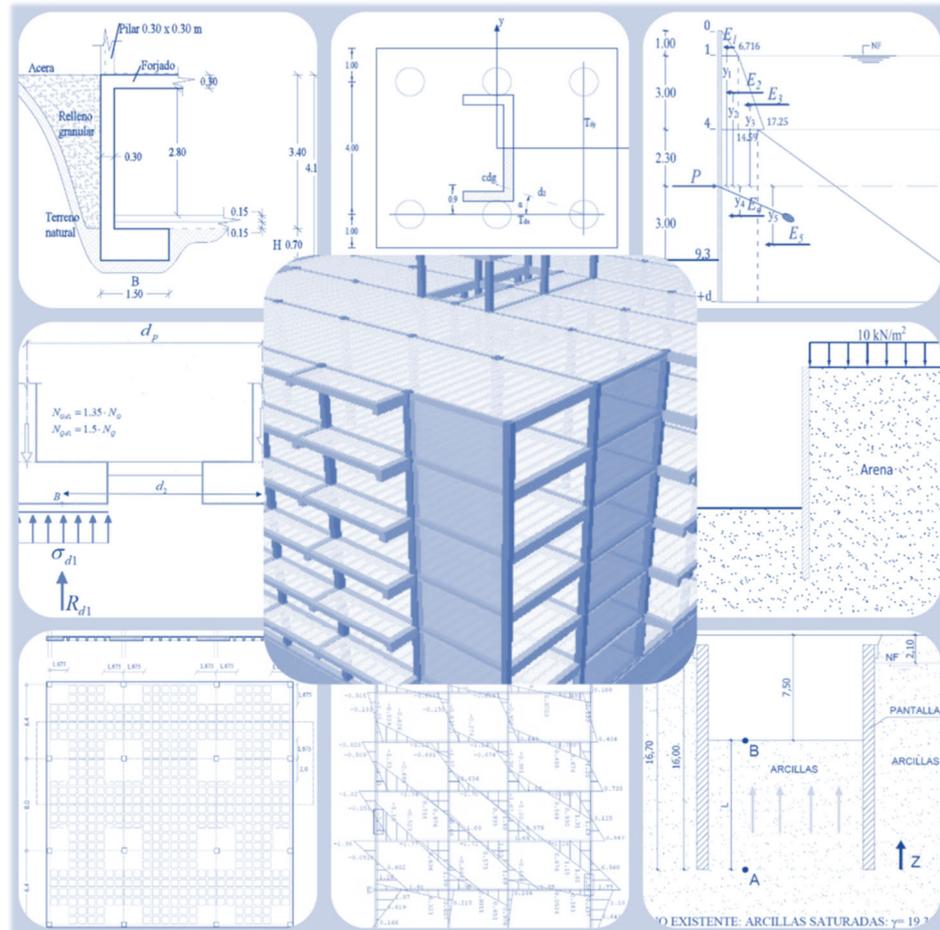




Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos y Puertos y de Ingeniería de Minas

EDIFICACIÓN: EJERCICIOS RESUELTOS Y PRÁCTICAS DE INFORMÁTICA



José Manuel Olmos Noguera
Sergio Elpidio Santos Martínez



Universidad Politécnica de Cartagena

EDIFICACIÓN: EJERCICIOS RESUELTOS Y PRÁCTICAS DE INFORMÁTICA

José Manuel Olmos Noguera

Sergio Elpidio Santos Martínez

Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos y de Ingeniería de Minas
Universidad Politécnica de Cartagena

© 2020, José Manuel Olmos Noguera
Sergio Elpidio Santos Martínez

© 2020, Universidad Politécnica de Cartagena.

CRAI Biblioteca
Plaza del Hospital, 1
30202 Cartagena.
968325908
ediciones@upct.es



Primera edición, 2020

© Imagen de cubierta, Sergio E. Santos Martínez

ISBN: 978-84-17853-25-9



Esta obra está bajo una licencia de **Reconocimiento-NO comercial-SinObraDerivada (by-nc-nd)**: no se permite el uso comercial de la obra original ni la generación de obras derivadas.

http://es.creativecommons.org/blog/wp-content/uploads/2013/04/by-nc-nd.eu_petit.png

Prólogo

El objetivo del presente libro es poner a disposición de los alumnos de la asignatura de Edificación, impartida en 4º curso del Grado de Ingeniería Civil de la UPCT, una serie de ejercicios resueltos y de prácticas de informática guiadas que les sirvan para introducirse en campo de los proyectos de estructuras de hormigón para edificios.

Los ejercicios que aquí se aportan están resueltos utilizando métodos que podemos calificar ya como clásicos en el diseño de elementos estructurales. Estos métodos, que se encuentran desarrollados en las referencias bibliográficas de este libro, se pueden describir como métodos simplificados y reglas prácticas, que establecen unas hipótesis aceptables para poder aplicar casi exclusivamente las ecuaciones de equilibrio a los elementos estructurales con el fin de obtener esfuerzos en dichos elementos. A partir de la obtención de dichos esfuerzos, en el presente documento se comprueban varios de los Estados Límites Últimos y de Servicio siguiendo la Instrucción EHE.

La utilidad de resolver ejercicios de prediseño de elementos estructurales “a mano” radica en poder obtener un predimensionamiento y una aproximación a los resultados en las comprobaciones a realizar, que nos sirvan como punto de partida o input para el software de análisis y diseño de la estructura completa.

La concepción del sistema estructural y el predimensionamiento de sus elementos, como paso previo al análisis y a las comprobaciones de la estructura que exigen las normas, constituye una fase esencial en el proyecto de la misma.

El empleo necesario de software de diseño de estructuras para realizar un proyecto estructural implica ciertos riesgos sobre los que hay que trabajar.

En primer lugar, los programas actuales son capaces de calcularlo todo y de diseñarlo todo, armando vigas, pilares, forjados, realizando despiece de armados y hasta creando un modelo 3D con todo detalle. Se hace necesario conocer el manejo del programa, los métodos que emplea para el análisis y el diseño, y ser capaces de comprobar los resultados que arroja. Porque, aunque el programa no se equivoque, nosotros sí podemos hacerlo al introducir los datos y obtener entonces resultados no válidos.

Por otro, si nos saltamos la fase de concepción de la estructura y predimensionamiento de sus elementos, corremos el riesgo de obtener con el programa el diseño una estructura que, aun cumpliendo con los requisitos y las exigencias de las normas estructurales, esté muy lejos de ser una estructura funcional, racional en el empleo de recursos materiales para su construcción y razonablemente económica.

La resolución de ejercicios de diseño de elementos con métodos clásicos o simplificados - estos son por ejemplo el método del equilibrio límite, el método de bielas y tirantes, método de los pórticos virtuales – adquiere la función de predimensionamiento en el flujo de trabajo para el diseño de la estructura.

El presente libro contiene seis ejercicios tipo resueltos de elementos estructurales de un edificio y tres prácticas de informática guiadas, con el programa Cype, con el objetivo de introducir al

alumno en su uso dentro del proyecto de cimentaciones, de muros pantalla y de la estructura completa de un edificio de oficinas. Finalmente, el libro también incluye el enunciado del trabajo de curso de la asignatura propuesto para el presente año académico 2020-2021.

Este libro y su contenido tienen únicamente un fin educativo. La elaboración del mismo, así como la captura de imágenes de los programas *Cype Elementos de Cimentación*, *Cype Muros Pantalla* y *CypeCad*, ha sido autorizada por la firma *Cype Ingenieros, S.A.* a la que queremos agradecer su colaboración y ayuda. De la misma forma, también queremos agradecer a la mencionada firma la puesta a disposición de las universidades de su plataforma colaborativa *BIM Server Center Education*, plataforma muy útil para plantear y evaluar proyectos de los alumnos.

José Manuel Olmos Noguera.

Dr. Ing. de Caminos, CC. y PP.

Área de Ingeniería de la Construcción. UPCT.

Contenido

Ejercicio 1.	
Construcción muro de sótano	1
Ejercicio 2.	
Diseño de una cimentación profunda para una pantalla de la estructura de un edificio proyectado en zona sísmica	25
Ejercicio 3.	
Zapata de medianería y viga centradora.....	43
Ejercicio 4.	
Muros pantalla	53
Ejercicio 5.	
Muros pantalla con NF	61
Ejercicio 6.	
Forjado reticular	69
Práctica 1.	
Diseño de un encepado para una pantalla de rigidización con Cype.....	83
Práctica 2.	
Diseño de muros pantalla para un tanque de tormentas	101
Práctica 3.	
Concepción y modelización de la estructura de un edificio de oficinas con CYPE.....	135
Propuesta.	
Trabajo de curso (Edificación)	197
Bibliografía	210

Índice

Ejercicio 1. Construcción muro de sótano	1
1.1. PLANTEAMIENTO	1
1.2. PARÁMETROS DEL PROBLEMA	2
1.3. DETERMINAR	2
1.4. RESOLUCIÓN	4
1.4.1. Averiguar si es necesaria la colaboración de la solera o de vigas centradoras para garantizar el equilibrio transversal del muro. Es decir, comprobar la seguridad a deslizamiento de la zapata del muro de sótano una vez construido el edificio completo (Sólo en la hipótesis de $N_{min}, E \neq 0$).....	4
1.4.2. Calcular la compresión en la solera y en el forjado de planta baja para mantener en equilibrio el muro tras rellenar el trasdós. (Comprobación de deslizamiento en fase provisional)	9
1.4.3. Comprobación de Hundimiento del muro. $\sigma_{adm} = 0.25MPa$ (Sólo en la hipótesis más desfavorable ($N_{m\acute{a}x}$)	11
1.4.4. Comprobar el comportamiento estructural del Muro. (Comprobaciones de flexión compuesta, cortante en el muro y fisuración, tras el relleno y con el edificio terminado). Determinar la armadura vertical necesaria.....	12
1.4.5. Comprobar el comportamiento estructural de la zapata. Determinar la armadura de la zapata	19
1.4.6. Determinar la armadura horizontal a disponer en el muro. La flexión longitudinal del muro se produce según el siguiente esquema:.....	21
Ejercicio 2. Diseño de una cimentación profunda para una pantalla de la estructura de un edificio proyectado en zona sísmica	25
2.1. PLANTEAMIENTO	25
2.2. PARÁMETROS DEL PROBLEMA	26
2.3. DETERMINAR	27
2.4. RESOLUCIÓN	27
2.4.1. Cumplimiento de disposiciones constructivas en cuanto a la geometría	27
2.4.2. Cálculo de esfuerzos en cada pilote	29
2.4.3. Comprobaciones del terreno	30
2.4.3.1. Tope estructural	30
2.4.3.2. Carga de hundimiento de un pilote y del grupo	31
2.4.3.3. Resistencia al arrancamiento de un pilote	33
2.4.3.4. Resistencia horizontal del terreno (pilote aislado y grupo de pilotes)	33
2.4.4. Armado del pilote	35
2.4.4.1. Disposiciones de armado NCSE-02 (Art. 4.3.3) y EHE (armadura mínima) .	35
2.4.4.2. ELU de flexión-compresión	36

2.4.4.3.	ELU Tracción	38
2.4.4.4.	Cortante.....	39
2.4.5.	Armado del encepado. Método bielas y tirantes. (Recomendaciones EHE-08) .	40
Ejercicio 3. Zapata de medianería y viga centradora	43
3.1.	PLANTEAMIENTO	43
3.2.	PARÁMETROS DEL PROBLEMA	43
3.3.	DETERMINAR	44
3.4.	RESOLUCIÓN	45
3.4.1.	Determinar las dimensiones de la zapata de medianería para que sea una zapata rígida y cumpla con la limitación de tensión admisible en el terreno	45
3.4.2.	Comprobar que las tensiones máximas transmitidas al terreno por la zapata interior no superan las admisibles y que las mínimas son mayores que cero (la zapata del pilar interior no se levanta)	47
3.4.3.	Determinar el momento flector de cálculo para el diseño de la viga centradora. Obtener la armadura longitudinal de la viga centradora para una sección de la misma de 0.70 m de ancho por 0.85 m de canto.....	48
Ejercicio 4. Muros pantalla	53
4.1.	PLANTEAMIENTO	53
4.2.	PARÁMETROS DEL PROBLEMA	53
4.3.	DETERMINAR	54
4.4.	RESOLUCIÓN	54
4.4.1.	Profundidad de empotramiento “d” sin apuntalamiento.....	54
4.4.2.	Profundidad de empotramiento “d” con puntales en coronación. En este caso, determinar la carga “P” en los puntales.....	59
Ejercicio 5. Muros pantalla con NF	61
5.1.	PLANTEAMIENTO	61
5.2.	PARÁMETROS DEL PROBLEMA	62
5.3.	DETERMINAR	62
5.4.	RESOLUCIÓN	62
5.4.1.	Comprobar si hay riesgo de sifonamiento	62
5.4.2.	Calcular los coeficientes de empuje activo y pasivo del terreno	63
5.4.3.	Calcular el empotramiento de la pantalla por el método de base libre, despreciando la cohesión del estrato de arcilla.....	64
5.4.4.	Calcular la fuerza necesaria P en el anclaje.....	67
Ejercicio 6. Forjado reticular	69
6.1.	PLANTEAMIENTO	69
6.2.	PARÁMETROS DEL PROBLEMA	70
6.3.	DETERMINAR	71

6.4.	Resolución.....	71
6.4.1.	Determinar si este forjado cumple con el canto mínimo según la EHE. Determinar también si para este forjado es necesario, según la EHE, la comprobación de flechas (ELS de deformaciones). ¿Cuál sería el canto útil mínimo para no tener que realizar la comprobación citada? Suponer que la armadura de positivos de los nervios son dos redondos de 20 mm de diámetro.....	72
6.4.2.	El peso propio del forjado suponiendo que el área en planta ocupada por ábacos es el 25.6 % del área total del forjado.....	74
6.4.3.	Calcular la distribución de esfuerzos flectores necesaria para la comprobación del ELU de flexión en sentido X de los nervios en la banda de pilares del pórtico virtual representado (línea discontinua) en la Figura 6.1.....	76
6.4.4.	Realizar los cálculos necesarios de la comprobación de ELU de punzonamiento de un ábaco de un pilar interior para determinar si es necesaria armadura de punzonamiento en dicho ábaco. Suponer una cuantía de armadura longitudinal de negativos que cruza el perímetro correspondiente a dicha comprobación de $\rho_x = \rho_y = 0.006$	78
6.4.5.	En caso de ser necesaria armadura de punzonamiento, según los resultados obtenidos en el apartado anterior (6.4.4), determinar las dimensiones del pilar para que no sea necesaria esta armadura. En caso de no ser necesaria la armadura de punzonamiento, según los resultados obtenidos en el apartado anterior (6.4.4), ¿qué dimensiones tendría que tener el pilar para que fuera necesaria esta armadura?	81
Práctica 1. Diseño de un encepado para una pantalla de rigidización con Cype		83
7.1.	PLANTEAMIENTO	83
7.2.	PARÁMETROS.....	84
7.3.	DETERMINAR	85
7.4.	RESOLUCIÓN	85
7.4.1.	Armado del encepado empleando el programa Cype-Elementos de cimentación	85
Práctica 2. Diseño de muros pantalla para un tanque de tormentas		101
8.1.	PLANTEAMIENTO	101
8.2.	PARÁMETROS DEL PROBLEMA	102
8.3.	DETERMINAR	103
8.4.	RESOLUCIÓN	103
8.4.1.	Estudiar el modelo que utiliza Cype para el cálculo y diseño estructural de las pantallas	103
8.4.2.	Profundidad del muro pantalla para cumplir la condición de seguridad frente a sifonamiento	105
8.4.3.	Balance de pesos para comprobar la seguridad frente a la flotación de la estructura	106

8.4.4.	Diseño del muro pantalla con Cype (Introducción de datos). Fases de vaciado, nivel de los apuntalamientos provisionales, y forjado y losa definitiva.....	107
8.4.5.	Resultados: Armado de la pantalla, esfuerzos, desplazamientos, empujes del terreno y presión hidrostática.....	116
8.4.6.	Comprobaciones de equilibrio, resistencia estructural (ELU) con Cype, y fisuración (ELU). Listado de resultados de Cype. (Ver axiles en puntales y forjados).	119
8.4.6.1.	Normas y materiales	119
8.4.6.2.	Acciones	119
8.4.6.3.	Datos generales.....	120
8.4.6.4.	Descripción del terreno.....	120
8.4.6.5.	Sección vertical del terreno.....	120
8.4.6.6.	Geometría	120
8.4.6.7.	Esquema de las fases.....	121
8.4.6.8.	Cargas	123
8.4.6.9.	Elementos de apoyo.....	123
8.4.6.10.	Resultados de las fases.....	124
8.4.6.11.	Resultados para los elementos de apoyo	127
8.4.6.12.	Descripción del armado.....	128
8.4.6.13.	Comprobaciones geométricas y de resistencia.....	128
8.4.6.14.	Comprobaciones de estabilidad (coeficientes de seguridad)	131
8.4.6.15.	Comprobaciones de estabilidad (círculo de deslizamiento pésimo).....	132
Práctica 3. Concepción y modelización de la estructura de un edificio de oficinas con CYPE 135		
9.1.	PLANTEAMIENTO	135
9.2.	PARÁMETROS DEL PROBLEMA	136
9.3.	DETERMINAR	139
9.4.	RESOLUCIÓN	140
9.4.1.	Concepción estructural. Sistema estructural elegido.	140
9.4.2.	Predimensionamiento de los pilares. Secciones brutas.....	141
9.4.3.	Predimensionamiento de las vigas. Secciones brutas.....	143
9.4.4.	Predimensionamiento de los forjados. Canto.....	146
9.4.5.	Predimensionamiento de las pantallas	148
9.4.6.	Introducción de la obra en CYPECAD	157
9.4.6.1.	Datos del edificio. Alturas, cargas muertas y sobrecargas de uso generales..	157
9.4.6.2.	Descripción de grupos.....	158
9.4.6.3.	Plantilla DWG	159

9.4.6.4.	Datos generales. Materiales. Ambiente. Coeficientes de pandeo. Acciones horizontales (Viento y sismo). Recubrimientos.	160
9.4.6.5.	Entrada de pilares	166
9.4.6.6.	Entrada de muros y pantallas.....	167
9.4.6.7.	Entrada de vigas	171
9.4.6.8.	Entrada de paños, losa de cimentación y forjados	172
9.4.6.9.	Cargas superficiales y lineales. Cerramientos, carga muerta de maquinaria, sobrecarga de nieve	176
9.4.7.	Cálculo y dimensionamiento del edificio	178
9.4.8.	Consulta e interpretación de resultados. Optimización de la estructura	178
9.4.8.1.	Listado de justificación de la acción sísmica	178
9.4.8.2.	Desplazamientos máximos en pilares. Comprobación de rigidez frente a sismo	181
9.4.8.3.	Comprobaciones en losa de cimentación. Tensiones en el terreno, esfuerzos, armados	182
9.4.8.4.	Comprobación resistencia de las pantallas y Muros. Esfuerzos y Armados	185
9.4.8.5.	Comprobaciones en pilares. Esfuerzos, resistencia, armados y desplomes	187
9.4.8.6.	Comprobaciones en vigas, esfuerzos, armados, flechas y fisuración	188
9.4.8.7.	Comprobaciones en forjados. Planta baja (comercial), planta primera (oficinas) y cubierta. Resistencia, flechas y fisuración	192
9.4.8.8.	Listados de CYPECAD.....	193
9.4.8.9.	Salida de planos.....	193
9.4.8.10.	Detalles constructivos	194
Propuesta. Trabajo de curso (Edificación)	197
10.1.	PLANTEAMIENTO	197
10.2.	PARÁMETROS DEL PROBLEMA	198
10.3.	DETERMINAR	199
10.3.1.	Acciones (0.5 puntos)	199
10.3.2.	Resistencia al fuego (1.5 puntos)	199
10.3.3.	Vaciado – contención provisional (0.5 puntos).....	200
10.3.4.	Diseño de la cimentación (1.5 puntos).....	200
10.3.5.	Diseño de forjado unidireccional (1.5 puntos).....	201
10.3.6.	Diseño de forjado reticular (1.5 puntos).....	201
10.3.7.	Diseño de la estructura en zona sísmica (0.5 puntos).....	201
10.3.8.	CYPECAD (2.5 puntos)	202
10.4.	ANEJOS.....	203

10.4.1.	Anejo 1: Planos del edificio	203
10.4.2.	Anejo 2: Prontuario de pórticos para esta estructura	206
10.4.3.	Anejo 3: Forjado reticular a calcular	209
Bibliografía	210

Ejercicio 1

Construcción muro de sótano

1.1. PLANTEAMIENTO

Se proyecta construir un edificio formado por: un sótano bajo rasante, planta baja, tres plantas tipo y cubierta.

La sección del muro está representada en la (Figura 1.1). Los pilares de fachada, de 0.30 x 0.30 m, tienen un área de influencia en los forjados de todas las plantas de 3.0 x 5.0 m = 15 m². La distancia entre ejes de pilares en la dirección paralela al muro es de 5 m.

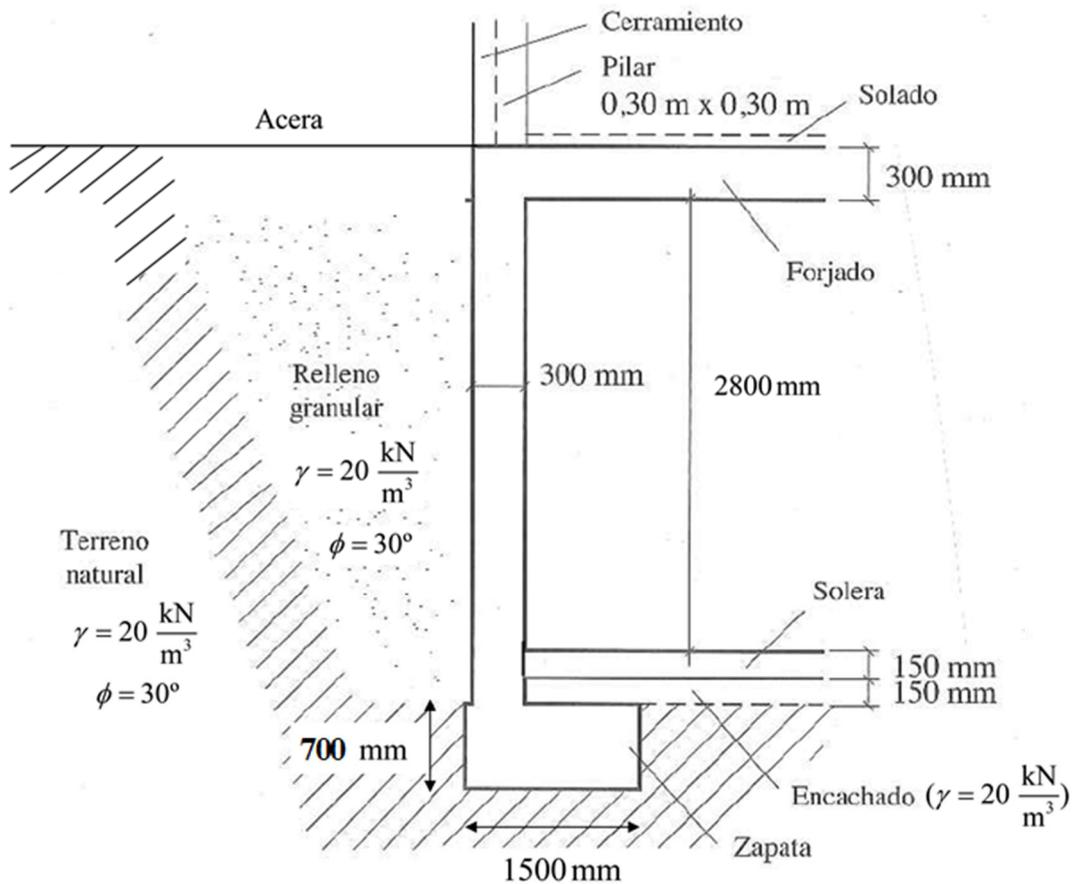


Figura 1.1. Detalles del muro

1.2. PARÁMETROS DEL PROBLEMA

El sistema de rigidización del edificio (núcleo central) recoge la acción de las cargas horizontales de viento. Los pilares no se ven afectados por la acción del viento.

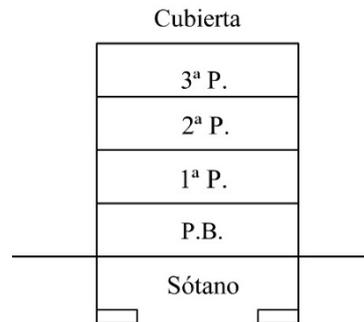


Figura 1.2. Esquema simple de la edificación

Una vez construido el edificio estará sometido a las siguientes cargas gravitatorias:

Tabla 1.1. Cargas gravitatorias por plantas

Planta	Peso propio + Cargas Muertas (solados y Tabiquería) (kN/m ²)	Carga Cerramiento (CM) (KN/m)	Sobrecargas de Uso (kN/m ²)
Cubierta	3.5+2 = 5.5	--	1.0
Planta Tipo (3 niveles)	3.5+1.5=5.0	7	2.0
Planta Baja	3.5+1.5=5.0	7	5.0

Nota: En este ejercicio no es necesario considerar sobrecarga de nieve en cubierta.

Considerar una sobrecarga de uso en la acera de 3 kN/m².

El relleno del trasdós del muro se realiza cuando se ha construido el muro, la solera del sótano y el forjado de planta baja. Las características del terreno existente y del relleno son las indicadas en la Figura 1.1.

Los coeficientes de seguridad de las acciones permanentes y variables a considerar para comprobaciones de resistencia de la estructura son los establecidos en la EHE-08 y en el CTE: 1.35 para acciones permanentes y 1.5 para acciones variables.

El hormigón del muro es HA-25/B/20/IIa y el acero de armar B-500 S.

1.3. DETERMINAR

- Averiguar si es necesaria la colaboración de la solera o de vigas centradoras para garantizar el equilibrio transversal del muro. Es decir, comprobar la seguridad a deslizamiento de la zapata del muro de sótano una vez construido el edificio completo (Sólo en la hipótesis de $\sum N_{min}, E \neq 0$).
- Calcular la compresión en la solera y en el forjado de planta baja para mantener en equilibrio el muro tras rellenar el trasdós. (Comprobación de deslizamiento en fase provisional)

- Comprobación de hundimiento del muro. $\sigma_{adm} = 0.25 \text{ MPa}$ (sólo en la hipótesis más desfavorable ($\sum N_{max}$)).
- Comprobar el comportamiento estructural del muro (comprobaciones de flexión compuesta, cortante en el muro y fisuración, tras el relleno y con el edificio terminado). Determinar la armadura vertical necesaria.
- Comprobar el comportamiento estructural de la zapata. Determinar la armadura de la zapata.
- Determinar la armadura horizontal a disponer en el muro. La flexión longitudinal del muro se produce según el siguiente esquema:

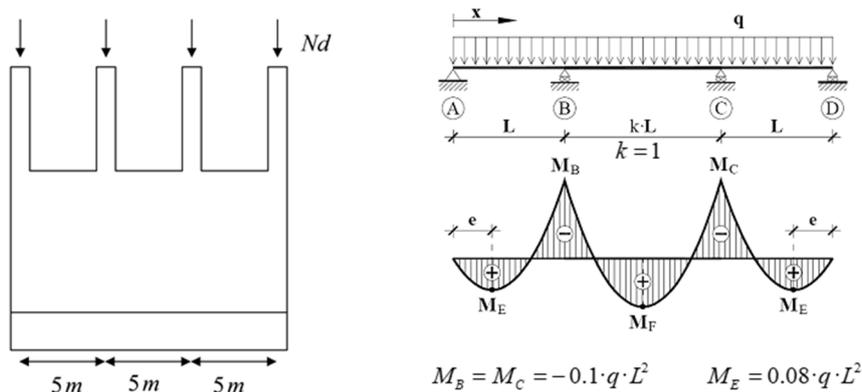


Figura 1.3. Flexión longitudinal del muro

Para la resolución de este ejercicio se emplea la metodología recogida en la referencia [1].

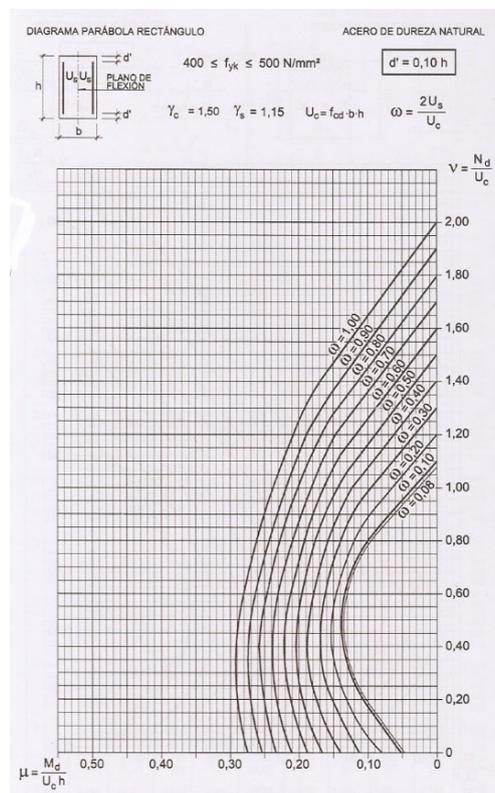


Figura 1.4. Diagrama parábola rectángulo

1.4. RESOLUCIÓN

1.4.1. Averiguar si es necesaria la colaboración de la solera o de vigas centradoras para garantizar el equilibrio transversal del muro. Es decir, comprobar la seguridad a deslizamiento de la zapata del muro de sótano una vez construido el edificio completo (Sólo en la hipótesis de $\sum N_{min}, E \neq 0$).

Para comprobar el deslizamiento local de la zapata con el edificio terminado:

$$\frac{\mu \cdot \sum N_{min} + c' \cdot b}{R_2 + T} \geq 1.5$$

Donde:

$$\mu = \tan\left(\frac{2}{3}\phi'\right)$$

Siendo:

ϕ' , el ángulo de rozamiento efectivo

c' , la cohesión efectiva del terreno bajo la zapata

En la Figura 1.5 se muestra el esquema de cargas y reacciones (producido por cargas verticales $\sum N$ y empuje de tierras, E).

R_1 y R_2 equilibran el empuje horizontal de tierras. T y T equilibran las cargas verticales sobre el muro.

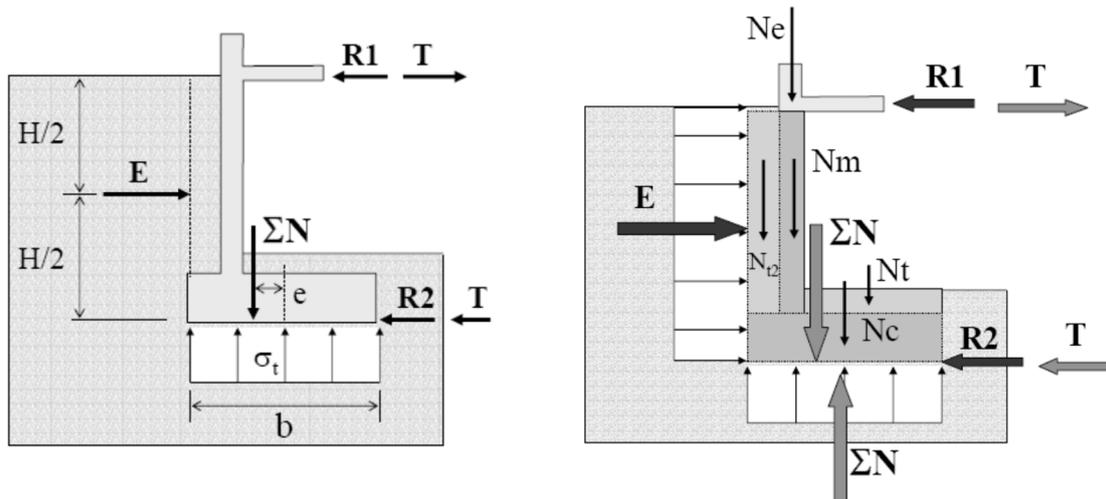


Figura 1.5. Esquema de cargas y reacciones en el muro

Cálculo de ΣN_{min} (Sumatorio de cargas permanentes verticales por ml de muro)

$$\Sigma N_{min} = N_e + N_m + N_t + N_c$$

➤ Carga en coronación del muro por metro lineal

$$N_e = \frac{N_{pilas}}{d_p} + N_{forj pb} \text{ (Carga en coronación del muro)}$$

$$N_{pilas} = 5.5 \text{ kN/m}^2 \cdot 15 \text{ m}^2 + 3.5 \text{ kN/m}^2 \cdot 15 \text{ m}^2 + 3.7 \text{ kN/m} \cdot 5 \text{ m}$$

$$\frac{N_{pilas}}{d_p} = \frac{412.5 \text{ kN}}{5 \text{ m}} = 82.5 \text{ kN/m}$$

$$N_{forj pb} = 5 \text{ kN/m}^2 \cdot 3 \text{ m} + 7 \text{ kN/m} = 22 \text{ kN/m}$$

$$N_e = \frac{N_{pilas}}{d_p} + N_{forj pb} = 82.5 + 22 = 104.5 \text{ kN/m}$$

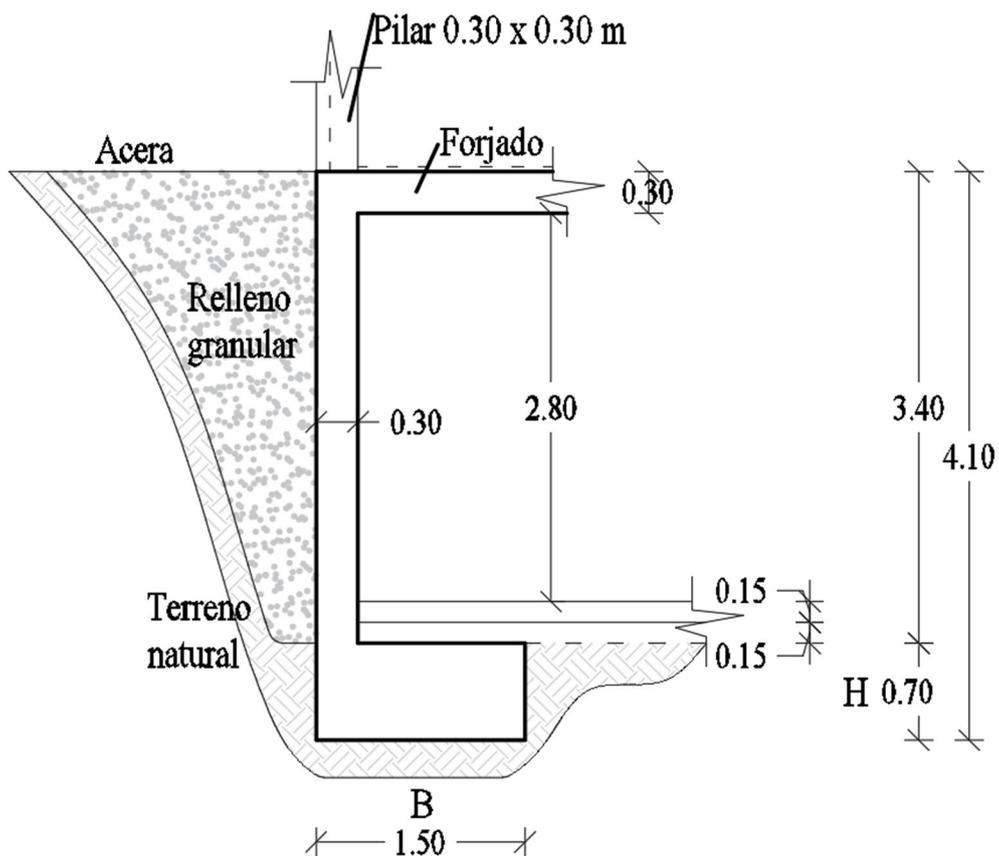


Figura 1.6. Alzado del muro

- Peso propio del alzado del muro por metro lineal

$$N_m = 3.4 \text{ m} \cdot 0.3 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 25.5 \text{ kN/m} \text{ (peso propio del muro por ml)}$$

- Carga de tierras (solera y encachado) sobre la zapata:

$$N_t = N_{losa} + N_{enc} = 0.15 \text{ m} \cdot (1.5 - 0.3) \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 + 0.15 \text{ m} \cdot (1.5 - 0.3) \text{ m} \cdot 20 \text{ kN/m}^3 =$$

$$N_t = 4.5 + 3.6 = 8.1 \text{ kN/m}$$

- Peso propio de la zapata:

$$N_c = 1.5 \text{ m} \cdot 0.7 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 26.25 \text{ kN/m}$$

- Sumatorio de cargas permanentes por ml de muro:

$$\sum N_{\min} = N_e + N_m + N_t + N_c = 104.5 + 25.5 + 8.1 + 26.25 = 164.35 \text{ kN}$$

Cálculo de T (Figura 1.5. Tracción en el forjado y fuerza de rozamiento en la zapata debido a las cargas verticales sobre el muro)

Aplicando la ecuación de equilibrio de momentos (respecto al centro de la zapata – punto A-) al esquema de cargas verticales obtenemos T.

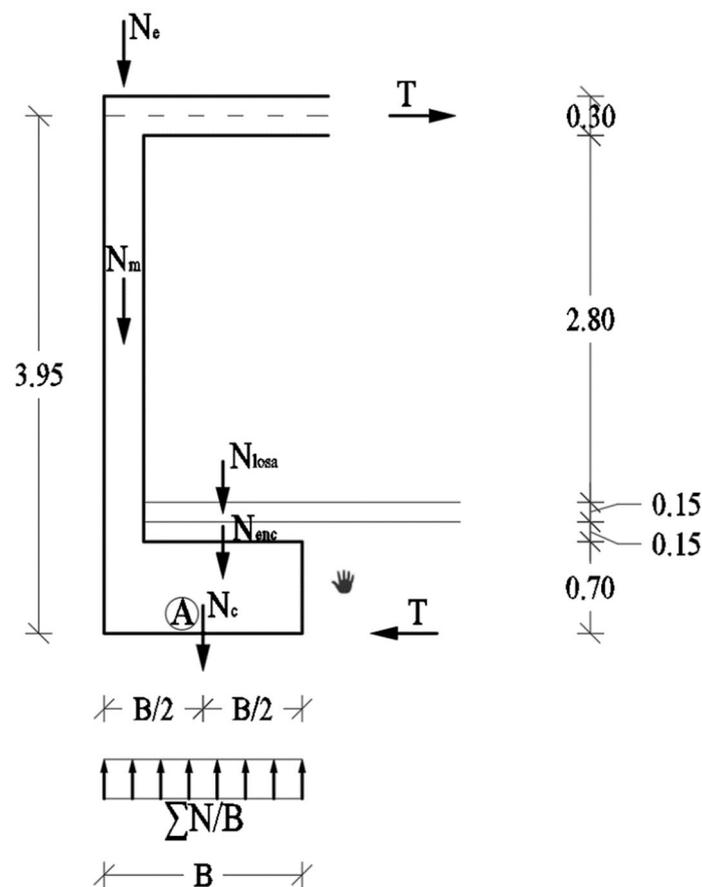


Figura 1.7. Equilibrio de cargas verticales sobre muro

Las excentricidades de las fuerzas verticales respecto al punto A son las siguientes:

Tabla 1.2. Excentricidades respecto al punto A

N(kN/m)	e _i (m)
N _e = 104.5	- 0.60
N _m = 22.5	- 0.60
N _{losa} = 4.5	+ 0.15
N _{enc} = 3.6	+ 0.15
N _c = 26.25	0.00

$$\sum M_A = 0$$

$$-0.6 \cdot N_e - 0.6 \cdot N_m + 0.15 \cdot (N_{losa} + N_{enc}) + 3.95 \cdot T = 0$$

$$T = \frac{-0.6 \cdot 104.5 - 0.6 \cdot 25.5 + 0.15 \cdot 8.1}{-3.95} = 19.44 \text{ kN}$$

Cálculo del empuje de tierras E_{max} y de las reacciones R₁ y R₂

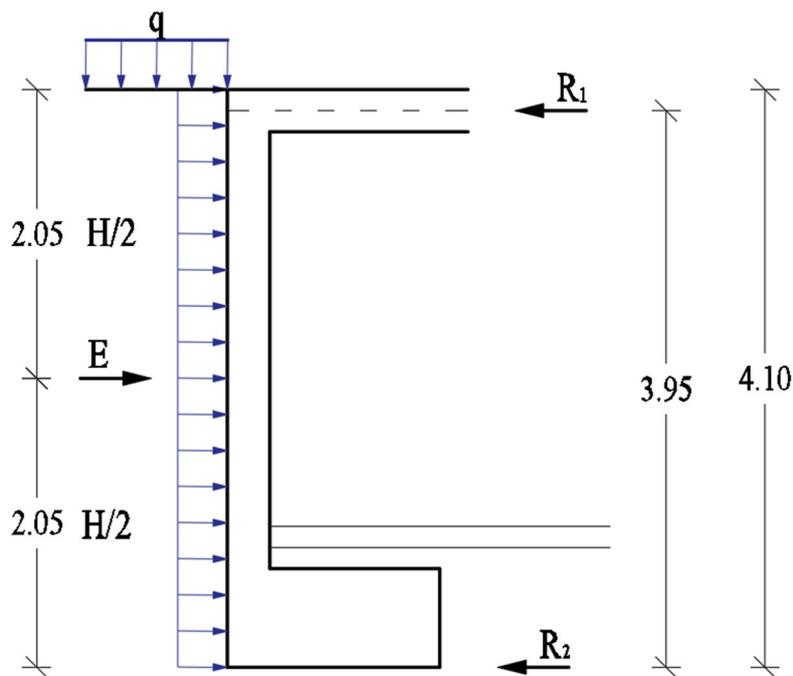


Figura 1.8. Equilibrio cargas horizontales en muro

El empuje sobre un muro de sótano se puede aproximar con la siguiente expresión:

$$E = K_o \cdot (q + 0.67 \cdot \gamma \cdot H) \cdot H$$

Donde

K_o , es el coeficiente de empuje al reposo y vale $K_o = 1 - \sin \phi$

q , es la sobrecarga de uso en la acera

H , es la altura de tierras

γ , el peso específico del terreno

En este caso:

$$K_o = 1 - \sin 30 = 0.5$$

∴

$$E = 0.5 \cdot (3 \text{ kN/m}^2 + 0.67 \cdot 20 \text{ kN/m}^3 \cdot 4.1 \text{ m}) \cdot 4.1 \text{ m} = 118.77 \text{ kN}$$

Estableciendo equilibrio de fuerzas horizontales y equilibrio de momentos (respecto a la base de la zapata), en el esquema de fuerzas de la Figura 1.8, podemos obtener las reacciones R_1 y R_2 .

$$\sum F_H = 0 \rightarrow E - R_1 - R_2 = 0 \quad (\text{a})$$

$$\sum M_0 = 0 \rightarrow \sum M_0 = 2.05 \text{ m} \cdot E - 3.95 \text{ m} \cdot R_1 = 0 \quad (\text{b})$$

De la ecuación de equilibrio de momentos (b), obtenemos R_1 :

$$R_1 = \frac{2.05 \cdot E}{3.95} = 61.64 \text{ kN}$$

Sustituyendo R_1 en la ecuación (a), se obtiene R_2 :

$$R_2 = E - R_1 = 118.77 - 61.64 = 57.13 \text{ kN}$$

Comprobación de deslizamiento

$$\frac{\mu \cdot \sum N_{\min} + c' \cdot b}{R_2 + T} \geq 1.5$$

$$\frac{\tan \frac{2 \cdot 30}{3} \cdot 164.35 + 0 \cdot 1.5}{57.13 + 19.44} = 0.78 < 1.5 \rightarrow \text{no cumple la comprobación a deslizamiento}$$

Sería necesario que la solera o una serie de vigas centradoras soportaran la reacción:

$$R_2 + T = 57.13 + 19.44 = 76.57 \text{ kN/m}$$

Para la comprobación de la resistencia de la solera o vigas centradoras esta reacción tendría que ir mayorada.

1.4.2. Calcular la compresión en la solera y en el forjado de planta baja para mantener en equilibrio el muro tras rellenar el trasdós. (Comprobación de deslizamiento en fase provisional)

Una vez ejecutado la zapata, la solera, el alzado del muro y el forjado de planta baja se rellena el trasdós del muro. En este momento, aunque sea de forma provisional, las cargas verticales son mínimas sobre el muro y existe empuje de tierras, por lo tanto, es una situación desfavorable para el deslizamiento.

Comprobaremos que se produce deslizamiento y que, por tanto, la solera tendrá que resistir la reacción horizontal para equilibrar el muro.

$$\frac{\mu \cdot \sum N_{\min} + c \cdot b}{R_2 + T} \geq 1.5$$

Cálculo de $\sum N_{\min}$ (sumatorio de cargas permanentes verticales por ml de muro en la situación provisional descrita)

$$\sum N_{\min} = N_e + N_m + N_t + N_c$$

- Carga en coronación del muro por metro lineal

$N_e = N_{forj\ pb} = 3.5\text{kN/m}^2 \cdot 3\text{m} = 10.5\text{ kN/m}$ (carga en coronación del muro, en este caso no existen cargas de los pilares ni del cerramiento)

El resto de cargas verticales son iguales que a las del caso 1.4.1.

Entonces:

$$\sum N_{\min} = N_e + N_m + N_t + N_c = 10.5 + 25.5 + 8.1 + 26.25 = 70.35\text{ kN/m}$$

Cálculo de T (Figura 1.5. Tracción en el forjado y fuerza de rozamiento en la zapata debido a las cargas verticales sobre el muro)

Aplicando la ecuación de equilibrio de momentos (respecto al centro de la zapata – punto A-) al esquema de cargas verticales de la Figura 1.7, obtenemos T.

Las excentricidades de las fuerzas verticales respecto al punto A son las siguientes:

Tabla 1.3. Excentricidades respecto al punto A (situación provisional)

N(kN/m)	e_i(m)
$N_e = 10.5$	- 0.60
$N_m = 22.5$	- 0.60
$N_{losa} = 4.5$	+ 0.15
$N_{enc} = 3.6$	+ 0.15
$N_c = 26.25$	0.00

$$\sum M_A = 0$$

$$-0.6 \cdot N_e - 0.6 \cdot N_m + 0.15 \cdot (N_{losa} + N_{enc}) + 3.95 \cdot T = 0$$

$$T = \frac{-0.6 \cdot 10.5 - 0.6 \cdot 25.5 + 0.15 \cdot 8.1}{-3.95} = \mathbf{5.16 \text{ kN}}$$

Cálculo del empuje de tierras E y de las reacciones R₁ y R₂

El esquema de esta representación es el mismo al de la Figura 1.8.

Auxiliándonos de la ecuación vista en el apartado 1.4.1 para empuje de muros, tenemos:

$$E = K_o \cdot (q + 0.67 \cdot \gamma \cdot H) \cdot H$$

En este caso:

$$K_o = 1 - \sin 30 = 0.5$$

∴

$$E = 0.5 \cdot (0.67 \cdot 20 \text{ kN/m}^3 \cdot 4.1 \text{ m}) \cdot 4.1 \text{ m} = 112.63 \text{ kN}$$

Estableciendo equilibrio de fuerzas horizontales y equilibrio de momentos (respecto a la base de la zapata), en el esquema de fuerzas de la Figura 1.8, podemos obtener las reacciones R₁ y R₂.

$$\sum F_H = 0 \rightarrow E - R_1 - R_2 = 0 \quad (c)$$

$$\sum M_0 = 0 \rightarrow \sum M_0 = 2.05 \text{ m} \cdot E - 3.95 \text{ m} \cdot R_1 = 0 \quad (d)$$

De la ecuación de equilibrio de momentos (d), obtenemos R₁:

$$R_1 = \frac{2.05 \cdot E}{3.95} = 58.45 \text{ kN}$$

Sustituyendo R₁ en la ecuación (c), se obtiene R₂:

$$R_2 = E - R_1 = 112.63 - 58.45 = 54.18 \text{ kN}$$

Comprobación de deslizamiento

$$\frac{\mu \cdot \sum N_{\min} + c' \cdot b}{R_2 + T} \geq 1.5$$

$$\frac{\tan \frac{2 \cdot 30}{3} \cdot 70.35 + 0 \cdot 1.5}{54.18 + 5.16} = 0.43 < 1.5 \rightarrow \text{no cumple la comprobación a deslizamiento.}$$

Sería necesario que la solera resistiera esta acción de compresión algo menor, (por estar la solera más elevada que la cara inferior de la zapata), de:

$$1.35 \cdot (R_2 + T) = 1.35 \cdot (54.18 + 5.16) = 80.11 \text{ kN/m}$$

La armadura necesaria en la solera para resistir esta compresión sería:

$$80.11 \text{ kN} = A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd} = 0.15 \text{ m}^2 \cdot \frac{25 \cdot 10^3}{1.5} \text{ kN/m}^2 + A_s \cdot 400 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2$$

∴

$$A_s = \frac{80.11 - 3750}{400 \cdot 10^3} \text{ (sale armadura negativa, es decir, no hace falta por cálculo)}$$

Al salir armadura negativa significa que solo el hormigón es suficiente para resistir la compresión. Se tendrá que disponer una armadura mínima geométrica (por retracción y temperatura).

1.4.3. Comprobación de Hundimiento del muro. $\sigma_{adm} = 0.25 \text{ MPa}$ (Sólo en la hipótesis más desfavorable ($\sum N_{m\acute{a}x}$))

La situación de carga vertical máxima se produce con el edificio terminado y en uso.

Cálculo de $\sum N_{m\acute{a}x}$ (sumatorio de cargas permanentes y variables verticales por ml de muro)

$$\sum N_{m\acute{a}x} = N_e + N_m + N_t + N_c$$

➤ Carga en coronación del muro por metro lineal

$$N_e = \frac{N_{pilas}}{d_p} + N_{forj pb} \text{ (Carga en coronación del muro)}$$

$$N_{pilas} = (5.5 + 1) \text{ kN/m}^2 \cdot 15 \text{ m}^2 + 3 \cdot (5 + 2) \text{ kN/m}^2 \cdot 15 \text{ m}^2 + 3 \cdot 7 \text{ kN/m} \cdot 5 \text{ m}$$

$$\frac{N_{pilas}}{d_p} = \frac{517.5 \text{ kN}}{5 \text{ m}} = 103.5 \text{ kN/m}$$

$$N_{forj pb} = (5 + 5) \text{ kN/m}^2 \cdot 3 \text{ m} + 7 \text{ kN/m} = 37 \text{ kN/m}$$

$$N_e = \frac{N_{pilas}}{d_p} + N_{forj pb} = 103.5 + 37 = 140.5 \text{ kN/m}$$

El resto de cargas verticales son iguales que en el apartado 1.4.1.

Por lo tanto:

$$\sum N_{m\acute{a}x} = N_e + N_m + N_t + N_c = 140.5 + 25.5 + 8.1 + 26.25 = 200.35 \text{ kN/m}$$

Comprobación hundimiento

$$\sigma_{adm} = 250 \text{ kN/m}^2 > \frac{\sum N_{max}}{b} = \frac{200.35 \text{ kN/m}}{1.5 \text{ m}} = 133.57 \text{ kN/m}^2 \text{ ¡OK! ¡Cumple!}$$

- 1.4.4. Comprobar el comportamiento estructural del Muro. (Comprobaciones de flexión compuesta, cortante en el muro y fisuración, tras el relleno y con el edificio terminado). Determinar la armadura vertical necesaria.

Situación provisional. Muro, solera y forjado de planta baja construidos, y relleno en trasdós del muro realizado

- Esfuerzos de flexión compuesta en el muro (situación provisional)

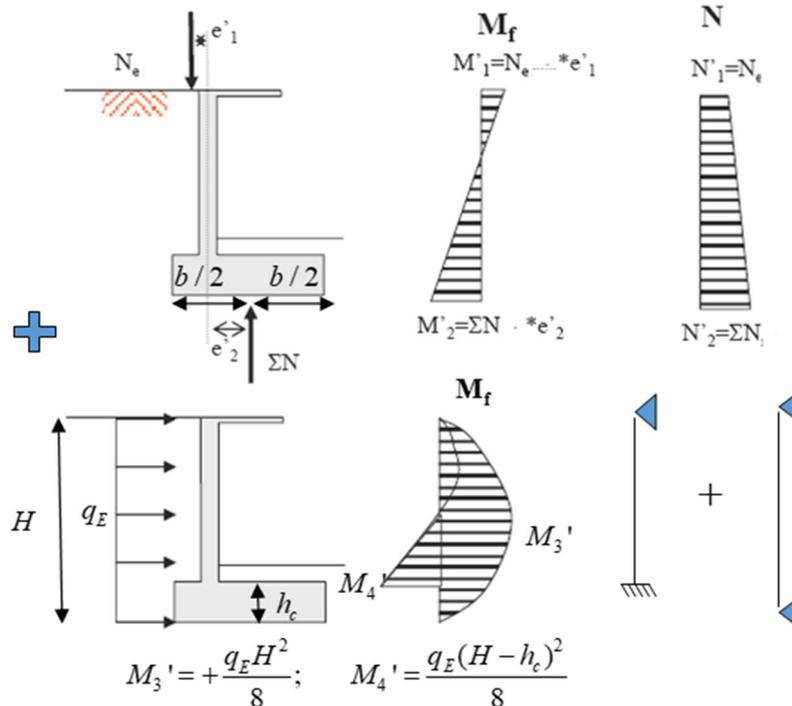


Figura 1.9. Esfuerzos flectores y axiales por cargas verticales y horizontales

Para la determinación de los esfuerzos de cálculo no consideramos el peso propio de la zapata ni el de la solera ni tampoco el del relleno sobre la zapata. Además, las cargas irán mayoradas según convenga.

