fed< min(Nplrd; Un,rd; Nbt,rd)		
Resistencia a tracción de la sección bruta $N_{pl,Rd} = \frac{A_{fp} f_{y,p}}{\gamma_{M0}}$		
área bruta	6120,00	[mm2]
Npl,rd	1602,86	kN
Resistencia a tracción de la seccion neta $N_{u,Rd} = \frac{0,9 A_{fp,net} f_{u,p}}{\gamma_{M2}}$		
área neta	4392,00	[mm2]
Nu,rd	1359,76	kN
Resistencia al arrancamiento de bloque		
Para un grupo de tornillos sometidos a una carga centrada; Nbt,rd=Veff,1,rd		
2*e2	160,00	[mm]
p2<2*e2	ok	
Afp,nt. Área neta a tracción	1632	[mm2]
Aft,nv. Área neta a cortante	20952	[mm2]
p2>2*e2		
área neta a tracción	3012	
Veff,1,rd	1234,73	kN
Nt,rd	1234,73	
Comprobación	ok	
Comprobación para determinar si se pueden utilizar tornillos ordinarios		
Si es menor se pueden utilizar tornillos ordinarios	0,70	<0,1
si es mayor hay que usae tornillos pretensados		

Resistencia del grupo de tornillos

Resistencia cortante y resistencia al aplastamiento del cubrejuntas de ala			
Fed< Frd			
Resistencia a cortante de los tornillos $F_{vb,Rd} = \frac{\alpha_b f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$			
alfa	0,50		[-]
fub	1000,00		[MPa]
	303,00		[mm2]
	121	Fvb,rd=	kN
Comprobacion	50	Fved	
	ok	Comprobacion	

Resistencia al aplastamiento

alfa	0,76	[-]
Ft,rd	173,43	kN
Comprobacion, la resistencia de los tornillos > la resistencia a aplastamiento	ok	[-]
Fed< la resistencia de todos los tornillos	ok	[-]

Comprobacion del cortante horizontal

Para una unión a tope de tipo portante, se supone que cualquier esfuerzo cortante horizontal se ve compensado por el rozamiento existente en la interfase de la unión a tope

Ved< resistencia a corte de la interfase de la unión a tope				
Carga vertical más el esfuerzo corante coexistente:		1480,15	kN	
Tipo de tratamiento de la superficies		para superficies no tratadas	[-]	
Coeficiente de rozamiento		0,20	[-]	7.3.2 CTE-Acero
Resistencia a corte de la interfase de la unión a tope		296	kN	
Ved		302	kN	
	Verificacion	ok		

Comprobacion del atado vertical

Fuerza de atado	Ftie	2342,30	kN

Resistencia a tracción del cubrejuntas de ala

Donde $N_{t,Rd} = \min\left(N_{pl,Rd}\,; N_{u,Rd}\,; N_{bt,Rd}\right)$

Resistencia a tracción del área bruta

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_{fp} f_{u,p}}{\gamma_{Mu}}$$

área burta	Afp	6120,00	[mm2]
Npl,rd	Npl,rd	2506,23	kN

Resistencia a tracción del área neta

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9\, A_{fp,net} f_{u,p}}{\gamma_{Mu}}$$

área neta		4968,00	[mm2]
Nu,rd		1831,06	kN

Resistencia al arrancamiento del bloque

Si se cumple la siguiente condición, quiere decir que el grupo de tornillos esta sometido a una carga centrada

Dimensiones	2 e2	160,00	[mm]
p2<2*e2		ok	
área neta a tracción	Afp,nt	1632,00	[mm2]
si p2> 2* e2	Afp,nt	1692,00	[mm2]
área neta a cortante	Afp,nv	12384,00	[mm2]
Veff, 1rd		693,68	kN
Min		693,68	kN
Comprobacion	Requisito básico: $F_{tie} \le N_{t,Rd}$	ok	

Resistencia del grupo de tornillos

Resistencia cortante y resistencia al aplastamiento del cubrejuntas de ala

Fed< Frd

Resistencia a cortante de los tornillos

$$F_{vb,Rd} = \frac{\alpha_b f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$$

alfa		0,50	[-]
fub		1000,00	[MPa]
		303,00	[mm2]
	Fvb,rd=	121	kN

Resistencia al aplastamiento

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

alfa		0,69	[-]
Ft,rd		78,83	kN
Comprobacion		ok	[-]
la resistencia de los tornillos > la resistencia a aplastamiento		ok	[-]
Fed< la resistencia de todos los tornillos			

Resistencia al desgarro del alma

Desgarro de la chapa

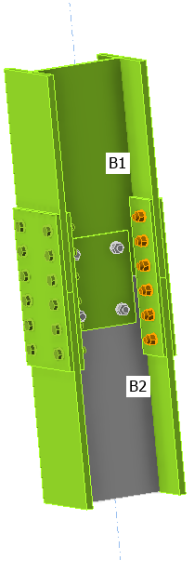
	Anv mm2	Anz mm2	Fv,rd kN		
Modo 1. Desgarro recta de la chapa	1140,00	0,00	196,08	32	VERDADERO
Modo 2. Desgarro en L de la chapa	1080,00	31,00	190,68		VERDADERO
Modo 3. Desgarro recta del alma	1001,92	0,00	172,33		VERDADERO
Modo 4. Desgarro en L de la chapa	669,60	192,20	145,69		VERDADERO

Figura 321:Excel de elaboración propia

Se introduce en Idea Statica:

Análisis	✓	100,0%
Placas	✓	0,8 < 5,0%
Tornillos	✓	99,4 < 100%
Pandeo		No calculado

Cost



Diseño

Nombre	pilar
Descripción	
Análisis	Tensión, deformación/ Cargas en equilibrio

Elementos

Geometría

Nombre	Sección transversal	β – Dirección [°]	γ - Inclinación [°]	α - Rotación [°]	Desplazamiento ex [mm]	Desplazamiento ey [mm]	Desplazamiento ez [mm]
B1	2 - HEB360	0,0	0,0	0,0	0	0	0
B2	3 - HEB360	180,0	0,0	0,0	0	0	0

Apoyos y fuerzas

Nombre	Apoyo	Fuerzas en	X [mm]
B1 / final		Nodo	0
B2 / final	N-Vy-Vz-Mx-My-Mz	Nodo	0

Secciones

Nombre	Material
2 - HEB360	S 275
3 - HEB360	S 275

Tornillos

Nombre	Diámetro [mm]	f_y [MPa]	f_u [MPa]	Área bruta [mm^2]
M22 10.9	22	900,0	1000,0	380

Cargas (Fuerzas en equilibrio)

Nombre	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	B1 / Finalizar	-618,0	0,0	302,0	0,0	351,0	0,0
	B2 / Finalizar	618,0	0,0	302,0	0,0	-351,0	0,0

Fuerzas Desbalanceadas

Nombre	X [kN]	Y [kN]	Z [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	-1236,0	0,0	604,0	0,0	702,0	0,0

Verificación

Resumen

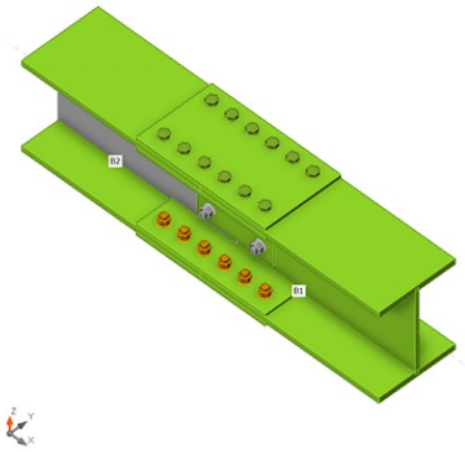
Nombre	Valor	Estado de la verificación
Análisis	100,0%	OK
Placas	0,8 < 5,0%	OK
Tornillos	99,4 < 100%	OK
Pandeo	No calculado	

Placas

Nombre	t_p [mm]	Cargas	σ_{Ed} [MPa]	ε_{Pl} [%]	$\sigma_{c,Ed}$ [MPa]	Estado
B1-bfl 1	22,5	LE1	276,2	0,6	63,3	OK
B1-tfl 1	22,5	LE1	275,2	0,1	91,9	OK
B1-w 1	12,5	LE1	276,7	0,8	91,9	OK
B2-bfl 1	22,5	LE1	276,0	0,5	51,0	OK
B2-tfl 1	22,5	LE1	275,1	0,1	38,0	OK
B2-w 1	12,5	LE1	251,1	0,0	34,1	OK
SPL2a	12,0	LE1	276,0	0,5	53,7	OK
SPL2b	12,0	LE1	276,8	0,8	62,3	OK
SPL2c	12,0	LE1	276,8	0,8	63,3	OK
SPL3a	6,0	LE1	276,8	0,8	32,4	OK
SPL3b	6,0	LE1	276,8	0,8	32,4	OK
SPL4a	15,0	LE1	275,6	0,3	47,4	OK
SPL4b	15,0	LE1	275,3	0,2	37,7	OK
SPL4c	15,0	LE1	275,3	0,2	38,0	OK

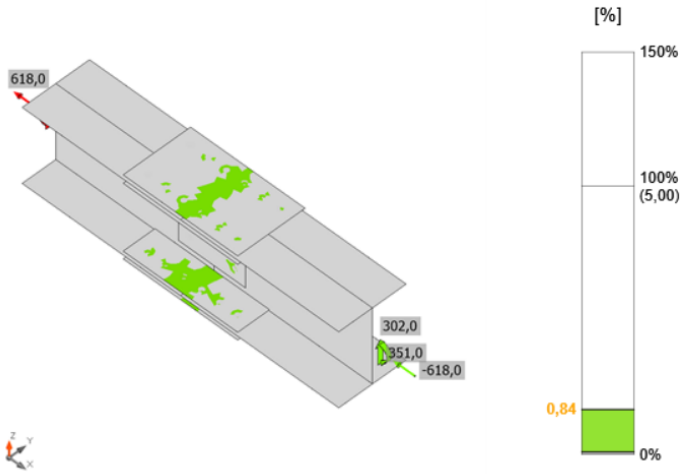
Datos de diseño

Material	f_y [MPa]	ε_{lim} [%]
S 275	275,0	5,0

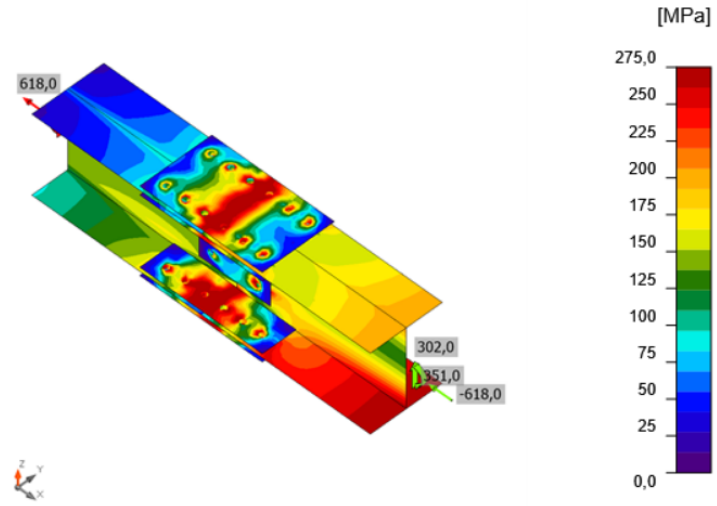


Verificación general, LE1

Verificación general, LE1

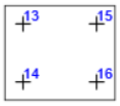
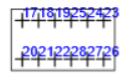


Verificación de deformación, LE1



Tensión equivalente, LE1

Tornillos

Forma	Ítem	Calidad	Cargas	$F_{t,Ed}$ [kN]	$F_{v,Ed}$ [kN]	$F_{b,Rd}$ [kN]	Ut_t [%]	Ut_s [%]	Ut_{ts} [%]	Detallado	Estado
	B1	M22 10.9 - 1	LE1	13,9	115,0	195,5	6,4	94,8	99,4	Aceptar	OK
	B2	M22 10.9 - 1	LE1	14,7	113,9	366,6	6,7	94,0	98,8	Aceptar	OK
	B3	M22 10.9 - 1	LE1	54,2	97,3	366,6	24,8	80,3	98,1	Aceptar	OK
	B4	M22 10.9 - 1	LE1	14,0	114,9	195,5	6,4	94,8	99,4	Aceptar	OK
	B5	M22 10.9 - 1	LE1	14,9	113,9	366,6	6,8	94,0	98,9	Aceptar	OK
	B6	M22 10.9 - 1	LE1	54,1	97,4	366,6	24,8	80,3	98,1	Aceptar	OK
	B7	M22 10.9 - 1	LE1	13,8	115,1	195,5	6,3	94,9	99,4	Aceptar	OK
	B8	M22 10.9 - 1	LE1	16,1	114,1	366,6	7,4	94,1	99,4	Aceptar	OK
	B9	M22 10.9 - 1	LE1	55,5	97,1	366,6	25,4	80,1	98,3	Aceptar	OK
	B10	M22 10.9 - 1	LE1	13,8	115,0	195,5	6,3	94,9	99,4	Aceptar	OK
	B11	M22 10.9 - 1	LE1	16,1	114,1	366,6	7,4	94,1	99,4	Aceptar	OK
	B12	M22 10.9 - 1	LE1	55,6	97,1	366,6	25,5	80,1	98,3	Aceptar	OK
	B13	M22 10.9 - 2	LE1	8,1	27,9	78,9	5,8	35,3	25,6	Aceptar	OK
	B14	M22 10.9 - 2	LE1	16,7	63,7	113,5	12,0	56,2	58,1	Aceptar	OK
	B15	M22 10.9 - 2	LE1	4,7	19,3	113,5	3,3	17,0	17,4	Aceptar	OK
	B16	M22 10.9 - 2	LE1	8,5	29,5	90,4	6,1	32,6	27,1	Aceptar	OK
	B17	M22 10.9 - 3	LE1	20,0	75,7	216,8	9,2	62,4	69,0	Aceptar	OK
	B18	M22 10.9 - 3	LE1	8,1	71,0	366,6	3,7	58,6	61,2	Aceptar	OK
	B19	M22 10.9 - 3	LE1	36,8	62,8	236,5	16,8	51,8	63,8	Aceptar	OK
	B20	M22 10.9 - 3	LE1	20,2	75,7	216,8	9,3	62,4	69,0	Aceptar	OK
	B21	M22 10.9 - 3	LE1	8,1	71,0	366,6	3,7	58,6	61,2	Aceptar	OK
	B21	M22 10.9 - 3	LE1	8,1	71,0	366,6	3,7	58,6	61,2	Aceptar	OK
	B22	M22 10.9 - 3	LE1	37,4	62,8	236,5	17,1	51,8	64,1	Aceptar	OK
	B23	M22 10.9 - 3	LE1	14,2	68,4	366,6	6,5	56,4	61,1	Aceptar	OK
	B24	M22 10.9 - 3	LE1	15,5	69,7	366,6	7,1	57,5	62,6	Aceptar	OK
	B25	M22 10.9 - 3	LE1	53,0	71,0	236,5	24,3	58,6	75,9	Aceptar	OK
	B26	M22 10.9 - 3	LE1	14,2	68,4	366,6	6,5	56,5	61,1	Aceptar	OK
	B27	M22 10.9 - 3	LE1	15,5	69,8	366,6	7,1	57,6	62,7	Aceptar	OK
	B28	M22 10.9 - 3	LE1	52,5	71,1	236,5	24,1	58,6	75,8	Aceptar	OK

Datos de diseño

Calidad	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M22 10.9 - 1	218,2	279,0	121,2
M22 10.9 - 2	218,2	139,5	121,2
M22 10.9 - 3	218,2	348,8	121,2

13.8.4 UNIÓN BASA DE PILAR ARTICULADO:

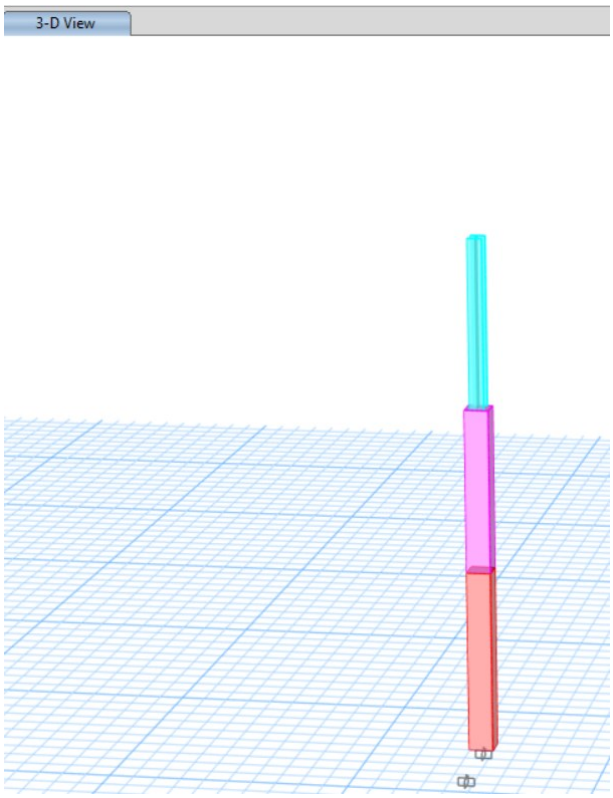


Figura 322:Localización de la unión

Figura 323:Localización de la unión

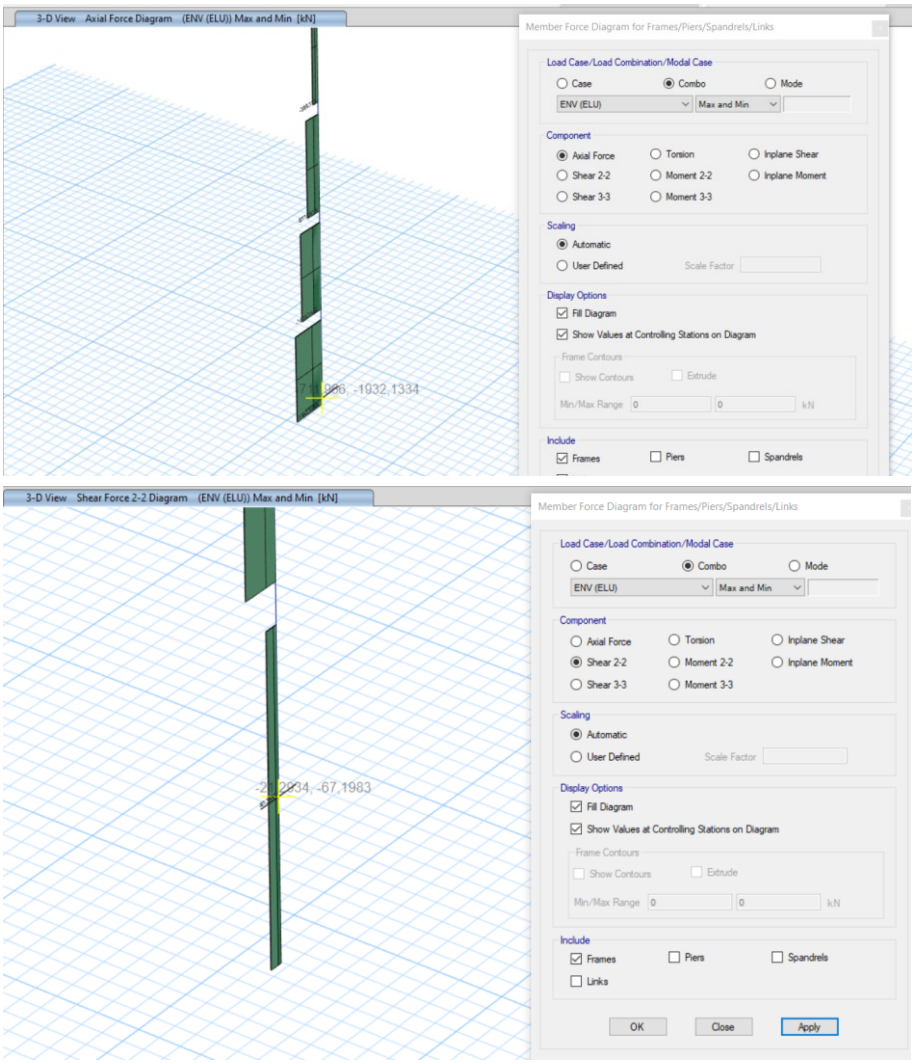


Figura 324:Esfuerzos

CARACTERÍSTICAS DE LA CHAPA			
Acero de la chapa	Acero	S275	[MPa]
Resistencia característica del acero	fyk	275	[MPa]
Resisntecia última del acero de la chapa	fu	430	[MPa]
Largo de la chapa	Lx	420	[mm]
Ancho de la chapa	Ly	360	[mm]
Espesor de la chapa	e	20	[mm]
FACTORES PARCIALES			
Coeficiente de minoración del acero de conectores	γM2	1,25	[-]
Coeficiente parcial de seguridad relativo a la plastificación del material	γM0	1,05	[-]
Coeficiente parcial del hormigon		1,50	[-]
MATERIAL DE LOS PERNOS			
Tipo de acero		10.9	[-]
Resistencia característica del acero	fyk	900	[MPa]
Resistencia ultima	fu	1000	[MPa]
MATERIAL DEL HORMIGON			
Hormigón		HA-30	[-]
Resistencia del hormigon	fck	30	[MPa]
SOLICITACIONES			
Cortante	Ved	68,00	[kN]
Axil	Ned	1932	[kN]

Comprobacion de la resistencia a compresion del bloque de hormigon			EN 1993-1-8-6.2.5
Resistencia de cálculo a aplastamiento del bloque de hormigon	α_{cc}	1,00	[-]
Efectos a largo plazo sonre el factor de resistencia a compresion	β_j	0,67	[-]
factor de calidad de lechada	k_j	1,94	[-]
factor de conecntracion	fjd	26,00	[MPa]
Tension de compresión media en el hormigón bajo la placa base		12,78	[MPa]
Verificación		OK	
Comprobacion De los tornillos			EN 1993-1-8-6.2.5
Métrica tornillo		M16	[-]
Diámetro del tornillo	d	16	[mm]
Diámetro de perforación	do	18	[mm]
Resistencia ultima del acero del tornillo	fu	1000	[MPa]
Área burta del tornillo	A	201	[mm2]
Área resistente del tornillo	As	157	[mm2]
Resistencia a cortante de un perno	Fv,Rd	62,80	[kN]
Número de tornillos mínimos	nmín	2	[-]
Comprobacion de la tension en la placa			EN 1993-1-8-6.2.5
Área de la placa		151200,00	[mm2]
Tension en la placa		12,78	[MPa]
Comprobacion		OK	

Figura 325:Excel de elaboración propia

Se introduce en Idea Statica . Se realizan dos modelos uno modelando únicamente el pilar y otro modelando la losa:

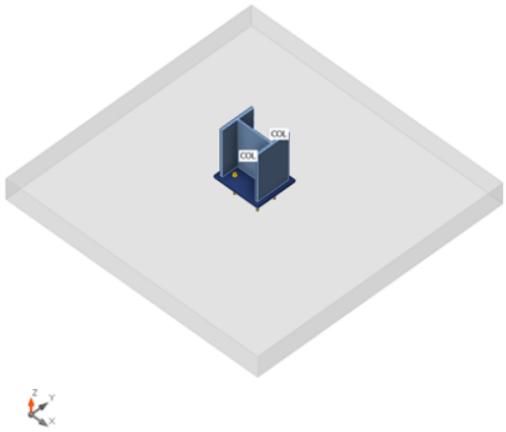
Modelo 1:

Geometría

Nombre	Sección transversal	β – Dirección [°]	γ - Inclinación [°]	α - Rotación [°]	Desplazamiento ex [mm]	Desplazamiento ey [mm]	Desplazamiento ez [mm]
COL	2 - HEB360	0,0	90,0	0,0	0	0	0

Apoyos y fuerzas

Nombre	Apoyo	Fuerzas en	X [mm]
COL / final		Nodo	0



Secciones

Nombre	Material
2 - HEB360	S 275

Anclajes

Nombre	Diámetro [mm]	f_y [MPa]	f_u [MPa]	Área bruta [mm^2]
M16 10.9	16	900,0	1000,0	201

Cargas (Fuerzas en equilibrio)

Nombre	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	COL / Finalizar	-1932,0	0,0	68,0	0,0	0,0	0,0

Fuerzas Desbalanceadas

Nombre	X [kN]	Y [kN]	Z [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	-68,0	0,0	-1932,0	0,0	0,0	0,0

Bloque de la cimentación

Ítem	Valor	Unidad
CB 1		
Dimensiones	2360 x 2420	mm
Profundidad	200	mm
Anclaje	M16 10.9	
Longitud del anclaje	150	mm
Transferencia de la fuerza cortante	Fricción	
Junta de mortero	10	mm

Resumen

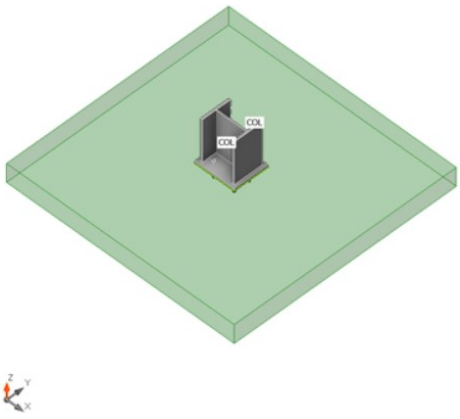
Nombre	Valor	Estado de la verificación
Análisis	100,0%	OK
Placas	0,0 < 5,0%	OK
Anclajes	0,0 < 100%	OK
Soldaduras	0,0 < 100%	OK
Bloque de hormigón	86,7 < 100%	OK
Cortante	14,0 < 100%	OK
Pandeo	No calculado	

Placas

Nombre	t_p [mm]	Cargas	σ_{Ed} [MPa]	ε_{Pl} [%]	$\sigma_{c,Ed}$ [MPa]	Estado
COL-bfl 1	22,5	LE1	219,9	0,0	0,0	OK
COL-tfl 1	22,5	LE1	203,2	0,0	0,0	OK
COL-w 1	12,5	LE1	151,7	0,0	0,0	OK
BP1	20,0	LE1	198,9	0,0	0,0	OK

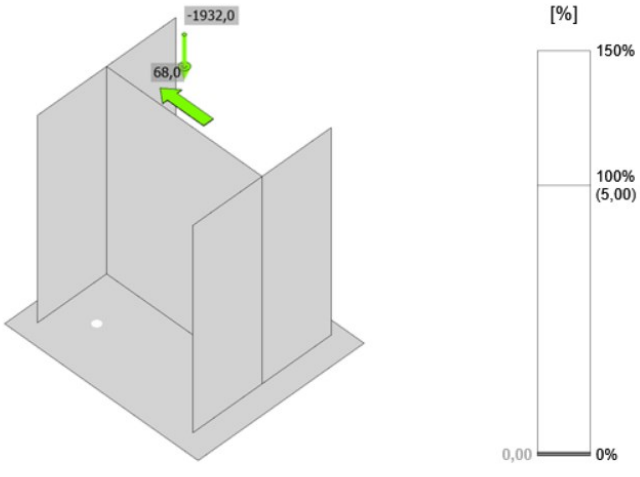
Datos de diseño

Material	f_y [MPa]	ε_{lim} [%]
S 275	275,0	5,0

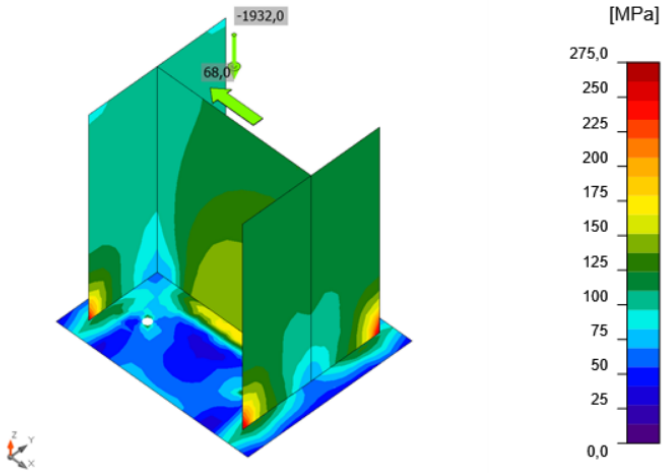


Verificación general, LE1

Verificación general, LE1

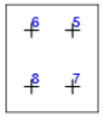


Verificación de deformación, LE1



Tensión equivalente, LE1

Anclajes

Forma	Ítem	Cargas	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]	$V_{Rd,cp}$ [kN]	Ut_t [%]	Ut_s [%]	Ut_{ts} [%]	Detallado	Estado
	A5	LE1	0,0	0,0	207,8	0,0	0,0	0,0	Aceptar	OK
	A6	LE1	0,0	0,0	207,8	0,0	0,0	0,0	Aceptar	OK
	A7	LE1	0,0	0,0	207,8	0,0	0,0	0,0	Aceptar	OK
	A8	LE1	0,0	0,0	207,8	0,0	0,0	0,0	Aceptar	OK

Datos de diseño

Calidad	$N_{Rd,s}$ [kN]
M16 10.9 - 1	95,3

Soldaduras

Ítem	Borde	T_w [mm]	L [mm]	Cargas	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ε_{Pl} [%]	$\sigma_{\perp}$ [MPa]	$\tau_{\perp}$ [MPa]	$\tau_{\parallel}$ [MPa]	Ut [%]	Ut_c [%]	Detallado	Estado
BP1	COL-bfl 1	-	300	-	-	-	-	-	-	-	-	Aceptar	OK
BP1	COL-tfl 1	-	300	-	-	-	-	-	-	-	-	Aceptar	OK
BP1	COL-w 1	-	338	-	-	-	-	-	-	-	-	Aceptar	OK

Datos de diseño

Material	f_u [MPa]	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9 σ [MPa]
S 275	0,0	-	-	-

Bloque de hormigón

Ítem	Cargas	c [mm]	A_{eff} [mm^2]	σ [MPa]	k_j [-]	f_{jd} [MPa]	Ut [%]	Estado
CB 1	LE1	38	86107	22,5	1,94	25,9	86,7	OK

Cortante en el plano de contacto

Nombre	Cargas	V_y [kN]	V_z [kN]	$V_{Rd,y}$ [kN]	$V_{Rd,z}$ [kN]	U_t [%]	Estado
BP1	LE1	0,0	68,0	484,1	484,1	14,0	OK

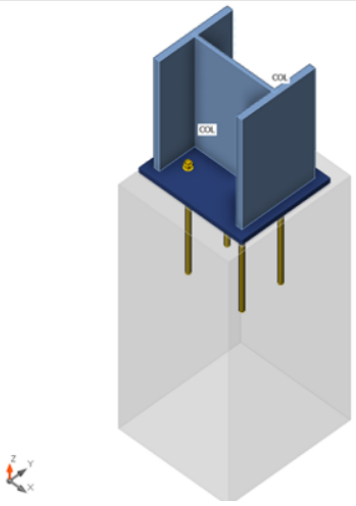
Modelo tipo 2:

Geometría

Nombre	Sección transversal	β – Dirección [°]	γ - Inclinación [°]	α - Rotación [°]	Desplazamiento ex [mm]	Desplazamiento ey [mm]	Desplazamiento ez [mm]
COL	2 - HEB360	0,0	90,0	0,0	0	0	0

Apoyos y fuerzas

Nombre	Apoyo	Fuerzas en	X [mm]
COL / final		Nodo	0



Secciones

Nombre	Material
2 - HEB360	S 275

Anclajes

Nombre	Diámetro [mm]	f_y [MPa]	f_u [MPa]	Área bruta [mm^2]
M16 10.9	16	900,0	1000,0	201

Cargas (Fuerzas en equilibrio)

Nombre	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	COL / Finalizar	-1932,0	0,0	68,0	0,0	0,0	0,0

Fuerzas Desbalanceadas

Nombre	X [kN]	Y [kN]	Z [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	-68,0	0,0	-1932,0	0,0	0,0	0,0

Bloque de la cimentación

Ítem	Valor	Unidad
CB 1		
Dimensiones	500 x 450	mm
Profundidad	1000	mm
Anclaje	M16 10.9	
Longitud del anclaje	400	mm
Transferencia de la fuerza cortante	Fricción	
Junta de mortero	10	mm

Verificación

Resumen

Nombre	Valor	Estado de la verificación
Análisis	100,0%	OK
Placas	0,0 < 5,0%	OK
Anclajes	0,0 < 100%	OK
Soldaduras	0,0 < 100%	OK
Bloque de hormigón	129,2 > 100%	**No OK!**
Cortante	14,0 < 100%	OK
Pandeo	No calculado	

Se decide dar por buena la unión dado que la placa se encuentra dentro de una losa no solo en un pilar.

13.8.5 UNIÓN BASA PILAR ARTICULADA CON ARRIOSTRAMIENTO.

Cargas en la diagonal:

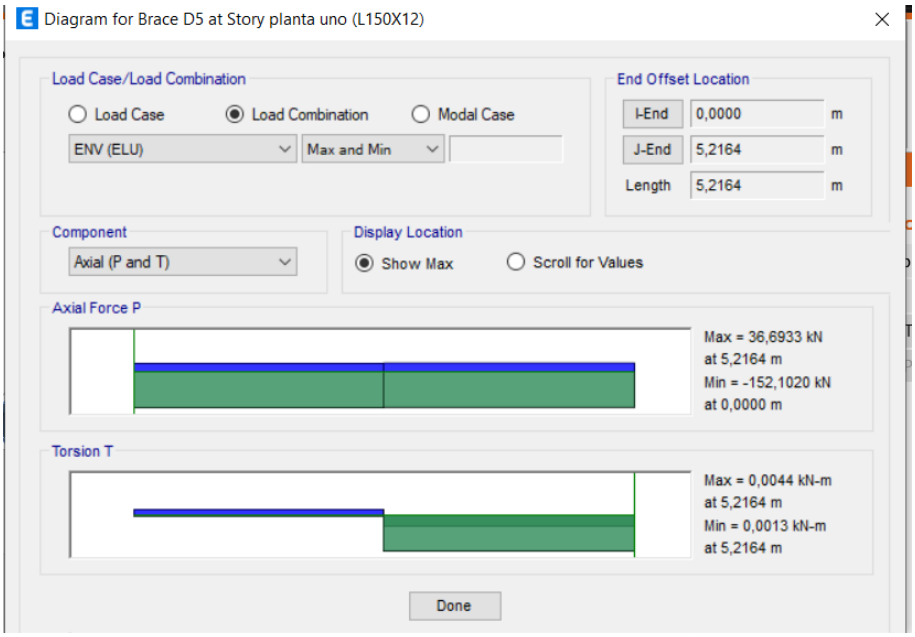


Figura 326:Esfuerzos

Axil pilar.