En esta situación provisional vamos a distinguir dos hipótesis:

1) Hip. 1: N_{\min} y E_{\max}

Las cargas verticales son permanentes e irán mayoradas por un coeficiente $\gamma_G = 1$.

$$N_e = 1 \cdot N_{forjpb} = 1 \cdot 3.5 \text{ kN/m}^2 \cdot 3 \text{ m} = 10.5 \text{ kN/m}$$

$$\sum N_{\min} = N_e + N_m = 10.5 + 1 \cdot 25.5 = 36 \text{ kN/m}$$

Las cargas horizontales (empuje de tierras) irán mayoradas por el coeficiente $\gamma_G = 1$. En este caso no existe sobrecarga en la acera porque todavía no está en servicio.

$$q_E = 1.35 \cdot K_o \cdot (0.67 \cdot \gamma \cdot H) = 1.35 \cdot 0.5 \cdot (0.67 \cdot 20 \text{ kN/m}^3 \cdot 4.1 \text{ m}) = 37.08 \text{ kN/m}^2$$

Con la nomenclatura de la Figura 1.9, tenemos:

$$M_1' = e_1' \cdot N_e = 0 \cdot N_e = 0$$

$$M_2' = e_2' \cdot \sum N = 0.6 \text{ m} \cdot 36 \text{ kN/m} = 21.6 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_3' = + \frac{q_E H^2}{8} = \frac{37.08 \cdot 4.1^2}{8} = 77.91 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_4' = \frac{q_E (H - h_c)^2}{8} = \frac{37.08 \cdot (4.1 - 0.7)^2}{8} = 55.57 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$N_1' = N_e = 10.5 \text{ kN/m}$$

$$N_2' = \sum N = 36 \text{ kN/m}$$

Los esfuerzos de cálculo en esta situación y con esta hipótesis se indican en la Tabla 1.4:

Tabla 1.4. Esfuerzos de cálculo (Hip. 1: N_{\min} y E_{\max}) (Situación provisional)

	Md (mitad muro) kN·m/m	Nd (mitad muro) kN/m	Md (base muro) kN·m/m	Nd (Base muro) kN/m
Fórmula	M_3'	$0.5 \cdot (N_1' + N_2')$	$-(M_2' + M_4')$	N_2'
Valor	77.91	23.25	- 77.17	36

2) Hip. 2: N_{\max} y E_{\max}

Las cargas verticales son permanentes e irán mayoradas por un coeficiente $\gamma_G = 1.35$.

$$N_e = 1.35 \cdot N_{forjpb} = 1.35 \cdot 3.5 \text{ kN/m}^2 \cdot 3 \text{ m} = 14.17 \text{ kN/m}$$

$$\sum N_{\max} = N_e + N_m = 14.17 + 1.35 \cdot 25.5 = 48.60 \text{ kN/m}$$

Las cargas horizontales (empuje de tierras) también irán mayoradas por el coeficiente $\gamma_G = 1.35$. En este caso, no existe sobrecarga en la acera porque todavía no está en servicio.

$$q_E = 1.35 \cdot K_o \cdot (0.67 \cdot \gamma \cdot H) = 1.35 \cdot 0.5 \cdot (0.67 \cdot 20 \text{ kN/m}^3 \cdot 4.1 \text{ m}) = 37.08 \text{ kN/m}^2$$

Con la nomenclatura de la Figura 1.9, tenemos:

$$M_1' = e_1' \cdot N_e = 0 \cdot N_e = 0$$

$$M_2' = e_2' \cdot \sum N = 0.6 \text{ m} \cdot 48.60 \text{ kN/m} = 29.16 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_3' = + \frac{q_E H^2}{8} = \frac{37.08 \cdot 4.1^2}{8} = 55.57 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_4' = \frac{q_E (H - h_c)^2}{8} = \frac{37.08 \cdot (4.1 - 0.7)^2}{8} = 55.57 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$N_1' = N_e = 14.17 \text{ kN/m}$$

$$N_2' = \sum N = 48.60 \text{ kN/m}$$

Los esfuerzos de cálculo en esta situación y con esta hipótesis se indican en la Tabla 1.5:

Tabla 1.5. Esfuerzos de cálculo (Hip. 2: $N_{m\acute{a}x}$ y $E_{m\acute{a}x}$) (Situación provisional)

	Md (mitad muro) kN·m/m	Nd (mitad muro) kN/m	Md (base muro) kN·m/m	Nd (base muro) kN/m
Fórmula	M_3'	$0.5 \cdot (N_1' + N_2')$	$-(M_2' + M_4')$	N_2'
Valor	77.91	23.25	-77.17	36

- **Esfuerzos cortantes en situación provisional**

El esfuerzo cortante máximo en situación provisional ocurre con la hipótesis $N_{m\acute{a}x}$ y $E_{m\acute{a}x}$ en la sección base del muro y vale algo menos de:

$$V_d = \frac{q_E \cdot H}{2} + \frac{(M_1' + M_2' + M_4')}{(H - h_c)} = \frac{37.08 \cdot 4.1}{2} + \frac{0 + 29.16 + 55.57}{(4.1 - 0.7)} = 100.93 \text{ kN/m}$$

Situación edificio terminado y en servicio

- **Esfuerzos de flexión compuesta en el muro (Edificio terminado)**

En esta situación definitiva solamente vamos a considerar dos hipótesis, las mismas anteriores:

1) Hip. 1: $N_{m\acute{i}n}$ y $E_{m\acute{a}x}$

Las cargas verticales son permanentes e irán mayoradas por un coeficiente $\gamma_G = 1$ y las sobrecargas de uso de los forjados por $\gamma_Q = 0$.

$$N_e = \frac{N_{pilas}}{d_p} + N_{forj pb} \quad (\text{Carga en coronación del muro})$$

$$N_{pilas} = (1 \cdot 5.5 + 0 \cdot 1) \text{ kN/m}^2 \cdot 15 \text{ m}^2 + 3 \cdot (1 \cdot 5 + 0 \cdot 2) \text{ kN/m}^2 \cdot 15 \text{ m}^2 + 1 \cdot 3 \cdot 7 \text{ kN/m} \cdot 5 \text{ m}$$

$$\frac{N_{pilas}}{d_p} = \frac{412.5 \text{ kN}}{5 \text{ m}} = 82.5 \text{ kN/m}$$

$$N_{forj pb} = (1 \cdot 5 + 0 \cdot 5) \text{ kN/m}^2 \cdot 3 \text{ m} + 1 \cdot 7 \text{ kN/m} = 22 \text{ kN/m}$$

$$N_e = \frac{N_{pilas}}{d_p} + N_{forj pb} = 82.5 + 22 = 104.5 \text{ kN/m}$$

$$\sum N_{m\acute{a}x} = N_e + N_m = 104.5 + 1 \cdot 25.5 = 130 \text{ kN/m}$$

Las cargas horizontales (empuje de tierras) irán mayoradas por el coeficiente $\gamma_G = 1.35$ y, la sobrecarga en aceras, por $\gamma_Q = 1.5$.

$$q_E = K_o \cdot (1.5 \cdot q + 1.35 \cdot 0.67 \cdot \gamma \cdot H) = 0.5 \cdot (1.5 \cdot 3 + 1.35 \cdot 0.67 \cdot 20 \text{ kN/m}^3 \cdot 4.1 \text{ m}) = 39.33 \text{ kN/m}^2$$

Con la nomenclatura de la Figura 1.9, tenemos:

$$M_1' = e_1' \cdot N_e = 0 \cdot N_e = 0$$

$$M_2' = e_2' \cdot \sum N = 0.6 \text{ m} \cdot 130 \text{ kN/m} = 78 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_3' = + \frac{q_E H^2}{8} = \frac{39.33 \cdot 4.1^2}{8} = 82.64 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_4' = \frac{q_E (H - h_c)^2}{8} = \frac{39.33 \cdot (4.1 - 0.7)^2}{8} = 56.83 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

En coronación del muro solo aplicamos la carga repartida del primer forjado y el cerramiento de planta baja.

$$N_1' = N_{forj pb} = 22 \text{ kN/m}$$

En la base del muro sí que cargamos con las cargas de los pilares y del primer forjado, además, de la carga de peso propio del muro.

$$N_2' = \sum N = 130 \text{ kN/m}$$

Los esfuerzos de cálculo en esta situación y con esta hipótesis se indican en la Tabla 1.6:

Tabla 1.6. Esfuerzos de cálculo (Hip. 1: N_{min} y $E_{máx}$) (Edificio terminado)

	Md (mitad muro) kN·m/m	Nd (mitad muro) kN/m	Md (base muro) kN·m/m	Nd (Base muro) kN/m
Formula	M_3'	$0.5 \cdot (N_1' + N_2')$	$-(M_2' + M_4')$	N_2'
Valor	82.64	76.0	- 134.83	130

2) Hip. 2: $N_{máx}$ y $E_{máx}$

Las cargas verticales son permanentes e irán mayoradas por un coeficiente $\gamma_G = 1.35$ y las sobrecargas de uso de los forjados por $\gamma_Q = 1.5$.

$$N_e = \frac{N_{pilas}}{d_p} + N_{forj pb} \text{ (Carga en coronación del muro)}$$

$$N_{pilas} = (1.35 \cdot 5.5 + 1.5 \cdot 1) \text{ kN/m}^2 \cdot 15 \text{ m}^2 + 3 \cdot (1.35 \cdot 5 + 1.5 \cdot 2) \text{ kN/m}^2 \cdot 15 \text{ m}^2 + 1.35 \cdot 3 \cdot 7 \text{ kN/m} \cdot 5 \text{ m}$$

$$\frac{N_{pilas}}{d_p} = \frac{714.37 \text{ kN}}{5 \text{ m}} = 142.88 \text{ kN/m}$$

$$N_{forj pb} = (1.35 \cdot 5 + 1.5 \cdot 5) \text{ kN/m}^2 \cdot 3 \text{ m} + 1.35 \cdot 7 \text{ kN/m} = 52.2 \text{ kN/m}$$

$$N_e = \frac{N_{pilas}}{d_p} + N_{forj pb} = 142.88 + 52.2 = 195.08 \text{ kN/m}$$

$$\sum N_{m\acute{a}x} = N_e + N_m = 195.08 + 1.35 \cdot 25.5 = 229.51 \text{ kN/m}$$

Las cargas horizontales (empuje de tierras) irán mayoradas por el coeficiente $\gamma_G = 1.35$, y la sobrecarga en aceras, por $\gamma_Q = 1.5$.

$$q_E = K_o \cdot (1.5 \cdot q + 1.35 \cdot 0.67 \cdot \gamma \cdot H) = 0.5 \cdot (1.5 \cdot 3 + 1.35 \cdot 0.67 \cdot 20 \text{ kN/m}^3 \cdot 4.1 \text{ m}) = 39.33 \text{ kN/m}^2$$

Con la nomenclatura de la Figura 1.9, tenemos:

$$M_1' = e_1' \cdot N_e = 0 \cdot N_e = 0$$

$$M_2' = e_2' \cdot \sum N = 0.6 \text{ m} \cdot 229.51 \text{ kN/m} = 137.70 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_3' = + \frac{q_E H^2}{8} = \frac{39.33 \cdot 4.1^2}{8} = 82.64 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_4' = \frac{q_E (H - h_c)^2}{8} = \frac{39.33 \cdot (4.1 - 0.7)^2}{8} = 56.83 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

En coronación del muro solo aplicamos la carga repartida del primer forjado y el cerramiento de planta baja.

$$N_1' = N_{forj pb} = 52.2 \text{ kN/m}$$

En la base del muro sí que cargamos con las cargas de los pilares y del primer forjado, además, de la carga de peso propio del muro.

$$N_2' = \sum N = 229.51 \text{ kN/m}$$

Los esfuerzos de cálculo en esta situación y con esta hipótesis se indican en la Tabla 1.7:

Tabla 1.7. Esfuerzos de cálculo (Hip. 2: $N_{m\acute{a}x}$ y $E_{m\acute{a}x}$) (Edificio terminado)

	Md (mitad muro) kN·m/m	Nd (mitad muro) kN/m	Md (base muro) kN·m/m	Nd (base muro) kN/m
Fórmula	M_3'	$0.5 \cdot (N_1' + N_2')$	$-(M_2' + M_4')$	N_2'
Valor	82.64	140.86	- 194.53	229.51

- **Esfuerzos cortantes en el muro (Edificio terminado)**

El esfuerzo cortante máximo con el edificio terminado ocurre con la hipótesis $N_{m\acute{a}x}$ y $E_{m\acute{a}x}$ en la sección base del muro y vale algo menos de:

$$V_d = \frac{q_E \cdot H}{2} + \frac{(M_1' + M_2' + M_4')}{(H - h_c)} = \frac{39.33 \cdot 4.1}{2} + \frac{0 + 137.7 + 56.83}{(4.1 - 0.7)} = 137.84 \text{ kN/m}$$

Resumen de esfuerzos en el muro

Tabla 1.8. Resumen esfuerzos de cálculo

	M _d (mitad muro) kN·m/m	N _d (mitad muro) kN/m	M _d (base muro) kN·m/m	N _d (Base muro) kN/m	V _d (base del muro) kN/m
	M ₃ '	0.5·(N ₁ ' + N ₂ ')	-(M ₂ ' + M ₄ ')	N ₂ '	
Situación provisional (Muro + forjado pb)					
Hip. N _{mín} E _{máx}	77.91	23.25	- 77.17	36	
Hip. N _{máx} E _{máx}	77.91	31.39	- 84.73	48.60	100.93
Situación edificio terminado y en servicio					
Hip. N _{mín} E _{máx}	82.64	76.0	- 134.83	130	
Hip. N _{máx} E _{máx}	82.64	140.86	- 194.56	229.51	137.84

Armadura vertical en el intradós del muro

La armadura de cálculo (de tracción) en una sección rectangular sometida a flexión compuesta la podemos obtener con la formula simplificada siguiente:

$$A_s \cdot f_{yd} = U_s = \frac{M_d}{0.8 \cdot e} - \frac{Nd}{2}$$

$$U_s = \frac{77.91 \text{ kN} \cdot \text{m/m}}{0.8 \cdot 0.3} - \frac{23.25 \text{ kN/m}}{2} = 313.0 \text{ kN/m} \rightarrow$$

$$A_s = \frac{313.0 \text{ kN/m}}{0.400 \text{ kN/mm}^2} = 782.5 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$U_s = \frac{82.64 \text{ kN} \cdot \text{m/m}}{0.8 \cdot 0.3} - \frac{76.0 \text{ kN/m}}{2} = 306.33 \text{ kN/m} \rightarrow$$

$$A_s = \frac{306.33 \text{ kN/m}}{0.400 \text{ kN/mm}^2} = 765.83 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Por lo tanto, la armadura necesaria por cálculo es $A_s = 782.5 \text{ mm}^2/\text{m}$.

Por mínimos mecánicos, esta armadura debe ser (Art.42.3.2 EHE-08):

$$A_s = 0.04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.04 \cdot 300 \cdot 1000 \cdot \frac{16.666}{400} = 500 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Por mínimos geométricos (Art. 42.3.5 EHE-08):

$$A_s = \frac{0.9}{1,000} \cdot A_c = 0.9 \cdot 300 = 270 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Sale mayor la armadura por cálculo, por lo tanto:

$$A_s = 782.5 \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow \underline{\phi 16 \text{ cada } 25 \text{ cm}} \text{ o } \underline{\phi 12 \text{ cada } 10 \text{ cm}}$$

Armadura vertical en el trasdós del muro

La armadura de cálculo se obtiene de la flexión negativa por el empotramiento del muro en el cimiento:

$$A_s \cdot f_{yd} = U_s = \frac{|M_d|}{0.8 \cdot e} - \frac{N_d}{2}$$

Tabla 1.9. Propiedades y armaduras de cálculo

M_d (kN.m/m)	N_d (kN/m)	U_s (kN/m)	A_s (mm ² /m)
77.17	36.00	303.54	759
84.73	48.60	328.74	822
134.83	130.00	496.79	1,242
194.56	229.51	695.91	1,740

Se pueden disponer $\phi 16$ cada 10 cm.

Comprobación a cortante del muro

- Comprobamos la compresión oblicua del hormigón:

$$V_d \leq V_{u1} = 0.3 \cdot f_{cd} \cdot b_o \cdot d$$

Donde:

$$d = 300 - 30 - \frac{16}{2} = 262 \text{ mm (canto útil)}$$

$$f_{cd} = \frac{25}{1.5} = 16.667 \text{ MPa}$$

$$b_o = 1,000 \text{ mm}$$

∴

$$V_{u1} = 1,309.9 \text{ kN} > V_d = 137.84 \text{ kN} \quad \text{¡OK! ¡Cumple!}$$

- Agotamiento por tracción en el alma sin armadura de cortante:

$$V_d < V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \frac{N_d}{A_c} \right] \cdot b_o \cdot d$$

Donde:

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_o \cdot d} = \frac{201 \cdot 10}{1,000 \cdot 262} = 7.672 \cdot 10^{-3} \quad (\text{cuantía de armadura long. traccionada de la sección})$$

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{1.5} \cdot 1.88 \cdot (100 \cdot 7.672 \cdot 10^{-3} \cdot 25)^{1/3} + 0.15 \cdot \frac{229.51 \cdot 10^3}{1,000 \cdot 300} \right] \cdot 1,000 \cdot 262 = 188.284 \text{ kN/m}$$

V_{u2} tiene un mínimo de:

$$V_{u2} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right)^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} + 0.15 \cdot \frac{N_d}{A_c} \right] \cdot b_o \cdot d$$

$$V_{u2} = \left[\frac{0.075}{1.5} 1.88^{3/2} \cdot 25^{1/2} + 0.15 \cdot 0.765 \right] \cdot 1,000 \cdot 262 = 198,905.56 \text{ N/m} = 198.906 \text{ kN/m}$$

∴

$V_d = 137.84 \text{ kN/m} < V_{u2} = 198.906 \text{ kN/m}$ ¡OK! ¡Cumple! Por lo tanto, no se necesita armadura de cortante en el muro

1.4.5. Comprobar el comportamiento estructural de la zapata. Determinar la armadura de la zapata

Obtenemos las tensiones verticales del terreno bajo la zapata:

1) Hip.: $N_{m\acute{a}x}$:

Las cargas verticales son permanentes e irán mayoradas por un coeficiente $\gamma_G=1.35$ y las sobrecargas de uso de los forjados por $\gamma_Q = 1.5$.

$$N_e = \frac{N_{pilas}}{d_p} + N_{forj pb} \quad (\text{Carga en coronación del muro})$$

$$N_{pilas} = (1.35 \cdot 5.5 + 1.5 \cdot 1) \text{ kN/m}^2 \cdot 15 \text{ m}^2 + 3 \cdot (1.35 \cdot 5 + 1.5 \cdot 2) \text{ kN/m}^2 \cdot 15 \text{ m}^2 + 1.35 \cdot 3 \cdot 7 \text{ kN/m} \cdot 5 \text{ m}$$

$$\frac{N_{pilas}}{d_p} = \frac{714.37 \text{ kN}}{5 \text{ m}} = 142.88 \text{ kN/m}$$

$$N_{forj pb} = (1.35 \cdot 5 + 1.5 \cdot 5) \text{ kN/m}^2 \cdot 3 \text{ m} + 1.35 \cdot 7 \text{ kN/m} = 52.2 \text{ kN/m}$$

$$N_e = \frac{N_{pilas}}{d_p} + N_{forj pb} = 142.88 + 52.2 = 195.08 \text{ kN/m}$$

$$\sum N_{m\acute{a}x} = N_e + N_m = 195.08 + 1.35 \cdot 22.5 = 225.46 \text{ kN/m}$$

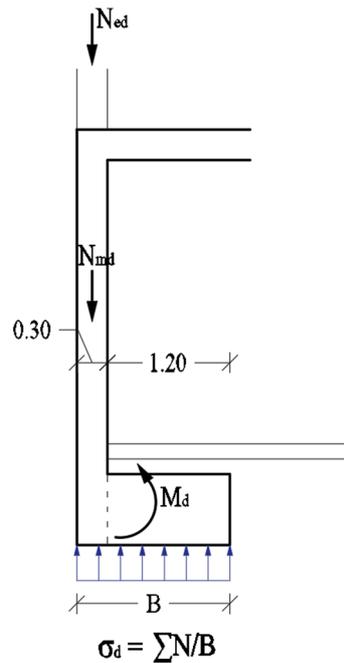


Figura 1.10. Esfuerzos en zapata

Para el cálculo de estas tensiones no consideramos el peso propio de la zapata ni el peso del enchado ni de la solera (relleno sobre la zapata).

$$\sigma_d = \frac{\sum N_{\max}}{b} = \frac{225.46}{1.5} = 150.31 \text{ kN/m}^2$$

El momento flector en la zapata es:

$$M_d = \frac{\sigma_d \cdot l^2}{2} = \frac{150.31 \cdot 1.2^2}{2} = 108.22 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

Siendo:

l , el vuelo de la zapata

La armadura en la cara inferior de la zapata se puede estimar con la fórmula:

$$A_s \cdot f_{yd} = \frac{M_d}{0.8 \cdot h_c} = \frac{108.22 \cdot 10^3}{0.8 \cdot 0.7} = 193.25 \cdot 10^3 \text{ N/m}$$

Donde:

h_c es el canto de la zapata

∴

$$A_s = \frac{193.25 \cdot 10^3}{400} = 483.13 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Salen $483.13/201 = 2.40 \rightarrow \phi 16$ cada 25 cm

Como sale menor que la armadura vertical del trasdós del muro \rightarrow armamos la zapata del muro con la misma armadura vertical del trasdós $\phi 16$ cada 10 cm

Como es una zapata rígida no es necesario la comprobación a cortante.

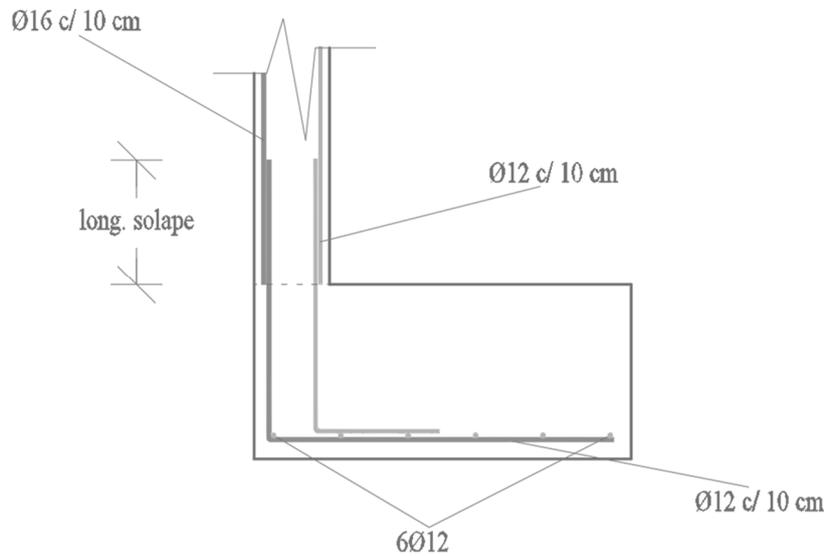


Figura 1.11. Armado de la zapata

1.4.6. Determinar la armadura horizontal a disponer en el muro. La flexión longitudinal del muro se produce según el siguiente esquema:

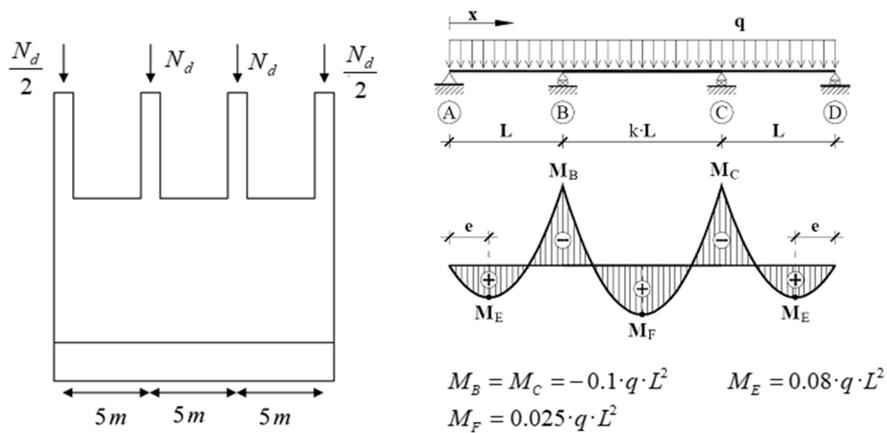


Figura 1.12. Esquema de la flexión longitudinal del muro (Figura 1.3)

Comprobación flexión longitudinal del muro

Considerando el conjunto muro-zapata una estructura rígida, el muro funciona longitudinalmente como una viga apoyada en los pilares y sometida a una carga uniformemente repartida en su base.

Calculamos el momento flector de cálculo máximo de la flexión longitudinal del muro.

La carga q (mayorada) es la misma $\sum N_{m\acute{a}x}$ con la que hemos comprobado la zapata (apartado E)). Es decir, consideramos en esta carga por metro lineal de muro, la carga de los pilares, la carga del forjado de planta baja, la de los cerramientos y la del peso propio del muro (según nos recomienda Calavera (2008)).

$$q = \sum N_{m\acute{a}x} = N_e + N_m = 181.58 + 1.35 \cdot 22.5 = 216.01\text{kN/m}$$

El momento flector máximo en la flexión longitudinal del muro es:

$$M_B = M_C = M_d = 0.1 \cdot q \cdot L^2 = 0.1 \cdot 216.01 \cdot 5^2 = 540.025 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Disponemos la armadura mínima longitudinal en el muro y calculamos el momento flector resistente de esa sección $(H-h_c) \cdot e$

Según el artículo 42.3.2 de la EHE-08 la cuantía geométrica mínima horizontal en muros para acero B-500 S es 3.2 por mil a repartir en ambas caras. Es decir, en una cara.

$$A_s = \frac{3.2}{2 \cdot 1,000} A_c = \frac{3.2}{2 \cdot 1,000} (H - h_c) \cdot e = \frac{3.2}{2 \cdot 1,000} (4,100 - 700) \cdot 300 = 1,632 \text{ mm}^2$$

En cada cara se pueden disponer: $15\phi 12$, o lo que es lo mismo $\phi 12$ cada 20 cm.

$$U_s = A_s \cdot f_{yd} = 1,632 \cdot 400 = 652,800 \text{ N}$$

$$U_c = f_{cd} \cdot h \cdot b = \frac{25}{1.5} \cdot 3,400 \cdot 300 = 17,000,000 \text{ N}$$

$$\omega = \frac{2 \cdot U_s}{U_c} = \frac{2 \cdot 652,800}{17,000,000} = 0.0768$$

$$v = \frac{N_d}{U_c} = 0$$

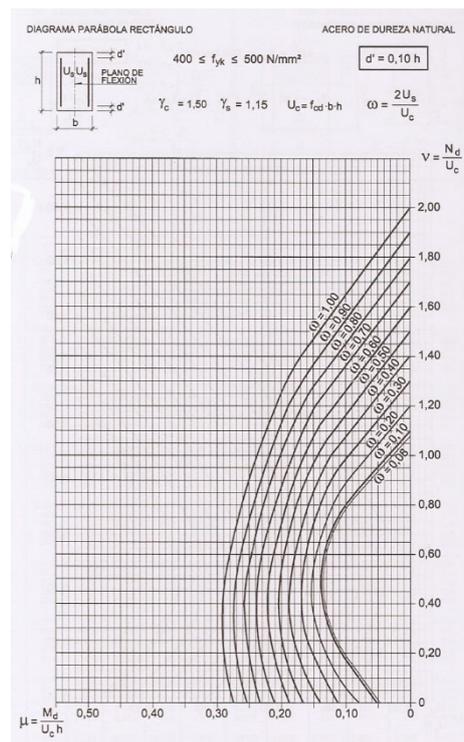


Figura 1.13. Diagrama parábola rectángulo (Figura 1.4)

$$\mu = 0.045 = \frac{M_{resistente}}{U_c \cdot h} = \frac{M_{resistente}}{17,000 \cdot 3.4} \rightarrow M_{resistente} = 2,601 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$M_d = 540.03 \text{ kN} \cdot \text{m} < M_{resistente} = 2,601 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ¡OK! La armadura mínima es capaz de resistir los esfuerzos de flexión longitudinal de cálculo.

Comprobación tracciones bajo carga puntual de los pilares

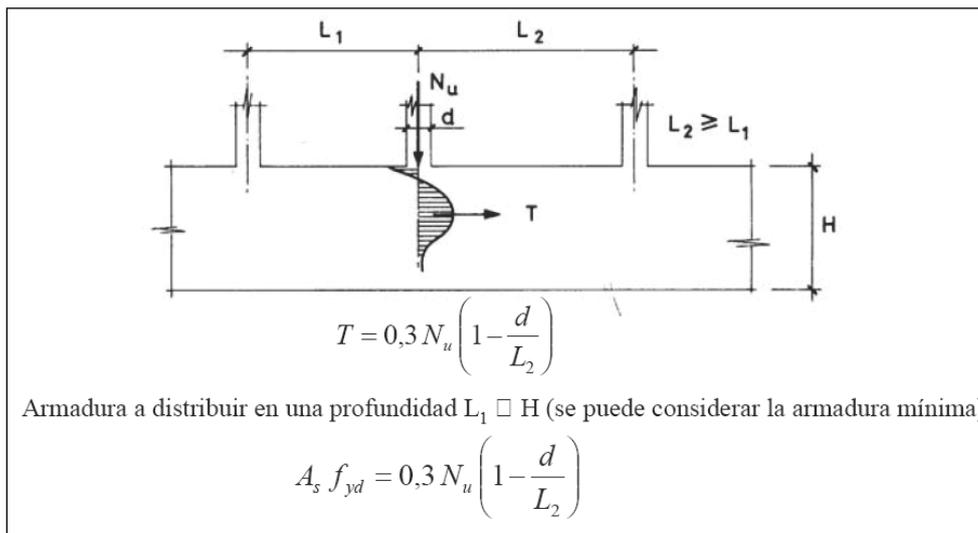


Figura 1.14. Tracciones en el muro bajo carga del pilar

$$N_u = N_{pilas} = (1.35 \cdot 5.5 + 1.5 \cdot 1) \text{ kN/m}^2 \cdot 15 \text{ m}^2 + 3 \cdot (1.35 \cdot 5 + 1.5 \cdot 2) \text{ kN/m}^2 \cdot 15 \text{ m}^2 + 1.35 \cdot 3 \cdot 7 \text{ kN/m} \cdot 5 \text{ m}$$

$$A_s \cdot f_{yd} = 0.3 \cdot 714.37 \cdot 10^3 \left(1 - \frac{0.3}{5} \right) = 201,452.34 \text{ N}$$

$$A_s = \frac{201,452.34}{400} = 503.63 \text{ mm}^2$$

Con la armadura mínima dispuesta $2 \cdot 1,632 \text{ mm}^2$, tenemos más que de sobra para atender a estas tracciones.

Índice

Ejercicio 2. Diseño de una cimentación profunda para una pantalla de la estructura de un edificio proyectado en zona sísmica	25
2.1. PLANTEAMIENTO	25
2.2. PARÁMETROS DEL PROBLEMA	26
2.3. DETERMINAR	27
2.4. RESOLUCIÓN	27
2.4.1. Cumplimiento de disposiciones constructivas en cuanto a la geometría	27
2.4.2. Cálculo de esfuerzos en cada pilote	29
2.4.3. Comprobaciones del terreno	30
2.4.3.1. Tope estructural	30
2.4.3.2. Carga de hundimiento de un pilote y del grupo	31
2.4.3.3. Resistencia al arrancamiento de un pilote	33
2.4.3.4. Resistencia horizontal del terreno (pilote aislado y grupo de pilotes)	33
2.4.4. Armado del pilote	35
2.4.4.1. Disposiciones de armado NCSE-02 (Art. 4.3.3) y EHE (armadura mínima) .	35
2.4.4.2. ELU de flexión-compresión	36
2.4.4.3. ELU Tracción	38
2.4.4.4. Cortante.....	39
2.4.5. Armado del encepado. Método bielas y tirantes. (Recomendaciones EHE-08) .	40

Ejercicio 2

Diseño de una cimentación profunda para una pantalla de la estructura de un edificio proyectado en zona sísmica

2.1. PLANTEAMIENTO

Se pretende cimentar una pantalla de un edificio en Lorca mediante un encepado rígido y 6 pilotes de 0.85 m de diámetro (Figura 2.1). Los pilotes se construirán in situ mediante perforación en seco sin entibación provisional.

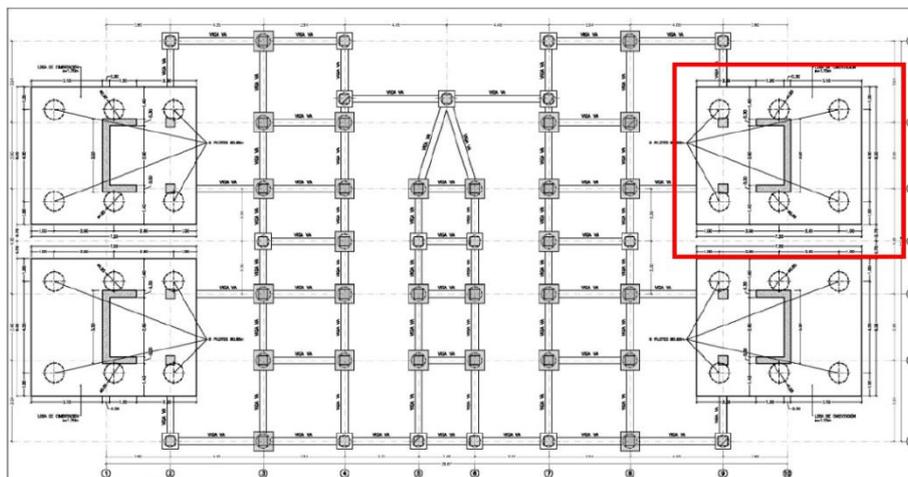


Figura 2.1. Plano de cimentación del edificio en Lorca. En rojo, el encepado a diseñar

En la cimentación de la pantalla, la separación en planta de los ejes de los pilotes es la siguiente: $S_x = 2.60$ m y $S_y = 4.00$ m. El encepado tiene unas dimensiones en planta de 7.20 m x 6.00 m, como se muestra en la Figura 2.2, donde el espesor es de 1.70 m. El hormigón de los pilotes es HA-25/B/20/IIa y el acero de armado corresponde a un B-500 SD.

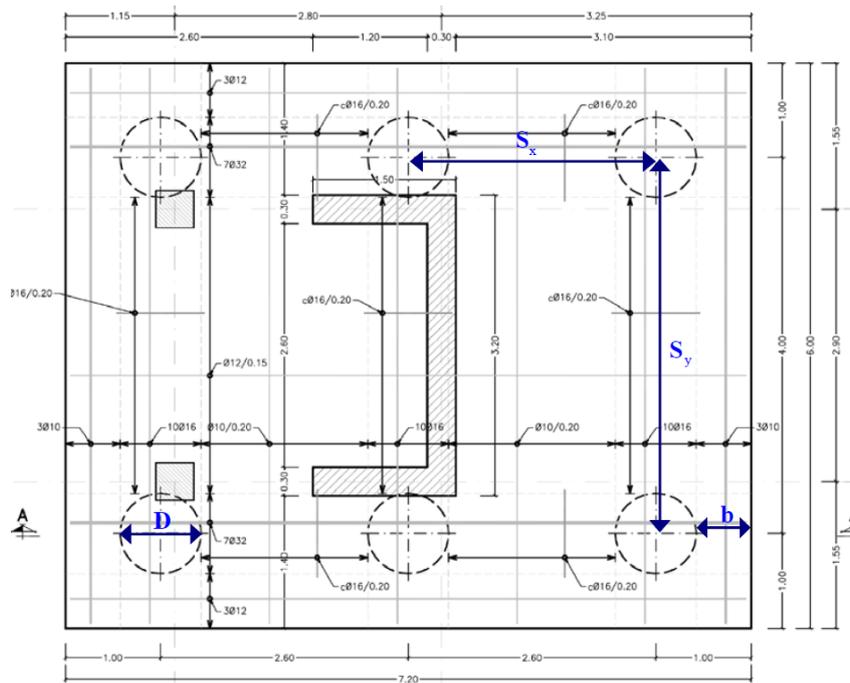


Figura 2.2. Dimensiones del encepado de la pantalla

2.2. PARÁMETROS DEL PROBLEMA

Los esfuerzos debido a la acción sísmica que recibe el encepado y las características geotécnicas del terreno se muestran a continuación. Estos datos iniciales de este ejercicio se han tomado de un caso real recogido en la referencia [2]:

- **Esfuerzos sísmicos en la base de la pantalla.** Considerar la combinación sísmica como la determinante para el diseño de la cimentación de la pantalla.

Tabla 2.1. Esfuerzos en base de fuste

ESFUERZOS EN BASE DE FUSTE					
Envoltante	N (kN)	V _{LONG} (kN)	V _{TRAN,Y} (kN)	M _{LONG} (kN)	M _{TRAN,Y} (kNm)
C1	-1,244.00	-139.50	-706.00	6,489.00	2,307.65
C2	-1,244.00	-465.00	-211.80	1,946.70	4,138.50

- **Datos del terreno:**
 - 0.5 m de suelo vegetal.
 - A continuación, arcillas moderadamente firmes con algo de arenas. Resistencia a compresión simple $q_u = 0.25$ MPa. En toda la profundidad del sondeo (11 m). Se detecta que el nivel freático se encuentra en superficie, una vez retirada la capa vegetal.
 - Se puede considerar un suelo saturado con una cohesión a corto plazo de $C_u = 0.5 \cdot q_u = 0.125$ MPa y un ángulo de rozamiento interno efectivo $\phi' = 20^\circ$ (a largo plazo).
 - El peso específico saturado del terreno es $\gamma_{\text{sat}} = 21$ kN/m³.

2.3. DETERMINAR

- Cumplimiento de disposiciones constructivas en cuanto a la geometría (diámetro de pilotes, separación entre ellos, rigidez del encepado).
- Cálculo de esfuerzos en cada pilote.
- Comprobaciones del terreno
 - Tope estructural
 - Carga de hundimiento de un pilote y del grupo (Cálculo de la longitud del pilote)
 - Resistencia al arrancamiento de un pilote
 - Resistencia horizontal del terreno (pilote y grupo)
- Armado del pilote.
 - Disposiciones de armado NCSE-02 y EHE. (armadura mínima)
 - ELU de flexión-compresión,
 - ELU Tracción,
 - Cortante.
- Armado del encepado. Método bielas y tirantes. (Recomendaciones EHE-08)
- Armado del encepado. Empleando el programa Cype-Elementos de cimentación.

2.4. RESOLUCIÓN

2.4.1. Cumplimiento de disposiciones constructivas en cuanto a la geometría

Cuando se pretende proyectar una determinada cimentación profunda, la disposición geométrica se suele realizar por tanteos, diseñando diferentes disposiciones de pilotes hasta alcanzar una situación óptima.

Para pilotes perforados y de hormigón in situ se puede optar por los siguientes diámetros ejecutables por la maquinaria de pilotaje: $D = 0.65, 0.85, 1.00, 1.25, 1.50, 2.00$ m.

Para este caso, se ha elegido $D = 0.85$ m. como diámetro de los pilotes (diámetro válido).

Por razones constructivas (de ejecución de los pilotes) estos deben estar separados una distancia $S_x, S_y \geq 3 \cdot D = 2.55$ m.

En la cimentación de la pantalla se ha elegido $S_x = 2.60$ m y $S_y = 4.00$ m, por lo tanto, cumple con esta separación, como se aprecia en la Figura 2.3.

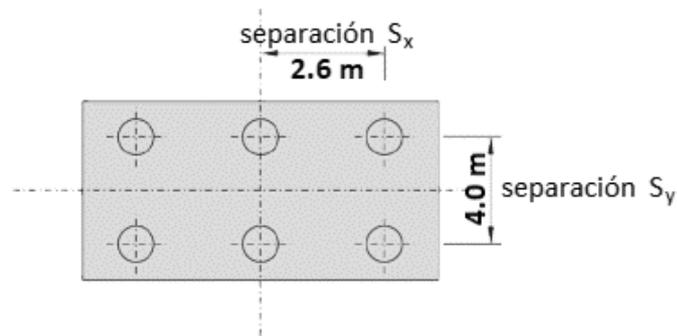


Figura 2.3. Separación elegida para los pilotes

Se recomienda una distancia del pilote al borde del encepado $b \geq 0.5 \cdot D = 0.425$ m. Se ha elegido $b = 0.575$ m. De esta forma, la distancia del eje del pilote al borde del encepado es de 1 m, como bien se muestra en la Figura 2.4.

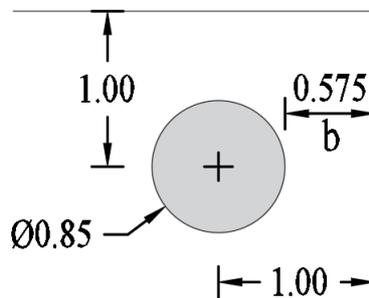


Figura 2.4. Distancia desde el eje del pilote a los bordes del encepado

Se proyecta un encepado rígido (habitual en edificación), para ello: $v_{max} \leq 2 \cdot h$. Si observamos lo que representa v_{max} en la Figura 2.5, que es el vuelo y, lo adaptamos a nuestro caso con las dimensiones anteriormente calculadas, apoyándonos en la Figura 2.2, tenemos: $v_{max} = 3.10 - 1.00 = 2.10$ m. Si despejamos el canto (h), se tiene: $h > 0.5 \cdot 2.10 = 1.05$ m. Se ha elegido un canto del encepado de 1.70 m, por lo tanto, el encepado es rígido.

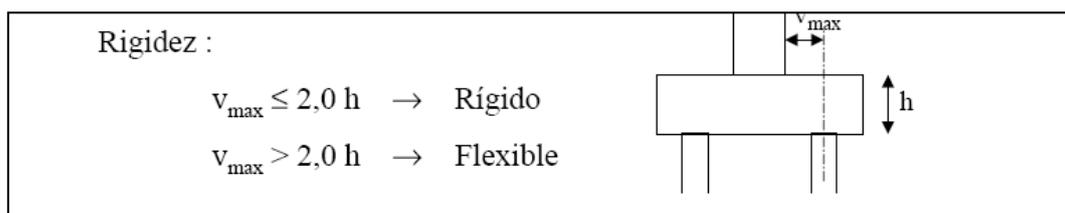


Figura 2.5. Concepto de rigidez estructural en zapatas

Las dimensiones del encepado son 7.20 m x 6.00 m x 1.70 m.

2.4.2. Cálculo de esfuerzos en cada pilote

Tabla 2.2. Esfuerzos en base de fuste y de encepado

ESFUERZOS EN BASE DE FUSTE						ESFUERZOS EN BASE DE ENCEPADO		
Envolvente	N (kN)	V _{LONG} (kN)	V _{TRAN,Y} (kN)	M _{LONG} (kNm)	M _{TRAN,Y} (kNm)	N (kN)	M _{LONG} (kN)	M _{TRAN,Y} (kNm)
C1	-1,244.00	-139.50	-706.00	6,489.00	2,307.65	-3,080.00	7,689.20	2,544.80
C2	-1,244.00	-465.00	-211.80	1,946.70	4,138.50	-3,080.00	2,306.76	4,929.00

En la tabla anterior, están sombreadas las casillas de los datos. Los signos negativos en los axiles N significan compresión. Los momentos M_{LONG} significa momento de eje longitudinal del encepado (eje x) y, M_{TRAN,V}, momento de eje transversal del encepado (eje y).

Los esfuerzos en la base del encepado se han obtenido de la siguiente forma:

El peso del encepado es: $N_{enc} = (7.2 \cdot 6.0 \cdot 1.7) \cdot 25 = 1,836 \text{ kN}$

$$N_{benc} = N_{bpil} + N_{enc}$$

$$M_{long_{benc}} = M_{long_{bpil}} + |V_{transv}| \cdot h$$

$$M_{transv_{benc}} = M_{transv_{bpil}} + |V_{long}| \cdot h$$

El reparto de axiles en el encepado se ha realizado considerando los pilotes articulados en el encepado, y este como un elemento infinitamente rígido. Por lo que, se han podido emplear las siguientes formulas:

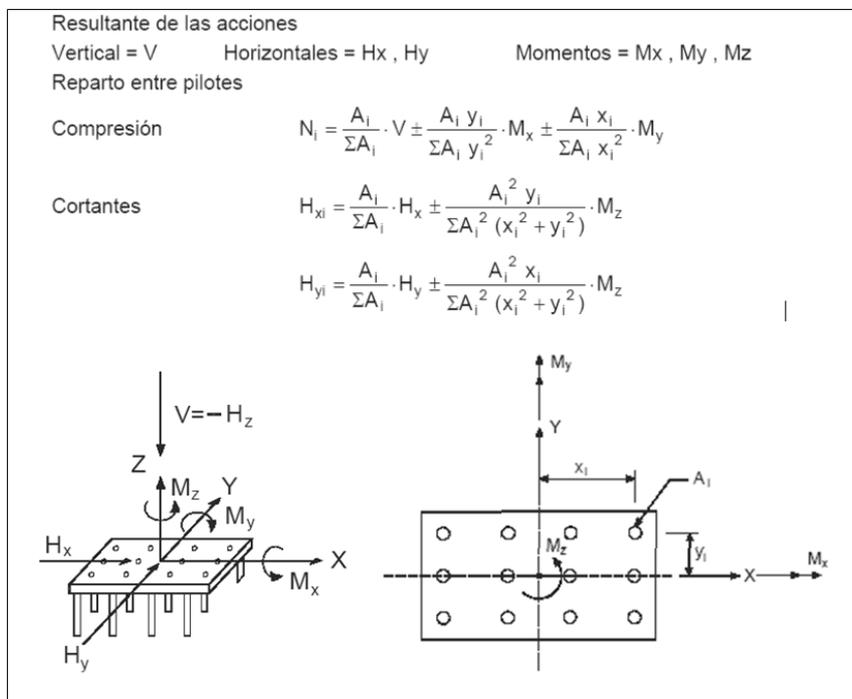


Figura 2.6. Fórmulas de reparto de axiles en el encepado

Comparando el eje de coordenadas de la figura anterior con el de la Figura 2.3, la separación x_i corresponde a S_x y, la separación y_i , a $0.5 \cdot S_y$.

Sustituyendo en las fórmulas anteriores, se tiene:

$$A_i = \frac{\pi \cdot (0.85)^2}{4} = 0.5675 \text{ m}^2$$

$$\sum A_i \cdot y_i^2 = 6 \cdot 0.5675 \cdot 2^2 = 13.62 \text{ m}^4$$

$$\sum A_i \cdot y_i^2 = 4 \cdot 0.5675 \cdot 2.6^2 = 15.345 \text{ m}^4$$

$$N_i = -\frac{3,080}{6} - \frac{0.5675}{13.62} \cdot 2 \cdot M_x - \frac{0.5675}{15.345} \cdot 2.6 \cdot M_y = -1,398.54 \text{ kN}$$

$$N_i = -\frac{3080}{6} + \frac{0.5675}{13.62} \cdot 2 \cdot M_x + \frac{0.5675}{15.345} \cdot 2.6 \cdot M_y = 372.88 \text{ kN}$$

En las expresiones anteriores se han utilizado $M_x = 7,689.2 \text{ kN}\cdot\text{m}$ y $M_y = 2,544.8 \text{ kN}\cdot\text{m}$.

Los axiles máximos y mínimos en un pilote resultan:

$$N_{\min} = -1,399 \text{ kN (máxima compresión)}$$

$$N_{\max} = 372 \text{ kN (máxima tracción)}$$

El cortante máximo en la cabeza de los pilotes es:

$$H_{\max} = \sqrt{\left(\frac{V_{LONG}}{n}\right)^2 + \left(\frac{V_{TRANS}}{n}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{139.50}{6}\right)^2 + \left(\frac{706.00}{6}\right)^2} = 120 \text{ kN}$$

2.4.3. Comprobaciones del terreno

2.4.3.1. Tope estructural

El tope estructural recomendado según el CTE DB SE-C se muestra en la Tabla 2.3.

Tabla 2.3. Valores recomendados para el tope estructural de pilotes [3].

Procedimiento	Tipo de pilote	Valores de σ (Mpa)	
		Suelo firme	Roca
Hincados	Hormigón pretensado o postesado	0,30 ($f_{ck} - 0,9 f_p$)	
	Hormigón armado	0,30 f_{ck}	
	Metálicos	0,30 f_{yk}	
	Madera	5	
Tipo de apoyo			
		Suelo firme	Roca
Perforados ⁽¹⁾	Entubados	5	6
	Lodos	4	5
	En seco	4	5
	Barrenados sin control de parámetros	3,5	-
	Barrenados con control de parámetros	4	-

El tope estructural de los pilotes elegidos será:

$$Q_{\text{tope}} = \sigma \cdot A_c = 4 \text{ MPA} \cdot A_c = 4,000 \text{ kN/m}^2 \cdot 0.5675 \text{ m}^2 = 2,269 \text{ kN}$$

Comprobación:

$$1,399 \text{ (sin mayorar, coincide con la carga sísmica mayorada)} < 2,269 \text{ kN } \text{¡OK!}$$

2.4.3.2. Carga de hundimiento de un pilote y del grupo

La resistencia al hundimiento de un pilote se verifica en base a su resistencia por punta y a su resistencia por fuste:

$$R_{ck} = R_{pk} + R_{fk} = (q_p \cdot A_p) + (\tau_f \cdot p_f \cdot L)$$

$q_p = N_p \cdot c_u$

Donde:

R_{ck} es la resistencia frente a la carga vertical que produce el hundimiento

R_{pk} es la contribución a la resistencia por la punta

R_{fk} es la contribución a la resistencia por el fuste

q_p es la resistencia unitaria por la punta

A_p es el área de la punta

τ_f es la resistencia unitaria por fuste

p_f es el perímetro de la sección transversal del pilote

L es la longitud del pilote dentro del terreno

N_p es el número de pilotes

c_u es la cohesión no drenada

Si tomamos el valor de la máxima compresión calculada en el Apartado 2.4.2, se tiene:

$$N_{iComp} = 1,399 \text{ kN} \leq \frac{R_{ck}}{\gamma_R} = \frac{R_{pk} + R_{fk}}{\gamma_R}$$

Donde:

γ_R es el coeficiente parcial de resistencia (a corto plazo)

➤ Calculamos la resistencia al hundimiento primero a corto plazo. Entonces:

$$\frac{R_{pk} + R_{fk}}{\gamma_R} = \frac{A \cdot q_p}{\gamma_R} + \frac{\tau_f \cdot p_f \cdot L}{\gamma_R}$$

De la ecuación anterior se despeja la longitud (L), donde se tiene:

$$\tau_f = \frac{100 c_u}{100 + c_u} = \frac{100 \cdot 125}{100 + 125} = 55.55 \text{ kPa} \quad (c_u \text{ en kPa}) \text{ (f.2.1.2.3. CTE DB SE-C)}$$

$$N_p = 9 \text{ (F.2.1.2.2 CTE DB SE-C)}$$

$$\gamma_R = 2 \text{ (Tabla 2.1 CTE DB SE-C) para resistencia a corto plazo}$$

Por lo tanto:

$$1,399 \text{ kN} = \frac{R_{pk} + R_{fk}}{\gamma_R} = \frac{A \cdot N_p \cdot c_u}{\gamma_R} + \frac{\tau_f \cdot p_f \cdot L}{\gamma_R} = \frac{\frac{\pi \cdot 0.85^2}{4} \cdot 9 \cdot 125 \text{ kPa}}{2} + \frac{55.55 \cdot (\pi \cdot 0.85) \cdot L}{2}$$

$$1,399 = 319.20 + 74.17 \cdot L$$

Despejando la longitud del pilote, se tiene:

$$L = 14.56 \text{ m} \approx \mathbf{14.6 \text{ m}}$$

➤ Comprobamos la resistencia al hundimiento ahora a largo plazo:

De nuevo:

$$1,399 \text{ kN} \leq \frac{R_{ck}}{\gamma_R} = \frac{R_{pk} + R_{fk}}{\gamma_R} = \frac{A \cdot q_p}{\gamma_R} + \frac{\tau_f \cdot p_f \cdot L}{\gamma_R}$$

Pero ahora:

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

$$\tau_f = \sigma'_v \cdot k_f \cdot f \cdot \tan \phi \leq 120 \text{ kPa}$$

Donde:

$f_p = 2.5$ para pilotes hormigonados in situ (F.2.1.1.1. CTE DB SE-C)

$\sigma'_{vp} = (L + h) \cdot \gamma_{sum} = (L + 1.7) \cdot (21 - 10) \text{ kPa}$ es la presión vertical efectiva a nivel de la punta del pilote, donde $\gamma_{sum} = \gamma_{sat} - \gamma_w$

$$N_q = \frac{1 + \text{sen} \phi}{1 - \text{sen} \phi} \cdot e^{\pi \tan \phi} = 6.4$$

$\sigma'_v = \left(h + \frac{L}{2}\right) \cdot \gamma_{sum} = \left(1.7 + \frac{L}{2}\right) \cdot 11 \text{ kPa}$ es la presión eficaz efectiva a nivel considerado (profundidad media del estrato)

$k_f = 0.75$, es el coeficiente de empuje horizontal para pilotes perforados (F.2.1.1.4 CTE DB SE-C)

$f = 1$, es el factor reducción rozamiento por el fuste (1 para pilotes in situ) (F.2.1.1.5 CTE DB SE-C)

$\gamma_R = 3$ (Tabla 2.1 CTE DB SE-C) para resistencia a largo plazo

$$1,399 \text{ kN} \leq \frac{R_{pk} + R_{fk}}{\gamma_R} = \frac{A \cdot q_p}{\gamma_R} + \frac{\tau_f \cdot p_f \cdot L}{\gamma_R} =$$

$$1,399 \text{ kN} = \frac{0.5675 \cdot 2.5 \cdot (L + 1.7) \cdot 11 \cdot 6.4 + (1.7 + L/2) \cdot 11 \cdot 0.75 \cdot 1 \cdot 0.364 \cdot \pi \cdot 0.85 \cdot L}{3}$$

Resolviendo por el método de Newton en la calculadora, la longitud del pilote sale ahora: $L = 20.6$ m. Adoptamos esta longitud del pilote.

Carga de hundimiento del grupo de pilotes: cuando la separación de los ejes de los pilotes es igual o mayor a 3 diámetros no es necesario considerar el efecto grupo. (5.3.4.1.4 CTE DB SE-C). Por lo tanto, no es necesaria la comprobación del hundimiento del grupo de pilotes.

2.4.3.3. Resistencia al arrancamiento de un pilote

$$\text{Resistencia al arrancamiento} = \frac{0.7 \cdot R_{fk}}{\gamma_{R,arac}} \quad (5.3.5 \text{ CTE DB SE-C})$$

Donde:

$$\gamma_{R,arac} = 3.5 \text{ (Tabla 2.1 CTE DB SE-C)}$$

$$R_{fk} = \tau_f \cdot p_f \cdot L = (1.7 + L/2) \cdot 11 \cdot 0.75 \cdot 1 \cdot 0.364 \cdot \pi \cdot 0.85 \cdot L = 1,982.31 \text{ kN (con } L = 20.6 \text{ m)}$$

Por lo tanto:

$$\text{Resistencia al arrancamiento} = \frac{0.7 \cdot 1,982.31}{3.5} = 396.46 \text{ kN} > 372 \text{ (sin mayorar) ¡OK!}$$

2.4.3.4. Resistencia horizontal del terreno (pilote aislado y grupo de pilotes)

La rotura horizontal del terreno por las cargas horizontales que le transmite el pilote se comprueba con las siguientes figuras del CTE DB SE-C.

- Hipótesis a corto plazo: $c = c_u$; $\phi' = 0$ (Figura F7. CTE DB SE-C Anejo F).

$$\frac{H_k}{\gamma_{R,rothor}} \geq H_{m\acute{a}x} \text{ (Esfuerzo cortante en el pilote, sin mayorar)}$$

$$\gamma_{R,rothor} = 3.5 \text{ (Tabla 2.1 CTE DB SE-C)}$$

H_k Se obtiene del gráfico de la Figura 2.7.

$e/D = 0$ (pilote articulado en encepado)

$L/D \approx 24.23$ (cogemos 25, lado de la seguridad)

$$\frac{H_k}{c_u \cdot D^2} = 60$$

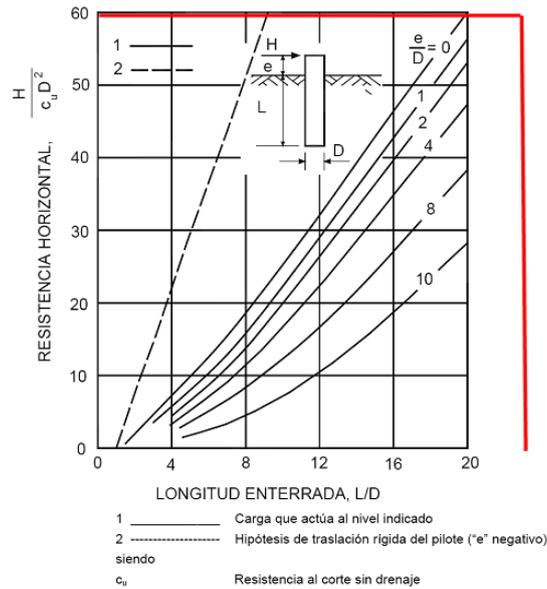


Figura 2.7. Carga de rotura horizontal del terreno ($\emptyset = 0$) (Figura F.7 en el CTE DB SE-C)

$$H_k = 60 \cdot c_u \cdot D^2 = 60 \cdot 125(\text{kN/m}^2) \cdot (0.85 \text{ m})^2 = 5,418.75 \text{ kN}$$

$$\frac{H_k}{\gamma_{R,rothor}} = \frac{5,418.75}{3.5} = 1,548.21 \text{ kN} \geq H_{m\acute{a}x} = 120 \text{ kN} \quad \text{¡OK!}$$

Para calcular la resistencia de grupo de pilotes a corto plazo, se supone un pilote equivalente de diámetro igual al ancho del grupo de pilotes y la misma longitud de pilote en este caso:

$$\frac{H_k}{\gamma_{R,rothor}} = 22,876.56 \text{ kN} \geq H_{m\acute{a}x} = 6 \cdot 120 = 720 \text{ kN}$$

➤ Hipótesis a largo plazo: $c = 0$; $\phi' = 20^\circ$ (Figura F6. CTE DB SE-C Anejo F).

$$e = 0$$

$$L/D \approx 20.6/0.85 = 24.24 \rightarrow 200 < \frac{H}{K_p \cdot D^3 \cdot \gamma} = \frac{H}{1.8 \cdot 0.85^3 \cdot 11 \text{ kN/m}^3} \rightarrow H_k > 2,431.93 \text{ kN}$$

Por lo tanto:

$$\frac{H_k}{\gamma_{R,rothor}} = \frac{H_k}{3.5} = 810.64 \text{ kN} \geq H_{m\acute{a}x} = 120 \text{ kN} \quad \text{¡OK!}$$

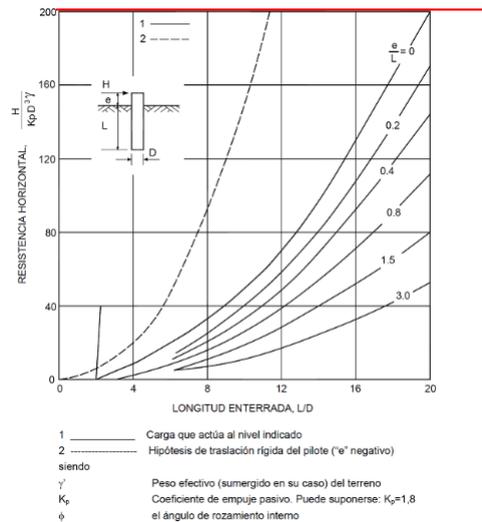


Figura 2.8. Carga de rotura horizontal del terreno ($c = 0$) (Figura F.6 en el CTE DB SE-C)

2.4.4. Armado del pilote

2.4.4.1. Disposiciones de armado NCSE-02 (Art. 4.3.3) y EHE (armadura mínima)

- Disposiciones de armado según NCSE-02 (armadura longitudinal):

$$\phi \geq 12 \text{ mm}$$

$$N^{\circ} \text{ barras} \geq 6$$

$$\text{Separación entre barras} \leq 20 \text{ cm}$$

$$\text{Mínimo geométrico } A_s \geq \frac{0,4}{100} \cdot A_c = 0,0227 \text{ m}^2 = 2,270 \text{ mm}^2, n^{\circ} \phi 16$$

$$= 2,270/210 = 11 \text{ (Salen } 11\phi 16)$$

- Armadura mínima según EHE:

$$A_s \cdot f_{yd} \geq 0,1 \cdot N_d = 0,1 \cdot 1,399 \text{ kN} = 139 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$\rightarrow A_s = \frac{139,9 \cdot 10^3}{400} = 349,75 \text{ mm}^2 \text{ (sale muy poca armadura: } 2\phi 16)$$

Se elige $16\phi 16$ como armadura longitudinal, porque cumple todas las limitaciones anteriores ($s < 15 \text{ cm}$ si el recubrimiento mecánico es de 7 cm).

- Armadura mínima transversal:

Cuantía volumétrica $> 0,8\%$	}	en zonas críticas (mayor cortante);
$s \leq 10 \text{ cm}$ en zonas críticas		$\phi 16 \text{ c/ } 10 \text{ cm}$ cumple
Cuantía volumétrica $> 0,6\%$	}	en resto del pilote;
$s \leq 15 \text{ cm}$ en resto pilote		$\phi 16 \text{ c/ } 12 \text{ cm}$ cumple

2.4.4.2. ELU de flexión-compresión

Determinación del esfuerzo de flexión de cálculo que actúa sobre un pilote, seguimos la siguiente metodología de *la Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera. MIFO 2009* y del art F2.8 del CTE DB SE-C.

5.13.2. SOLUCIONES SEMIANALÍTICAS

El cálculo de deformaciones transversales de pilotes en suelos homogéneos ha sido realizado mediante técnicas de diferencias finitas para el caso de terrenos homogéneos, arenosos y arcillosos.

Para el caso de terrenos arenosos, se supone que la deformabilidad del terreno viene dada por el parámetro n_h , definido en el epígrafe precedente. Con ese dato se debe calcular la longitud elástica del pilote, T , definida por la siguiente expresión:

$$T = \left(\frac{EI}{n_h} \right)^{1/5}$$

Para el caso de suelos arcillosos en los que se conozca el valor medio de la resistencia al corte sin drenaje se supondrá:

$$T = \left(\frac{EI}{75s_u} \right)^{1/4}$$

Donde:

T = Longitud elástica del pilote.

n_h = Parámetro definido en 5.13.1.2 (tabla 5.4) para arenas.

s_u = Resistencia al corte sin drenaje (valor medio).

E = Módulo de elasticidad del pilote.

I = momento de inercia de la sección recta horizontal, respecto a un eje que pasa por el centro de gravedad y es perpendicular a la dirección de la acción. En secciones circulares macizas de diámetro D , resulta:

$$I = \frac{1}{64} \pi \cdot D^4$$

Las soluciones «exactas» de este problema están bien difundidas mediante ábacos y curvas⁹. En esta Guía se considera suficientemente preciso utilizar la solución aproximada que se describe a continuación y que puede aplicarse para pilotes cuya parte enterrada tenga una longitud, L , claramente mayor que el valor de T . Para valores de $L < 2,5T$ este método no debe aplicarse.

Figura 2.9. Soluciones semianalíticas para el cálculo de deformaciones transversales de pilotes en distintos suelos [4].