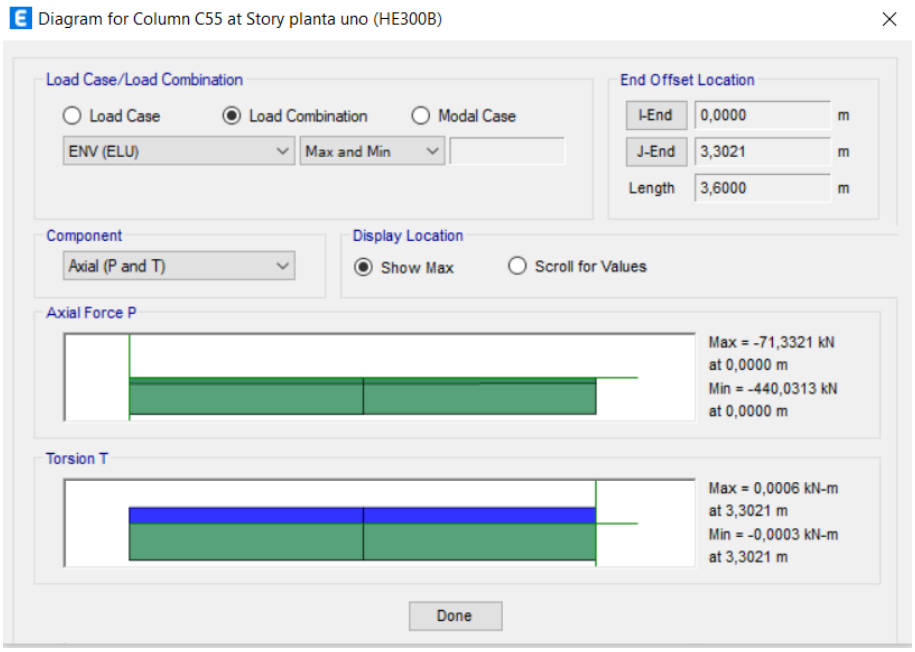


Figura 327:Esfuerzos

Se introducen los valores en idea statica y se verifican:

Análisis Tensión, deformación y Cargas en equilibrio

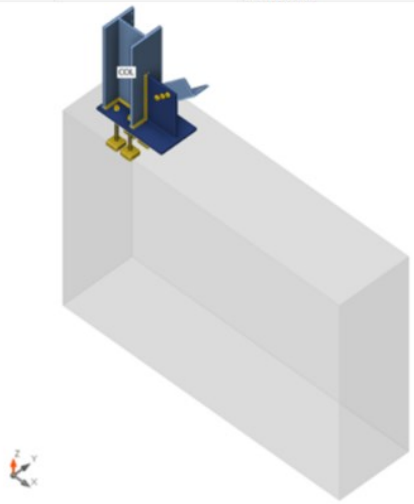
Elementos

Geometría

Nombre	Sección transversal	β – Dirección [°]	γ - Inclinación [°]	α - Rotación [°]	Desplazamiento ex [mm]	Desplazamiento ey [mm]	Desplazamiento ez [mm]
COL	1 - CON1(HEB300)	0,0	90,0	0,0	0	0	0
M2	4 - HFLeq150x150x12	0,0	44,0	0,0	0	0	0

Apoyos y fuerzas

Nombre	Apoyo	Fuerzas en	X [mm]
COL / final		Nodo	0
M2 / final		Posición	0



Secciones

Nombre	Material
1 - CON1(HEB300)	S 275
4 - HFLeq150x150x12	S 275

Anclajes / Tornillos

Nombre	Diámetro [mm]	f_y [MPa]	f_u [MPa]	Área bruta [mm^2]
M20 10.9	20	900,0	1000,0	314

Cargas (Fuerzas en equilibrio)

Nombre	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	COL / Finalizar	-445,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	M2 / Finalizar	37,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
LE4	COL / Finalizar	-445,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	M2 / Finalizar	-152,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Fuerzas Desbalanceadas

Nombre	X [kN]	Y [kN]	Z [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	26,6	0,0	-419,3	1,3	0,0	-1,4
LE4	-109,3	0,0	-550,6	-5,4	0,0	5,6

Bloque de la cimentación

Ítem	Valor	Unidad
CB 1		
Dimensiones	710 x 2835	mm
Profundidad	2000	mm
Anclaje	M20 10.9	
Longitud del anclaje	300	mm
Transferencia de la fuerza cortante	Fricción	
Junta de mortero	10	mm

Verificación

Resumen

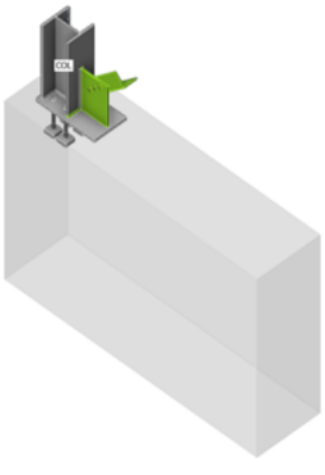
Nombre	Valor	Estado de la verificación
Análisis	100,0%	OK
Placas	0,3 < 5,0%	OK
Tornillos	76,4 < 100%	OK
Anclajes	0,0 < 100%	OK
Soldaduras	65,9 < 100%	OK
Bloque de hormigón	21,8 < 100%	OK
Cortante	78,8 < 100%	OK
Pandeo	No calculado	

Placas

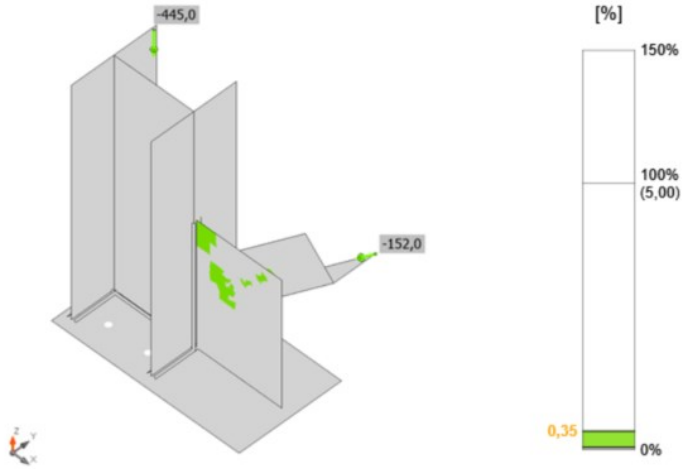
Nombre	t_p [mm]	Cargas	σ_{Ed} [MPa]	ε_{Pl} [%]	$\sigma_{c,Ed}$ [MPa]	Estado
COL-bfl 1	19,0	LE4	220,3	0,0	0,0	OK
COL-tfl 1	19,0	LE4	80,3	0,0	0,0	OK
COL-w 1	11,0	LE4	174,1	0,0	0,0	OK
M2-bfl 1	12,0	LE4	275,7	0,3	0,0	OK
M2-w 1	12,0	LE4	275,4	0,2	224,6	OK
BP1	20,0	LE4	108,5	0,0	0,0	OK
SP 1	20,0	LE4	275,1	0,1	43,0	OK

Explicación del símbolo

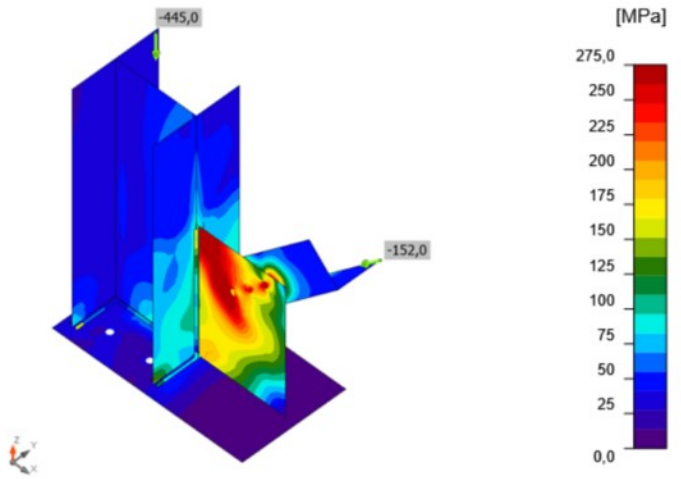
t_p	Espesor de placa
σ_{Ed}	Tensión equivalente
ε_{Pl}	Deformación plástica
$\sigma_{c,Ed}$	Tensiones de Contacto
f_y	Límite elástico
ε_{lim}	Límite de la deformación plástica



Verificación general, LE4

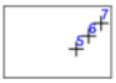


Verificación de deformación, LE4



Tensión equivalente, LE4

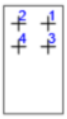
Tornillos

Forma	Ítem	Calidad	Cargas	$F_{t,Ed}$ [kN]	$F_{v,Ed}$ [kN]	$F_{b,Rd}$ [kN]	Ut_t [%]	Ut_s [%]	Ut_{ts} [%]	Detallado	Estado
	B5	M20 10.9 - 1	LE4	20,5	64,4	206,4	11,6	65,7	74,0	Aceptar	OK
	B6	M20 10.9 - 1	LE4	37,5	49,6	182,9	21,3	50,6	65,8	Aceptar	OK
	B7	M20 10.9 - 1	LE4	50,8	54,8	206,4	28,8	55,9	76,4	Aceptar	OK

Datos de diseño

Calidad	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M20 10.9 - 1	176,4	247,2	98,0

Anclajes

Forma	Ítem	Cargas	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]	$N_{Rd,p}$ [kN]	$V_{Rd,cp}$ [kN]	Ut_t [%]	Ut_s [%]	Ut_{ts} [%]	Detallado	Estado
	A1	LE4	0,0	0,0	1210,7	258,6	0,0	0,0	0,0	Aceptar	OK
	A2	LE4	0,0	0,0	1210,7	258,6	0,0	0,0	0,0	Aceptar	OK
	A3	LE4	0,0	0,0	1210,7	258,6	0,0	0,0	0,0	Aceptar	OK
	A4	LE4	0,0	0,0	1210,7	258,6	0,0	0,0	0,0	Aceptar	OK

Datos de diseño

Calidad	$N_{Rd,s}$ [kN]
M20 10.9 - 2	148,8

Soldaduras

Ítem	Borde	T_w [mm]	L [mm]	Cargas	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ε_{pl} [%]	$\sigma_{\perp}$ [MPa]	$\tau_{\perp}$ [MPa]	$\tau_{\parallel}$ [MPa]	Ut [%]	Ut_c [%]	Detallado	Estado
BP1	COL-bfl 1	◢ 8,0 ◣	299	LE4	266,6	0,0	-139,0	-113,0	-66,9	65,9	48,6	Aceptar	OK
		◢ 8,0 ◣	299	LE4	130,1	0,0	-27,6	53,5	50,2	32,1	28,4	Aceptar	OK
BP1	COL-tfl 1	◢ 8,0 ◣	299	LE4	142,1	0,0	-61,8	-65,9	33,4	35,1	26,5	Aceptar	OK
		◢ 8,0 ◣	299	LE4	151,7	0,0	-68,6	64,7	-43,8	37,5	29,5	Aceptar	OK
BP1	COL-w 1	◢ 8,0 ◣	280	LE4	69,9	0,0	-1,6	-7,8	39,6	17,3	12,9	Aceptar	OK
		◢ 8,0 ◣	280	LE4	74,6	0,0	-34,1	33,1	-19,3	18,4	11,2	Aceptar	OK
COL-bfl 1	SP 1	◢ 8,0 ◣	449	LE4	175,0	0,0	120,3	-73,0	7,4	43,2	34,8	Aceptar	OK
		◢ 8,0 ◣	449	LE4	228,3	0,0	-136,7	-89,3	-56,3	56,4	52,5	Aceptar	OK

Datos de diseño

Material	f_u [MPa]	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9 σ [MPa]
S 275	430,0	0,85	404,7	309,6

Bloque de hormigón

Ítem	Cargas	c [mm]	A_{eff} [mm^2]	σ [MPa]	k_j [-]	f_{jd} [MPa]	Ut [%]	Estado
CB 1	LE4	33	74955	7,4	2,54	34,0	21,8	OK

Explicación del símbolo

c	Anchura del área portante
A_{eff}	Área efectiva
σ	Tensión media en el hormigón
k_j	Factor de concentración
f_{jd}	Resistencia portante última del bloque de hormigón
Ut	Utilización

Cortante en el plano de contacto

Nombre	Cargas	V_y [kN]	V_z [kN]	$V_{Rd,y}$ [kN]	$V_{Rd,z}$ [kN]	U_t [%]	Estado
BP1	LE4	0,0	109,3	138,8	138,8	78,8	OK

13.8.6 UNIÓN VIGA METÁLICA ARTICULADA A MURO

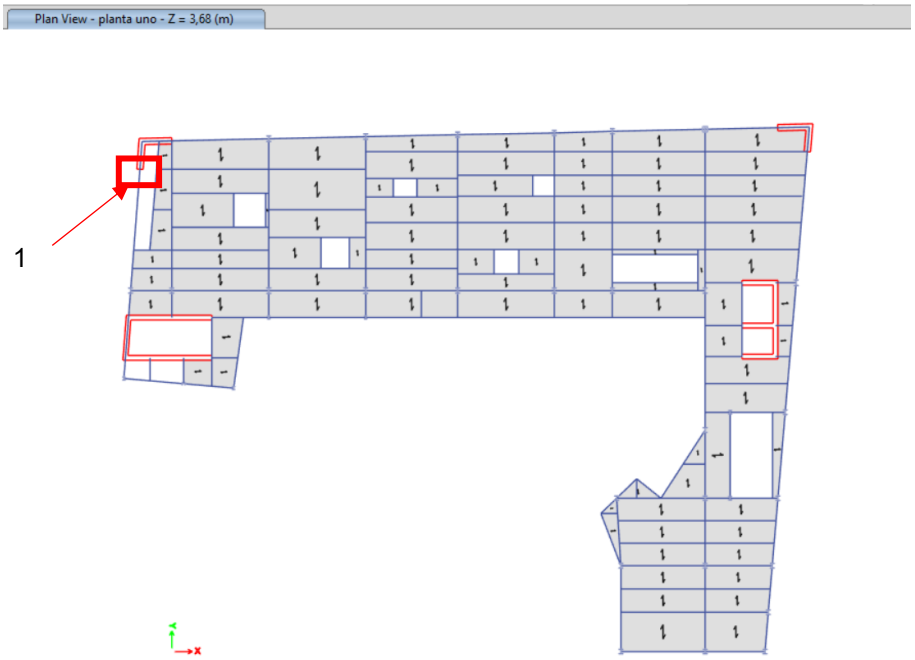


Figura 328:Localización de la unión

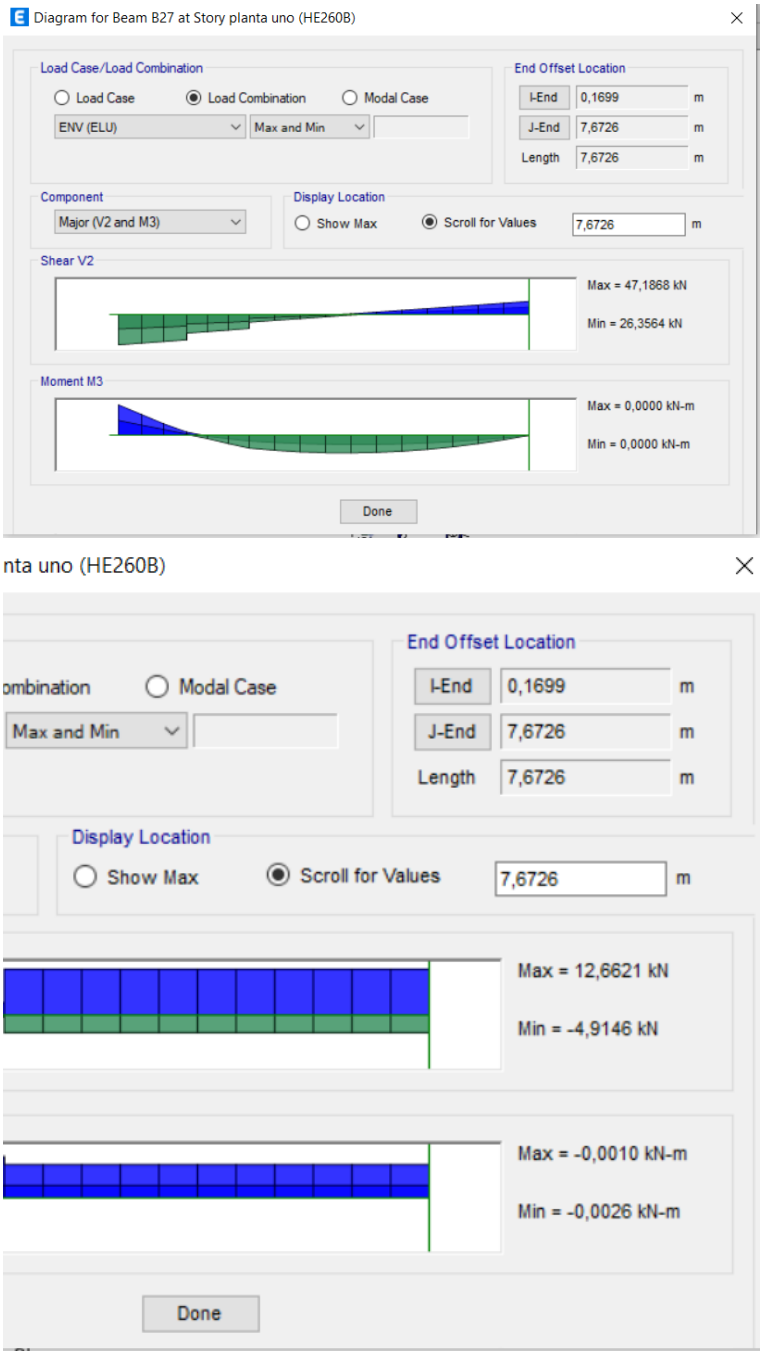
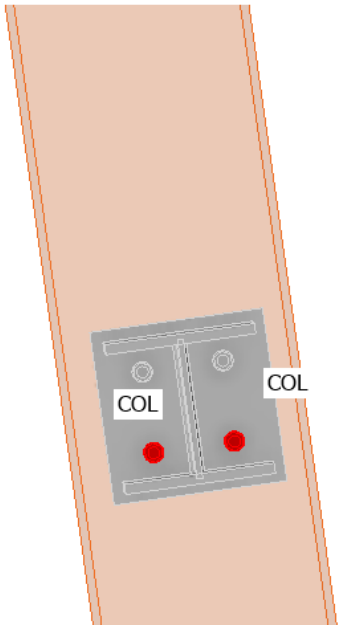


Figura 329:Esfuerzos

Unión tipo 1:

Se modela en Idea Statica y se obtiene el siguiente grado de utilizacion:

Analysis	✓	100,0%
Plates	✓	0,0 < 5,0%
Anchors	✗	198,4 > 100%
Welds	✓	11,9 < 100%
Concrete block		Not calculated
Buckling		Not calculated



Interaction of tensile and shear forces in concrete (EN 1992-4 – Table 7.3)

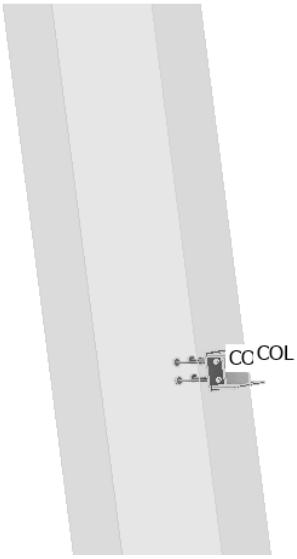
$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,i}}\right)^{1,5} + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,i}}\right)^{1,5} = \quad 1{,}71 \quad > \quad 1{,}0$$

Where:

$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,i}}$		– the largest utilization value for tension failure modes
$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,i}}$		– the largest utilization value for shear failure modes
$\frac{N_{Ed,g}}{N_{Rd,c}}$	= 17%	– concrete breakout failure of anchor in tension
$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,p}}$	= 1%	– concrete pullout failure
$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,cb}}$	= 1%	– concrete blowout failure
$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}}$	= 138%	– concrete edge failure
$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,cb}}$	= 27%	– concrete pryout failure

Si se realiza la verificacion en idea statica sin que verifique lla rotura del cono de hormigon por cortante , poniendo que verifique solo la rotura a traccion.

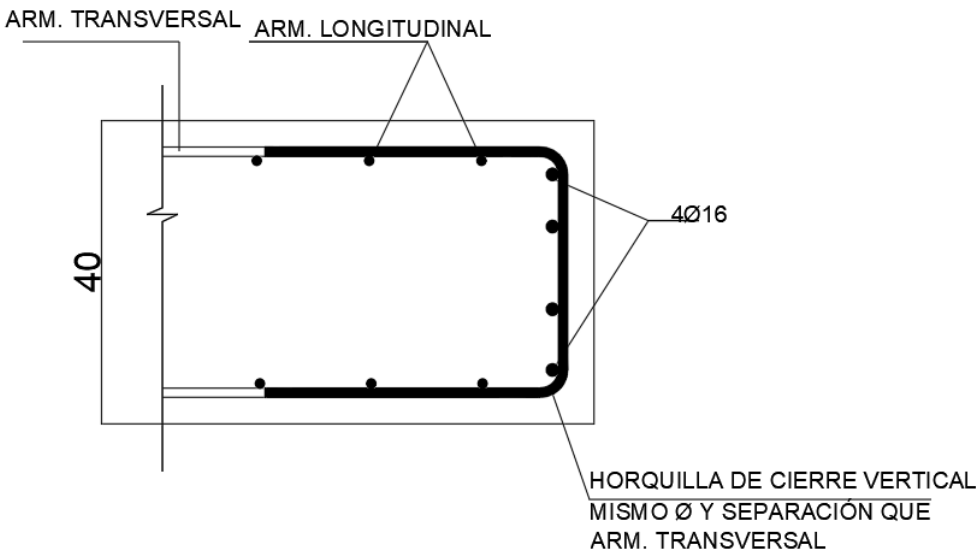
Analysis	✓	100,0%
Plates	✓	0,0 < 5,0%
Anchors	✓	17,1 < 100%
Welds	✓	11,9 < 100%
Concrete block		Not calculated
Buckling		Not calculated



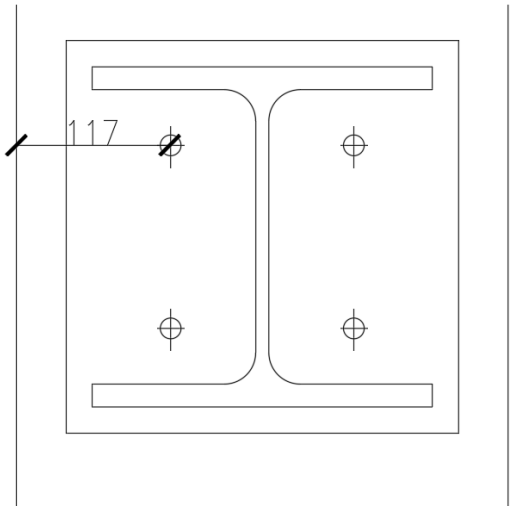
Supplementary reinforcement (EN 1992-4 – 7.2.2.6)

Supplementary reinforcement should resist force of 48,0 kN in shear.

De tal forma que se verifica si la armadura existe en el borde del muro seria suficiente para coser la rotura del cono a cortante.



Y se verifica en un excel de acuerdo al eurocódiigo EN 1992-4:2018, la armadura con la que se puede contar tiene que estar a menos de 0,75* c1, siendo c1 =

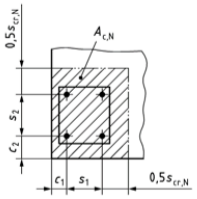


De tal forma que cada perno se lleva dos barras.

BS_EN1992-4_2018

DATOS DE ENTRADA

Geometría pilar-muro			
Recubrimiento	rec	35,0	[mm]
Propiedades del hormigón			
Tipo de hormigón	HA	HA30	[-]
Resistencia caracterísitca del hormigón	f_{ck}	30,0	[MPa]
Resistencia media a compresión del horm sobre probeta cilíndrica	f_{cm}	38,0	[MPa]
Resistencia media a tracción	f_{ctm}	2,9	[MPa]
Resistencia media a flexotracción	$f_{ctm,fl}$	2,9	[MPa]
Módulo de elasticidad secante del hormigón	E_{cm}	32,8	[GPa]
Propiedades del acero de refuerzo			
Límite elástico característico	fy_k	500	[MPa]
Módulo de elasticidad del acero	Es	200000	[MPa]
Deformación unitaria de fluencia	ε_y	0,217%	[-]
Factores parciales de los materiales			
Coeficiente de minoración del hormigón	γ_c	1,50	[-]
Coeficiente de minoración de la armadura pasiva	γ_s	1,15	[-]
Geometría pernos			
Largo del perno	Heff	600	[mm]
Separación al borde de hormigón del perno dirección 1	c1	130	[mm]
Separación al borde de hormigón del perno dirección 2	c2	100000	[mm]
Separación entre pernos dirección 1	S1	140	[mm]
Separación entre pernos dirección 2	S2	140	[mm]
Solicitaciones			
Cortante solicitante por perno	Ved	24,0	[kN]
Cortante solicitante de todos los pernos	Ved total	48,0	[kN]
Axil solicitante total	Ned total	0,0	[kN]
Axil por perno	Ned	0,0	[kN]



DISEÑO DEL REFUERZO A CORTANTE

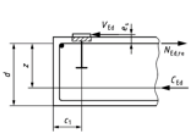
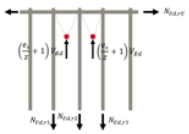
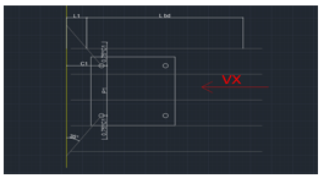
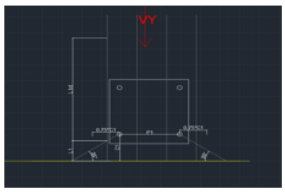


Figura 6.8



Bielas y tirantes





DISEÑO DEL REFUERZO A CORTANTE

Cálculo de la fuerza a resistir Ned				
Recubrimiento de la armadura (es)	cedge	35	[mm]	6.4.3 (1)
Espesor del elemento de hormigón o mín (2hef;2c1)	d	260	[mm]	6.4.3 (1)
Brazo	z	221	[mm]	6.4.3 (1)
Fuerza a resisitir a cortante por el grupo de barras	Ned,re total	56	[kN]	6.4.3 (1) Ec (6.6)
Fuerza a resistir de cortante de un perno	Ned,re perno	28	[kN]	6.4.3 (1) Ec (6.6)
Verificación barra sumplementaria - individual				
Armadura que resisten el cortante ≤ 16 mm	Φ1	16	[mm]	
Área de una barra	As1	2	[cm2]	
Resistencia de una barra	Nrd1	87	[kN]	
Fuerza a resistir de cortante de la barra suplementaria	Ned,rE	28	[kN]	Bielas y tirantes
Verificación barra sumplementaria	FU1	32%	[-]	
Se considera el caso más conservador con una barra entre pernos, como en la figura de bielas y tirantes				
Verificación barra transversal a las suplementarias				
Armadura barra de borde	Φ2	12	[mm]	
Área de armadura de la barra de borde	As2	1,13	[cm2]	
Resistencia de una barra de borde	Nrd2	49	[kN]	
Fuerza a resistir de cortante en la barra de borde	Ned,rE	10,97	[kN]	Bielas y tirantes
Verificación barra de borde	FU2	22%	[-]	
Verificación barra sumplementaria - grupo				
Separación entre anclajes	P2	140	[mm]	
Número de barras dispuestas	nb	4	[-]	
Dimensión para contar la armadura a cortante	D	335	[mm]	
Numero mínimo de barras que resisten el cortante	nbmín	2,23	[-]	
Resistencia del grupo de barras	Nrd3	350	[kN]	
Verificación grupo de barras suplementarias	FU3	16%	[-]	

De tal forma que cumple la armadura de borde del muro.

Figura 330:Localización de la unión

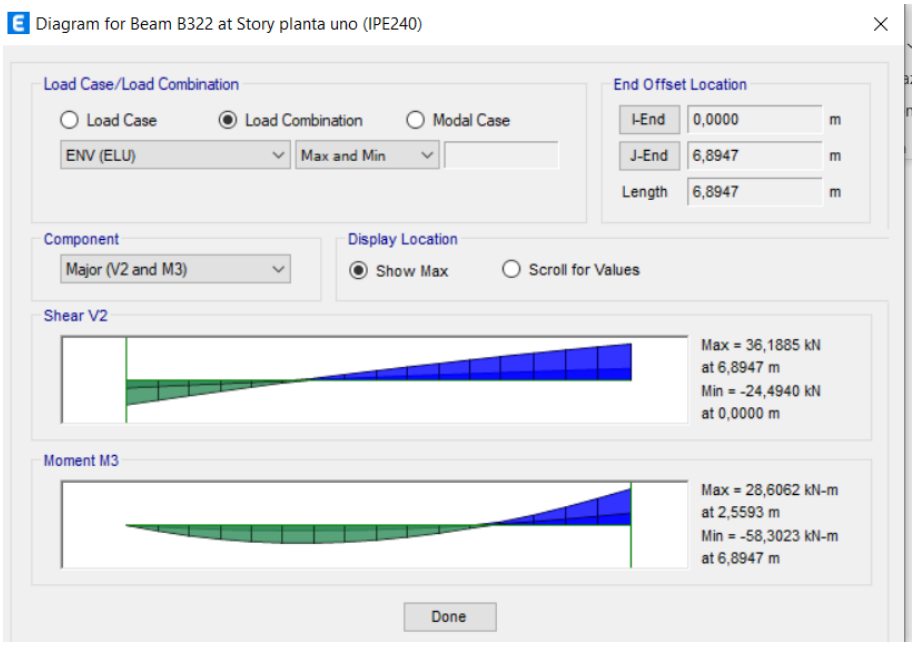


Figura 331:Esfuerzos

SOLICITACIONES			
Esfuerzo a cortante de cálculo	Ved	25	[kN]
Cortante plástico de la pieza	Vplrd	289	[kN]
Esfuerzo de cálculo de la unión	Vjed	96	

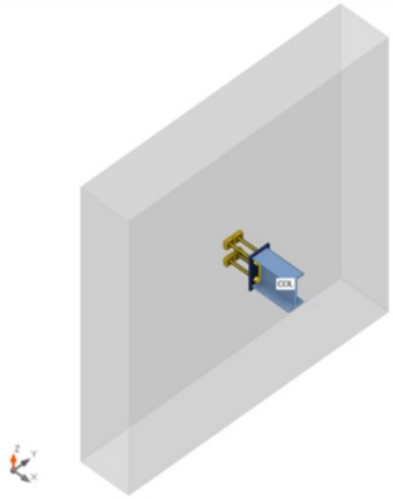
Se verifica en idea Statica:

Geometría

Nombre	Sección transversal	β – Dirección [°]	γ - Inclinación [°]	α - Rotación [°]	Desplazamiento ex [mm]	Desplazamiento ey [mm]	Desplazamiento ez [mm]
COL	35 - IPE240	0,0	0,0	0,0	0	0	0

Apoyos y fuerzas

Nombre	Apoyo	Fuerzas en	X [mm]
COL / final		Nodo	0



Secciones

Nombre	Material
35 - IPE240	S 275

Nombre	Material
35 - IPE240	S 275

Anclajes

Nombre	Diámetro [mm]	f_y [MPa]	f_u [MPa]	Área bruta [mm^2]
M16 10.9	16	900,0	1000,0	201

Cargas (Fuerzas en equilibrio)

Nombre	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	COL / Finalizar	3,2	0,0	-96,0	0,0	0,0	0,0

Fuerzas Desbalanceadas

Nombre	X [kN]	Y [kN]	Z [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	3,2	0,0	-96,0	0,0	0,0	0,0

Bloque de la cimentación

Ítem	Valor	Unidad
CB 1		
Dimensiones	2160 x 2280	mm
Profundidad	400	mm
Anclaje	M16 10.9	
Longitud del anclaje	200	mm
Transferencia de la fuerza cortante	Anclajes	

Verificación

Resumen

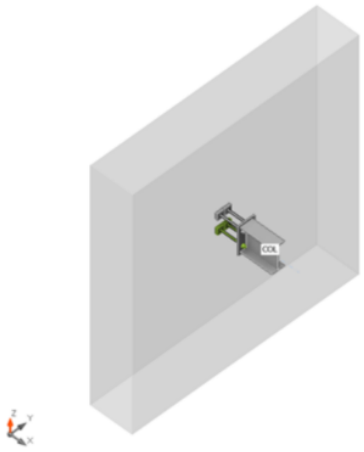
Nombre	Valor	Estado de la verificación
Análisis	100,0%	OK
Placas	0,0 < 5,0%	OK
Anclajes	88,8 < 100%	OK
Soldaduras	24,5 < 100%	OK
Bloque de hormigón	No calculado	
Pandeo	No calculado	

Placas

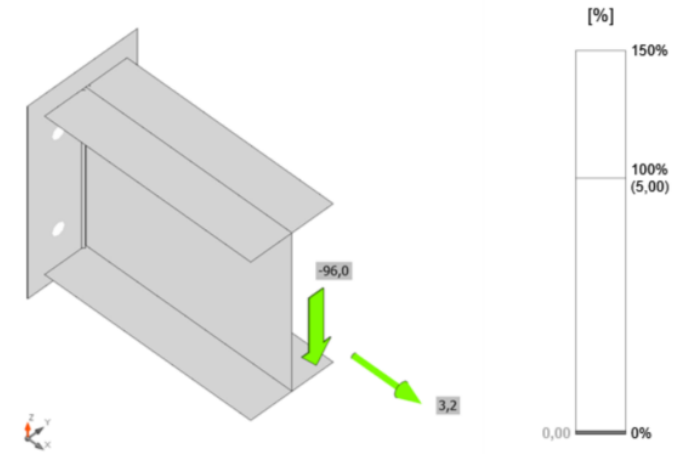
Nombre	t_p [mm]	Cargas	σ_{Ed} [MPa]	ε_{Pl} [%]	$\sigma_{c,Ed}$ [MPa]	Estado
COL-bfl 1	9,8	LE1	95,6	0,0	0,0	OK
COL-tfl 1	9,8	LE1	94,0	0,0	0,0	OK
COL-w 1	6,2	LE1	130,2	0,0	0,0	OK
BP1	10,0	LE1	130,7	0,0	0,0	OK

Datos de diseño

Material	f_y [MPa]	ε_{lim} [%]
S 275	275,0	5,0

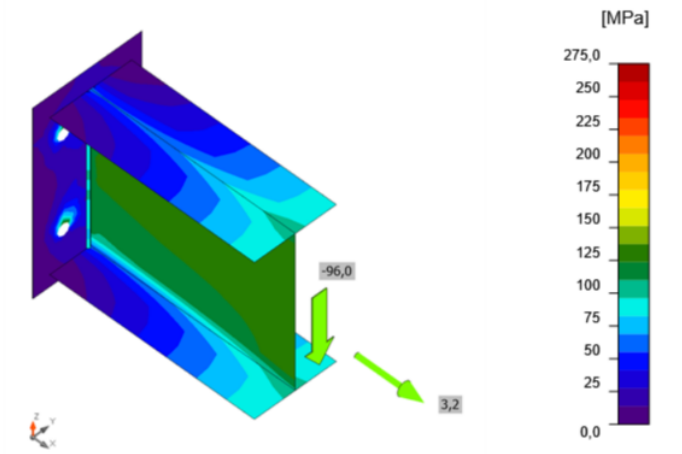


Verificación general, LE1



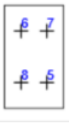
Verificación de deformación, LE1

Verificación de deformación, LE1



Tensión equivalente, LE1

Anclajes

Forma	Ítem	Cargas	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]	$N_{Rd,c}$ [kN]	$N_{Rd,p}$ [kN]	$N_{Rd,cb}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,cp}$ [kN]	Ut_t [%]	Ut_s [%]	Ut_{ts} [%]	Detallado	Estado
	A5	LE1	1,2	24,1	119,4	509,8	0,0	108,1	253,2	3,1	88,8	84,2	Aceptar	OK
	A6	LE1	0,7	23,9	119,4	509,8	0,0	0,0	253,2	3,1	45,7	23,9	Aceptar	OK
	A7	LE1	0,7	23,9	119,4	509,8	0,0	0,0	253,2	3,1	45,7	23,9	Aceptar	OK
	A8	LE1	1,2	24,1	119,4	509,8	0,0	108,1	253,2	3,1	88,8	84,2	Aceptar	OK

Datos de diseño

Calidad	$N_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]
M16 10.9 - 1	95,3	52,3

Soldaduras

Ítem	Borde	T_w [mm]	L [mm]	Cargas	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ε_{pl} [%]	$\sigma_{\perp}$ [MPa]	$\tau_{\perp}$ [MPa]	$\tau_{\parallel}$ [MPa]	Ut [%]	Ut_c [%]	Detallado	Estado
BP1	COL-w 1	◢ 4,0 ◣	229	LE1	99,1	0,0	-18,7	-18,7	-53,0	24,5	24,4	Aceptar	OK
		◢ 4,0 ◣	229	LE1	99,0	0,0	-18,7	18,7	53,0	24,5	24,4	Aceptar	OK

Datos de diseño

Material	f_u [MPa]	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9 σ [MPa]
S 275	430,0	0,85	404,7	309,6

Bloque de hormigón

Ítem	Cargas	c [mm]	A_{eff} [mm^2]	σ [MPa]	k_j [-]	f_{jd} [MPa]	Ut [%]	Estado
CB 1	LE1	0	0	0,0	0,00	0,0	0,0	OK

Pandeo

El análisis de pandeo no se ha calculado.