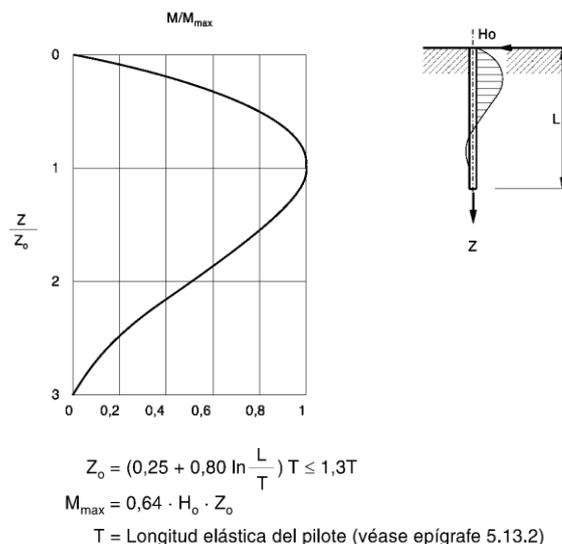


Figura 2.10. Atenuación de esfuerzos en la parte enterrada de los pilotes. [4]

Cálculos:

$$V_d = H_o = 120 \text{ kN}$$

$$L = 20.6 \text{ m}$$

$$E = E_{cm} = 8500 \cdot \sqrt[3]{f_{ck} + 8} = 8500 \cdot \sqrt[3]{33} = 27,264.04 \text{ MPa}$$

$$= 27,264 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2$$

$$I = \frac{1}{64} \cdot \pi \cdot D^4 = 0.025624 \text{ m}^4$$

$$T = \left(\frac{E \cdot I}{75 \cdot c_u} \right)^{1/4} = \left(\frac{27,264 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2 \cdot 0.025624 \text{ m}^4}{75 \cdot 125 \text{ kN/m}^2} \right)^{1/4} = 2.94 \text{ m}$$

$$Z_o = \left(0.25 + 0.80 \cdot \ln \frac{L}{T} \right) \cdot T = 5.31 \leq 1.3 \cdot T = 3.82 \text{ m} \rightarrow Z_o = 3.82 \text{ m}$$

Entonces:

$$M_{\text{máx}} = M_d = 0.64 \cdot H_o \cdot Z_o = 293.4 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Valores de cálculo para comprobación de flexocompresión

➤ **Combinación 1:** $N_d = -1,399 \text{ kN}$, $M_d = 293.4 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$$N_d = 1,399 \text{ kN},$$

$$e_o = M_d / N_d = 0.21 \text{ m}$$

Para el cálculo estructural del pilote se toman los siguientes parámetros de la EHE-08 en su Art. 58.6: $D_{nom} - 50 \text{ mm} \leq D_{cal} = 0.95 D_{nom} \leq D_{nom} - 20 \text{ mm}$

$$D_{cal} = 0.80 \text{ m}$$

$$f_{ck} = 18 \text{ MPa (5.3.8.2.4 CTE DB SE-C recomendación)}$$

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c = 1.3 \text{ (sismo)}$$

$$\gamma_c = 1 \text{ (sismo)}$$

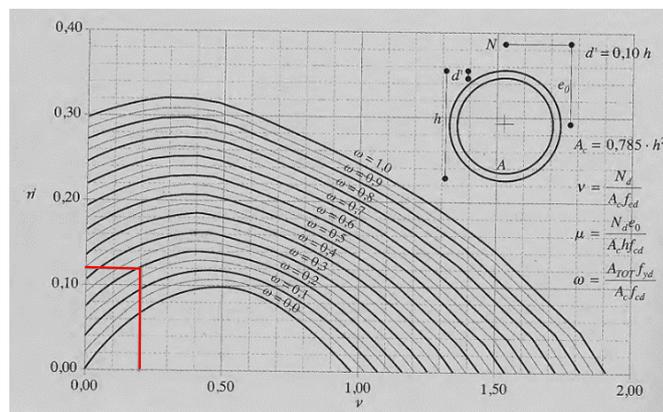


Figura 2.11. Diagrama de interacción adimensional

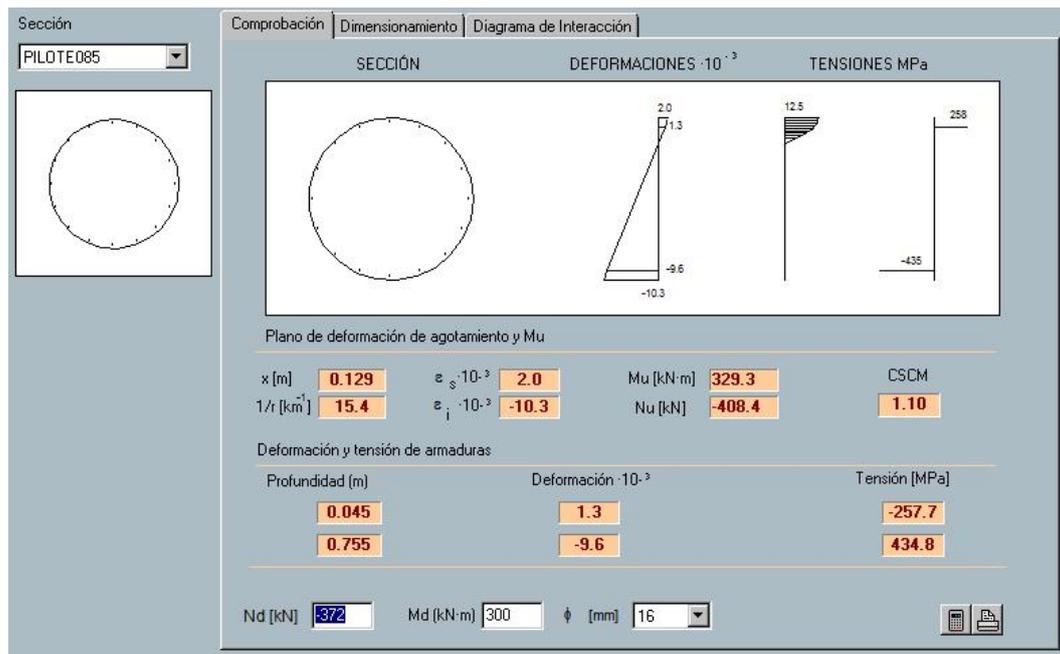


Figura 2.13. Prontuario informático en la sección "Comprobación"

Esta comprobación ha resultado determinante para la armadura longitudinal 16 Ø16.

2.4.4.4. Cortante

Con la armadura mínima de cortante según la NCSE-02 (Art. 4.3.3), se cumple el ELU de cortante según la EHE-08. Esta armadura mínima es: Ø16 c/ 10 cm.

$$r'_{mec} = r_{mec} - 25 \text{ mm} = 70 + 16 + \frac{16}{2} - 25 = 69 \text{ mm}$$

$$d = 800 - 69 = 731 \text{ mm}$$

$$b_o = 671.1 \text{ mm (ancho a } d/4)$$

Comprobación compresión oblicua del alma:

$$V_d = 120 \text{ kN} < V_{ul} = 0.3 \cdot f_{cd} \cdot b_o \cdot d = 0.3 \cdot \frac{18}{1.3} \cdot 671.7 \cdot 731 \cdot 10^{-3} = 2,039.6 \text{ kN } \mathbf{iOK!}$$

Comprobación tracción en el alma:

$$V_d = 120 \text{ kN} < V_{cu} + V_{su}$$

$$V_{su} = A_{90} \cdot f_{y90,d} \cdot 0.90 \cdot d = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 16^2}{4} \cdot \frac{400}{100} \cdot 0.9 \cdot 731 \cdot 10^{-3} = 1,057.9 \text{ kN}$$

$$V_d < V_{su} \mathbf{iOK!}$$

2.4.5. Armado del encepado. Método bielas y tirantes. (Recomendaciones EHE-08)

- Armadura principal en bandas (horizontal en cara inferior encepado):

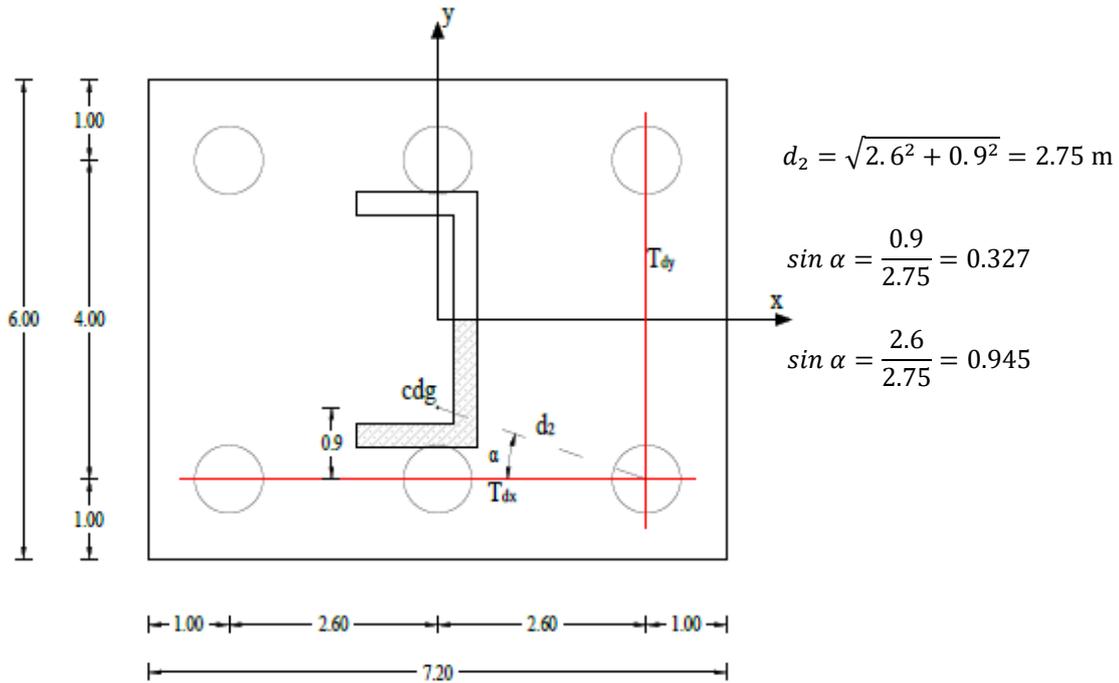


Figura 2.14. Esquema de las tracciones en las dos direcciones (Vista en planta)

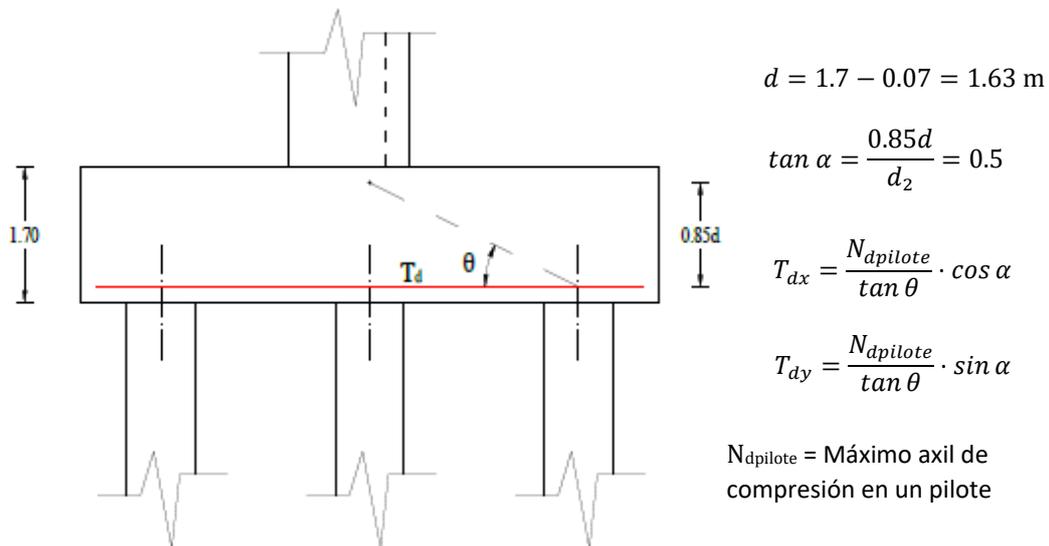


Figura 2.15. Esquema de las tracciones en las dos direcciones (Alzado)

$$T_{dx} = \frac{1,399}{\tan \theta} \cdot \cos \alpha = 2,644.11 \text{ kN} \rightarrow A_{sx} = \frac{T_{dx}}{f_{yd}} = 5,288 \text{ mm}^2 \rightarrow 7\phi 32$$

$$T_{dy} = \frac{1,399}{\tan \theta} \cdot \sin \alpha = 914.94 \text{ kN} \rightarrow A_{sy} = \frac{T_{dy}}{f_{yd}} = 1,830 \text{ mm}^2 \rightarrow 10\phi 16$$

- Armadura secundaria (horizontal en cara inferior) según Art 58.4.1.2.2.1 de la EHE-08):

25% de la correspondiente a las bandas de la armadura principal en cada dirección:

$$A_{s_{y2}} = \frac{0.25 \cdot 10 \cdot 201.06 \cdot 3}{(7.2 - 3)} = 360 \text{ mm}^2 / \text{m} \rightarrow \phi 10 / 20 \text{ cm}$$

$$A_{s_{x2}} = \frac{0.25 \cdot 7 \cdot 804.06 \cdot 2}{(6 - 2)} = 704 \text{ mm}^2 / \text{m} \rightarrow \phi 12 / 15 \text{ cm}$$

- Armadura secundaria vertical (cercos en las bandas principales) EHE-08:

$A_s \cdot f_{yd} = N_d / 1.5$, siendo N_d el axil de compresión del pilote más cargado.

$A_s = 1,865 \text{ mm}^2 \rightarrow 5c\phi 16$ Ponemos $1\phi 16$ c/ 20 cm en las bandas.

- Armadura cara superior (recomendación 10% de la cara inferior):

En este caso, la armadura superior debe ser potente para resistir tracciones en la bielas y compresiones en los tirantes.

$A_{s_{x \text{ sup}}} = 0.10 \cdot A_{s_x} = 528.8 \text{ mm}^2 \rightarrow 5\phi 12$ en un metro \rightarrow ponemos $\phi 16$ c/20 cm en toda la cara superior en las dos direcciones.

Índice

Ejercicio 3. Zapata de medianería y viga centradora	43
3.1. PLANTEAMIENTO	43
3.2. PARÁMETROS DEL PROBLEMA	43
3.3. DETERMINAR	44
3.4. RESOLUCIÓN	45
3.4.1. Determinar las dimensiones de la zapata de medianería para que sea una zapata rígida y cumpla con la limitación de tensión admisible en el terreno	45
3.4.2. Comprobar que las tensiones máximas transmitidas al terreno por la zapata interior no superan las admisibles y que las mínimas son mayores que cero (la zapata del pilar interior no se levanta)	47
3.4.3. Determinar el momento flector de cálculo para el diseño de la viga centradora. Obtener la armadura longitudinal de la viga centradora para una sección de la misma de 0.70 m de ancho por 0.85 m de canto.....	48

Ejercicio 3

Zapata de medianería y viga centradora

3.1. PLANTEAMIENTO

Se proyecta construir un edificio residencial sin sótanos. La cimentación se realizará mediante zapatas. Como el edificio que se va a construir va a ser medianero con otro existente, las zapatas de los pilares del lado que linda con el edificio existente serán zapatas de medianería con sus correspondientes vigas centradoras.

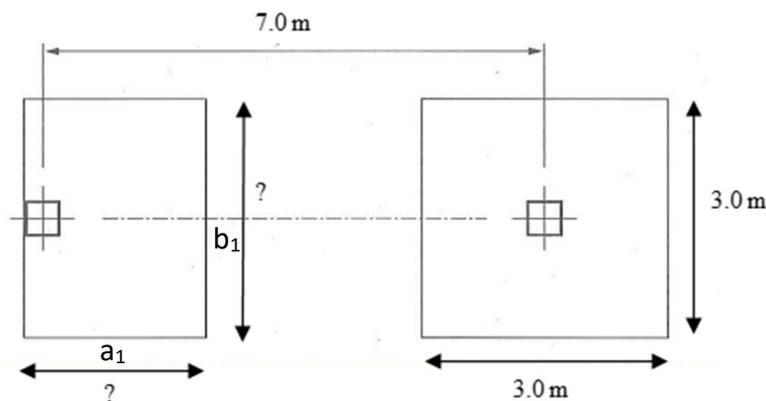


Figura 3.1. Esquema de las zapatas del edificio

3.2. PARÁMETROS DEL PROBLEMA

- **Geométricos:**
 - Los pilares, tanto el medianero como el interior tienen una sección de $0.40\text{ m} \times 0.40\text{ m}$.
 - La separación entre los ejes del pilar medianero y su correspondiente pilar interior es de 7.0 m .
 - La zapata del pilar interior tiene unas dimensiones en planta de $3.0\text{ m} \times 3.0\text{ m}$. El canto de la zapata del pilar interior es de 1 m .
 - Sección de la viga centradora: 0.70 m de ancho \times 0.85 m de canto.
- **Materiales:**
 - HA-25/B/20/IIa y el acero de armar B-500 S.
 - Tanto las zapatas como la viga centradora descansan en una capa de hormigón de limpieza de 10 cm de espesor. Las caras laterales de estos elementos de cimentación no se encofran, se hormigonarán contra el terreno.
 - La tensión admisible del terreno es: $\sigma_{adm} = 250\text{ kN/m}^2$

- **Acciones:**

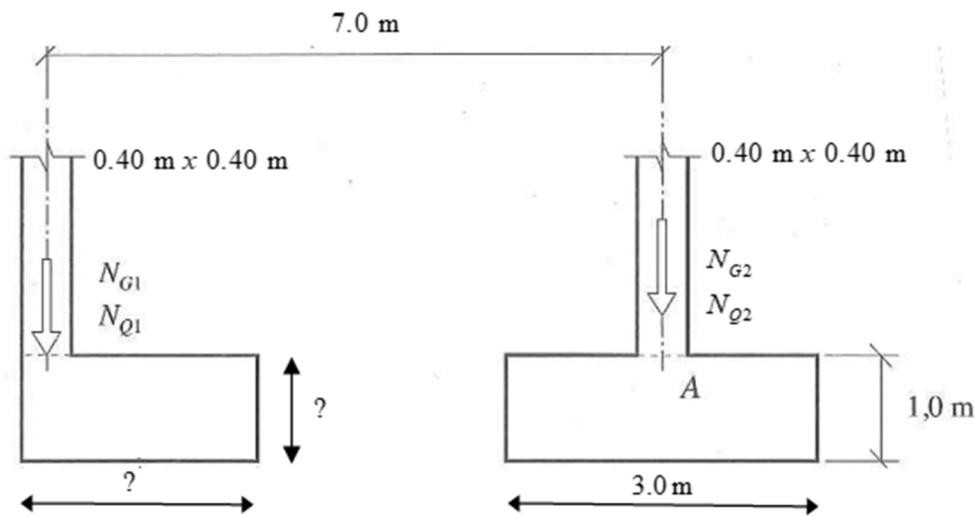


Figura 3.2. Cargas en las zapatas

Tabla 3.1. Cargas de los pilares

Planta	Axil de compresión Carga permanente	Axil de compresión Sobrecarga de Uso
Pilar medianero	$N_{G1} = 960 \text{ kN}$	$N_{Q1} = 400 \text{ kN}$
Pilar interior	$N_{G2} = 1500 \text{ kN}$	$N_{Q2} = 630 \text{ kN}$

Los coeficientes de seguridad de las acciones permanentes y variables a considerar para comprobaciones de resistencia de la estructura son los establecidos en la EHE-08 y en el CTE: 1.35 para acciones permanentes y 1.5 para acciones variables.

3.3. DETERMINAR

- Determinar las dimensiones de la zapata de medianería para que sea una zapata rígida y cumpla con la limitación de tensión admisible en el terreno.
- Comprobar que las tensiones máximas transmitidas al terreno por la zapata interior no superan las admisibles y que las mínimas son mayores que cero (la zapata del pilar interior no se levanta).
- Determinar el momento flector de cálculo para el diseño de la viga centradora. Obtener la armadura longitudinal de la viga centradora para una sección de la misma de 0.70 m de ancho por 0.85 m de canto.

Para la resolución de este ejercicio se ha empleado el método basado en ecuaciones de equilibrio recogidos en las referencias [5] y [6].

3.4. RESOLUCIÓN

3.4.1. Determinar las dimensiones de la zapata de medianería para que sea una zapata rígida y cumpla con la limitación de tensión admisible en el terreno

Vamos a hacer una estimación del área de la zapata utilizando la siguiente fórmula:

$$A_o = \frac{1.25 \cdot N_k}{\sigma_{adm}} = \frac{1.25 \cdot (N_{G1} + N_{Q1})}{\sigma_{adm}}$$

Donde:

N_k , es el esfuerzo axial solicitado

N_{G1} , es el axil de compresión del pilar medianero debido a la carga permanente

N_{Q1} , es el axil de compresión del pilar medianero debido a la sobrecarga de uso

σ_{adm} , es el esfuerzo admisible del terreno

Sustituyendo:

$$A_o = \frac{1.25 \cdot (960 \text{ kN} + 400 \text{ kN})}{250 \text{ kN/m}^2} = 6.8 \text{ m}^2$$

Para el vuelo de la zapata:

$$v = \sqrt{\frac{A_o}{2}} = \sqrt{\frac{6.8 \text{ m}^2}{2}} = 1.844 \text{ m}^2 \rightarrow \text{Redondeando: } v = 1.90 \text{ m}^2$$

El dimensionado en planta de la zapata sería el siguiente:

$$a_1 = a_{p1} + v \qquad b_1 = 2 \cdot v$$

Donde:

a_1 , es el ancho de la zapata (dirección corta)

a_{p1} , es la dimensión del pilar en dirección de a_1

b_1 , es la longitud de la zapata (dimensión larga)

∴

$$a_1 = 0.4 + 1.9 = 2.30 \text{ m}$$

$$b_1 = 2 \cdot 1.9 = 3.80 \text{ m}$$

Para que sea una zapata rígida, el canto debe satisfacer lo siguiente:

$$h_{c1} \geq \frac{v}{2}$$

Se va a calcular en función de las dos dimensiones de la zapata y se tomará la mayor:

$$h_{c1} \geq \frac{1.90}{2} = 0.95 \text{ m}$$

$$h_{c1} \geq \left(\frac{3.80 - 0.4}{2} \right) / 2 = 0.85 \text{ m}$$

→ Se opta por $h_{c1} = 1.00 \text{ m}$

Hundimiento en el terreno. Zapata de Medianería

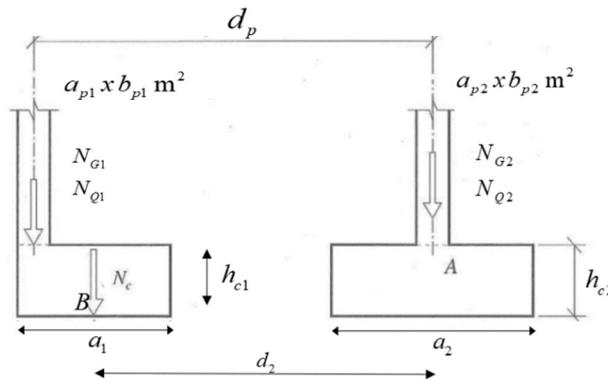


Figura 3.3. Acciones en las zapatas

Ahora se procederá a comprobar las tensiones transmitidas al terreno con la siguiente hipótesis:

- Hip.: Zap Med (G + Q + PP_{z1})

El peso propio de la zapata es:

$$PP_{z1} = 2.30 \cdot 3.80 \cdot 1 \cdot 25 = 218.50 \text{ kN}$$

La distancia d_2 , es:

$$d_2 = 7.00 + (0.5 \cdot 0.4) - (0.5 \cdot 2.30) = 6.05 \text{ m}$$

Se hace equilibrio de momentos en A (Figura 3.3):

$$\sum M_A = 0$$

$$(N_{G1} + N_{Q1}) \cdot d_p + PP_{z1} \cdot d_2 - \sigma_{1,max} \cdot (a_1 \cdot b_1) \cdot d_2 = 0$$

Despejando $\sigma_{1,max}$, y teniendo que ser menor que $\sigma_{adm} = 250 \text{ kN/m}^2$, se tiene:

$$\sigma_{1,max} = \frac{(N_{G1} + N_{Q1}) \cdot d_p + PP_{z1} \cdot d_2}{(a_1 \cdot b_1) \cdot d_2}$$

Sustituyendo:

$$\sigma_{1,max} = \frac{(960 + 400) \cdot 7 + 218.5 \cdot 6.05}{(2.3 \cdot 3.8) \cdot 6.05} = 205.04 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma_{adm} = 250 \text{ kN/m}^2 \text{ ¡OK! Cumple}$$

3.4.2. Comprobar que las tensiones máximas transmitidas al terreno por la zapata interior no superan las admisibles y que las mínimas son mayores que cero (la zapata del pilar interior no se levanta)

Tensión máxima en zapata interior

Para comprobar que no se supera la tensión máxima en el terreno, se utilizará la siguiente hipótesis:

- Hip.: Zap Med (G + PP_{z1}) y Zap Int (G + Q + PP_{z2})

El peso propio de la zapata interior es:

$$PP_{z2} = 3.0 \cdot 3.0 \cdot 1 \cdot 25 = 225 \text{ kN}$$

Anteriormente se hizo el equilibrio de momentos en A, ahora se hará el equilibrio en B:

$$\overset{+}{\curvearrowright} \sum M_B = 0$$

$$N_{G1} \cdot (d_p - d_2) - (N_{G2} + N_{Q2} + PP_{z2}) \cdot d_2 + \sigma_{2,max} \cdot (a_2 \cdot b_2) \cdot d_2 = 0$$

Despejando $\sigma_{2,max}$, y teniendo que ser menor que $\sigma_{adm} = 250 \text{ kN/m}^2$, se tiene:

$$\sigma_{2,max} = \frac{(N_{G2} + N_{Q2} + PP_{z2}) \cdot d_2 - N_{G1} \cdot (d_p - d_2)}{(a_2 \cdot b_2) \cdot d_2}$$

Sustituyendo:

$$\sigma_{2,m\acute{a}x} = \frac{(1,500 + 630 + 225) \cdot 6.05 - 960 \cdot (7 - 6.05)}{(3 \cdot 3) \cdot 6.05} = 244.92 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma_{adm} = 250 \text{ kN/m}^2$$

iOK!
Cumple

¿Se levanta la zapata interior?

Esta comprobación se hará bajo la siguiente hipótesis:

- Hip.: Zap Med 1.1*(G + PP_{z1}) + 1.5*Q y Zap Int 0.9*(G + PP_{z2})

Haciendo equilibrio de momentos en B:

$$\overset{+}{\curvearrowright} \sum M_B = 0$$

$$(1.1 \cdot N_{G1} + 1.5 \cdot N_{Q1}) \cdot (d_p - d_2) - 0.9 \cdot (N_{G2} + PP_{z2}) \cdot d_2 + \sigma_{2,m\acute{i}n} \cdot (a_2 \cdot b_2) \cdot d_2 = 0$$

En este caso, $\sigma_{2,m\acute{i}n} > 0$ para que la zapata no esté en despegue. Despejando, se tiene:

$$\sigma_{2,m\acute{i}n} = \frac{0.9 \cdot (N_{G2} + PP_{z2}) \cdot d_2 - (1.1 \cdot N_{G1} + 1.5 \cdot N_{Q1}) \cdot (d_p - d_2)}{(a_2 \cdot b_2) \cdot d_2}$$

Sustituyendo:

$$\sigma_{2,m\acute{a}x} = \frac{0.9 \cdot (1,500 + 225) \cdot 6.05 - (1.1 \cdot 960 + 1.5 \cdot 400) \cdot (7 - 6.05)}{(3 \cdot 3) \cdot 6.05} = 143.61 \text{ kN/m}^2 > 0$$

iOK!
Cumple

También puede comprobarse de la siguiente forma:

$$0.9 \cdot (N_{G2} + PP_{z2}) \cdot d_2 > (1.1 \cdot N_{G1} + 1.5 \cdot N_{Q1}) \cdot (d_p - d_2)$$

Sustituyendo:

$$0.9 \cdot (1,500 + 225) \cdot 6.05 = 9,392.63 \text{ kN} \cdot \text{m} > (1.1 \cdot 960 + 1.5 \cdot 400) \cdot (7 - 6.05) = 1,573.2 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{iOK!}$$

Cumple

3.4.3. Determinar el momento flector de cálculo para el diseño de la viga centradora. Obtener la armadura longitudinal de la viga centradora para una sección de la misma de 0.70 m de ancho por 0.85 m de canto

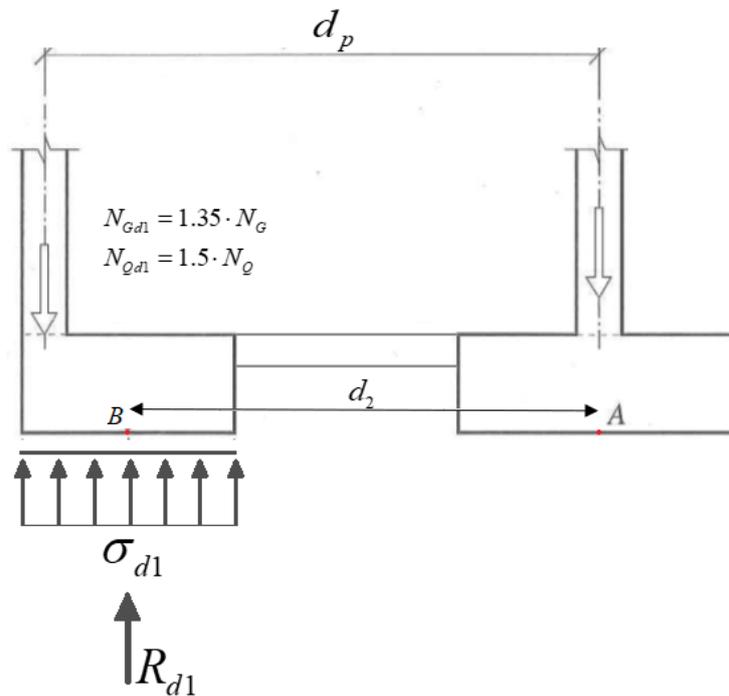


Figura 3.4. Reacción en zapata de medianera

Para el cálculo de tensión en el terreno y R_{d1} la hipótesis es la siguiente:

- Hip.: Zap Med $1.35 \cdot N_G + 1.5 \cdot N_Q$ (sin PP_{z1})

Si se observa la Figura 3.4, hay que hacer equilibrio de momentos en el punto A para poder conocer el valor de σ_{d1} .

$$\sum M_B = 0$$

$$(1.35 \cdot N_{G1} + 1.5 \cdot N_{Q1}) \cdot d_p - \sigma_{1d} \cdot (a_1 \cdot b_1) \cdot d_2 = 0$$

Despejando σ_{1d} :

$$\sigma_{1d} = \frac{(1.35 \cdot N_{G1} + 1.5 \cdot N_{Q1}) \cdot d_p}{(a_1 \cdot b_1) \cdot d_2}$$

Sustituyendo:

$$\sigma_{1d} = \frac{(1.35 \cdot 960 + 1.5 \cdot 400) \cdot 7}{(2.3 \cdot 3.8) \cdot 6.05} = 251 \text{ kN/m}^2$$

La reacción R_{1d} vale:

$$R_{1d} = \sigma_{1d} \cdot (a_1 \cdot b_1) = 251 \cdot (2.3 \cdot 3.8) = 2,193.74 \text{ kN}$$

Momento flector de diseño de la viga

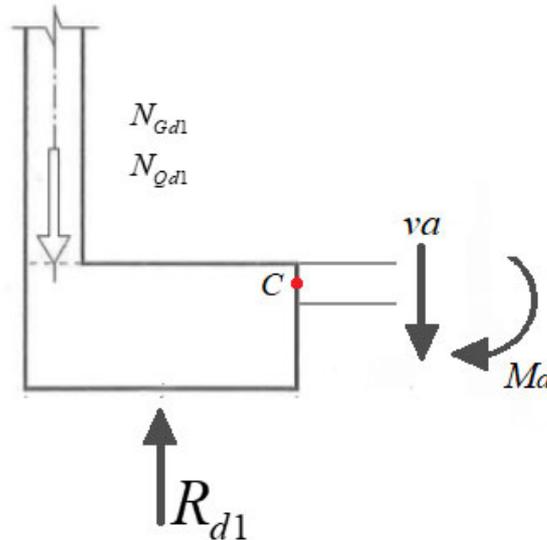


Figura 3.5. Corte en viga centradora

El momento flector de diseño de la viga es el siguiente:

$$\begin{aligned} \sum M_C &= 0 \\ (1.35 \cdot N_{G1} + 1.5 \cdot N_{Q1}) \cdot \left(a_1 - \frac{\sigma_{p1}}{2}\right) - R_{d1} \cdot \frac{a_2}{2} - M_d &= 0 \end{aligned}$$

Sustituyendo:

$$M_d = (1.35 \cdot 960 + 1.5 \cdot 400) \cdot \left(2.30 - \frac{0.40}{2}\right) - 2,193.74 \left(\frac{2.30}{2}\right) = 1,458.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Ya obtenido el momento de diseño, se procede al armado longitudinal de la viga.

Armado longitudinal

Suponemos armadura superior $\varnothing 25$ mm en dos filas. La armadura de cortante es $\varnothing 10$ mm. Se considera un recubrimiento geométrico, r , de 30 mm.

El canto útil de la viga centradora es:

$$d = (0.70 \cdot 1,000) - 30 - \varnothing 10 - \varnothing 25 - \frac{\varnothing 25}{2} = 772.5 \text{ mm}$$

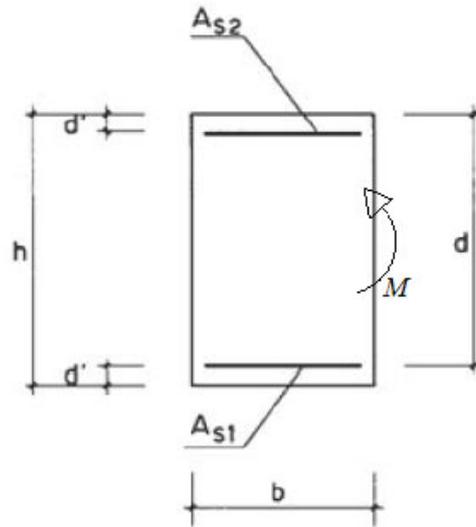


Figura 3.6. Detalles de sección rectangular de una viga sometida a flexión simple o compuesta

En este caso, la armadura se ha calculado con la siguiente consideración:

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}; \quad \omega_1 = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}}; \quad \omega_2 = \frac{A_{s2} \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}}$$

Redistribución		5	2	5	5
0%	ω_2		0		$\frac{\mu - 0,295}{1 - \frac{d'}{d}}$ (*)
$\frac{x}{d} = 0,45$	ω_1		$1 - \sqrt{1 - 2\mu}$		$0,36 + \omega_2$

Figura 3.7. Cuadro de fórmulas simplificadas para secciones rectangulares sometidas a flexión simple [6].

Sustituyendo:

$$\mu = \frac{1,458.8 \cdot 1,000 \cdot 1,000}{0.7 \cdot 1,000 \cdot (772.5)^2 \cdot (25/1.5)} = 0.20953$$

De la Figura 3.7, tenemos:

$$\omega_1 = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.20953} = 0.23781$$

Despejando A_{s1} en la fórmula anterior, queda:

$$A_{s1} = \frac{\omega_1 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

Por lo tanto, la armadura necesaria es:

$$A_{s1} = \frac{0.23781 \cdot (0.7 \cdot 1,000) \cdot 772.5 \cdot (25/1.5)}{400} = 5,359 \text{ mm}^2$$

Nótese que el valor de f_{yd} fue de 400 MPa y no de $500/1.15 = 434.78$ MPa. Esto se debe a que hay que controlar la deformación máxima del acero al 2 ‰.

Al utilizar $\varnothing 25$ mm, los redondos necesarios son:

$$N^{\circ} \text{redondos} = \frac{5,359}{491} = 10.91 \rightarrow 11\varnothing 25$$

NOTA:

Si las condiciones de compatibilidad no se estudian de una forma explícita, habrá que limitar la deformación máxima del acero al 2 ‰ para poder controlar la fisuración. Esto supone limitar la tensión total de la armadura a 400 MPa $\rightarrow f_{y,d} = f_{yd} \leq 400$ MPa.

Índice

Ejercicio 4. Muros pantalla	53
4.1. PLANTEAMIENTO	53
4.2. PARÁMETROS DEL PROBLEMA	53
4.3. DETERMINAR	54
4.4. RESOLUCIÓN	54
4.4.1. Profundidad de empotramiento 'd' sin apuntalamiento	54
4.4.2. Profundidad de empotramiento 'd' con puntales en coronación. En este caso, determinar la carga 'P' en los puntales	59

Ejercicio 4

Muros pantalla

4.1. PLANTEAMIENTO

Se pretende realizar una excavación de 4 m de profundidad en un terreno arenoso al abrigo de tablestacas, actuando en superficie una sobrecarga de 10 kN/m² (Figura 4.1).

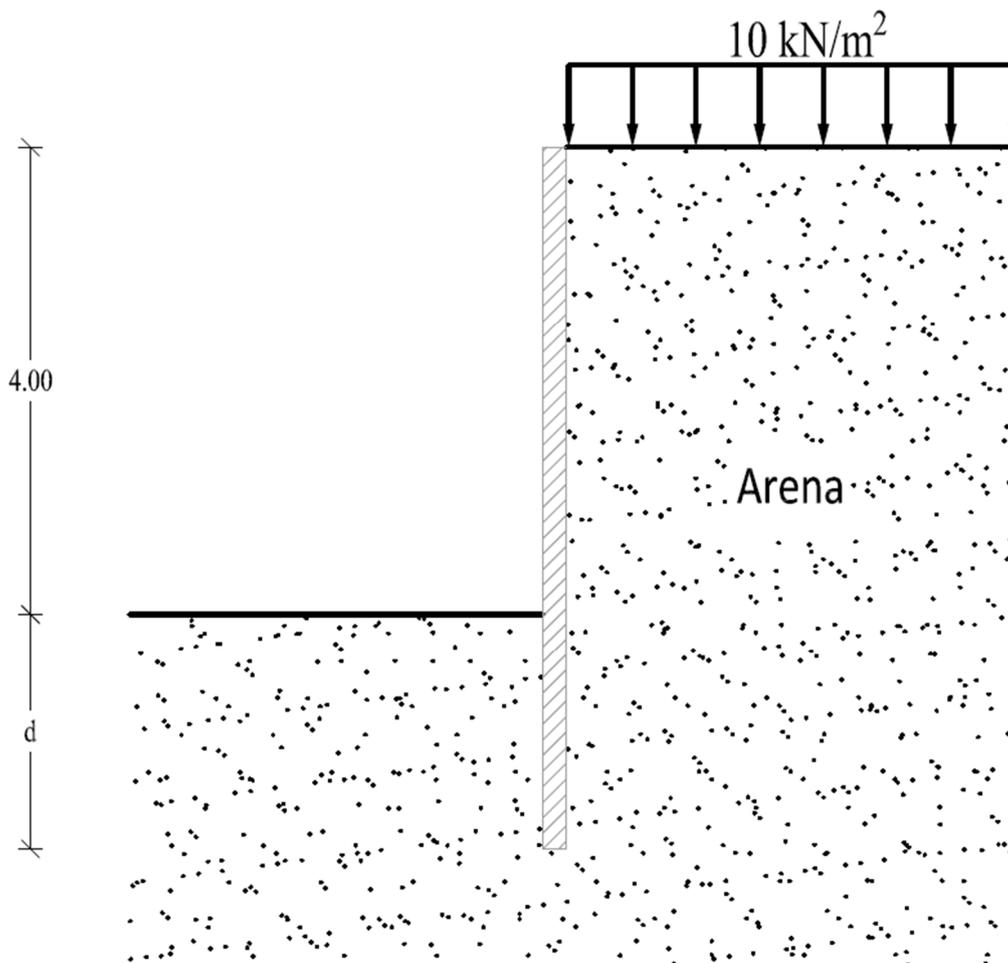


Figura 4.1. Detalles de la excavación

4.2. PARÁMETROS DEL PROBLEMA

Las propiedades geotécnicas de la arena son:

$$c' = 0$$

$$\phi' = 35^\circ$$

$$\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$$

4.3. DETERMINAR

Profundidad de empotramiento “d” de la tablestaca para los siguientes casos:

- Sin apuntalamiento
- Con puntales en coronación. En este caso, determinar la carga “P” en los puntales.

En ambos casos, adoptar un coeficiente de reducción de 1.5 para los empujes pasivos.

Para resolver este ejercicio se emplea el método del equilibrio límite recogido en el CTE-SE-C [3].

4.4. RESOLUCIÓN

4.4.1. Profundidad de empotramiento “d” sin apuntalamiento

Lo primero es conocer los coeficientes de empuje (Ranking), activo (K'_a) y pasivo (K'_p).

El valor del *coeficiente de presión de tierras activo efectivo*, K'_a , es:

$$K'_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right)$$

Y, el valor del *coeficiente de presión de tierras pasivo efectivo*, K'_p , es:

$$K'_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$$

Donde:

ϕ' , el ángulo de rozamiento efectivo

Por lo tanto:

$$K'_a = \tan^2 \left(45 - \frac{35}{2} \right) = 0.271$$

$$K'_p = \tan^2 \left(45 + \frac{35}{2} \right) = 3.69$$

Como se observa en la Figura 4.1, la tablestaca estará sometida a tres empujes distintos: dos en el trasdós (debido a la sobrecarga y el terreno) y uno en el intradós (debido al terreno).

➤ Empuje debido a la sobrecarga

La presión ejercida por la sobrecarga a la tablestaca viene dada por:

$$\sigma'_{ha} = K'_a \cdot \sigma'_v$$

Donde:

σ'_{ha} , es la presión de tierras activa horizontal efectiva

σ'_v , es el esfuerzo normal vertical efectivo

∴

$$\sigma'_{ha} = 0.271 \cdot 10 \text{ kN/m}^2 = 2.71 \text{ kN/m}^2$$

La distribución de σ'_{ha} sobre la espalda de la tablestaca es como se muestra en la Figura 4.2. El empuje que ésta ocasiona es el siguiente:

$$E_q = \sigma'_{ha} \cdot z$$

Donde:

E_q , es el empuje debido a la sobrecarga

z , es la altura total de la tablestaca (que está por determinar) = $4 + d$

Por lo tanto:

$$E_q = 2.71 \text{ kN/m}^2 \cdot (4 \text{ m} + d) = 2.71 \cdot d + 10.84 \text{ (kN/m)}$$

Este empuje es producto de una carga uniformemente distribuida, por lo que, estará actuando en el centro de la misma. Dicho lo anterior, se tiene:

$$y_q = z/2$$

Donde:

y_q , es la altura o posición del empuje debido a la sobrecarga, E_q

∴

$$y_q = \frac{4 + d}{2} = 2 + \frac{d}{2}$$

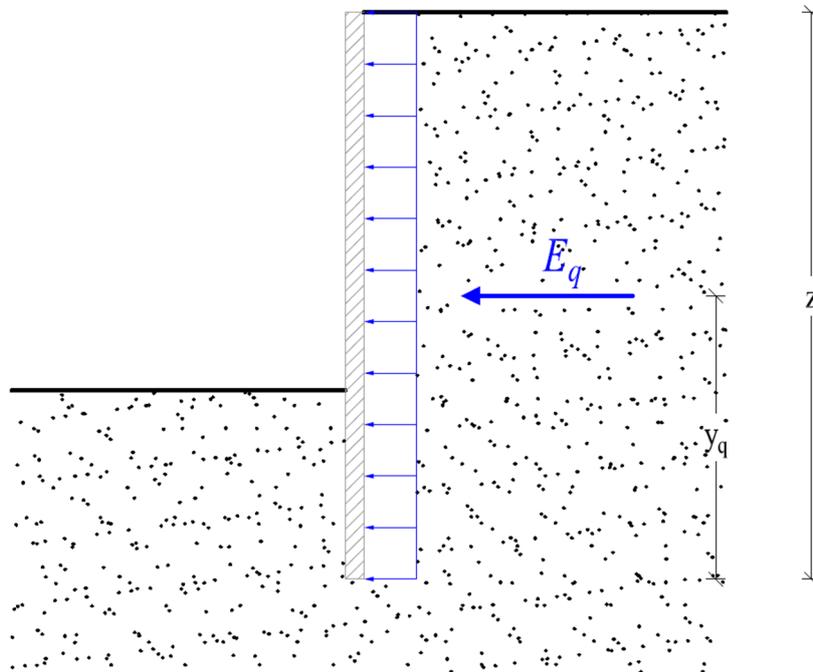


Figura 4.2. Empuje debido a la sobrecarga

➤ Empuje activo

La presión ejercida por el peso propio de la arena a la tablestaca viene dada por:

$$\sigma'_{ha} = K'_a \cdot \gamma \cdot z$$

Donde:

γ , es el peso específico de la arena

Por lo tanto:

$$\sigma'_{ha} = 0.271 \cdot 21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot (4 + d)\text{m} = (22.764 + 5.691 \cdot d) \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right)$$

En la Figura 4.3 se visualiza la distribución de σ'_{ha} sobre la espalda de la tablestaca debido a la arena. El empuje es el siguiente:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \sigma'_{ha} \cdot z$$

Donde:

E_a , es el empuje activo debido al peso propio del terreno (arena)

Con lo cual:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot (22.764 + 5.691 \cdot d) \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \cdot (4 + d)(\text{m}) = 2.8455d^2 + 22.764d + 45.528$$

Este empuje se encuentra en el centroide del triángulo:

$$y_a = z/3$$

Donde:

y_a , es la altura o posición del empuje activo debido al terreno, E_a

∴

$$y_a = \frac{4 + d}{3}$$

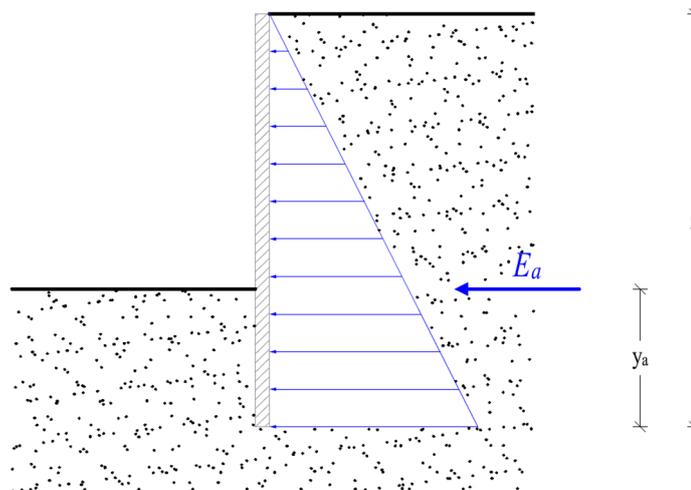


Figura 4.3. Empuje activo debido al terreno

➤ Empuje pasivo

La presión ejercida por el peso propio de la arena a la tablestaca viene dada por:

$$\sigma'_{hp} = K'_p \cdot \gamma \cdot d$$

Donde:

σ'_{hp} , es la presión de tierras pasiva horizontal efectiva

d , es la profundidad de la tablestaca

Por lo tanto:

$$\sigma'_{hp} = 3.69 \cdot 21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot d(\text{m}) = (77.49 \cdot d) \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right)$$

En la Figura 4.4 muestra la distribución de σ'_{hp} en el intradós de la tablestaca debido a la arena. El empuje pasivo es el siguiente:

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \sigma'_{hp} \cdot d$$

Donde:

E_p , es el empuje pasivo debido al peso propio del terreno (arena)

Por consiguiente:

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot (77.49 \cdot d) \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \cdot d(\text{m}) = 38.745 \cdot d^2 \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}} \right)$$

Como en este problema se manda a optar un coeficiente de reducción de 1.5 para los empujes pasivos, al final sería:

$$E_p^* = \frac{E_p}{1.5} = \frac{38.745 \cdot d^2}{1.5} = 25.83 \cdot d^2 \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}} \right)$$

Este empuje se encuentra en el centroide del triángulo:

$$y_p = d/3$$

↳ Altura o posición del empuje pasivo debido al terreno, E_p

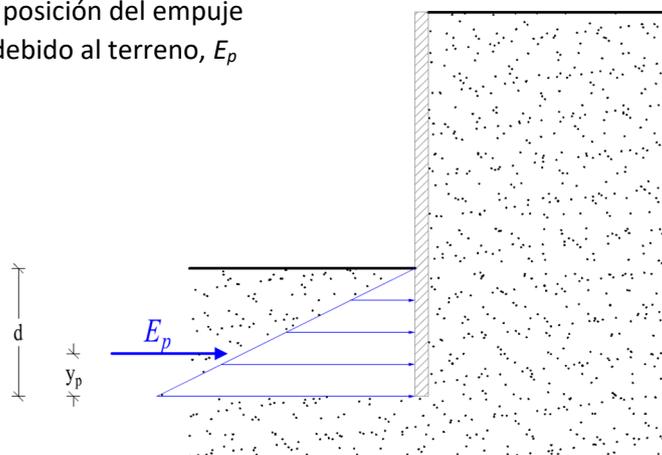


Figura 4.4. Empuje pasivo debido al terreno

Equilibrio pantalla (pantalla en voladizo)

Para evitar confusiones al momento de hacer equilibrio de fuerzas, se recomienda dibujar los diagramas de forma clara, especificando las fuerzas principales y sus respectivas distancias. En este caso, se han englobado los diagramas anteriores en uno solo, como se observa en la Figura 4.5.

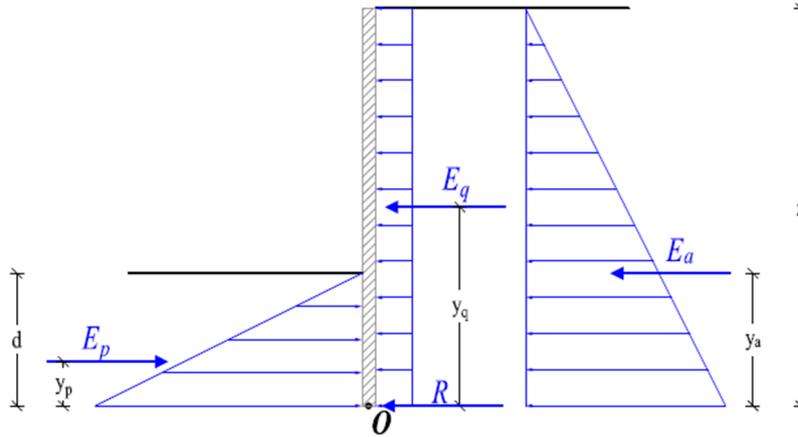


Figura 4.5. Esfuerzos totales sobre la tablestaca

El equilibrio de momentos se hará en la parte inferior de la tablestaca.

$$\overset{+}{\curvearrowright} \sum M_O = 0$$

$$E_q \cdot y_q + E_a \cdot y_a - E_p^* \cdot y_p = 0$$

$$(2.71 \cdot d + 10.84) \cdot \left(2 + \frac{d}{2}\right) + (2.8455 \cdot d^2 + 22.764 \cdot d + 45.528) \cdot \left(\frac{4+d}{3}\right) - 25.83 \cdot d^2 \cdot \frac{d}{2} = 0$$

Calculado con el Método de Newton, se tiene:

$$d = 4.098 \text{ m}$$

Sustituyendo en las ecuaciones anteriores de empujes, obtenemos:

$$E_q = 21.95 \text{ kN/m}$$

$$E_a = 186.60 \text{ kN/m}$$

$$E_p = 433.78 \text{ kN/m}$$

Conocido el valor de cada empuje, hacemos equilibrio de fuerzas horizontales:

$$\overset{+}{\leftarrow} \sum F_h = 0$$

$$R + E_a + E_q - E_p^* = 0$$

$$R = -186.60 - 21.95 + 433.78 = 225.23 \text{ kN/m}$$

El empotramiento final sería:

$$d^* = 1.2 \cdot d = 1.2 \cdot 4.098 = 4.9176 \rightarrow \boxed{5 \text{ m}}$$

4.4.2. Profundidad de empotramiento “d” con puntales en coronación. En este caso, determinar la carga “P” en los puntales

Los valores de los empujes en función a la profundidad de la tablestaca ya son conocidos, fueron calculados en el apartado anterior (4.4.1). Lo que variará es donde se toma la posición de la carga. En este caso, desde la parte superior de la tablestaca hacia abajo, puesto que aquí es donde se encuentran los puntales (Figura 4.6).

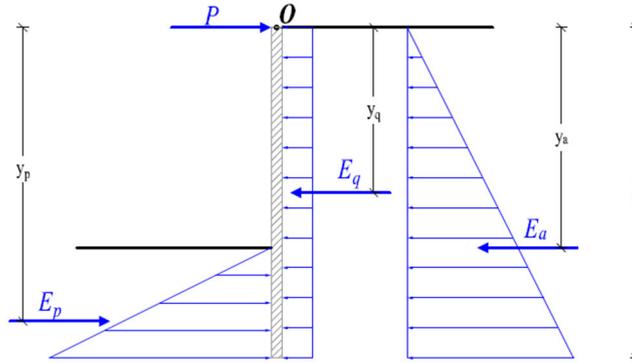


Figura 4.6. Diagrama de dibujo libre con puntal en coronación

En este caso:

$$y_q = \frac{4 + d}{2} = 2 + \frac{d}{2} \quad y_a = \frac{2 \cdot (4 + d)}{3} \quad y_p = 4 + \frac{2 \cdot d}{3}$$

El equilibrio de momentos se hará donde la parte superior de la tablestaca.

$$\begin{aligned} \sum M_O &= 0 \\ -E_q \cdot y_q - E_a \cdot y_a + E_p^* \cdot y_p &= 0 \\ -(2.71 \cdot d + 10.84) \cdot \left(2 + \frac{d}{2}\right) - (2.8455 \cdot d^2 + 22.764 \cdot d + 45.528) \cdot \left(\frac{2 \cdot (4 + d)}{3}\right) + 25.83 \cdot d^2 \cdot \left(4 + \frac{2 \cdot d}{3}\right) &= 0 \end{aligned}$$

Calculando, tenemos:

$$d = 1.7396 \text{ m}$$

Si la nueva profundidad de la tablestaca es de 1.7396 m, el valor de los empujes son los siguiente:

$$E_q = 15.554 \text{ kN/m} \quad E_a = 93.74 \text{ kN/m} \quad E_p = 78.167 \text{ kN/m}$$

Haciendo equilibrio de fuerzas horizontales:

$$\begin{aligned} \sum F_h &= 0 \\ E_a + E_q - E_p^* - P &= 0 \\ P &= 93.74 + 15.554 - 78.167 = 31.127 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

El empotramiento recomendado es:

$$d^* = 1.2 \cdot d = 1.2 \cdot 1.7396 = 2.087 \text{ m} \rightarrow \boxed{2.1 \text{ m}}$$

Índice

Ejercicio 5. Muros pantalla con NF	61
5.1. PLANTEAMIENTO	61
5.2. PARÁMETROS DEL PROBLEMA	62
5.3. DETERMINAR	62
5.4. RESOLUCIÓN	62
5.4.1. Comprobar si hay riesgo de sifonamiento	62
5.4.2. Calcular los coeficientes de empuje activo y pasivo del terreno	63
5.4.3. Calcular el empotramiento de la pantalla por el método de base libre, despreciando la cohesión del estrato de arcilla	64
5.4.4. Calcular la fuerza necesaria P en el anclaje.....	67

Ejercicio 5

Muros pantalla con NF

5.1. PLANTEAMIENTO

Se pretende realizar una excavación y, según el estudio geotécnico, hay dos tipos de suelos debajo del terreno. Dicho estudio revela que el nivel freático se encuentra a un metro de profundidad. La excavación será tablestacada con anclajes a cierta profundidad. La Figura 5.1 representa la situación planteada.

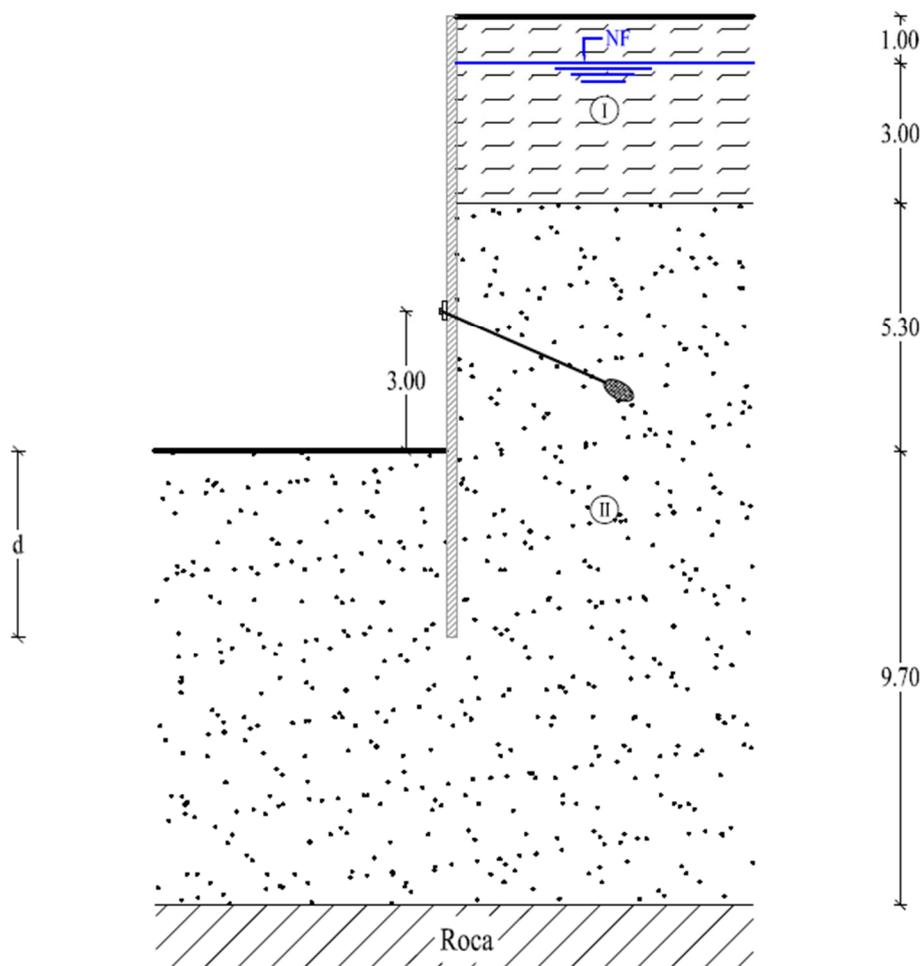


Figura 5.1. Detalles de la excavación y perfil geotécnico

5.2. PARÁMETROS DEL PROBLEMA

El suelo I corresponde a una arcilla arenosa, cuyas propiedades son

$$\gamma_{sat} = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$c' = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_w = 120 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi' = 26^\circ$$

$$e = 0.8$$

Suponer $S_r = 60 \%$ en la arcilla sobre el nivel freático

El suelo II corresponde a una arena suelta con las siguientes propiedades:

$$\gamma_{sat} = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$c' = 0$$

$$\phi' = 30^\circ$$

$$N_{SPT} = 25$$

5.3. DETERMINAR

- Comprobar si existe riesgo de sifonamiento.
- Calcular los coeficientes de empuje activo y pasivo del terreno.
- Calcular el empotramiento de la pantalla por el método de base libre, despreciando la cohesión del estrato de arcilla.
- Calcular la fuerza necesaria P en el anclaje.

En la resolución de este ejercicio se emplea el método del equilibrio límite recogido en el CTE-SE-C [3].

5.4. RESOLUCIÓN

5.4.1. Comprobar si hay riesgo de sifonamiento

NOTA:

El sifonamiento es una inestabilidad en el terreno que provoca una presión efectiva nula. Se produce cuando un flujo de agua ascendente genera una presión igual a la del terreno, anulando la presión efectiva.