13.8.7 UNIÓN VIGA EMPOTRA A PILAR FRONTAL CON MUÑÓN (VIGAS DE GRAN LONGITUD)

Figura 332:Localización de la unión

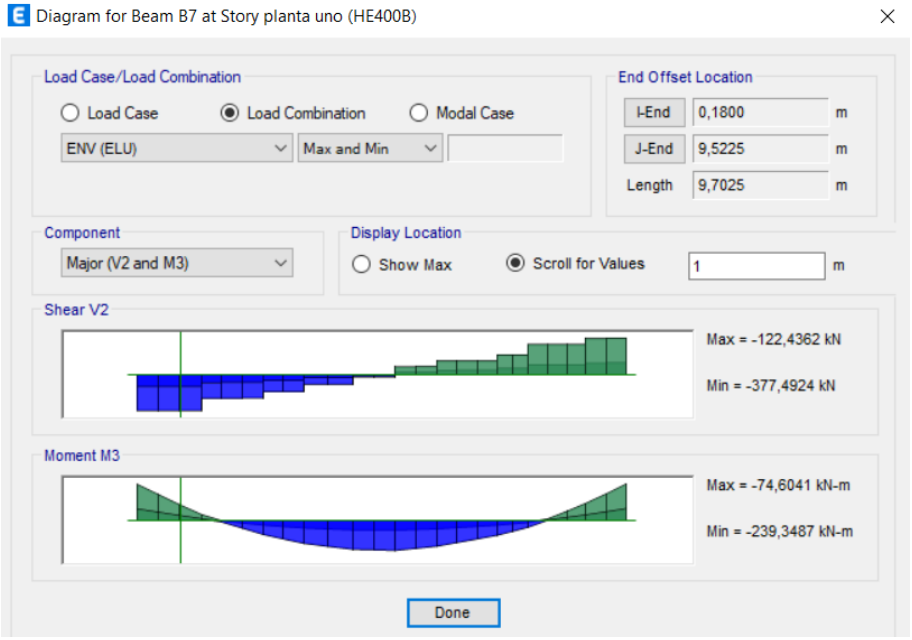


Figura 333:Esfuerzos

Reporte de idea statica:

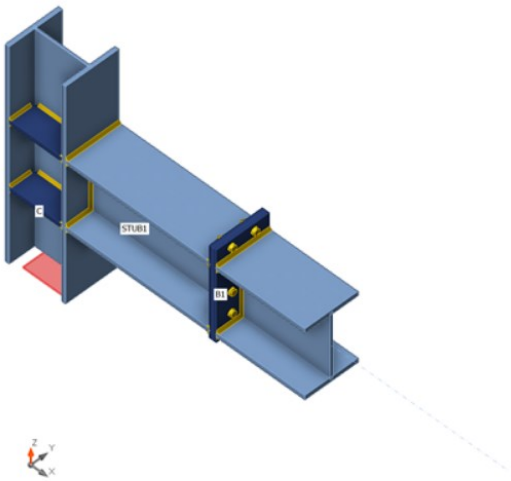
Elementos

Geometría

Nombre	Sección transversal	β – Dirección [°]	γ - Inclinación [°]	α - Rotación [°]	Desplazamiento ex [mm]	Desplazamiento ey [mm]	Desplazamiento ez [mm]
C	1 - CON1(HEB340)	0,0	90,0	0,0	0	0	0
B1	2 - CON1(HEB400)	0,0	0,0	0,0	0	0	0

Apoyos y fuerzas

Nombre	Apoyo	Fuerzas en	X [mm]
C / inicial	N-Vy-Vz-Mx-My-Mz	Nodo	0
C / final		Nodo	0
B1 / final		Nodo	0



Secciones

Secciones

Nombre	Material
1 - CON1(HEB340)	S 275
2 - CON1(HEB400)	S 275

Tornillos

Nombre	Diámetro [mm]	f_y [MPa]	f_u [MPa]	Área bruta [mm^2]
M20 10.9	20	900,0	1000,0	314

Cargas (Fuerzas en equilibrio)

Nombre	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	C / Inicial	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	C / Finalizar	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	B1 / Finalizar	0,0	0,0	-377,0	0,0	240,0	0,0

Fuerzas Desbalanceadas

Nombre	X [kN]	Y [kN]	Z [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	0,0	0,0	-377,0	0,0	240,0	0,0

Verificación

Resumen

Nombre	Valor	Estado de la verificación
Análisis	100,0%	OK
Placas	0,2 < 5,0%	OK
Tornillos	96,8 < 100%	OK
Soldaduras	74,7 < 100%	OK
Pandeo	No calculado	

Placas

Nombre	t_p [mm]	Cargas	σ_{Ed} [MPa]	ε_{Pl} [%]	$\sigma_{c,Ed}$ [MPa]	Estado
C-bfl 1	21,5	LE1	264,1	0,0	0,0	OK
C-tfl 1	21,5	LE1	145,6	0,0	0,0	OK
C-w 1	12,0	LE1	233,1	0,0	0,0	OK
B1-bfl 1	24,0	LE1	202,6	0,0	0,0	OK
B1-tfl 1	24,0	LE1	143,3	0,0	0,0	OK
B1-w 1	13,5	LE1	232,1	0,0	0,0	OK
STUB1-bfl 1	24,0	LE1	212,7	0,0	0,0	OK
STUB1-tfl 1	24,0	LE1	164,8	0,0	0,0	OK
STUB1-w 1	13,5	LE1	194,8	0,0	0,0	OK
STUB1-EPa	20,0	LE1	275,4	0,2	42,8	OK
STUB1-EPb	20,0	LE1	275,5	0,2	42,8	OK
STIFF1a	25,0	LE1	121,4	0,0	0,0	OK

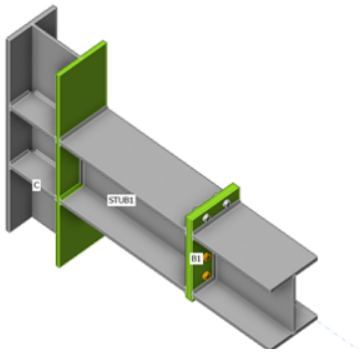
STIFF1b	25,0	LE1	121,5	0,0	0,0	OK
STIFF1c	25,0	LE1	97,7	0,0	0,0	OK
STIFF1d	25,0	LE1	97,7	0,0	0,0	OK

Datos de diseño

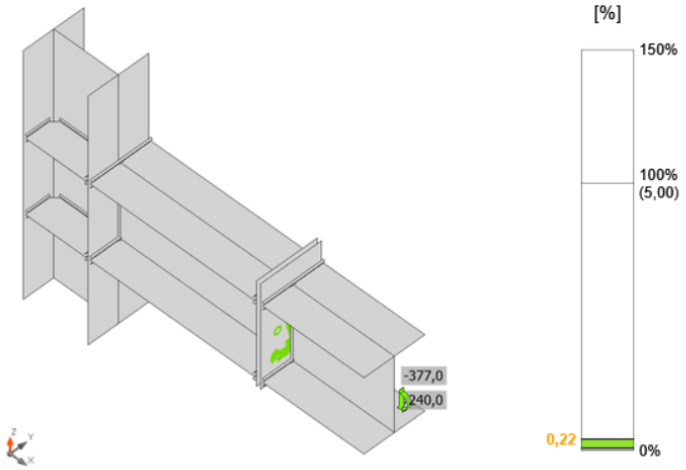
Material	f_y [MPa]	ε_{lim} [%]
S 275	275,0	5,0

Explicación del símbolo

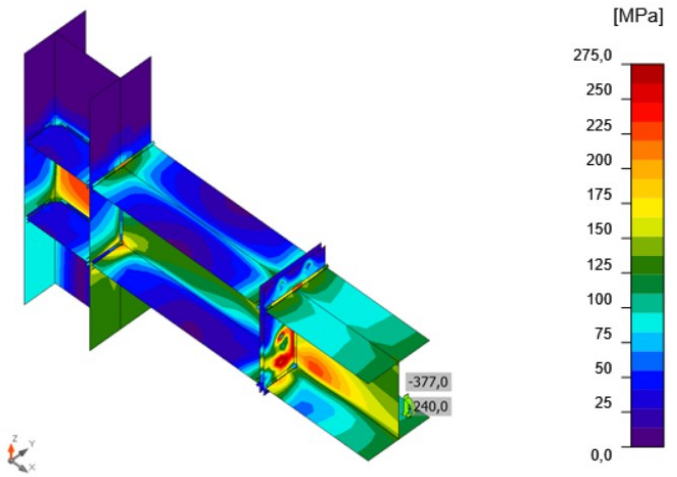
t_p	Espesor de placa
σ_{Ed}	Tensión equivalente
ε_{Pl}	Deformación plástica
$\sigma_{c,Ed}$	Tensiones de Contacto
f_y	Límite elástico
ε_{lim}	Límite de la deformación plástica



Verificación general, LE1

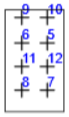


Verificación de deformación, LE1



Tensión equivalente, LE1

Tornillos

Forma	Ítem	Calidad	Cargas	$F_{t,Ed}$ [kN]	$F_{v,Ed}$ [kN]	$F_{b,Rd}$ [kN]	Ut_t [%]	Ut_s [%]	Ut_{ts} [%]	Detallado	Estado
	B5	M20 10.9 - 1	LE1	23,4	54,9	344,0	13,3	56,0	65,5	Aceptar	OK
	B6	M20 10.9 - 1	LE1	23,5	54,9	344,0	13,3	56,0	65,5	Aceptar	OK
	B7	M20 10.9 - 1	LE1	167,7	28,3	344,0	95,1	28,9	96,8	Aceptar	OK
	B8	M20 10.9 - 1	LE1	167,6	28,4	344,0	95,0	29,0	96,8	Aceptar	OK
	B9	M20 10.9 - 1	LE1	0,8	48,8	208,5	0,5	49,8	50,1	Aceptar	OK
	B10	M20 10.9 - 1	LE1	0,5	48,8	208,5	0,3	49,8	50,0	Aceptar	OK
	B11	M20 10.9 - 1	LE1	93,5	56,5	344,0	53,0	57,6	95,5	Aceptar	OK
	B12	M20 10.9 - 1	LE1	93,6	56,5	344,0	53,1	57,7	95,6	Aceptar	OK

Datos de diseño

Calidad	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M20 10.9 - 1	176,4	411,9	98,0

Soldaduras

Ítem	Borde	T_w [mm]	L [mm]	Cargas	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ε_{Pl} [%]	$\sigma_{\perp}$ [MPa]	$\tau_{\perp}$ [MPa]	$\tau_{\parallel}$ [MPa]	Ut [%]	Ut_c [%]	Detallado	Estado
STUB1-EPa	B1-bfl 1	◢ 10,0 ◣	299	LE1	165,3	0,0	103,1	61,2	-42,7	40,8	25,3	Aceptar	OK
		◢ 10,0 ◣	299	LE1	106,3	0,0	-38,0	44,6	-36,0	26,3	18,1	Aceptar	OK
STUB1-EPa	B1-tfl 1	◢ 10,0 ◣	299	LE1	221,5	0,0	-122,3	-105,6	-14,6	54,7	36,9	Aceptar	OK
		◢ 10,0 ◣	299	LE1	156,9	0,0	-65,4	82,1	-6,6	38,8	19,2	Aceptar	OK
STUB1-EPa	B1-w 1	◢ 8,0 ◣	375	LE1	211,1	0,0	99,1	96,6	-47,3	52,2	25,6	Aceptar	OK
		◢ 8,0 ◣	375	LE1	209,8	0,0	95,0	-97,5	46,5	51,8	25,6	Aceptar	OK
STUB1-EPb	STUB1-bfl 1	◢ 10,0 ◣	299	LE1	147,9	0,0	72,4	41,7	61,7	36,5	21,1	Aceptar	OK
		◢ 10,0 ◣	299	LE1	101,2	0,0	-29,0	53,4	16,9	25,0	14,9	Aceptar	OK
STUB1-EPb	STUB1-tfl 1	◢ 10,0 ◣	299	LE1	173,9	0,0	-104,8	-74,3	-30,1	43,0	38,7	Aceptar	OK
		◢ 10,0 ◣	299	LE1	75,4	0,0	-34,4	38,7	-0,7	18,6	18,6	Aceptar	OK
STUB1-EPb	STUB1-w 1	◢ 8,0 ◣	375	LE1	241,9	0,0	106,5	103,2	-71,2	59,8	38,9	Aceptar	OK
		◢ 8,0 ◣	375	LE1	242,0	0,0	101,2	-104,6	71,9	59,8	38,0	Aceptar	OK
C-bfl 1	STUB1-bfl 1	◢ 10,0 ◣	299	LE1	211,8	0,0	-22,5	-121,6	0,0	52,3	25,0	Aceptar	OK

C-bfl 1	STUB1-tfl 1	◢ 10,0 ◣	299	LE1	218,3	0,0	139,8	96,8	0,0	54,0	25,6	Aceptar	OK
		◢ 10,0 ◣	299	LE1	163,9	0,0	47,6	-90,5	0,0	40,5	16,5	Aceptar	OK
C-bfl 1	STUB1-w 1	◢ 8,0 ◣	375	LE1	114,1	0,0	-21,3	-21,3	-61,1	28,2	21,5	Aceptar	OK
		◢ 8,0 ◣	375	LE1	114,0	0,0	-21,2	21,2	61,1	28,2	21,5	Aceptar	OK
C-bfl 1	STIFF1a	◢ 8,0 ◣	117	LE1	90,8	0,0	-11,8	-44,8	26,4	22,4	18,3	Aceptar	OK
		◢ 8,0 ◣	117	LE1	228,3	0,0	-134,6	101,8	-31,4	56,4	43,5	Aceptar	OK
C-w 1	STIFF1a	◢ 8,0 ◣	243	LE1	93,8	0,0	-5,5	-19,0	-50,6	23,2	17,9	Aceptar	OK
		◢ 8,0 ◣	243	LE1	90,3	0,0	-42,5	29,0	35,7	22,3	20,6	Aceptar	OK
C-tfl 1	STIFF1a	◢ 8,0 ◣	117	LE1	120,3	0,0	-63,5	-41,6	41,8	29,7	20,5	Aceptar	OK
		◢ 8,0 ◣	117	LE1	76,1	0,0	8,1	13,8	-41,4	18,8	12,8	Aceptar	OK
C-bfl 1	STIFF1b	◢ 8,0 ◣	117	LE1	228,3	0,0	-134,6	-101,7	31,4	56,4	43,5	Aceptar	OK
		◢ 8,0 ◣	117	LE1	90,8	0,0	-11,8	44,8	-26,4	22,4	18,3	Aceptar	OK
C-w 1	STIFF1b	◢ 8,0 ◣	243	LE1	90,3	0,0	-42,5	-29,0	-35,7	22,3	20,6	Aceptar	OK
		◢ 8,0 ◣	243	LE1	93,8	0,0	-5,5	19,0	50,6	23,2	17,9	Aceptar	OK
C-tfl 1	STIFF1b	◢ 8,0 ◣	117	LE1	76,0	0,0	8,1	-13,8	41,4	18,8	12,8	Aceptar	OK
		◢ 8,0 ◣	117	LE1	120,3	0,0	-63,5	41,6	-41,8	29,7	20,5	Aceptar	OK
C-bfl 1	STIFF1c	◢ 8,0 ◣	117	LE1	199,2	0,0	114,5	91,3	-22,7	49,2	39,7	Aceptar	OK
		◢ 8,0 ◣	117	LE1	98,9	0,0	28,9	-52,0	16,7	24,4	21,3	Aceptar	OK
C-w 1	STIFF1c	◢ 8,0 ◣	243	LE1	76,6	0,0	29,5	17,5	36,9	18,9	15,8	Aceptar	OK
		◢ 8,0 ◣	243	LE1	76,5	0,0	29,5	-17,4	-36,8	18,9	15,7	Aceptar	OK
C-tfl 1	STIFF1d	◢ 8,0 ◣	117	LE1	92,0	0,0	50,9	31,4	-31,2	22,7	17,0	Aceptar	OK
		◢ 8,0 ◣	117	LE1	57,8	0,0	-12,9	-6,6	31,9	14,3	11,8	Aceptar	OK

Datos de diseño

Material	f_u [MPa]	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9 σ [MPa]
S 275	430,0	0,85	404,7	309,6

13.8.8 UNIÓN VIGA EMPOTRA A PILAR FRONTAL (VIGAS DE MENOR LONGITUD)

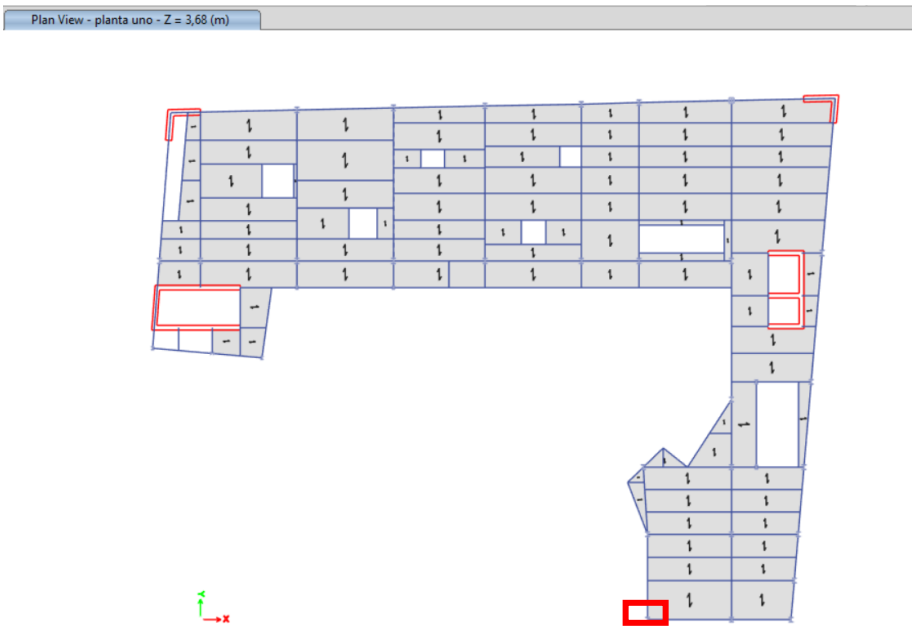


Figura 334: Localización de la unión

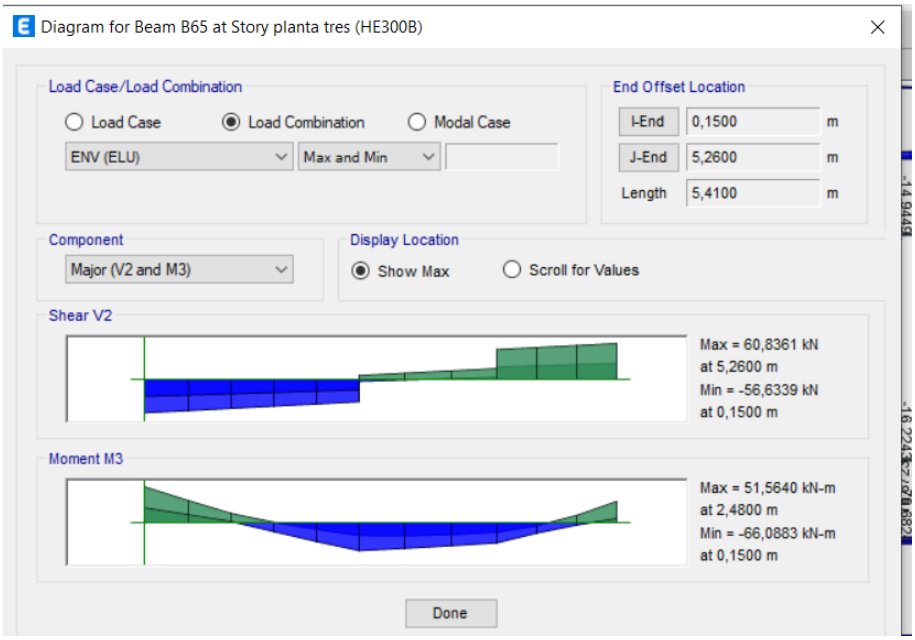


Figura 335:Esfuerzos

Se introduce en idea statica:

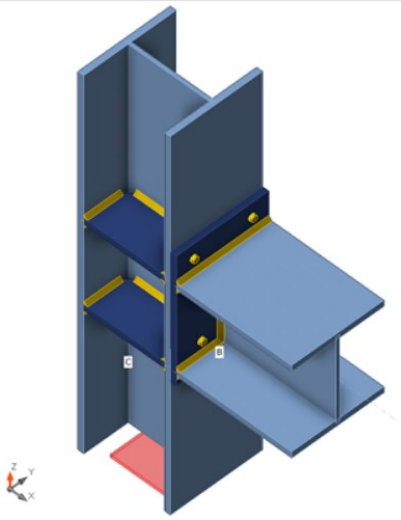
Elementos

Geometría

Nombre	Sección transversal	β – Dirección [°]	γ - Inclinación [°]	α - Rotación [°]	Desplazamiento ex [mm]	Desplazamiento ey [mm]	Desplazamiento ez [mm]
C	1 - CON1(HEB300)	0,0	90,0	0,0	0	0	0
B	2 - CON1(HEB300)	0,0	0,0	0,0	0	0	0

Apoyos y fuerzas

Nombre	Apoyo	Fuerzas en	X [mm]
C / inicial	N-Vy-Vz-Mx-My-Mz	Nodo	0
C / final		Nodo	0
B / final		Nodo	0



Secciones

Secciones

Nombre	Material
1 - CON1(HEB300)	S 275
2 - CON1(HEB300)	S 275

Tornillos

Nombre	Diámetro [mm]	f_y [MPa]	f_u [MPa]	Área bruta [mm^2]
M12 10.9	12	900,0	1000,0	113

Cargas (Fuerzas en equilibrio)

Nombre	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	C / Inicial	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	C / Finalizar	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	B / Finalizar	0,0	0,0	-57,0	0,0	67,0	0,0

Fuerzas Desbalanceadas

Nombre	X [kN]	Y [kN]	Z [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	0,0	0,0	-57,0	0,0	67,0	0,0

Verificación

Resumen

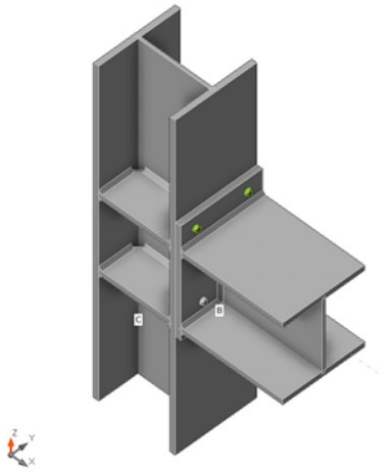
Nombre	Valor	Estado de la verificación
Análisis	100,0%	OK
Placas	0,0 < 5,0%	OK
Tornillos	85,9 < 100%	OK
Soldaduras	35,6 < 100%	OK
Pandeo	No calculado	

Placas

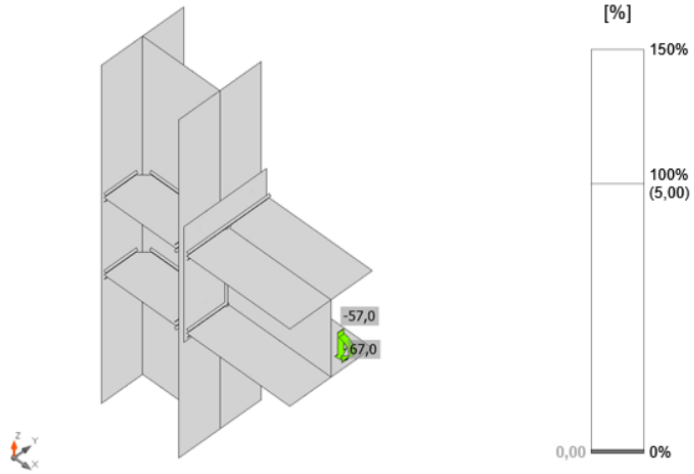
Nombre	t_p [mm]	Cargas	σ_{Ed} [MPa]	ε_{Pl} [%]	$\sigma_{c,Ed}$ [MPa]	Estado
C-bfl 1	19,0	LE1	210,1	0,0	29,1	OK
C-tfl 1	19,0	LE1	68,2	0,0	0,0	OK
C-w 1	11,0	LE1	119,0	0,0	0,0	OK
B-bfl 1	19,0	LE1	114,1	0,0	0,0	OK
B-tfl 1	19,0	LE1	96,2	0,0	0,0	OK
B-w 1	11,0	LE1	66,1	0,0	0,0	OK
EP1	20,0	LE1	170,9	0,0	31,3	OK
STIFF1a	20,0	LE1	66,4	0,0	0,0	OK
STIFF1b	20,0	LE1	66,7	0,0	0,0	OK
STIFF1c	20,0	LE1	66,0	0,0	0,0	OK
STIFF1d	20,0	LE1	65,4	0,0	0,0	OK

Datos de diseño

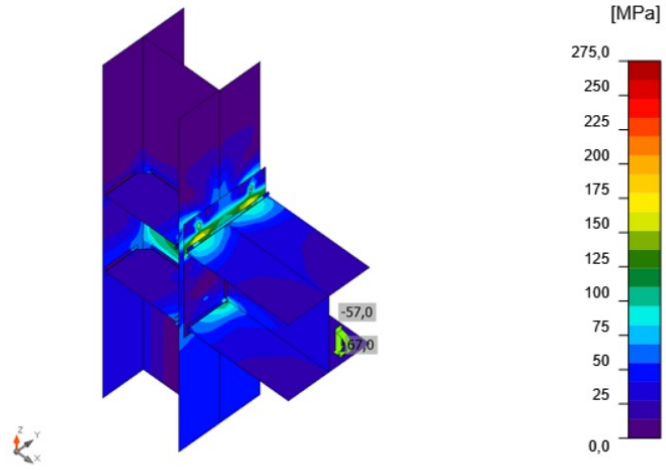
Material	f_y [MPa]	ε_{lim} [%]
S 275	275,0	5,0



Verificación general, LE1

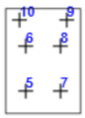


Verificación de deformación, LE1



Tensión equivalente, LE1

Tornillos

Forma	Ítem	Calidad	Cargas	$F_{t,Ed}$ [kN]	$F_{v,Ed}$ [kN]	$F_{b,Rd}$ [kN]	Ut_t [%]	Ut_s [%]	Ut_{ts} [%]	Detallado	Estado
	B5	M12 10.9 - 1	LE1	3,6	9,7	196,1	5,9	28,9	33,1	Aceptar	OK
	B6	M12 10.9 - 1	LE1	50,7	8,8	196,1	83,6	26,1	85,8	Aceptar	OK
	B7	M12 10.9 - 1	LE1	3,6	9,7	196,1	5,9	28,9	33,1	Aceptar	OK
	B8	M12 10.9 - 1	LE1	50,8	8,8	196,1	83,7	26,1	85,9	Aceptar	OK
	B9	M12 10.9 - 1	LE1	47,9	10,0	196,1	78,9	29,6	85,9	Aceptar	OK
	B10	M12 10.9 - 1	LE1	47,9	10,0	196,1	78,9	29,6	85,9	Aceptar	OK

Datos de diseño

Calidad	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M12 10.9 - 1	60,7	234,3	33,7

Soldaduras

Ítem	Borde	T_w [mm]	L [mm]	Cargas	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ε_{Pl} [%]	$\sigma_{\perp}$ [MPa]	$\tau_{\perp}$ [MPa]	$\tau_{\parallel}$ [MPa]	Ut [%]	Ut_c [%]	Detallado	Estado
EP1	B-bfl 1	◢ 8,0 ◣	299	LE1	84,0	0,0	-19,3	-45,6	-12,4	20,8	11,9	Aceptar	OK
		◢ 8,0 ◣	299	LE1	144,1	0,0	-90,8	64,6	-2,8	35,6	17,9	Aceptar	OK
EP1	B-tfl 1	◢ 8,0 ◣	299	LE1	115,1	0,0	53,2	51,1	29,4	28,4	15,3	Aceptar	OK
		◢ 8,0 ◣	299	LE1	65,6	0,0	21,0	-32,0	16,3	16,2	11,6	Aceptar	OK
EP1	B-w 1	◢ 8,0 ◣	280	LE1	51,6	0,0	-25,6	-25,8	1,8	12,7	12,3	Aceptar	OK
		◢ 8,0 ◣	280	LE1	50,6	0,0	-25,3	25,2	-1,9	12,5	12,3	Aceptar	OK
C-bfl 1	STIFF1a	◢ 8,0 ◣	117	LE1	37,8	0,0	-9,1	-15,1	14,8	9,3	9,3	Aceptar	OK
		◢ 8,0 ◣	117	LE1	103,6	0,0	-51,1	45,1	-25,9	25,6	21,5	Aceptar	OK
C-w 1	STIFF1a	◢ 8,0 ◣	208	LE1	44,6	0,0	-3,5	-9,1	-24,0	11,0	10,2	Aceptar	OK
		◢ 8,0 ◣	208	LE1	44,3	0,0	-18,3	12,8	19,5	10,9	10,9	Aceptar	OK
C-tfl 1	STIFF1a	◢ 8,0 ◣	117	LE1	57,8	0,0	-27,2	-19,7	21,9	14,3	11,2	Aceptar	OK
		◢ 8,0 ◣	117	LE1	40,1	0,0	0,6	6,9	-22,1	9,9	8,7	Aceptar	OK
C-bfl 1	STIFF1b	◢ 8,0 ◣	117	LE1	103,3	0,0	-50,9	-45,0	25,9	25,5	21,4	Aceptar	OK
		◢ 8,0 ◣	117	LE1	37,7	0,0	-9,0	15,0	-14,9	9,3	9,3	Aceptar	OK
C-w 1	STIFF1b	◢ 8,0 ◣	208	LE1	44,3	0,0	-18,3	-12,8	-19,4	10,9	10,9	Aceptar	OK
		◢ 8,0 ◣	208	LE1	44,6	0,0	-3,5	9,1	24,0	11,0	10,2	Aceptar	OK
C-tfl 1	STIFF1b	◢ 8,0 ◣	117	LE1	40,0	0,0	0,6	-6,9	22,1	9,9	8,7	Aceptar	OK
		◢ 8,0 ◣	117	LE1	57,7	0,0	-27,2	19,7	-21,8	14,3	11,2	Aceptar	OK
C-bfl 1	STIFF1c	◢ 8,0 ◣	117	LE1	91,8	0,0	43,7	39,8	-24,3	22,7	18,2	Aceptar	OK
		◢ 8,0 ◣	117	LE1	55,3	0,0	16,3	-28,0	-12,1	13,7	12,1	Aceptar	OK
C-w 1	STIFF1c	◢ 8,0 ◣	208	LE1	39,4	0,0	14,4	9,2	19,1	9,7	9,7	Aceptar	OK
		◢ 8,0 ◣	208	LE1	41,2	0,0	0,3	-5,5	-23,2	10,2	10,2	Aceptar	OK
C-tfl 1	STIFF1c	◢ 8,0 ◣	117	LE1	29,7	0,0	-3,9	3,0	-16,7	7,3	7,3	Aceptar	OK
		◢ 8,0 ◣	117	LE1	43,8	0,0	21,8	-14,9	16,1	10,8	9,4	Aceptar	OK
C-bfl 1	STIFF1d	◢ 8,0 ◣	117	LE1	56,6	0,0	25,8	28,2	7,3	14,0	12,2	Aceptar	OK
		◢ 8,0 ◣	117	LE1	96,0	0,0	44,1	-41,7	26,1	23,7	18,6	Aceptar	OK
C-w 1	STIFF1d	◢ 8,0 ◣	208	LE1	41,2	0,0	0,3	5,5	23,1	10,2	10,2	Aceptar	OK
		◢ 8,0 ◣	208	LE1	39,4	0,0	14,4	-9,2	-19,1	9,7	9,7	Aceptar	OK
C-tfl 1	STIFF1d	◢ 8,0 ◣	117	LE1	43,7	0,0	21,7	14,9	-16,1	10,8	9,4	Aceptar	OK
		◢ 8,0 ◣	117	LE1	29,6	0,0	-3,9	-3,0	16,7	7,3	7,3	Aceptar	OK

Datos de diseño

Material	f_u [MPa]	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9 σ [MPa]
S 275	430,0	0,85	404,7	309,6

13.9 ANEJO ESTUDIO GEOTÉCNICO

Estudio geotécnico en zabalgana en vitoria-gasteiz (alava). *https://www.vitoria-gasteiz.org/http/wb021/contenidosEstaticos/adjuntos/es/17/57/31757.pdf*

https://www.vitoria-gasteiz.org/http/wb021/contenidosEstaticos/adjuntos/es/71/63/7163.pdf

13.10 ANEJO DE CÁLCULO DE CONTENCIONES

Reporte de CYPE:

Pantalla tipo I:

1. NORMA Y MATERIALES
2. ACCIONES
3. DATOS GENERALES
4. DESCRIPCIÓN DEL TERRENO
5. SECCIÓN VERTICAL DEL TERRENO
6. GEOMETRÍA
7. ESQUEMA DE LAS FASES
8. CARGAS
9. ELEMENTOS DE APOYO
10. RESULTADOS DE LAS FASES
11. RESULTADOS PARA LOS ELEMENTOS DE APOYO
12. DESCRIPCIÓN DEL ARMADO
13. COMPROBACIONES GEOMÉTRICAS Y DE RESISTENCIA
14. COMPROBACIONES DE ESTABILIDAD (COEFICIENTES DE SEGURIDAD)

1. NORMA Y MATERIALES

Norma de hormigón: Código Estructural (España)

Hormigón: HA-30, Yc=1.5

Acero: B 500 S, Ys=1.15

Clase de exposición: XA1

Recubrimiento geométrico: 7.0 cm

Tamaño máximo del árido: 20 mm

2. ACCIONES

Mayoración esfuerzos en construcción: 1.60

Mayoración esfuerzos en servicio: 1.60

Sin análisis sísmico

Sin considerar acciones térmicas en puntales

3. DATOS GENERALES

Cota de la rasante: 0.00 m

Altura del muro sobre la rasante: 0.00 m

Tipología: Muro pantalla de hormigón armado

4. DESCRIPCIÓN DEL TERRENO

Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el trasdós del muro pantalla: 16.0 %

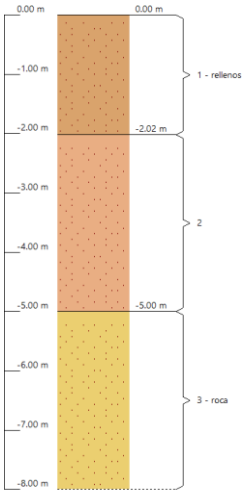
Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el intradós del muro pantalla: 8.0 %

Profundidad del nivel freático: 12.40 m

ESTRATOS

Referencias	Cota superior	Descripción	Coeficientes de empuje
1 - rellenos	0.00 m	Densidad aparente: 15.0 kN/m³ Densidad sumergida: 5.0 kN/m³ Ángulo rozamiento interno: 28 grados Cohesión: 0.00 kN/m² Módulo de balasto empuje activo: 5000.0 kN/m³ Módulo de balasto empuje pasivo: 5000.0 kN/m³ Gradiente módulo de balasto: 0.0 kN/m4	Activo trasdós: 0.35 Reposo trasdós: 0.53 Pasivo trasdós: 3.15 Activo intradós: 0.35 Reposo intradós: 0.53 Pasivo intradós: 2.96
2	-2.02 m	Densidad aparente: 17.0 kN/m³ Densidad sumergida: 7.0 kN/m³ Ángulo rozamiento interno: 28 grados Cohesión: 0.00 kN/m² Módulo de balasto empuje activo: 120000.0 kN/m³ Módulo de balasto empuje pasivo: 120000.0 kN/m³ Gradiente módulo de balasto: 0.0 kN/m4	Activo trasdós: 0.35 Reposo trasdós: 0.53 Pasivo trasdós: 3.15 Activo intradós: 0.35 Reposo intradós: 0.53 Pasivo intradós: 2.96
3 - roca	-5.00 m	Densidad aparente: 23.0 kN/m³ Densidad sumergida: 13.0 kN/m³ Ángulo rozamiento interno: 35 grados Cohesión: 3500.00 kN/m² Módulo de balasto empuje activo: 2800000.0 kN/m³ Módulo de balasto empuje pasivo: 2800000.0 kN/m³ Gradiente módulo de balasto: 0.0 kN/m4	Activo trasdós: 0.26 Reposo trasdós: 0.43 Pasivo trasdós: 4.47 Activo intradós: 0.26 Reposo intradós: 0.43 Pasivo intradós: 4.06