Lo primero es conocer el gradiente hidráulico crítico:

$$i_{crit} = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_w} - 1$$

Donde:

i_{crit} , es el gradiente hidráulico crítico

γ_{sat} , es el peso específico saturado de la arena

γ_w , es el peso específico del agua

∴

$$i_{crit} = \frac{18 \text{ kN/m}^3}{10 \text{ kN/m}^3} - 1 = 0.8$$

Ahora se calcula el gradiente real:

$$i_r = \frac{\Delta h}{\Delta D}$$

Donde:

i_r , es el gradiente hidráulico real

Δh , diferencia de altura entre el nivel freático y la superficie de excavación

ΔD , es la longitud de la columna de arena, en este caso, la tablestaca: $\Delta D = d$

Por lo tanto:

$$i_r = \frac{8.3}{d}$$

El Código Técnico de la Edificación, CTE-SEC, indica que el factor de seguridad (FS) frente al sifonamiento en función del gradiente crítico deberá ser mayor o igual que 2.

$$FS = 2 \leq \frac{i_{crit}}{i_r}$$

Sustituyendo:

$$2 \leq \frac{0.8}{\frac{8.3}{d}} \Rightarrow 2 \cdot 8.3 \leq 0.8 \cdot d \Rightarrow d \geq 20.75 \text{ m}$$

Hay riesgo de sifonamiento, por lo que, hay que empotrar la pantalla en la roca.

5.4.2. Calcular los coeficientes de empuje activo y pasivo del terreno

Se utiliza las siguientes fórmulas para conocer los estados activos y pasivos mediante el método de Rankine:

$$K'_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right)$$

$$K'_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$$

Donde:

K'_a , es el coeficiente de presión de tierras activo efectivo

K'_p , es el coeficiente de presión de tierras pasivo efectivo

ϕ' , el ángulo de rozamiento efectivo

Para la arcilla:

$$K'_a = \tan^2 \left(45 - \frac{26}{2} \right) = 0.39$$

Para la arena:

$$K'_a = \tan^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right) = 0.33$$

$$K'_p = \tan^2 \left(45 + \frac{30}{2} \right) = 3$$

5.4.3. Calcular el empotramiento de la pantalla por el método de base libre, despreciando la cohesión del estrato de arcilla

Primero, recordar las siguientes fórmulas:

- Grado de saturación:

$$S_r = \frac{e_w}{e}$$

- Peso específico aparente del terreno natural:

$$\gamma_{ap} = \frac{\gamma_s + e_w \cdot \gamma_w}{1 + e}$$

- Peso específico aparente saturado:

$$\gamma_{sat} = \frac{\gamma_s + e \cdot \gamma_w}{1 + e} = \gamma_d + n \cdot \gamma_w = \gamma_d \cdot (1 + w_{sat})$$

Despejando γ_s y e_w , se tiene:

$$e_w = S_r \cdot e$$

$$\gamma_s = \gamma_{sat} \cdot (1 + e) - e \cdot \gamma_w$$

Sustituyendo:

$$e_w = 0.6 \cdot 0.8 = 0.48$$

$$\gamma_s = 19 \text{ kN/m}^3 \cdot (1 + 0.8) - 0.8 \cdot 10 \text{ kN/m}^3 = 26.2 \text{ kN/m}^3$$

Por lo tanto:

$$\gamma_{ap} = \frac{26.2 \text{ kN/m}^3 + 0.48 \cdot 10 \text{ kN/m}^3}{1 + 0.8} = 17.22 \text{ kN/m}^3$$

Ya calculado el peso específico aparente, se procede con el desarrollo del problema.

Las tablas Tabla 5.1 y Tabla 5.2 muestran los cálculos de los empujes unitarios en el muro, tanto en el trasdós como en el intradós.

Tabla 5.1. Empujes unitarios activos

Posición (m)	σ_v (kN/m ²)	u (kN/m ²)	σ'_v (kN/m ²)	σ'_{ha} (kN/m ²)
$z = 0$	0	0	0	0
$z = 1$	$17.22 \cdot 1 = 17.22$	0	17.22	$0.39 \cdot 17.22 = 6.716$
$z = 4$	$17.22 + 19 \cdot 3 = 74.22$	$3 \cdot 10 = 30$	44.22	$0.39 \cdot 44.22 = 17.25$ $0.33 \cdot 44.22 = 14.59$
$z = 9.3$	$74.22 + 18 \cdot 5.3 = 169.62$	$8.3 \cdot 10 = 83$	86.62	$0.33 \cdot 86.62 = 28.58$
$z = 9.3 + d$	$169.62 + 18 \cdot d$	$(8.3 + d) \cdot 10 = 83 + 10 \cdot d$	$86.62 + 8 \cdot d$	$0.33 \cdot (86.62 + 8d) = 28.58 + 2.64 \cdot d$

Tabla 5.2. Empujes unitarios pasivos

Posición (m)	σ_v (kN/m ²)	u (kN/m ²)	σ'_v (kN/m ²)	σ'_{hp} (kN/m ²)
$z = 9.3$	0	0	0	0
$z = 9.3 + d$	$18 \cdot d$	$83 + 10 \cdot d$	$8 \cdot d - 83$	$3 \cdot (8 \cdot d - 83) = 24 \cdot d - 249$

➤ Empujes activos:

Tomando únicamente el trasdós, vamos a calcular los empujes en esta zona. La Figura 5.2, muestra a escala la presión de tierras activa horizontal y efectiva, σ'_{ha} , en esta parte del muro:

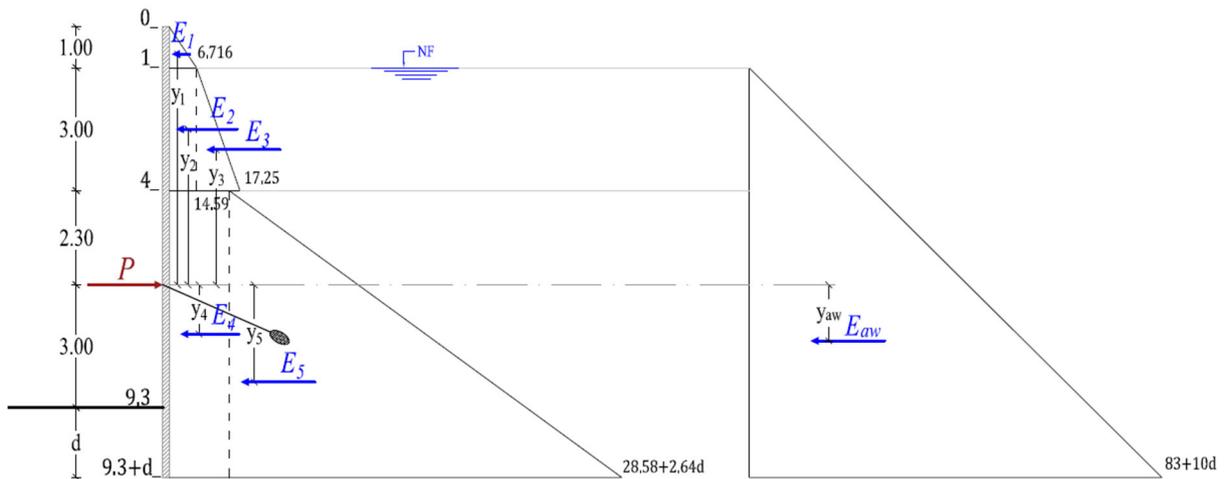


Figura 5.2. Empujes en el trasdós

$$E_1 = \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot 6.716 = 3.358 \text{ kN/m}$$

$$y_1 = 6.3 - \frac{2}{3} \cdot 1 = 5.633 \text{ m}$$

$$E_2 = 3 \cdot 6.716 = 20.148 \text{ kN/m}$$

$$y_2 = 2.3 + 1.5 = 3.8 \text{ m}$$

$$E_3 = \frac{1}{2} \cdot 3 \cdot (17.25 - 6.716) = 15.8 \text{ kN/m}$$

$$y_3 = 2.3 + 1 = 3.3 \text{ m}$$

$$E_4 = (5.3 + d) \cdot 14.59 = 77.327 + 14.59 \cdot d \text{ kN/m}$$

$$y_4 = \frac{(5.3 + d)}{2} - 2.3 = 0.5 \cdot d + 0.35 \text{ m}$$

$$E_5 = \frac{1}{2} \cdot (5.3 + d) \cdot (14 + 2.64 \cdot d) = 1.32 \cdot d^2 + 14 \cdot d + 37.1 \text{ kN/m}$$

$$y_5 = \frac{2}{3} \cdot (5.3 + d) - 2.3 = 0.667 \cdot d + 1.233 \text{ m}$$

El empuje activo del agua debido al nivel freático y su posición es el siguiente:

$$E_{aw} = \frac{1}{2} \cdot (8.3 + d) \cdot (83 + 10 \cdot d) = 5 \cdot d^2 + 83 \cdot d + 344.45 \text{ kN/m}$$

$$y_{aw} = \frac{2}{3} \cdot (8.3 + d) - 5.3 = 0.667 \cdot d + 0.233 \text{ m}$$

➤ Empujes pasivos:

La presión de tierras pasiva horizontal y efectiva, σ'_{hp} , los empujes pasivos y su posición, son representados en la Figura 5.3.

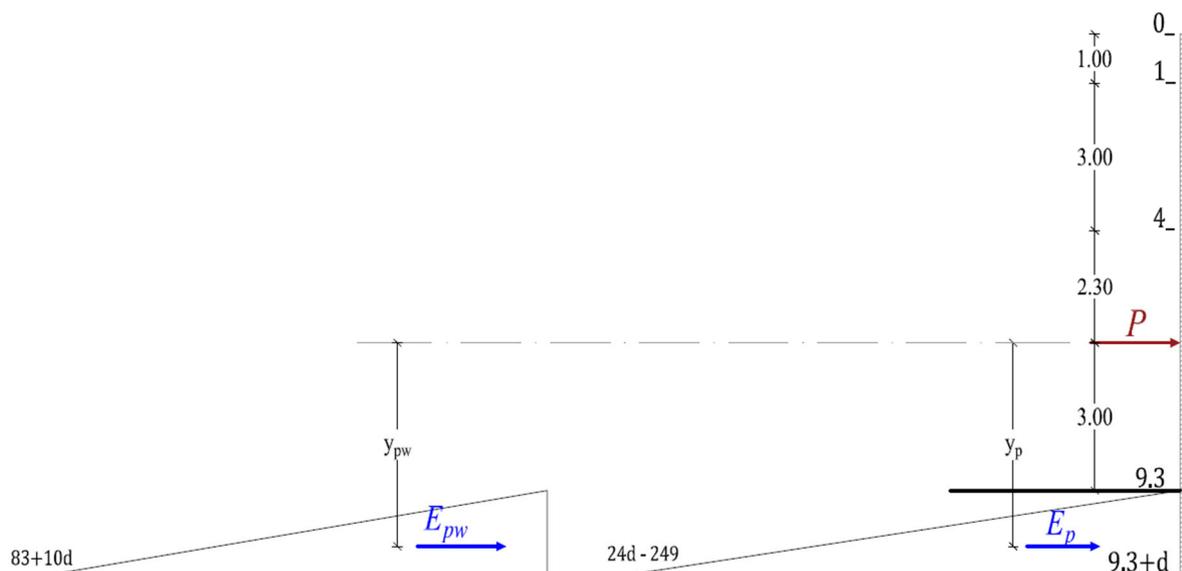


Figura 5.3. Empujes en el intradós

El Documento Básico SE-C del CTE, nos dice que el método del equilibrio límite considera un coeficiente de seguridad γ_E no superior a 0.6 para el empuje pasivo. Como es una carga favorable, minorarla queda del lado de la seguridad. En base a esto, tenemos:

$$0.6 \cdot E_p = 0.6 \cdot \frac{1}{2} \cdot d \cdot (24 \cdot d - 249) = 7.2 \cdot d^2 - 74.7 \cdot d \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$y_{pw} = 3 + \frac{2}{3} \cdot d \text{ m}$$

El empuje activo del agua debido al nivel freático y su posición es el siguiente:

$$E_{pw} = \frac{1}{2} \cdot d \cdot (83 + 10 \cdot d) = 5 \cdot d^2 + 41.5 \cdot d \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$y_{pw} = 3 + \frac{2}{3} \cdot d \text{ m}$$

Con los valores de los empujes ya determinados y su respectiva posición, se procede a hacer equilibrio de momentos. Éste se hará respecto al punto de aplicación del apoyo anclaje.

$$\overset{\curvearrowright}{+} \sum M_p = 0$$

$$\begin{aligned} E_1 \cdot y_1 + E_2 \cdot y_2 + E_3 \cdot y_3 - E_4 \cdot y_4 - E_5 \cdot y_5 - E_{aw} \cdot y_{aw} + E_p \cdot y_p + E_{pw} \cdot y_{pw} = 0 \\ [18.92] + [76.562] + [52.14] - [(77.327 + 14.59 \cdot d) \cdot (0.5 \cdot d + 0.35)] - \\ [(1.32 \cdot d^2 + 14 \cdot d + 37.1) \cdot (0.667 \cdot d + 1.233)] - \\ [(5 \cdot d^2 + 83 \cdot d + 344.45) \cdot (0.667 \cdot d + 0.233)] + \\ [(7.2 \cdot d^2 - 74.7 \cdot d) \cdot (3 + 0.667 \cdot d)] + [(5 \cdot d^2 + 41.5 \cdot d) \cdot (3 + 0.667 \cdot d)] = 0 \end{aligned}$$

Resolviendo esta pequeña ecuación, tenemos:

$$d = \mathbf{20.73 \text{ m}}$$

Sustituyendo el valor anterior en los empujes, nos queda:

$$E_1 = 3.36 \text{ kN/m}$$

$$E_2 = 20.15 \text{ kN/m}$$

$$E_3 = 15.8 \text{ kN/m}$$

$$E_4 = 379.78 \text{ kN/m}$$

$$E_5 = 894.57 \text{ kN/m}$$

$$E_{aw} = 4,213.7 \text{ kN/m}$$

$$E_p = 1,545.55 \text{ kN/m}$$

$$E_{pw} = 3,008.96 \text{ kN/m}$$

5.4.4. Calcular la fuerza necesaria P en el anclaje

Para obtener la fuerza en el anclaje, hacemos equilibrio de fuerzas horizontal.

$$\overset{\leftarrow}{+} \sum F_h = 0$$

$$E_1 + E_2 + E_3 + E_4 + E_5 + E_{aw} - 0.6 \cdot E_p - E_{pw} - P = 0$$

$$P = 3.36 + 20.15 + 15.8 + 379.78 + 894.57 + 4,213.7 - 0.6 \cdot 1,545.55 - 3,008.96$$

$$P = \mathbf{1,501.07 \text{ kN/m}}$$

Empotrando la pantalla en la roca, queda en equilibrio; $d = 9.7 + 3 \cdot e$, siendo e el espesor de la pantalla. No hace falta profundizar los 20.73 m de empotramiento porque encontramos la roca antes.

Índice

Ejercicio 6. Forjado reticular	69
6.1. PLANTEAMIENTO	69
6.2. PARÁMETROS DEL PROBLEMA	70
6.3. DETERMINAR	71
6.4. RESOLUCIÓN	71
6.4.1. Determinar si este forjado cumple con el canto mínimo según la EHE. Determinar también si para este forjado es necesario, según la EHE, la comprobación de flechas (ELS de deformaciones). ¿Cuál sería el canto útil mínimo para no tener que realizar la comprobación citada? Suponer que la armadura de positivos de los nervios son dos redondos de 20 mm de diámetro	72
6.4.2. El peso propio del forjado suponiendo que el área en planta ocupada por ábacos es el 25.6 % del área total del forjado	74
6.4.3. Calcular la distribución de esfuerzos flectores necesaria para la comprobación del ELU de flexión en sentido X de los nervios en la banda de pilares del pórtico virtual representado (línea discontinua) en la Figura 6.1.....	76
6.4.4. Realizar los cálculos necesarios de la comprobación de ELU de punzonamiento de un ábaco de un pilar interior para determinar si es necesaria armadura de punzonamiento en dicho ábaco. Suponer una cuantía de armadura longitudinal de negativos que cruza el perímetro correspondiente a dicha comprobación de $\rho_x = \rho_y = 0.006$	78
6.4.5. En caso de ser necesaria armadura de punzonamiento, según los resultados obtenidos en el apartado anterior (6.4.4), determinar las dimensiones del pilar para que no sea necesaria esta armadura. En caso de no ser necesaria la armadura de punzonamiento, según los resultados obtenidos en el apartado anterior (6.4.4), ¿qué dimensiones tendría que tener el pilar para que fuera necesaria esta armadura?	81

Ejercicio 6

Forjado reticular

6.1. PLANTEAMIENTO

Se tiene un forjado reticular compuesto por casetones cerámicos no recuperables de dimensiones 65 x 65 x 25 cm, capa superior de hormigón de 5 cm, e intereje de 80 cm. Se trata de una planta dedicada a trasteros dentro de un edificio. Las dimensiones en planta del forjado y de sus ábacos, así como las luces del mismo están indicadas en la Figura 6.1:

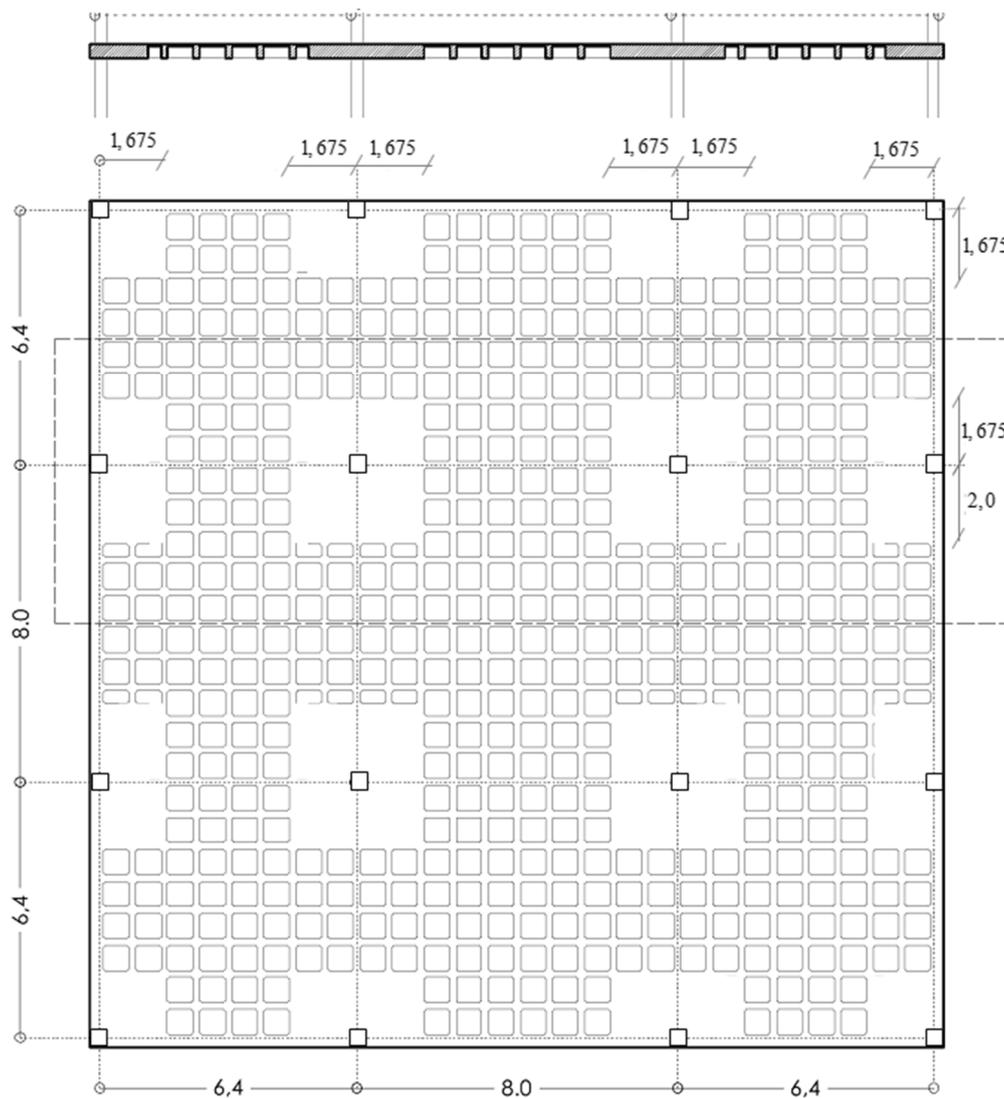


Figura 6.1. Planta forjado. (cotas en metros)

6.2. PARÁMETROS DEL PROBLEMA

- Cargas:
 - Peso solados: 2 KN/m^2
 - Sobrecarga de uso: 3 KN/m^2
 - Un módulo de casetones ($65 \times 65 \times 25 \text{ cm}$) pesa 0.65 KN .
- Resistencia al fuego exigida: R-90
- Materiales:
 - Hormigón HA-25/B/10/IIa $\gamma_c = 1.5$
 - Acero B500S
- Coeficientes de seguridad:
 - Acciones permanentes para cálculo de ELU: 1.35
 - Acciones variables para cálculo de ELU: 1.5
- Nervios:
 - Sección rectangular con 2 redondos de 20 mm de diámetro en cara inferior (armadura de positivos)
- Pilares:
 - Sección rectangular de $30 \times 30 \text{ cm}$

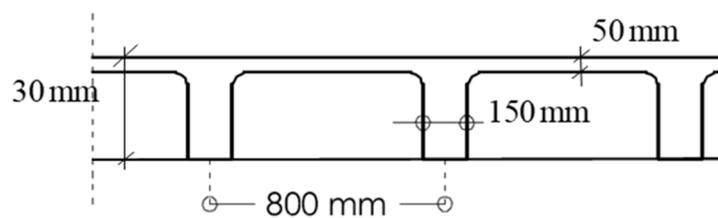


Figura 6.2. Sección tipo aligerada forjado

6.3. DETERMINAR

- Si este forjado cumple con el canto mínimo según la EHE. Determinar también si para este forjado es necesario, según la EHE, la comprobación de flechas (ELS de deformaciones). ¿Cuál sería el canto útil mínimo para no tener que realizar la comprobación citada? Suponer que la armadura de positivos de los nervios son dos redondos de 20 mm de diámetro.
- El peso propio del forjado suponiendo que el área en planta ocupada por ábacos es el 25.6 % del área total del forjado.
- La distribución de esfuerzos flectores necesaria para la comprobación del ELU de flexión en sentido X de los nervios en la banda de pilares del pórtico virtual representado (línea discontinua) en la Figura 6.1.
- Los cálculos necesarios de la comprobación de ELU de punzonamiento de un ábaco de un pilar interior para determinar si es necesaria armadura de punzonamiento en dicho ábaco. Suponer una cuantía de armadura longitudinal de negativos que cruza el perímetro correspondiente a dicha comprobación de $\rho_x = 0.006 (= \rho_y)$.
- En caso de ser necesaria armadura de punzonamiento, según los resultados obtenidos en el apartado anterior, determinar las dimensiones del pilar para que no sea necesaria esta armadura. En caso de no ser necesaria la armadura de punzonamiento, según los resultados obtenidos en el apartado anterior, ¿qué dimensiones tendría que tener el pilar para que fuera necesaria esta armadura?

Para la resolución de este ejercicio se ha empleado el método directo (pórticos virtuales) [7].

6.4. RESOLUCIÓN

Antes de comenzar con el desarrollo de los ejercicios, vamos a conocer las principales variables utilizadas más adelante.

Tabla 6.1. Nombre de principales variables

Grupo	Variable	Unidad	Definición
Datos geométricos	<i>a</i>	m	Sección del pilar
	<i>L1</i>	m	Luz vano exterior
	<i>L2</i>	m	Luz vano interior
Dimensiones de la sección tipo	<i>h</i>	m	Canto del forjado
	<i>inte</i>	m	Distancia entre interejos de nervios
	<i>an</i>	m	Ancho de nervios
	<i>e</i>	m	Espesor capa de compresión
Módulo aligerado	<i>PPNerx</i>	kN	Peso propio de nervios en X
	<i>PPNery</i>	kN	Peso propio de nervios en Y
	<i>PPCapSup</i>	kN	Peso propio de la capa superior
	<i>PPCas</i>	kN	Peso propio de casetones
	<i>ModAlig</i>	kN	Peso del módulo aligerado
	<i>PPforjado</i>	kN/m ²	Peso propio del forjado

- 6.4.1. Determinar si este forjado cumple con el canto mínimo según la EHE. Determinar también si para este forjado es necesario, según la EHE, la comprobación de flechas (ELS de deformaciones). ¿Cuál sería el canto útil mínimo para no tener que realizar la comprobación citada? Suponer que la armadura de positivos de los nervios son dos redondos de 20 mm de diámetro.

Según el Artículo 55.2 de la EHE-08, el canto mínimo:

$$h \geq L/28$$

Sustituyendo:

$$h = 0.30 \text{ m} > 8.00/28 = 0.2857 \text{ m} \quad \text{¡OK! Cumple}$$

Canto mínimo para no tener que comprobar la flecha (Art. 50.2.2)

Para conocer el valor del canto mínimo, debemos conocer la relación de esbeltez máxima que resiste sección, que está en función de parámetros como la resistencia de los materiales, cuantía geométrica, tipo de sistema estructural y ubicación del mismo (Figura 6.3). Esta relación se comparará con la esbeltez real.

En nuestro caso, se hará una comparación del canto mínimo.

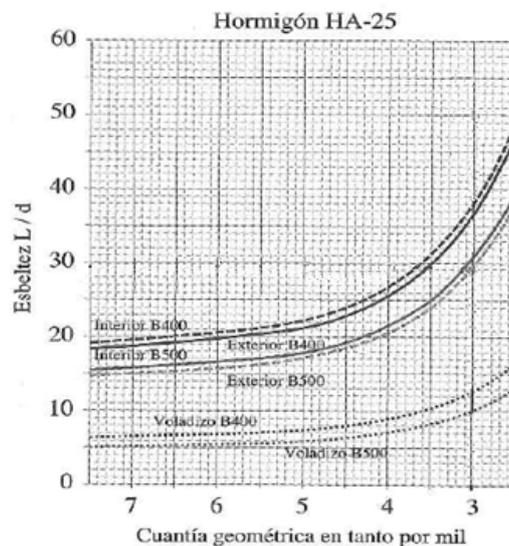


Figura 6.3. Esbeltez en función a la cuantía geométrica y otros parámetros [6].

Como se ve en la gráfica anterior, debe conocerse la cuantía geométrica de la sección. Pero primero, vamos a conocer el canto útil:

$$d = h - recg - 0.5 \cdot \emptyset$$

Siendo:

$recg$, es el recubrimiento geométrico

\emptyset , es el diámetro de los redondos del nervio

Sustituyendo:

$$d = 30 \text{ cm} - 3 \text{ cm} - 0.5 \cdot 2 \text{ cm} = 26 \text{ cm} = \mathbf{0.26 \text{ m}}$$

La cuantía geométrica, ρ , es la siguiente:

$$\rho = A_s/A_c$$

Siendo:

A_s , es el área de acero positiva en un nervio

A_c , es el área de la sección intereje

Sustituyendo:

$$\rho = \frac{628}{0.208 \cdot 10^6} = 0.0030207 = \mathbf{3.0207 \text{ ‰}}$$

Donde:

$$A_s = 2 \cdot 314 \text{ mm}^2 = 628 \text{ mm}^2$$

$$A_c = 0.80 \text{ m} \cdot 0.26 \text{ m} = 0.208 \text{ m}^2 = 0.208 \text{ m}^2$$

Conocido el valor de la cuantía, se procede a relacionar el valor de la esbeltez para el vano externo e interno tomando la gráfica de la Figura 6.3.

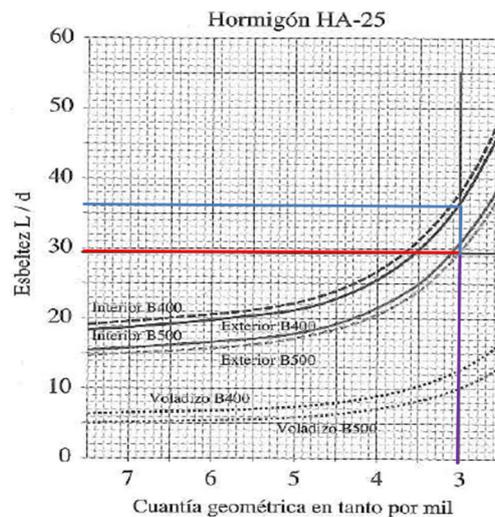


Figura 6.4. Relacionando la cuantía con la esbeltez [6].

Por lo tanto, tenemos:

- Esbeltez vano extremo: $L = 6.40 \text{ m}$

$$L/d = 29 \quad \rightarrow \quad d_{real} = 0.26 > d = \frac{6.4}{29} = 0.2207 \text{ m} \quad \text{¡OK! Cumple}$$

- Esbeltez vano interno: $L = 8.00 \text{ m}$

$$L/d = 36 \quad \rightarrow \quad d_{real} = 0.26 > d = \frac{8}{36} = 0.2222 \text{ m} \quad \text{¡OK! Cumple}$$

- Justificación del recubrimiento:
 - Por condiciones de resistencia al fuego para una resistencia R-90:

Según el apartado C2.3.4 punto 1 del CTE SI: “Si los forjados disponen de elementos de entrevigado cerámicos o de hormigón y revestimiento inferior, para resistencia al fuego R 120 o menor, bastará con que se cumpla lo establecido en el punto 1 del apartado C.2.3.5”. Es decir, “valor de la distancia mínima equivalente al eje de las armaduras establecidos para losas macizas en la Tabla C.4, pudiéndose contabilizar, a efectos de dicha distancia, los espesores equivalentes de hormigón con los criterios t condiciones en el apartado C.2.4.(2). Si el forjado tiene función de compartimentación de incendio deberá cumplir asimismo con el espesor h_{\min} establecido en la tabla C.4”.

Tabla 6.2. Resistencia al fuego para losas macizas (Tabla C.4 del CTE SI y Tabla A.6.5.6 de la EHE-08 (Anejo 6)) [3] y [8].

Resistencia al fuego	Espesor mínimo h_{\min} (mm)	Distancia mínima equivalente al eje a_{\min} (mm) ^(*)		
		Flexión en una dirección	Flexión en dos direcciones	
			$l_y/l_x^{(**)}$ ≤ 1,5	$1,5 < l_y/l_x^{(**)}$ ≤ 22
REI 30	60	10	10	10
REI 60	80	20	10	20
REI 90	100	25	15	25
REI 120	120	35	20	30
REI 180	150	50	30	40
REI 240	175	60	50	50

$h_{\min} > 100$ mm (canto mínimo)

$a_{\min} > 15$ mm (recubrimiento mecánico equivalente mínimo)

- Por condiciones de durabilidad:

Establecemos un ambiente interior con posibilidad de humedad (clase general de exposición IIa):

Recubrimiento nominal ($r_n \geq 20 + 10 = 30$ mm)

6.4.2. El peso propio del forjado suponiendo que el área en planta ocupada por ábacos es el 25.6 % del área total del forjado

La proporción analizada, que llamaremos módulo aligerado, se muestra en la Figura 6.5.

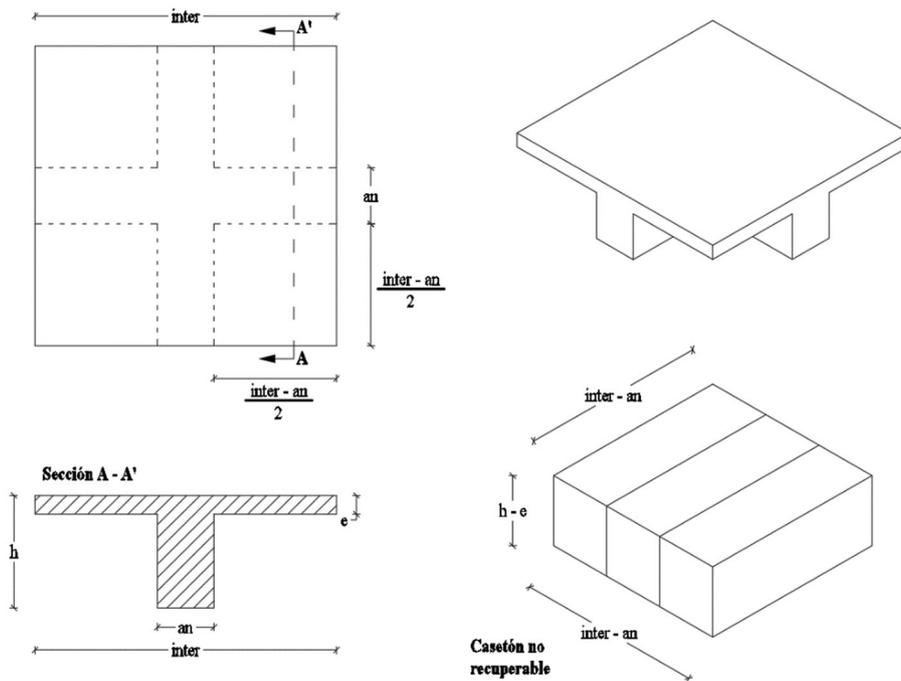


Figura 6.5. Módulo aligerado

Modulo aligerado:

Tabla 6.3. Peso de cada elemento estructural

Elemento	Fórmula	Valor
Nervio x	$PPNerx = h \cdot an \cdot inte \cdot 25 \text{ kN/m}^3$	0.90 kN
Nervio y	$PPNery = h \cdot an \cdot (inte - an) \cdot 25 \text{ kN/m}^3$	0.73 kN
Capa superior	$PPCapSup = h \cdot an \cdot \left(\frac{inte - an}{2}\right)^2 \cdot 25 \text{ kN/m}^3$	0.53 kN
Casetón	$PPCas$ (Dato del apartado 6.2)	0.65 kN
Módulo aligerado	$ModAlig = PPNerx + PPNery + PPCapSup + PPCas$	2.81 kN

Si dividimos el peso del módulo aligerado, $ModAlig$, entre su área de acción, tendremos:

$$PP_{Alig} = \frac{ModAlig}{inte \cdot inte} = \frac{2.81 \text{ kN}}{0.8 \text{ m} \cdot 0.8 \text{ m}} = 4.39 \text{ kN/m}^2$$

En el mandato nos dice que el área ocupada por los ábacos en planta es del 25.6 %. Con este dato, aplicando la siguiente fórmula, resolvemos lo que se nos indica.

$$PP_{forjado} = \rho_{ab} \cdot (h \cdot \gamma_{hormigón}) + (1 - \rho_{ab}) \cdot PP_{Alig}$$

▶ Se ha utilizado 25 kN/m³

Para hacer más interesante este problema y ver de dónde salió este dato, se procederá a obtener el porcentaje de ábacos para luego aplicar la anterior fórmula. Es algo sumamente sencillo. Para ello, iniciamos calculando el área del forjado:

$$Sup_{forjado} = (L1 + L2 + L1 + a)^2 = 445.21 \text{ m}^2$$

El área de ábacos es la siguiente:

Tabla 6.4. Área de ábacos

Ábaco	Dimensión (m)		Área (m ²)	Cantidad	Área total (m ²)
	x	y			
Interior	3.35	3.675	12.31	4	49.245
Medianería borde Y	1.825	3.675	6.707	4	26.828
Medianería borde X	3.35	1.825	6.114	4	24.445
Esquina	1.825	1.825	3.33	4	13.323
Área total de ábacos (Sup_{ábacos})					113.85

El porcentaje de ábacos es el siguiente:

$$\rho_{ab} = \frac{Sup_{\text{ábacos}}}{Sup_{\text{forjado}}} = \frac{113.85 \text{ m}^2}{445.21 \text{ m}^2} = 0.2557 \approx 25.6 \%$$

Ahora se procederá a conocer el peso propio del forjado:

$$PP_{\text{forjado}} = 0.256 \cdot (0.30 \cdot 25 \text{ kN/m}^3) + (1 - 0.256) \cdot 4.39 \text{ kN/m}^2 = 5.19 \text{ kN/m}^2$$

6.4.3. Calcular la distribución de esfuerzos flectores necesaria para la comprobación del ELU de flexión en sentido X de los nervios en la banda de pilares del pórtico virtual representado (línea discontinua) en la Figura 6.1.

Cargas permanentes:

$$gd = 1.35 \cdot (PP_{\text{forjado}} + CM_{\text{solado}}) = 1.35 \cdot (5.19 + 2.0) = 9.71 \text{ kN/m}^2$$

Carga variable:

$$qd = 1.5 \cdot SU = 4.50 \text{ kN/m}^2$$

Amplificada las cargas, se procede al cálculo del momento flector:

- Vano exterior L1:

$$Mo_1 = \frac{(gd + qd) \cdot 0.5 \cdot (L1 + L2) \cdot L1^2}{8} = 523.71 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Vano interior L2:

$$Mo_2 = \frac{(gd + qd) \cdot 0.5 \cdot (L1 + L2) \cdot L2^2}{8} = 818.29 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

La Figura 6.6 muestra el porcentaje de reparto de momentos en vanos del dintel.

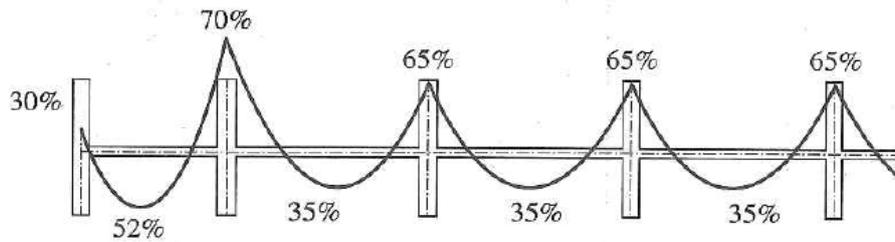


Figura 6.6. Reparto de M_o en vanos del dintel virtual (método directo)

Tomando en cuenta el reparto de momentos mostrado en la figura anterior, se ha elaborado la Tabla 6.5 que simplifica los valores de momentos en vanos y apoyos.

Tabla 6.5. Momento en apoyos y vanos

Momento en	Reparto de M_o	Valor (kN·m)
Apoyo exterior (1 ^{er} apoyo)	$0.3 \cdot M_{o1}$	-157.11
Centro vano exterior	$0.52 \cdot M_{o1}$	272.33
Apoyo interior (2 ^{do} apoyo)	$0.7 \cdot M_{o2}$	-572.81
Centro de vano interior	$0.35 \cdot M_{o2}$	286.40

Ahora se procede a conocer el momento en las bandas de pilares, pero primero se debe saber el ancho de trabajo de estas bandas y del pórtico virtual.

Ancho pórtico virtual:

$$B_{pv} = (L1 + L2)/2 = (6.4 + 8)/2 = 7.2 \text{ m}$$

Ancho banda de pilares:

$$A_{bp} = B_{pv}/2 = 7.2/2 = 3.6 \text{ m}$$

$$N^\circ \text{ nervios/banda central} = A_{bp}/inte = 3.6/0.8 = 4.5$$

Ancho banda central:

$$A_{bc} = B_{pv}/2 = 7.2/2 = 3.6 \text{ m}$$

$$N^\circ \text{ nervios/banda central} = A_{bc}/inte = 3.6/0.8 = 4.5$$

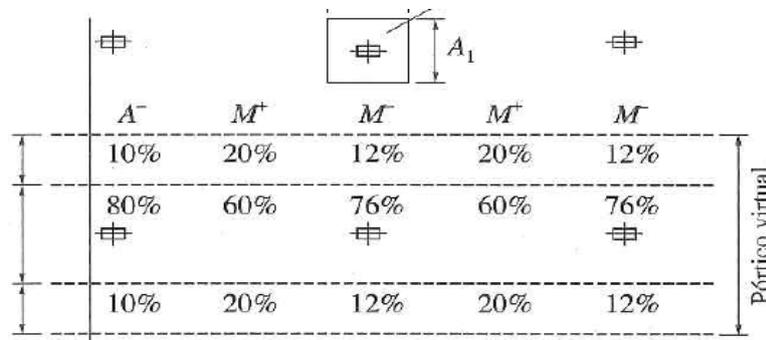


Figura 6.7. Reparto en banda de pilares y central.

Tabla 6.6. Valor de reparto de momentos flectores

Reparto en bandas de momentos flectores					Reparto en nervios de momentos flectores		
Elemento	Zona	Reparto	Momento (kN·m)	Valor (kN·m)		Relación	Valor (kN·m)
Apoyo 1 (Pilar medianero)	Banda central	0.2	-157.11	-31.42	÷	4.5	-6.98
	Banda de pilares	0.8	-157.11	-125.69		4.5	-27.93
Centro vano exterior	Banda central	0.4	273.33	108.93	÷	4.5	24.21
	Banda de pilares	0.6	273.33	163.40		4.5	36.31
Apoyo 2 (Pilar interior)	Banda central	0.24	-572.81	-137.47	÷	4.5	-30.55
	Banda de pilares	0.76	-572.81	-435.33		4.5	-96.74
Centro vano interior	Banda central	0.4	286.40	114.56	÷	4.5	25.46
	Banda de pilares	0.6	286.40	171.84		4.5	38.19

Para terminar y como modo de ejemplo, se va a obtener el área de armadura del reparto de este nervio.

$$A_s \cdot f_{yd} = \frac{M_d}{0.8 \cdot h} \rightarrow A_s = \frac{M_d}{0.8 \cdot h \cdot f_{yd}}$$

Sustituyendo:

$$A_s = \frac{96.74 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}}{0.8 \cdot (300 \text{ mm}) \cdot 400 \text{ N/mm}^2} = 1,008 \text{ mm}^2$$

6.4.4. Realizar los cálculos necesarios de la comprobación de ELU de punzonamiento de un ábaco de un pilar interior para determinar si es necesaria armadura de punzonamiento en dicho ábaco. Suponer una cuantía de armadura longitudinal de negativos que cruza el perímetro correspondiente a dicha comprobación de $\rho_x = \rho_y = 0.006$.

Comprobación bielas de compresión en el hormigón:

$$\frac{F_{sd,ef}}{u_o \cdot d} = \frac{\beta \cdot F_{sd}}{u_o \cdot d} \leq 0.30 \cdot f_{cd}$$

Donde:

$$\beta \cdot F_{sd} = 1.15 \cdot (g_d + q_d) \cdot A_{tribPilar} = 1.15 \cdot (9.71 + 4.50) \cdot 51.84 = 846.93 \text{ kN}$$

$$A_{tribPilar} = \left(\frac{L1 + L2}{2} \right)^2 = \left(\frac{6.4 + 8}{2} \right)^2 = 51.84 \text{ m}^2$$

$$u_o = 4 \cdot a = 4 \cdot 0.30 = 1.2 \text{ m}$$

$$d = 0.26 \text{ m}$$

Sustituyendo:

$$\frac{F_{sd,ef}}{u_o \cdot d} = 2.71 \text{ MPa} \leq 0.30 \cdot f_{cd} = 5 \text{ MPa} \quad \text{¡OK! Cumple}$$

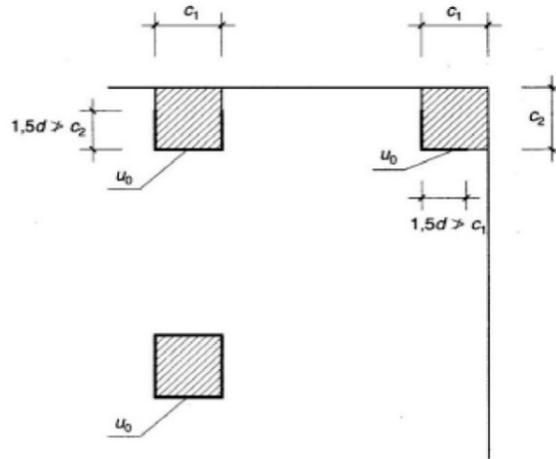


Figura 6.8. Valor de u_o en función a la posición del pilar

Comprobación a cortante:

$$\tau_{sd} = \frac{\beta \cdot F_{sd}}{u_1 \cdot d} \leq \frac{0.18}{\gamma_c} \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} = \tau_{rd}$$

Donde:

con un mínimo de $\tau_{rd,min} = \frac{0.075}{\gamma_c} \xi^{3/2} f_{ck}^{1/2}$

β , es un coeficiente que tiene en cuenta los efectos de la excentricidad (1.15 en soportes interiores. 1.40 en soportes de borde y 1.50 en soportes de esquina)

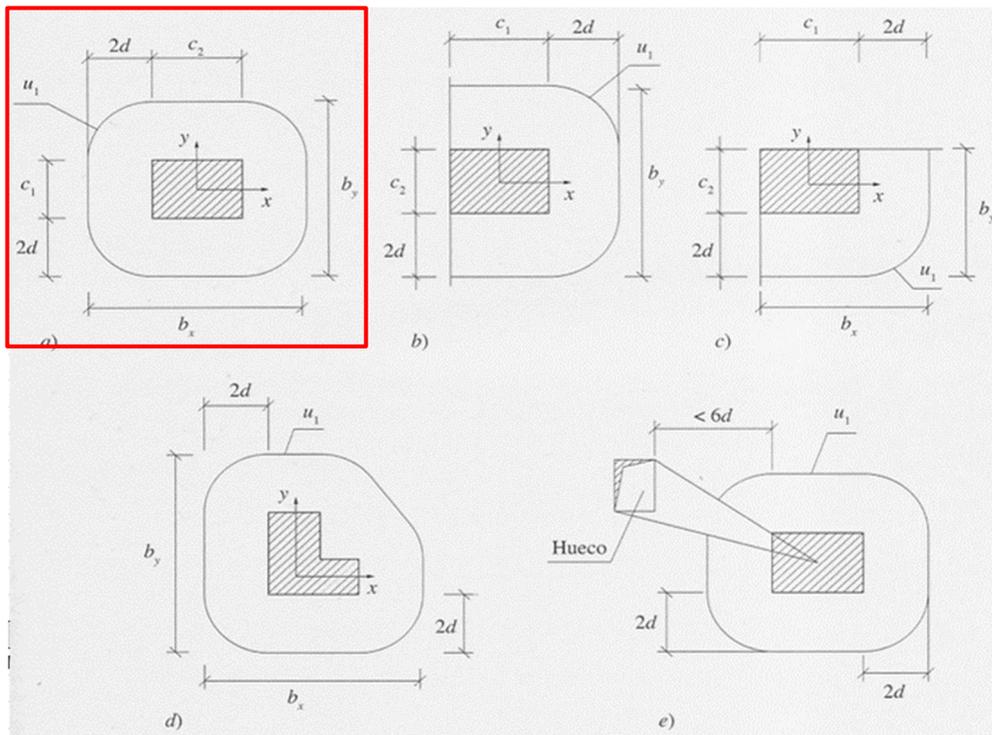
F_{sd} , es el esfuerzo de punzonamiento de cálculo, igual a la reacción del soporte

ρ_l , es la cuantía geométrica de armadura longitudinal traccionada (de negativos) que cruza un perímetro del soporte más 3d a cada lado. Es igual a $\rho_l = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} \leq 0.02$

d , es el canto útil

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}, \text{ con } d \text{ en mm}$$

u_1 , perímetro de incidencia (ver Figura 6.9)

Figura 6.9. Parámetros de u_1

Por lo tanto, estos parámetros valen:

$$\beta \cdot F_{sd} = F_{sd,ef} = 846.93 \text{ kN}$$

$$\rho_l = 0.006$$

$$\xi = 1.88$$

$$u_1 = 4 \cdot a + 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot d = 4.467 \text{ m}$$

Sustituyendo en la ecuación original, tenemos:

$$\tau_{sd} = \frac{846.93}{4.467 \cdot 0.26} = 729.2 \text{ kN/m}^2 = 0.729 \text{ MPa}$$

$$\tau_{rd} = \frac{0.18}{1.5} \cdot 1.88 \cdot (100 \cdot 0.006 \cdot 25)^{1/3} = 0.556 \text{ MPa}$$

$$\tau_{rd,\min} = \frac{0.075}{1.5} \cdot (1.88)^{3/2} \cdot (25)^{1/2} = 0.644 \text{ MPa}$$

Escoger el mayor

Haciendo la comparación, se tiene:

$$\tau_{sd} = 0.73 \text{ MPa} \leq \tau_{rd} = 0.64 \text{ MPa} \quad \text{NO cumple}$$

Se necesita armadura de punzamiento

6.4.5. En caso de ser necesaria armadura de punzonamiento, según los resultados obtenidos en el apartado anterior (6.4.4), determinar las dimensiones del pilar para que no sea necesaria esta armadura. En caso de no ser necesaria la armadura de punzonamiento, según los resultados obtenidos en el apartado anterior (6.4.4), ¿qué dimensiones tendría que tener el pilar para que fuera necesaria esta armadura?

Como τ_{sd} no cumplió al ser menor que τ_{rd} , hay que igualarla para conocer el perímetro de incidencia mostrado en la Figura 6.9.

$$\tau_{sd} = \frac{\beta \cdot F_{sd}}{u_1 \cdot d} = \tau_{rd} = 0.644 \text{ MPa}$$

Las variables $\beta \cdot F_{sd}$ y d son conocida, por lo que, hay que despejar a u_1 para luego conocer el valor de la sección del pilar (a).

$$u_1 = \frac{\beta \cdot F_{sd}}{\tau_{rd} \cdot d} = \frac{846.93 \text{ kN}}{644 \text{ kN/m}^2 \cdot 0.26 \text{ m}} = 5.06 \text{ m}$$

Como ya conocemos el valor de u_1 y también sabemos que $u_1 = 4 \cdot a + 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot d$, lo que queda es despejar la incógnita " a " de la ecuación, teniendo así:

$$a = \frac{u_1 - 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot d}{4} = \frac{5.06 - 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot (0.26)}{4} = 0.448 \text{ m} \approx \mathbf{0.45 \text{ m}}$$

Índice

Práctica 1. Diseño de un encepado para una pantalla de rigidización con Cype	83
7.1. PLANTEAMIENTO	83
7.2. PARÁMETROS.....	84
7.3. DETERMINAR	85
7.4. RESOLUCIÓN	85
7.4.1. Armado del encepado empleando el programa Cype-Elementos de cimentación	85

Práctica 1

Diseño de un encepado para una pantalla de rigidización con Cype

7.1. PLANTEAMIENTO

Se pretende cimentar una pantalla de un edificio en Lorca mediante un encepado rígido y 6 pilotes de 0.85 m de diámetro (Figura 7.1). Los pilotes se construirán in situ mediante perforación en seco sin entibación provisional.

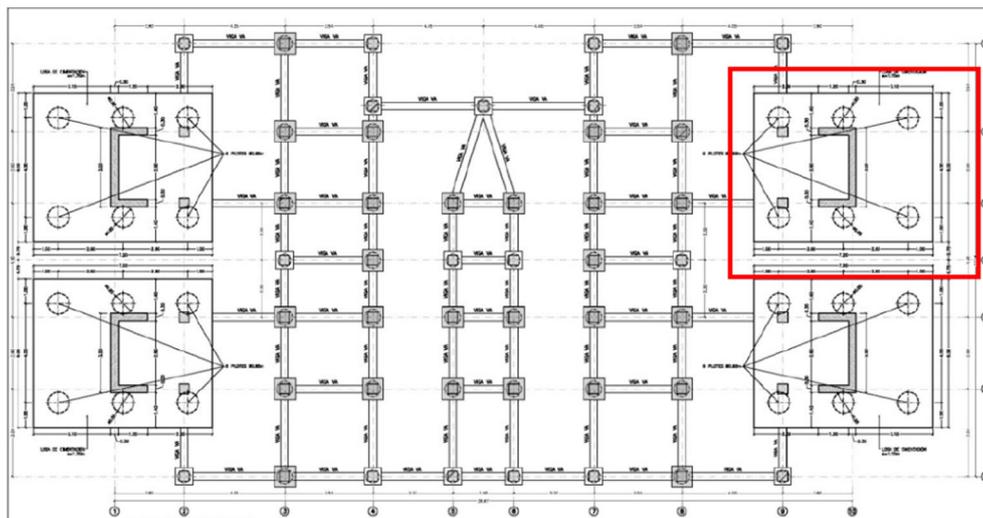


Figura 7.1. Plano de cimentación del edificio en Lorca. En rojo, el encepado a diseñar. Fuente: FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. [2].

En la cimentación de la pantalla, la separación en planta de los ejes de los pilotes es la siguiente: $S_x = 2.60$ m y $S_y = 4.00$ m. El encepado tiene unas dimensiones en planta de 7.20 m x 6.00 m, como se muestra en la Figura 7.2, donde el espesor es de 1.70 m. El hormigón de los pilotes es HA-25/B/20/IIa y el acero de armado corresponde a un B-500 SD.

7.3. DETERMINAR

- Armado del encepado empleando el programa Cype-Elementos de cimentación.

7.4. RESOLUCIÓN

7.4.1. Armado del encepado empleando el programa Cype-Elementos de cimentación

Podemos encontrar más información sobre este módulo de Cype en la ayuda del programa y en la referencia [9].

Una vez que se ha creado un nuevo proyecto, vamos a **Datos generales > Materiales**. Rellenamos la ventana emergente, *Materiales*, como se indica a continuación.

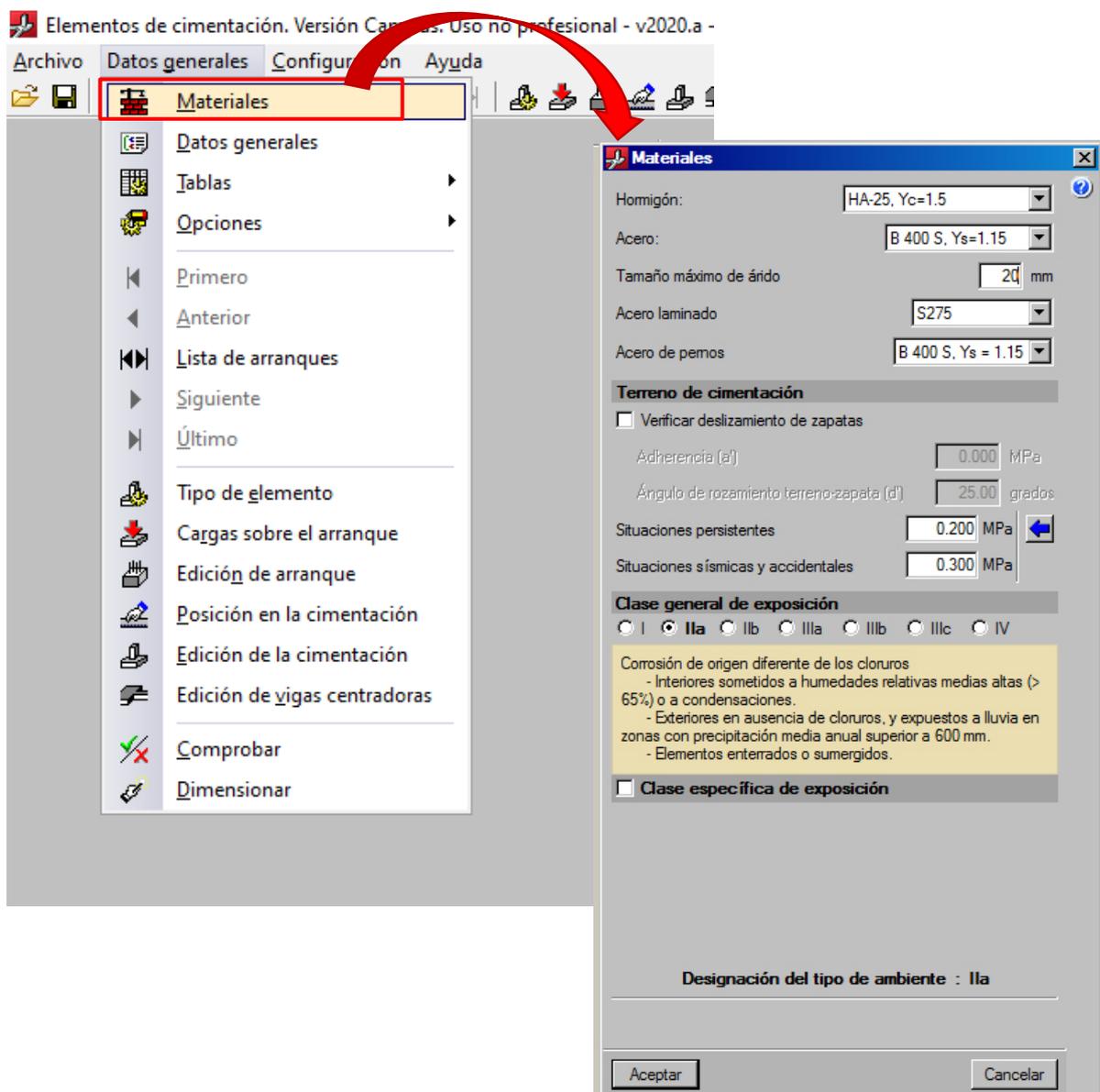


Figura 7.3. Pasos para seleccionar los materiales

Para configurar recubrimientos, categorías de uso, acciones, entre otros: **Datos generales > Datos generales**. Rellenamos como sigue:

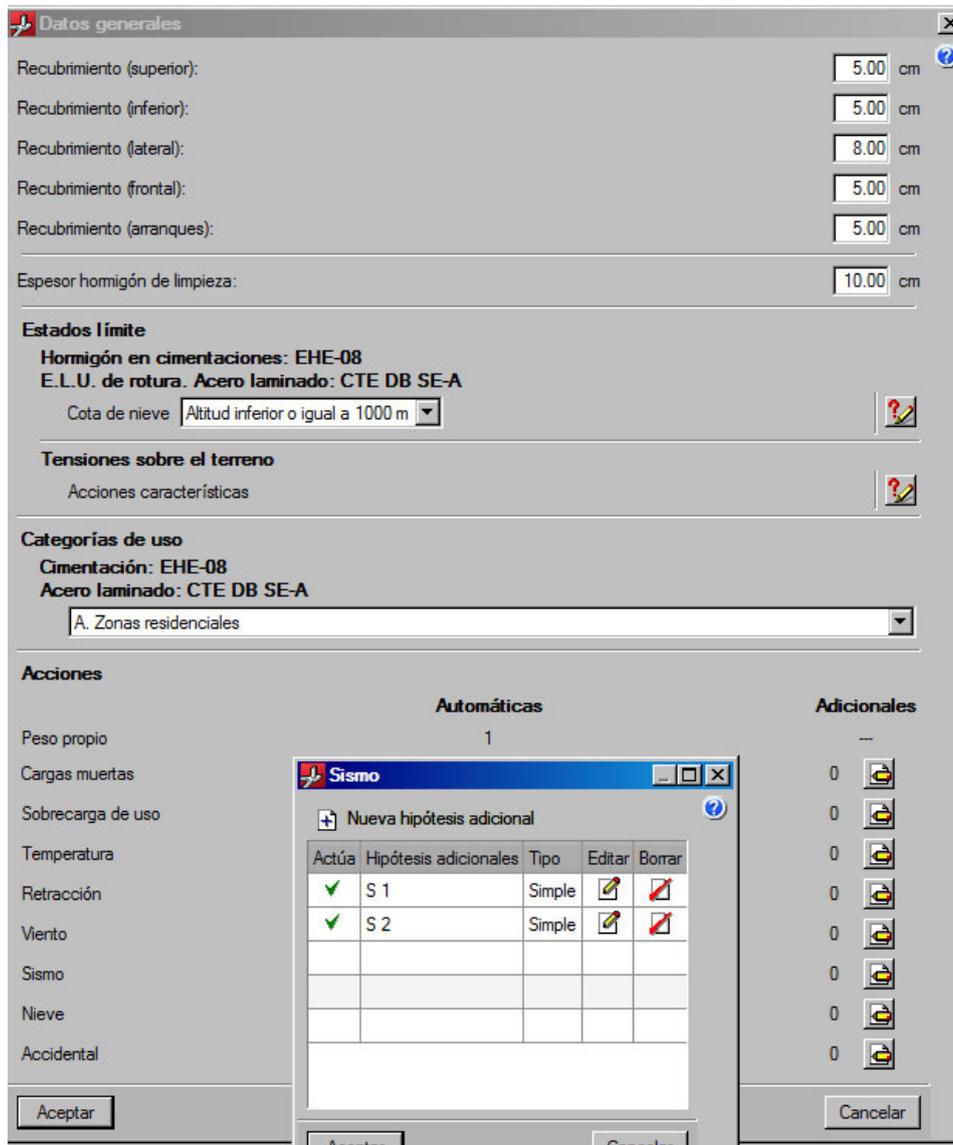


Figura 7.4. Ventana Datos generales

En *Lista de arranques* (**Datos generales > Lista de arranques**) creamos un tipo de elemento con el ícono “+” y le asignamos el nombre P-1. Seleccionamos *Pilar rectangular de hormigón* y el tipo de encepado mostrado en la Figura 6.10.

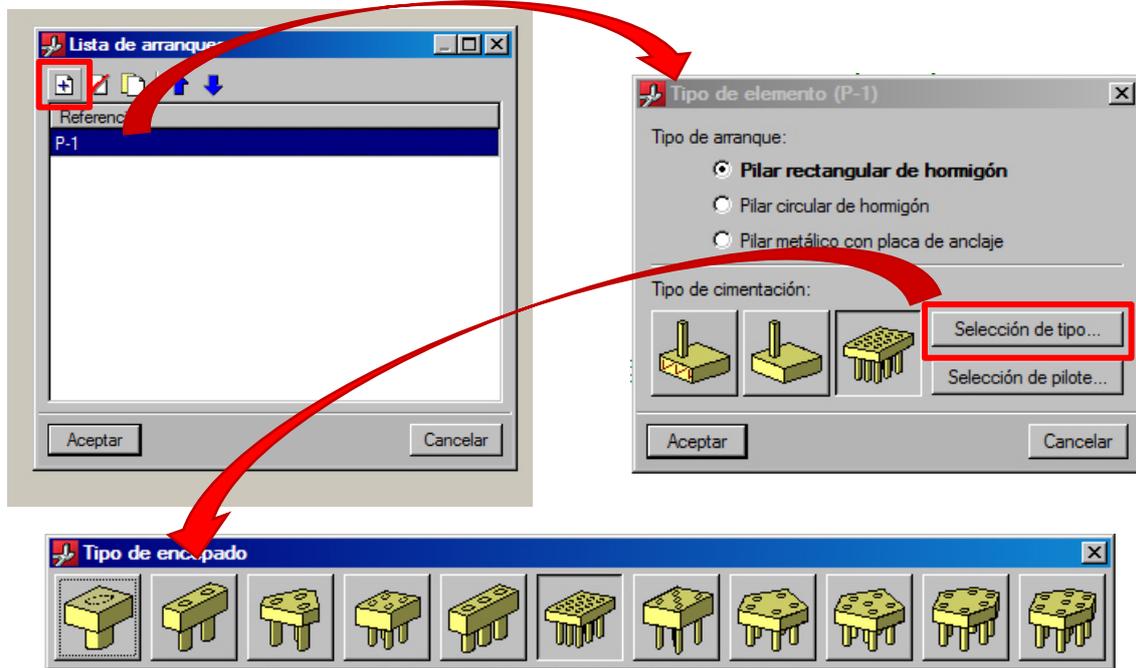


Figura 6.10. Pasos para seleccionar el tipo de encepado

En la ventana *Tipo de elemento (P-1)*, vamos a *Selección de pilote*. Rellenamos como se muestra a continuación.

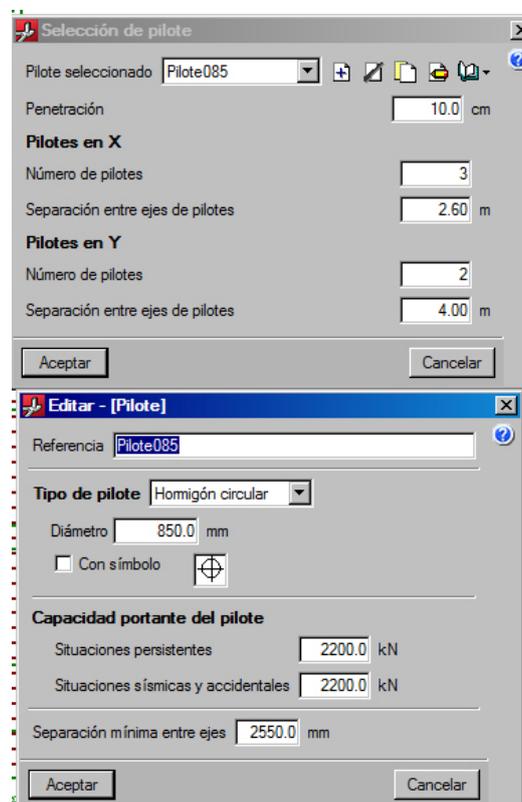


Figura 7.5. Ventanas Selección de pilote y Editar pilote

- Dimensiones de la pantalla:

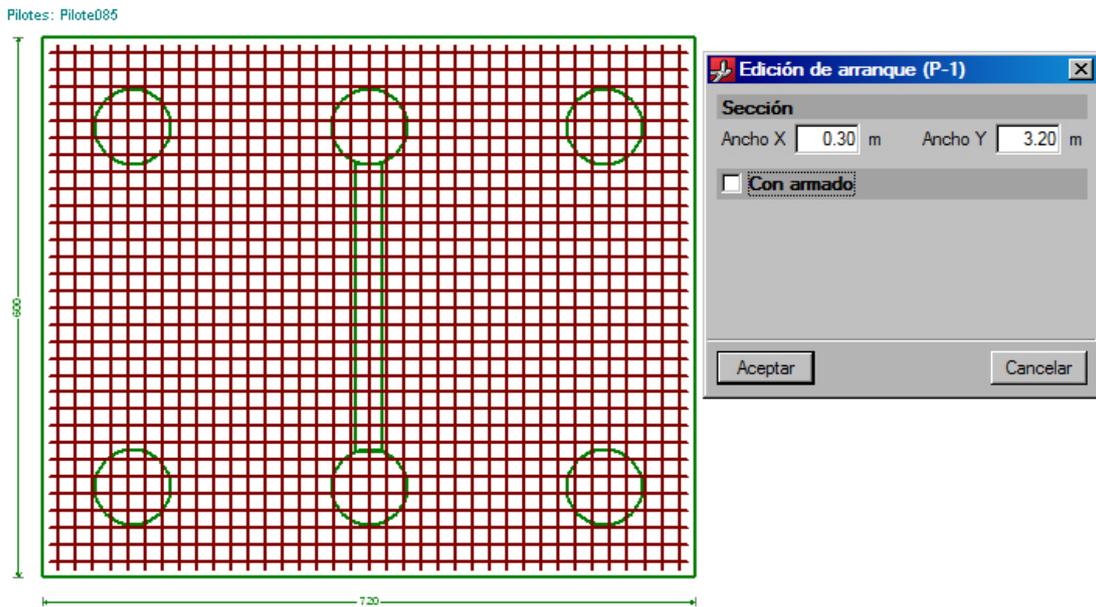


Figura 7.6. Dimensiones de la pantalla

- Introducción de cargas en la base de la pantalla:

The image shows a software interface for entering loads. A table titled 'Cargas sobre el arranque (P-1)' is displayed with the following data:

Hipótesis	N - kN	Mx - kN·m	My - kN·m	Qx - kN	Qy - kN	T - kN·m
Peso propio	1244.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
S 1	0.00	2307.00	6489.00	139.50	706.00	0.00
S 2	0.00	4138.50	1946.70	436.00	211.00	0.00

Buttons for 'Aceptar' and 'Cancelar' are at the bottom of the window.

Figura 7.7. Cargas sobre el arranque

Se arma editando el encepado y se comprueba. En este caso no se puede dimensionar porque al ser los momentos tan grandes y el axil pequeño en la base de la pantalla habrá bielas en el modelo que estén trabajando a tracción, y esto Cype no lo arma. Tendremos que armar esos tirantes no habituales con la armadura de la cara superior del encepado.

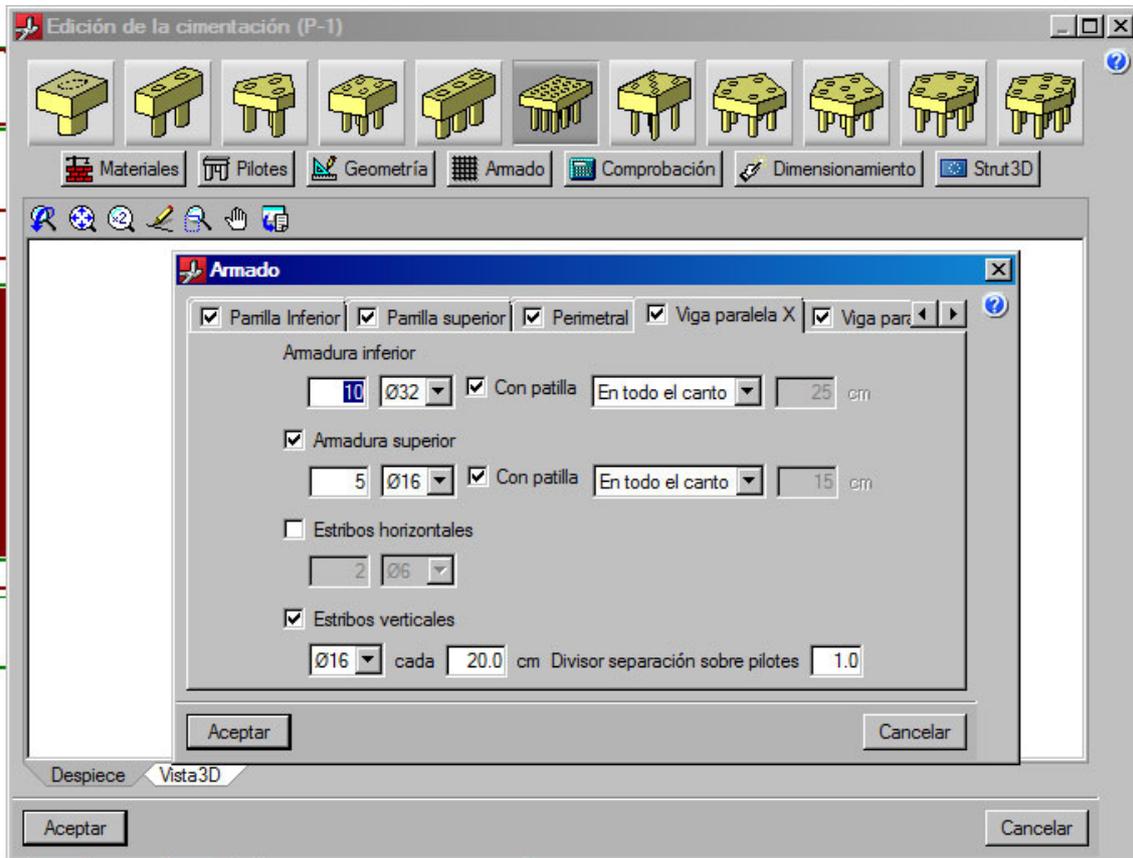


Figura 7.8. Tipo de armado del encepado

A continuación, se adjuntan las comprobaciones estructurales realizadas por Cype. Hay bielas que no cumplen por demasiada compresión y bielas que no cumplen por estar trabajando a tracción.

Bielas que estén trabajando a tracción es una contradicción del modelo.

La aplicación *Cype Elementos de Cimentación* no está preparada para crear modelos de bielas y tirantes para el encepado cuando hay pilotes trabajando a tracción.

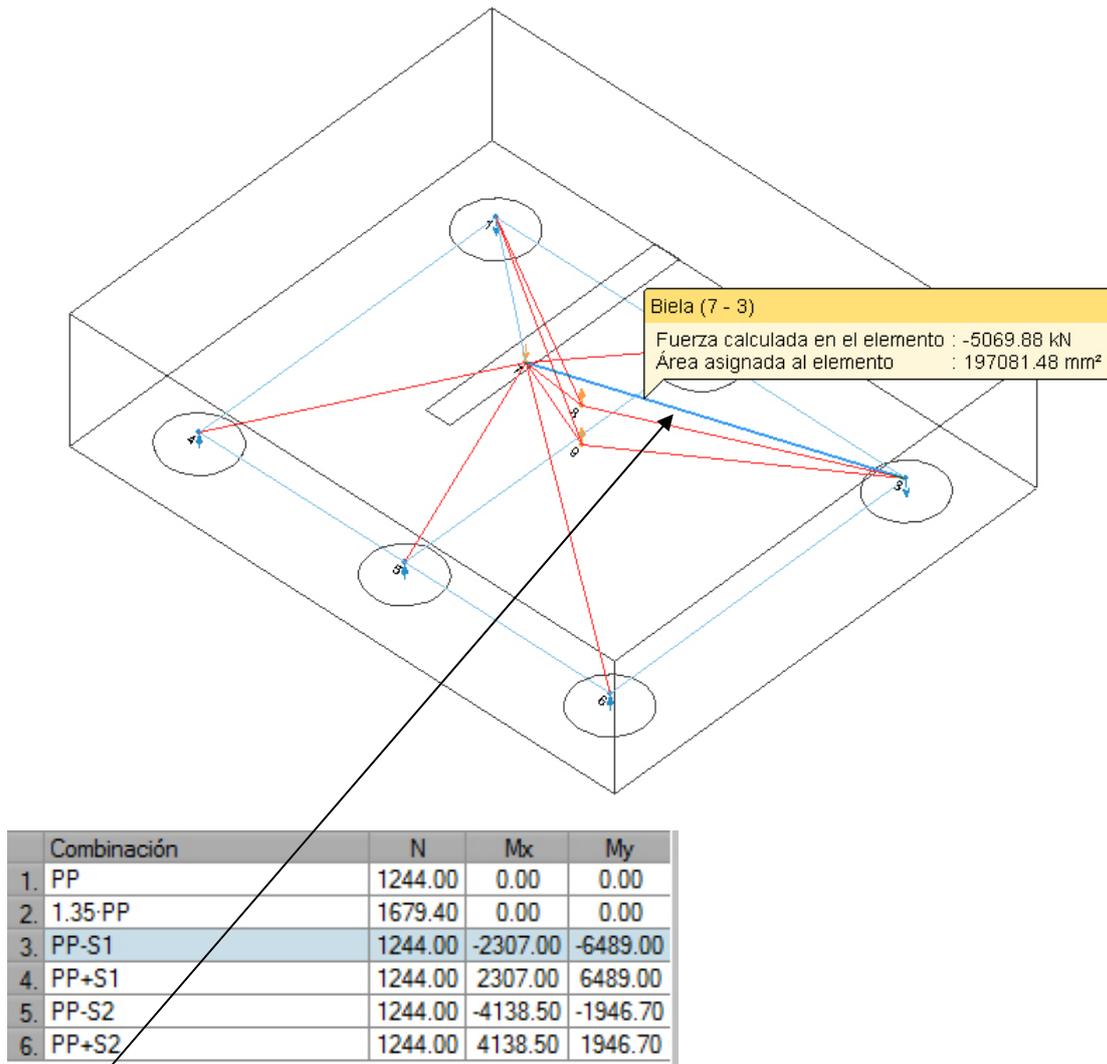


Figura 7.9. Selección de la biela (7-3)

Esto lo solucionamos con armadura en estas bielas. Aunque Cype no lo comprueba. Esta armadura es la de la cara superior dentro y fuera de las vigas en X y en Y.

A continuación, el armado introducido y las comprobaciones de Cype.

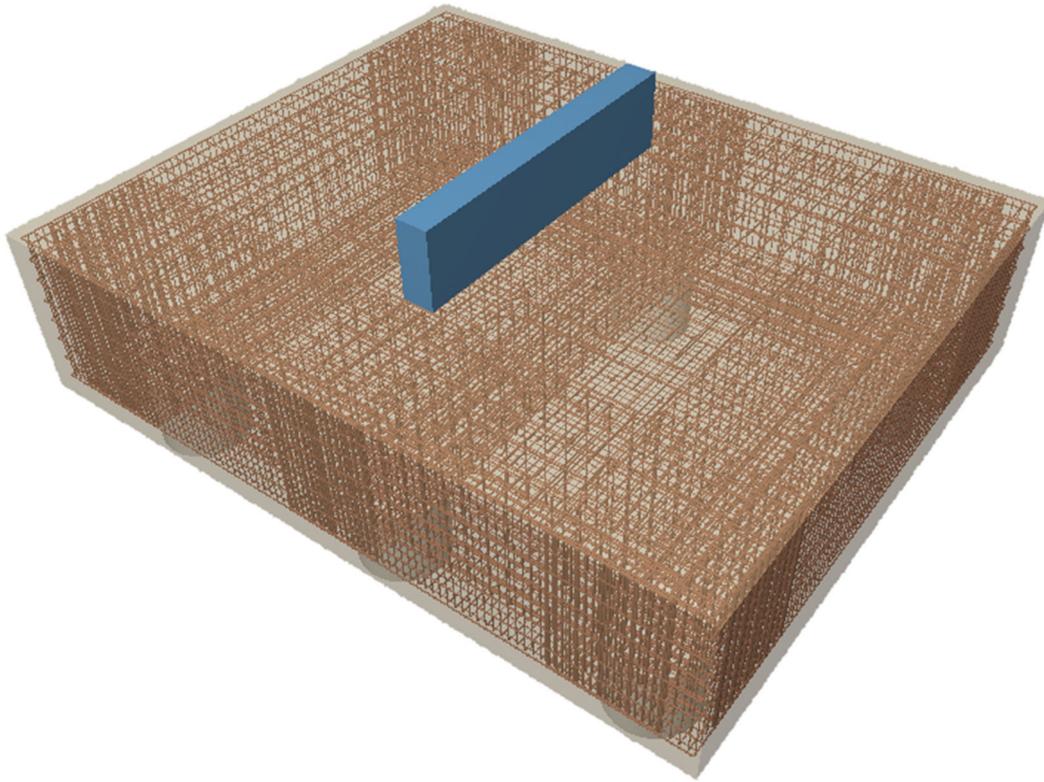


Figura 7.10. Armado completo del encepado en 3D

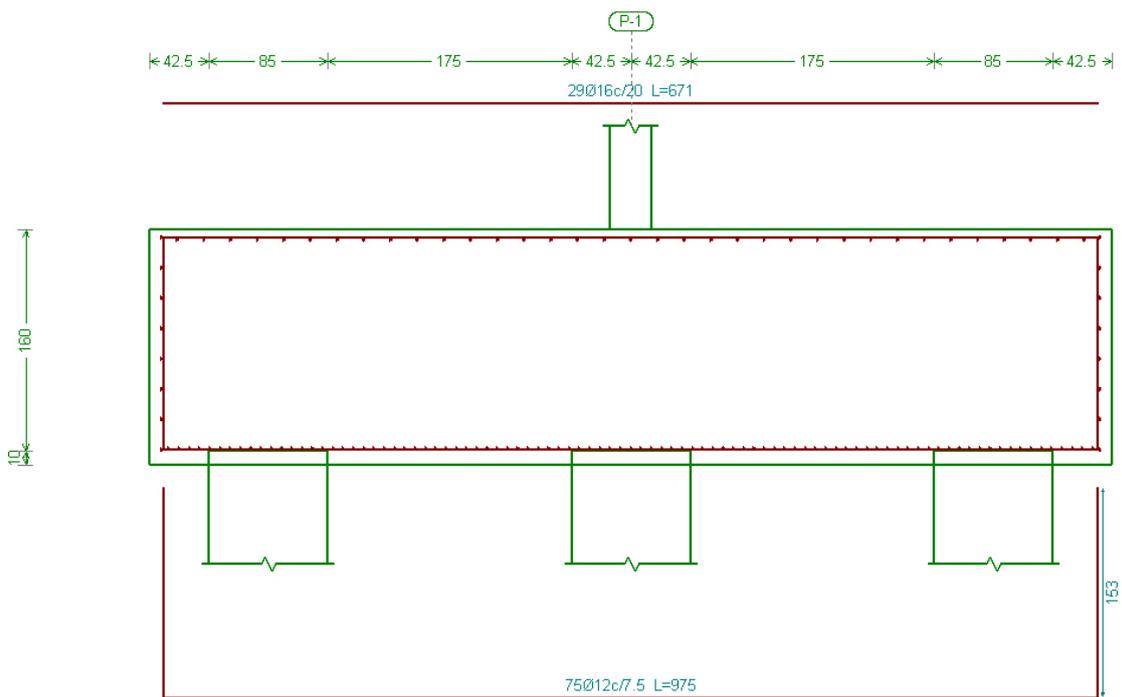


Figura 7.11. Sección transversal del armado del encepado en dirección X con Cypecad

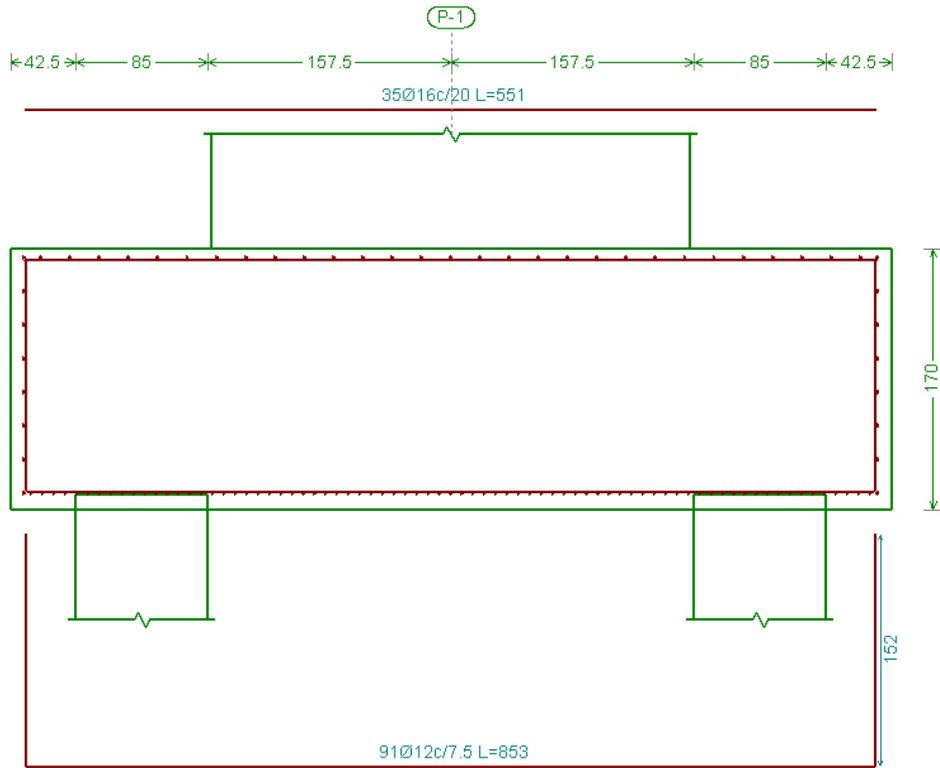


Figura 7.12. Sección transversal del armado del encepado en dirección Y con Cypecad

Viga paralela X

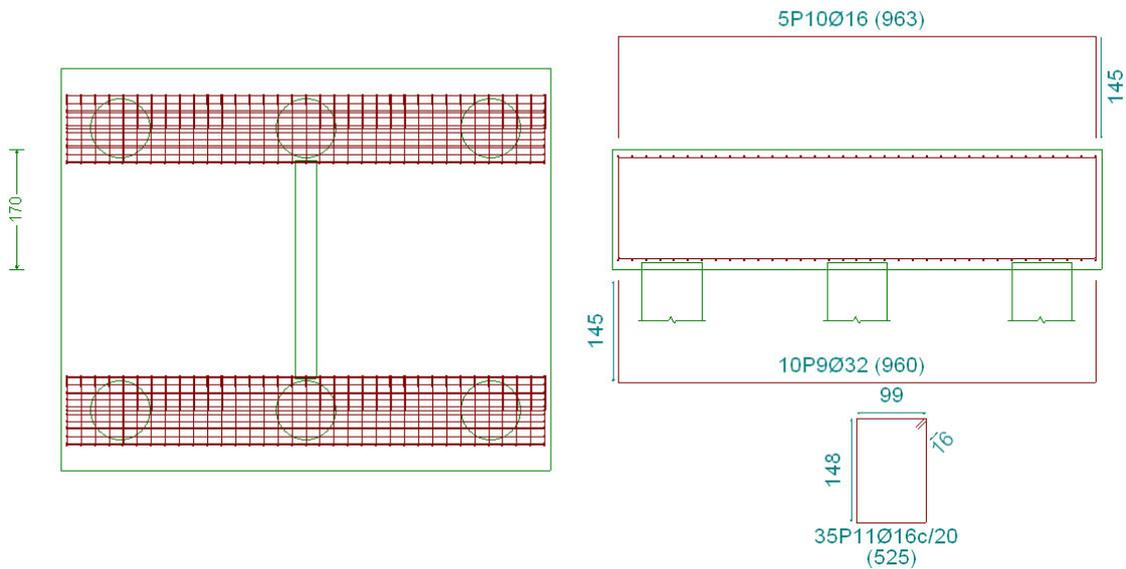


Figura 7.13. Vista en planta y despiece del armado del encepado en dirección X con Cypecad

Viga paralela Y

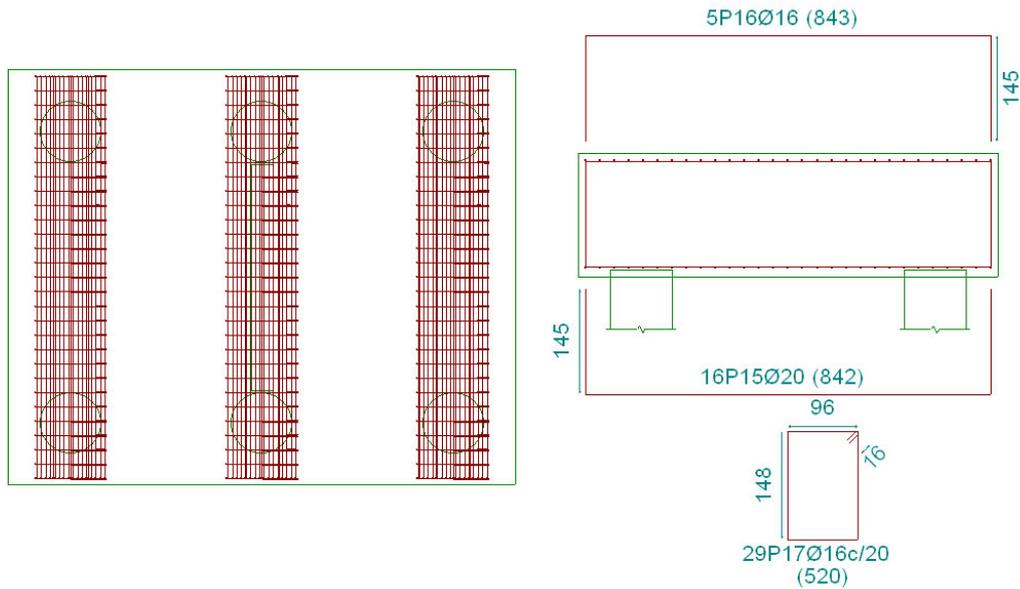


Figura 7.14. Vista en planta y despiece del armado del encepado en dirección Y con Cypecad

Tabla 7.2. Comprobaciones de Cypecad

1.- CANTO MÍNIMO DEL ENCEPADO

El canto total mínimo en el borde de los elementos de cimentación de hormigón armado no será inferior a 25 cm si se apoyan sobre el terreno, ni a 40 cm si se trata de encepados sobre pilotes. Además, en este último caso el espesor no será, en ningún punto, inferior al diámetro del pilote (EHE-08, 58.8.1).

$$h \geq h_{\min} \quad \mathbf{1700.0 \text{ mm} \geq 850.0 \text{ mm} \checkmark}$$

Donde:

h: Canto total. **h :** 1700.0 mm

h_{min}: Canto total mínimo. Se calcula como el mayor de los siguientes valores: **h_{min} :** 850.0 mm

$h_{\min,1} = 40 \text{ cm}$ **h_{min,1} :** 400.0 mm

$h_{\min,2} = a$ **h_{min,2} :** 850.0 mm

Siendo:

a: Mayor dimensión de la sección del pilote. **a :** 850.0 mm

2.- DISTANCIA MÁXIMA ENTRE EL PILOTE Y EL ARRANQUE

Dentro del grupo de cimentaciones rígidas se encuentran los encepados cuyo vuelo 'v' en la dirección principal de mayor vuelo es menor que '2·h' (EHE-08, 58.2.1).

$$v_{\max} \leq 2 \cdot h \quad \mathbf{2450.0 \text{ mm} \leq 3400.0 \text{ mm} \checkmark}$$

Donde:

h: Canto total. **h :** 1700.0 mm

v_{max}: Mayor distancia entre el perímetro del pilar y el eje del pilote. **v_{max} :** 2450.0 mm

3.- VUELO LIBRE MÍNIMO DEL ENCEPADO

La distancia existente entre cualquier punto del perímetro del pilote y el contorno exterior de la base del encepado no será inferior a 25 cm (EHE-08, 58.8.1).

$$v \geq v_{\min}$$

$$425.0 \text{ mm} \geq 250.0 \text{ mm} \checkmark$$

Donde:

v: Distancia existente entre el perímetro del pilote y el contorno exterior de la base del encepado.

$$v : \underline{425.0} \text{ mm}$$

v_{min}: Distancia mínima entre el perímetro del pilote y el contorno exterior de la base del encepado.

$$v_{\min} : \underline{250.0} \text{ mm}$$

4.- DIMENSIONES MÍNIMAS DE LOS PILOTES

Los pilotes ejecutados en obra deberán tener su dimensión mínima mayor o igual a 25 cm (EHE-08, 58.6).

$$a \geq a_{\min}$$

$$850.0 \text{ mm} \geq 250.0 \text{ mm} \checkmark$$

Donde:

a: Dimensión del pilote.

$$a : \underline{850.0} \text{ mm}$$

a_{min}: Dimensión mínima del pilote.

$$a_{\min} : \underline{250.0} \text{ mm}$$

5.- DIÁMETRO MÍNIMO DE LA ARMADURA LONGITUDINAL

Se recomienda que el diámetro de las armaduras a disponer en un elemento de cimentación no sea inferior a 12 mm (EHE-08, 58.8.2).

$$\varnothing \geq \varnothing_{\min}$$

$$12.0 \text{ mm} \geq 12.0 \text{ mm} \checkmark$$

El resultado pésimo se produce para las barras del siguiente grupo: Parrilla inferior - Barras paralelas X.

Donde:

∅: Diámetro de la barra.

$$\varnothing : \underline{12.0} \text{ mm}$$

∅_{min}: Diámetro mínimo de la barra.

$$\varnothing_{\min} : \underline{12.0} \text{ mm}$$

6.- DISTANCIA LIBRE MÍNIMA ENTRE BARRAS PARALELAS

La distancia libre, horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a a_{min} (EHE-08, 69.4.1.1):

$$a \geq a_{\min}$$

$$41.7 \text{ mm} \geq 25.0 \text{ mm} \checkmark$$

El resultado pésimo se produce para las barras del siguiente grupo: Viga paralela Y - Armadura inferior.

Donde:

a: Distancia libre.

$$a : \underline{41.7} \text{ mm}$$

a_{min}: Distancia mínima libre, obtenida como el mayor de los siguientes valores:

$$a_{\min} : \underline{25.0} \text{ mm}$$

$$a_1 = 20 \text{ mm}$$

$$a_1 : \underline{20.0} \text{ mm}$$

$$a_2 = 1.25 \cdot d_a$$

$$a_2 : \underline{25.0} \text{ mm}$$

$$a_3 = \emptyset$$

$$a_3 : \underline{20.0} \text{ mm}$$

Siendo:

\emptyset : Diámetro de la barra.

$$\emptyset : \underline{20.0} \text{ mm}$$

d_a : Tamaño máximo del árido.

$$d_a : \underline{20.0} \text{ mm}$$

7.- DISTANCIA MÁXIMA ENTRE CENTROS DE BARRAS PARALELAS

La armadura dispuesta en las caras superior, inferior y laterales no distará más de 30 cm (EHE-08, 58.8.2).

$$s \leq s_{\max}$$

$$238.5 \text{ mm} \leq 300.0 \text{ mm} \checkmark$$

El resultado pésimo se produce para las barras del siguiente grupo: Viga paralela X - Armadura superior.

Donde:

s : Espaciamiento.

$$s : \underline{238.5} \text{ mm}$$

s_{\max} : Espaciamiento máximo.

$$s_{\max} : \underline{300.0} \text{ mm}$$

8.- CUANTÍA GEOMÉTRICA MÍNIMA

La cuantía de la armadura longitudinal, referida al área de la sección de hormigón perpendicular a su sección, será, como mínimo, del 0.0020 para aceros con $f_y = 400.00 \text{ N/mm}^2$. Para encepados únicamente provistos de armadura inferior, se adoptará la mitad de estos valores en cada dirección dispuestos en la cara inferior (EHE-08, 42.3.5).

$$\rho \geq \rho_{\min}$$

$$0.0033 \geq 0.0020 \checkmark$$

El resultado pésimo se produce para la siguiente sección transversal: Sección X-X.

Donde:

ρ : Cuantía geométrica.

$$\rho : \underline{0.0033}$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_c}$$

Siendo:

A_s : Área de la sección de la armadura.

$$A_s : \underline{38327.6} \text{ mm}^2$$

A_c : Área de la sección del hormigón.

$$A_c : \underline{11730000.0} \text{ mm}^2$$

ρ_{\min} : Cuantía geométrica mínima.

$$\rho_{\min} : \underline{0.0020}$$

9.- ARMADURA SECUNDARIA VERTICAL

Para resistir las tracciones debidas a la dispersión del campo de compresiones se dispondrá una armadura secundaria vertical que tendrá una capacidad mecánica total no inferior al valor $N_d/1.5 \cdot n$ con $n \geq 3$ (EHE-08, 58.4.1.2.2.2).

$$A_s \cdot f_{yd} \geq \frac{N_d}{1.5 \cdot n}$$

$$2587.61 \text{ kN} \geq 186.60 \text{ kN} \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 1.35·PP.

Donde:

A_s: Área total de la armadura transversal repartida sobre la zona de dispersión del campo de compresiones.

$$A_s : \underline{7439.3} \text{ mm}^2$$

Se considerará como resistencia de cálculo del acero f_{yd} el valor (EHE-08, 38.3):

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \leq 400 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} : \underline{347.83} \text{ N/mm}^2$$

f_{yk}: Límite elástico característico

$$f_{yk} : \underline{400.00} \text{ N/mm}^2$$

γ_s: Coeficiente parcial de seguridad definido en el Artículo 15°

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$

N_d: Axil de cálculo del soporte.

$$N_d : \underline{1679.40} \text{ kN}$$

n: Número de pilotes.

$$n : \underline{6}$$

10.- RECUBRIMIENTOS

La instrucción establece unos recubrimientos mínimos de hormigón en función de la resistencia del mismo y de la clase de exposición (EHE-08, 37.2.4).

$$c \geq r_{nom}$$

$$80.0 \text{ mm} \geq 80.0 \text{ mm} \checkmark$$

Donde:

c: Recubrimiento.

$$c : \underline{80.0} \text{ mm}$$

r_{nom}: Recubrimiento nominal.

$$r_{nom} : \underline{80.0} \text{ mm}$$

$$r_{nom} = r_{min} + \Delta r$$

Siendo:

r_{min}: Recubrimiento mínimo.

$$r_{min} : \underline{70.0} \text{ mm}$$

Δr: Margen de recubrimiento del hormigón, en función del nivel de control de ejecución.

$$\Delta r : \underline{10.0} \text{ mm}$$

Para cualquier clase de armaduras pasivas (incluso estribos) o armaduras activas pretesas, el recubrimiento no será, en ningún punto, inferior a los valores mínimos recogidos en las tablas 37.2.4.1.a, 37.2.4.1.b y 37.2.4.1.c ($r_{min,1}$).

Cuando se trate de superficies límites de hormigonado que en situación definitiva queden embebidas en la masa del hormigón, el recubrimiento no será menor que el diámetro de la barra o diámetro equivalente cuando se trate de grupo de barras ($r_{min,2}$), ni que 0,8 veces el tamaño máximo del árido ($r_{min,3}$).

En piezas hormigonadas contra el terreno, el recubrimiento mínimo será 70 mm ($r_{min,4}$), salvo que se haya preparado el terreno y dispuesto un hormigón de limpieza.

Siendo:

Clase de exposición: IIa

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ N/mm}^2$$

t_g: Vida útil de proyecto, en años.

$$t_g : \underline{50 \text{ años}}$$

d_a: Tamaño máximo del árido.

$$d_a : \underline{20.0} \text{ mm}$$

Cara	r _{min,1} (mm)	r _{min,2} (mm)	r _{min,3} (mm)	r _{min,4} (mm)	r _{min} (mm)	Δr (mm)	r _{nom} (mm)	c (mm)	Cumple
Superior	15.0	16.0	16.0	-	16.0	10.0	26.0	50.0	✓
Inferior	15.0	32.0	16.0	-	32.0	10.0	42.0	128.0	✓

Cara	r _{min,1} (mm)	r _{min,2} (mm)	r _{min,3} (mm)	r _{min,4} (mm)	r _{min} (mm)	Δr (mm)	r _{nom} (mm)	c (mm)	Cumple
Lateral	15.0	16.0	16.0	70.0	70.0	10.0	80.0	80.0	✓

11.- CAPACIDAD MECÁNICA DE LA PARRILLA INFERIOR

Se dispondrá una armadura secundaria en retícula cuya capacidad mecánica en cada sentido no será inferior a 1/4 la capacidad mecánica de la armadura principal inferior (EHE-08, 58.4.1.2.2.1).

$$A_{s,2,inf} \cdot f_{yd} \geq 0.25 \cdot A_{s,1,inf} \cdot f_{yd} \quad \mathbf{1652.23 \text{ kN} \geq 1398.71 \text{ kN} \checkmark}$$

Donde:

A_{s,1,inf}: Área de la sección de la armadura principal, situada en la cara inferior. **A_{s,1,inf}** : 16085.0 mm²

A_{s,2,inf}: Área de la sección de la armadura secundaria, situada en la cara inferior. **A_{s,2,inf}** : 4750.1 mm²

Se considerará como resistencia de cálculo del acero f_{yd} el valor (EHE-08, 38.3):

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \leq 400 \text{ MPa} \quad \mathbf{f_{yd} : \underline{347.83} \text{ N/mm}^2}$$

f_{yk}: Límite elástico característico **f_{yk}** : 400.00 N/mm²

γ_s: Coeficiente parcial de seguridad definido en el Artículo 15° **γ_s** : 1.15

Sección	A _{s,1,inf} (mm ²)	A _{s,2,inf} (mm ²)	Cumple
Sección Y-Y	16085.0	4750.1	✓
Sección X-X	15079.7	6559.6	✓

12.- LONGITUD DE ANCLAJE

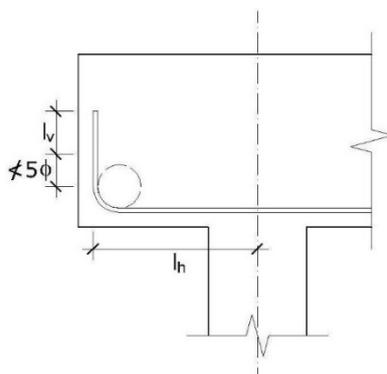
Para barras con patilla se debe cumplir (EHE-08, 69.5):

$$l_{disp} \geq l_{b,neto} \quad \mathbf{1738.4 \text{ mm} \geq 1079.9 \text{ mm} \checkmark}$$

Donde:

l_{disp}: Longitud de anclaje disponible. **l_{disp}** : 1738.4 mm

$$l_{disp} = l_h + 0.7 \cdot l_v$$



$l_{b,net}$: Longitud neta de anclaje.

$l_{b,net}$: 1079.9 mm

$$l_{b,net} = l_b \beta \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} + 10\varnothing$$

Siendo:

l_{bI} : Longitud básica de anclaje (Para barras en posición I)

l_{bI} : 1228.8 mm

$$l_{bI} = m\varnothing^2 \left\{ \frac{f_{yk}}{20} \right.$$

Donde:

\varnothing : Diámetro de la barra.

\varnothing : 32.0 mm

m : Coeficiente numérico, con los valores indicados en la tabla 69.5.1.2.a en función del tipo de acero, obtenido a partir de los resultados experimentales realizados con motivo del ensayo de adherencia de las barras.

m : 1.2

f_{yk} : Límite elástico garantizado del acero.

f_{yk} : 400.00 N/mm²

β : Factor de reducción definido en la tabla 69.5.1.2.b.

β : 0.7

σ_{sd} : Tensión de trabajo de la armadura que se desea anclar, en la hipótesis de carga más desfavorable, en la sección desde la que se determinará la longitud de anclaje.

σ_{sd} : 353.36 N/mm²

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

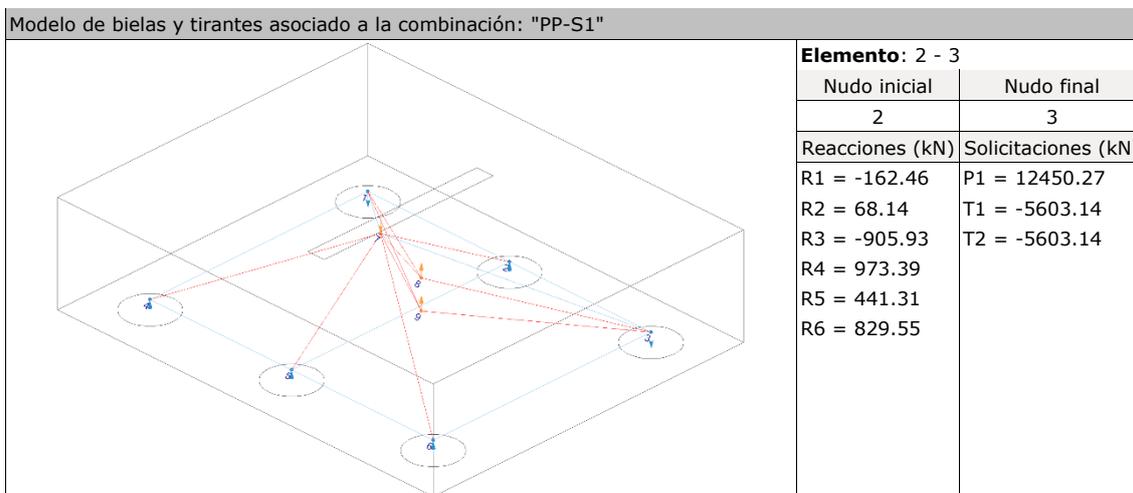
f_{yd} : 400.00 N/mm²

La longitud neta de anclaje definida en 69.5.1.2 y 69.5.1.4 no podrá adoptar valores inferiores al mayor de los tres siguientes:

- 10 \varnothing ;
- 150 mm;
- La tercera parte de la longitud básica de anclaje para barras traccionadas y los tercios de dicha longitud para barras comprimidas.;

Elemento	m	\varnothing (mm)	f_{yk} (N/mm ²)	l_b (mm)	β	σ_{sd} (N/mm ²)	f_{yd} (N/mm ²)	$l_{b,net}$ (mm)	l_{disp} (mm)	η	Cumple
1 - 4	1.2	20.0	400.00	480.0	0.7	269.53	400.00	426.4	1780.4	0.24	✓
1 - 2	1.2	32.0	400.00	1228.8	0.7	348.99	400.00	1070.5	1738.4	0.62	✓
2 - 5	1.2	20.0	400.00	480.0	0.7	69.66	400.00	258.5	1780.4	0.15	✓
2 - 3	1.2	32.0	400.00	1228.8	0.7	353.36	400.00	1079.9	1738.4	0.62	✓
3 - 6	1.2	20.0	400.00	480.0	0.7	250.17	400.00	410.1	1780.4	0.23	✓
4 - 5	1.2	32.0	400.00	1228.8	0.7	225.91	400.00	805.8	1738.4	0.46	✓
5 - 6	1.2	32.0	400.00	1228.8	0.7	216.90	400.00	786.4	1738.4	0.45	✓

13.- AGOTAMIENTO DEL TIRANTE



La tensión calculada en el tirante no ha de superar su capacidad resistente de cálculo (EHE-08, 40.2).

$$\sigma_{sd} \leq f_{yd}$$

$$353.36 \text{ N/mm}^2 \leq 400.00 \text{ N/mm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

σ_{sd} : Tensión calculada en el tirante

$$\sigma_{sd} : 353.36 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{sd} = \frac{F_s}{A_s}$$

Siendo:

F_s : Fuerza calculada en el elemento

$$F_s : 2841.86 \text{ kN}$$

A_s : Área asignada al elemento

$$A_s : 8042.50 \text{ mm}^2$$

Se considerará como resistencia de cálculo del acero f_{yd} el valor (EHE-08, 38.3):

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \leq 400 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} : 400.00 \text{ N/mm}^2$$

f_{yk} : Límite elástico característico

$$f_{yk} : 400.00 \text{ N/mm}^2$$

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad definido en el Artículo 15°

$$\gamma_s : 1.00$$

Elemento	f_{yd} (N/mm ²)	A. real (mm ²)	A. nec. (mm ²)	F_s (kN)	σ_s (N/mm ²)	η_s	Cumple
1 - 4	400.00	5026.56	3387.05	1354.82	269.53	0.674	✓
1 - 2	400.00	8042.50	7016.93	2806.77	348.99	0.872	✓
2 - 5	400.00	5026.56	875.33	350.13	69.66	0.174	✓
2 - 3	400.00	8042.50	7104.65	2841.86	353.36	0.883	✓
3 - 6	400.00	5026.56	3143.68	1257.47	250.17	0.625	✓
4 - 5	400.00	8042.50	4542.15	1816.86	225.91	0.565	✓
5 - 6	400.00	8042.50	4360.98	1744.39	216.90	0.542	✓

Índice

Práctica 2. Diseño de una cimentación profunda para una pantalla de la estructura de un edificio proyectado en zona sísmica con Cype	101
8.1. PLANTEAMIENTO	101
8.2. PARÁMETROS DEL PROBLEMA	102
8.3. DETERMINAR	103
8.4. RESOLUCIÓN	103
8.4.1. Estudiar el modelo que utiliza Cype para el cálculo y diseño estructural de las pantallas	103
8.4.2. Profundidad del muro pantalla para cumplir la condición de seguridad frente a sifonamiento	105
8.4.3. Balance de pesos para comprobar la seguridad frente a la flotación de la estructura	106
8.4.4. Diseño del muro pantalla con Cype (Introducción de datos). Fases de vaciado, nivel de los apuntalamientos provisionales, y forjado y losa definitiva.....	107
8.4.5. Resultados: Armado de la pantalla, esfuerzos, desplazamientos, empujes del terreno y presión hidrostática.....	116
8.4.6. Comprobaciones de equilibrio, resistencia estructural (ELU) con Cype, y fisuración (ELU). Listado de resultados de Cype. (Ver axiles en puntales y forjados)	119
8.4.6.1. Normas y materiales	119
8.4.6.2. Acciones	119
8.4.6.3. Datos generales.....	120
8.4.6.3. Descripción del terreno.....	120
8.4.6.5. Sección vertical del terreno.....	120
8.4.6.6. Geometría	120
8.4.6.7. Esquema de las fases.....	121
8.4.6.8. Cargas	123
8.4.6.9. Elementos de apoyo.....	123
8.4.6.10. Resultados de las fases.....	124
8.4.6.11. Resultados para los elementos de apoyo	127
8.4.6.12. Descripción del armado.....	128
8.4.6.13. Comprobaciones geométricas y de resistencia.....	128
8.4.6.14. Comprobaciones de estabilidad (coeficientes de seguridad)	131
8.4.6.15. Comprobaciones de estabilidad (círculo de deslizamiento pésimo).....	132

Práctica 2

Diseño de muros pantalla para un tanque de tormentas

8.1. PLANTEAMIENTO

Se pretende proyectar un tanque de tormentas (deposito enterrado) que tendrá una planta rectangular (casi cuadrada) de 23 x 23.40 m. El perímetro lo forman muros pantalla de espesor y profundidad a determinar. La losa de cimentación o de solera del depósito tendrá 1.30 m. de espesor. La losa superior, o cubierta del depósito, tendrá 40 cm. de espesor. Esta losa está empotrada en su borde y apoya sobre 6 pilares de sección 40 x 60 cm.

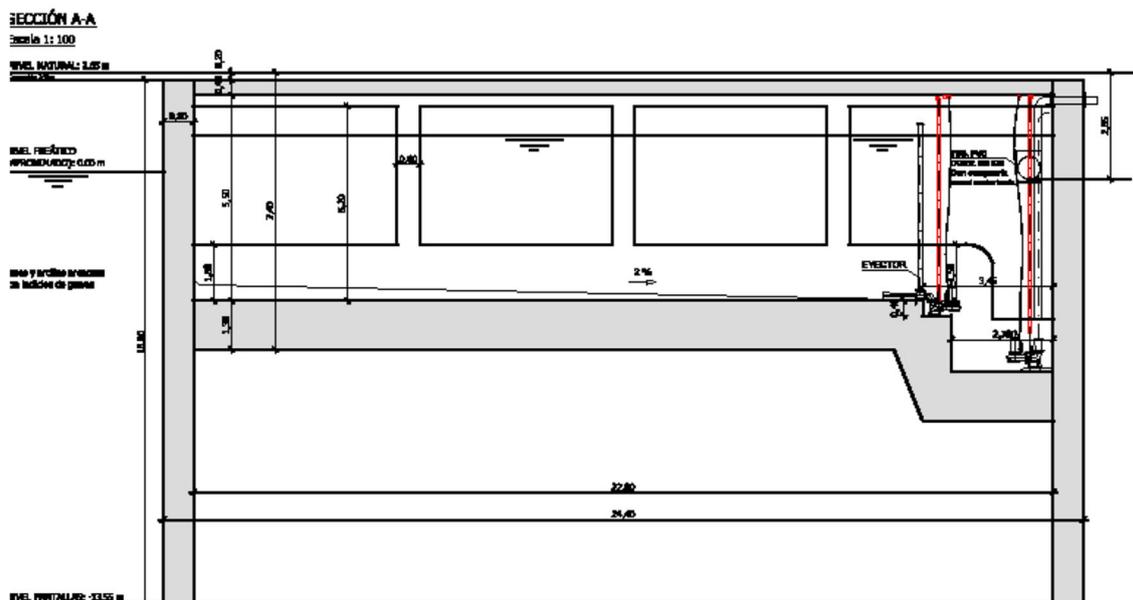


Figura 8.1. Sección del tanque de tormentas

Las cabezas de los pilares están empotradas en dos vigas descolgadas cuya sección es de 70 x 40 cm. Todos estos elementos estructurales son de Hormigón Armado HA-25/F/20/IIa.

La altura libre interior del depósito (entre cara superior de solera e inferior de cubierta) es de 5.50 m.

El tanque será capaz de soportar tráfico ligero sobre la cubierta y tráfico pesado en el terreno adyacente.

En la Figura 8.2, se muestra la vista en planta del tanque de tormentas.

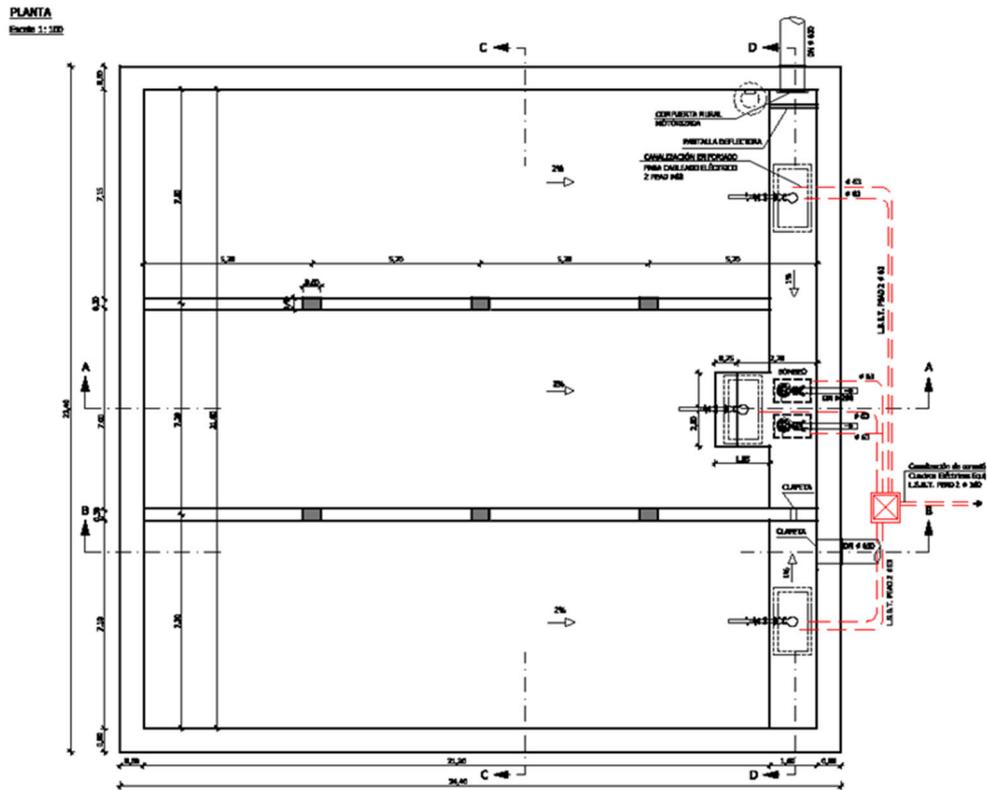


Figura 8.2. Vista en planta del tanque de tormentas

8.2. PARÁMETROS DEL PROBLEMA

- **Cargas sobre la cubierta del depósito:**
 - La losa superior del depósito tendrá un espesor de 10 cm de MBC como firme de tráfico ligero. Por lo tanto, la carga muerta sobre la cubierta será de:

$$CM = (0.1 \text{ m}) \cdot 24(\text{kN/m}^3) = 2.4 \text{ kN/m}^2$$

$$SC = 3 \text{ kN/m}^2 \text{ (tráfico ligero, aunque el CTE SE AE dice } 2 \text{ kN/m}^2)$$
- **Acción sísmica:**
 - Considerar una acción sísmica de cálculo de 0.13g.
- **Datos del terreno:**
 - Arcillas saturadas. (La densidad $\gamma = \gamma_{sat}$ que aparece en la xx es densidad saturada del terreno)

Tabla 8.1. Parámetros del terreno

ϕ	c (kPa)	γ_{sat} (kN/m ³)	ω (%)
27	19	19.30	19.04

- Nivel freático situado a 2.1 m de profundidad.
- Módulo de balasto horizontal del terreno para pantallas de 18 m \rightarrow 10,000 kN/m³ (estudio geotécnico)

8.3. DETERMINAR

- Estudiar el modelo que utiliza Cype para el cálculo y diseño estructural de las pantallas.
- Determinar la profundidad del muro pantalla para cumplir la condición de seguridad frente a sifonamiento.
- Balance de pesos para comprobar la seguridad frente a la flotación de la estructura.
- Diseño del muro pantalla con Cype (Introducción de datos). Fases de vaciado, nivel de los apuntalamientos provisionales, y forjado y losa definitiva.
- Resultados: Armado de la pantalla, esfuerzos, desplazamientos, empujes del terreno y presión hidrostática.
- Comprobaciones de equilibrio, resistencia estructural (ELU) con Cype, y fisuración (ELS). Listado de resultados de Cype. (Ver axiles en puntales y forjados).

8.4. RESOLUCIÓN

8.4.1. Estudiar el modelo que utiliza Cype para el cálculo y diseño estructural de las pantallas

En el manual de usuario del programa de muros pantalla de Cype encontramos los siguientes comentarios:

Qué calcula y qué no calcula Cype:

- El programa calcula los muros pantalla como elementos estructurales sometidos a los empujes de los diferentes terrenos y cargas exteriores aplicados a los mismos.
- No se realizan comprobaciones geotécnicas, tales como la determinación de su resistencia por punta, resistencia por fuste, sifonamiento, etc., que deben ser objeto de un estudio complementario a partir del informe geotécnico, así como los elementos como codales o puntales, tipo de anclaje, su tipo, diámetro, longitud de anclaje, etc., que exigen igualmente su estudio estructural complementario.

Sobre el modelo estructural:

- El modelo de cálculo empleado consiste en una barra vertical cuyas características mecánicas se obtienen por metro transversal de pantalla. Sobre dicha pantalla actúan:
 - el terreno, tanto en el trasdós como en el intradós,
 - las cargas sobre el terreno,
 - los elementos de contención lateral como puntales, anclajes activos y anclajes pasivos,
 - los elementos constructivos como son los forjados,
 - y las cargas aplicadas en la coronación.

- La introducción de elementos de contención como puntales, anclajes activos y anclajes pasivos introducen condiciones de contorno a la pantalla que se materializan a través de muelles de rigidez igual a la rigidez axial del elemento.
- Cuando se introduce un estrato de roca, el programa considera que la pantalla se encuentra empotrada si ésta se introduce una longitud mayor o igual a dos veces el espesor de la pantalla. Entre 20 cm y dos veces el espesor se considera que la pantalla apoya en dicho estrato, es decir, se permite el giro, pero no el desplazamiento en ese punto.
- La discretización de la pantalla se realiza cada 25 cm, obteniendo para cada punto el diagrama de comportamiento del terreno. Además, se añaden sobre la misma los puntos en los cuales se sitúan las coacciones laterales.

Sobre los empujes del terreno:

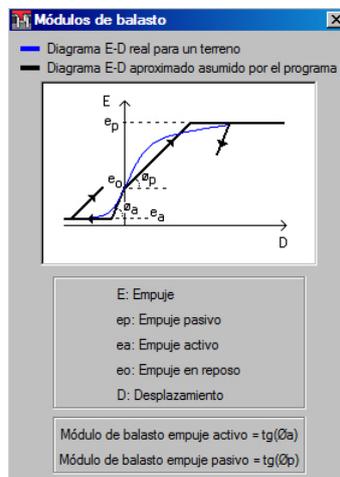


Figura 8.3. Diagrama empuje-desplazamiento de módulos de balasto por Cype

El modelo estructural para el cálculo de la pantalla en sus diferentes fases se puede considerar que corresponde, de forma simplificada, a una viga elástica sobre muelles. La carga (tensión) sobre la pantalla es proporcional al desplazamiento en cada punto de la pantalla hasta que se alcanza el empuje activo o pasivo.

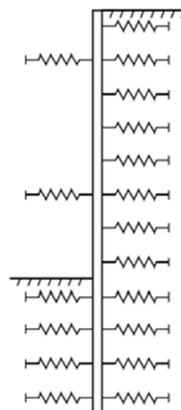


Figura 8.4. Diagrama del módulo de balasto entre pantalla y terreno

8.4.2. Profundidad del muro pantalla para cumplir la condición de seguridad frente a sifonamiento

Vamos a comprobar pantallas de 16 m de profundidad y una profundidad de excavación de 7.50 m, como se aprecia en la Figura 8.5.