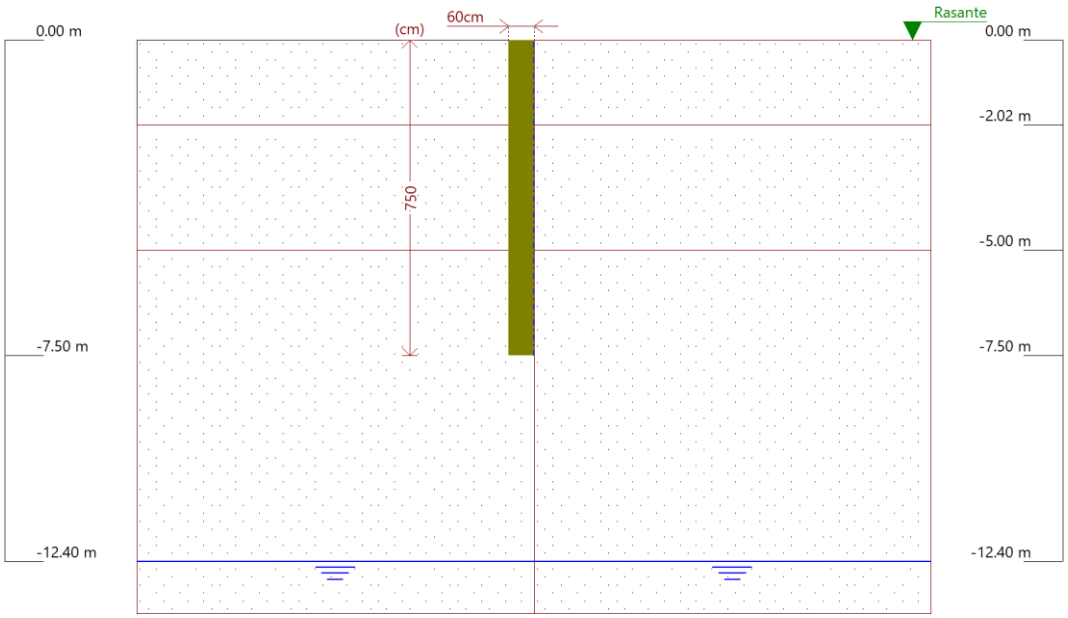
5. SECCIÓN VERTICAL DEL TERRENO



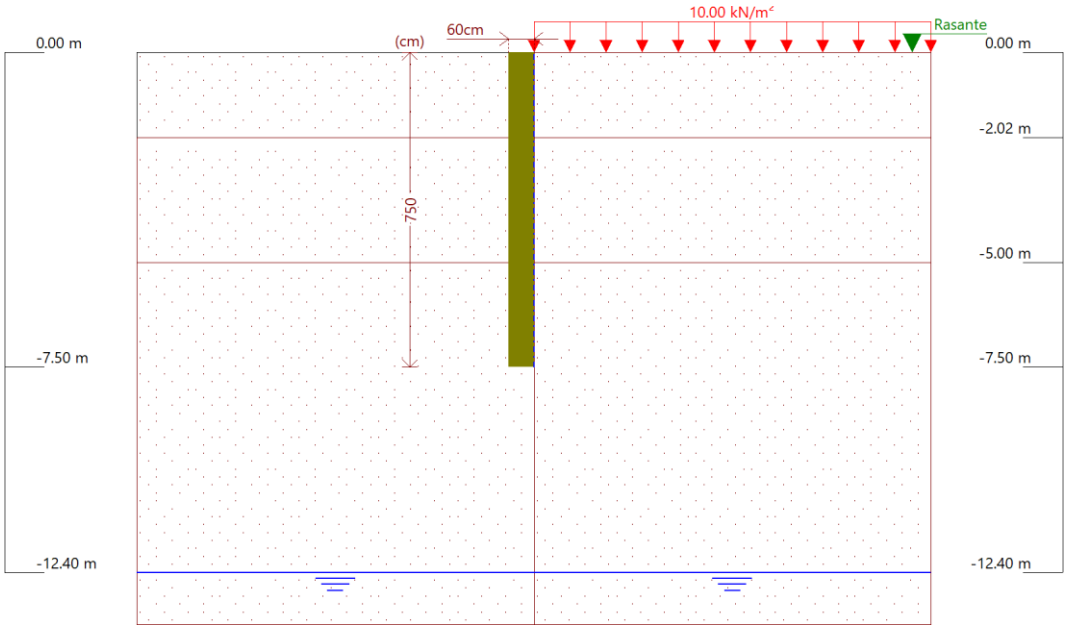
6. GEOMETRÍA

Altura total: 7.50 m
Espesor: 60 cm
Longitud tramo: 2.50 m

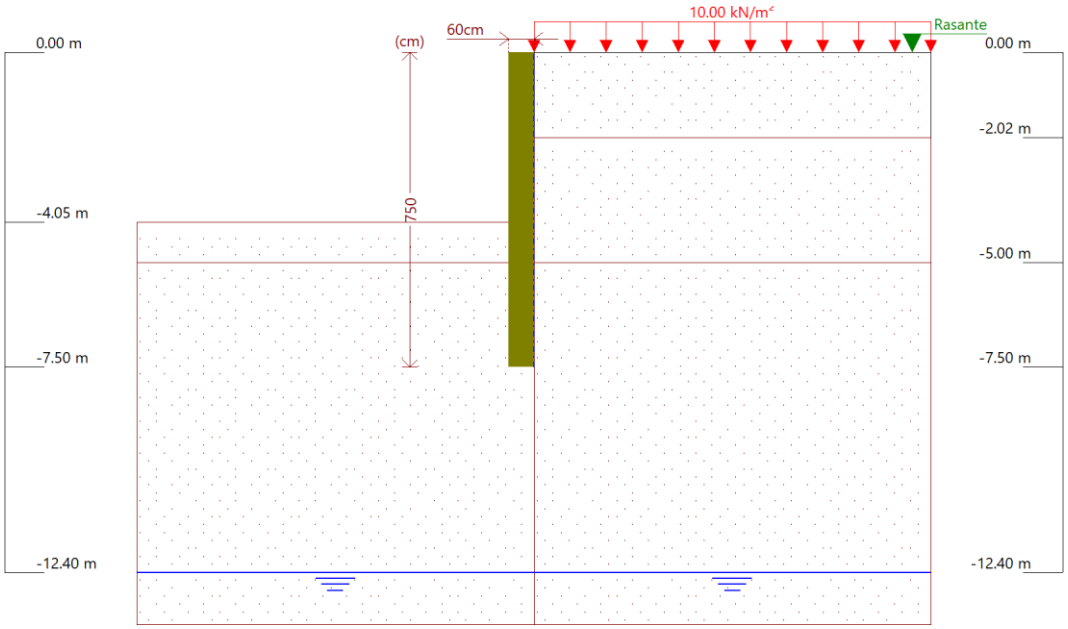
7. ESQUEMA DE LAS FASES



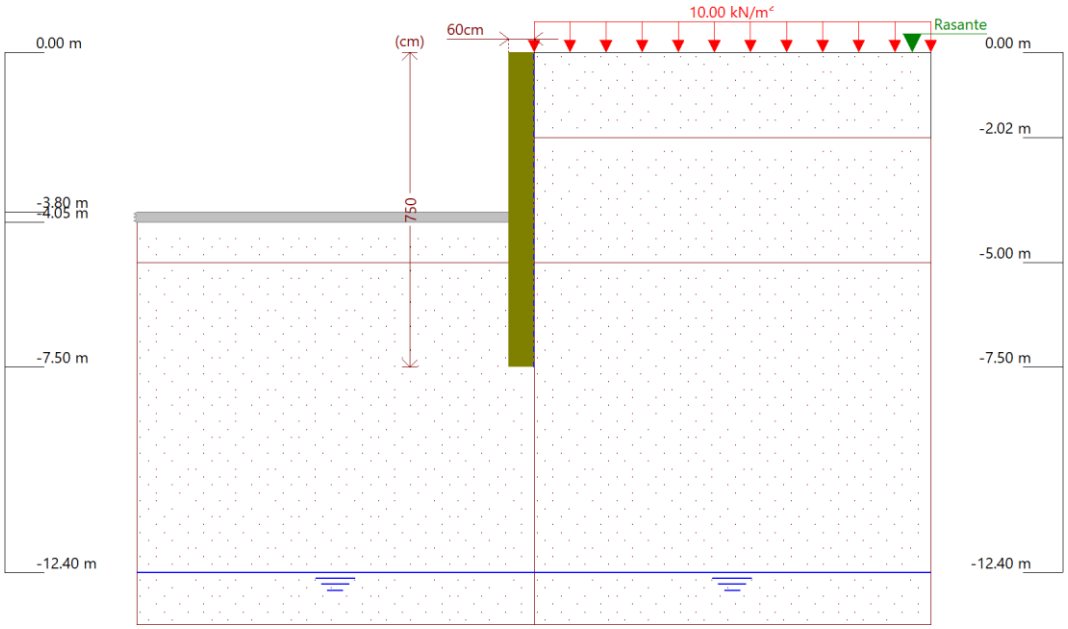
Referencias	Nombre	Descripción
Fase 1	inicio	Tipo de fase: Constructiva Cota de excavación: 0.00 m Con nivel freático trasdós hasta la cota: -12.40 m Con nivel freático intradós hasta la cota: -12.40 m



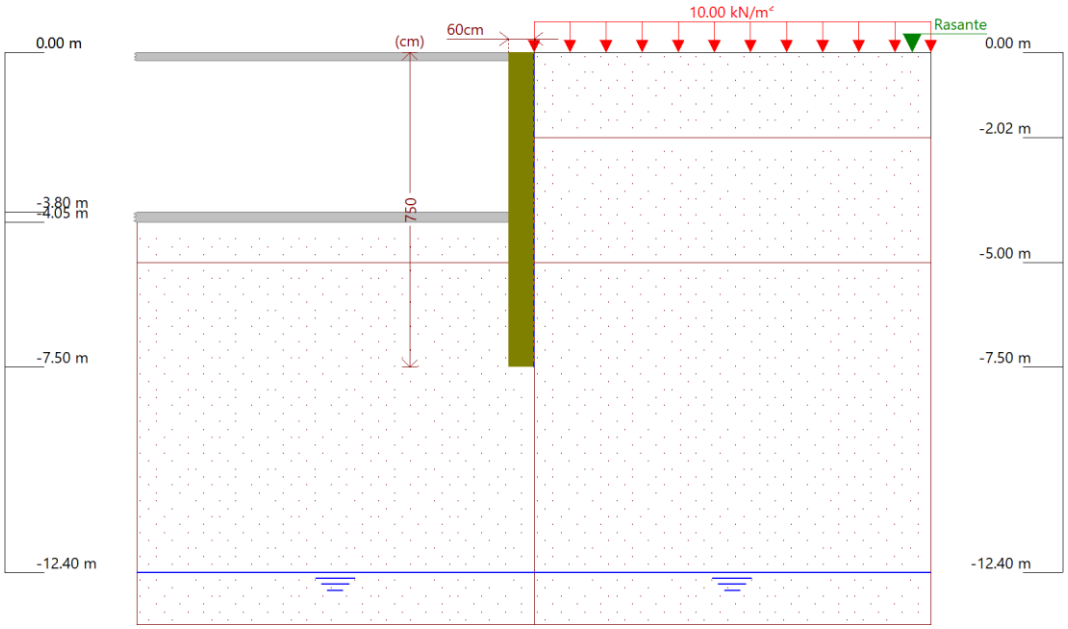
Referencias	Nombre	Descripción
Fase 2	cargs	Tipo de fase: Constructiva Cota de excavación: 0.00 m Con nivel freático trasdós hasta la cota: -12.40 m Con nivel freático intradós hasta la cota: -12.40 m



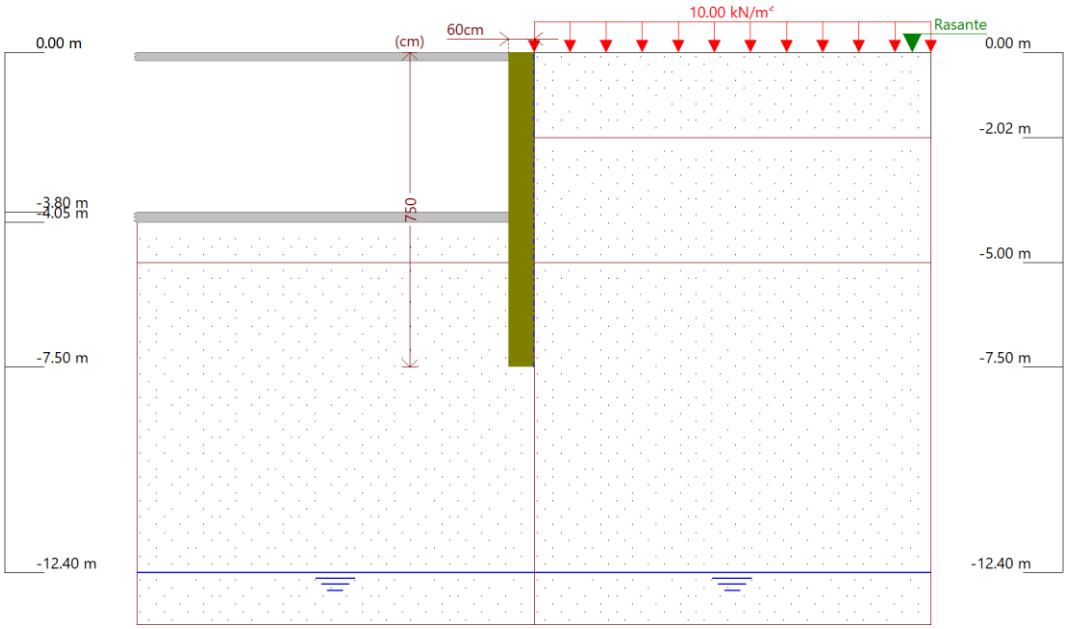
Referencias	Nombre	Descripción
Fase 3	excavacion	Tipo de fase: Constructiva Cota de excavación: -4.05 m Con nivel freático trasdós hasta la cota: -12.40 m Con nivel freático intradós hasta la cota: -12.40 m



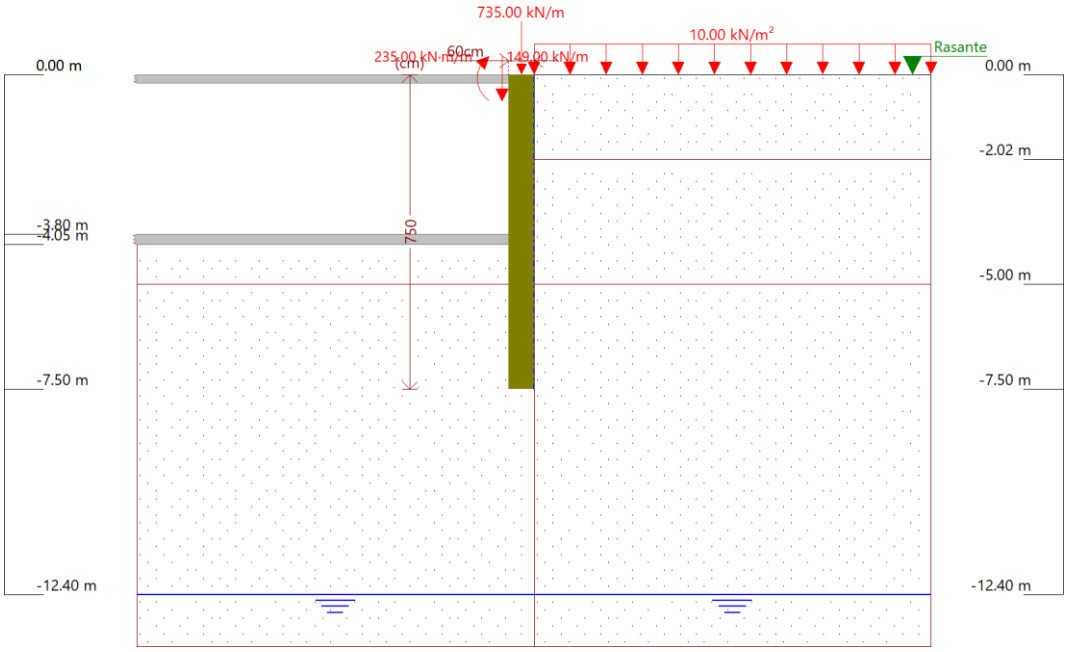
Referencias	Nombre	Descripción
Fase 4	solera	Tipo de fase: Constructiva Cota de excavación: -4.05 m Con nivel freático trasdós hasta la cota: -12.40 m Con nivel freático intradós hasta la cota: -12.40 m



Referencias	Nombre	Descripción
Fase 5	losa superior	Tipo de fase: Constructiva Cota de excavación: -4.05 m Con nivel freático trasdós hasta la cota: -12.40 m Con nivel freático intradós hasta la cota: -12.40 m



Referencias	Nombre	Descripción
Fase 6	final	Tipo de fase: Constructiva Cota de excavación: -4.05 m Con nivel freático trasdós hasta la cota: -12.40 m Con nivel freático intradós hasta la cota: -12.40 m



Referencias	Nombre	Descripción
Fase 7	final 2	Tipo de fase: Servicio Cota de excavación: -4.05 m Con nivel freático trasdós hasta la cota: -12.40 m Con nivel freático intradós hasta la cota: -12.40 m

8. CARGAS

CARGAS EN EL TRASDÓS

Tipo	Cota	Datos	Fase inicial	Fase final
Uniforme	En superficie	Valor: 10 kN/m²	cargs	final
Uniforme	En superficie	Valor: 10 kN/m²	final 2	final 2

9. ELEMENTOS DE APOYO

FORJADOS

Descripción	Fase de construcción	Fase de servicio
Cota: -3.80 m Canto: 25 cm Cortante fase constructiva: 0 kN/m Cortante fase de servicio: 0 kN/m Rigidez axil: 250000 kN/m²	solera	final 2
Cota: 0.00 m Canto: 20 cm Cortante fase constructiva: 0 kN/m Cortante fase de servicio: 149 kN/m Rigidez axil: 200000 kN/m²	losa superior	final 2

10. RESULTADOS DE LAS FASES

Esfuerzos sin mayorar.

FASE 1: INICIO

BÁSICA

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m²)	Presión hidrostática (kN/m²)
0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.75	0.00	11.04	0.00	0.00	0.00	0.00
-1.50	0.00	22.07	0.00	0.00	0.00	0.00
-2.25	0.00	33.11	0.00	0.00	0.00	0.00
-3.00	0.00	44.15	0.00	0.00	0.00	0.00
-3.75	0.00	55.18	0.00	0.00	0.00	0.00
-4.50	0.00	66.22	0.00	0.00	0.00	0.00
-5.25	0.00	77.25	0.00	0.00	0.00	0.00
-6.00	0.00	88.29	0.00	0.00	0.00	0.00
-6.75	0.00	99.33	0.00	0.00	-0.00	0.00
-7.50	0.00	110.36	0.00	0.00	0.00	0.00
Máximos	0.00 Cota: 0.00 m	110.36 Cota: -7.50 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: -6.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m²)	Presión hidrostática (kN/m²)
Mínimos	0.00 Cota: 0.00 m	-0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	-0.00 Cota: -6.75 m	0.00 Cota: 0.00 m

FASE 2: CARGS

BÁSICA

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m²)	Presión hidrostática (kN/m²)
0.00	-0.22	-0.00	0.53	-0.00	4.20	0.00
-0.75	-0.17	11.04	2.20	1.02	3.58	0.00
-1.50	-0.13	22.07	5.00	4.05	4.05	0.00
-2.25	-0.08	33.11	8.16	9.36	-12.69	0.00
-3.00	-0.05	44.15	0.05	11.16	-6.03	0.00
-3.75	-0.02	55.18	-2.93	9.46	-0.37	0.00
-4.50	-0.01	66.22	-2.23	7.45	3.12	0.00
-5.25	-0.00	77.25	-4.10	5.95	-5.21	0.00
-6.00	-0.00	88.29	-4.52	2.14	4.23	0.00
-6.75	-0.00	99.33	-1.51	0.29	2.81	0.00
-7.50	-0.00	110.36	0.00	-0.00	0.33	0.00
Máximos	-0.00 Cota: -6.00 m	110.36 Cota: -7.50 m	8.16 Cota: -2.25 m	11.16 Cota: -3.00 m	4.35 Cota: -2.00 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	-0.22 Cota: 0.00 m	-0.00 Cota: 0.00 m	-5.40 Cota: -5.50 m	-0.00 Cota: 0.00 m	-14.51 Cota: -5.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

FASE 3: EXCAVACION

BÁSICA

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m²)	Presión hidrostática (kN/m²)
0.00	-2.76	-0.00	0.43	-0.00	3.45	0.00
-0.75	-2.31	11.04	3.13	1.29	7.33	0.00
-1.50	-1.86	22.07	9.60	6.71	11.22	0.00
-2.25	-1.42	33.11	18.98	18.44	15.26	0.00
-3.00	-0.99	44.15	31.53	38.77	19.66	0.00
-3.75	-0.61	55.18	47.37	70.16	24.06	0.00
-4.50	-0.28	66.22	64.01	114.45	5.85	0.00
-5.25	-0.07	77.25	-22.92	141.46	-205.78	0.00
-6.00	0.00	88.29	-106.24	71.19	48.22	0.00
-6.75	0.01	99.33	-55.33	14.94	79.06	0.00
-7.50	0.00	110.36	-5.35	-0.00	42.84	0.00
Máximos	0.01 Cota: -6.50 m	110.36 Cota: -7.50 m	65.50 Cota: -5.00 m	147.19 Cota: -5.00 m	80.55 Cota: -6.50 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	-2.76 Cota: 0.00 m	-0.00 Cota: 0.00 m	-106.24 Cota: -6.00 m	-0.00 Cota: 0.00 m	-353.68 Cota: -5.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

FASE 4: SOLERA

BÁSICA

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m²)	Presión hidrostática (kN/m²)
0.00	-2.76	-0.00	0.43	-0.00	3.45	0.00
-0.75	-2.31	11.04	3.13	1.29	7.33	0.00
-1.50	-1.86	22.07	9.60	6.71	11.22	0.00
-2.25	-1.42	33.11	18.98	18.44	15.26	0.00
-3.00	-0.99	44.15	31.53	38.77	19.66	0.00
-3.75	-0.61	55.18	47.37	70.16	24.06	0.00
-4.25	-0.38	62.54	59.77	98.45	16.95	0.00
-5.00	-0.12	73.58	65.50	147.19	-353.68	0.00
-5.75	-0.01	84.61	-100.47	97.75	-23.08	0.00
-6.50	0.01	95.65	-75.47	28.78	80.55	0.00
-7.25	0.00	106.68	-18.86	1.34	54.01	0.00
Máximos	0.01 Cota: -6.50 m	110.36 Cota: -7.50 m	65.50 Cota: -5.00 m	147.19 Cota: -5.00 m	80.55 Cota: -6.50 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	-2.76 Cota: 0.00 m	-0.00 Cota: 0.00 m	-106.24 Cota: -6.00 m	-0.00 Cota: 0.00 m	-353.68 Cota: -5.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

FASE 5: LOSA SUPERIOR

BÁSICA

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m²)	Presión hidrostática (kN/m²)
0.00	-2.76	0.00	0.43	0.00	3.45	0.00
-0.50	-2.46	7.36	1.62	0.51	6.04	0.00
-1.25	-2.01	18.39	7.12	4.31	9.92	0.00
-2.00	-1.57	29.43	15.53	13.70	13.81	0.00
-2.75	-1.13	40.47	26.98	30.89	18.19	0.00
-3.50	-0.73	51.50	41.73	58.31	22.59	0.00
-4.00	-0.49	58.86	53.39	83.51	25.53	0.00
-4.75	-0.20	69.90	65.47	130.82	0.10	0.00
-5.50	-0.03	80.93	-74.37	122.87	-104.40	0.00
-6.25	0.01	91.97	-94.19	47.64	74.86	0.00
-7.00	0.01	103.01	-35.57	6.05	66.83	0.00
Máximos	0.01 Cota: -6.50 m	110.36 Cota: -7.50 m	65.50 Cota: -5.00 m	147.19 Cota: -5.00 m	80.55 Cota: -6.50 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	-2.76 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	-106.24 Cota: -6.00 m	-0.00 Cota: -7.50 m	-353.68 Cota: -5.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

FASE 6: FINAL

BÁSICA

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m²)	Presión hidrostática (kN/m²)
0.00	-2.76	0.00	0.43	0.00	3.45	0.00
-0.50	-2.46	7.36	1.62	0.51	6.04	0.00
-1.25	-2.01	18.39	7.12	4.31	9.92	0.00
-2.00	-1.57	29.43	15.53	13.70	13.81	0.00

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m²)	Presión hidrostática (kN/m²)
-2.75	-1.13	40.47	26.98	30.89	18.19	0.00
-3.50	-0.73	51.50	41.73	58.31	22.59	0.00
-4.00	-0.49	58.86	53.39	83.51	25.53	0.00
-4.75	-0.20	69.90	65.47	130.82	0.10	0.00
-5.50	-0.03	80.93	-74.37	122.87	-104.40	0.00
-6.25	0.01	91.97	-94.19	47.64	74.86	0.00
-7.00	0.01	103.01	-35.57	6.05	66.83	0.00
Máximos	0.01 Cota: -6.50 m	110.36 Cota: -7.50 m	65.50 Cota: -5.00 m	147.19 Cota: -5.00 m	80.55 Cota: -6.50 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	-2.76 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	-106.24 Cota: -6.00 m	-0.00 Cota: -7.50 m	-353.68 Cota: -5.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

FASE 7: FINAL 2

BÁSICA

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m²)	Presión hidrostática (kN/m²)
0.00	0.12	735.00	2.23	-0.00	17.85	0.00
-0.25	-0.08	887.68	2.23	-234.44	17.39	0.00
-1.00	-0.54	898.72	15.05	-226.33	16.72	0.00
-1.75	-0.79	909.75	27.63	-208.76	17.15	0.00
-2.50	-0.83	920.79	57.57	-177.31	69.92	0.00
-3.25	-0.71	931.82	101.22	-110.89	39.47	0.00
-3.93	-0.50	941.76	126.92	-31.04	27.91	0.00
-4.50	-0.30	950.22	137.96	46.41	5.85	0.00
-5.25	-0.09	961.25	33.31	124.27	-265.46	0.00
-6.00	-0.01	972.29	-90.18	75.69	2.11	0.00
-6.75	0.01	983.33	-61.10	18.54	75.79	0.00
-7.50	0.01	994.36	-7.76	0.00	62.09	0.00
Máximos	0.12 Cota: 0.00 m	994.36 Cota: -7.50 m	139.42 Cota: -4.75 m	124.27 Cota: -5.25 m	85.06 Cota: -2.25 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	-0.84 Cota: -2.25 m	735.00 Cota: 0.00 m	-90.18 Cota: -6.00 m	-234.75 Cota: -0.11 m	-421.63 Cota: -5.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

11. RESULTADOS PARA LOS ELEMENTOS DE APOYO

Esfuerzos sin mayorar.

Forjados

Cota: -3.80 m	
Fase	Resultado
solera	Carga lineal: -0.22 kN/m
losa superior	Carga lineal: -0.22 kN/m
final	Carga lineal: -0.22 kN/m
final 2	SE PRODUCE DESPEGUE: 0.02 mm

Cota: 0.00 m	
Fase	Resultado
losa superior	Carga lineal: 0.00 kN/m
final	Carga lineal: 0.00 kN/m
final 2	SE PRODUCE DESPEGUE: 2.74 mm

12. DESCRIPCIÓN DEL ARMADO

Armado vertical trasdós	Armado vertical intradós	Armado base horizontal	Rigidizador vertical	Rigidizador horizontal
Ø20c/20 Refuerzos: - Ø20 L(200), D(410) D: Distancia desde coronación	Ø25c/20 Refuerzos: - Ø20 L(305), D(5) D: Distancia desde coronación	Ø16c/20	2Ø25	3Ø25

13. COMPROBACIONES GEOMÉTRICAS Y DE RESISTENCIA

Referencia: TFM sección 1.		
Comprobación	Valores	Estado
Recubrimiento: *Norma Código Estructural. Artículo A19.4.4.1.3*	Mínimo: 7 cm Calculado: 7 cm	Cumple
Separación libre mínima armaduras horizontales: *Norma Código Estructural. Artículo A19.8.2 (2)*	Mínimo: 2.5 cm Calculado: 18.4 cm	Cumple
Separación máxima armaduras horizontales: *Norma Código Estructural. Artículo A19.9.3.1.1 (3)*	Máximo: 30 cm Calculado: 20 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima horizontal por cara: *Norma Código Estructural. Artículo A19.9.6.3 (1)*	Mínimo: 0.001 Calculado: 0.00167	Cumple
Cuantía mínima mecánica horizontal por cara: *Norma Código Estructural. Artículo A19.9.3.1.1 (2)*	Mínimo: 0.00134 Calculado: 0.00167	Cumple
Longitud de patilla horizontal: *Criterio de CYPE: La longitud de la patilla debe ser mayor de 12 veces el diámetro*	Mínimo: 19 cm Calculado: 34 cm	Cumple
Cuantía mínima geométrica vertical cara traccionada: *Norma Código Estructural. Artículo A19.9.6.2(1)*	Mínimo: 0.0012	
- Trasdós:	Calculado: 0.00261	Cumple
- Intradós:	Calculado: 0.00409	Cumple
Cuantía mínima geométrica vertical cara comprimida: *Norma Código Estructural. Artículo A19.9.6.2 (1)*	Mínimo: 0.0008	
- Trasdós:	Calculado: 0.00261	Cumple
- Intradós:	Calculado: 0.00409	Cumple
Cuantía mínima mecánica vertical cara traccionada: *Norma Código Estructural. Artículo A19.9.2.1.1*	Mínimo: 0.00094	
- Trasdós:	Calculado: 0.00261	Cumple
- Intradós:	Calculado: 0.00409	Cumple

Referencia: TFM sección 1.		
Comprobación	Valores	Estado
Cuantía mínima mecánica vertical cara comprimida: *Criterio de CYPE*	Mínimo: 0.00034	
- Trasdós:	Calculado: 0.00261	Cumple
- Intradós:	Calculado: 0.00409	Cumple
Cuantía máxima geométrica de armadura vertical total: *Norma Código Estructural. Artículo A19.9.6.2 (1)*	Máximo: 0.04 Calculado: 0.01194	Cumple
Separación libre mínima armaduras verticales: *Norma Código Estructural. Artículo A19.8.2 (2)*	Mínimo: 2.5 cm	
- Trasdós, vertical:	Calculado: 8 cm	Cumple
- Intradós, vertical:	Calculado: 7.7 cm	Cumple
Separación máxima entre barras: *Norma Código Estructural. Artículo A19.9.3.1.1 (3)*	Máximo: 30 cm	
- Armadura vertical Trasdós, vertical:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armadura vertical Intradós, vertical:	Calculado: 20 cm	Cumple
Comprobación a flexión compuesta: *Comprobación realizada por módulo de pantalla*		Cumple
Comprobación a cortante: *Norma Código Estructural. Artículo A19.6.2.2*	Máximo: 492.7 kN Calculado: 557.6 kN	No cumple
Comprobación de fisuración: *Norma Código Estructural. Artículo A19.7.3.4*	Máximo: 0.2 mm Calculado: 0.198 mm	Cumple
Rigidizadores horizontales:		
- Diámetro mínimo: *Criterio de CYPE. El diámetro del rigidizador debe ser como mínimo igual al mayor diámetro de la armadura base vertical.*	Mínimo: 25 mm Calculado: 25 mm	Cumple
- Separación máxima: *Criterio NTE. Acondicionamiento del Terreno. Cimentaciones.*	Máximo: 2.5 m Calculado: 2.5 m	Cumple
Rigidizadores verticales:		
- Diámetro mínimo: *Criterio de CYPE. El diámetro del rigidizador debe ser como mínimo igual al mayor diámetro de la armadura base vertical.*	Mínimo: 25 mm Calculado: 25 mm	Cumple
- Separación máxima: *Criterio NTE. Acondicionamiento del Terreno. Cimentaciones.*	Máximo: 1.5 m Calculado: 1.25 m	Cumple
Hay comprobaciones que no se cumplen		
Información adicional:		
- Sección crítica a flexión compuesta: Cota: -0.25 m, Md: -937.77 kN·m, Nd: 0.00 kN, Vd: 8.93 kN, Tensión máxima del acero: 396.901 MPa		
- Sección crítica a cortante: Cota: -4.75 m		
- Sección con la máxima abertura de fisuras: Cota: -0.25 m, M: -586.11 kN·m, N: 0.00 kN		
- Los esfuerzos están mayorados y corresponden al ancho total del tramo definido. (Longitud tramo: 2.50 m)		

14. COMPROBACIONES DE ESTABILIDAD (COEFICIENTES DE SEGURIDAD)

Referencia: Comprobaciones de estabilidad (Coeficientes de seguridad): TFM sección 1		
Comprobación	Valores	Estado
Relación entre el momento originado por los empujes pasivos en el intradós y el momento originado por los empujes activos en el trasdós: - Hipótesis básica: *Valor introducido por el usuario.*	Mínimo: 1.67	
- inicio:	Calculado: 192.766	Cumple
- cargas:	Calculado: 146.713	Cumple
- excavación:	Calculado: 137.791	Cumple
- solera:	Calculado: 1276.01	Cumple
- losa superior:		No procede(1)
- final:		No procede(1)
- final 2:		No procede(1)
(1) *Existe más de un apoyo.*		
Relación entre el empuje pasivo total en el intradós y el empuje realmente movilizado en el intradós: Hipótesis básica:		
- inicio:		No procede(1)
- cargas: *Valor introducido por el usuario.*	Mínimo: 1.67 Calculado: 162.14	Cumple
- excavación: *Valor introducido por el usuario.*	Mínimo: 1.67 Calculado: 195.225	Cumple
- solera: *Valor introducido por el usuario.*	Mínimo: 1.67 Calculado: 195.225	Cumple
- losa superior: *Valor introducido por el usuario.*	Mínimo: 1.67 Calculado: 195.225	Cumple
- final: *Valor introducido por el usuario.*	Mínimo: 1.67 Calculado: 195.225	Cumple
- final 2: *Valor introducido por el usuario.*	Mínimo: 1.67 Calculado: 148.084	Cumple
(1) *No se ha movilizado el empuje pasivo en el intradós.*		
Se cumplen todas las comprobaciones		

Pantalla tipo II:

INDICE:

1. NORMA Y MATERIALES

2. ACCIONES
3. DATOS GENERALES
4. DESCRIPCIÓN DEL TERRENO
5. SECCIÓN VERTICAL DEL TERRENO
6. GEOMETRÍA
7. ESQUEMA DE LAS FASES
8. CARGAS
9. ELEMENTOS DE APOYO
10. RESULTADOS DE LAS FASES
11. RESULTADOS PARA LOS ELEMENTOS DE APOYO
12. DESCRIPCIÓN DEL ARMADO
13. COMPROBACIONES GEOMÉTRICAS Y DE RESISTENCIA
14. COMPROBACIONES DE ESTABILIDAD (COEFICIENTES DE SEGURIDAD)

1. NORMA Y MATERIALES

Norma de hormigón: Código Estructural (España)

Hormigón: HA-35, Yc=1.5

Acero: B 500 S, Ys=1.15

Clase de exposición: XA1

Recubrimiento geométrico: 7.0 cm

Tamaño máximo del árido: 20 mm

2. ACCIONES

Mayoración esfuerzos en construcción: 1.60

Mayoración esfuerzos en servicio: 1.60

Sin análisis sísmico

Se consideran acciones térmicas en puntales

Aumento de temperatura: 34.00 °C

Disminución de temperatura: 26.00 °C

Longitud del puntal: 14.00 m

Coeficiente de dilatación: 0.000012 m/m°C

3. DATOS GENERALES

Cota de la rasante: 0.00 m

Altura del muro sobre la rasante: 0.00 m

Tipología: Muro pantalla de hormigón armado

4. DESCRIPCIÓN DEL TERRENO

Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el trasdós del muro pantalla: 16.0 %

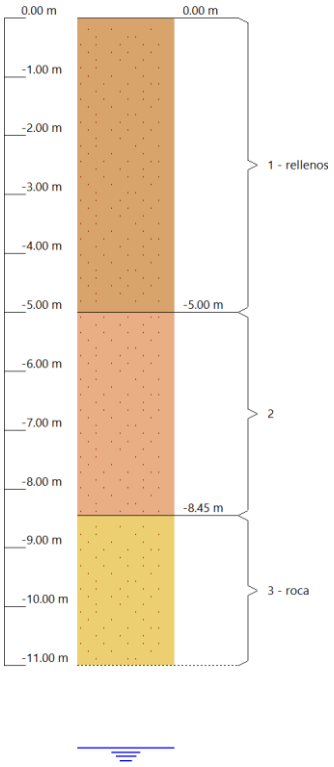
Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el intradós del muro pantalla: 8.0 %

Profundidad del nivel freático: 12.40 m

ESTRATOS

Referencias	Cota superior	Descripción	Coeficientes de empuje
1 - rellenos	0.00 m	Densidad aparente: 15.0 kN/m³ Densidad sumergida: 5.0 kN/m³ Ángulo rozamiento interno: 28 grados Cohesión: 0.00 kN/m² Módulo de balasto empuje activo: 5000.0 kN/m³ Módulo de balasto empuje pasivo: 5000.0 kN/m³ Gradiente módulo de balasto: 0.0 kN/m4	Activo trasdós: 0.35 Reposo trasdós: 0.53 Pasivo trasdós: 3.15 Activo intradós: 0.35 Reposo intradós: 0.53 Pasivo intradós: 2.96
2	-5.00 m	Densidad aparente: 23.0 kN/m³ Densidad sumergida: 13.0 kN/m³ Ángulo rozamiento interno: 35 grados Cohesión: 100.00 kN/m² Módulo de balasto empuje activo: 400000.0 kN/m³ Módulo de balasto empuje pasivo: 400000.0 kN/m³ Gradiente módulo de balasto: 0.0 kN/m4	Activo trasdós: 0.26 Reposo trasdós: 0.43 Pasivo trasdós: 4.47 Activo intradós: 0.26 Reposo intradós: 0.43 Pasivo intradós: 4.06
3 - roca	-8.45 m	Densidad aparente: 23.0 kN/m³ Densidad sumergida: 13.0 kN/m³ Ángulo rozamiento interno: 35 grados Cohesión: 250.00 kN/m² Módulo de balasto empuje activo: 2800000.0 kN/m³ Módulo de balasto empuje pasivo: 2800000.0 kN/m³ Gradiente módulo de balasto: 0.0 kN/m4	Activo trasdós: 0.26 Reposo trasdós: 0.43 Pasivo trasdós: 4.47 Activo intradós: 0.26 Reposo intradós: 0.43 Pasivo intradós: 4.06