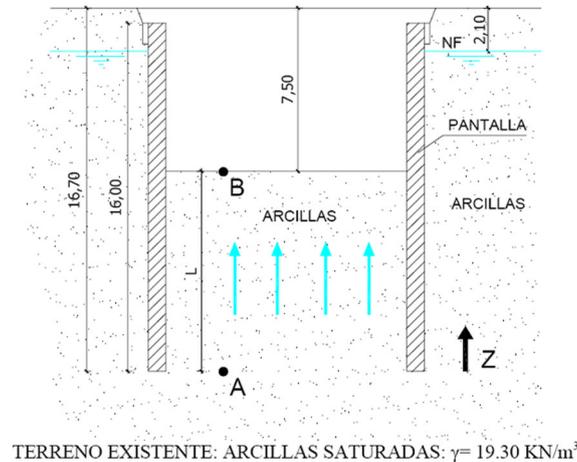


Figura 8.5. Esquema de las pantallas en el terreno

NOTA:

El sifonamiento se produce cuando se anula la tensión efectiva entre las partículas del terreno.

La condición a satisfacer para que no se produzca sifonamiento es la siguiente:

$$\frac{\Delta H_{AB}}{L} \leq \frac{i_{cr}}{\gamma_M}$$

Donde:

$$i_{cr} = \frac{\gamma_{sat} - \gamma_w}{\gamma_w}, \text{ gradiente crítico de sifonamiento}$$

$\gamma_M = 1.5$, coeficiente de seguridad frente a sifonamiento.

$$\frac{\Delta H_{AB}}{L}, \text{ gradiente vertical real del agua bajo la excavación.}$$

Despreciando la velocidad del flujo de agua, la altura piezométrica del punto A (ver Figura 8.5) sería:

$$H_A = z_A + \frac{U_A}{\gamma_w} = 0 + (16.70 - 2.10) \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma_w} = 14.6 \text{ m}$$

La altura piezométrica del punto B sería (ver Figura 8.5):

$$H_B = z_B + \frac{U_B}{\gamma_w} = (16.70 - 7.50) + 0 = 9.2 \text{ m}$$

$$L = 9.2 \text{ m}$$

Por lo tanto, el gradiente piezométrico es:

$$\frac{\Delta H_{AB}}{L} = \frac{14.6 - 9.2}{9.2} = 0.59$$

El gradiente crítico de sifonamiento es:

$$i_{cr} = \frac{\gamma_{sat} - \gamma_w}{\gamma_w} = \frac{19.3 - 10}{10} = 0.93$$

La comprobación a sifonamiento es la siguiente:

$$0.59 \leq 0.93 / 1.5 = 0.62 \text{ ¡OK!}$$

Por lo tanto, la profundidad de la pantalla elegida es adecuada para que no se produzca sifonamiento durante la excavación.

8.4.3. Balance de pesos para comprobar la seguridad frente a la flotación de la estructura

Se trata de una estructura ligera puesto que no es sótano de un edificio con varias plantas sobre la rasante.

Comprobación frente a flotación de la estructura una vez terminada y con el tanque o depósito vacío:

$$1.5 \leq \frac{\text{Peso estructura}}{\text{Subpresión}} = \frac{55,795.4 \text{ kN}}{29,062.8 \text{ kN}} = 1.91 \text{ ¡OK!}$$

Donde:

- En el peso de la estructura se incluyen los siguientes:
 - Peso losa de cubierta: $0.4 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 \cdot (23 \cdot 23.4) \text{ m}^2 = 5,382 \text{ kN}$
 - Peso de las CM en cubierta (10 cm MBC): $0.1 \cdot 24 \cdot (23 \cdot 23.4) = 1,292 \text{ kN}$
 - Peso de la parte descolgada de las vigas: Despreciable
 - Peso pilares y muretes del interior del depósito: 634.9 kN
 - Peso losa de cimentación: $1.30 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 \cdot (23 \cdot 23.4) \text{ m}^2 = 17,491.5 \text{ kN}$
 - Y peso de las pantallas: $(2 \cdot 23 + 2 \cdot 23.4) \text{ m} \cdot 16.7 \text{ m} \cdot 0.80 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 30,995 \text{ kN}$
- En este caso de estructura ligera, se tiene que tener en cuenta el peso propio de las pantallas en el balance de fuerzas verticales. Para poder contar con el peso de las pantallas, se asume que la losa inferior transmite por cortante a las pantallas la carga siguiente:
 - Subpresión menos el peso propio losa inferior. Esto es:
 - $54 \text{ kN/m}^2 - (1.3 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3) = 21.5 \text{ kN/m}^2$

- El cortante sería $21.5 \text{ kN/m}^2 \cdot (23 \cdot 23.4) \text{ (m}^2\text{) / perímetro pant} = 11,571 \text{ kN} / (2 \cdot 23 + 2 \cdot 23.4) = 124.7 \text{ kN/m}$ (totalmente asumible por la losa inferior de 1.3 m de canto sin armadura de cortante.)

- La supresión vale: $5.4 \text{ m} \cdot 10 \text{ kN/m}^3 \cdot (23 \cdot 23.4) \text{ (m}^2\text{)} = 29,062.8 \text{ kN}$

En el análisis realizado no se ha tenido en cuenta el rozamiento del terreno en las pantallas, que no es despreciable. No considerarlo deja del lado de la seguridad el diseño. Aunque se recomienda considerarlo para optimizar el espesor de la losa inferior.

8.4.4. Diseño del muro pantalla con Cype (Introducción de datos). Fases de vaciado, nivel de los apuntalamientos provisionales, y forjado y losa definitiva

Una vez dentro del programa, en la parte superior derecha de la pantalla, clicamos en el ícono del planeta y seleccionamos *Normas* (Figura 8.6, izquierda). Se abre una ventana emergente y elegimos *EHE-08 (España)*.

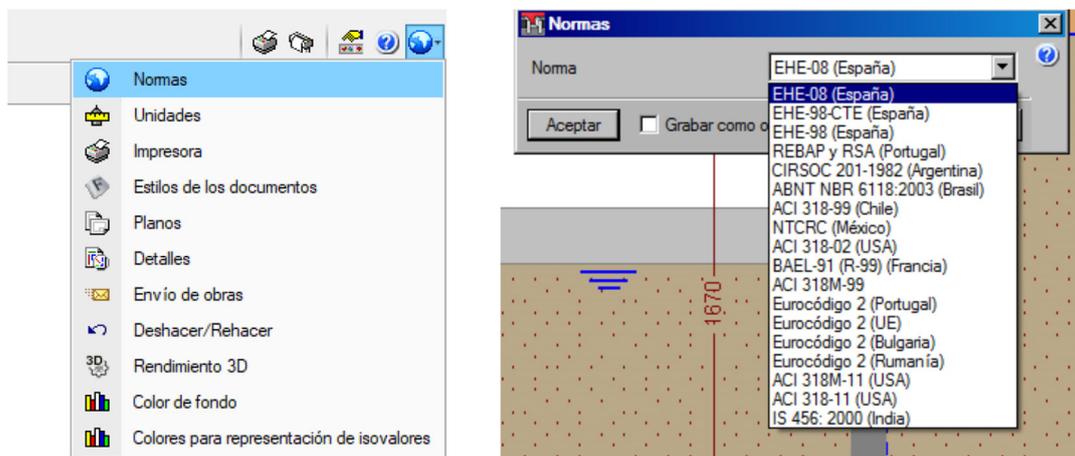


Figura 8.6. A la izquierda: selección de normas, unidades y otros parámetros para iniciar el proyecto; a la derecha, las normas disponibles

En la Barra de menú e íconos, nos dirigimos a **Obra > Tipología** (Figura 8.7) y seleccionamos la segunda, de izquierda a derecha (Figura 8.8).

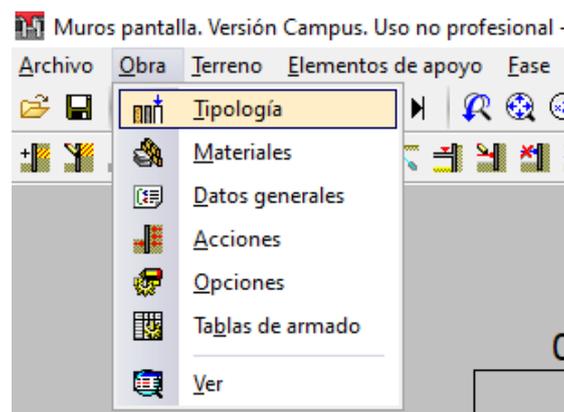


Figura 8.7. Herramientas del grupo Obra

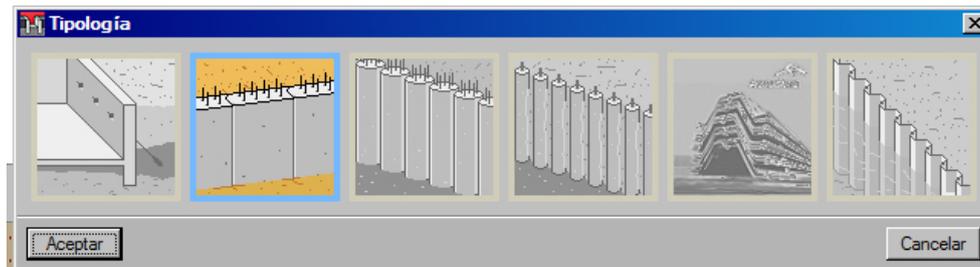


Figura 8.8. Tipología de muros pantallas

Verificamos las unidades de trabajo. Accedemos a *Unidades*, al igual que se hizo en la selección de las normas (Figura 8.6, a la izquierda) y verificamos que esté marcada: *Sistema de unidades: Sistema Internacional > julio, J* (Figura 8.9).

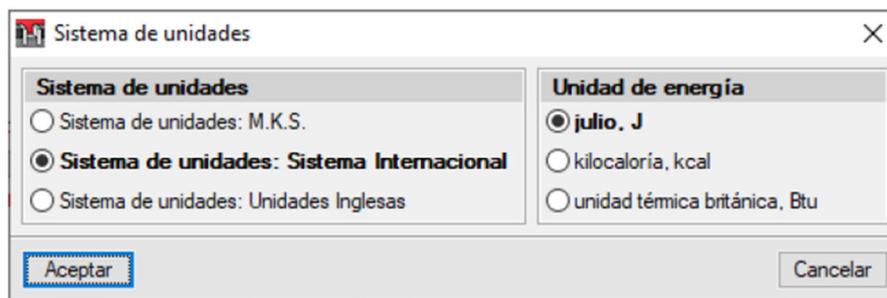


Figura 8.9. Sistemas de unidades disponibles

Introducimos las características de los materiales: hormigón y acero pasivo; **Obra > Materiales**. Lo dejamos como se muestra en la (Figura 8.10).

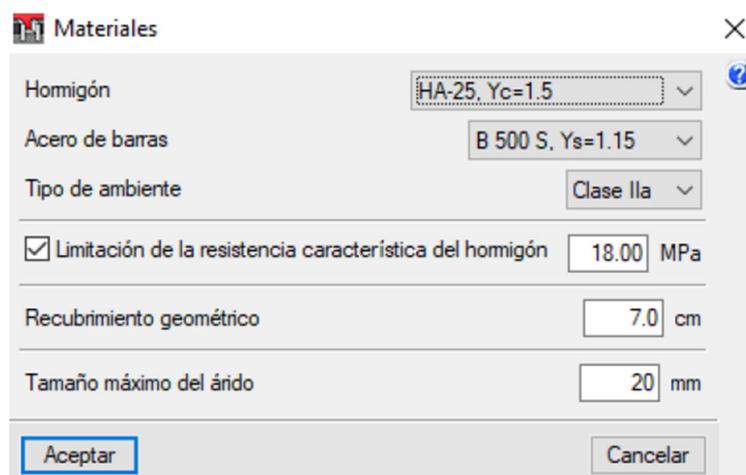


Figura 8.10. Selección de las propiedades de los materiales

Para establecer la geometría del muro, **Obra > Datos generales** y, rellenar como en la Figura 8.11 izquierda. Para la mayoración de los esfuerzos, considerar o no la aceleración sísmica y acciones térmicas puntuales, hay que dirigirse a **Obra > Acciones**. Dejar como se muestra en la misma Figura 8.11 a la derecha.

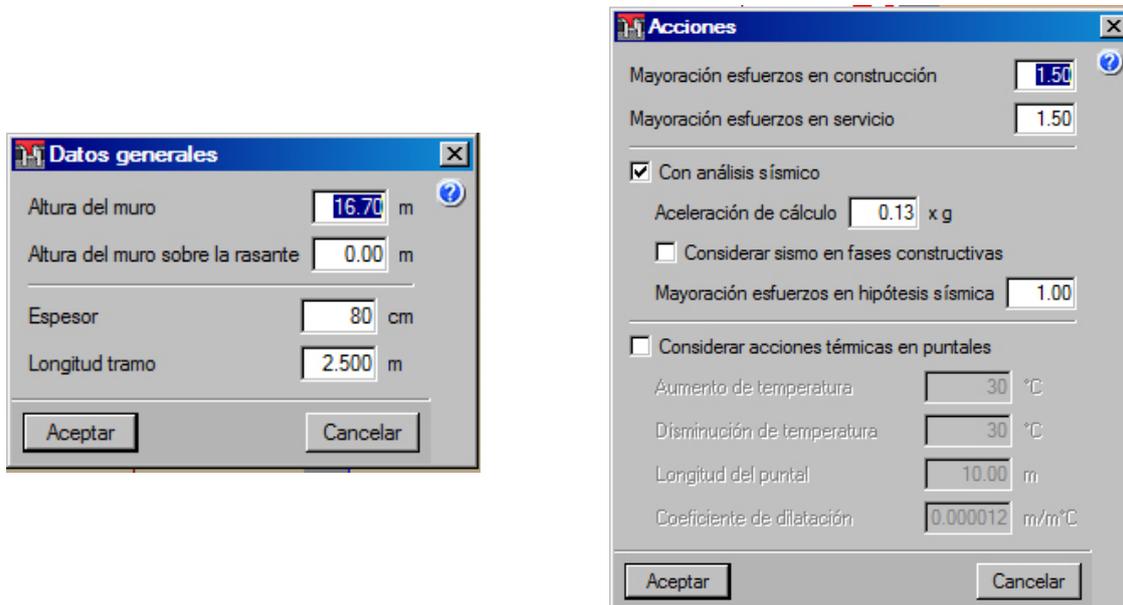


Figura 8.11. A la izquierda, la ventana “Datos generales” del grupo Obras. A la derecha, la ventana “Acciones”

Ir a **Obra > Opciones** para consultar otros parámetros.

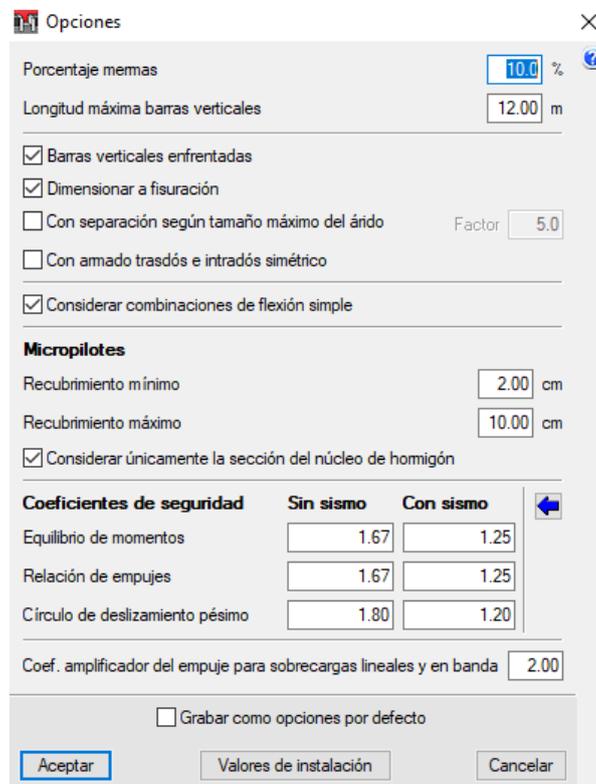


Figura 8.12. Otros parámetros del grupo Obra

Para configurar las características del terreno, debemos acceder a la ventana **Datos generales** de su grupo: **Terreno > Datos generales** (Figura 8.13, izquierda). La ventana que se abre se muestra en la misma imagen a la derecha.

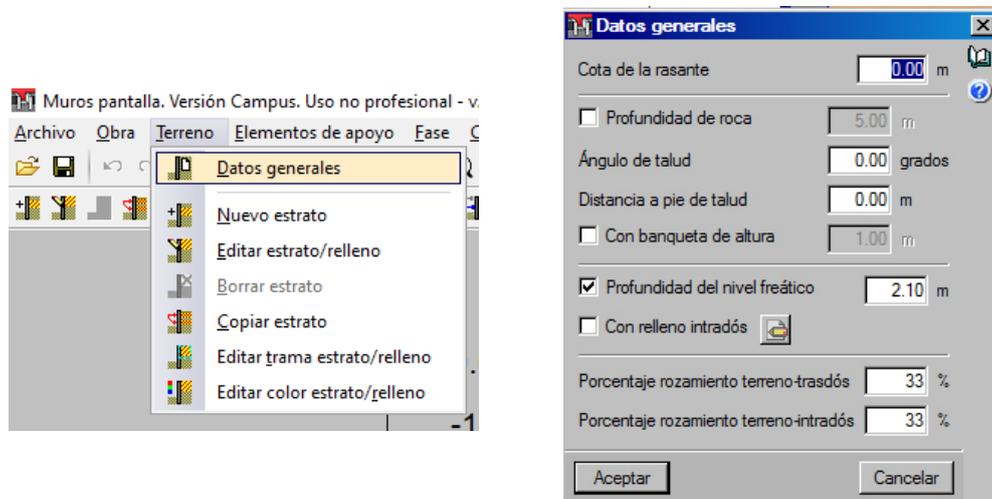


Figura 8.13. A la izquierda, como acceder a los datos generales del terreno. A la derecha, parámetros de los datos generales del terreno

En el mismo grupo, editamos el estrato: **Terreno > Editar estrato/relleno** y pinchamos en el terreno del dibujo Con los datos de la Tabla 8.1, completamos la ventana emergente como se muestra en la Figura 8.14.

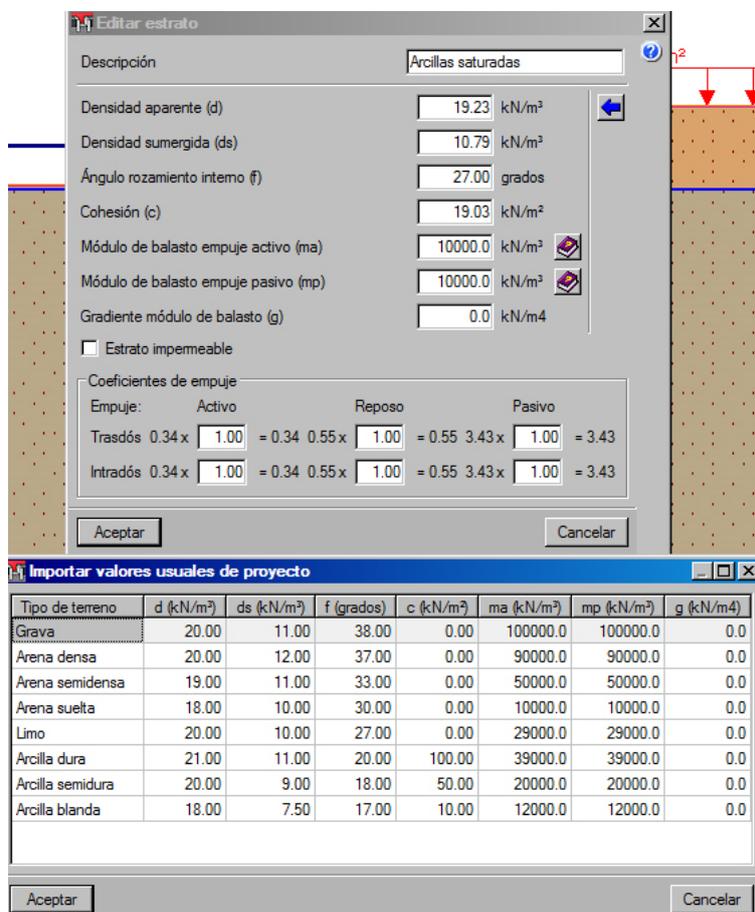


Figura 8.14. Parámetros para editar el estrato y valores usuales de tipos de terreno

Para la introducción del número y nombre de cada fase constructiva, nos dirigimos a **Fase > Descripción** y, para desplazarnos entre una fase a otra o seleccionar una en específico, clicamos en el recuadro marcado en rojo de la Figura 8.15.

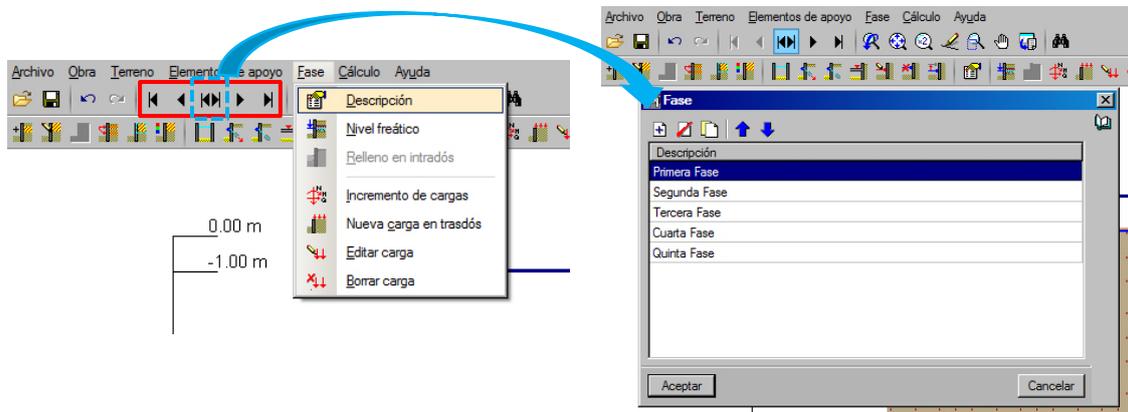


Figura 8.15. A la izquierda, íconos para el deslizamiento de cada fase. A la derecha, interfaz para la creación de cada fase.

Para ver en qué fase estamos antes de entrar en su *Descripción*, miramos en la parte inferior derecha de la pantalla.

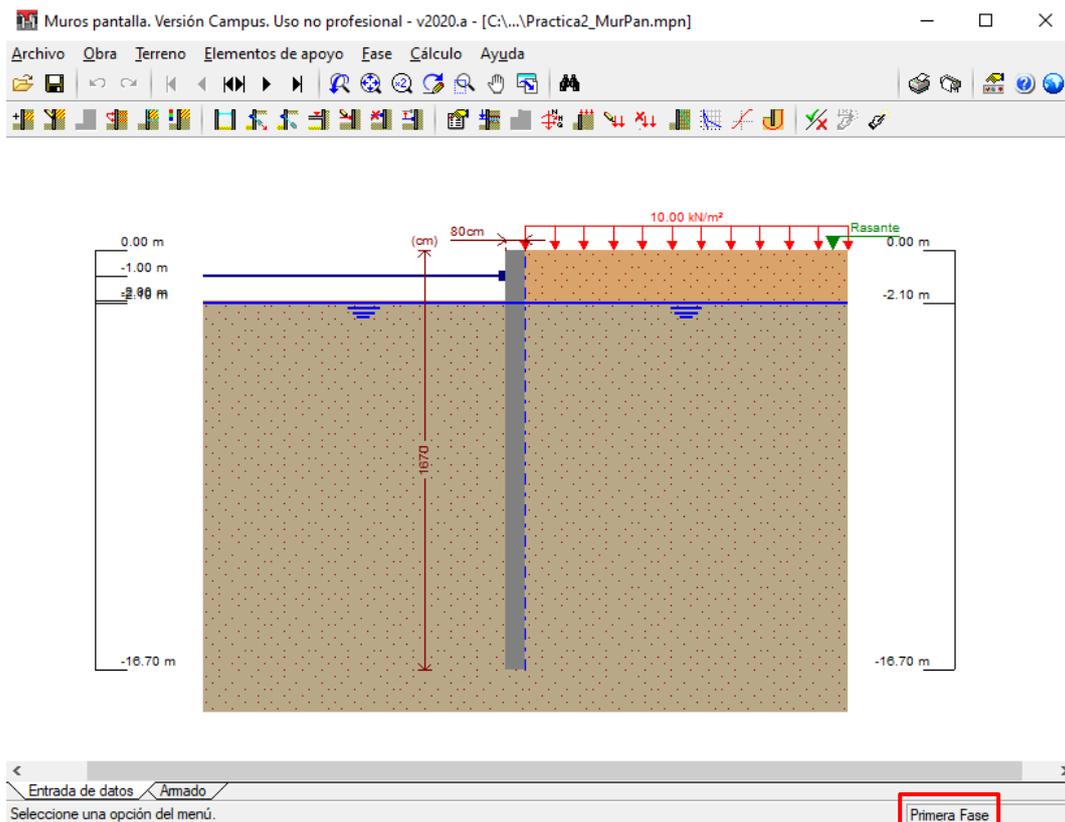


Figura 8.16. Interfaz del programa donde se enfatiza la fase de trabajo

En cada fase se introduce el descenso del fondo de excavación respecto a la fase anterior y si ésta es una fase constructiva o de servicio.

A continuación, se esquematizan cada una de las fases y su descripción respecto a lo expresado en el anterior párrafo:

- Primera Fase:

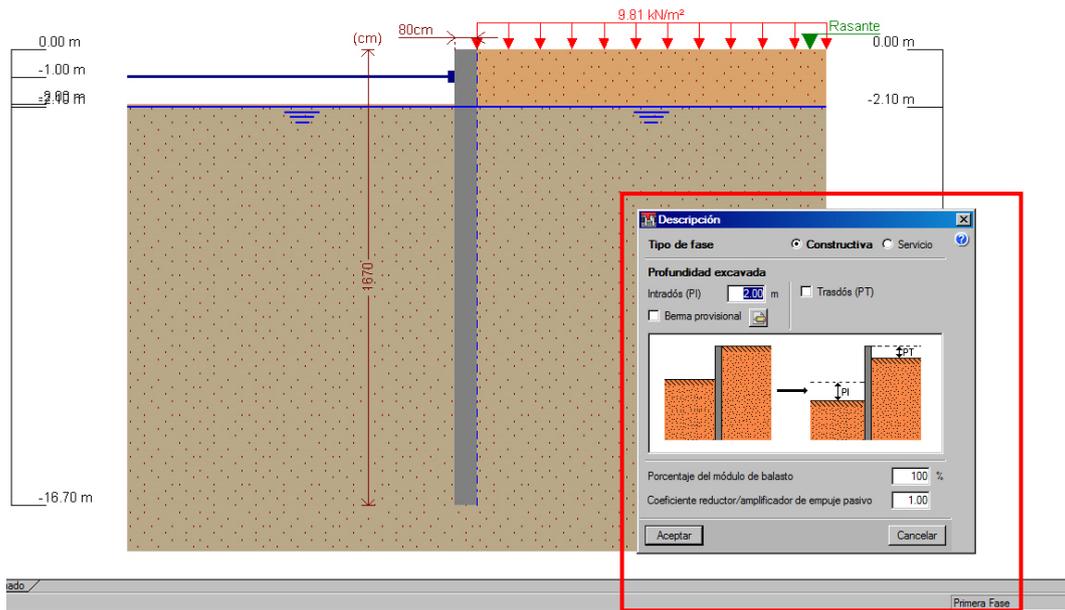


Figura 8.17. Representación de la Primera Fase con su descripción

- Segunda Fase:

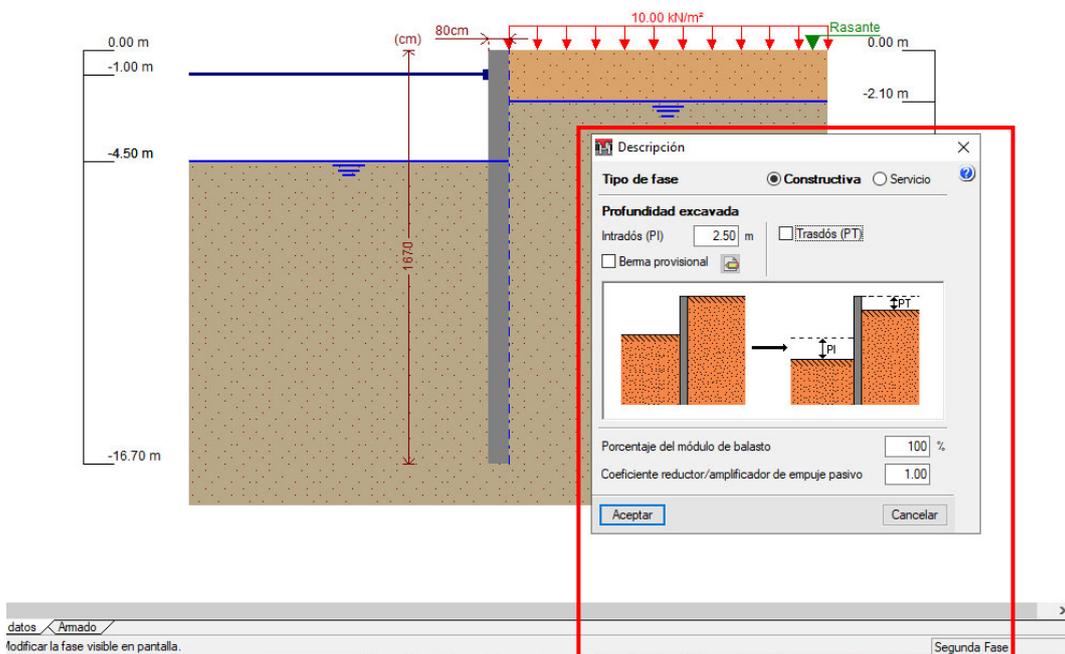


Figura 8.18. Representación de la Segunda Fase con su descripción

- Tercera Fase:

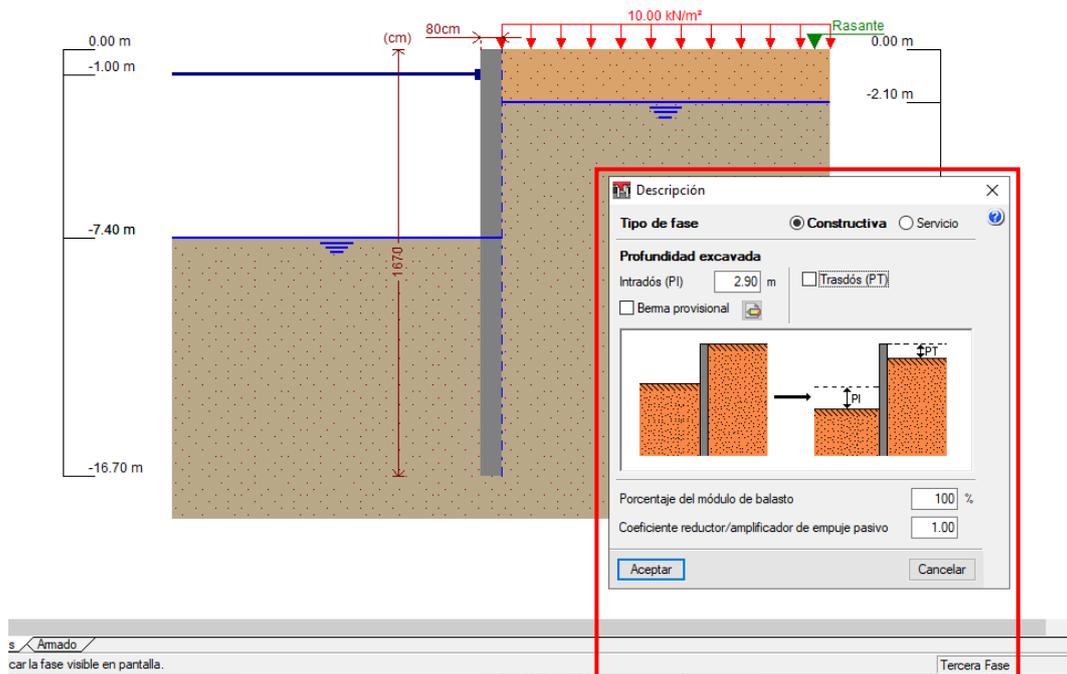


Figura 8.19. Representación de la Tercera Fase con su descripción

- Cuarta Fase:

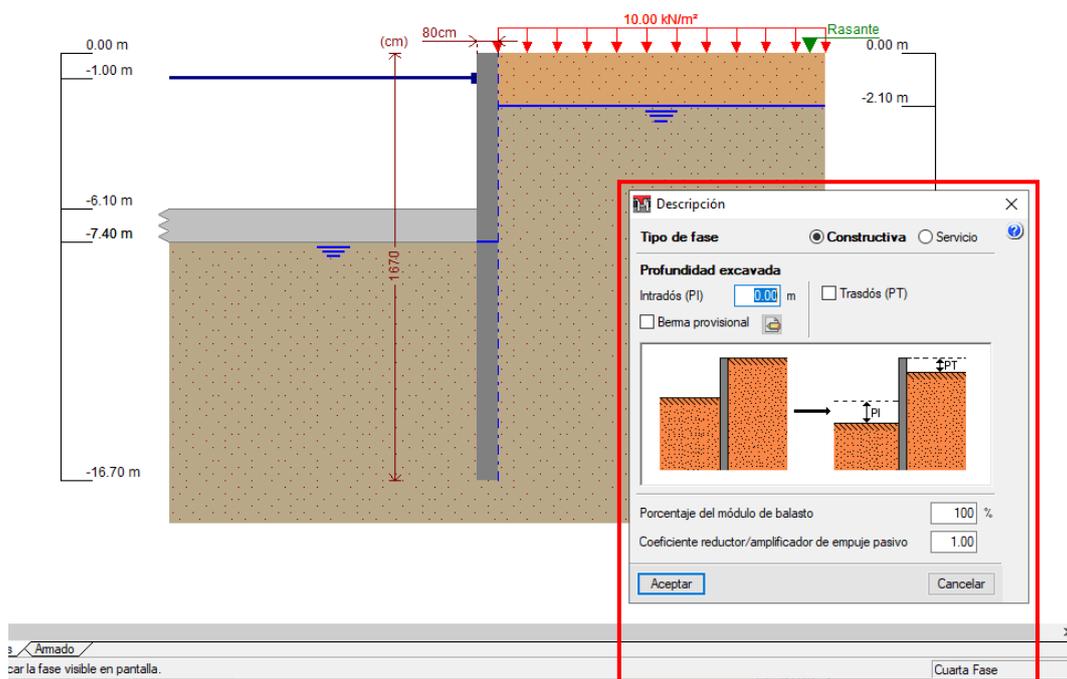


Figura 8.20. Representación de la Cuarta Fase con su descripción

- Quinta Fase:

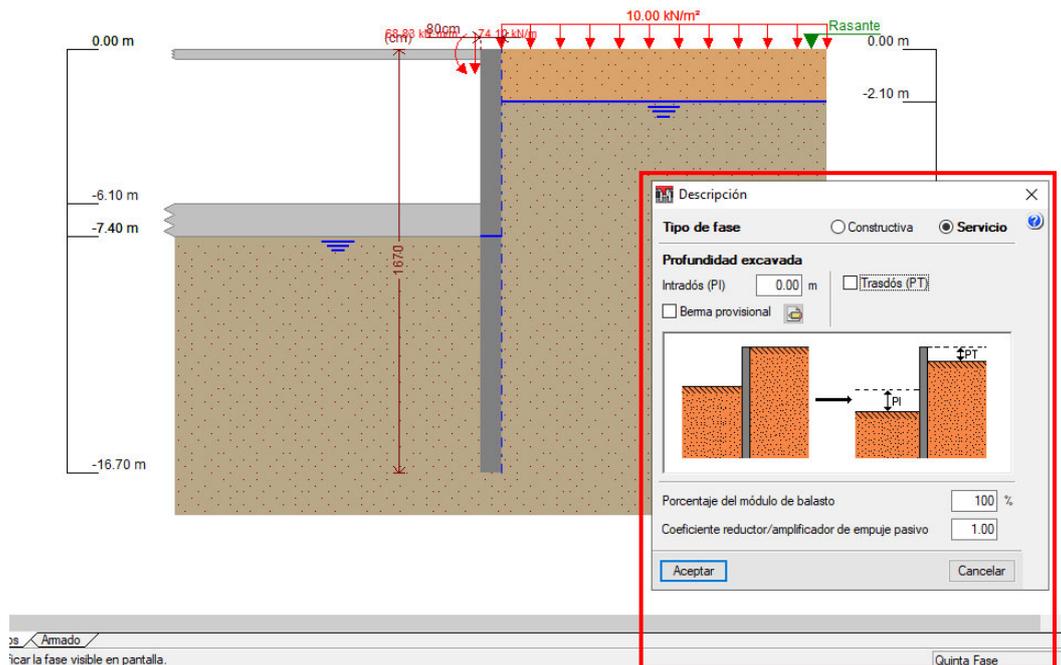


Figura 8.21. Representación de la Quinta Fase con su descripción

Algo visible en el intradós en cada fase es que, a medida que se excava, como es de esperarse, el nivel freático en ese lado desciende hasta la cota superior del terreno. En la cuarta fase se aprecia la losa de cimentación de 1.30 m y es hasta esta fase donde estará el apoyo provisional. En la última fase se ve la losa superior o cubierta del depósito.

Para la introducción del apoyo provisional vamos a **Elementos de apoyo > Nuevo puntal**. La ventana emergente la configuramos de acuerdo a los datos del enunciado (Figura 8.22).

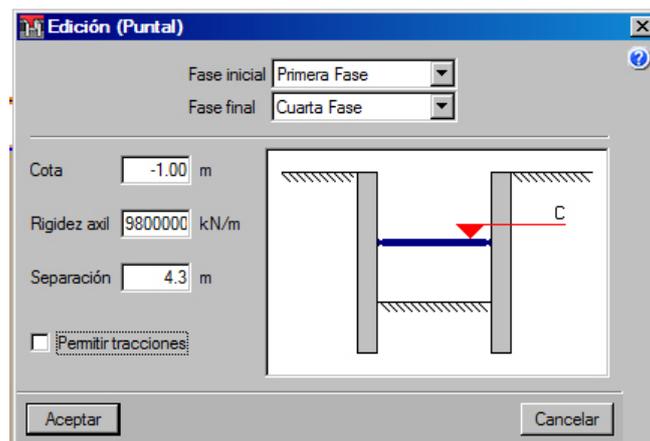


Figura 8.22. Parámetros para configurar los puntales

La carga en el trasdós por el tráfico pesado es de 10 kN/m² y debe de ser introducida en todas sus fases. Para ello: **Fase > Nueva carga en trasdós**. En la nueva ventana, se especifica la cota de la carga y su tipo (puntual, lineal, etc.) (Figura 8.23).

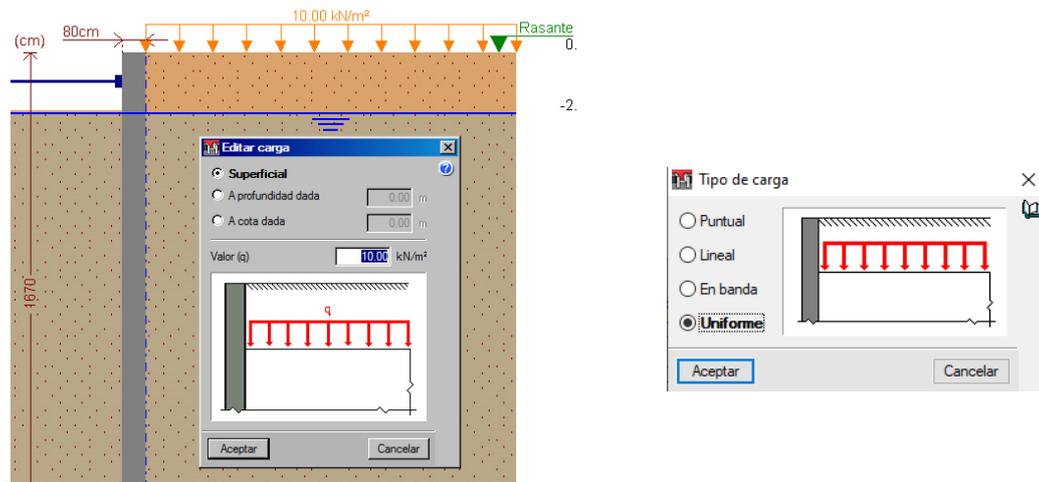


Figura 8.23. Editor de carga. A la izquierda, la cota a posicionar la carga. A la derecha, el tipo de carga

Ahora colocamos la losa inferior en la fase correspondiente, mediante la orden de nuevo forjado en la cuarta fase. Clicar **Elementos de apoyo > Nuevo forjado** (Figura 8.24).

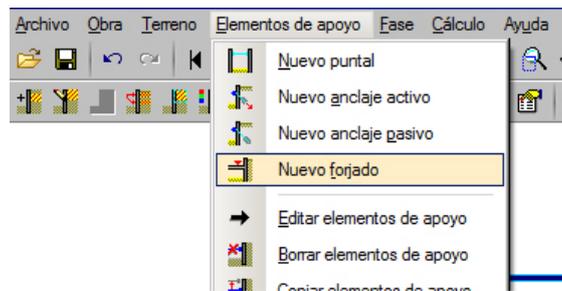


Figura 8.24. Como acceder para crear un forjado

Rellenar la ventana emergente *Edición (Forjado)* con los datos correspondientes, tal cual se muestra en la Figura 8.25.

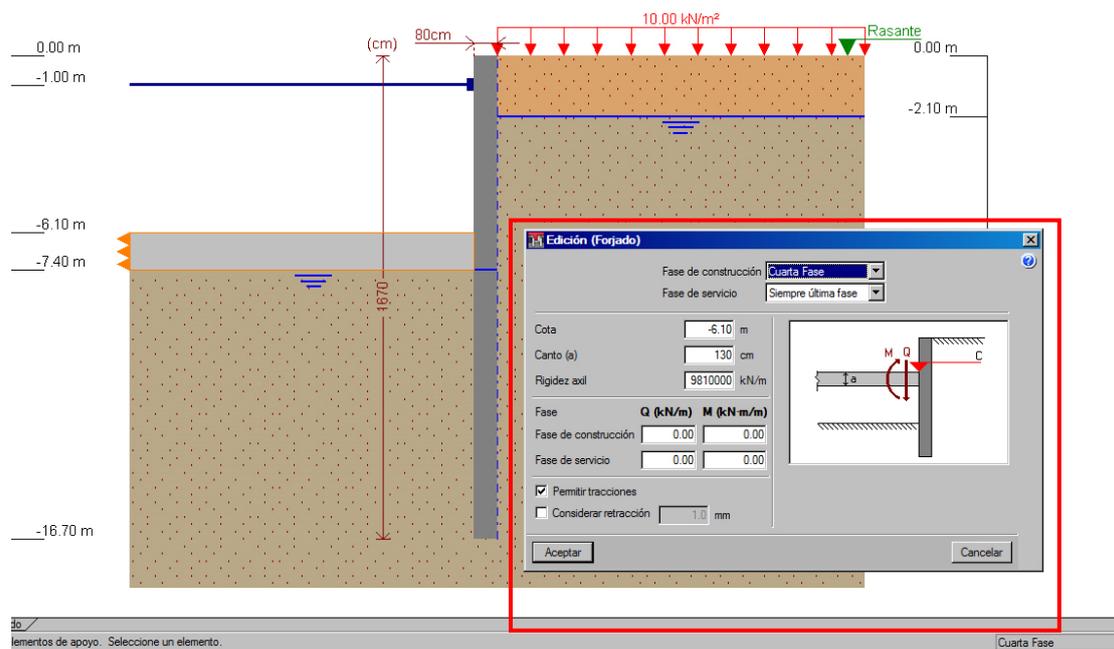


Figura 8.25. Representación y ventana "Edición (Forjado)" para la introducción de la losa de cimentación

Es turno de introducir el forjado de cubierta del tanque en la fase 5, con las cargas que transmite el forjado al muro: permanentes en fase de construcción y las permanentes más las variables en fase de servicio (todo sin mayorar). Luego, el programa las mayorar.

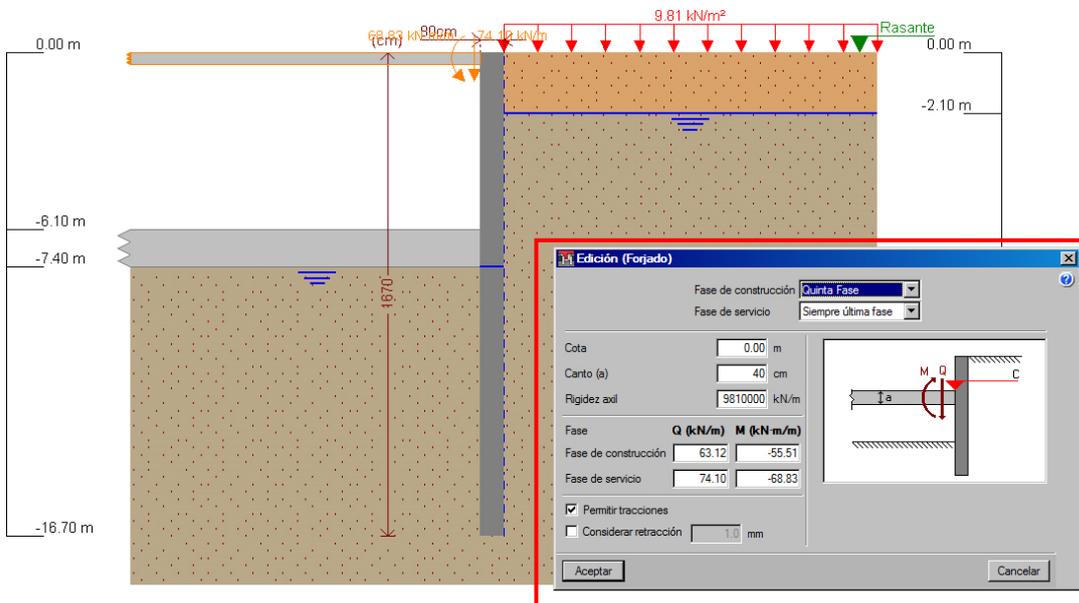
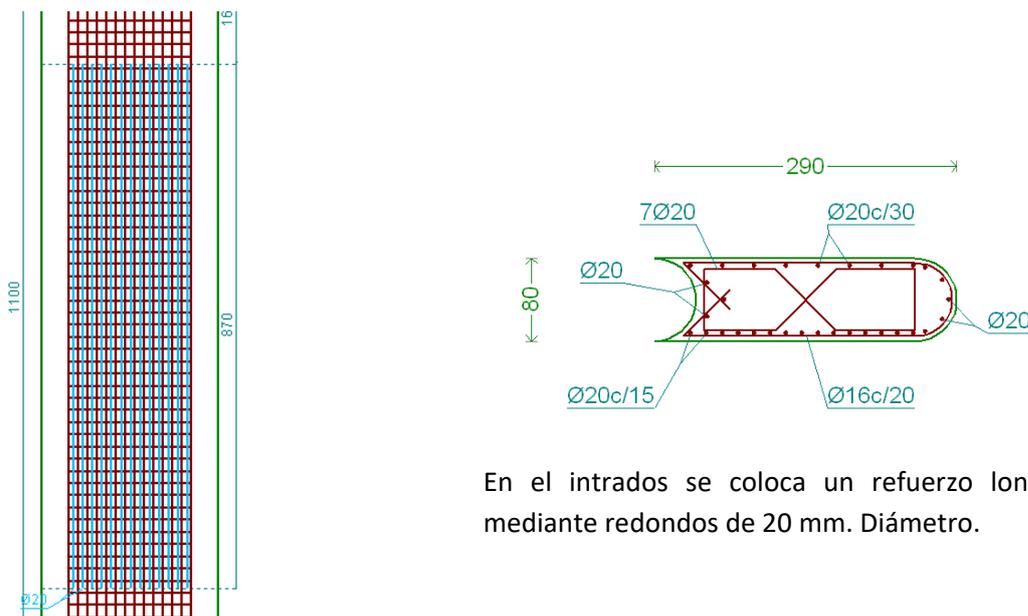


Figura 8.26. Representación y ventana "Edición (Forjado)" para la introducción de la cubierta del depósito

8.4.5. Resultados: Armado de la pantalla, esfuerzos, desplazamientos, empujes del terreno y presión hidrostática

Una vez introducidos los datos, ejecutamos la orden dimensionar la pantalla en: **Menú Cálculo > Dimensionar todo**, y consultamos el listado de comprobaciones.

Una vez verificado que se cumplen todas las comprobaciones de equilibrio, resistencia estructural, fisuración, etc., consultamos los resultados. Dichos resultados de armado para el problema que hemos introducido en el programa son los siguientes:



En el intrados se coloca un refuerzo longitudinal mediante redondos de 20 mm. Diámetro.

Figura 8.27. A la izquierda, el armado longitudinal de la pantalla. A la derecha, su armado transversal

- Desplazamientos (mm) en cada fase:

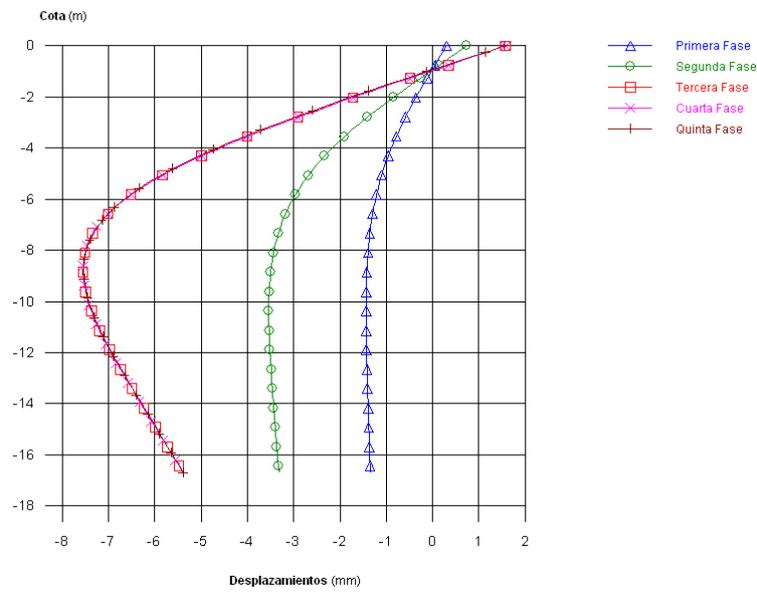


Figura 8.28. Desplazamientos de la pantalla en cada fase

- Cortantes en kN/m:

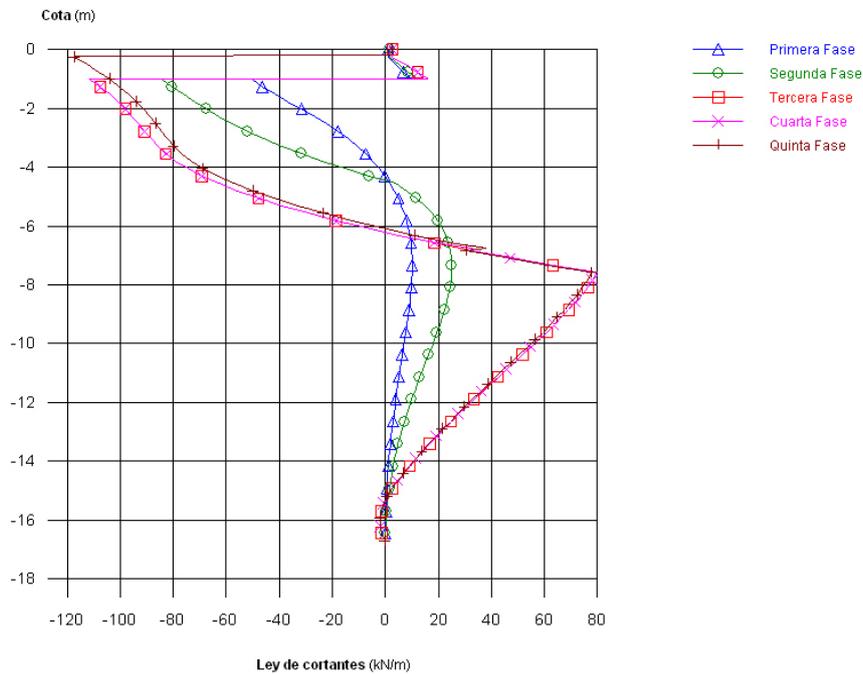


Figura 8.29. Esfuerzos cortantes de la pantalla en cada fase

- Momentos flectores en la pantalla en kN·m/m:

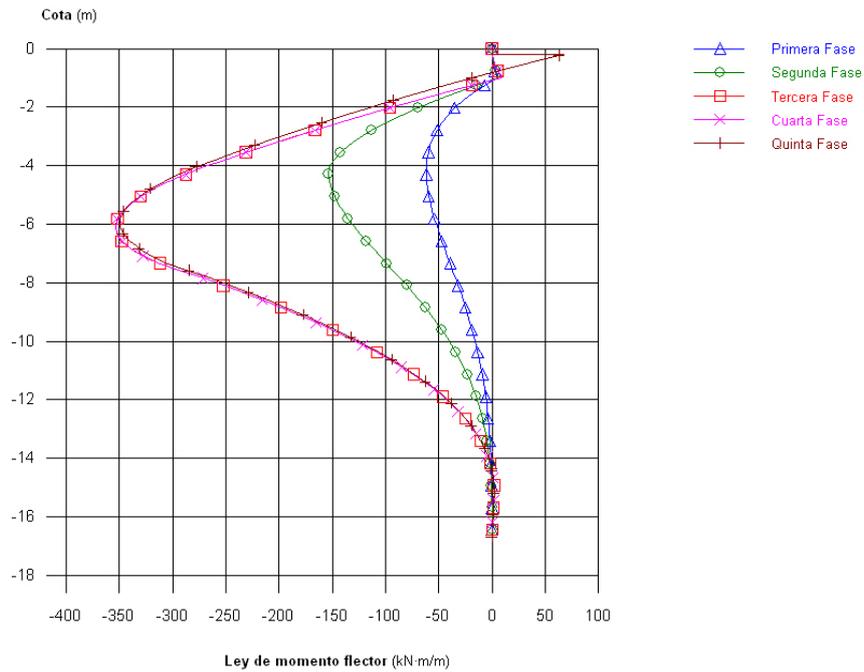


Figura 8.30. Momentos flectores de la pantalla en cada fase

- Empuje hidrostático kN/m²:

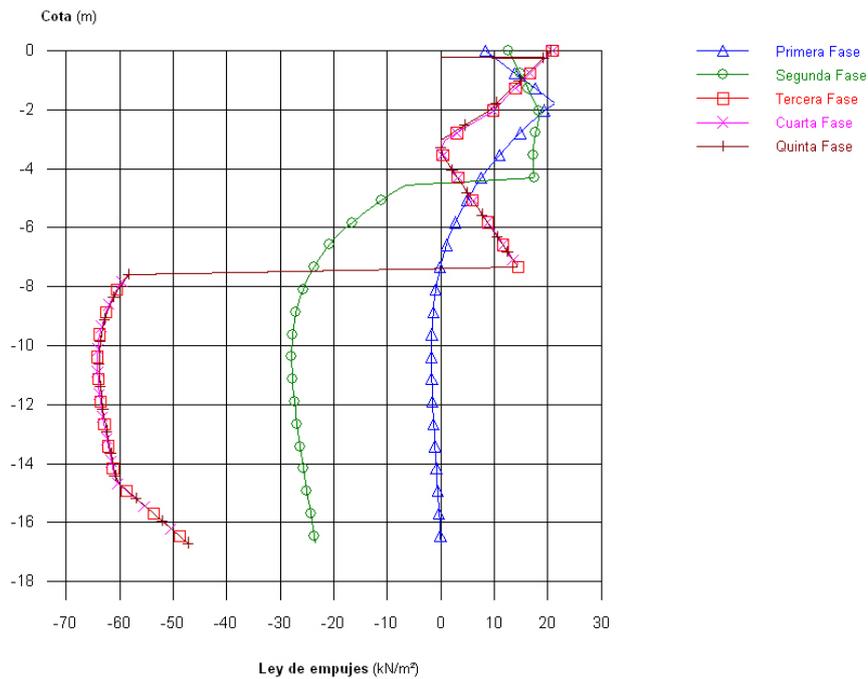


Figura 8.31. Empuje hidrostático de la pantalla en cada fase

- Presión hidrostática en kN/m²:

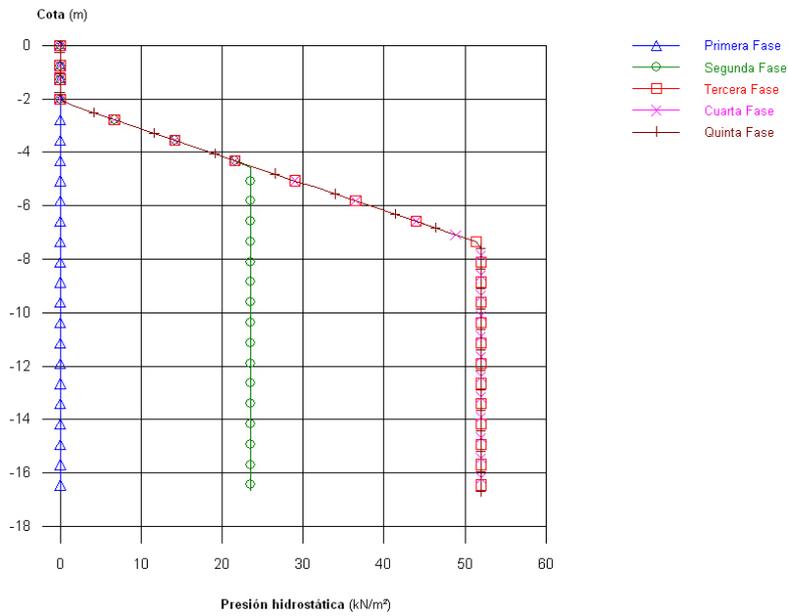


Figura 8.32. Presión hidrostática de la pantalla en cada fase

8.4.6. Comprobaciones de equilibrio, resistencia estructural (ELU) con Cype, y fisuración (ELU). Listado de resultados de Cype. (Ver axiles en puntales y forjados).