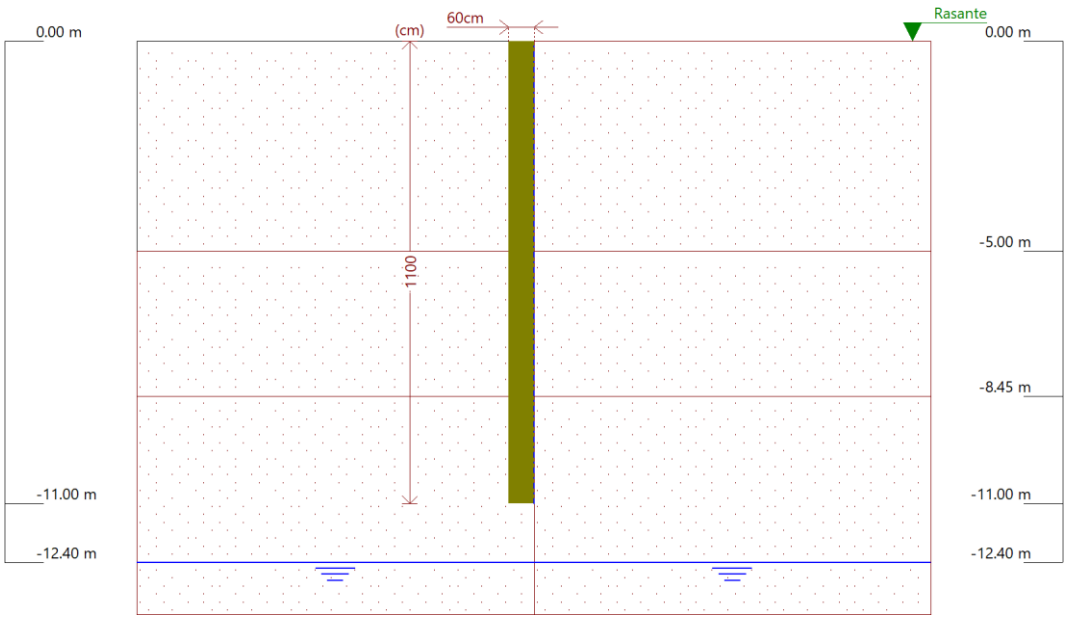
5. SECCIÓN VERTICAL DEL TERRENO



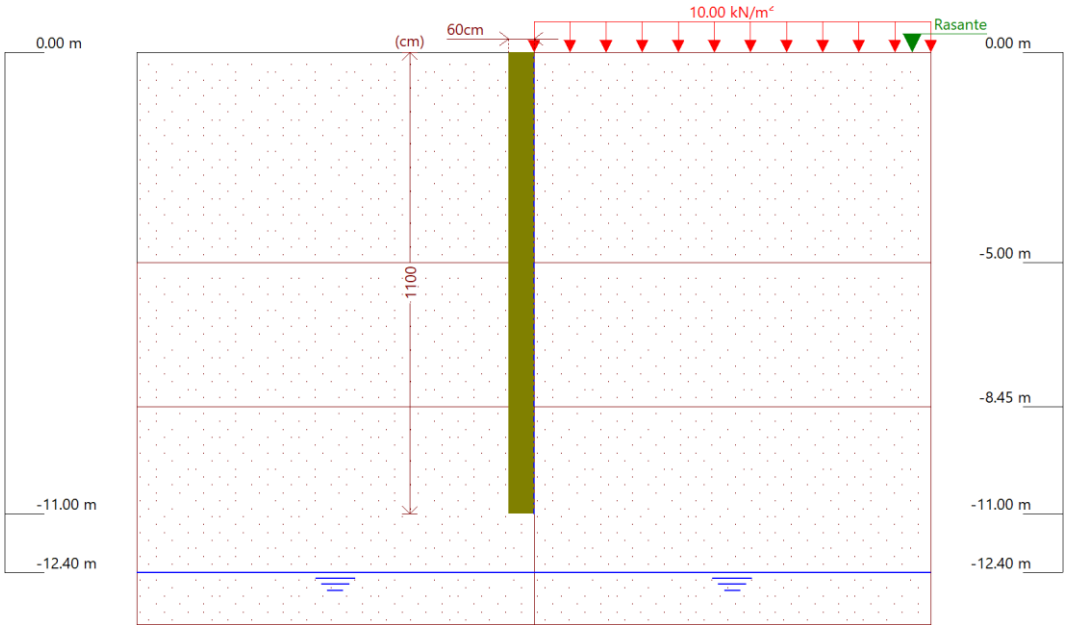
6. GEOMETRÍA

Altura total: 11.00 m
Espesor: 60 cm
Longitud tramo: 2.50 m

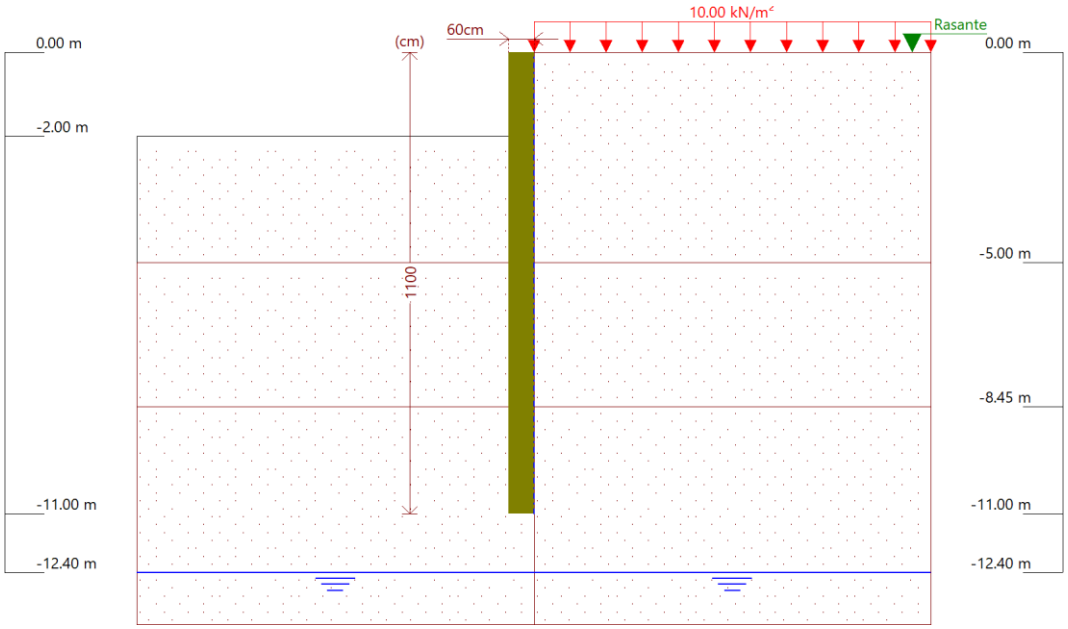
7. ESQUEMA DE LAS FASES



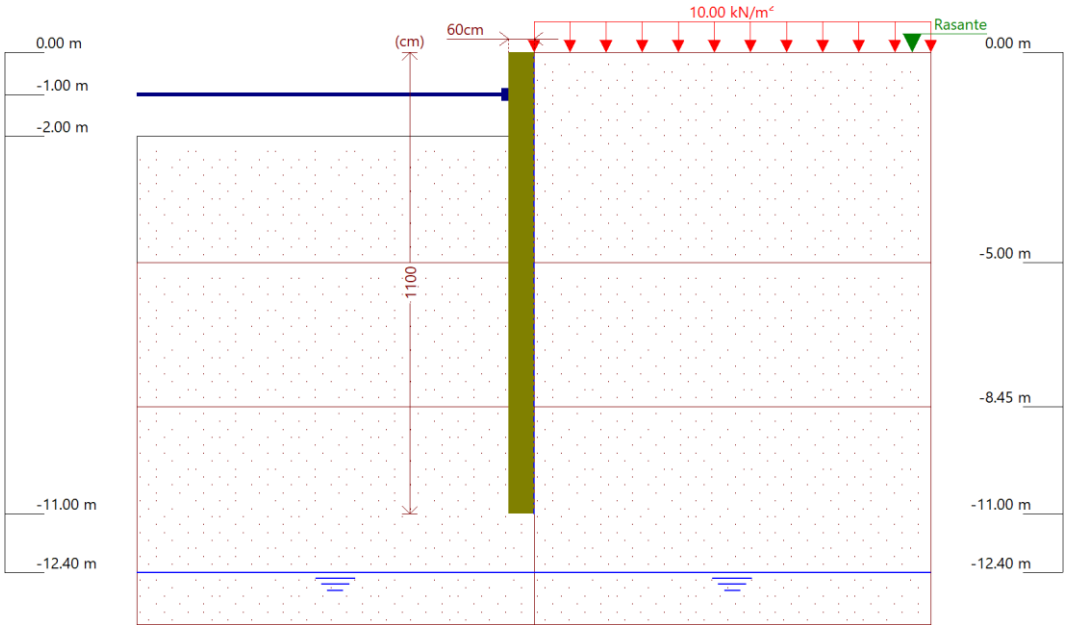
Referencias	Nombre	Descripción
Fase 1	inicio	Tipo de fase: Constructiva Cota de excavación: 0.00 m Con nivel freático trasdós hasta la cota: -12.40 m Con nivel freático intradós hasta la cota: -12.40 m



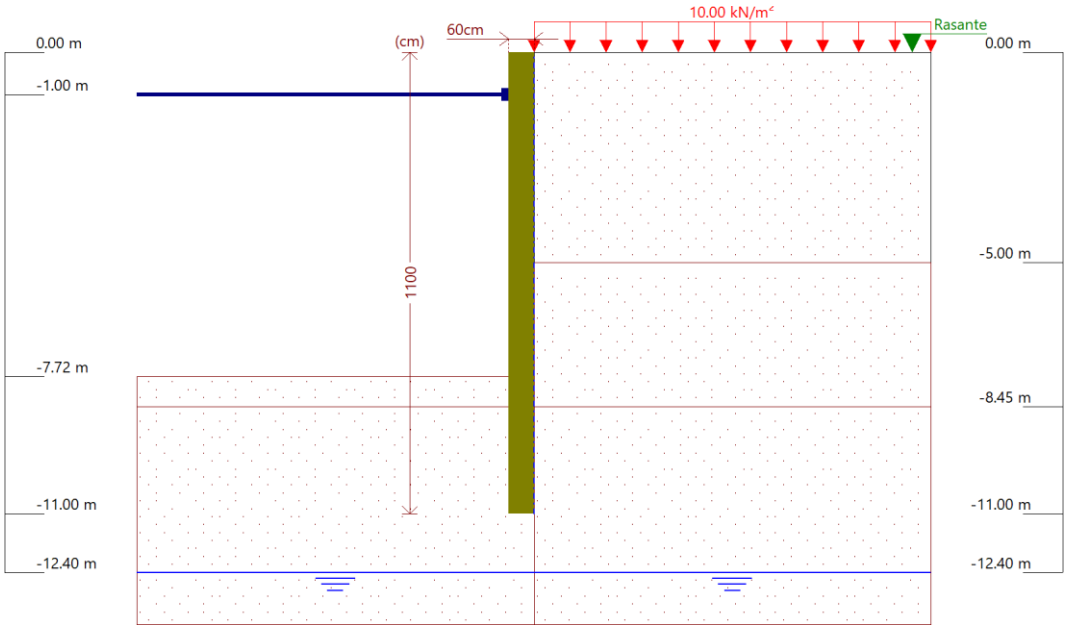
Referencias	Nombre	Descripción
Fase 2	cargas	Tipo de fase: Constructiva Cota de excavación: 0.00 m Con nivel freático trasdós hasta la cota: -12.40 m Con nivel freático intradós hasta la cota: -12.40 m



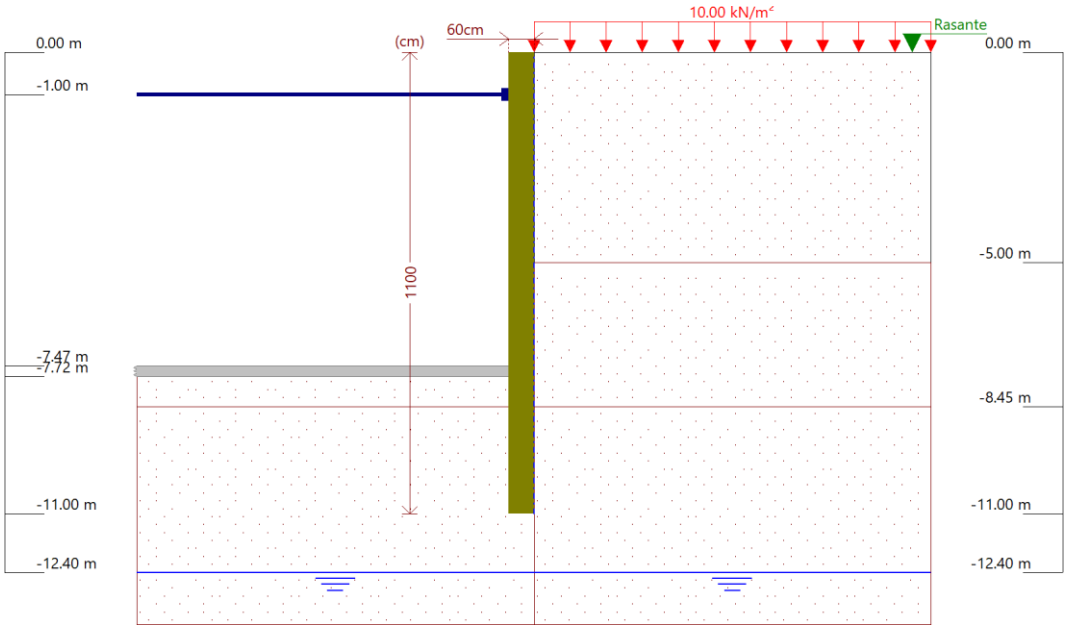
Referencias	Nombre	Descripción
Fase 3	excavación 1	Tipo de fase: Constructiva Cota de excavación: -2.00 m Con nivel freático trasdós hasta la cota: -12.40 m Con nivel freático intradós hasta la cota: -12.40 m



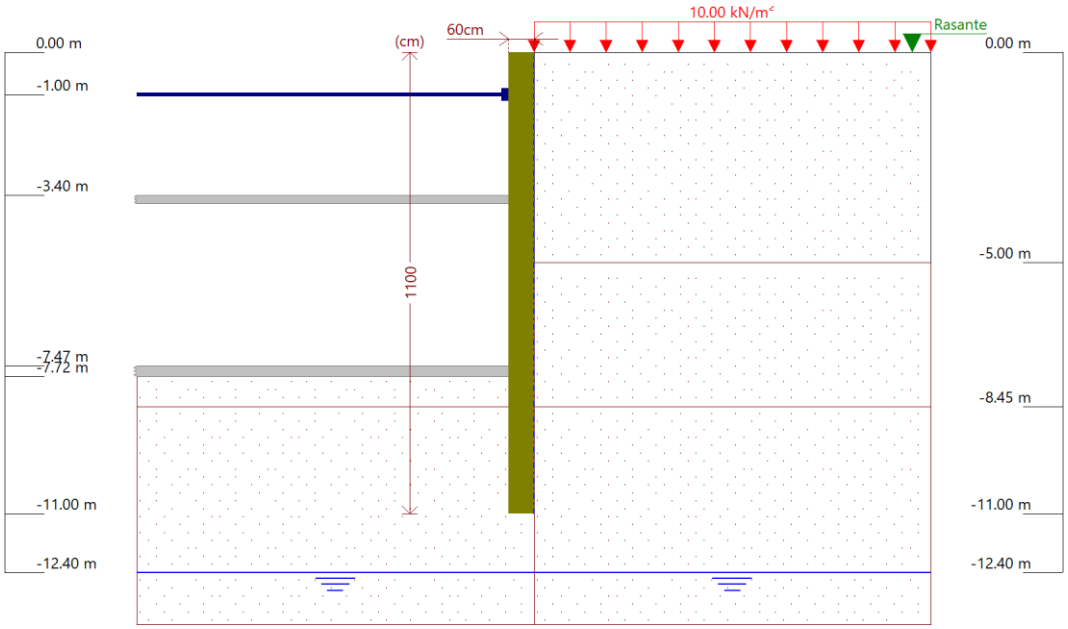
Referencias	Nombre	Descripción
Fase 4	puntal	Tipo de fase: Constructiva Cota de excavación: -2.00 m Con nivel freático trasdós hasta la cota: -12.40 m Con nivel freático intradós hasta la cota: -12.40 m



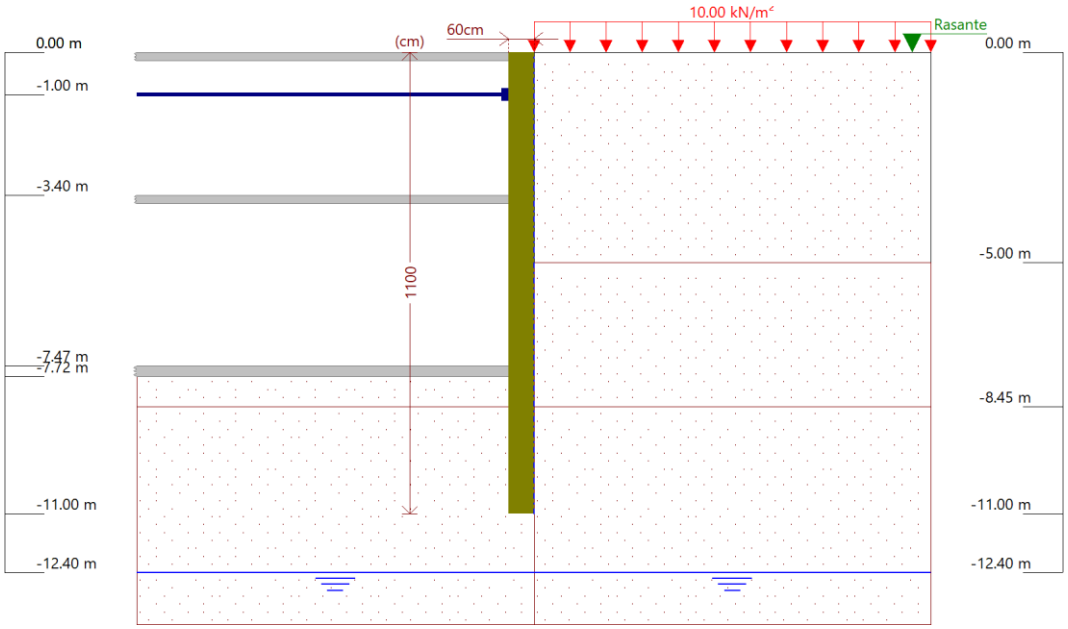
Referencias	Nombre	Descripción
Fase 5	excavación 2	Tipo de fase: Constructiva Cota de excavación: -7.72 m Con nivel freático trasdós hasta la cota: -12.40 m Con nivel freático intradós hasta la cota: -12.40 m



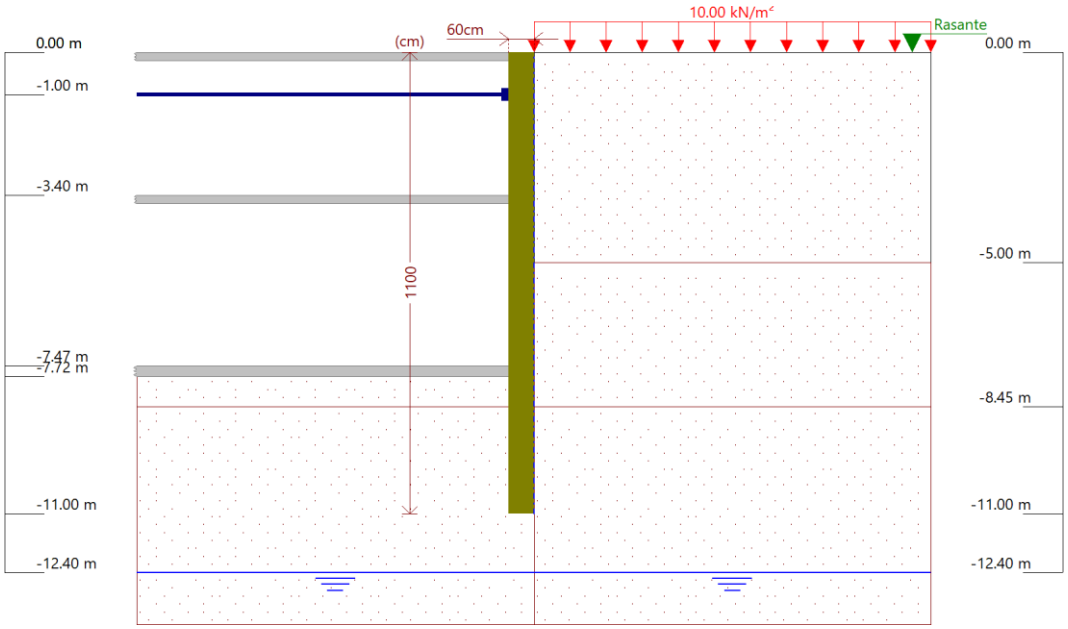
Referencias	Nombre	Descripción
Fase 6	solera	Tipo de fase: Constructiva Cota de excavación: -7.72 m Con nivel freático trasdós hasta la cota: -12.40 m Con nivel freático intradós hasta la cota: -12.40 m



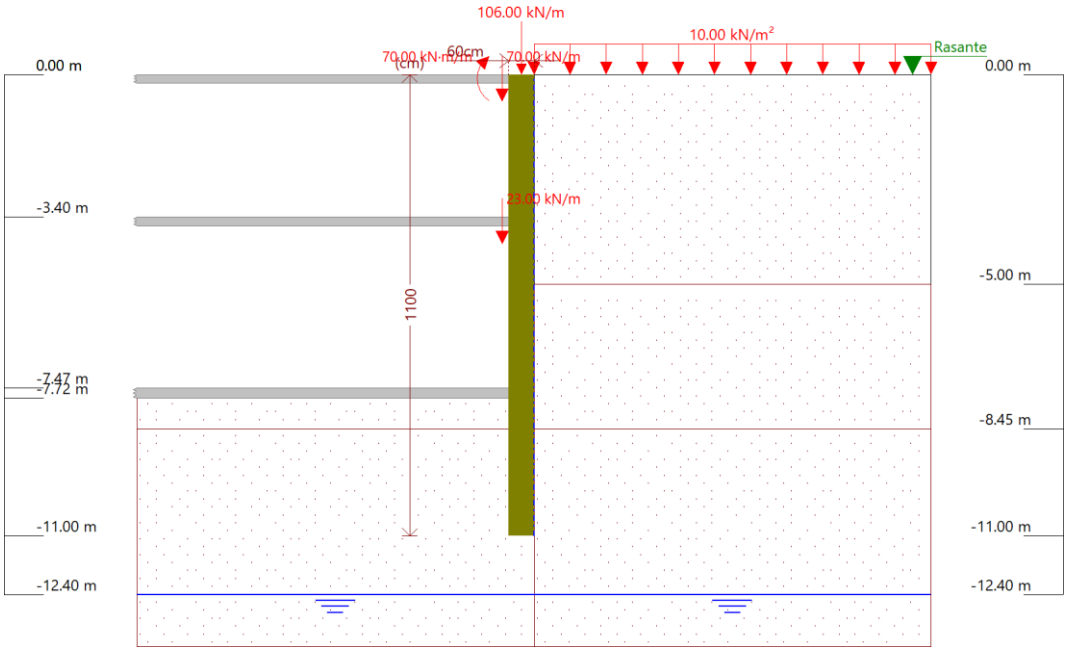
Referencias	Nombre	Descripción
Fase 7	losa intermedia	Tipo de fase: Constructiva Cota de excavación: -7.72 m Con nivel freático trasdós hasta la cota: -12.40 m Con nivel freático intradós hasta la cota: -12.40 m



Referencias	Nombre	Descripción
Fase 8	losa superior	Tipo de fase: Constructiva Cota de excavación: -7.72 m Con nivel freático trasdós hasta la cota: -12.40 m Con nivel freático intradós hasta la cota: -12.40 m



Referencias	Nombre	Descripción
Fase 9	quitar puntal	Tipo de fase: Servicio Cota de excavación: -7.72 m Con nivel freático trasdós hasta la cota: -12.40 m Con nivel freático intradós hasta la cota: -12.40 m



Referencias	Nombre	Descripción
Fase 10	Final	Tipo de fase: Servicio Cota de excavación: -7.72 m Con nivel freático trasdós hasta la cota: -12.40 m Con nivel freático intradós hasta la cota: -12.40 m

8. CARGAS

CARGAS EN EL TRASDÓS

Tipo	Cota	Datos	Fase inicial	Fase final
Uniforme	En superficie	Valor: 10 kN/m²	cargas	Final

9. ELEMENTOS DE APOYO

PUNTALES

Descripción	Fase inicial	Fase final
Cota: -1.00 m Rigidez axil: 197100 kN/m Separación: 2.5 m	puntal	quitar puntal

FORJADOS

Descripción	Fase de construcción	Fase de servicio
Cota: -7.47 m Canto: 25 cm Cortante fase constructiva: 0 kN/m Cortante fase de servicio: 0 kN/m Rigidez axil: 11681 kN/m²	solera	Final
Cota: 0.00 m Canto: 20 cm Cortante fase constructiva: 0 kN/m Cortante fase de servicio: 70 kN/m Rigidez axil: 471429 kN/m²	losa superior	Final
Cota: -3.40 m Canto: 20 cm Cortante fase constructiva: 0 kN/m Cortante fase de servicio: 23 kN/m Rigidez axil: 2471429 kN/m²	losa intermedia	Final

10. RESULTADOS DE LAS FASES

Esfuerzos sin mayorar.

FASE 1: INICIO

BÁSICA

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m²)	Presión hidrostática (kN/m²)
0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-1.00	0.00	14.72	0.00	0.00	0.00	0.00
-2.00	0.00	29.43	0.00	0.00	0.00	0.00
-3.00	0.00	44.14	0.00	0.00	0.00	0.00
-4.00	0.00	58.86	0.00	0.00	0.00	0.00
-5.00	0.00	73.57	0.00	0.00	0.00	0.00
-6.00	0.00	88.29	0.00	0.00	0.00	0.00
-7.00	0.00	103.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-8.00	0.00	117.72	0.00	0.00	0.00	0.00
-9.00	0.00	132.43	0.00	0.00	0.00	0.00
-10.00	0.00	147.15	0.00	0.00	0.00	0.00
-11.00	0.00	161.86	0.00	0.00	0.00	0.00
Máximos	0.00 Cota: 0.00 m	161.86 Cota: -11.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: -9.50 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	0.00 Cota: 0.00 m	-0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	-0.00 Cota: -8.75 m	0.00 Cota: 0.00 m

FASE 2: CARGS

BÁSICA

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m²)	Presión hidrostática (kN/m²)
0.00	-0.55	-0.00	0.43	0.00	3.45	0.00
-1.00	-0.44	14.72	0.73	0.55	0.92	0.00
-2.00	-0.33	29.43	2.05	2.02	2.01	0.00
-3.00	-0.22	44.14	4.46	5.49	3.06	0.00

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m²)	Presión hidrostática (kN/m²)
-4.00	-0.13	58.86	7.89	12.02	4.02	0.00
-5.00	-0.05	73.57	12.22	22.55	-37.09	0.00
-6.00	-0.01	88.29	-10.18	17.92	-4.26	0.00
-7.00	0.00	103.00	-9.70	7.17	5.08	0.00
-8.00	0.00	117.72	-4.34	0.80	5.01	0.00
-9.00	-0.00	132.43	-0.04	-0.65	1.52	0.00
-10.00	-0.00	147.15	0.45	-0.20	-0.38	0.00
-11.00	-0.00	161.86	0.00	-0.00	-0.39	0.00
Máximos	0.00 Cota: -7.50 m	161.86 Cota: -11.00 m	12.22 Cota: -5.00 m	23.29 Cota: -5.25 m	5.53 Cota: -7.50 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	-0.55 Cota: 0.00 m	-0.00 Cota: 0.00 m	-11.32 Cota: -6.50 m	-0.65 Cota: -9.00 m	-37.09 Cota: -5.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

FASE 3: EXCAVACION 1

BÁSICA

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m²)	Presión hidrostática (kN/m²)
0.00	-2.93	-0.00	0.43	0.00	3.45	0.00
-1.00	-2.34	14.72	4.96	2.53	8.63	0.00
-2.00	-1.75	29.43	15.53	13.70	13.81	0.00
-3.00	-1.19	44.14	23.91	34.97	9.34	0.00
-4.00	-0.68	58.86	35.20	65.53	14.39	0.00
-5.00	-0.28	73.57	51.20	110.41	-132.79	0.00
-6.00	-0.06	88.29	-45.01	94.22	-32.35	0.00
-7.00	0.01	103.00	-50.00	41.03	22.43	0.00
-8.00	0.01	117.72	-25.29	6.21	23.36	0.00
-9.00	-0.00	132.43	-1.13	-4.00	11.13	0.00
-10.00	-0.00	147.15	2.89	-1.35	-2.20	0.00
-11.00	-0.00	161.86	0.00	0.00	-2.76	0.00
Máximos	0.01 Cota: -7.50 m	161.86 Cota: -11.00 m	51.20 Cota: -5.00 m	114.91 Cota: -5.25 m	31.96 Cota: -8.50 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	-2.93 Cota: 0.00 m	-0.00 Cota: 0.00 m	-55.56 Cota: -6.50 m	-4.00 Cota: -9.00 m	-132.79 Cota: -5.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

FASE 4: PUNTAL

BÁSICA

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m²)	Presión hidrostática (kN/m²)
0.00	-2.93	-0.00	0.43	0.00	3.45	0.00
-1.00	-2.34	14.72	4.96	2.53	8.63	0.00
-2.00	-1.75	29.43	15.53	13.70	13.81	0.00
-3.00	-1.19	44.14	23.91	34.97	9.34	0.00
-4.00	-0.68	58.86	35.20	65.53	14.39	0.00
-5.00	-0.28	73.57	51.20	110.41	-132.79	0.00
-6.00	-0.06	88.29	-45.01	94.22	-32.35	0.00
-7.00	0.01	103.00	-50.00	41.03	22.43	0.00
-8.00	0.01	117.72	-25.29	6.21	23.36	0.00

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m²)	Presión hidrostática (kN/m²)
-9.00	-0.00	132.43	-1.13	-4.00	11.13	0.00
-10.00	-0.00	147.15	2.89	-1.35	-2.20	0.00
-11.00	-0.00	161.86	0.00	-0.00	-2.76	0.00
Máximos	0.01 Cota: -7.50 m	161.86 Cota: -11.00 m	51.20 Cota: -5.00 m	114.91 Cota: -5.25 m	31.96 Cota: -8.50 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	-2.93 Cota: 0.00 m	-0.00 Cota: 0.00 m	-55.56 Cota: -6.50 m	-4.00 Cota: -9.00 m	-132.79 Cota: -5.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

INCREMENTO DE TEMPERATURA

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m²)	Presión hidrostática (kN/m²)
0.00	-0.19	-0.00	2.14	-0.00	17.15	0.00
-1.00	-0.22	14.72	15.78	8.90	19.22	0.00
-2.00	-0.26	29.43	-22.46	-21.21	21.27	0.00
-3.00	-0.26	44.14	-3.22	-31.39	18.59	0.00
-4.00	-0.22	58.86	15.50	-22.94	19.04	0.00
-5.00	-0.13	73.57	34.84	4.59	-13.22	0.00
-6.00	-0.06	88.29	4.37	23.46	-29.97	0.00
-7.00	-0.02	103.00	-12.05	14.94	0.37	0.00
-8.00	-0.01	117.72	-6.74	5.27	11.14	0.00
-9.00	-0.00	132.43	-3.23	2.60	0.58	0.00
-10.00	-0.00	147.15	-1.35	0.36	2.07	0.00
-11.00	-0.00	161.86	0.00	0.00	0.13	0.00
Máximos	-0.00 Cota: -9.50 m	161.86 Cota: -11.00 m	34.84 Cota: -5.00 m	23.46 Cota: -6.00 m	21.27 Cota: -2.00 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	-0.27 Cota: -2.50 m	-0.00 Cota: 0.00 m	-37.63 Cota: -1.25 m	-31.39 Cota: -3.00 m	-42.39 Cota: -5.75 m	0.00 Cota: 0.00 m

DISMINUCIÓN DE TEMPERATURA

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m²)	Presión hidrostática (kN/m²)
0.00	-2.93	-0.00	0.43	0.00	3.45	0.00
-1.00	-2.34	14.72	4.96	2.53	8.63	0.00
-2.00	-1.75	29.43	15.53	13.70	13.81	0.00
-3.00	-1.19	44.14	23.91	34.97	9.34	0.00
-4.00	-0.68	58.86	35.20	65.53	14.39	0.00
-5.00	-0.28	73.57	51.20	110.41	-132.79	0.00
-6.00	-0.06	88.29	-45.01	94.22	-32.35	0.00
-7.00	0.01	103.00	-50.00	41.03	22.43	0.00
-8.00	0.01	117.72	-25.29	6.21	23.36	0.00
-9.00	-0.00	132.43	-1.13	-4.00	11.13	0.00
-10.00	-0.00	147.15	2.89	-1.35	-2.20	0.00
-11.00	-0.00	161.86	0.00	-0.00	-2.76	0.00
Máximos	0.01 Cota: -7.50 m	161.86 Cota: -11.00 m	51.20 Cota: -5.00 m	114.91 Cota: -5.25 m	31.96 Cota: -8.50 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	-2.93 Cota: 0.00 m	-0.00 Cota: 0.00 m	-55.56 Cota: -6.50 m	-4.00 Cota: -9.00 m	-132.79 Cota: -5.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

FASE 5: EXCAVACION 2

BÁSICA

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m²)	Presión hidrostática (kN/m²)
0.00	-3.14	-0.00	0.43	-0.00	3.45	0.00
-1.00	-2.87	14.72	4.96	2.53	8.63	0.00
-2.00	-2.59	29.43	-26.47	-28.30	13.81	0.00
-3.00	-2.27	44.14	-10.72	-45.34	18.98	0.00
-4.00	-1.87	58.86	11.09	-43.09	27.77	0.00
-5.00	-1.41	73.57	42.70	-13.04	0.00	0.00
-6.00	-0.92	88.29	42.70	29.65	0.00	0.00
-7.00	-0.48	103.00	42.70	72.35	0.00	0.00
-8.00	-0.16	117.72	19.33	109.20	-64.52	0.00
-9.00	-0.02	132.43	-75.32	78.45	-26.18	0.00
-10.00	-0.00	147.15	-43.52	13.74	58.74	0.00
-11.00	-0.01	161.86	0.00	0.00	13.23	0.00
Máximos	0.00 Cota: -9.75 m	161.86 Cota: -11.00 m	42.70 Cota: -5.50 m	110.00 Cota: -8.25 m	63.91 Cota: -9.75 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	-3.14 Cota: 0.00 m	-0.00 Cota: 0.00 m	-81.87 Cota: -9.25 m	-47.06 Cota: -3.50 m	-186.02 Cota: -8.50 m	0.00 Cota: 0.00 m

INCREMENTO DE TEMPERATURA

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m²)	Presión hidrostática (kN/m²)
0.00	-0.26	-0.00	2.10	0.00	16.78	0.00
-1.00	-0.47	14.72	15.12	8.57	17.95	0.00
-2.00	-0.69	29.43	-44.75	-43.16	19.12	0.00
-3.00	-0.83	44.14	-23.96	-75.34	25.01	0.00
-4.00	-0.86	58.86	3.94	-82.47	32.86	0.00
-5.00	-0.74	73.57	39.95	-56.69	0.00	0.00
-6.00	-0.54	88.29	39.95	-16.74	0.00	0.00
-7.00	-0.31	103.00	39.95	23.21	0.00	0.00
-8.00	-0.11	117.72	23.95	59.15	-27.88	0.00
-9.00	-0.02	132.43	-43.22	51.90	-30.34	0.00
-10.00	-0.00	147.15	-29.68	9.95	37.80	0.00
-11.00	-0.01	161.86	0.00	0.00	11.52	0.00
Máximos	-0.00 Cota: -9.75 m	161.86 Cota: -11.00 m	39.95 Cota: -5.25 m	67.66 Cota: -8.50 m	39.44 Cota: -9.75 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	-0.86 Cota: -3.75 m	-0.00 Cota: 0.00 m	-58.63 Cota: -1.25 m	-83.46 Cota: -3.75 m	-147.65 Cota: -8.50 m	0.00 Cota: 0.00 m

DISMINUCIÓN DE TEMPERATURA

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m²)	Presión hidrostática (kN/m²)
0.00	-5.61	-0.00	0.43	0.00	3.45	0.00
-1.00	-4.93	14.72	4.96	2.53	8.63	0.00
-2.00	-4.26	29.43	-17.17	-19.00	13.81	0.00
-3.00	-3.55	44.14	-1.42	-26.74	18.98	0.00
-4.00	-2.80	58.86	19.50	-15.49	24.16	0.00
-5.00	-2.02	73.57	47.33	20.58	0.00	0.00
-6.00	-1.28	88.29	47.33	67.91	0.00	0.00

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m²)	Presión hidrostática (kN/m²)
-7.00	-0.65	103.00	47.33	115.24	0.00	0.00
-8.00	-0.21	117.72	16.80	154.93	-85.96	0.00
-9.00	-0.02	132.43	-104.53	105.25	-28.26	0.00
-10.00	0.00	147.15	-57.91	17.99	79.36	0.00
-11.00	-0.01	161.86	0.00	0.00	16.28	0.00
Máximos	0.00 Cota: -9.75 m	161.86 Cota: -11.00 m	47.33 Cota: -6.25 m	154.93 Cota: -8.00 m	87.24 Cota: -9.75 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	-5.61 Cota: 0.00 m	-0.00 Cota: 0.00 m	-111.59 Cota: -9.25 m	-26.74 Cota: -3.00 m	-230.06 Cota: -8.50 m	0.00 Cota: 0.00 m

FASE 6: SOLERA

BÁSICA

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m²)	Presión hidrostática (kN/m²)
0.00	-3.14	-0.00	0.43	0.00	3.45	0.00
-1.00	-2.87	14.72	4.96	2.53	8.63	0.00
-2.00	-2.59	29.43	-26.47	-28.30	13.81	0.00
-3.00	-2.27	44.14	-10.72	-45.34	18.98	0.00
-4.00	-1.87	58.86	11.09	-43.09	27.77	0.00
-5.00	-1.41	73.57	42.70	-13.04	0.00	0.00
-6.00	-0.92	88.29	42.70	29.65	0.00	0.00
-7.00	-0.48	103.00	42.70	72.35	0.00	0.00
-7.75	-0.22	114.04	42.70	104.37	-93.48	0.00
-8.75	-0.03	128.76	-48.69	97.28	-106.53	0.00
-9.75	0.00	143.47	-59.50	24.62	63.91	0.00
-10.75	-0.01	158.19	-7.73	0.41	24.29	0.00
Máximos	0.00 Cota: -9.75 m	161.86 Cota: -11.00 m	42.70 Cota: -5.00 m	110.00 Cota: -8.25 m	63.91 Cota: -9.75 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	-3.14 Cota: 0.00 m	-0.00 Cota: 0.00 m	-81.87 Cota: -9.25 m	-47.06 Cota: -3.50 m	-186.02 Cota: -8.50 m	0.00 Cota: 0.00 m

INCREMENTO DE TEMPERATURA

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m²)	Presión hidrostática (kN/m²)
0.00	-0.35	-0.00	2.18	0.00	17.41	0.00
-1.00	-0.68	14.72	16.05	9.04	19.57	0.00
-2.00	-1.01	29.43	-58.16	-56.92	21.72	0.00
-3.00	-1.25	44.14	-35.58	-101.15	24.09	0.00
-4.00	-1.32	58.86	-9.58	-120.95	30.53	0.00
-5.00	-1.20	73.57	24.09	-110.15	84.07	0.00
-6.00	-0.90	88.29	75.38	-47.59	9.51	0.00
-7.00	-0.52	103.00	77.76	30.17	0.00	0.00
-7.75	-0.26	114.04	77.36	88.42	-106.69	0.00
-8.75	-0.04	128.76	-35.70	105.38	-134.85	0.00
-9.75	0.00	143.47	-67.17	30.10	65.22	0.00
-10.75	-0.01	158.19	-10.56	0.66	31.66	0.00
Máximos	0.00 Cota: -9.75 m	161.86 Cota: -11.00 m	77.76 Cota: -7.25 m	114.30 Cota: -8.50 m	84.07 Cota: -5.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m²)	Presión hidrostática (kN/m²)
Mínimos	-1.32 Cota: -4.00 m	-0.00 Cota: 0.00 m	-84.20 Cota: -9.25 m	-121.44 Cota: -4.25 m	-229.10 Cota: -8.50 m	0.00 Cota: 0.00 m

DISMINUCIÓN DE TEMPERATURA

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m²)	Presión hidrostática (kN/m²)
0.00	-5.61	-0.00	0.43	0.00	3.45	0.00
-1.00	-4.93	14.72	4.96	2.53	8.63	0.00
-2.00	-4.26	29.43	-17.13	-18.96	13.81	0.00
-3.00	-3.55	44.14	-1.38	-26.65	18.98	0.00
-4.00	-2.80	58.86	19.55	-15.36	24.16	0.00
-5.00	-2.02	73.57	47.38	20.75	0.00	0.00
-6.00	-1.28	88.29	47.38	68.14	0.00	0.00
-7.00	-0.65	103.00	47.38	115.52	0.00	0.00
-7.75	-0.29	114.04	46.38	150.90	-121.61	0.00
-8.75	-0.04	128.76	-73.73	130.96	-123.14	0.00
-9.75	0.00	143.47	-79.40	32.27	87.07	0.00
-10.75	-0.01	158.19	-9.84	0.50	31.32	0.00
Máximos	0.00 Cota: -9.75 m	161.86 Cota: -11.00 m	47.38 Cota: -5.50 m	154.89 Cota: -8.00 m	87.07 Cota: -9.75 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	-5.61 Cota: 0.00 m	-0.00 Cota: 0.00 m	-111.36 Cota: -9.25 m	-26.65 Cota: -3.00 m	-228.63 Cota: -8.50 m	0.00 Cota: 0.00 m

FASE 7: LOSA INTERMEDIA

BÁSICA

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m²)	Presión hidrostática (kN/m²)
0.00	-3.14	-0.00	0.43	-0.00	3.45	0.00
-1.00	-2.87	14.72	4.96	2.53	8.63	0.00
-2.00	-2.59	29.43	-26.47	-28.30	13.81	0.00
-3.00	-2.27	44.14	-10.72	-45.34	18.98	0.00
-4.00	-1.87	58.86	11.09	-43.09	27.77	0.00
-5.00	-1.41	73.57	42.70	-13.04	0.00	0.00
-6.00	-0.92	88.29	42.70	29.65	0.00	0.00
-7.00	-0.48	103.00	42.70	72.35	0.00	0.00
-7.75	-0.22	114.04	42.70	104.37	-93.48	0.00
-8.75	-0.03	128.76	-48.69	97.28	-106.53	0.00
-9.75	0.00	143.47	-59.50	24.62	63.91	0.00
-10.75	-0.01	158.19	-7.73	0.41	24.29	0.00
Máximos	0.00 Cota: -9.75 m	161.86 Cota: -11.00 m	42.70 Cota: -5.25 m	110.00 Cota: -8.25 m	63.91 Cota: -9.75 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	-3.14 Cota: 0.00 m	-0.00 Cota: 0.00 m	-81.87 Cota: -9.25 m	-47.06 Cota: -3.50 m	-186.02 Cota: -8.50 m	0.00 Cota: 0.00 m

INCREMENTO DE TEMPERATURA

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m²)	Presión hidrostática (kN/m²)
0.00	-0.35	-0.00	2.18	-0.00	17.41	0.00

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m²)	Presión hidrostática (kN/m²)
-1.00	-0.68	14.72	16.05	9.04	19.57	0.00
-2.00	-1.01	29.43	-58.16	-56.92	21.72	0.00
-3.00	-1.25	44.14	-35.58	-101.15	24.09	0.00
-4.00	-1.32	58.86	-9.58	-120.95	30.53	0.00
-5.00	-1.20	73.57	24.09	-110.15	84.07	0.00
-6.00	-0.90	88.29	75.38	-47.59	9.51	0.00
-7.00	-0.52	103.00	77.76	30.17	0.00	0.00
-7.75	-0.26	114.04	77.36	88.42	-106.69	0.00
-8.75	-0.04	128.76	-35.70	105.38	-134.85	0.00
-9.75	0.00	143.47	-67.17	30.10	65.22	0.00
-10.75	-0.01	158.19	-10.56	0.66	31.66	0.00
Máximos	0.00 Cota: -9.75 m	161.86 Cota: -11.00 m	77.76 Cota: -7.25 m	114.30 Cota: -8.50 m	84.07 Cota: -5.00 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	-1.32 Cota: -4.00 m	-0.00 Cota: 0.00 m	-84.20 Cota: -9.25 m	-121.44 Cota: -4.25 m	-229.10 Cota: -8.50 m	0.00 Cota: 0.00 m

DISMINUCIÓN DE TEMPERATURA

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m²)	Presión hidrostática (kN/m²)
0.00	-4.38	-0.00	0.43	0.00	3.45	0.00
-1.00	-3.72	14.72	4.96	2.53	8.63	0.00
-2.00	-3.05	29.43	15.53	13.70	13.81	0.00
-3.00	-2.42	44.14	31.28	38.67	18.98	0.00
-4.00	-1.85	58.86	-35.61	38.57	27.91	0.00
-5.00	-1.34	73.57	-3.75	22.05	27.17	0.00
-6.00	-0.87	88.29	21.41	34.53	19.70	0.00
-7.00	-0.46	103.00	36.94	66.51	9.01	0.00
-7.75	-0.22	114.04	42.15	97.07	-86.70	0.00
-8.75	-0.03	128.76	-44.09	92.68	-105.36	0.00
-9.75	-0.00	143.47	-56.98	23.83	60.45	0.00
-10.75	-0.01	158.19	-7.60	0.42	23.72	0.00
Máximos	-0.00 Cota: -9.75 m	161.86 Cota: -11.00 m	42.15 Cota: -7.59 m	103.70 Cota: -8.50 m	60.45 Cota: -9.75 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	-4.38 Cota: 0.00 m	-0.00 Cota: 0.00 m	-77.51 Cota: -9.25 m	0.00 Cota: -11.00 m	-178.89 Cota: -8.50 m	0.00 Cota: 0.00 m

FASE 8: LOSA SUPERIOR

BÁSICA

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m²)	Presión hidrostática (kN/m²)
0.00	-3.14	-0.00	0.43	0.00	3.45	0.00
-0.75	-2.94	11.04	3.13	1.29	7.33	0.00
-1.75	-2.66	25.75	-29.60	-21.69	12.51	0.00
-2.75	-2.36	40.47	-15.14	-42.65	17.69	0.00
-3.75	-1.98	55.18	4.78	-45.86	25.25	0.00
-4.75	-1.53	69.90	33.83	-23.72	35.46	0.00
-5.75	-1.04	84.61	42.70	18.98	0.00	0.00
-6.75	-0.58	99.33	42.70	61.67	0.00	0.00
-7.59	-0.27	111.76	42.70	97.75	1.41	0.00

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m²)	Presión hidrostática (kN/m²)
-8.50	-0.06	125.08	-2.19	109.45	-186.02	0.00
-9.50	-0.00	139.79	-73.95	39.50	57.81	0.00
-10.50	-0.00	154.51	-16.77	2.34	36.16	0.00
Máximos	0.00 Cota: -9.75 m	161.86 Cota: -11.00 m	42.70 Cota: -7.59 m	110.00 Cota: -8.25 m	63.91 Cota: -9.75 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	-3.14 Cota: 0.00 m	-0.00 Cota: 0.00 m	-81.87 Cota: -9.25 m	-47.06 Cota: -3.50 m	-186.02 Cota: -8.50 m	0.00 Cota: 0.00 m

INCREMENTO DE TEMPERATURA

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m²)	Presión hidrostática (kN/m²)
0.00	-0.35	-0.00	2.18	-0.00	17.41	0.00
-0.75	-0.60	11.04	11.29	5.03	19.04	0.00
-1.75	-0.93	25.75	-63.45	-42.38	21.17	0.00
-2.75	-1.20	40.47	-41.45	-92.25	23.46	0.00
-3.75	-1.32	55.18	-16.71	-118.56	28.54	0.00
-4.75	-1.25	69.90	14.87	-116.17	36.87	0.00
-5.75	-0.98	84.61	69.75	-66.44	22.52	0.00
-6.75	-0.61	99.33	77.76	10.73	0.00	0.00
-7.59	-0.31	111.76	77.76	76.43	0.00	0.00
-8.50	-0.08	125.08	21.58	114.30	-229.10	0.00
-9.50	-0.00	139.79	-80.32	46.90	52.60	0.00
-10.50	-0.00	154.51	-21.35	3.30	43.13	0.00
Máximos	0.00 Cota: -9.75 m	161.86 Cota: -11.00 m	77.76 Cota: -7.50 m	114.30 Cota: -8.50 m	84.07 Cota: -5.00 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	-1.32 Cota: -4.00 m	-0.00 Cota: 0.00 m	-84.20 Cota: -9.25 m	-121.44 Cota: -4.25 m	-229.10 Cota: -8.50 m	0.00 Cota: 0.00 m

DISMINUCIÓN DE TEMPERATURA

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m²)	Presión hidrostática (kN/m²)
0.00	-3.20	-0.00	0.43	-0.00	3.45	0.00
-0.75	-3.01	11.04	-24.02	-16.35	7.33	0.00
-1.75	-2.73	25.75	-14.75	-34.98	12.51	0.00
-2.75	-2.39	40.47	-0.29	-41.10	17.69	0.00
-3.75	-1.98	55.18	-0.60	-34.51	25.23	0.00
-4.75	-1.52	69.90	28.46	-17.75	35.49	0.00
-5.75	-1.03	84.61	39.39	20.61	2.50	0.00
-6.75	-0.58	99.33	41.48	61.40	1.38	0.00
-7.59	-0.27	111.76	42.47	96.99	1.96	0.00
-8.50	-0.06	125.08	-1.96	108.75	-184.93	0.00
-9.50	-0.00	139.79	-73.51	39.31	57.36	0.00
-10.50	-0.00	154.51	-16.70	2.34	35.99	0.00
Máximos	0.00 Cota: -9.75 m	161.86 Cota: -11.00 m	42.47 Cota: -7.75 m	109.24 Cota: -8.25 m	63.49 Cota: -9.75 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	-3.20 Cota: 0.00 m	-0.00 Cota: 0.00 m	-81.34 Cota: -9.25 m	-41.10 Cota: -2.75 m	-184.93 Cota: -8.50 m	0.00 Cota: 0.00 m

FASE 9: QUITAR PUNTAL

BÁSICA

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m²)	Presión hidrostática (kN/m²)
0.00	-3.14	-0.00	0.43	0.00	3.45	0.00
-0.75	-2.94	11.04	3.13	1.29	7.33	0.00
-1.75	-2.66	25.75	-29.60	-21.69	12.51	0.00
-2.75	-2.36	40.47	-15.14	-42.65	17.69	0.00
-3.75	-1.98	55.18	4.78	-45.86	25.25	0.00
-4.75	-1.53	69.90	33.83	-23.72	35.46	0.00
-5.75	-1.04	84.61	42.70	18.98	0.00	0.00
-6.75	-0.58	99.33	42.70	61.67	0.00	0.00
-7.59	-0.27	111.76	42.70	97.75	1.41	0.00
-8.50	-0.06	125.08	-2.19	109.45	-186.02	0.00
-9.50	-0.00	139.79	-73.95	39.50	57.81	0.00
-10.50	-0.00	154.51	-16.77	2.34	36.16	0.00
Máximos	0.00 Cota: -9.75 m	161.86 Cota: -11.00 m	42.70 Cota: -6.00 m	110.00 Cota: -8.25 m	63.91 Cota: -9.75 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	-3.14 Cota: 0.00 m	-0.00 Cota: 0.00 m	-81.87 Cota: -9.25 m	-47.06 Cota: -3.50 m	-186.02 Cota: -8.50 m	0.00 Cota: 0.00 m

INCREMENTO DE TEMPERATURA

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m²)	Presión hidrostática (kN/m²)
0.00	-0.35	-0.00	2.18	-0.00	17.41	0.00
-0.75	-0.60	11.04	11.29	5.03	19.04	0.00
-1.75	-0.93	25.75	-63.45	-42.38	21.17	0.00
-2.75	-1.20	40.47	-41.45	-92.25	23.46	0.00
-3.75	-1.32	55.18	-16.71	-118.56	28.54	0.00
-4.75	-1.25	69.90	14.87	-116.17	36.87	0.00
-5.75	-0.98	84.61	69.75	-66.44	22.52	0.00
-6.75	-0.61	99.33	77.76	10.73	0.00	0.00
-7.59	-0.31	111.76	77.76	76.43	0.00	0.00
-8.50	-0.08	125.08	21.58	114.30	-229.10	0.00
-9.50	-0.00	139.79	-80.32	46.90	52.60	0.00
-10.50	-0.00	154.51	-21.35	3.30	43.13	0.00
Máximos	0.00 Cota: -9.75 m	161.86 Cota: -11.00 m	77.76 Cota: -7.00 m	114.30 Cota: -8.50 m	84.07 Cota: -5.00 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	-1.32 Cota: -4.00 m	-0.00 Cota: 0.00 m	-84.20 Cota: -9.25 m	-121.44 Cota: -4.25 m	-229.10 Cota: -8.50 m	0.00 Cota: 0.00 m

DISMINUCIÓN DE TEMPERATURA

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m²)	Presión hidrostática (kN/m²)
0.00	-3.20	-0.00	0.43	-0.00	3.45	0.00
-0.75	-3.01	11.04	-24.02	-16.35	7.33	0.00
-1.75	-2.73	25.75	-14.75	-34.98	12.51	0.00
-2.75	-2.39	40.47	-0.29	-41.10	17.69	0.00
-3.75	-1.98	55.18	-0.60	-34.51	25.23	0.00
-4.75	-1.52	69.90	28.46	-17.75	35.49	0.00
-5.75	-1.03	84.61	39.39	20.61	2.50	0.00

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m²)	Presión hidrostática (kN/m²)
-6.75	-0.58	99.33	41.48	61.40	1.38	0.00
-7.59	-0.27	111.76	42.47	96.99	1.96	0.00
-8.50	-0.06	125.08	-1.96	108.75	-184.93	0.00
-9.50	-0.00	139.79	-73.51	39.31	57.36	0.00
-10.50	-0.00	154.51	-16.70	2.34	35.99	0.00
Máximos	0.00 Cota: -9.75 m	161.86 Cota: -11.00 m	42.47 Cota: -7.75 m	109.24 Cota: -8.25 m	63.49 Cota: -9.75 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	-3.20 Cota: 0.00 m	-0.00 Cota: 0.00 m	-81.34 Cota: -9.25 m	-41.10 Cota: -2.75 m	-184.93 Cota: -8.50 m	0.00 Cota: 0.00 m

FASE 10: FINAL

BÁSICA

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m²)	Presión hidrostática (kN/m²)
0.00	-3.13	106.00	0.44	-0.00	3.50	0.00
-0.50	-3.07	183.36	-1.65	-70.79	6.04	0.00
-1.50	-2.85	198.07	6.33	-67.86	11.22	0.00
-2.50	-2.52	212.79	19.49	-53.70	16.40	0.00
-3.50	-2.10	227.50	37.83	-23.15	22.65	0.00
-4.50	-1.64	265.22	15.76	-18.12	32.91	0.00
-5.50	-1.15	279.93	35.22	13.40	4.73	0.00
-6.50	-0.68	294.65	39.44	51.38	3.11	0.00
-7.50	-0.30	309.36	41.80	92.45	1.23	0.00
-8.25	-0.10	320.40	3.33	108.60	-20.85	0.00
-9.25	-0.01	335.11	-80.86	57.40	31.00	0.00
-10.25	-0.00	349.83	-28.57	6.49	47.76	0.00
Máximos	0.00 Cota: -9.75 m	360.86 Cota: -11.00 m	42.11 Cota: -7.59 m	108.60 Cota: -8.25 m	63.12 Cota: -9.75 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	-3.13 Cota: 0.00 m	106.00 Cota: 0.00 m	-80.86 Cota: -9.25 m	-70.83 Cota: -0.75 m	-183.71 Cota: -8.50 m	0.00 Cota: 0.00 m

11. RESULTADOS PARA LOS ELEMENTOS DE APOYO

Esfuerzos sin mayorar.

Puntales

Cota: -1.00 m	
Fase	Resultado
puntal	Carga puntual: 0.00 kN Carga lineal: 0.00 kN/m Carga puntual (Hipótesis térmica con incremento de temperatura): 145.54 kN Carga lineal (Hipótesis térmica con incremento de temperatura): 58.22 kN/m SE PRODUCE DESPEGUE (Hipótesis térmica con disminución de temperatura): 2.18 mm
excavación 2	Carga puntual: 105.01 kN Carga lineal: 42.00 kN/m Carga puntual (Hipótesis térmica con incremento de temperatura): 195.59 kN Carga lineal (Hipótesis térmica con incremento de temperatura): 78.24 kN/m Carga puntual (Hipótesis térmica con disminución de temperatura): 81.76 kN Carga lineal (Hipótesis térmica con disminución de temperatura): 32.70 kN/m

Cota: -1.00 m	
Fase	Resultado
solera	Carga puntual: 105.01 kN Carga lineal: 42.00 kN/m Carga puntual (Hipótesis térmica con incremento de temperatura): 236.44 kN Carga lineal (Hipótesis térmica con incremento de temperatura): 94.58 kN/m Carga puntual (Hipótesis térmica con disminución de temperatura): 81.65 kN Carga lineal (Hipótesis térmica con disminución de temperatura): 32.66 kN/m
losa intermedia	Carga puntual: 105.01 kN Carga lineal: 42.00 kN/m Carga puntual (Hipótesis térmica con incremento de temperatura): 236.44 kN Carga lineal (Hipótesis térmica con incremento de temperatura): 94.58 kN/m SE PRODUCE DESPEGUE (Hipótesis térmica con disminución de temperatura): 0.80 mm
losa superior	Carga puntual: 105.01 kN Carga lineal: 42.00 kN/m Carga puntual (Hipótesis térmica con incremento de temperatura): 236.44 kN Carga lineal (Hipótesis térmica con incremento de temperatura): 94.58 kN/m SE PRODUCE DESPEGUE (Hipótesis térmica con disminución de temperatura): 1.58 mm
quitar puntal	Carga puntual: 105.01 kN Carga lineal: 42.00 kN/m Carga puntual (Hipótesis térmica con incremento de temperatura): 236.44 kN Carga lineal (Hipótesis térmica con incremento de temperatura): 94.58 kN/m SE PRODUCE DESPEGUE (Hipótesis térmica con disminución de temperatura): 1.58 mm

Forjados

Cota: -7.47 m	
Fase	Resultado
solera	SE PRODUCE DESPEGUE: 0.00 mm
losa intermedia	SE PRODUCE DESPEGUE: 0.00 mm
losa superior	SE PRODUCE DESPEGUE: 0.00 mm
quitar puntal	SE PRODUCE DESPEGUE: 0.00 mm
Final	SE PRODUCE DESPEGUE: 0.00 mm

Cota: 0.00 m	
Fase	Resultado
losa superior	Carga lineal: 0.00 kN/m SE PRODUCE DESPEGUE (Hipótesis térmica con incremento de temperatura): 2.73 mm Carga lineal (Hipótesis térmica con disminución de temperatura): 27.15 kN/m
quitar puntal	Carga lineal: 0.00 kN/m SE PRODUCE DESPEGUE (Hipótesis térmica con incremento de temperatura): 2.73 mm Carga lineal (Hipótesis térmica con disminución de temperatura): 27.15 kN/m
Final	Carga lineal: 3.27 kN/m

Cota: -3.40 m	
Fase	Resultado
losa intermedia	Carga lineal: 0.00 kN/m SE PRODUCE DESPEGUE (Hipótesis térmica con incremento de temperatura): 0.77 mm Carga lineal (Hipótesis térmica con disminución de temperatura): 88.66 kN/m

Cota: -3.40 m	
Fase	Resultado
losa superior	Carga lineal: 0.00 kN/m SE PRODUCE DESPEGUE (Hipótesis térmica con incremento de temperatura): 0.77 mm Carga lineal (Hipótesis térmica con disminución de temperatura): 20.22 kN/m
quitar puntal	Carga lineal: 0.00 kN/m SE PRODUCE DESPEGUE (Hipótesis térmica con incremento de temperatura): 0.77 mm Carga lineal (Hipótesis térmica con disminución de temperatura): 20.22 kN/m
Final	Carga lineal: 48.55 kN/m

12. DESCRIPCIÓN DEL ARMADO

Armado vertical trasdós	Armado vertical intradós	Armado base horizontal	Rigidizador vertical	Rigidizador horizontal
Ø16c/20 Refuerzos: - Ø16 L(320), D(650) D: Distancia desde coronación	Ø16c/20 Refuerzos: - Ø16 L(245), D(295) D: Distancia desde coronación	Ø16c/20	2Ø16	5Ø16

13. COMPROBACIONES GEOMÉTRICAS Y DE RESISTENCIA

Referencia: TFM sección 2		
Comprobación	Valores	Estado
Recubrimiento: *Norma Código Estructural. Artículo A19.4.4.1.3*	Mínimo: 7 cm Calculado: 7 cm	Cumple
Separación libre mínima armaduras horizontales: *Norma Código Estructural. Artículo A19.8.2 (2)*	Mínimo: 2.5 cm Calculado: 18.4 cm	Cumple
Separación máxima armaduras horizontales: *Norma Código Estructural. Artículo A19.9.3.1.1 (3)*	Máximo: 30 cm Calculado: 20 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima horizontal por cara: *Norma Código Estructural. Artículo A19.9.6.3 (1)*	Mínimo: 0.001 Calculado: 0.00167	Cumple
Cuantía mínima mecánica horizontal por cara: *Norma Código Estructural. Artículo A19.9.3.1.1 (2)*	Mínimo: 0.00067 Calculado: 0.00167	Cumple
Longitud de patilla horizontal: *Criterio de CYPE: La longitud de la patilla debe ser mayor de 12 veces el diámetro*	Mínimo: 19 cm Calculado: 34 cm	Cumple
Cuantía mínima geométrica vertical cara traccionada: *Norma Código Estructural. Artículo A19.9.6.2(1)* - Trasdós: - Intradós:	Mínimo: 0.0012 Calculado: 0.00167 Calculado: 0.00167	 Cumple Cumple
Cuantía mínima geométrica vertical cara comprimida: *Norma Código Estructural. Artículo A19.9.6.2 (1)* - Trasdós: - Intradós:	Mínimo: 0.0008 Calculado: 0.00167 Calculado: 0.00167	 Cumple Cumple

Referencia: TFM sección 2		
Comprobación	Valores	Estado
Cuantía mínima mecánica vertical cara traccionada: *Norma Código Estructural. Artículo A19.9.2.1.1*	Mínimo: 0.00094	
- Trasdós:	Calculado: 0.00167	Cumple
- Intradós:	Calculado: 0.00167	Cumple
Cuantía mínima mecánica vertical cara comprimida: *Criterio de CYPE*	Calculado: 0.00167	
- Trasdós:	Mínimo: 9e-005	Cumple
- Intradós:	Mínimo: 0.00012	Cumple
Cuantía máxima geométrica de armadura vertical total: *Norma Código Estructural. Artículo A19.9.6.2 (1)*	Máximo: 0.04 Calculado: 0.0067	Cumple
Separación libre mínima armaduras verticales: *Norma Código Estructural. Artículo A19.8.2 (2)*	Mínimo: 2.5 cm	
- Trasdós, vertical:	Calculado: 8.4 cm	Cumple
- Intradós, vertical:	Calculado: 8.4 cm	Cumple
Separación máxima entre barras: *Norma Código Estructural. Artículo A19.9.3.1.1 (3)*	Máximo: 30 cm	
- Armadura vertical Trasdós, vertical:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armadura vertical Intradós, vertical:	Calculado: 20 cm	Cumple
Comprobación a flexión compuesta: *Comprobación realizada por módulo de pantalla*		Cumple
Comprobación a cortante: *Norma Código Estructural. Artículo A19.6.2.2*	Máximo: 425.4 kN Calculado: 446.3 kN	No cumple
Comprobación de fisuración: *Norma Código Estructural. Artículo A19.7.3.4*	Máximo: 0.2 mm Calculado: 0.185 mm	Cumple
Rigidizadores horizontales:		
- Diámetro mínimo: *Criterio de CYPE. El diámetro del rigidizador debe ser como mínimo igual al mayor diámetro de la armadura base vertical.*	Mínimo: 16 mm Calculado: 16 mm	Cumple
- Separación máxima: *Criterio NTE. Acondicionamiento del Terreno. Cimentaciones.*	Máximo: 2.5 m Calculado: 2.2 m	Cumple
Rigidizadores verticales:		
- Diámetro mínimo: *Criterio de CYPE. El diámetro del rigidizador debe ser como mínimo igual al mayor diámetro de la armadura base vertical.*	Mínimo: 16 mm Calculado: 16 mm	Cumple
- Separación máxima: *Criterio NTE. Acondicionamiento del Terreno. Cimentaciones.*	Máximo: 1.5 m Calculado: 1.25 m	Cumple
Hay comprobaciones que no se cumplen		
Información adicional:		
- Sección crítica a flexión compuesta: Cota: -7.00 m, Md: 462.07 kN·m, Nd: 0.00 kN, Vd: 189.52 kN, Tensión máxima del acero: 434.783 MPa - Sección crítica a cortante: Cota: -9.25 m		

Referencia: TFM sección 2		
Comprobación	Valores	Estado
- Sección con la máxima abertura de fisuras: Cota: -4.25 m, M: -303.60 kN·m, N: 0.00 kN - Los esfuerzos están mayorados y corresponden al ancho total del tramo definido. (Longitud tramo: 2.50 m)		

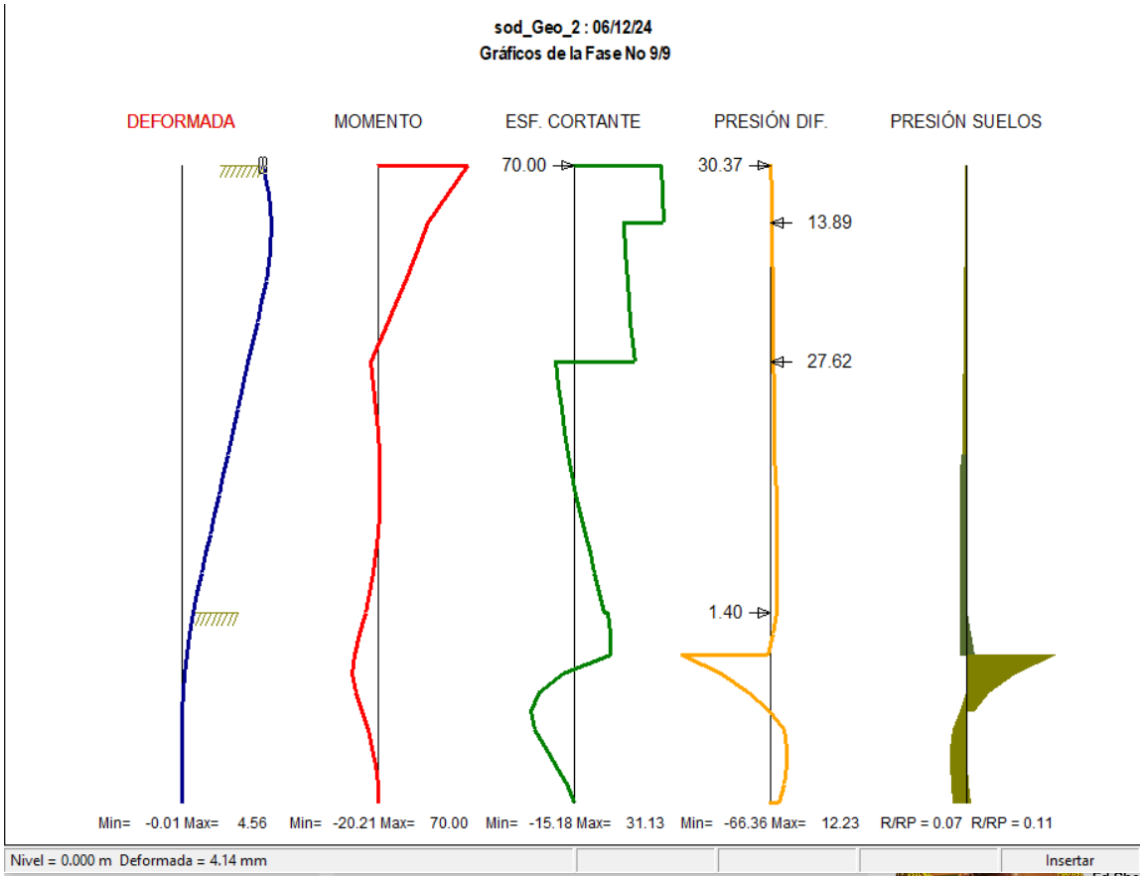
14. COMPROBACIONES DE ESTABILIDAD (COEFICIENTES DE SEGURIDAD)

Referencia: Comprobaciones de estabilidad (Coeficientes de seguridad): TFM sección 2		
Comprobación	Valores	Estado
Relación entre el momento originado por los empujes pasivos en el intradós y el momento originado por los empujes activos en el trasdós:		
- Hipótesis básica:		
Valor introducido por el usuario.	Mínimo: 1.67	
- inicio:	Calculado: 47.82	Cumple
- cargas:	Calculado: 36.718	Cumple
- excavación 1:	Calculado: 28.552	Cumple
- puntal:	Calculado: 323.718	Cumple
- excavación 2:	Calculado: 181.797	Cumple
- solera:		No procede(1)
- losa intermedia:		No procede(1)
- losa superior:		No procede(1)
- quitar puntal:		No procede(1)
- Final:		No procede(1)
(1) *Existe más de un apoyo.*		
Relación entre el empuje pasivo total en el intradós y el empuje realmente movilizado en el intradós:		
Hipótesis básica:		
- inicio:		No procede(1)
- cargas:	Mínimo: 1.67	
Valor introducido por el usuario.	Calculado: 20.805	Cumple
- excavación 1:	Mínimo: 1.67	
Valor introducido por el usuario.	Calculado: 20.207	Cumple
- puntal:	Mínimo: 1.67	
Valor introducido por el usuario.	Calculado: 20.207	Cumple
- excavación 2:	Mínimo: 1.67	
Valor introducido por el usuario.	Calculado: 17.62	Cumple
- solera:	Mínimo: 1.67	
Valor introducido por el usuario.	Calculado: 17.928	Cumple
- losa intermedia:	Mínimo: 1.67	
Valor introducido por el usuario.	Calculado: 17.928	Cumple

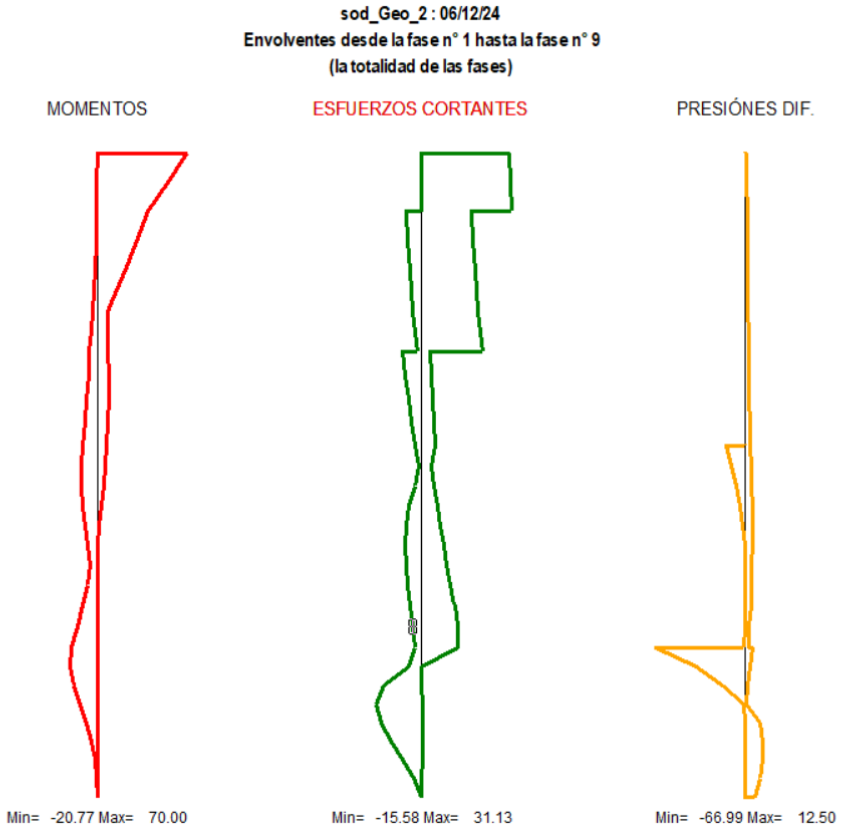
Referencia: Comprobaciones de estabilidad (Coeficientes de seguridad): TFM sección 2		
Comprobación	Valores	Estado
- losa superior: *Valor introducido por el usuario.* - quitar puntal: *Valor introducido por el usuario.* - Final: *Valor introducido por el usuario.* ***(1)*** *No se ha movilizado el empuje pasivo en el intradós.*	Mínimo: 1.67 Calculado: 17.928 Mínimo: 1.67 Calculado: 17.928 Mínimo: 1.67 Calculado: 17.961	Cumple Cumple Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

Reporte de Rido

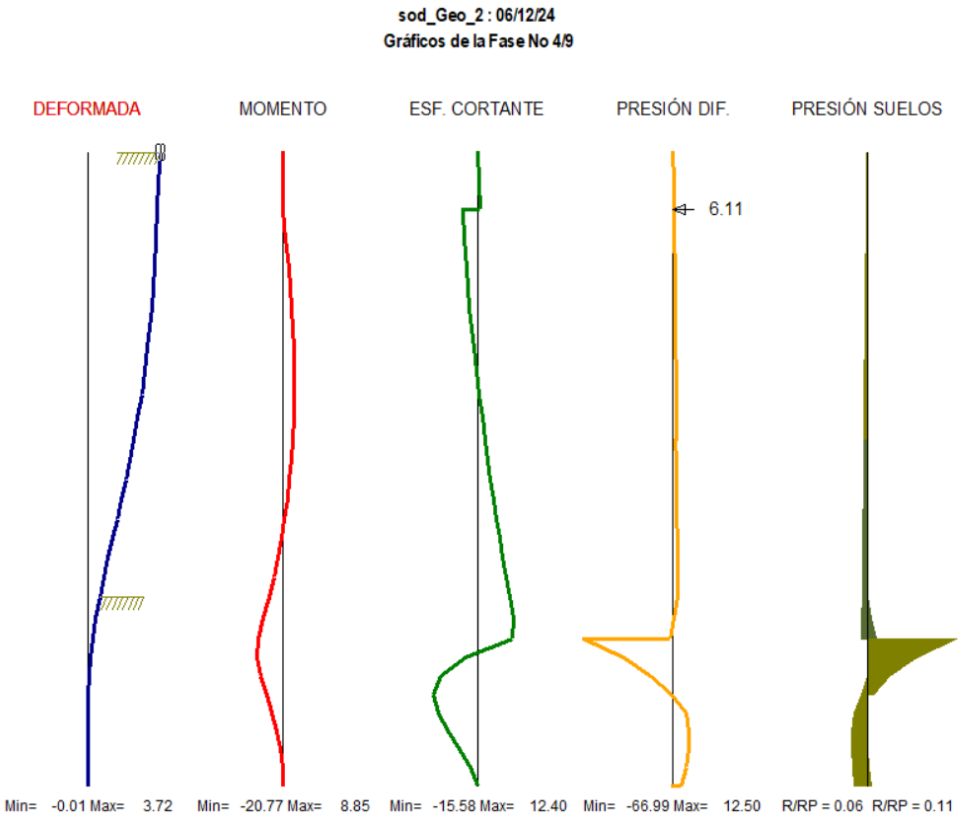
Fase final::



Envolvente:



Gráficas en la zona de excavación máxima



Como se puede observar en el parámetro R/Rp, el cuál simboliza la movilización del terreno activo-pasivo. Se encuentra por debajo de 0.6 , por lo que se podría reducir el empotramiento de la pantalla.

```
sod Geo 2                                                    *120L HAFME*
*** PARAMETRIZACION
*PARAMETRO DE REFERENCIA
# cc=0
**DATOS GEOMETRICOS
*COTAS PANTALLA
*COTA INICIO PANTALLA*
# Z CCP = cc
*ESPESOR PANTALLA*
#D=(0.60)
* COTA FINAL PANTALLA*
# Z SFP =cc+(-7.72)-3.28
*NIVEL FREATICO
# Z NF =cc+(-12.40)
*EXCAVACION
# Z terr = 0
# Z EXC1 = cc+(-2)
*excavacion 2*
# Z EXC2= cc+(-7.72)
*CARGAS
# SCS1 =1
**DATOS MATERIALES
*Acero
*MODULO YOUNG MATERIALES
#EH=(33e+5)
*RIGIDEZ.
#I=D*D*D/12
#EI=EH*I
*Solera inferior
# ai=0.25
# bi=1
# L=14/2
# K CIM=EH*ai*bi/L
# Z losac=cc+(-7.72)
*Losa superior*
# as=0.20
# bs=1
# Ls=14/2
# K SUP=EH*as*bs/Ls
# Z losas=cc
*LOSA intermedia*
# asi=0.20
# bsi=1
# Lsi=14/2
# K MED=EH*asi*bsi/Lsi
# Z losasi=cc+(-3.40)
*COTA CORONACION DE PANTALLA
: Z_CCP
      : Z_CCP
 1 ...  0
      * COTA SELLO FUNDACION PANTALLA EI PANTALLA
      : Z SFP EI
 2 ...  -11 59400
      *COTA INICIAL DEL TERRENO
      : Z_terr
 3 ...  0
      *PARAMETROS TERRENO
      : -5 1.5 0.5 0 0 0 0 28 0 0 500 0
 4 ...  -5 1.5 0.5 0.3610335 0.5305284 2.769826 0 28 0 0 500 0
      : -8.45 2.3 1.3 0 0 0 0 35 0 0 40000
 5 ...  -8.45 2.3 1.3 0.2709901 0.4264236 3.690172 0 35 0 0 40000
      : -15 2.3 1.3 0 0 0 25 35 0 0 280000 0
 6 ...  -15 2.3 1.3 0.2709901 0.4264236 3.690172 25 35 0 0 280000 0
      * PROFUNDIDAD NF Y DISCRETIZACION
      : Z NF  0.5
 7 ...  -12.4 0.5
      ********************************************
      **************PROCESO DE CALCULO***********
      ********************************************
      ** F1IDOM SOBRECARGA
      : SUB(1) 0 0 20 SCS1
 8 ... SUB(1)  0 0 20 1
      : CAL(2)
 9 ... CAL(2)
      ** F2IDOM EXC1
      : EXC(2) Z_EXC1
10 ... EXC(2)  -2
      : CAL(2)
11 ... CAL(2)
      *colocaccion codal*
      : STR(1) cc+(-1) 2.5 0 0 19710
12 ... STR(1)  -1 2.5 0 0 19710
      : CAL(2)
13 ... CAL(2)
      *EXCAVACION 2*
      : EXC(2) Z EXC2
14 ... EXC(2)  -7.72
      : CAL(2)
15 ... CAL(2)
      *CONTRUCCION SOLERA DE CIMENTACION*
      : STR Z losac 1 0 0 K CIM
16 ... STR -7.72 1 0 0 117857.1
      : CAL(2)
17 ... CAL(2)
      *CONSTRUCCIÓN LOSA INTERMEDIA *
      : STR Z losasi 1 0 0 K MED
18 ... STR -3.4 1 0 0 94285.71
      : CAL(2)
```

```
      : CAL(2)
19 ... CAL(2)
       *CONSTRUCCIÞÓN LOSA SUPERIOR*
       : STR Z_losas 1 0 0 K_SUP
20 ... STR 0 1 0 0 94285.71
       : CAL(2)
21 ... CAL(2)
       *FUERZAS EN CABEZA DE PANTALLA*
       : CFM cc 70 70 106
22 ... CFM 0 70 70 106
       : CAL(2)
23 ... CAL(2)
       : CAL(2,1)
24 ... CAL(2,1)
       ****************************************************
       ******************CARGA SERVICIO********************
       ****************************************************
       ****************************************************
       : END
25 ... END
       : GRF


                *** PARAMETRIZACION
                *PARAMETRO DE REFERENCIA
                **DATOS GEOMETRICOS
                *COTAS PANTALLA
                *COTA INICIO PANTALLA*
                *ESPESOR PANTALLA*
                * COTA FINAL PANTALLA*
                *NIVEL FREATICO
                *EXCAVACION
                *excavacion 2*
                *CARGAS
                **DATOS MATERIALES
                *Acero
                *MODULO YOUNG MATERIALES
                *RIGIDEZ.
                *Solera inferior
                *Losa superior*
                *LOSA intermedia*
                *COTA CORONACION DE PANTALLA
                * COTA SELLO FUNDACION PANTALLA EI PANTALLA

                ------------------------------------------------------------------------------

                                                ** COMIENZO DE DATOS **
                                                ----------------------


  * TOMA DE CUENTA DEL PANDEO QUE ES RESULTADO DE LA CUESTA DE LAS ANCLAS (REACCIÓN VERTICAL EN EL PIE DE LA PARED)

  * LAS SOBRECARGAS DE BOUSSINESQ NO FUNCIÓN DEL ESTADO DE SUELO
    YA QUE ESTE VIEJO ADITIVO MODELA LAS SOBRECARGAS NO TIENEN NINGÚN EFECTO SOBRE EL PESO DEL SUELO


*** DESCRIPCIÓN DE LA PARED :
                                          PRODUCTO DE INERCIA EI          RIGIDEZ CILÍNDRICA          PESO PROPRIO
    SECCIÓN No  1  DE    0.000 m   A -11.000 m  :                  59400. T.m2/m                    0. T/m3           0.000 T/m2

                *COTA INICIAL DEL TERRENO


*** DESCRIPCIÓN DE SUELO :

                *PARAMETROS TERRENO


CAPA No  1 DE   0.000 m   A  -5.000 m  :

             PESO ESPECIFOCO HÚMEDO             GH  =       1.500 T/m3
             PESO ESPECIFOCO SUMERGIDO          GD  =       0.500 T/m3
             COEFIC. DE EMPUJE ACTIVO HOR.      KA  =       0.361
             COEFIC. DE EMPUJE EN REPOSO HOR.   K0  =       0.531
             COEFIC. DE EMPUJE PASIVO HOR.      KP  =       2.770
             COHESIÓN                            C  =       0.000 T/m2
             ANGULO DE ROZAMIENTO INTERNO      PHI  =      28.000 GRADOS
                     PARA PRESIÓN ACTIVA DELTA/PHI  =       0.000
                     PARA PRESIÓN PASIVA DELTA/PHI  =       0.000
             MÓDULO DE BALASTO HORIZONTAL (A P=0)   =     500.000 T/m3
             MEJORA DE ESTE COEF. A LA PRESIÓN      =       0.000 1/m
             COEF. ESTRÉS VERTICAL SOBRE LA PARED   =       0.125

CAPA No  2 DE  -5.000 m   A  -8.450 m  :

             PESO ESPECIFOCO HÚMEDO             GH  =       2.300 T/m3
             PESO ESPECIFOCO SUMERGIDO          GD  =       1.300 T/m3
             COEFIC. DE EMPUJE ACTIVO HOR.      KA  =       0.271
             COEFIC. DE EMPUJE EN REPOSO HOR.   K0  =       0.426
             COEFIC. DE EMPUJE PASIVO HOR.      KP  =       3.690
             COHESIÓN                            C  =       0.000 T/m2
             ANGULO DE ROZAMIENTO INTERNO      PHI  =      35.000 GRADOS
                     PARA PRESIÓN ACTIVA DELTA/PHI  =       0.000
                     PARA PRESIÓN PASIVA DELTA/PHI  =       0.000
             MÓDULO DE BALASTO HORIZONTAL (A P=0)   =   40000.000 T/m3
             MEJORA DE ESTE COEF. A LA PRESIÓN      =       0.000 1/m
             COEF. ESTRÉS VERTICAL SOBRE LA PARED   =       0.125

CAPA No  3 DE  -8.450 m   A -15.000 m  :

             PESO ESPECIFOCO HÚMEDO             GH  =       2.300 T/m3
             PESO ESPECIFOCO SUMERGIDO          GD  =       1.300 T/m3
             COEFIC. DE EMPUJE ACTIVO HOR.      KA  =       0.271
             COEFIC. DE EMPUJE EN REPOSO HOR.   K0  =       0.426
             COEFIC. DE EMPUJE PASIVO HOR.      KP  =       3.690
             COHESIÓN                            C  =      25.000 T/m2
             ANGULO DE ROZAMIENTO INTERNO      PHI  =      35.000 GRADOS
                     PARA PRESIÓN ACTIVA DELTA/PHI  =       0.000
                     PARA PRESIÓN PASIVA DELTA/PHI  =       0.000
               COH. : VALOR SUBST. A PRES. ACTIVA   =     -26.028 T/m2
               COH. : VALOR ADIT.  A PRES. PASIVA   =      96.049 T/m2
             MÓDULO DE BALASTO HORIZONTAL (A P=0)   =  280000.000 T/m3
             MEJORA DE ESTE COEF. A LA PRESIÓN      =       0.000 1/m
             COEF. ESTRÉS VERTICAL SOBRE LA PARED   =       0.125

             * PROFUNDIDAD NF Y DISCRETIZACION


  * ADICIÓN DE UNA SOBRECARGA DE BOUSSINESQ SOBRE SUELO 1
              NIV. =    0.000 m        A =    0.000 m        B =   20.000 m        Q =      1.000 T/m2
```

FASE 1

PARED	SUELO 1	SUELO 2	
	EXCAVACIÓN: 0.00 m	EXCAVACIÓN: 0.00 m	PUNTALES/
	NIVEL AGUA: -12.40 m	NIVEL AGUA: -12.40 m	ANCLAS
	S. DE CAQUOT: 0.00 T/m2	S. DE CAQUOT: 0.00 T/m2	

NIVEL	DESPL.	ROTAC.	MOMENTO	ESF.CO.	ESF.VER	CA.REP.	ESTADO	PR. SOPRAC.	ELAST.	ESTADO	PR. SOPRAC.	ELAST.	No	FUERZA
0.000	0.55	-0.11	0.00	0.00			1	0.50	500	3	0.00	500		
-0.500	0.49	-0.11	-0.05	0.15			1	0.75	500	2	0.64	500		
-1.000	0.44	-0.11	-0.13	0.19			2	1.05	500	2	1.01	500		
-1.500	0.38	-0.11	-0.23	0.21			2	1.46	500	2	1.38	500		
-2.000	0.32	-0.11	-0.35	0.26			2	1.87	500	2	1.75	500		
-2.350	0.29	-0.11	-0.45	0.31			2	2.15	500	2	2.01	500		
-2.700	0.25	-0.10	-0.57	0.36			2	2.44	500	2	2.27	500		
-3.050	0.21	-0.10	-0.70	0.42			2	2.72	500	2	2.53	500		
-3.400	0.18	-0.10	-0.86	0.49			2	3.01	500	2	2.80	500		
-3.800	0.14	-0.09	-1.08	0.58			2	3.33	500	2	3.10	500		
-4.200	0.11	-0.08	-1.33	0.68			2	3.66	500	2	3.40	500		
-4.600	0.08	-0.07	-1.62	0.79			2	3.98	500	2	3.70	500		
-5.000	0.05	-0.06	-1.96	0.90			2	4.30	500	2	4.01	500		
							1	2.38	40000	2	5.32	40000		
-5.340	0.03	-0.05	-2.11	0.01			1	2.58	40000	2	4.93	40000		
-5.680	0.02	-0.04	-2.00	-0.62			2	3.35	40000	2	4.70	40000		
-6.020	0.01	-0.02	-1.72	-0.95			2	4.08	40000	2	4.63	40000		
-6.360	0.00	-0.02	-1.38	-1.04			2	4.68	40000	2	4.70	40000		
-6.700	0.00	-0.01	-1.03	-1.00			2	5.16	40000	2	4.87	40000		
-7.040	-0.00	-0.00	-0.71	-0.87			2	5.57	40000	2	5.12	40000		
-7.380	-0.00	-0.00	-0.44	-0.71			2	5.92	40000	2	5.43	40000		
-7.720	-0.00	0.00	-0.22	-0.55			2	6.24	40000	2	5.77	40000		
-8.085	-0.00	0.00	-0.05	-0.39			2	6.56	40000	2	6.15	40000		
-8.450	-0.00	0.00	0.06	-0.25			2	6.88	40000	2	6.54	40000		
							2	7.11	280000	2	6.31	280000		
-8.769	-0.00	0.00	0.11	-0.05			2	7.24	280000	2	6.80	280000		
-9.087	0.00	0.00	0.10	0.05			2	7.42	280000	2	7.23	280000		
-9.406	0.00	0.00	0.08	0.09			2	7.66	280000	2	7.62	280000		
-9.725	0.00	0.00	0.05	0.08			2	7.92	280000	2	7.97	280000		
-10.044	0.00	0.00	0.03	0.06			2	8.22	280000	2	8.29	280000		
-10.363	0.00	-0.00	0.01	0.04			2	8.53	280000	2	8.60	280000		
-10.681	0.00	-0.00	0.00	0.02			2	8.84	280000	2	8.91	280000		
-11.000	0.00	-0.00	0.00	-0.00			2	9.16	280000	2	9.21	280000		
m	mm rd/1000		m.T/m	T/m	T/m	T/m2		T/m2	T/m2 T/m3		T/m2	T/m2 T/m3		T

DESPLAZAMIENTO MÁX. = 0.55 mm
MOMENTO MÁXIMO = -2.11 m.T/m
REACCIÓN VERTICAL EN PIE = 0.00 T/m

CODIFICACIÓN DE ESTADO DE SUELO :
-1 = SEPARACIÓN
0 = EXCAVACIÓN
1 = PRESIÓN ACTIVA
2 = ELÁSTICO
3 = PRESIÓN PASSIVA

(5 IT.)

PARED EN VOLADIZO

PARED EN VOLADIZO

PROPORCIONES DE SEGURIDAD SOBRE EL EMPOTRAMIENTO (ELASTOPLASTICO) :
POR LA ZONA APOYADA : DESDE EL NIVEL DE EXCAVACIÓN 0.000 m HASTA EL NIVEL DE GIRO -6.385 m
PROPORCIÓN (REACCIÓN EFECTIVA)/(REACCIÓN PASIVA) PARA SUELO Nº 2 = 0.175 = (17.25 T/m)/(98.40 T/m)
SIMPLEMENTE INDICATIVO
POR LA ZONA APOYADA : DESDE EL NIVEL DE GIRO -6.385 m HASTA EL NIVEL -11.000 m
PROPORCIÓN (REACCIÓN EFECTIVA)/(REACCIÓN PASIVA) PARA SUELO Nº 1 = 0.063 = (32.58 T/m)/(518.47 T/m)

EFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 1 = 3.74 T/m
EFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 2 = 0.00 T/m

---

** F2IDOM_EXC1

* EXCAVACIÓN EN SUELO 2 PARA NIVEL = -2.000 m

FASE 2

| PARED | SUELO 1: EXCAVACIÓN: 0.00 m; NIVEL AGUA: -12.40 m; S. DE CAQUOT: 0.00 T/m2 | SUELO 2: EXCAVACIÓN: -2.00 m; NIVEL AGUA: -12.40 m; S. DE CAQUOT: 0.00 T/m2 | PUNTALES/ ANCLAS |

NIVEL	DESPL.	ROTAC.	MOMENTO	ESF.CO.	ESF.VER	CA.REP.	ESTADO	PR. SOPRAC.	ELAST.	ESTADO	PR. SOPRAC.	ELAST.	No	FUERZA
0.000	3.50	-0.70	0.00	0.00			1	0.50	500	0				
-0.500	3.15	-0.70	-0.07	0.21			1	0.75	500	0				
-1.000	2.80	-0.70	-0.33	0.75			1	1.01	500	0				
-1.500	2.46	-0.69	-0.85	1.32			1	1.26	500	0				
-2.000	2.11	-0.68	-1.68	2.02			1	1.52	500	0				
							1	1.52	500	2	0.00	500		
-2.350	1.88	-0.67	-2.46	2.37			1	1.70	500	2	1.22	500		
-2.700	1.64	-0.65	-3.32	2.54			1	1.88	500	2	1.38	500		
-3.050	1.42	-0.63	-4.24	2.73			2	2.12	500	2	1.55	500		
-3.400	1.20	-0.60	-5.23	2.97			2	2.50	500	2	1.72	500		
-3.800	0.97	-0.56	-6.49	3.32			2	2.92	500	2	1.92	500		
-4.200	0.76	-0.51	-7.90	3.76			2	3.33	500	2	2.13	500		
-4.600	0.56	-0.46	-9.51	4.28			2	3.74	500	2	2.35	500		
-5.000	0.39	-0.39	-11.34	4.87			2	4.13	500	2	2.58	500		
							1	2.38	40000	3	16.61	40000		
-5.340	0.27	-0.32	-12.24	0.64			1	2.58	40000	2	13.22	40000		
-5.680	0.18	-0.25	-11.92	-2.34			1	2.78	40000	2	9.72	40000		
-6.020	0.11	-0.18	-10.77	-4.23			1	2.99	40000	2	7.14	40000		
-6.360	0.05	-0.12	-9.14	-5.31			1	3.19	40000	2	5.40	40000		
-6.700	0.02	-0.08	-7.25	-5.68			2	4.39	40000	2	4.36	40000		
-7.040	-0.00	-0.04	-5.35	-5.40			2	5.52	40000	2	3.89	40000		
-7.380	-0.01	-0.02	-3.62	-4.72			2	6.23	40000	2	3.84	40000		
-7.720	-0.01	0.00	-2.16	-3.87			2	6.65	40000	2	4.08	40000		
-8.085	-0.01	0.01	-0.91	-2.96			2	6.92	40000	2	4.51	40000		
-8.450	-0.01	0.01	0.02	-2.14			2	7.11	40000	2	5.03	40000		
							2	8.74	280000	2	3.40	280000		
-8.769	-0.00	0.01	0.46	-0.77			2	8.03	280000	2	4.73	280000		
-9.087	-0.00	0.01	0.57	0.03			2	7.53	280000	2	5.85	280000		
-9.406	0.00	0.00	0.49	0.39			2	7.29	280000	2	6.71	280000		
-9.725	0.00	0.00	0.35	0.47			2	7.28	280000	2	7.33	280000		
-10.044	0.00	0.00	0.20	0.41			2	7.45	280000	2	7.79	280000		
-10.363	0.00	0.00	0.09	0.29			2	7.70	280000	2	8.15	280000		
-10.681	0.00	-0.00	0.02	0.14			2	8.01	280000	2	8.46	280000		
-11.000	0.00	-0.00	-0.00	-0.00			2	8.33	280000	2	8.77	280000		
m	mm	rd/1000	m.T/m	T/m	T/m	T/m2		T/m2	T/m2 T/m3		T/m2	T/m2 T/m3		T

DESPLAZAMIENTO MÁX. = 3.50 mm
MOMENTO MÁXIMO = -12.24 m.T/m
REACCIÓN VERTICAL EN PIE = 0.00 T/m

CODIFICACIÓN DE ESTADO DE SUELO : -1 = SEPARACIÓN; 0 = EXCAVACIÓN; 1 = PRESIÓN ACTIVA; 2 = ELÁSTICO; 3 = PRESIÓN PASSIVA

(5 IT.)

PARED EN VOLADIZO

PROPORCIONES DE SEGURIDAD SOBRE EL EMPOTRAMIENTO (ELASTOPLASTICO) :
POR LA ZONA APOYADA : DESDE EL NIVEL DE EXCAVACIÓN -2.000 m HASTA EL NIVEL DE GIRO -6.696 m
PROPORCIÓN (REACCIÓN EFECTIVA)/(REACCIÓN PASIVA) PARA SUELO No 2 = 0.352 = (20.78 T/m)/(59.07 T/m)
SIMPLEMENTE INDICATIVO
POR LA ZONA APOYADA : DESDE EL NIVEL DE GIRO -6.696 m HASTA EL NIVEL -11.000 m
PROPORCIÓN (REACCIÓN EFECTIVA)/(REACCIÓN PASIVA) PARA SUELO No 1 = 0.061 = (30.63 T/m)/(505.69 T/m)

EFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 1 = 3.74 T/m
EFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 2 = 0.00 T/m

colocaccion codal

* INSTALACIÓN DE LA LÍNEA DE PUNTALES Nº 1
NIVEL = -1.000 m
ESPACIADO = 2.500 m
INCLINACIÓN = 0.000 GRADOS
PRECARGA = 0.000 T
RIGIDEZ = 19710.000 T/m
LONGITUD ÚTIL = 0.000 m

CONEXION UNILATERAL : PARED LIBERADA PARA MOVIMENTO HACIA SUELO 1

FASE 3

	PARED	SUELO 1	SUELO 2	
		EXCAVACIÓN: 0.00 m	EXCAVACIÓN: -2.00 m	PUNTALES/
		NIVEL AGUA: -12.40 m	NIVEL AGUA: -12.40 m	ANCLAS
		S. DE CAQUOT: 0.00 T/m2	S. DE CAQUOT: 0.00 T/m2	

NIVEL	DESPL.	ROTAC.	MOMENTO	ESF.CO.	ESF.VER	CA.REP.	ESTADO	PR. SOPRAC.	ELAST.	ESTADO	PR. SOPRAC.	ELAST.	No	FUERZA
0.000	3.50	-0.70	0.00	0.00			1	0.50	0.50 500	0				
-0.500	3.15	-0.70	-0.07	0.31			1	0.75	0.48 500	0				
-1.000	2.80	-0.70	-0.33	0.75			1	1.01	0.47 500	0				
							1	1.01	0.47 500	0			1	0.00
-1.500	2.46	-0.69	-0.85	1.32			1	1.26	0.45 500	0				
-2.000	2.11	-0.68	-1.68	2.02			1	1.52	0.44 500	0				
							1	1.52	0.44 500	2	0.00	500		
-2.350	1.88	-0.67	-2.46	2.37			1	1.70	0.43 500	2	1.22	500		
-2.700	1.64	-0.65	-3.32	2.54			1	1.88	0.42 500	2	1.38	500		
-3.050	1.42	-0.63	-4.24	2.73			2	2.12	0.40 500	2	1.55	500		
-3.400	1.20	-0.60	-5.23	2.97			2	2.50	0.39 500	2	1.72	500		
-3.800	0.97	-0.56	-6.49	3.32			2	2.92	0.38 500	2	1.92	500		
-4.200	0.76	-0.51	-7.90	3.76			2	3.33	0.37 500	2	2.13	500		
-4.600	0.56	-0.46	-9.51	4.28			2	3.74	0.36 500	2	2.35	500		
-5.000	0.39	-0.39	-11.34	4.87			2	4.13	0.35 500	2	2.58	500		
							1	2.38	0.35 40000	3	16.61	40000		
-5.340	0.27	-0.32	-12.24	0.64			1	2.58	0.34 40000	2	13.22	40000		
-5.680	0.18	-0.25	-11.92	-2.34			1	2.78	0.33 40000	2	9.72	40000		
-6.020	0.11	-0.18	-10.77	-4.23			1	2.99	0.32 40000	2	7.14	40000		
-6.360	0.05	-0.12	-9.14	-5.31			1	3.19	0.31 40000	2	5.40	40000		
-6.700	0.02	-0.08	-7.25	-5.68			2	4.39	0.30 40000	2	4.36	40000		
-7.040	-0.00	-0.04	-5.35	-5.40			2	5.52	0.29 40000	2	3.89	40000		
-7.380	-0.01	-0.02	-3.62	-4.72			2	6.23	0.28 40000	2	3.84	40000		
-7.720	-0.01	0.00	-2.16	-3.87			2	6.65	0.28 40000	2	4.05	40000		
-8.085	-0.01	0.01	-0.91	-2.96			2	6.92	0.27 40000	2	4.51	40000		
-8.450	-0.01	0.01	0.02	-2.14			2	7.11	0.26 40000	2	5.03	40000		
							2	8.74	0.26 280000	2	3.40	280000		
-8.769	-0.00	0.01	0.46	-0.77			2	8.03	0.25 280000	2	4.73	280000		
-9.087	-0.00	0.01	0.57	0.03			2	7.53	0.24 280000	2	5.85	280000		
-9.406	0.00	0.00	0.49	0.39			2	7.29	0.24 280000	2	6.71	280000		
-9.725	0.00	0.00	0.35	0.47			2	7.28	0.23 280000	2	7.33	280000		
-10.044	0.00	0.00	0.20	0.41			2	7.45	0.22 280000	2	7.79	280000		
-10.363	0.00	0.00	0.09	0.29			2	7.70	0.22 280000	2	8.15	280000		
-10.681	0.00	-0.00	0.02	0.14			2	8.01	0.21 280000	2	8.46	280000		
-11.000	0.00	-0.00	-0.00	-0.00			2	8.33	0.21 280000	2	8.77	280000		
m	mm	rd/1000	m.T/m	T/m	T/m	T/m2		T/m2	T/m2 T/m3		T/m2	T/m2 T/m3		T

DESPLAZAMIENTO MÁX. = 3.50 mm
MOMENTO MÁXIMO = -12.24 m.T/m
REACCIÓN VERTICAL EN PIE = 0.00 T/m

CODIFICACIÓN DE ESTADO DE SUELO :
-1 = SEPARACIÓN
0 = EXCAVACIÓN
1 = PRESIÓN ACTIVA
2 = ELÁSTICO
3 = PRESIÓN PASSIVA

(5 IT.)

PARED EN VOLADIZO

PROPORCIONES DE SEGURIDAD SOBRE EL EMPOTRAMIENTO (ELASTOPLASTICO) :
POR LA ZONA APOYADA : DESDE EL NIVEL DE EXCAVACIÓN -2.000 m HASTA EL NIVEL DE GIRO -6.696 m
PROPORCIÓN (REACCIÓN EFECTIVA)/(REACCIÓN PASIVA) PARA SUELO No 2 = 0.352 = (20.78 T/m)/(59.07 T/m)
SIMPLEMENTE INDICATIVO
POR LA ZONA APOYADA : DESDE EL NIVEL DE GIRO -6.696 m HASTA EL NIVEL -11.000 m
PROPORCIÓN (REACCIÓN EFECTIVA)/(REACCIÓN PASIVA) PARA SUELO No 1 = 0.061 = (30.63 T/m)/(505.69 T/m)

EFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 1 = 3.74 T/m
EFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 2 = 0.00 T/m

EXCAVACION 2

* EXCAVACIÓN EN SUELO 2 PARA NIVEL = -7.720 m

FASE 4

PARED	SUELO 1	SUELO 2	PUNTALES/
	EXCAVACIÓN: 0.00 m	EXCAVACIÓN: -7.72 m	ANCLAS
	NIVEL AGUA: -12.40 m	NIVEL AGUA: -12.40 m	
	S. DE CAQUOT: 0.00 T/m2	S. DE CAQUOT: 0.00 T/m2	

NIVEL	DESPL.	ROTAC.	MOMENTO	ESF.CO.	ESF.VER	CA.REP.	ESTADO	PR. SOPRAC.	ELAST.	ESTADO	PR. SOPRAC.	ELAST.	No	FUERZA
0.000	3.72	-0.14	0.00	0.00			1	0.50	500	0				
-0.500	3.65	-0.14	-0.07	0.31			1	0.75	500	0				
-1.000	3.58	-0.14	-0.33	0.75			1	1.01	500	0				
				-5.36			1	1.01	500	0			1	-15.28
-1.500	3.51	-0.15	2.21	-4.79			1	1.26	500	0				
-2.000	3.42	-0.18	4.43	-4.09			1	1.52	500	0				
-2.350	3.36	-0.21	5.77	-3.53			1	1.70	500	0				
-2.700	3.28	-0.24	6.89	-2.90			1	1.88	500	0				
-3.050	3.19	-0.29	7.79	-2.21			1	2.06	500	0				
-3.400	3.08	-0.34	8.44	-1.46			1	2.24	500	0				
-3.800	2.93	-0.39	8.84	-0.53			1	2.44	500	0				
-4.200	2.76	-0.45	8.85	0.49			1	2.64	500	0				
-4.600	2.57	-0.51	8.44	1.59			1	2.85	500	0				
-5.000	2.35	-0.57	7.56	2.79			2	3.15	500	0				
							1	2.38	40000	0				
-5.340	2.15	-0.61	6.48	3.63			1	2.58	40000	0				
-5.680	1.94	-0.64	5.09	4.54			1	2.78	40000	0				
-6.020	1.72	-0.66	3.38	5.52			1	2.99	40000	0				
-6.360	1.49	-0.68	1.32	6.57			1	3.19	40000	0				
-6.700	1.26	-0.68	-1.10	7.69			1	3.39	40000	0				
-7.040	1.03	-0.66	-3.92	8.88			1	3.60	40000	0				
-7.380	0.81	-0.63	-7.15	10.14			1	3.80	40000	0				
-7.720	0.60	-0.58	-10.82	11.47			1	4.00	40000	0				
							1	4.00	40000	3	0.00	40000		
-8.085	0.40	-0.50	-15.21	12.40			1	4.22	40000	3	3.10	40000		
-8.450	0.24	-0.40	-19.74	12.29			1	4.44	40000	3	6.20	40000		
							-1			2	66.99	280000		
-8.769	0.13	-0.28	-20.77	-4.28			-1			2	36.95	280000		
-9.087	0.05	-0.18	-17.87	-12.83			-1			2	16.71	280000		
-9.406	0.01	-0.10	-13.20	-15.58			2	4.45	0.24 280000	2	4.96	280000		
-9.725	-0.01	-0.04	-8.40	-13.98			2	10.50	0.23 280000	-1				
-10.044	-0.01	-0.00	-4.51	-10.32			2	12.50	0.22 280000	-1				
-10.363	-0.01	0.01	-1.85	-6.37			2	12.28	0.22 280000	-1				
-10.681	-0.01	0.02	-0.41	-2.76			2	11.13	0.21 280000	2	0.76	280000		
-11.000	-0.00	0.02	-0.00	-0.00			2	9.73	0.21 280000	2	2.77	280000		
m	mm rd/1000		m.T/m	T/m	T/m	T/m2		T/m2	T/m2 T/m3		T/m2	T/m2 T/m3		T

DESPLAZAMIENTO MÁX. = 3.72 mm
MOMENTO MÁXIMO = -20.77 m.T/m
REACCIÓN VERTICAL EN PIE = 0.00 T/m

CODIFICACIÓN DE ESTADO DE SUELO :
-1 = SEPARACIÓN
0 = EXCAVACIÓN
1 = PRESIÓN ACTIVA
2 = ELÁSTICO
3 = PRESIÓN PASSIVA

(7 IT.)

PROPORCIÓN (REACCIÓN EFECTIVA)/(REACCIÓN PASIVA) PARA SUELO No 1 = 0.062 = (38.42 T/m)/(619.43 T/m)
SIN INTERÉS PORQUE EN TODO O EN PARTE LA PRESIÓN DEL SUELO < LA PRESIÓN DE LAS TIERRAS AL REPOSO
PROPORCIÓN (REACCIÓN EFECTIVA)/(REACCIÓN PASIVA) PARA SUELO No 2 = 0.111 = (32.31 T/m)/(290.58 T/m)
SIN INTERÉS PORQUE EN TODO O EN PARTE LA PRESIÓN DEL SUELO < LA PRESIÓN DE LAS TIERRAS AL REPOSO

EFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 1 = 3.54 T/m
EFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 2 = 0.00 T/m

CONTRUCCION SOLERA DE CIMENTACION

* INSTALACIÓN DE LA LÍNEA DE PUNTALES Nº 2
NIVEL = -7.720 m
ESPACIADO = 1.000 m
INCLINACIÓN = 0.000 GRADOS
PRECARGA = 0.000 T
RIGIDEZ = 117857.102 T/m
LONGITUD ÚTIL = 0.000 m

CONEXIÓN BILATERAL

FASE 5

	PARED					SUELO 1 EXCAVACIÓN: 0.00 m NIVEL AGUA: -12.40 m S. DE CAQUOT: 0.00 T/m2				SUELO 2 EXCAVACIÓN: -7.72 m NIVEL AGUA: -12.40 m S. DE CAQUOT: 0.00 T/m2				PUNTALES/ ANCLAS	
NIVEL	DESPL.	ROTAC.	MOMENTO	ESF.CO.	ESF.VER CA.REP.	ESTADO	PR. SOPRAC.		ELAST.	ESTADO	PR. SOPRAC.		ELAST.	No	FUERZA
0.000	3.72	-0.14	0.00	0.00		3	0.50	0.50	500	0					
-0.500	3.65	-0.14	-0.07	0.31		1	0.75	0.48	500	0					
-1.000	3.58	-0.14	-0.33	0.75		1	1.01	0.47	500	0					
				-5.36		1	1.01	0.47	500	0				1	-15.28
-1.500	3.51	-0.15	2.21	-4.79		1	1.26	0.45	500	0					
-2.000	3.42	-0.18	4.43	-4.09		1	1.52	0.44	500	0					
-2.350	3.36	-0.21	5.77	-3.53		1	1.70	0.43	500	0					
-2.700	3.28	-0.24	6.89	-2.90		1	1.88	0.42	500	0					
-3.050	3.19	-0.29	7.79	-2.21		1	2.06	0.40	500	0					
-3.400	3.08	-0.34	8.44	-1.46		1	2.24	0.39	500	0					
-3.800	2.93	-0.39	8.84	-0.53		1	2.44	0.38	500	0					
-4.200	2.76	-0.45	8.85	0.49		1	2.64	0.37	500	0					
-4.600	2.57	-0.51	8.44	1.59		1	2.85	0.36	500	0					
-5.000	2.35	-0.57	7.56	2.79		2	3.15	0.35	500	0					
						1	2.38	0.35	40000	0					
-5.340	2.15	-0.61	6.48	3.63		1	2.58	0.34	40000	0					
-5.680	1.94	-0.64	5.09	4.54		1	2.78	0.33	40000	0					
-6.020	1.72	-0.66	3.38	5.52		1	2.99	0.32	40000	0					
-6.360	1.49	-0.68	1.32	6.57		1	3.19	0.31	40000	0					
-6.700	1.26	-0.68	-1.10	7.69		1	3.39	0.30	40000	0					
-7.040	1.03	-0.66	-3.92	8.88		1	3.60	0.29	40000	0					
-7.380	0.81	-0.63	-7.15	10.14		1	3.80	0.28	40000	0					
-7.720	0.60	-0.58	-10.82	11.47		1	4.00	0.28	40000	0					
						1	4.00	0.28	40000	3	0.00		40000	2	-0.00
-8.085	0.40	-0.50	-15.21	12.40		1	4.22	0.27	40000	3	3.10		40000		
-8.450	0.24	-0.40	-19.74	12.29		2	4.44	0.26	40000	2	6.20		40000		
						-1				2	66.99		280000		
-8.769	0.13	-0.28	-20.77	-4.28		-1				2	36.95		280000		
-9.087	0.05	-0.18	-17.87	-12.82		-1				2	16.71		280000		
-9.406	0.01	-0.10	-13.20	-15.58		2	4.45	0.24	280000	2	4.96		280000		
-9.725	-0.01	-0.04	-8.40	-13.98		2	10.50	0.23	280000	-1					
-10.044	-0.01	-0.00	-4.51	-10.32		2	12.50	0.22	280000	-1					
-10.363	-0.01	0.01	-1.85	-6.37		2	12.28	0.22	280000	-1					
-10.681	-0.01	0.02	-0.41	-2.76		2	11.13	0.21	280000	2	0.76		280000		
-11.000	-0.00	0.02	-0.00	0.00		2	9.73	0.21	280000	2	2.77		280000		
m	mm	rd/1000	m.T/m	T/m	T/m T/m2		T/m2	T/m2	T/m3		T/m2	T/m2	T/m3		T

DESPLAZAMIENTO MÁX. = 3.72 mm
MOMENTO MÁXIMO = -20.77 m.T/m
REACCIÓN VERTICAL EN PIE = 0.00 T/m

CODIFICACIÓN DE ESTADO DE SUELO :
-1 = SEPARACIÓN
0 = EXCAVACIÓN
1 = PRESIÓN ACTIVA
2 = ELÁSTICO
3 = PRESIÓN PASSIVA

(4 IT.)