8.4.6.1. Normas y materiales

Norma de hormigón: EHE-08 (España)

Hormigón: HA-25, $Y_c=1.5$

Acero: B 400 S, $Y_s=1.15$

Clase de exposición: Clase IIa

Recubrimiento geométrico: 7.0 cm

Tamaño máximo del árido: 20 mm

8.4.6.2. Acciones

Mayoración esfuerzos en construcción: 1.50

Mayoración esfuerzos en servicio: 1.50

Con análisis sísmico

Aceleración de cálculo: 0.13 g

No se considera el sismo en las fases constructivas

Mayoración esfuerzos en hipótesis sísmica: 1.00

Sin considerar acciones térmicas en puntales

8.4.6.3. Datos generales

Cota de la rasante: 0.00 m

Altura del muro sobre la rasante: 0.00 m

Tipología: Muro pantalla de hormigón armado

8.4.6.4. Descripción del terreno

Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el trasdós del muro pantalla: 33.0%

Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el intradós del muro pantalla: 33.0%

Profundidad del nivel freático: 2.10 m

Tabla 8.2. Parámetros generales del terreno

Referencias	Cota superior	Descripción	Coefficientes de empuje
1 – Arcillas saturadas	0.00 m	Densidad aparente: 19.2 kN/m ³ Densidad sumergida: 10.8 kN/m ³ Ángulo rozamiento interno: 27 grados Cohesión: 19.03 kN/m ² Módulo de balasto empuje activo: 9810 kN/m ³ Módulo de balasto empuje pasivo: 9810 kN/m ³ Gradiente módulo de balasto: 0.0 kN/m ⁴	Activo trasdós: 0.34 Reposo trasdós: 0.55 Pasivo trasdós: 3.43 Activo intradós: 0.34 Reposo intradós: 0.55 Pasivo intradós: 3.43

8.4.6.5. Sección vertical del terreno

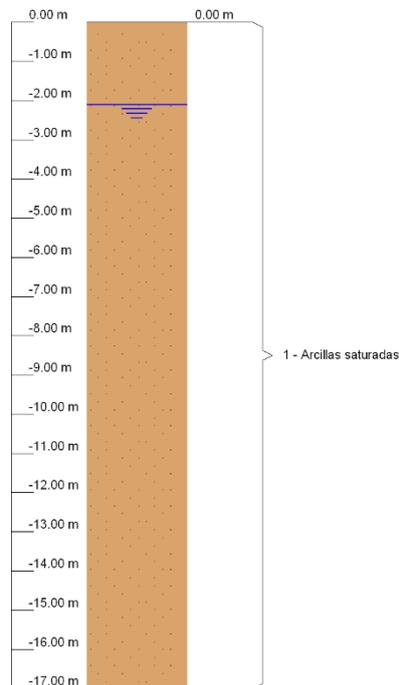


Figura 8.33. Sección vertical de terreno

8.4.6.6. Geometría

Altura total = 16.70 m

Espesor = 80 cm

Longitud tramo = 2.50 m

8.4.6.7. Esquema de las fases

- Primera fase

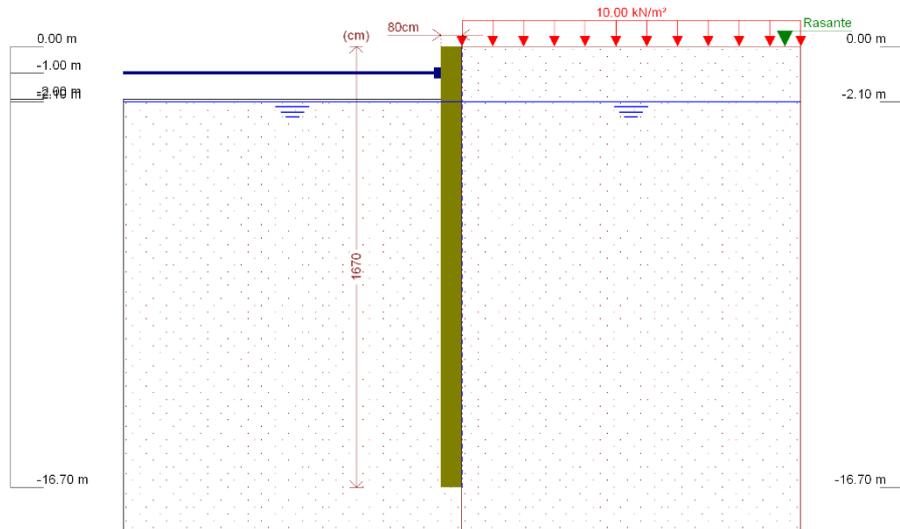


Figura 8.34. Esquema general de la 1ª fase

Tabla 8.3. Cotas de excavación y del nivel freático en la primera fase

Referencias	Nombre	Descripción
Fase 1	Primera Fase	Tipo de fase: Constructiva Cota de excavación: -2.00 m Con nivel freático trasdós hasta la cota: -2.10 m Con nivel freático intradós hasta la cota: -2.10 m

- Segunda fase

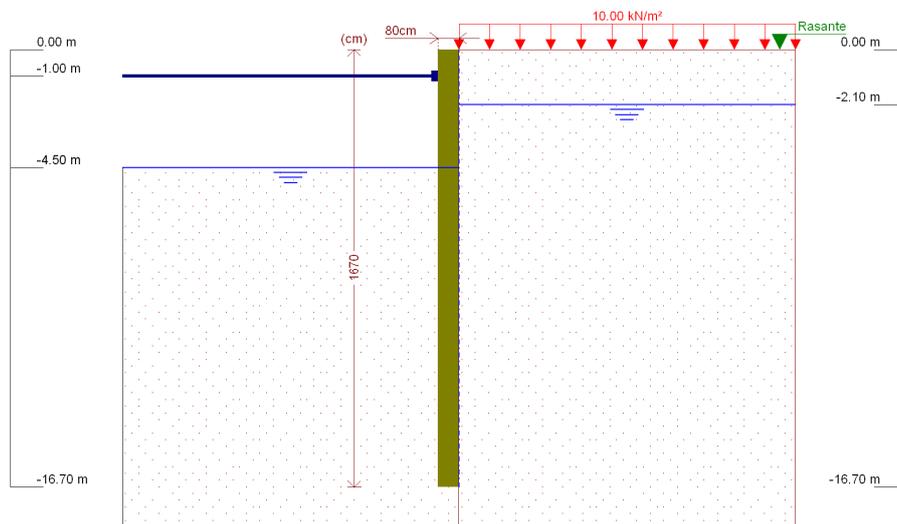


Figura 8.35. Esquema general de la 2ª fase

Tabla 8.4. Cotas de excavación y del nivel freático en la segunda fase

Referencias	Nombre	Descripción
Fase 2	Segunda Fase	Tipo de fase: Constructiva Cota de excavación: -4.50 m Con nivel freático trasdós hasta la cota: -2.10 m Con nivel freático intradós hasta la cota: -4.50 m

- Tercera fase

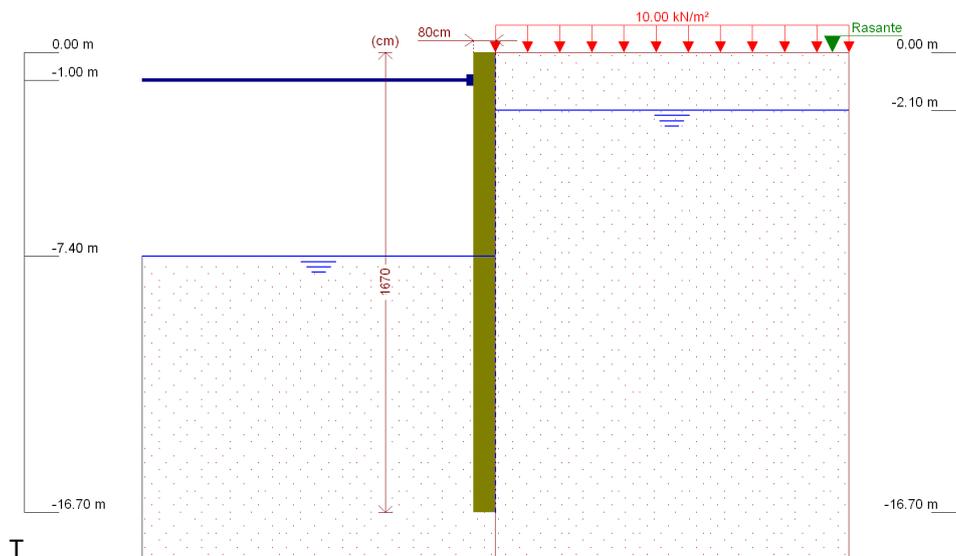


Figura 8.36. Esquema general de la 3ª fase

Tabla 8.5. Cotas de excavación y del nivel freático en la tercera fase

Referencias	Nombre	Descripción
Fase 3	Tercera Fase	Tipo de fase: Constructiva Cota de excavación: -7.40 m Con nivel freático trasdós hasta la cota: -2.10 m Con nivel freático intradós hasta la cota: -7.40 m

- Cuarta fase

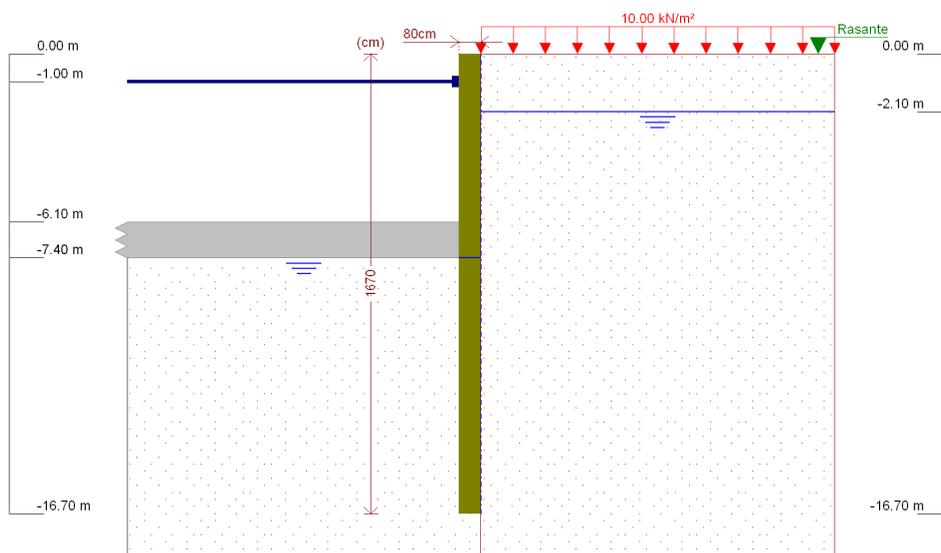


Figura 8.37. Esquema general de la 4ª fase

Tabla 8.6. Cotas de excavación y del nivel freático en la cuarta fase

Referencias	Nombre	Descripción
Fase 4	Cuarta Fase	Tipo de fase: Constructiva Cota de excavación: -7.40 m Con nivel freático trasdós hasta la cota: -2.10 m Con nivel freático intradós hasta la cota: -7.40 m

- Quinta fase

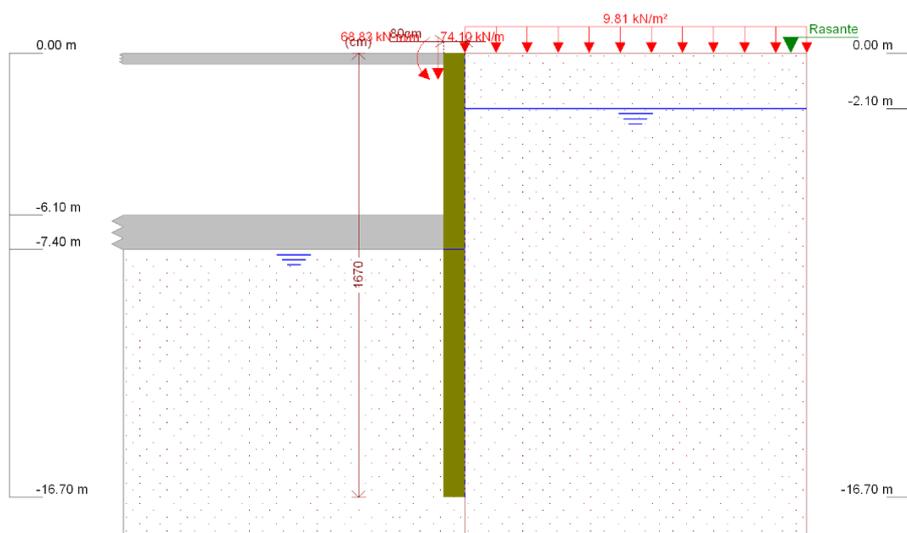


Figura 8.38. Esquema general de la 5ª fase

Tabla 8.7. Cotas de excavación y del nivel freático en la quinta fase

Referencias	Nombre	Descripción
Fase 5	Quinta Fase	Tipo de fase: Constructiva Cota de excavación: -7.40 m Con nivel freático trasdós hasta la cota: -2.10 m Con nivel freático intradós hasta la cota: -7.40 m

8.4.6.8. Cargas

Tabla 8.8. Cargas en el trasdós

Tipo	Cota	Datos	Fase inicial	Fase final
Uniforme	En superficie	Valor: 10 kN/m ²	Primera Fase	Cuarta Fase
Uniforme	En superficie	Valor: 9.81 kN/m ²	Quinta Fase	Quinta Fase

8.4.6.9. Elementos de apoyo

Tabla 8.9. Parámetros de los puntales

Descripción	Fase inicial	Fase final
Cota: -1.00 m Rigidez axil: 9800000 kN/m Separación: 4.3 m	Primera Fase	Cuarta Fase

Tabla 8.10. Características de los forjados

Descripción	Fase de construcción	Fase de servicio
Cota: 0.00 m Canto: 40 cm Cortante fase constructiva: 63 kN/m Cortante fase de servicio: 74 kN/m Rigidez axil: 9810000 kN/m ² Se considera retracción: 1 mm	Quinta Fase	Quinta Fase
Cota: -6.10 m Canto: 130 cm Cortante fase constructiva: 0 kN/m Cortante fase de servicio: 0 kN/m Rigidez axil: 9810000 kN/m ²	Cuarta Fase	Quinta Fase

8.4.6.10. Resultados de las fases

Esfuerzos sin mayorar

- Fase 1

Tabla 8.11. Esfuerzos de la primera fase

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/m ²)	Presión hidrostática (kN/m ²)
0.00	0.30	0.00	1.06	-0.00	8.37	0.00
-1.27	-0.11	24.82	-46.27	-6.97	17.62	0.00
-2.78	-0.59	54.61	-17.94	-51.71	14.92	0.00
-4.30	-0.96	84.40	-0.19	-61.82	7.62	0.00
-5.82	-1.21	114.18	7.97	-53.93	2.70	0.00
-7.34	-1.35	143.97	10.06	-39.42	-0.12	0.00
-8.86	-1.42	173.76	8.91	-24.90	-1.41	0.00
-10.37	-1.44	203.54	6.48	-13.46	-1.73	0.00
-11.89	-1.43	233.33	3.93	-5.91	-1.53	0.00
-13.41	-1.40	263.12	1.88	-1.84	-1.09	0.00
-14.93	-1.38	292.90	0.55	-0.26	-0.57	0.00
-16.45	-1.35	322.69	0.01	0.00	-0.05	0.00
Máximos	0.30 Cota: 0.00 m	327.65 Cota: -16.70 m	10.23 Cota: -1.00 m	5.35 Cota: -1.00 m	21.31 Cota: -1.77 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	-1.44 Cota: -10.37 m	0.00 Cota: 0.00 m	-50.27 Cota: -1.01 m	-61.82 Cota: -4.30 m	-1.73 Cota: -10.37 m	0.00 Cota: 0.00 m

- Fase 2

Tabla 8.12. Esfuerzos de la segunda fase

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/m ²)	Presión hidrostática (kN/m ²)
0.00	0.74	0.00	1.61	-0.00	12.73	0.00
-1.27	-0.25	24.82	-80.42	-14.55	16.26	0.00
-2.78	-1.41	54.61	-52.19	-112.92	17.73	6.70
-4.30	-2.34	84.40	-6.15	-154.08	17.53	21.60
-5.82	-2.97	114.18	19.63	-135.02	-16.62	23.54
-7.34	-3.33	143.97	25.07	-99.00	-23.75	23.54
-8.86	-3.50	173.76	22.31	-62.73	-27.02	23.54
-10.37	-3.54	203.54	16.27	-34.03	-27.86	23.54
-11.89	-3.52	233.33	9.92	-15.02	-27.36	23.54
-13.41	-3.46	263.12	4.77	-4.72	-26.28	23.54
-14.93	-3.40	292.90	1.42	-0.68	-25.00	23.54
-16.45	-3.33	322.69	0.03	0.00	-23.70	23.54
Máximos	0.74 Cota: 0.00 m	327.65 Cota: -16.70 m	25.07 Cota: -7.34 m	6.82 Cota: -1.00 m	18.39 Cota: -2.02 m	23.54 Cota: -6.58 m
Mínimos	-3.54 Cota: -10.37 m	0.00 Cota: 0.00 m	-84.36 Cota: -1.01 m	-154.08 Cota: -4.30 m	-27.86 Cota: -10.37 m	0.00 Cota: 0.00 m

- Fase 3

Tabla 8.13. Esfuerzos de la tercera fase

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/m ²)	Presión hidrostática (kN/m ²)
0.00	1.57	0.00	2.64	-0.00	20.83	0.00
-1.27	-0.49	24.82	-107.58	-18.98	13.93	0.00
-2.78	-2.91	54.61	-90.79	-166.40	3.00	6.70
-4.30	-5.00	84.40	-69.25	-287.88	3.18	21.60
-5.82	-6.52	114.18	-18.65	-352.03	8.81	36.49
-7.34	-7.34	143.97	63.12	-311.76	14.45	51.38
-8.86	-7.56	173.76	69.15	-198.14	-62.62	51.99
-10.37	-7.38	203.54	51.69	-108.30	-64.17	51.99
-11.89	-6.98	233.33	33.39	-46.12	-63.60	51.99
-13.41	-6.49	263.12	16.64	-10.53	-62.13	51.99
-14.93	-5.98	292.90	2.42	1.76	-58.68	51.99
-16.45	-5.48	322.69	-1.44	0.16	-48.74	51.99
Máximos	1.57 Cota: 0.00 m	327.65 Cota: -16.70 m	79.77 Cota: -7.59 m	9.59 Cota: -1.00 m	20.83 Cota: 0.00 m	51.99 Cota: -7.59 m
Mínimos	-7.56 Cota: -8.86 m	0.00 Cota: 0.00 m	-111.47 Cota: -1.01 m	-353.85 Cota: -6.07 m	-64.18 Cota: -10.63 m	0.00 Cota: 0.00 m

- Fase 4

Tabla 8.14. Esfuerzos de la cuarta fase

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/m ²)	Presión hidrostática (kN/m ²)
0.00	1.57	0.00	2.63	-0.00	20.82	0.00
-1.27	-0.49	24.82	-107.56	-18.98	13.93	0.00
-2.78	-2.91	54.61	-90.76	-166.35	3.01	6.70
-4.30	-4.99	84.40	-69.20	-287.77	3.19	21.60
-5.82	-6.51	114.18	-18.58	-351.83	8.83	36.49
-7.08	-7.25	139.00	47.20	-327.50	13.53	48.90
-8.60	-7.55	168.79	71.61	-215.56	-62.01	51.99
-10.12	-7.42	198.58	54.71	-121.38	-64.07	51.99
-11.64	-7.06	228.36	36.36	-54.60	-63.77	51.99
-13.16	-6.58	258.15	19.28	-14.77	-62.39	51.99
-14.68	-6.07	287.94	4.54	1.14	-60.35	51.99
-16.19	-5.56	317.73	-1.84	0.52	-50.40	51.99
Máximos	1.57 Cota: 0.00 m	327.65 Cota: -16.70 m	79.66 Cota: -7.59 m	9.59 Cota: -1.00 m	20.82 Cota: 0.00 m	51.99 Cota: -7.59 m
Mínimos	-7.55 Cota: -8.86 m	0.00 Cota: 0.00 m	-111.44 Cota: -1.01 m	-353.63 Cota: -6.07 m	-64.16 Cota: -10.63 m	0.00 Cota: 0.00 m

- Fase 5

Tabla 8.15. Esfuerzos de la quinta fase (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/m ²)	Presión hidrostática (kN/m ²)
0.00	1.56	0.00	2.61	-0.00	20.63	0.00
-1.27	-0.54	98.92	-100.20	-44.34	13.30	0.00
-3.04	-3.35	133.67	-82.21	-202.27	0.06	9.19
-4.81	-5.61	168.42	-49.98	-320.99	4.99	26.56
-6.58	-7.02	203.18	24.09	-340.68	11.57	43.94
-8.10	-7.50	232.96	74.37	-246.88	-60.31	51.99
-9.87	-7.45	267.71	56.43	-132.39	-63.63	51.99
-11.64	-7.04	302.46	35.61	-53.51	-63.48	51.99
-13.41	-6.48	337.22	16.35	-10.32	-61.92	51.99
-15.18	-5.89	371.97	0.70	1.94	-56.96	51.99
Máximos	1.56 Cota: 0.00 m	401.75 Cota: -16.70 m	77.84 Cota: -7.59 m	68.18 Cota: -0.21 m	20.63 Cota: 0.00 m	51.99 Cota: -7.59 m
Mínimos	-7.54 Cota: -8.86 m	0.00 Cota: 0.00 m	-117.40 Cota: -0.21 m	-349.54 Cota: -6.07 m	-63.85 Cota: -10.63 m	0.00 Cota: 0.00 m

Tabla 8.16. Esfuerzos de la quinta fase (con retracción)

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/m ²)	Presión hidrostática (kN/m ²)
0.00	0.52	0.00	1.32	-0.00	10.43	0.00
-1.27	-1.32	98.92	-87.61	-27.47	5.71	0.00
-3.04	-3.79	133.67	-79.70	-174.71	0.00	9.19
-4.81	-5.80	168.42	-47.49	-289.02	4.99	26.56
-6.58	-7.03	203.18	26.58	-304.31	11.57	43.94
-8.10	-7.44	232.96	65.93	-221.96	-59.16	51.99
-9.87	-7.37	267.71	50.49	-120.01	-62.05	51.99
-11.64	-6.97	302.46	32.34	-48.91	-62.14	51.99
-13.41	-6.44	337.22	15.09	-9.36	-61.07	51.99
-15.18	-5.88	371.97	0.54	1.93	-56.65	51.99
Máximos	0.52 Cota: 0.00 m	401.75 Cota: -16.70 m	68.94 Cota: -7.59 m	68.14 Cota: -0.21 m	14.75 Cota: -7.34 m	51.99 Cota: -7.59 m
Mínimos	-7.47 Cota: -8.60 m	0.00 Cota: 0.00 m	-95.82 Cota: -0.25 m	-314.69 Cota: -5.82 m	-62.32 Cota: -10.88 m	0.00 Cota: 0.00 m

Tabla 8.17. Esfuerzos de la quinta fase (con sismo)

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/m ²)	Presión hidrostática (kN/m ²)
0.00	1.54	0.00	2.80	-0.00	22.15	0.00
-1.27	-0.48	98.92	-97.92	-43.92	19.68	0.00
-3.04	-3.18	133.67	-61.87	-182.15	11.89	13.31
-4.81	-5.39	168.42	3.99	-232.55	20.50	33.58
-6.58	-7.00	203.18	121.07	-114.04	28.35	52.96
-8.10	-8.08	232.96	1.01	-120.04	-52.00	65.28
-9.87	-9.05	267.71	16.00	-100.71	-64.82	69.22
-11.64	-9.75	302.46	20.23	-66.93	-72.15	72.17
-13.41	-10.27	337.22	17.82	-32.75	-77.70	74.68
-15.18	-10.70	371.97	10.56	-7.91	-82.38	76.91
Máximos	1.54 Cota: 0.00 m	401.75 Cota: -16.70 m	141.65 Cota: -6.75 m	68.20 Cota: -0.21 m	30.11 Cota: -7.34 m	78.66 Cota: -16.70 m
Mínimos	-11.05 Cota: -16.70 m	0.00 Cota: 0.00 m	-119.13 Cota: -0.21 m	-233.56 Cota: -4.55 m	-86.20 Cota: -16.70 m	0.00 Cota: 0.00 m

8.4.6.11. Resultados para los elementos de apoyo

Esfuerzos sin mayorar

- Puntales

Tabla 8.18. Carga de los puntales por fases

Cota: -1.00 m	
Fase	Resultado
Primera Fase	Carga puntual: 260.12 kN Carga lineal: 60.49 kN/m
Segunda Fase	Carga puntual: 415.87 kN Carga lineal: 96.71 kN/m
Tercera Fase	Carga puntual: 549.67 kN Carga lineal: 127.83 kN/m
Cuarta Fase	Carga puntual: 549.55 kN Carga lineal: 127.80 kN/m

- Forjados

Tabla 8.19. Carga de los puntales por fases

Cota: 0.00 m	
Fase	Resultado
Quinta Fase	Carga lineal: 120.01 kN/m Carga lineal (Hipótesis de retracción): 97.14 kN/m Carga lineal (Hipótesis sísmica): 121.93 kN/m
Cota: -1.00 m	
Fase	Resultado
Cuarta Fase	Carga lineal: 0.23 kN/m
Quinta Fase	Carga lineal: 7.64 kN/m Carga lineal (Hipótesis sísmica): 216.79 kN/m

8.4.6.12. Descripción del armado

Tabla 8. 20. Descripción del armado de la pantalla

Armado vertical trasdós	Armado vertical intradós	Armado base horizontal	Rigidizador vertical	Rigidizador horizontal
Ø20c/30	Ø20c/15 Refuerzos: - Ø20 L(870), D(160) D: Distancia desde coronación	Ø16c/20	2Ø20	7Ø20

8.4.6.13. Comprobaciones geométricas y de resistencia

Tabla 8. 21. Comprobaciones geométricas y de resistencia

Referencia: PantallasPractica1Edif (Tanque Tormentas Practica 2 Edificación 4º Grado Ing. Civil)		
Comprobación	Valores	Estado
Recubrimiento: <i>Norma EHE-08. Artículo 37.2.4.1</i>	Mínimo: 7 cm Calculado: 7 cm	Cumple
Separación libre mínima armaduras horizontales: <i>Norma EHE-08. Artículo 69.4.1</i>	Mínimo: 2.5 cm Calculado: 18.4 cm	Cumple
Separación máxima armaduras horizontales: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.1</i>	Máximo: 30 cm Calculado: 20 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima horizontal por cara: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.001 Calculado: 0.00201	Cumple
Cuantía mínima mecánica horizontal por cara: <i>Criterio J. Calavera. "Muros de contención y muros de sótano". (Cuantía horizontal > 20% Cuantía vertical)</i>	Mínimo: 0.00104 Calculado: 0.00125	Cumple
Longitud de patilla horizontal: <i>La longitud de la patilla debe ser, como mínimo, 12 veces el diámetro. Criterio de J. Calavera, "Manual de Detalles Constructivos en Obras de Hormigón Armado".</i>	Mínimo: 19 cm Calculado: 48 cm	Cumple
Cuantía mínima geométrica vertical cara traccionada: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.0012	
- Trasdós:	Calculado: 0.0013	Cumple
- Intradós:	Calculado: 0.00261	Cumple
Cuantía mínima geométrica vertical cara comprimida: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.00036	

Referencia: PantallasPractica1Edif (Tanque Tormentas Practica 2 Edificación 4º Grado Ing. Civil)		
Comprobación	Valores	Estado
- Trasdós:	Calculado: 0.0013	Cumple
- Intradós:	Calculado: 0.00261	Cumple
Cuántía mínima mecánica vertical cara traccionada: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.2</i>		
- Trasdós:	Mínimo: 0.00074 Calculado: 0.0013	Cumple
- Intradós:	Mínimo: 0.00138 Calculado: 0.00523	Cumple
Cuántía mínima mecánica vertical cara comprimida: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.3</i>		
- Trasdós:	Mínimo: 0.00011 Calculado: 0.0013	Cumple
- Intradós:	Mínimo: 0.00012 Calculado: 0.00261	Cumple
Separación libre mínima armaduras verticales: <i>Norma EHE-08. Artículo 69.4.1</i>	Mínimo: 2.5 cm	
- Trasdós:	Calculado: 28 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 5.5 cm	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.1</i>	Máximo: 30 cm	
- Armadura vertical Trasdós:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Armadura vertical Intradós:	Calculado: 15 cm	Cumple
Comprobación a flexión compuesta: <i>Comprobación realizada por módulo de pantalla</i>		Cumple
Comprobación a cortante: <i>Norma EHE-08. Artículo 44.2.3.2.1</i>	Máximo: 605.2 kN Calculado: 440.2 kN	Cumple

Referencia: PantallasPractica1Edif (Tanque Tormentas Practica 2 Edificación 4º Grado Ing. Civil)		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación de fisuración: <i>Norma EHE-08. Artículo 49.2.3</i>	Máximo: 0.3 mm Calculado: 0.249 mm	Cumple
Longitud de solapes: <i>Norma EHE-08. Artículo 69.5.2</i>		
- Base trasdós:	Mínimo: 0.67 m Calculado: 0.7 m	Cumple
- Base intradós:	Mínimo: 0.96 m Calculado: 1 m	Cumple
Rigidizadores horizontales:		
- Diámetro mínimo: <i>Criterio de CYPE Ingenieros. El diámetro del rigidizador debe ser como mínimo igual al mayor diámetro de la armadura base vertical.</i>	Mínimo: 20 mm Calculado: 20 mm	Cumple
- Separación máxima: <i>Criterio NTE. Acondicionamiento del Terreno. Cimentaciones.</i>	Máximo: 2.5 m Calculado: 2.38 m	Cumple
Rigidizadores verticales:		
- Diámetro mínimo: <i>Criterio de CYPE Ingenieros. El diámetro del rigidizador debe ser como mínimo igual al mayor diámetro de la armadura base vertical.</i>	Mínimo: 20 mm Calculado: 20 mm	Cumple
- Separación máxima: <i>Criterio NTE. Acondicionamiento del Terreno. Cimentaciones.</i>	Máximo: 1.5 m Calculado: 1.25 m	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Sección crítica a flexión compuesta: Cota: -6.07 m, Md: -1326.93 kN·m, Nd: 0.00 kN, Vd: -26.94 kN, Tensión máxima del acero: 245.007 MPa		
- Sección crítica a cortante: Cota: -0.26 m		
- Sección con la máxima abertura de fisuras: Cota: -6.07 m, M: -873.85 kN·m, N: 0.00 kN		
- Los esfuerzos están mayorados y corresponden al ancho total del tramo definido. (Longitud tramo: 2.50 m)		

8.4.6.14. Comprobaciones de estabilidad (coeficientes de seguridad)

Tabla 8.22. Comprobaciones de seguridad

Referencia: Comprobaciones de estabilidad (Coeficientes de seguridad): Pantallas Practica 1 Edif (Tanque Tormentas Practica 2 Edificación 4º Grado Ing. Civil)		
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: <i>Valor introducido por el usuario.</i>	Mínimo: 1.5	
- Primera Fase:	Calculado: 14.204	Cumple
- Segunda Fase:	Calculado: 6.196	Cumple
- Tercera Fase:	Calculado: 2.837	Cumple
- Cuarta Fase ⁽¹⁾		No procede
- Quinta Fase ⁽¹⁾		No procede
⁽¹⁾ Existe más de un apoyo.		
Relación entre el empuje pasivo total en el intradós y el empuje realmente movilizado en el intradós: <i>Valor introducido por el usuario.</i>		
- Hipótesis básica:	Mínimo: 1.67	
- Primera Fase:	Calculado: 6.181	Cumple
- Segunda Fase:	Calculado: 4.311	Cumple
- Tercera Fase:	Calculado: 2.596	Cumple
- Cuarta Fase:	Calculado: 2.596	Cumple
- Quinta Fase:	Calculado: 2.6	Cumple
- Hipótesis sísmica. Quinta Fase:	Mínimo: 1.25 Calculado: 1.889	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

8.4.6.15. Comprobaciones de estabilidad (círculo de deslizamiento pésimo)

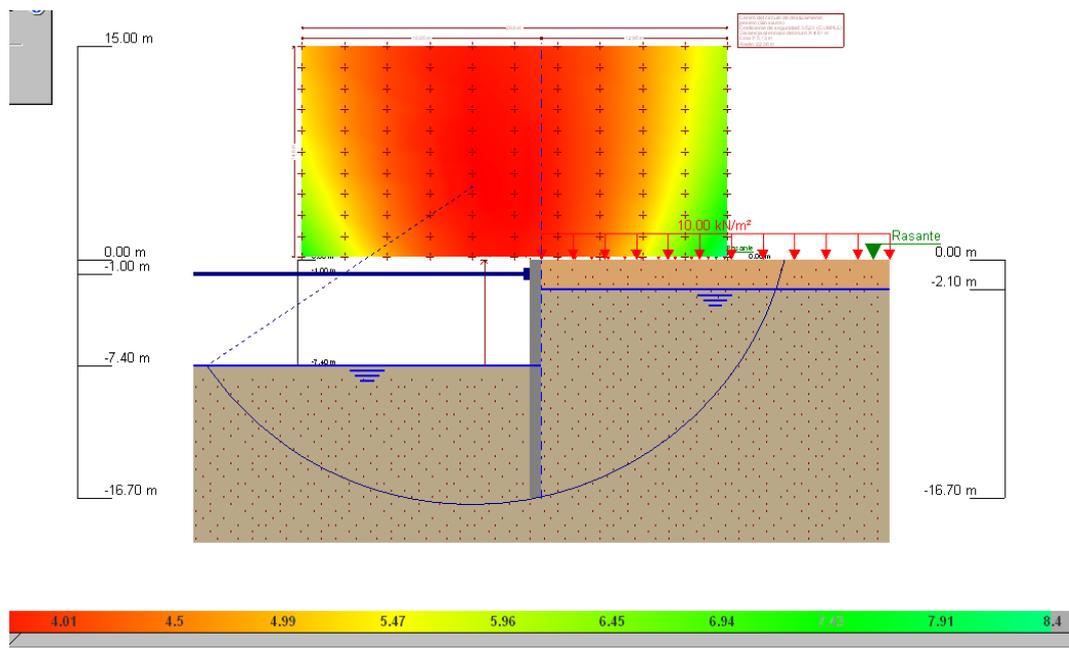


Figura 8.39. Resultados del círculo de deslizamiento pésimo

NOTA:

Las principales fuerzas que tienden a desestabilizar una masa de suelo son: su propio peso, las del elemento de contención, el nivel freático, las sobrecargas contenidas dentro del círculo, acciones sísmicas, entre otras.

Tabla 8.23. Comprobaciones de seguridad para el círculo de deslizamiento pésimo

Referencia: Comprobaciones de estabilidad (Círculo de deslizamiento pésimo): PantallasPractica1Edif (Tanque Tormentas Practica 2 Edificación 4º Grado Ing. Civil)		
Comprobación	Valores	Estado
Círculo de deslizamiento pésimo:		
-Combinaciones sin sismo: <i>Valor introducido por el usuario.</i>	Mínimo: 1.8	
-Primera Fase: Coordenadas del centro del círculo (-4.71 m ; 5.32 m) - Radio: 22.55 m:	Calculado: 9.214	Cumple
-Segunda Fase: Coordenadas del centro del círculo (-1.61 m ; 6.26 m) - Radio: 23.04 m:	Calculado: 5.404	Cumple
-Tercera Fase: Coordenadas del centro del círculo (-4.81 m ; 5.13 m) - Radio: 22.36 m:	Calculado: 3.522	Cumple
-Cuarta Fase ⁽⁴⁾		No procede

Referencia: Comprobaciones de estabilidad (Círculo de deslizamiento pésimo): Pantallas Practica 1 Edif (Tanque Tormentas Practica 2 Edificación 4º Grado Ing. Civil)		
Comprobación	Valores	Estado
- Quinta Fase ⁽¹⁾		No procede
- Combinaciones con sismo: <i>Valor introducido por el usuario.</i>	Mínimo: 1.2	
- Primera Fase: Coordenadas del centro del círculo (-4.71 m ; 5.32 m) - Radio: 22.55 m:	Calculado: 3.596	Cumple
- Segunda Fase: Coordenadas del centro del círculo (-5.68 m ; 11.72 m) - Radio: 28.99 m:	Calculado: 2.546	Cumple
- Tercera Fase: Coordenadas del centro del círculo (-5.60 m ; 19.14 m) - Radio: 36.37 m:	Calculado: 1.989	Cumple
⁽¹⁾ <i>No es necesario comprobar la estabilidad global (círculo de deslizamiento pésimo) cuando en la fase se ha definido algún forjado.</i>		
Se cumplen todas las comprobaciones		

Índice

Práctica 3. Concepción y modelización de la estructura de un edificio de oficinas con Cype.....	135
9.1. PLANTEAMIENTO	135
9.2. PARÁMETROS DEL PROBLEMA	136
9.3. DETERMINAR	139
9.4. RESOLUCIÓN	140
9.4.1. Concepción estructural. Sistema estructural elegido	140
9.4.2. Predimensionamiento de los pilares. Secciones brutas.....	141
9.4.3. Predimensionamiento de las vigas. Secciones brutas	143
9.4.4. Predimensionamiento de los forjados. Canto.....	146
9.4.5. Predimensionamiento de las pantallas.....	148
9.4.6. Introducción de la obra en CYPECAD	157
9.4.6.1. Datos del edificio. Alturas, cargas muertas y sobrecargas de uso generales ..	157
9.4.6.2. Descripción de grupos	158
9.4.6.3. Plantilla DWG.....	159
9.4.6.4. Datos generales. Materiales. Ambiente. Coeficientes de pandeo. Acciones horizontales (Viento y sismo). Recubrimientos.....	160
9.4.6.5. Entrada de pilares.....	166
9.4.6.6. Entrada de muros y pantallas.....	167
9.4.6.7. Entrada de vigas	171
9.4.6.8. Entrada de paños, losa de cimentación y forjados.....	172
9.4.6.9. Cargas superficiales y lineales. Cerramientos, carga muerta de maquinaria, sobrecarga de nieve	176
9.4.7. Cálculo y dimensionamiento del edificio	178
9.4.8. Consulta e interpretación de resultados. Optimización de la estructura	178
9.4.8.1. Listado de justificación de la acción sísmica.....	178
9.4.8.2. Desplazamientos máximos en pilares. Comprobación de rigidez frente a sismo	181
9.4.8.3. Comprobaciones en losa de cimentación. Tensiones en el terreno, esfuerzos, armados.....	182
9.4.8.4. Comprobación resistencia de las pantallas y Muros. Esfuerzos y Armados....	185
9.4.8.5. Comprobaciones en pilares. Esfuerzos, resistencia, armados y desplomes....	187
9.4.8.6. Comprobaciones en vigas, esfuerzos, armados, flechas y fisuración.....	188
9.4.8.7. Comprobaciones en forjados. Planta baja (comercial), planta primera (oficinas) y cubierta. Resistencia, flechas y fisuración	192
9.4.8.8. Listados de CYPECAD	193
9.4.8.9. Salida de planos	193
9.4.8.10. Detalles constructivos.....	194

Práctica 3

Concepción y modelización de la estructura de un edificio de oficinas con CYPE

9.1. PLANTEAMIENTO

Se pretende diseñar la estructura de un edificio de oficinas de 936 m² de planta, situado en el municipio de Murcia, cimentando mediante losa.

El edificio consta de sótano, planta baja comercial, 5 plantas para oficinas, cubierta y torreón de escaleras y ascensor, tal como se muestra en la Figura 9.1.

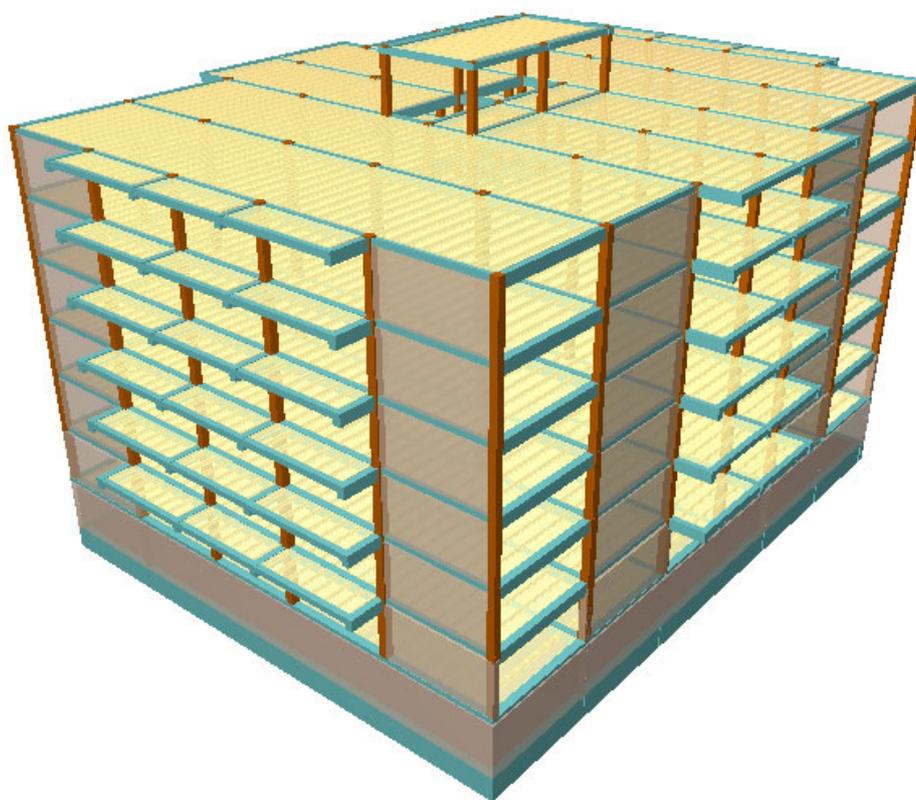


Figura 9.1. Modelización de la estructura en CYPE

9.2. PARÁMETROS DEL PROBLEMA

Las alturas de cada planta y las cotas de la cara superior de cada forjado son las recogidas en la siguiente tabla:

Tabla 9.1. Cotas de las plantas

Nombre	Altura (m)	Cota (m)
Torreón	3.00	21.00
Cubierta	3.00	18.00
Planta 5	3.00	15.00
Planta 4	3.00	12.00
Planta 3	3.00	9.00
Planta 2	3.00	6.00
Planta 1	3.00	3.00
Planta baja	3.00	0.00
Sótano		-3.00

Las cargas muertas y las sobrecargas a las que están sometidas las diferentes plantas del edificio se obtienen del diseño arquitectónico y del uso de cada planta. Estas cargas están recogidas en la Tabla 9.2.

Tabla 9.2. Cargas sobre forjados

Forjado	Cargas Muertas (Permanentes)			Variables	
	Solados (kN/m ²)	Tabiquería (kN/m ²)	Cerramiento (kN/m)	S. Uso (kN/m ²)	S. Nieve (kN/m ²)
Cubierta Torreón	1.50	--	--	1.00	1.00
Cubierta	1.50	--	2.50 (antep.)	1.00	1.00
Plantas 1 a 5	1.00	1.00	7.00	3.00	--
Planta baja	1.00	1.00	7.00	5.00	--
Sótano	1.50	--	--	5.00	--

En la planta cubierta y dentro del torreón se cargará el forjado no hueco con 5.00 kN/m² por la maquinaria del ascensor y de instalaciones. Un esquema de planta tipo de un forjado y alzados se recogen en las siguientes figuras:

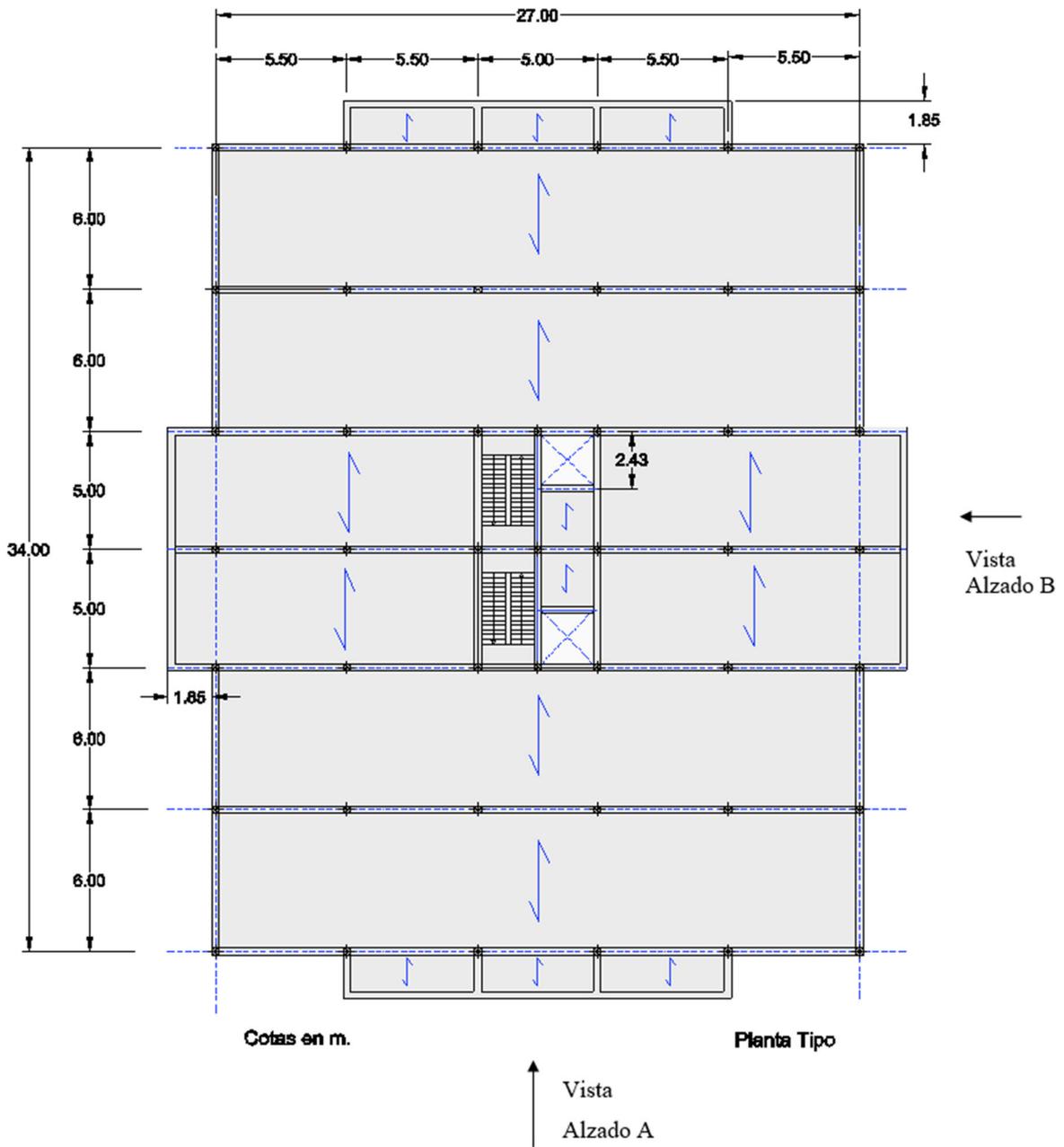


Figura 9.2. Vista en planta dimensionada

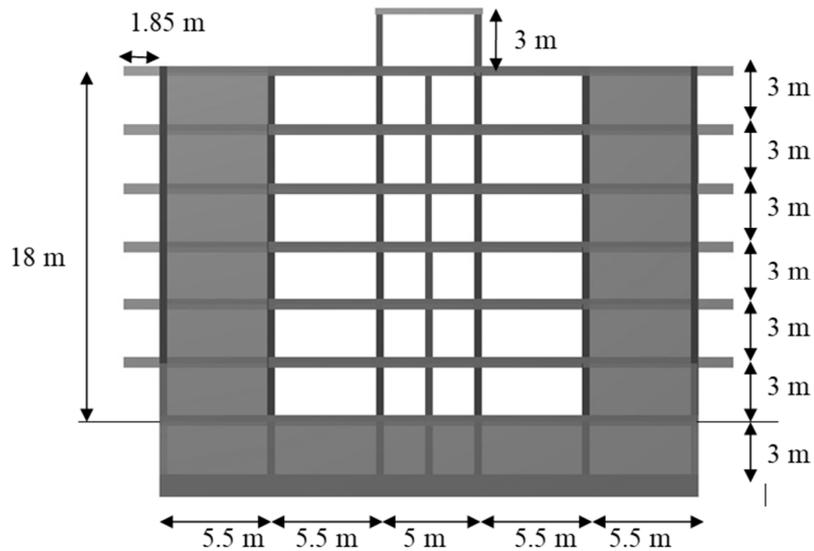


Figura 9.3. Alzado A

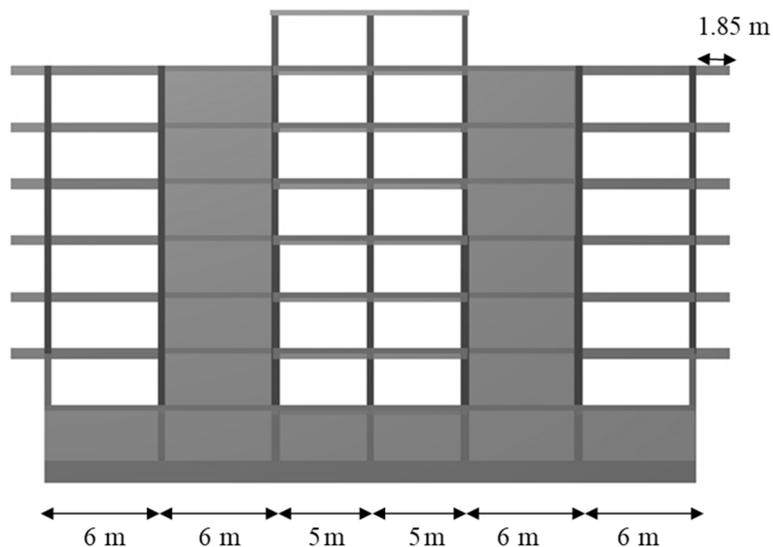


Figura 9.4. Alzado B

- **Materiales:**

Hormigón: HA-25/F/20/IIa

Acero pasivo: B-500 SD

- **Datos del terreno:**

- 0.5 m de suelo vegetal.
- A continuación, arcillas moderadamente firmes con algo de arenas. Tensión admisible $\sigma_{adm} = 0.25$ MPa. No se encuentra el nivel freático.
- Se puede considerar un suelo con una cohesión de $c_u = 0.5 \cdot q_u = 0.125$ MPa y un ángulo de rozamiento interno $\varphi = 20$.
- Módulo de balasto $k_{30} = 10$ kp/cm³ = 100,000 kN/m³

9.3. DETERMINAR

- Concepción estructural. Sistema estructural elegido.
- Predimensionamiento de los pilares. Secciones brutas
- Predimensionamiento de las vigas. Secciones brutas
- Predimensionamiento de los forjados. Canto.
- Predimensionamiento de las pantallas.
- Introducción de la obra en CYPECAD. Para ello se seguirán los siguientes pasos:
 - Datos del Edificio. Alturas, Cargas Muertas y Sobrecargas de Uso generales.
 - Descripción de grupos.
 - Plantilla DWG
 - Datos generales. Materiales. Ambiente. Coeficientes de Pandeo. Acciones horizontales (Viento y Sismo). Recubrimientos.
 - Entrada de Pilares.
 - Entrada de Muros y Pantallas
 - Entrada de vigas.
 - Entrada de Paños. Losa de cimentación y forjados.
 - Cargas superficiales y lineales. Cerramientos, carga muerta de maquinaria, sobrecarga de nieve.
- Cálculo y dimensionamiento del edificio.
- Consulta e interpretación de resultados. Optimización de la estructura.
 - Listado de justificación de la acción sísmica.
 - Desplazamientos máximos en pilares. Comprobación de rigidez frente a sismo.
 - Comprobaciones en losa de cimentación. Tensiones en el terreno, esfuerzos, armados.
 - Comprobación resistencia de las pantallas y Muros. Esfuerzos y Armados.
 - Comprobaciones en pilares. Esfuerzos, resistencia, armados y desplomes.
 - Comprobaciones en vigas, esfuerzos, armados, flechas y fisuración.
 - Comprobaciones en forjados. Planta baja (comercial), planta primera (oficinas) y cubierta. Resistencia, flechas y fisuración.
 - Listados de CYPECAD.
 - Salida de Planos.
 - Detalles constructivos.

9.4. RESOLUCIÓN

9.4.1. Concepción estructural. Sistema estructural elegido.

Si seguimos tanto la NSCE-02 como la *Guía para la definición de una estrategia antisísmica en el proyecto de nueva planta CARM*, podemos extraer, entre otras, las siguientes recomendaciones generales para la concepción de la estructura de un edificio en zona sísmica:

- Configuración simétrica de elementos resistentes.
- Simetría y uniformidad de masas.
- Empleo de pantallas para edificios de más de tres plantas situados en zona de sismicidad alta (Guía antisísmica).
- Los elementos de gran rigidez (pantallas, muros, triangulaciones) deben estar situados en el perímetro exterior del edificio (NCSE-02), dispuestos en dos direcciones con una configuración simétrica. O en caso de que formen núcleos interiores será imprescindible que estén centrados en el edificio.
- Para $a_c \geq 0.16g$, elementos redundantes frente a la acción sísmica, para que el fallo de una de ellos no suponga cambios significativos en el centro de rigidez.

Los sistemas de pantallas presentan una gran rigidez relativa frente a los pilares, por lo que, capturan la mayor parte de la acción sísmica.

Con todas estas consideraciones se ha elegido el esquema de pantallas indicado en la figura:

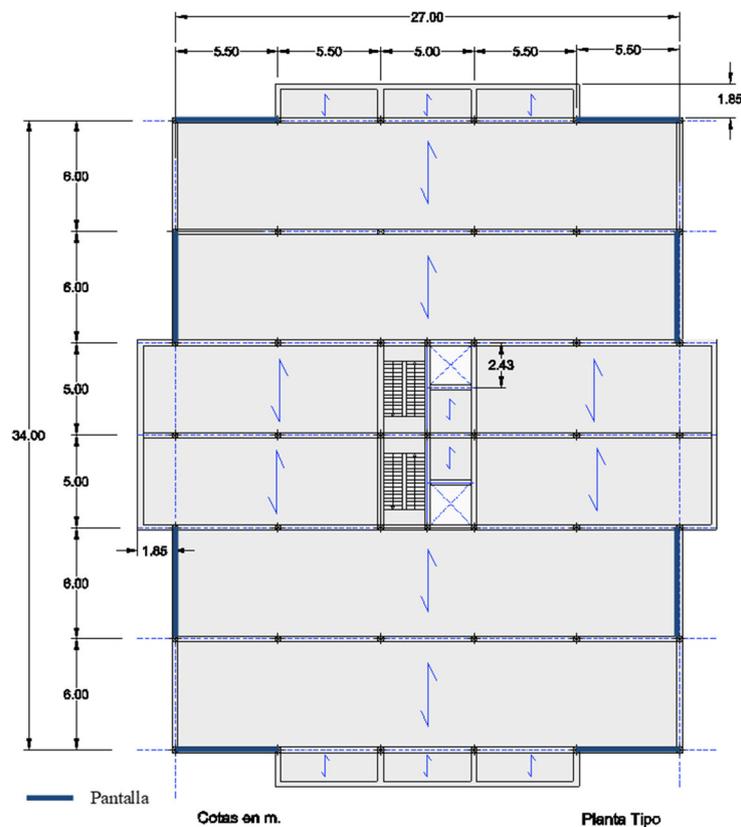


Figura 9.5. Planta de pantallas rigidizadoras

La tipología estructural elegida es por tanto la de **Pantallas de Hormigón**. No se puede considerar en este edificio que el sistema estructural existente sea una combinación de los sistemas pórticos y pantallas, puesto que no se cuenta con un entramado de vigas de canto y pilares en las dos direcciones X e Y.

En el apartado 9.4.5 se realiza un predimensionamiento de las pantallas de hormigón.

9.4.2. Predimensionamiento de los pilares. Secciones brutas

Considerando que las acciones horizontales se van a resistir por las pantallas de hormigón, se va a utilizar el siguiente método para el predimensionado de la sección bruta de los pilares de hormigón:

La idea de este método parte en llevar las tensiones admisibles del hormigón a valores que permitan no superar la resistencia del hormigón y un armado medio. La simplificación consiste en asumir que las tensiones en el hormigón dependen del axil o carga vertical que le llega al pilar mayorado por un porcentaje para tener en cuenta la excentricidad debida a los momentos que le lleguen al pilar. Por tanto, la expresión propuesta es:

$$S = \alpha \cdot \frac{N}{f_{ck}}$$

Donde:

S , es el área que necesitamos de pilar de hormigón armado

N , es la carga vertical que recibe el pilar sin mayorar, la de servicio (G+ Q)

f_{ck} , es la resistencia característica del hormigón a compresión

α , coeficiente de la Tabla 9.3

Tabla 9.3. Coeficientes α , para pilares

Situación del pilar	α
Pilar interior en primeras plantas	3.00
Pilar interior en últimas plantas si hay más de 5 plantas	3.00
Pilar extremo	3.00
Pilar de esquina	3.00

La dimensión mínima para un pilar de hormigón armado es de 25 cm x 25 cm (según EHE-08) y, si estamos en zona sísmica (con aceleración de cálculo mayor o igual a 0.16g), de 30 cm x 30 cm.

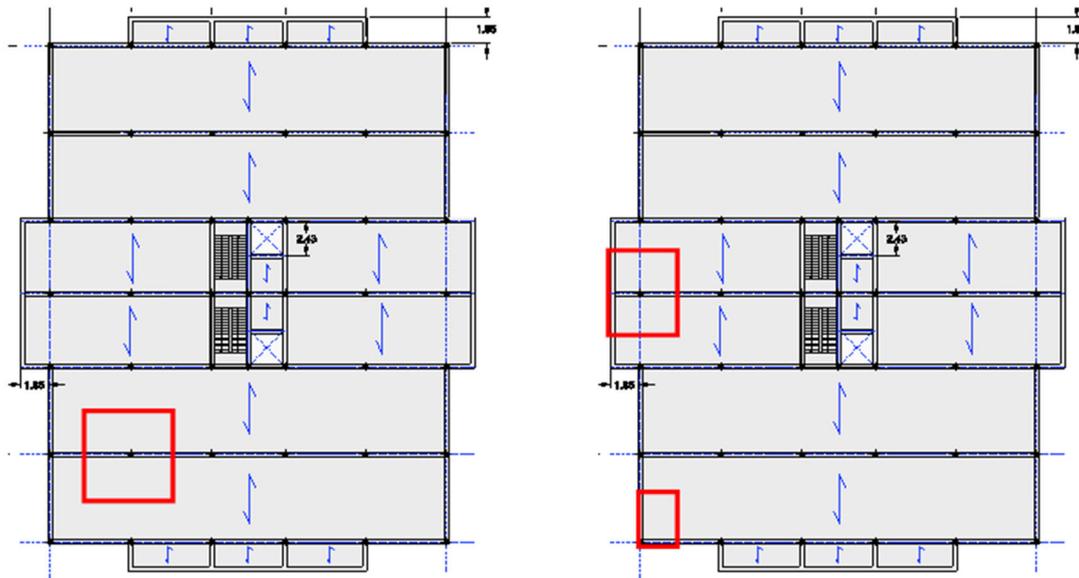


Figura 9.6. Área de contribución a pilares interiores, medianería y de esquina

Estimando el peso propio de los forjados unidireccionales en 3.5 kN/m², la carga superficial (G+Q) de cada tipo de planta es la siguiente:

Planta baja = $3.5 + 1+1 + 5 = 10.5 \text{ kN/m}^2$

Plantas 1 a 5 = $3.5 + 1+ 1+ 3 = 8.5 \text{ kN/m}^2$

Cubierta = $3.5 + 1.5 + 1 +1= 7.0 \text{ kN/m}^2$

Las cargas por pilar están calculadas en la siguiente tabla:

Tabla 9. 4. Cargas en pilares

	Sup. carga (m ²)	Carga sup. (kN/m ²)	Long cerram. (m)	Carga cerram. (kN)	N (kN)
Sótano					
Pilar interior	(5.5 x 6.0) x	(10.5 + 5 x 8.5 + 7)			= 1980.0
Planta baja					
Pilar interior	(5.5 x 6.0) x	(5 x 8.5 + 7)			= 1633.5
Pilar median	5.0 x (5.5/2+1.85) x	(5 x 8.5 + 7)+	5 x	(5 x 7+2.5)	= 1326.0
Pilar esquina	(5.5/2 x 6.0/2) x	(5 x 8.5 + 7)+	(3+5.5/2)x	(5 x 7+2.5)	= 624.0
Primera Planta					
Pilar interior	(5.5 x 6.0) x	(4 x 8.5 + 7)			= 1353.0
Pilar median	5.0 x (5.5/2+1.85) x	(4 x 8.5 + 7)+	5 x	(4 x 7+2.5)	= 1095.5
Pilar esquina	(5.5/2 x 6.0/2) x	(4 x 8.5 + 7)+	(3+5.5/2)x	(4 x 7+2.5)	= 513.6
Segunda Planta					
Pilar interior	(5.5 x 6.0) x	(3 x 8.5 + 7)			= 1072.5
Pilar median	5.0 x (5.5/2+1.85) x	(3 x 8.5 + 7)+	5 x	(3 x 7+2.5)	= 865.0
Pilar esquina	(5.5/2 x 6.0/2) x	(3 x 8.5 + 7)+	(3+5.5/2)x	(3 x 7+2.5)	= 403.3

Las dimensiones de los pilares se estiman a continuación siguiendo el método de predimensionamiento descrito.