PROPORCIÓN (REACCIÓN EFECTIVA)/(REACCIÓN PASIVA) PARA SUELO No 1 = 0.062 = (38.42 T/m)/(619.43 T/m)
SIN INTERÉS PORQUE EN TODO O EN PARTE LA PRESIÓN DEL SUELO < LA PRESIÓN DE LAS TIERRAS AL REPOSO
PROPORCIÓN (REACCIÓN EFECTIVA)/(REACCIÓN PASIVA) PARA SUELO No 2 = 0.111 = (32.31 T/m)/(290.58 T/m)
SIN INTERÉS PORQUE EN TODO O EN PARTE LA PRESIÓN DEL SUELO < LA PRESIÓN DE LAS TIERRAS AL REPOSO

EFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 1 = 3.54 T/m
EFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 2 = 0.00 T/m

** FASE No 6 **

*CONSTRUCCIÓN LOSA INTERMEDIA *

* INSTALACIÓN DE LA LÍNEA DE PUNTALES Nº 3

NIVEL = -3.400 m
ESPACIADO = 1.000 m
INCLINACIÓN = 0.000 GRADOS
PRECARGA = 0.000 T
RIGIDEZ = 94285.711 T/m
LONGITUD ÚTIL = 0.000 m

CONEXIÓN BILATERAL

FASE 6

NIVEL	DESPL.	ROTAC.	MOMENTO	ESF.CO.	ESF.VER	CA.REP.	SUELO 1 ESTADO	PR.	SOPRAC.	ELAST.	SUELO 2 ESTADO	PR.	SOPRAC.	ELAST.	PUNTALES/ANCLAS No	FUERZA
0.000	3.72	-0.14	0.00	0.00			3	0.50	0.50	500	0					
-0.500	3.65	-0.14	-0.07	0.31			1	0.75	0.48	500	0					
-1.000	3.58	-0.14	-0.33	0.75			1	1.01	0.47	500	0					
				-5.36			1	1.01	0.47	500	0				1	-15.28
-1.500	3.51	-0.15	2.21	-4.79			1	1.26	0.45	500	0					
-2.000	3.42	-0.18	4.43	-4.09			1	1.52	0.44	500	0					
-2.350	3.36	-0.21	5.77	-3.53			1	1.70	0.43	500	0					
-2.700	3.28	-0.24	6.89	-2.90			1	1.88	0.42	500	0					
-3.050	3.19	-0.29	7.79	-2.21			1	2.06	0.40	500	0					
-3.400	3.08	-0.34	8.44	-1.46			1	2.24	0.39	500	0					
							1	2.24	0.39	500	0				3	-0.00
-3.800	2.93	-0.39	8.84	-0.53			1	2.44	0.38	500	0					
-4.200	2.76	-0.45	8.85	0.49			1	2.64	0.37	500	0					
-4.600	2.57	-0.51	8.44	1.59			1	2.85	0.36	500	0					
-5.000	2.35	-0.57	7.56	2.79			2	3.15	0.35	500	0					
							1	2.38	0.35	40000	0					
-5.340	2.15	-0.61	6.48	3.63			2	2.58	0.34	40000	0					
-5.680	1.94	-0.64	5.09	4.54			2	2.78	0.33	40000	0					
-6.020	1.72	-0.66	3.38	5.52			2	2.99	0.32	40000	0					
-6.360	1.49	-0.68	1.32	6.57			2	3.19	0.31	40000	0					
-6.700	1.26	-0.68	-1.10	7.69			2	3.39	0.30	40000	0					
-7.040	1.03	-0.66	-3.92	8.88			2	3.60	0.29	40000	0					
-7.380	0.81	-0.62	-7.15	10.14			2	3.80	0.28	40000	0					
-7.720	0.60	-0.58	-10.82	11.47			2	4.00	0.28	40000	0					
							2	4.00	0.28	40000	1	0.00		40000	2	0.00
-8.085	0.40	-0.50	-15.21	12.40			2	4.22	0.27	40000	2	3.10		40000		
-8.450	0.24	-0.40	-19.74	12.29			2	4.44	0.26	40000	2	6.20		40000		
							-1				2	66.99		280000		
-8.769	0.13	-0.28	-20.77	-4.28			-1				2	36.95		280000		
-9.087	0.05	-0.18	-17.87	-12.83			-1				2	16.71		280000		
-9.406	0.01	-0.10	-13.20	-15.58			2	4.45	0.24	280000	2	4.96		280000		
-9.725	-0.01	-0.04	-8.40	-13.98			2	10.50	0.23	280000	-1					
-10.044	-0.01	-0.00	-4.51	-10.32			2	12.50	0.22	280000	-1					
-10.363	-0.01	0.01	-1.85	-6.37			2	12.28	0.22	280000	-1					
-10.681	-0.01	0.02	-0.41	-2.76			2	11.13	0.21	280000	2	0.76		280000		
-11.000	-0.00	0.02	0.00	-0.00			2	9.73	0.21	280000	2	2.77		280000		
m	mm	rd/1000	m.T/m	T/m	T/m	T/m2	T/m2	T/m2	T/m3		T/m2	T/m2	T/m3		T	

DESPLAZAMIENTO MÁX. = 3.72 mm
MOMENTO MÁXIMO = -20.77 m.T/m
REACCIÓN VERTICAL EN PIE = 0.00 T/m

CODIFICACIÓN DE ESTADO DE SUELO :
-1 = SEPARACIÓN
0 = EXCAVACIÓN
1 = PRESIÓN ACTIVA
2 = ELÁSTICO
3 = PRESIÓN PASSIVA

(4 IT.)

PROPORCIÓN (REACCIÓN EFECTIVA)/(REACCIÓN PASIVA) PARA SUELO No 1 = 0.062 = (38.42 T/m)/(619.43 T/m)
SIN INTERÉS PORQUE EN TODO O EN PARTE LA PRESIÓN DEL SUELO < LA PRESIÓN DE LAS TIERRAS AL REPOSO
PROPORCIÓN (REACCIÓN EFECTIVA)/(REACCIÓN PASIVA) PARA SUELO No 2 = 0.111 = (32.31 T/m)/(290.58 T/m)
SIN INTERÉS PORQUE EN TODO O EN PARTE LA PRESIÓN DEL SUELO < LA PRESIÓN DE LAS TIERRAS AL REPOSO

EFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 1 = 3.54 T/m
EFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 2 = 0.00 T/m

** FASE No 7 **

CONSTRUCCIÓN LOSA SUPERIOR

* INSTALACIÓN DE LA LÍNEA DE PUNTALES Nº 4

NIVEL = 0.000 m
ESPACIADO = 1.000 m
INCLINACIÓN = 0.000 GRADOS
PRECARGA = 0.000 T
RIGIDEZ = 94285.711 T/m
LONGITUD ÚTIL = 0.000 m

CONEXIÓN BILATERAL

FASE 7

	PARED					SUELO 1 EXCAVACIÓN: 0.00 m NIVEL AGUA: -12.40 m S. DE CAQUOT: 0.00 T/m2			SUELO 2 EXCAVACIÓN: -7.72 m NIVEL AGUA: -12.40 m S. DE CAQUOT: 0.00 T/m2			PUNTALES/ ANCLAS	
NIVEL	DESPL.	ROTAC.	MOMENTO	ESF.CO.	ESF.VER CA.REP.	ESTADO	PR. SOPRAC.	ELAST.	ESTADO	PR. SOPRAC.	ELAST.	No	FUERZA
0.000	3.72	-0.14	0.00	0.00		0			0				
						1	0.50	0.50 500	0			4	-0.00
-0.500	3.65	-0.14	-0.07	0.31		1	0.75	0.48 500	0				
-1.000	3.58	-0.14	-0.33	0.75		1	1.01	0.47 500	0				
				-5.36		1	1.01	0.47 500	0			1	-15.28
-1.500	3.51	-0.15	2.21	-4.79		1	1.26	0.45 500	0				
-2.000	3.42	-0.18	4.43	-4.09		1	1.52	0.44 500	0				
-2.350	3.36	-0.21	5.77	-3.53		1	1.70	0.43 500	0				
-2.700	3.28	-0.24	6.89	-2.90		1	1.88	0.42 500	0				
-3.050	3.19	-0.29	7.79	-2.21		1	2.06	0.40 500	0				
-3.400	3.08	-0.34	8.44	-1.46		1	2.24	0.39 500	0				
						1	2.24	0.39 500	0			3	-0.00
-3.800	2.93	-0.39	8.84	-0.53		1	2.44	0.38 500	0				
-4.200	2.76	-0.45	8.85	0.49		1	2.64	0.37 500	0				
-4.600	2.57	-0.51	8.44	1.59		1	2.85	0.36 500	0				
-5.000	2.35	-0.57	7.56	2.79		2	3.15	0.35 500	0				
						1	2.38	0.35 40000	0				
-5.340	2.15	-0.61	6.48	3.63		2	2.58	0.34 40000	0				
-5.680	1.94	-0.64	5.09	4.54		2	2.78	0.33 40000	0				
-6.020	1.72	-0.66	3.38	5.52		2	2.99	0.32 40000	0				
-6.360	1.49	-0.68	1.32	6.57		2	3.19	0.31 40000	0				
-6.700	1.26	-0.68	-1.10	7.69		2	3.39	0.30 40000	0				
-7.040	1.03	-0.66	-3.92	8.88		2	3.60	0.29 40000	0				
-7.380	0.81	-0.63	-7.15	10.14		2	3.80	0.28 40000	0				
-7.720	0.60	-0.58	-10.82	11.47		2	4.00	0.28 40000	0				
						2	4.00	0.28 40000	1	0.00	40000	2	0.00
-8.085	0.40	-0.50	-15.21	12.40		2	4.22	0.27 40000	2	3.10	40000		
-8.450	0.24	-0.40	-19.74	12.29		2	4.44	0.26 40000	2	6.20	40000		
						-1			2	66.99	280000		
-8.769	0.13	-0.28	-20.77	-4.28		-1			2	36.95	280000		
-9.087	0.05	-0.18	-17.87	-12.83		-1			2	16.71	280000		
-9.406	0.01	-0.10	-13.20	-15.58		2	4.45	0.24 280000	2	4.96	280000		
-9.725	-0.01	-0.04	-8.40	-13.98		2	10.50	0.23 280000	-1				
-10.044	-0.01	-0.00	-4.51	-10.32		2	12.50	0.22 280000	-1				
-10.363	-0.01	0.01	-1.85	-6.37		2	12.28	0.22 280000	-1				
-10.681	-0.01	0.02	-0.41	-2.76		2	11.13	0.21 280000	2	0.76	280000		
-11.000	-0.00	0.02	0.00	-0.00		2	9.73	0.21 280000	2	2.77	280000		
m	mm	rd/1000	m.T/m	T/m	T/m T/m2		T/m2	T/m2 T/m3		T/m2	T/m2 T/m3		T

DESPLAZAMIENTO MÁX. = 3.72 mm
MOMENTO MÁXIMO = -20.77 m.T/m
REACCIÓN VERTICAL EN PIE = 0.00 T/m

CODIFICACIÓN DE ESTADO DE SUELO :
-1 = SEPARACIÓN
0 = EXCAVACIÓN
1 = PRESIÓN ACTIVA
2 = ELÁSTICO
3 = PRESIÓN PASSIVA

(4 IT.)

PROPORCIÓN (REACCIÓN EFECTIVA)/(REACCIÓN PASIVA) PARA SUELO No 1 = 0.062 = (38.42 T/m)/(619.43 T/m)
SIN INTERÉS PORQUE EN TODO O EN PARTE LA PRESIÓN DEL SUELO < LA PRESIÓN DE LAS TIERRAS AL REPOSO
PROPORCIÓN (REACCIÓN EFECTIVA)/(REACCIÓN PASIVA) PARA SUELO No 2 = 0.111 = (32.31 T/m)/(290.58 T/m)
SIN INTERÉS PORQUE EN TODO O EN PARTE LA PRESIÓN DEL SUELO < LA PRESIÓN DE LAS TIERRAS AL REPOSO

EFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 1 = 3.54 T/m
EFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 2 = 0.00 T/m

FUERZAS EN CABEZA DE PANTALLA

* CARGA CONCENTRADA EN 0.000 m : FUERCE HOR. = 70.000 T/m PAR = 70.000 m.T/m FUERCE VERT. = 106.000T/m
CONEXIÓN ELÁSTICA -> SIN

FASE 8

PARED						SUELO 1				SUELO 2				PUNTALES/ ANCLAS	
						EXCAVACIÓN: 0.00 m				EXCAVACIÓN: -7.72 m					
						NIVEL AGUA: -12.40 m				NIVEL AGUA: -12.40 m					
						S. DE CAQUOT: 0.00 T/m2				S. DE CAQUOT: 0.00 T/m2					
NIVEL	DESPL.	ROTAC.	MOMENTO	ESF.CO.	ESF.VER	CA.REP.	ESTADO PR.	SOPRAC.	ELAST.	ESTADO PR.	SOPRAC.	ELAST.		No	FUERZA
0.000	4.14	0.93	0.00	0.00	0.00		0			0					
			70.00	30.37	106.00		1	0.50	500	0				4	-39.63
-0.500	4.47	0.40	54.77	30.69	106.00		1	0.75	500	0					
-1.000	4.56	0.01	39.34	31.13	106.00		1	1.01	500	0					
				17.24			1	1.01	500	0				1	-34.72
-1.500	4.49	-0.29	30.57	17.81	106.00		1	1.26	500	0					
-2.000	4.29	-0.51	21.47	18.51	106.00		1	1.52	500	0					
-2.350	4.09	-0.62	14.88	19.07	106.00		1	1.70	500	0					
-2.700	3.86	-0.68	8.07	19.70	106.00		1	1.88	500	0					
-3.050	3.62	-0.71	1.04	20.38	106.00		1	2.06	500	0					
-3.400	3.37	-0.69	-6.26	21.14	106.00		1	2.24	500	0					
				-6.48			1	2.24	500	0				3	-27.62
-3.800	3.10	-0.66	-3.88	-5.55	106.00		1	2.44	500	0					
-4.200	2.84	-0.64	-1.89	-4.53	106.00		1	2.64	500	0					
-4.600	2.58	-0.63	-0.32	-3.43	106.00		1	2.85	500	0					
-5.000	2.33	-0.64	0.79	-2.23	106.00		2	3.16	500	0					
							2	3.24	40000	0					
-5.340	2.11	-0.64	1.32	-0.97	106.00		2	4.15	40000	0					
-5.680	1.89	-0.65	1.38	0.52	106.00		2	4.66	40000	0					
-6.020	1.67	-0.66	0.91	2.15	106.00		2	4.89	40000	0					
-6.360	1.45	-0.66	-0.13	3.81	106.00		2	4.92	40000	0					
-6.700	1.22	-0.66	-1.73	5.47	106.00		2	4.83	40000	0					
-7.040	1.00	-0.64	-3.89	7.09	106.00		2	4.70	40000	0					
-7.380	0.79	-0.61	-6.60	8.67	106.00		2	4.57	40000	0					
-7.720	0.59	-0.56	-9.83	10.21	106.00		2	4.48	40000	0					
				11.61			2	4.48	40000	1	0.00	40000		2	1.40
-8.085	0.40	-0.49	-14.32	12.72	106.00		2	4.47	40000	2	2.85	40000			
-8.450	0.23	-0.39	-19.02	12.73	106.00		2	4.53	40000	2	6.11	40000			
							-1			2	66.36	280000			
-8.769	0.13	-0.28	-20.21	-3.73	106.00		-1			2	36.88	280000			
-9.087	0.06	-0.18	-17.50	-12.30	106.00		-1			2	16.93	280000			
-9.406	0.01	-0.09	-12.99	-15.18	106.00		2	4.13	0.24 280000	2	5.28	280000			
-9.725	-0.01	-0.04	-8.28	-13.74	106.00		2	10.18	0.23 280000	-1					
-10.044	-0.01	-0.00	-4.46	-10.17	106.00		2	12.23	0.22 280000	-1					
-10.363	-0.01	0.01	-1.83	-6.29	106.00		2	12.10	0.22 280000	-1					
-10.681	-0.01	0.02	-0.41	-2.74	106.00		2	11.04	0.21 280000	2	0.85	280000			
-11.000	-0.00	0.02	0.00	-0.00	106.00		2	9.74	0.21 280000	2	2.76	280000			
m	mm rd/1000		m.T/m	T/m	T/m	T/m2	T/m2	T/m2	T/m3	T/m2	T/m2	T/m3			T

DESPLAZAMIENTO MÁX. = 4.56 mm
MOMENTO MÁXIMO = 70.00 m.T/m
REACCIÓN VERTICAL EN PIE = -106.00 T/m

CODIFICACIÓN DE ESTADO DE SUELO :
-1 = SEPARACIÓN
0 = EXCAVACIÓN
1 = PRESIÓN ACTIVA
2 = ELÁSTICO
3 = PRESIÓN PASSIVA

(2 IT.)

PARA LA FASE ACTUAL ANTES DE TENER EN CUENTA EL PANDEO : DESPLAZAMIENTO MÁXIMO = 4.56 mm
MOMENTO MÁXIMO = 70.00 m.T/m

PROPORCIÓN (REACCIÓN EFECTIVA)/(REACCIÓN PASIVA) PARA SUELO No 1 = 0.068 = (42.00 T/m)/(619.42 T/m)
SIN INTERÉS PORQUE EN TODO O EN PARTE LA PRESIÓN DEL SUELO < LA PRESIÓN DE LAS TIERRAS AL REPOSO
PROPORCIÓN (REACCIÓN EFECTIVA)/(REACCIÓN PASIVA) PARA SUELO No 2 = 0.111 = (32.27 T/m)/(290.58 T/m)
SIN INTERÉS PORQUE EN TODO O EN PARTE LA PRESIÓN DEL SUELO < LA PRESIÓN DE LAS TIERRAS AL REPOSO

EFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 1 = 3.54 T/m
EFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 2 = 0.00 T/m

FASE 9

NIVEL	DESPL.	ROTAC.	MOMENTO	ESF.CO.	ESF.VER	CA.REP.	SUELO 1 ESTADO	PR. SOPRAC.	ELAST.	SUELO 2 ESTADO	PR. SOPRAC.	ELAST.	No	PUNTALES/ ANCLAS FUERZA
0.000	4.14	0.93	0.00	0.00	0.00		0			0				
			70.00	30.37	106.00		3	0.50	0.50	500	0		4	-39.63
-0.500	4.47	0.40	54.77	30.69	106.00		2	0.75	0.48	500	0			
-1.000	4.56	0.01	39.34	31.13	106.00		1	1.01	0.47	500	0			
				17.24			1	1.01	0.47	500	0		1	-34.72
-1.500	4.49	-0.29	30.57	17.81	106.00		1	1.26	0.45	500	0			
-2.000	4.29	-0.51	21.47	18.51	106.00		1	1.52	0.44	500	0			
-2.350	4.09	-0.62	14.88	19.07	106.00		1	1.70	0.43	500	0			
-2.700	3.86	-0.68	8.07	19.70	106.00		1	1.88	0.42	500	0			
-3.050	3.62	-0.71	1.03	20.38	106.00		1	2.06	0.40	500	0			
-3.400	3.37	-0.69	-6.26	21.14	106.00		1	2.24	0.39	500	0			
				-6.48			1	2.24	0.39	500	0		3	-27.62
-3.800	3.10	-0.66	-3.88	-5.55	106.00		1	2.44	0.38	500	0			
-4.200	2.84	-0.64	-1.88	-4.53	106.00		1	2.64	0.37	500	0			
-4.600	2.58	-0.63	-0.32	-3.43	106.00		1	2.85	0.36	500	0			
-5.000	2.33	-0.64	0.79	-2.23	106.00		2	3.16	0.35	500	0			
							2	3.24	0.35	40000	0			
-5.340	2.11	-0.64	1.32	-0.97	106.00		2	4.15	0.34	40000	0			
-5.680	1.89	-0.65	1.38	0.53	106.00		2	4.66	0.33	40000	0			
-6.020	1.67	-0.66	0.91	2.15	106.00		2	4.89	0.32	40000	0			
-6.360	1.45	-0.66	-0.13	3.81	106.00		2	4.92	0.31	40000	0			
-6.700	1.22	-0.66	-1.73	5.47	106.00		2	4.83	0.30	40000	0			
-7.040	1.00	-0.64	-3.89	7.09	106.00		2	4.70	0.29	40000	0			
-7.380	0.79	-0.61	-6.60	8.67	106.00		2	4.57	0.28	40000	0			
-7.720	0.59	-0.56	-9.83	10.20	106.00		2	4.48	0.28	40000	0			
				11.61			2	4.48	0.28	40000	3	0.00	40000	2 1.40
-8.085	0.40	-0.49	-14.32	12.72	106.00		2	4.47	0.27	40000	2	2.85	40000	
-8.450	0.23	-0.39	-19.02	12.73	106.00		2	4.53	0.26	40000	2	6.11	40000	
							-1				2	66.36	280000	
-8.769	0.13	-0.28	-20.21	-3.73	106.00		-1				2	36.88	280000	
-9.087	0.06	-0.18	-17.50	-12.30	106.00		-1				2	16.93	280000	
-9.406	0.01	-0.09	-12.99	-15.18	106.00		2	4.13	0.24	280000	2	5.28	280000	
-9.725	-0.01	-0.04	-8.28	-13.74	106.00		2	10.18	0.23	280000	-1			
-10.044	-0.01	-0.00	-4.46	-10.17	106.00		2	12.23	0.22	280000	-1			
-10.363	-0.01	0.01	-1.83	-6.29	106.00		2	12.10	0.22	280000	-1			
-10.681	-0.01	0.02	-0.41	-2.74	106.00		2	11.04	0.21	280000	2	0.85	280000	
-11.000	-0.00	0.02	0.00	-0.00	106.00		2	9.74	0.21	280000	2	2.76	280000	
m	mm	rd/1000	m.T/m	T/m	T/m	T/m2		T/m2	T/m2	T/m3		T/m2 T/m2	T/m3	T

DESPLAZAMIENTO MÁX. = 4.56 mm
MOMENTO MÁXIMO = 70.00 m.T/m
REACCIÓN VERTICAL EN PIE = -106.00 T/m

CODIFICACIÓN DE ESTADO DE SUELO :
-1 = SEPARACIÓN
0 = EXCAVACIÓN
1 = PRESIÓN ACTIVA
2 = ELÁSTICO
3 = PRESIÓN PASSIVA

(2 IT.)

PARA LA FASE ACTUAL ANTES DE TENER EN CUENTA EL PANDEO : DESPLAZAMIENTO MÁXIMO = 4.56 mm
MOMENTO MÁXIMO = 70.00 m.T/m

PROPORCIÓN (REACCIÓN EFECTIVA)/(REACCIÓN PASIVA) PARA SUELO No 1 = 0.068 = (42.00 T/m)/(619.43 T/m)
SIN INTERÉS PORQUE EN TODO O EN PARTE LA PRESIÓN DEL SUELO < LA PRESIÓN DE LAS TIERRAS AL REPOSO
PROPORCIÓN (REACCIÓN EFECTIVA)/(REACCIÓN PASIVA) PARA SUELO No 2 = 0.111 = (32.27 T/m)/(290.58 T/m)
SIN INTERÉS PORQUE EN TODO O EN PARTE LA PRESIÓN DEL SUELO < LA PRESIÓN DE LAS TIERRAS AL REPOSO

EFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 1 = 3.54 T/m
EFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 2 = 0.00 T/m

*** FINAL DE CÁLCULO

CURVAS ENVOLVENTES DE FASE 1 A FASE 9

(la totalidad de las fases)

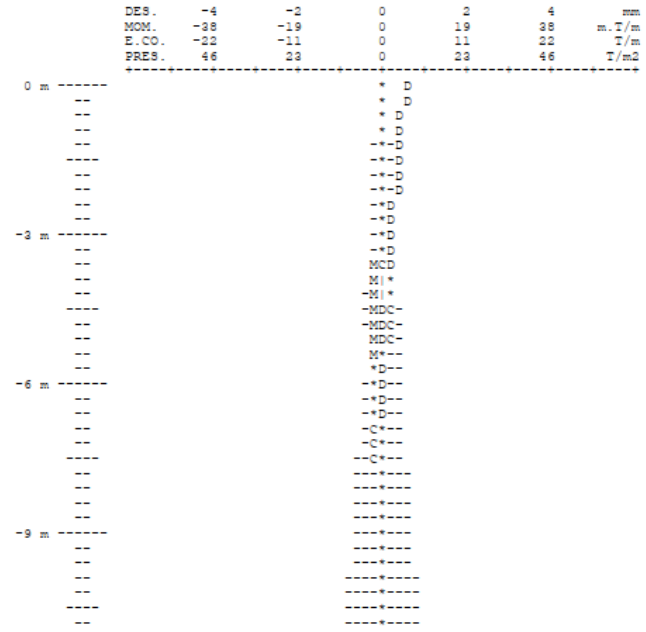
NIVEL	MOMEN. MIN	MOMEN. MÁX	ES.CO. MIN	ES.CO. MÁX	PUNT./ANC. FUERZA MÁX
0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	
	0.00	70.00	-0.00	30.37	-39.63
-0.500	-0.07	54.77	0.00	30.69	
-1.000	-0.33	39.34	0.00	31.13	
	-0.33	39.34	-5.36	17.24	-34.72
-1.500	-0.85	30.57	-4.79	17.81	
-2.000	-1.68	21.47	-4.09	18.51	
-2.350	-2.46	14.88	-3.53	19.07	
-2.700	-3.32	8.07	-2.90	19.70	
-3.050	-4.24	7.79	-2.21	20.38	
-3.400	-6.26	8.44	-1.46	21.14	
	-6.26	8.44	-6.48	2.97	-27.62
-3.800	-6.49	8.84	-5.55	3.32	
-4.200	-7.90	8.85	-4.53	3.76	
-4.600	-9.51	8.44	-3.43	4.28	
-5.000	-11.34	7.56	-2.23	4.87	
-5.340	-12.24	6.48	-0.97	3.63	
-5.680	-11.92	5.09	-2.34	4.54	
-6.020	-10.77	3.38	-4.23	5.52	
-6.360	-9.14	1.32	-5.31	6.57	
-6.700	-7.25	0.00	-5.68	7.69	
-7.040	-5.35	0.00	-5.40	8.88	
-7.380	-7.15	0.00	-4.72	10.14	
-7.720	-10.82	0.00	-3.87	11.47	
	-10.82	0.00	-3.87	11.61	1.40
-8.085	-15.21	0.00	-2.96	12.72	
-8.450	-19.74	0.06	-2.14	12.73	
-8.769	-20.77	0.46	-4.28	0.00	
-9.087	-17.87	0.57	-12.83	0.05	
-9.406	-13.20	0.49	-15.58	0.39	
-9.725	-8.40	0.35	-13.98	0.47	
-10.044	-4.51	0.20	-10.32	0.41	
-10.363	-1.85	0.09	-6.37	0.29	
-10.681	-0.41	0.02	-2.76	0.14	
-11.000	-0.00	0.00	-0.00	0.00	
m	m.T/m	m.T/m	T/m	T/m	T

SUELO 1 (REACCIÓN EFECTIVA)/(REACCIÓN PASIVA) MÁXIMO EN FASE No 1 = 0.063 EN FASE FINAL No 9 NO APLICABLE
SUELO 2 (REACCIÓN EFECTIVA)/(REACCIÓN PASIVA) MÁXIMO NO APLICABLE

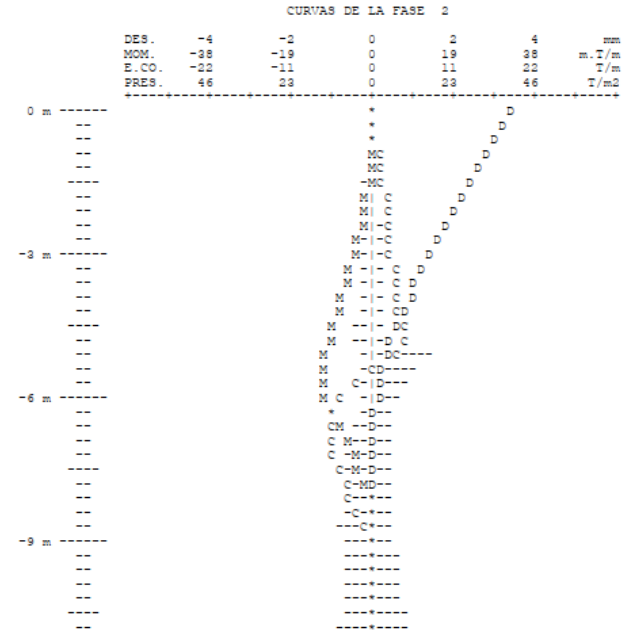
```
EN LO QUE SIGUE LOS NÚMEROS DE FASE SON LAS FASES DE CÁLCULOS

PARA LAS FASES DE TRABAJO :

   DESPLAZAMIENTO MÁXIMO                    EN FASE No  9 =      4.56 mm      EN FASE FINAL No  9 =      4.56     mm
   MOMENTO MÁXIMO                           EN FASE No  8 =     54.77 m.T/m   EN FASE FINAL No  9 =     54.77  m.T/m
```

PUNTAL/ANCLA		PRECARGA		MÁXIMO		ESTADO FINAL		
NÚMERO	NIVEL	FASE	FUERZA	FASE	FUERZA	FASE	FUERZA	DESLIZ.
1	-1.00	3	0.00	9	-34.72	9	-34.72	0.00
2	-7.72	5	0.00	8	1.40	9	1.40	0.00
3	-3.40	6	0.00	9	-27.62	9	-27.62	0.00
4	0.00	7	0.00	8	-39.63	9	-39.63	0.00
	m		T		T		T	mm

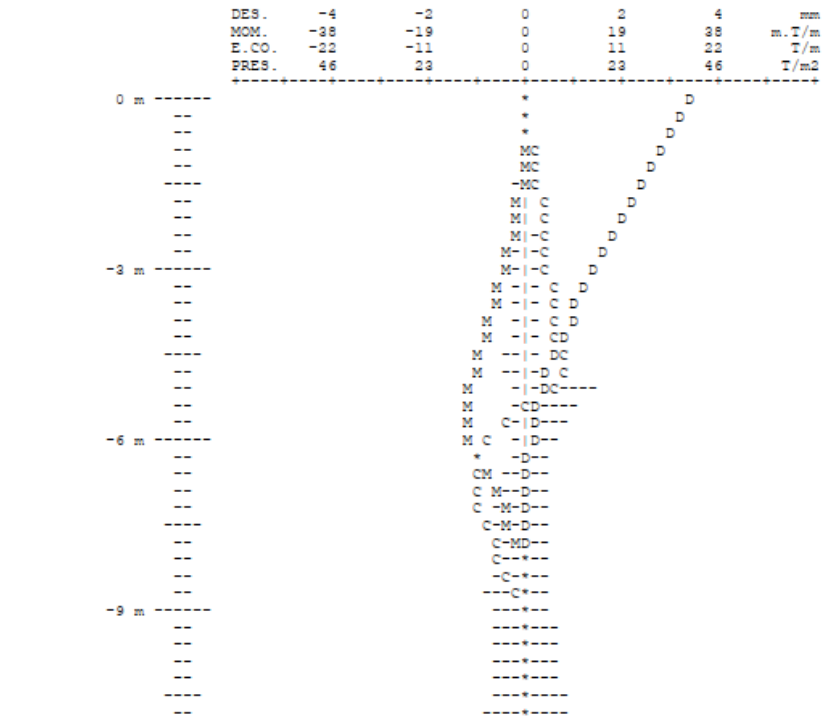
CURVAS DE LA FASE 1



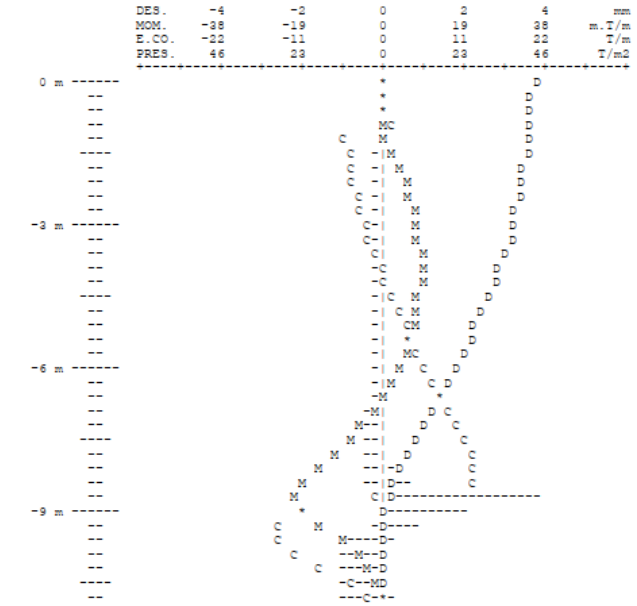
CURVAS DE LA FASE 2



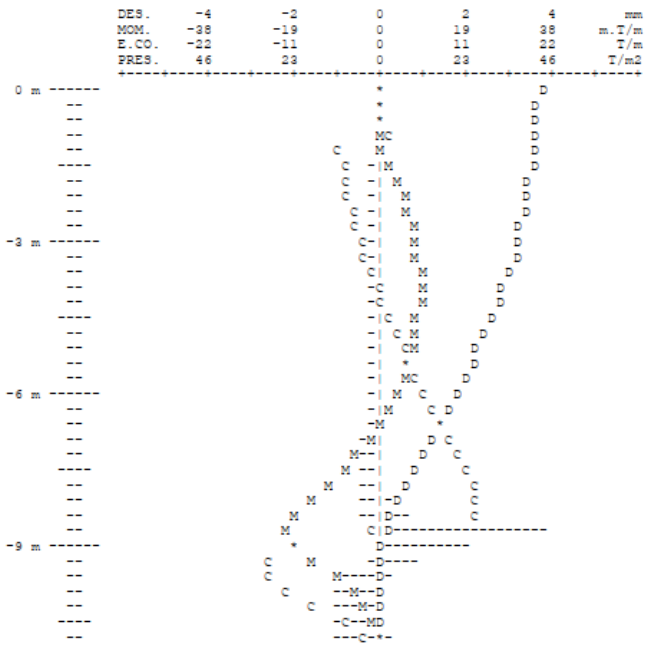
CURVAS DE LA FASE 3



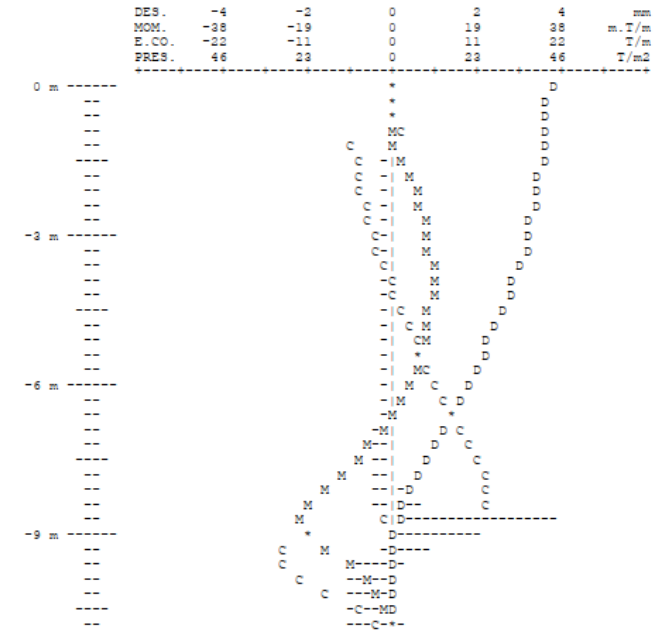
CURVAS DE LA FASE 4



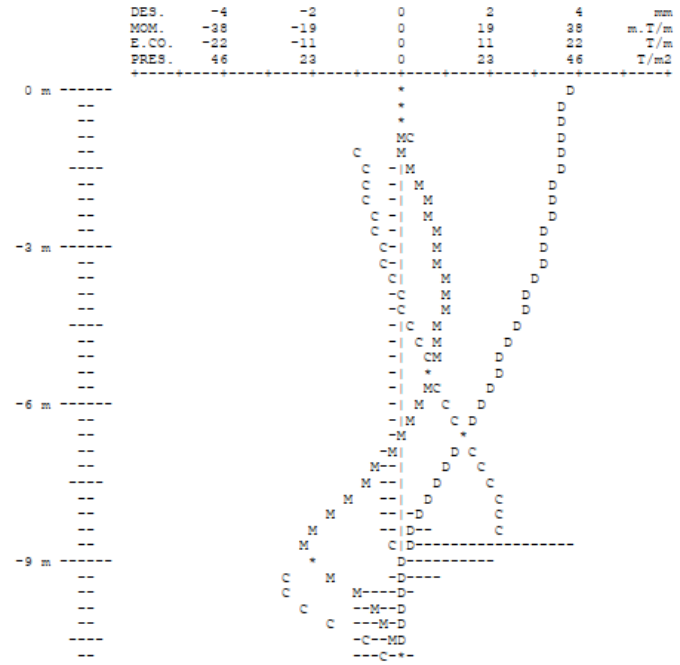
CURVAS DE LA FASE 5



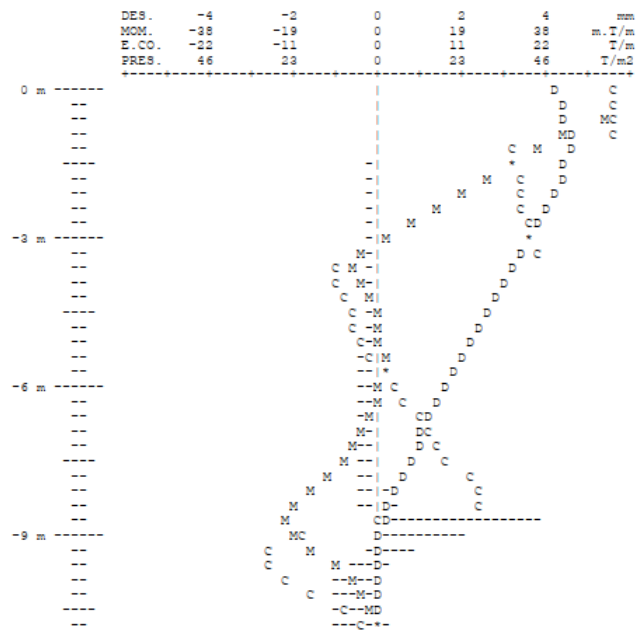
CURVAS DE LA FASE 6

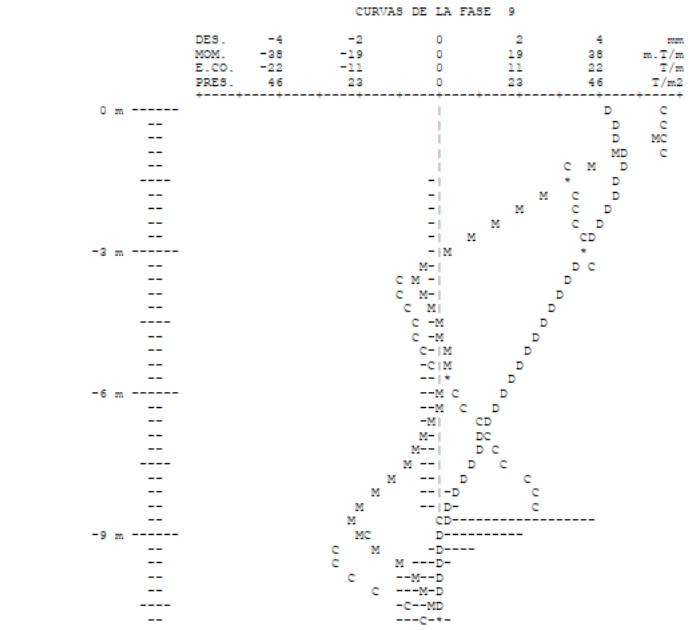


CURVAS DE LA FASE 7



CURVAS DE LA FASE 8





13.11 ANEJO PLANOS