Tabla 9.5. Dimensiones pilares

	Ø	S (m²)	Lado x lado (m x m)
Sótano			
Pilar interior	3.3	0.261	0.50 x 0.50
Planta baja			
Pilar interior	3.3	0.215	0.50 x 0.50
Pilar medianería	4.6	0.244	0.50 x 0.50
Pilar esquina	6.0	0.150	0.40 x 0.40
Primera Planta			
Pilar interior	3.3	0.179	0.45 x 0.45
Pilar medianería	4.6	0.202	0.45 x 0.45
Pilar esquina	6.0	0.123	0.35 x 0.35
Segunda Planta			
Pilar interior	3.3	0.142	0.40 x 0.40
Pilar medianería	4.6	0.159	0.40 x 0.40
Pilar esquina	6.0	0.097	0.35 x 0.35

9.4.3. Predimensionamiento de las vigas. Secciones brutas

La viga a predimensionar corresponde al siguiente pórtico:

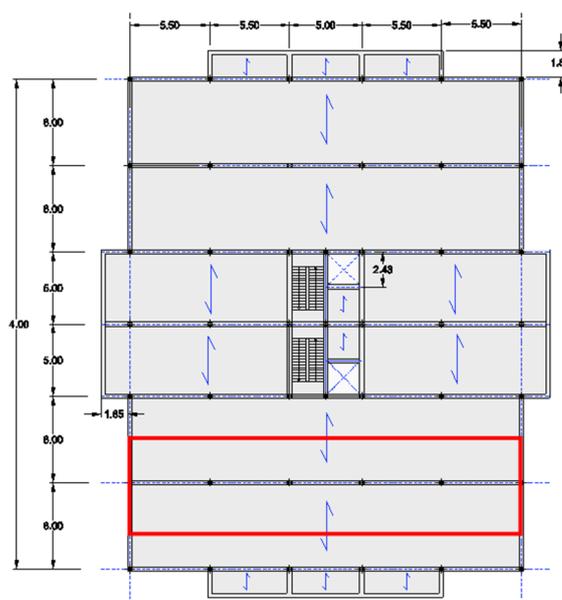
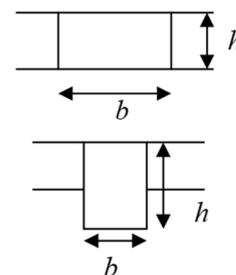


Figura 9.7. Viga de pórtico a predimensionar

Para la elección de la sección bruta de las vigas en edificación convencional existen unas reglas simples, que son las siguientes:

- Para vigas planas: $b = L/10$; $h = \text{forjado}$
 procurando que $h \approx L/20$ (siendo L la luz entre pilares)
- Para vigas de canto: $h=L/12$; $b \geq h/2$ con $b \geq 20\text{cm}$; $b \leq c$
 (siendo c el ancho del pilar)



Estas reglas, aunque pueden servir de orientación, son demasiado simples. Para predimensionar las vigas, es decir, elegir las dimensiones de su sección bruta, vamos a seguir un procedimiento que tienen en cuenta su deformación y su resistencia.

En primer lugar, vamos a determinar el canto útil (y el canto de la viga) mínimo para no tener que calcular la flecha de esta viga según la EHE-08. La Tabla 9.6, correspondiente a la Tabla 50.2.2.1 de la EHE, determina este canto.

Tabla 9.6. Relaciones L/d en vigas y losas de hormigón armado sometidos a flexión simple (Tabla 50.2.2.1.a EHE-08) [8].

Sistema estructural L/d	K	Elementos fuertemente armados: $\rho = 1,5\%$	Elementos débilmente armados $\rho = 0,5\%$
Viga simplemente apoyada. Losa uni o bidireccional simplemente apoyada	1,00	14	20
Viga continua ¹ en un extremo. Losa unidireccional continua ^{1,2} en un solo lado	1,30	18	26
Viga continua ¹ en ambos extremos. Losa unidireccional o bidireccional continua ^{1,2}	1,50	20	30
Recuadros exteriores y de esquina en losas sin vigas sobre apoyos aislados	1,15	16	23
Recuadros interiores en losas sin vigas sobre apoyos aislados	1,20	17	24
Voladizo	0,40	6	8

¹ Un extremo se considera continuo si el momento correspondiente es igual o superior al 85% del momento de empotramiento perfecto.

² En losas unidireccionales, las esbelteces dadas se refieren a la luz menor.

³ En losas sobre apoyos aislados (pilares), las esbelteces dadas se refieren a la luz mayor.

De la tabla anterior, para elementos fuertemente armados como son las vigas, podemos decir:

- En vigas de vano extremos: $d \geq \frac{L}{18}$ (d es el canto útil de la viga)
- En vigas de vano interior del pórtico: $d \geq \frac{L}{20}$

Para que tenga el mismo canto la viga en todo el pórtico, elegimos:

$$d \geq \frac{L}{18} = \frac{5,5 \text{ m}}{18} = 0,31 \text{ m}$$

A esto, le sumamos un recubrimiento mecánico de 5 cm y tenemos una viga de $h = 0,36 \text{ m}$ de canto mínimo. Por lo tanto, con forjados de 30 cm de canto, la viga tiene que ser una viga de canto (descolgada del forjado).

Si utilizamos la regla citada al comienzo de este apartado, para vigas de canto, $h = L/12 = 0,46 < 0,5 \text{ m}$. La viga podría ser de $0,30 \times 0,50$ ($b \times h$).

Comprobamos ahora la resistencia de la sección elegida. Para ello seguimos los siguientes pasos:

- Determinamos esfuerzos en las vigas (con el método de cálculo de entramados de la EH-91)
- Comprobación de la resistencia a flexión con el prontuario informático de la EHE-08.

Aunque la norma EH-91 no está en vigor, es válida para predimensionar, puesto que estos cálculos previos no sustituyen a las comprobaciones que se realizarán posteriormente de los ELU y los ELS con el programa CYPE.

El método de cálculo de esfuerzos en entramados de la EH-91 es aplicable cuando se cumplen las cuatro condiciones siguientes:

- Estructura sometida exclusivamente a cargas verticales uniformemente repartidas.
- La carga variable no es superior a la mitad de la carga permanente.
- Dentro de cada vano las piezas son de sección constante, es decir, no existen cartelas.
- Las luces de dos vanos adyacentes cualesquiera no difieren entre sí en más del 20% de la mayor.

Aunque esta última condición no se cumple en los pórticos centrales de nuestro edificio, vamos a emplear el método porque no lo utilizamos para calcular, sino para dimensionar. El resto de condiciones sí se cumplen, puesto que las cargas horizontales las soportarán las pantallas.

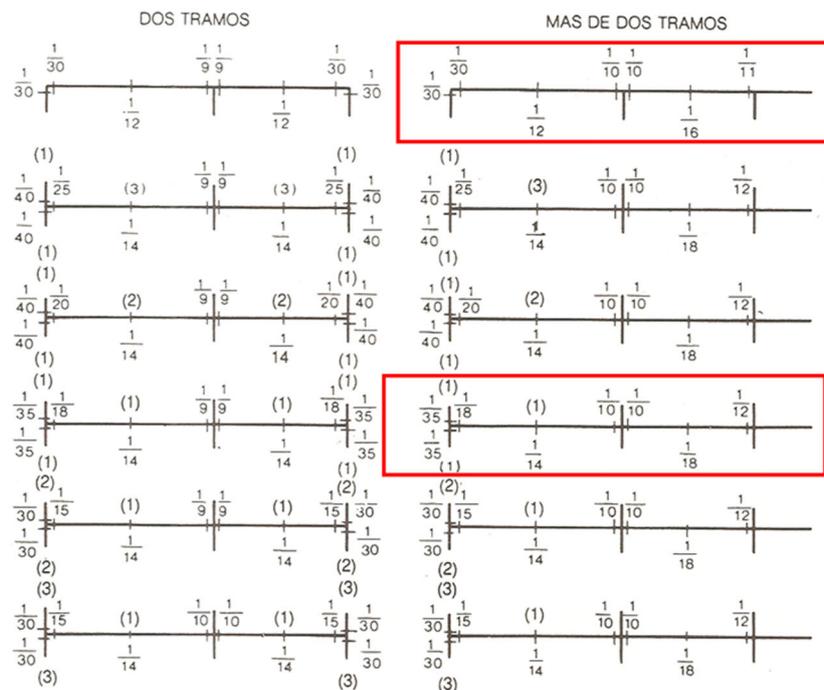


Figura 9.8. Coeficientes de Momentos Flectores en entramados frente a cargas verticales $M = \text{coef} \cdot p \cdot l^2$

En nuestro caso, el momento flector del primer apoyo de la viga de planta baja en pilares interiores es:

$$M_d^- = \frac{1}{10} p \cdot l^2 = \frac{1}{10} (1.35 \cdot (3.5 + 1 + 1) + 1.5 \cdot 5) \cdot 6 \cdot 5.5^2 = 270.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Desde la planta 1 hasta la 5, el momento flector del primer apoyo de la viga en pilares interiores es:

$$M_d^- = \frac{1}{10} p \cdot l^2 = \frac{1}{10} (1.35 \cdot (3.5 + 1 + 1) + 1.5 \cdot 3) \cdot 6 \cdot 5.5^2 = 216.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Elegimos una sección de 0.30 m x 0.55 m ($b \times h$) y dimensionamos su armadura con el prontuario informático de la EHE-08 a flexión simple con un momento de cálculo $M_d = 300 \text{ kN}\cdot\text{m}$, como se observa en la Figura 9.9.

Sección: VIGA30_55

Elemento estructural: Viga, Losa, Muro

Md [kN·m]: 300

At [cm²] = 16.1					
	∅ 12	∅ 14	∅ 16	∅ 20	∅ 25
nº total de ∅	—	—	9	6	4
nº de capas	—	—	2	2	1
At[cm²]	—	—	18.1	18.8	19.6
wk [mm]*	—	—	0.25	0.26	0.29

Ac [cm²] = 0.0					
	∅ 12	∅ 14	∅ 16	∅ 20	∅ 25
nº total de ∅					
nº de capas					
Ac[cm²]					

(*) Los valores de la abertura característica de fisura son meramente orientativos. Se han calculado suponiendo un coeficiente global de mayoración de 1.50 y una proporción carga cuasi-permanente / carga total= 80%.

Figura 9.9. Dimensionamiento en el prontuario informático de la EHE

Como la cuantía de armadura es razonable, del 1%, consideramos esta sección como válida para introducirla en CYPE

9.4.4. Predimensionamiento de los forjados. Canto

Elegimos un canto de los forjados unidireccionales para que no sea necesario la comprobación de flechas. (Art 50.2.2.1 EHE-08). A pesar de que tengamos sobrecargas de más de 4 kN/m^2 , podemos utilizar este método para elegir el canto del forjado, ya que CYPE realizará la comprobación de flechas en estos forjados.

Forjado de planta baja:

- En vano exterior:

$$h_{\min} = \delta_1 \cdot \delta_2 \frac{L}{C} = 0.319 \text{ m}$$

Con:

$$\delta_1 = (q/7)^{1/2} = ((3.5+1+1+5)/7)^{1/2} = 1.225$$

$$\delta_2 = (L/6)^{1/4} = 1$$

Donde:

$L = 6 \text{ m}$ y $C = 23$ (viguetas pretensadas en vano extremo. Tabla 50.2.2.1b. EHE-08)

- En vano interior:

$$h_{\min} = \delta_1 \cdot \delta_2 \frac{L}{C} = 0.28 \text{ m}$$

Con:

$$\delta_1 = (q/7)^{1/2} = ((3.5+1+1+5)/7)^{1/2} = 1.225$$

$$\delta_2 = (L/6)^{1/4} = 1$$

Donde:

L = 6 m y C = 26 (viguetas pretensadas en vano interior. Tabla 50.2.2.1b. EHE-08)

- En planta baja no existe voladizos en los forjados.

Forjados de las plantas 1 a 5:

- En vano exterior:

$$h_{\min} = \delta_1 \cdot \delta_2 \frac{L}{C} = 0.286 \text{ m}$$

Con:

$$\delta_1 = (q/7)^{1/2} = ((3.5+1+1+3)/7)^{1/2} = 1.1$$

$$\delta_2 = (L/6)^{1/4} = 1$$

Donde:

L = 6 m y C = 23 (viguetas pretensadas en vano extremo. Tabla 50.2.2.1b. EHE-08)

- En vano interior:

$$h_{\min} = \delta_1 \cdot \delta_2 \frac{L}{C} = 0.253 \text{ m}$$

Con:

$$\delta_1 = (q/7)^{1/2} = ((3.5+1+1+3)/7)^{1/2} = 1.1$$

$$\delta_2 = (L/6)^{1/4} = 1$$

Donde:

L = 6 m y C = 26 (viguetas pretensadas en vano interior. Tabla 50.2.2.1b. EHE-08).

- En voladizo:

$$h_{\min} = \delta_1 \cdot \delta_2 \frac{L}{C} = 0.306 \text{ m}$$

Con:

$$\delta_1 = (q/7)^{1/2} = ((3.5+1+1+3+(7/1.85))/7)^{1/2} = 1.324$$

$$\delta_2 = (L/6)^{1/4} = 0.75$$

Donde:

L = 1.85 m y C = 6 (viguetas pretensadas en voladizo. Apuntes).

Se elige un canto de 0.30 m para todos los forjados del edificio. Aunque en algunos casos no cumplimos con el canto mínimo para no tener que comprobar flecha según la EHE-08, pero CYPE si la comprobará.

9.4.5. Predimensionamiento de las pantallas

Las pantallas tienen la función de rigidizar la estructura y resistir los esfuerzos provocados por las acciones horizontales. En zona sísmica, las acciones horizontales determinantes para edificios son las acciones sísmicas.

Para determinar las dimensiones de las pantallas se va a seguir el siguiente procedimiento. Se van a comprobar pantallas de dimensiones:

Tabla 9.7. Dimensiones de las pantallas

	Nº (Dir x)	Dim (Dir x) (m x m)	Nº (Dir y)	Dirección y (m x m)
Planta baja	4	0.30 x 5.50	4	0.30 x 6.00
Plantas 1 a 5	4	0.25 x 5.50	4	0.25 x 6.00

Se realizarán las siguientes comprobaciones:

- De **resistencia**: Se comprobará su resistencia a flexión compuesta y a cortante, frente a la acción sísmica.
- De **deformaciones horizontales** frente a la acción sísmica. Se limitará la diferencia de deformación entre dos plantas consecutivas a un valor igual al 1% de la altura de la planta. Esta limitación viene recogida en el Eurocódigo 8 (UNE -EN 1998-1-1) en su apartado 4.4.3.2. Esta limitación se refiere a edificios que tengan elementos no estructurales frágiles adosados a los elementos estructurales. De esta forma se van a disponer elementos estructurales rígidos que son capaces de soportar la totalidad de la acción sísmica y que garantizan la no contribución de las fachadas y la tabiquería a la rigidez de la estructura durante el sismo.

Para llevar a cabo estas comprobaciones se realizará un análisis sísmico simplificado empleando el método de las fuerzas sísmicas estáticas equivalentes de la NCSE-02 [10].

El empleo de este método simplificado está permitido en edificios de cualquier tipo siempre que cumplan una serie de requisitos relacionados con su altura máxima, número de plantas, regularidad en planta y alzado, continuidad de soportes y regularidad mecánica.

En el método simplificado se supone que la estructura del edificio corresponde a un modelo unidimensional, constituido por un oscilador múltiple con un solo grado de libertad de desplazamiento por planta. Este modelo se analiza mediante un sistema de fuerzas horizontales que representan la acción del sismo.

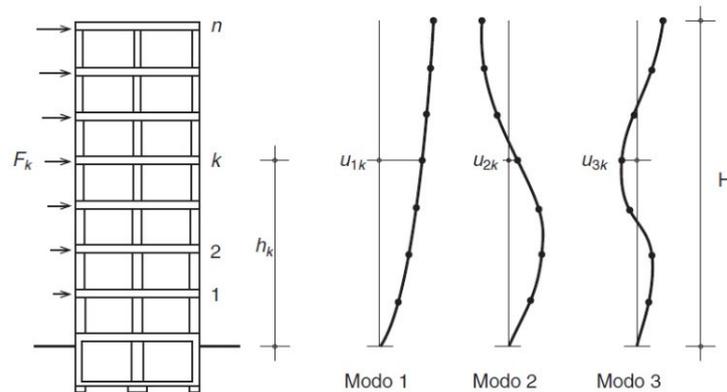


Figura 9.10. Modos de vibración en modelos planos de estructuras [10].

Antes de aplicar el método simplificado de la norma, será necesario determinar la aceleración sísmica de cálculo.

Aceleración sísmica de cálculo:

La aceleración sísmica de cálculo, a_c , se define como el siguiente producto de:

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b$$

Donde:

a_b , es la aceleración sísmica básica y vale $a_b = 0.15g$ para el municipio de Murcia (Anejo I NCSE-02)

ρ , es un coeficiente adimensional de riesgo $\rho = 1$ (construcciones de importancia normal. Art 1.2.2 NCSE-02)

S , es el coeficiente de amplificación del terreno. Para $0.1g < \rho \cdot a_b < 0.4g$:

$$S = \frac{C}{1.25} + 3.33 \left(\rho \cdot \frac{a_b}{g} - 0.1 \right) \left(1 - \frac{C}{1.25} \right)$$

Siendo:

C , es el coeficiente del terreno y depende de sus características geotécnicas, mostradas en la Tabla 9.8:

Tabla 9.8. Coeficientes del terreno

Tipo de terreno	Coefficiente C
I	1,0
II	1,3
III	1,6
IV	2,0

En el caso del edificio de esta práctica, el terreno es tipo III, que corresponde a suelo granular de compacidad media, o suelo cohesivo de consistencia firme o muy firme. Entonces $C = 1.6$. De esta forma, la aceleración sísmica de cálculo para este edificio es:

$$a_c = 0.185 \cdot g$$

Obtención del periodo fundamental:

Para esta tipología estructural (pantallas y pórticos de HA), la NCSE-02 proporciona en su artículo 3.7.2.2. la siguiente expresión para la obtención del periodo fundamental:

$$T_F = 0.07 \cdot n \cdot \sqrt{H/(B + H)}/\sqrt{L}$$

Siendo:

H , altura de la edificación, sobre rasante

n , número de plantas sobre rasante

B , dimensión de las pantallas rigidizadoras, en el sentido de la oscilación

L , dimensión en planta del edificio en el sentido de la oscilación, en metros

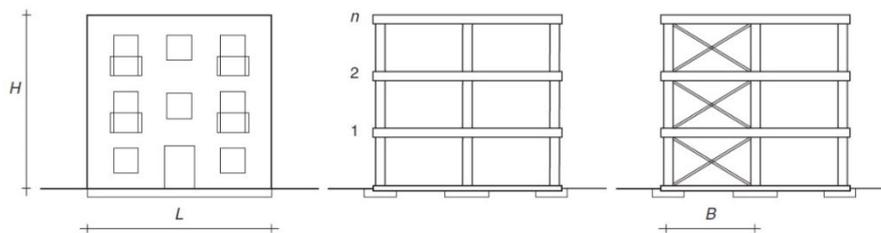


Figura 9.11. Esquema de diferentes tipos de edificios [10].

Entonces:

$$T_{FX} = 0.07 \cdot 6 \cdot \sqrt{18/(5.5 + 18)} = 0.368 \text{ s}$$

$$T_{FY} = 0.07 \cdot 6 \cdot \sqrt{18/(6.0 + 18)} = 0.364 \text{ s}$$

Dado que ambos valores son inferiores a 0.75 s , será suficiente con considerar el primer modo de vibración para el análisis de la estructura, tanto en la dirección (X) como (Y) (Art. 3.7.2.1 NCSE-02).

Como los periodos fundamentales en cada dirección (T_{FX} , T_{FY}) son similares, las fuerzas sísmicas también lo serán. Por este motivo, en esta práctica sólo se van a calcular las correspondientes a la dirección (X).

Cálculo de las fuerzas sísmicas:

La fuerza sísmica estática equivalente, F_{ik} , correspondiente a la planta k y modo de vibración i , viene dada por:

$$F_{ik} = s_{ik} \cdot P_k$$

Donde:

$P_k = m_k \cdot g$, es el peso correspondiente a la masa, m_k , de la planta k

La masa de cada planta es igual a las masas correspondientes a:

- la propia estructura,
- las masas de las cargas permanentes,
- y una fracción de la masa correspondiente a la sobrecarga de uso, según la NCSE-02 (art. 3.2), del 60% para las plantas de edificios de oficinas.

➤ Plantas de 1 a 5

$A_{planta} = 1,014.2 \text{ m}^2$ (superficie de cada planta)

$L_{cer} = 76 \text{ m}$ (longitud de cerramiento de cada planta)

$L_{pan} = (6.0 \cdot 4 + 5.5 \cdot 4) = 46 \text{ m}$ (longitud de pantallas en planta)

$L_{per} = 76 + 46 = 122 \text{ m}$ (perímetro de la planta)

$P_k = (3.5 + 1 + 1 + 0.6 \cdot 3) \cdot A_{planta} + 7 \cdot L_{cer} + (0.25 \cdot 3.0 \cdot 25) \cdot L_{pan} = 10,826.56 \text{ kN}$

➤ Planta de cubierta

$P_6 = (3.5 + 1.5 + 0.6 \cdot 1) \cdot A_{planta} + 2.5 \cdot L_{per} + (0.25 \cdot 1.5 \cdot 25) \cdot L_{pan} + P_{ascen} + P_{torreon} = 6,780.77 \text{ kN}$

Donde:

$P_{ascen} = 2 \cdot 70 = 140 \text{ kN}$ (peso de los ascensores)

$P_{torreon} = (3.5 + 1) \cdot (5 \cdot 10) = 225 \text{ kN}$ (peso del forjado del torreón)

Las fuerzas sísmicas estáticas equivalente se definen como el producto de los pesos anteriores y el coeficiente sísmico adimensional correspondiente a la planta k y al modo de vibración i , definido como:

$$s_{ik} = (a_c/g) \cdot \alpha_i \cdot \beta \cdot \eta_{ik}$$

Donde:

a_c , es la aceleración de cálculo $\rightarrow a_c = 0.185g$

β es el coeficiente de respuesta $\rightarrow \beta = v/\mu = 0.5$

μ , es el coeficiente de comportamiento por ductilidad. $\mu = 2$ por tratarse de una estructura con pantallas, pero sin pórticos en las dos direcciones (Art 3.7.3.1.c)

Tipo de estructura	Compartimentación de las plantas	Ω (%)	Coeficiente de comportamiento por ductilidad			Sin ductilidad ($\mu = 1$)
			$\mu = 4$	$\mu = 3$	$\mu = 2$	
Hormigón armado o acero laminado	Diáfana	4	0,27	0,36	0,55	1,09
	Compartimentada	5	0,25	0,33	0,50	1,00
Muros y tipo similares	Compartimentada	6	—	—	0,46	0,93

Figura 9. 12. Valores del coeficiente de respuesta β [10].

α_i toma los siguientes valores

$$\alpha_i = 2.5 \quad \text{para } T_i \leq T_B$$

$$\alpha_i = 2.5 \cdot T_B/T_i \quad \text{para } T_i > T_B$$

$$T_B = K \cdot C/2.5 = 1 \cdot 1.60/2.5 = 0.64$$

η_{ik} es el factor de distribución correspondiente a la planta k , en el modo i :

$$\eta_{ik} = \Phi_{ik} \cdot \frac{\sum m_k \cdot \Phi_{ik}}{\sum m_k \cdot \Phi_{ik}^2}$$

Φ_{ik} , es el coeficiente de forma correspondiente a la planta k en el modo i , para el que se adopta la siguiente expresión aproximada:

$$\Phi_{ik} = \sin[(2 \cdot i - 1) \cdot \pi \cdot h_k/2H]$$

Siendo:

h_k , la altura de cada planta sobre la rasante del terreno

Con la formulación expuesta se obtienen las siguientes fuerzas sísmicas estáticas equivalentes (Tabla 9.9), al considerar solamente un modo ($i = 1$) de vibración:

Tabla 9.9. Fuerzas sísmicas estáticas equivalentes en X

	P_k (kN)	m_k (kg)	h_k (m)	Φ_{1k}	η_{1k}	s_{1k}	F_{kx} (kN)	F_{kx} por pantalla (kN)
Planta 1 (forjado 1)	10,826.56	1,082,656	3	0.2588	0.325	0.075	813.37	203.34
Planta 2	10,826.56	1,082,656	6	0.5000	0.628	0.145	1,571.30	392.83
Planta 3	10,826.56	1,082,656	9	0.7071	0.888	0.205	2,222.16	555.54
Planta 4	10,826.56	1,082,656	12	0.8660	1.087	0.251	2,721.58	680.39
Planta 5	10,826.56	1,082,656	15	0.9659	1.212	0.280	3,035.52	758.88
Cubierta	6,780.77	678,077	18	1.0000	1.255	0.290	1,968.24	492.06

En la tabla anterior, se ha repartido la carga sísmica equivalente por planta en la dirección x entre las cuatro pantallas dividiendo por 4, puesto que las cuatro pantallas orientadas en esta dirección son iguales.

Según el Art 3.2 de la NCSE-02, en todas las construcciones, incluso en las que coincida el centro de masas y el centro de torsión, se deberá considerar una excentricidad adicional de las masas o de las fuerzas sísmicas equivalentes en cada planta, no menor de $1/20 L_e$

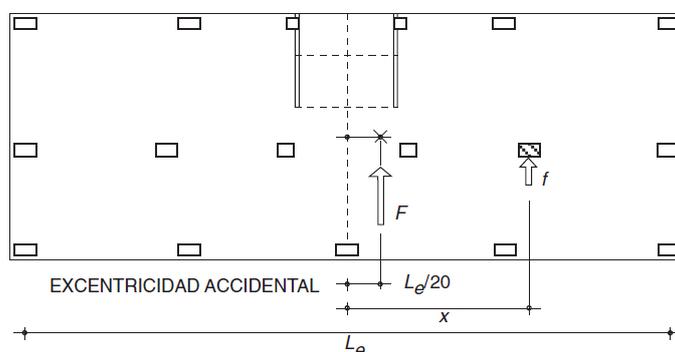


Figura 9.13. Efectos de rotación [10].

Las solicitaciones debidas a la excentricidad adicional citada, en edificios con distribución homogénea de masas y rigideces se puede considerar multiplicando las fuerzas sísmicas estáticas equivalentes por el siguiente coeficiente (Art. 3.7.5 NCSE-02):

$$\gamma_a = 1 + 0.6 \cdot \frac{x}{L_e} = 1.3$$

Donde:

$x = 17$ m, es la distancia del elemento que se considera al centro del edificio, medida perpendicularmente a la dirección de la acción sísmica considerada

$L_e = 34$ m, es la distancia entre los dos elementos resistentes más extremos, medida de la misma forma

Con este factor, las fuerzas sísmicas equivalentes en cada pantalla y en cada planta quedan como se muestra en la Tabla 9.10:

Tabla 9.10. Fuerzas sísmicas estáticas equivalentes en X con los efectos de la rotación

	F_{kx} por Pantalla (kN)	Factor efecto rotación	F_{kx} por Pantalla (kN)
Planta 1 (forjado 1)	203.34	x 1.3 =	264.34
Planta 2	392.83	x 1.3 =	510.67
Planta 3	555.54	x 1.3 =	722.20
Planta 4	680.39	x 1.3 =	884.51
Planta 5	758.88	x 1.3 =	986.55
Cubierta	492.06	x 1.3 =	639.68

Comprobación de resistencia de una pantalla (Dir XX):

Para la comprobación de resistencia y de deformaciones horizontales de una pantalla dispuesta en dirección X, se han obtenido los esfuerzos y desplazamientos con un modelo de barra en ménsula con el programa MEFI (Métodos de Elementos Finitos en Ingeniería).

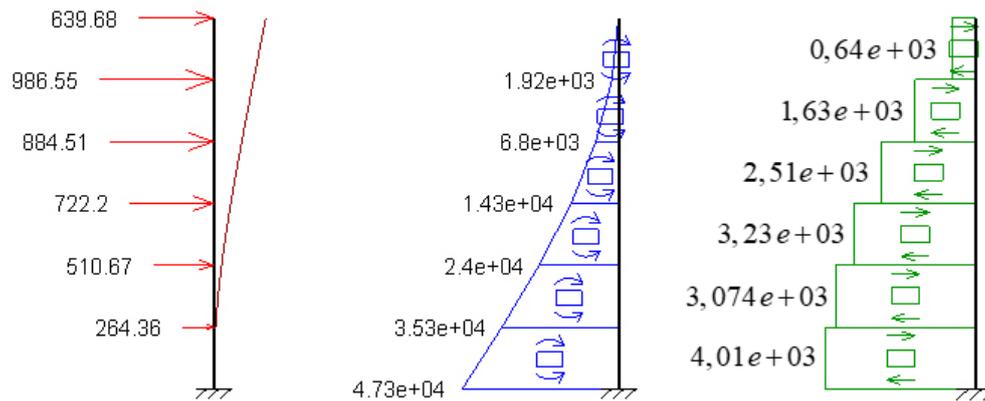


Figura 9.14. Esfuerzos en una pantalla. A la izquierda, fuerzas sísmicas equivalentes (kN). En el centro, momentos flectores (kN·m). A la derecha, esfuerzos cortantes (kN)

El esfuerzo axial N_d en la pantalla (en planta baja), concomitante con la acción sísmica, se ha estimado de la siguiente forma:

$$\text{Peso propio pantalla: } N_{d1} = 3 \cdot (0.3 \cdot 5.5) \cdot 25 + 5 \cdot 3 \cdot (0.25 \cdot 5.5) \cdot 25 = 639.38 \text{ kN}$$

Peso propio forjado y sobre cargas:

$$N_{d2} = (5.5 \cdot 3) \cdot (1.5 + 3.5 + 0.6 \cdot 1) + (5.5 \cdot 3) \cdot 5 \cdot (3.5 + 2 + 0.6 \cdot 3) + 5.5 \cdot 2.5 = 708.40 \text{ kN}$$

$$N_d = N_{d1} + N_{d2} = 639.40 + 708.40 = 1,374.80 \text{ kN}$$

➤ Comprobación a flexocompresión



PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: prueba2
 Fecha: 30/03/2016
 Hora: 21:06:12

Cálculo de secciones a flexión compuesta recta

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-25_SIS
 Tipo de acero : B-500-S_SIS
 fck [MPa] = 25.00
 fyk [MPa] = 500.00
 γ_c = 1.30
 γ_s = 1.00

- Sección

Sección : PANTALLA
 b [m] = 0.30
 h [m] = 5.50
 r [m] = 0.050

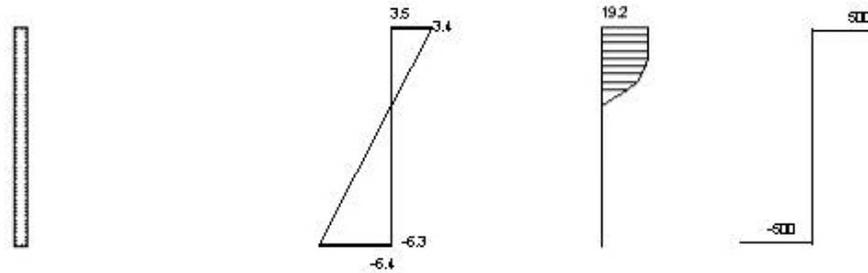
 n° barras horizontales = 3
 n° barras verticales = 54

Figura 9.15. Datos de entrada para la comprobación a flexocompresión en prontuario informático de la EHE

2 Comprobación

ϕ [mm] = 25
 N_d [kN] = 1347.8
 M_d [kN·m] = 47300

 N_u [kN] = 1402.8
 M_u [kN·m] = 49228.5
 γ = 1.04



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 1.952
 $1/r$ [1/m] · 1.E-3 = 1.8
 ϵ_s · 1.E-3 = 3.5
 ϵ_i · 1.E-3 = -6.4

Deformación y tensión de armaduras superior e inferior

Profundidad [m]	Deformación · 1.E ⁻³	Tensión [MPa]
0.050	3.4	-500.0
5.450	-6.3	500.0

Figura 9.16. Comprobación a flexocompresión en el prontuario informático de la EHE

Se ha comprobado, por lo tanto, que con una armadura longitudinal de barras de 25 mm cada 10 cm en ambas caras de la pantalla, esta es capaz de resistir los esfuerzos sísmicos de flexocompresión.

Esta armadura supone una cuantía geométrica $\rho = A_s/A_c = 3.6\%$, que está dentro de las recomendaciones de cuantía para considerar ductilidad (alta o muy alta) en la dirección de la pantalla (Art 4.5.5 NCSE-02). En concreto, esta recomendación es:

$$0.25\% < \rho < 4\%$$

➤ Comprobación a cortante**2 Comprobación**

Tipo de armadura: cercos a 90.0°
 separación s_t [m] = 0.1
 ϕ [mm] = 12
 n° ramas : 2
 Area [cm^2/m] = 22.6
 ρ_l [$\cdot 1. \text{E}-3$] = 16

Inclinación de las bielas $\theta [^\circ] = 45$
 Nd [kN] = 1347.0
 $\rho_{\text{comprimida}}$ [$\cdot 1. \text{E}-3$] = 16
 σ_{yd} [MPa] = 0.0

Vu1 [kN] = 9429.2
 Vu2 [kN] = 4437.9
 Vcu [kN] = 0.0
 Vsu [kN] = 4437.9

- Resistencia a cortante:
 Vu [kN] = 4437.9

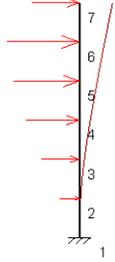
Figura 9.17. Comprobación a cortante en el prontuario informático de la EHE

Con armadura horizontal en ambas caras de 12 mm de diámetro, a modo de cercos, separados 10 cm, es suficiente para resistir el cortante en la base de la pantalla.

➤ Comprobación de rigidez (deformaciones horizontales) de la pantalla (Dir XX)

Los desplazamientos de la pantalla debidos a las fuerzas sísmicas estáticas equivalentes, obtenidos con el modelo de MEFI, se especifican en la Tabla 9.11. Para su obtención se han considerado los momentos de inercia de la sección de la pantalla en sus diferentes plantas $I_y = (1/12) \cdot b \cdot h^2$ y el módulo de elasticidad del hormigón HA-25, $E = 32035 \text{ MPa}$.

Tabla 9.11. Deformada y desplazamientos de la pantalla (Dir XX)

Deformada de la pantalla	Desplazamientos horizontales (m)			
	Punto	D_x	$D_x \cdot \mu = D_x \cdot 2$	$\Delta x/h_k$
	1	0.00000	0.00000	
	2	0.00146	0.00292	0.0029
	3	0.00553	0.01105	0.0081
	4	0.01156	0.02312	0.0121
	5	0.01878	0.03757	0.0144
	6	0.02659	0.05319	0.0156
	7	0.03460	0.06920	0.0160

Para evitar que los elementos no estructurales adosados a la estructura sufran daños, se limita la diferencia de deformación entre dos plantas consecutivas a un valor igual al 1% de la altura de la planta. Esta limitación viene recogida en el Eurocódigo 8 (UNE -EN 1998-1-1) [11] en su apartado 4.4.3.2. Es decir:

$$\Delta x/h_k < 1\% \cdot h_k = 0.03 \text{ m}$$

Siendo:

h , la altura de la planta

Nótese que para el cálculo de $\Delta x/h$ se han multiplicado los desplazamientos obtenidos de las fuerzas estáticas equivalentes por el coeficiente de ductilidad μ para obtener $D_x \cdot \mu$. Estos desplazamientos ($D_x \cdot \mu$) son equivalentes a los obtenidos a partir del espectro sísmico elástico y calculados en régimen elástico.

9.4.6. Introducción de la obra en CYPECAD

9.4.6.1. Datos del edificio. Alturas, cargas muertas y sobrecargas de uso generales

Para la creación de un nuevo proyecto accedemos a: **Archivo > Nuevo > Nueva Obra**. En este paso, seleccionamos la carpeta donde se guardarán los diferentes archivos de CYPE, asignamos el nombre y una descripción breve del proyecto. Luego, en nuestro caso, seleccionamos **Introducción automática DXF/DWG**, por tanto: **Archivo > Nuevo > Nueva Obra > Introducción automática DXF/DWG**.

La ventana emergente permite introducir el número de plantas, sus alturas y el valor de las sobrecargas de uso y cargas muertas, tal como se muestra en la Figura 9.18.

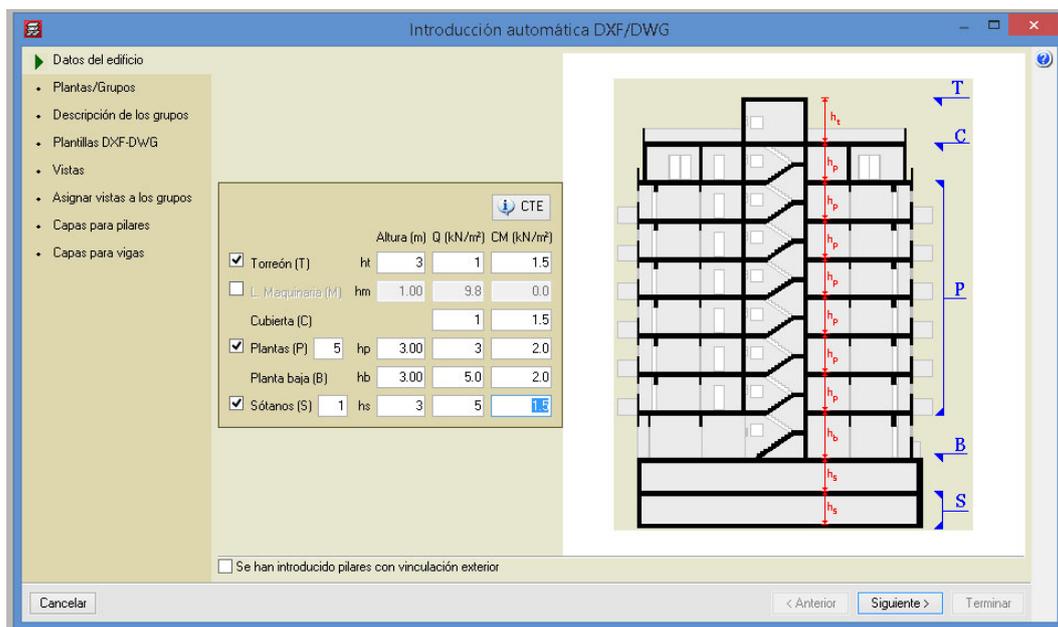


Figura 9.18. Datos del edificio

9.4.6.2. Descripción de grupos

Como desde la planta 1 hasta la 5 son iguales, en la sección *Plantas/Grupos*, se desactivan las casillas *Inicio de grupo* desde la tercera hasta la sexta fila. De esta forma, quedan agrupadas estas plantas en un único grupo.

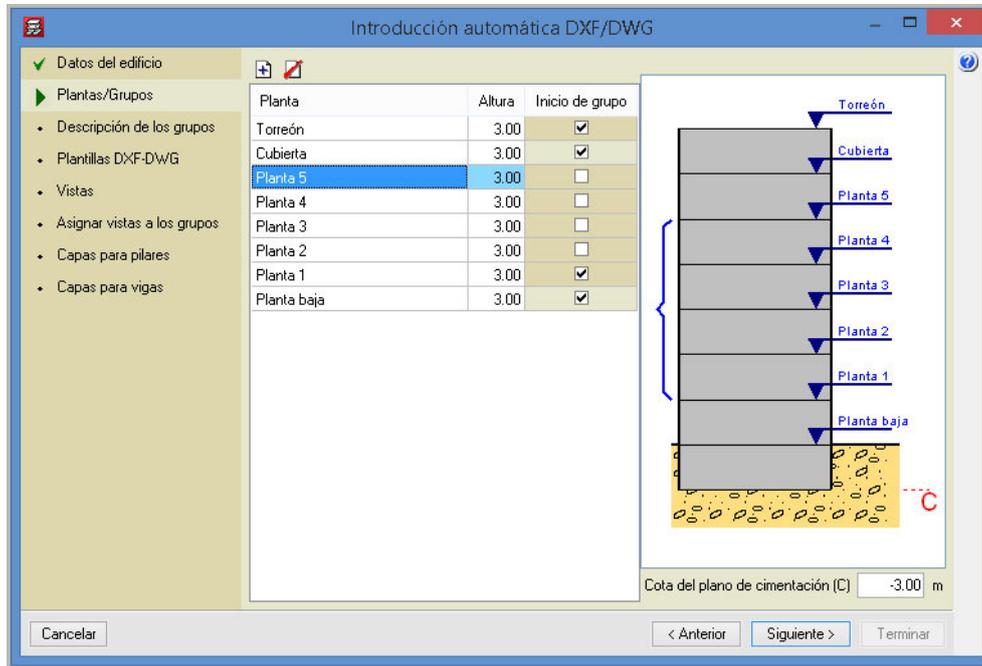


Figura 9.19. Plantas/Grupos

Continuando con *Descripción de los grupos*, aquí se puede asignar un valor diferente de carga a los grupos anteriormente creados. Por el momento, no se variarán estos datos.

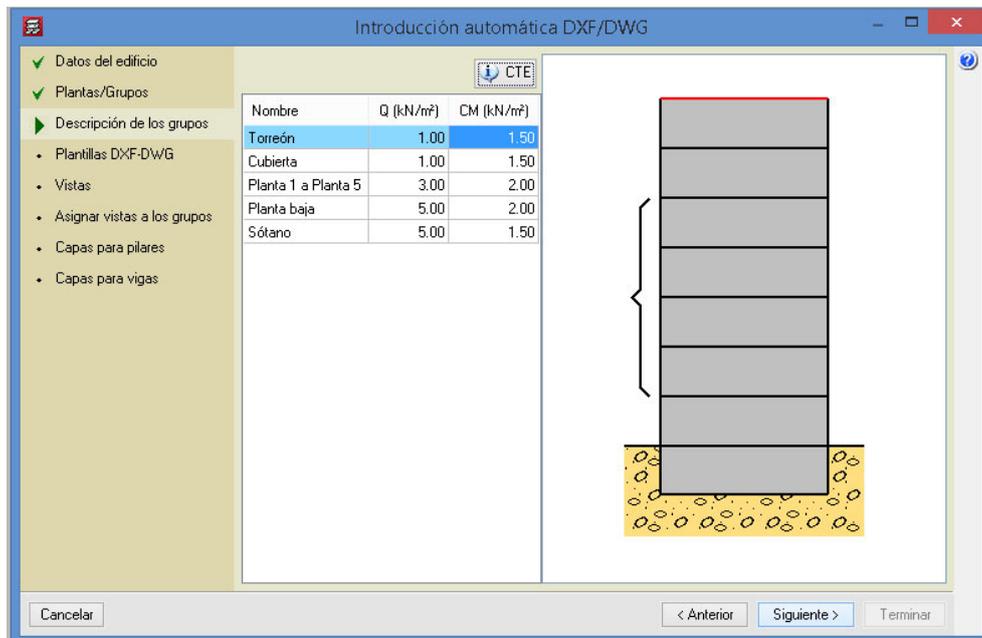


Figura 9.20. Descripción de los grupos

9.4.6.3. Plantilla DWG

Seleccionamos los archivos CAD correspondientes al proyecto. Desde aquí se asignan las plantillas para cada grupo o plantas. También, se pueden activar o desactivar una capa en específico, cambiarle el color o grosor de líneas, entre otros.

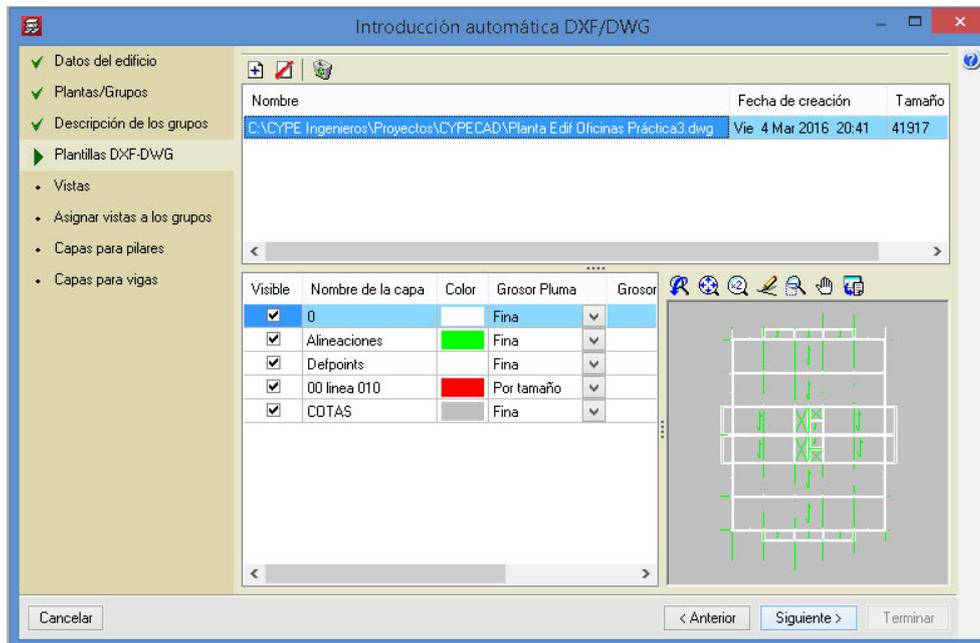


Figura 9.21. Plantillas DXF/DWG

Como se ha importado un único archivo de dibujo, se debe crear una vista para cada grupo.

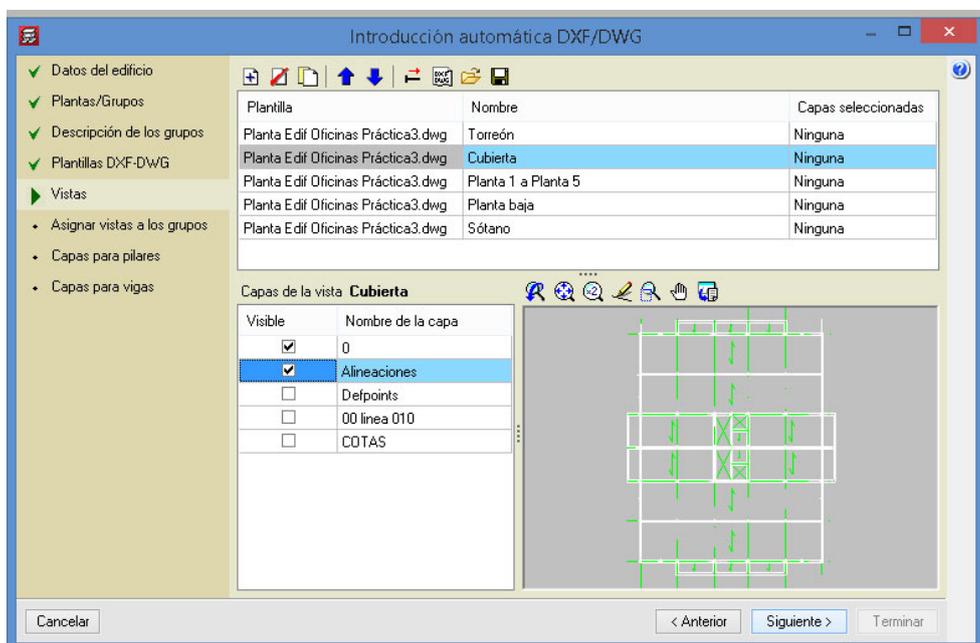


Figura 9.22. Vistas

9.4.6.4. Datos generales. Materiales. Ambiente. Coeficientes de pandeo. Acciones horizontales (Viento y sismo). Recubrimientos.

Una vez se han completado las diferentes secciones de la ventana general **Introducción automática DXF/DWG**, se muestra la ventana **Datos generales** (Figura 9.23). En ella se debe especificar las características de los materiales, la normativa y las acciones a considerar.

Figura 9.23. Ventana "Datos generales"

Iniciamos seleccionando las normas para los diferentes materiales y elementos estructurales (Figura 9.24).

Figura 9.24. Selección de normas

Lo siguiente es especificar la resistencia del hormigón para los elementos estructurales y, también, el tipo de acero para barras y perfiles. Ahí mismo, en la rueda dentada de *Barras*, se clica para especificar el recubrimiento de las vigas, forjados de viguetas, pilares y cimentación. En la ventana emergente **Tipos de acero en barras**, nos dirigimos al ícono con forma de cremallera del elemento al cual queremos modificar el recubrimiento. En el caso de **Forjados > En Vigas**, se abre una ventana emergente llamada **Opciones de vigas**, seleccionamos *Disposiciones de armado*, donde nos aparece otra ventana emergente (**Recubrimiento en viga**) en la cual podemos aplicar el recubrimiento deseado (ver Figura 9.25).

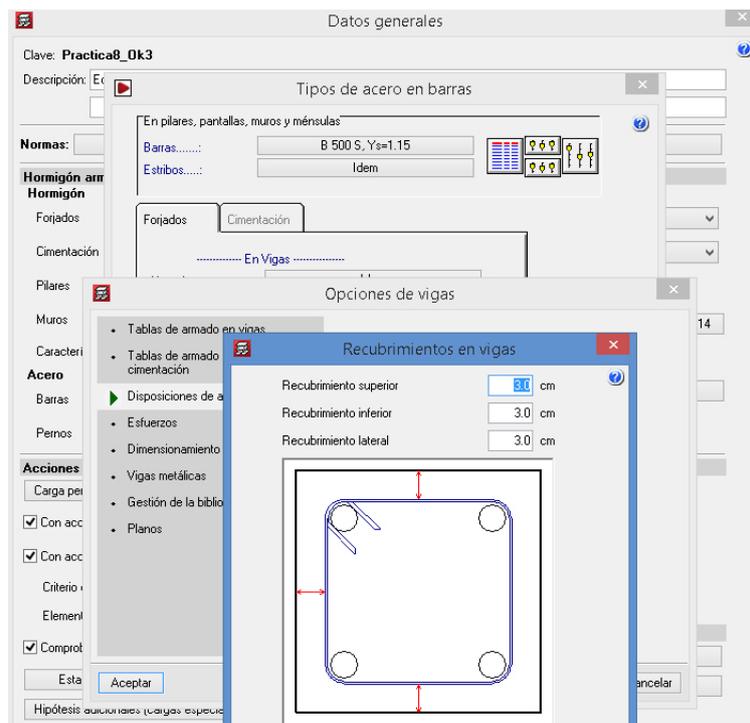


Figura 9.25. Recubrimiento en vigas

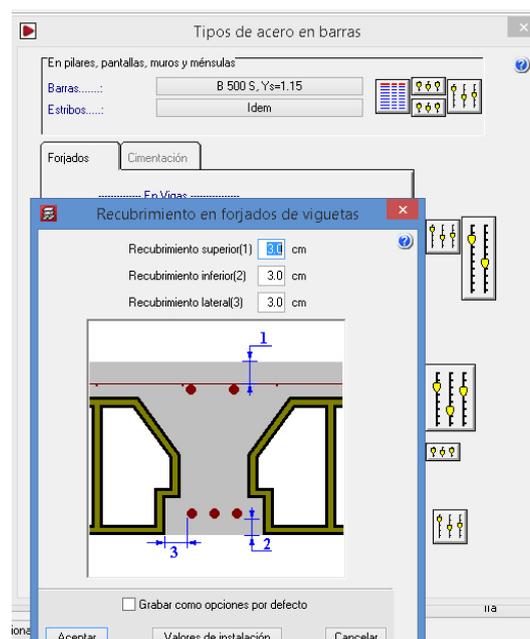


Figura 9.26. Recubrimiento en forjado de viguetas

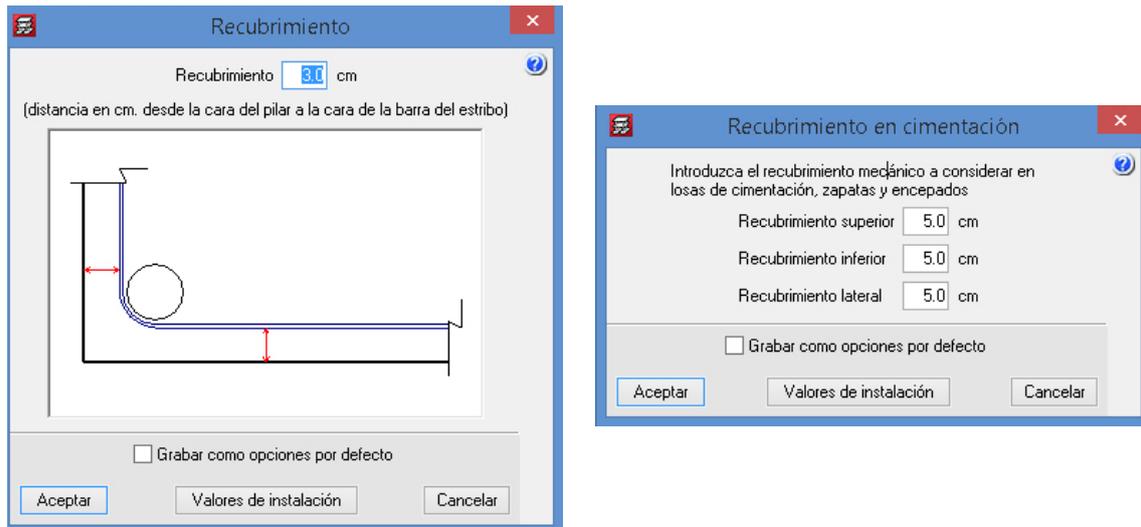


Figura 9.27. Recubrimientos. A la izquierda, el correspondiente a pilares. A la derecha, el de la cimentación

Se verifica la pestaña *Estados límites (combinaciones)* y se selecciona que la cota de nieve sea inferior sea inferior o igual a 1000 m (Figura 9.28).

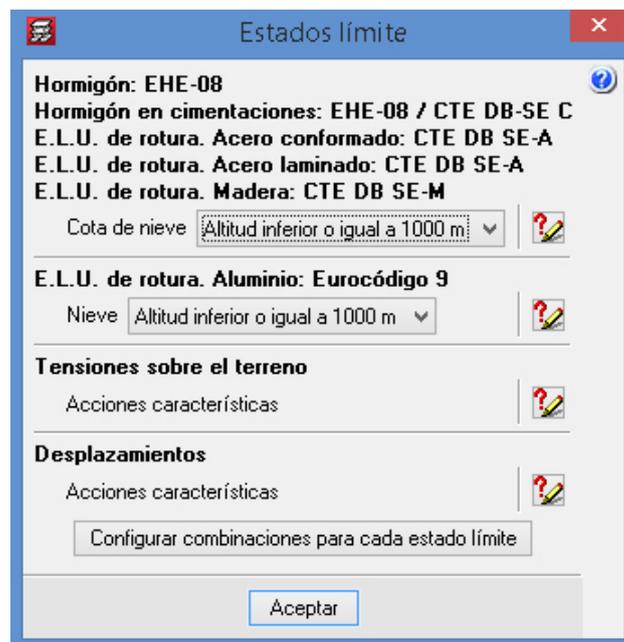


Figura 9.28. Ventana Estados límite

En *Carga permanente y sobrecarga de uso* se selecciona la categoría de uso de cada planta. Ahí mismo, se configura el proceso constructivo del torreón como está en la Figura 9.29.

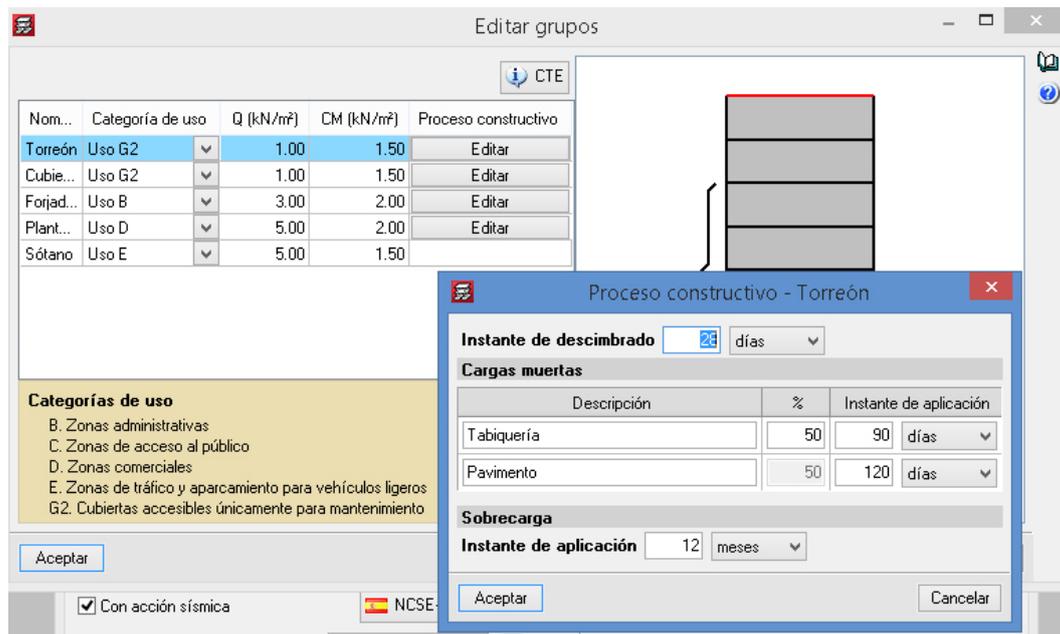


Figura 9.29. Ventana "Editar grupos" y "Proceso constructivo"

Lo siguiente es seleccionar la normativa para el cálculo de la acción del viento. Se selecciona con efecto de 2º orden.

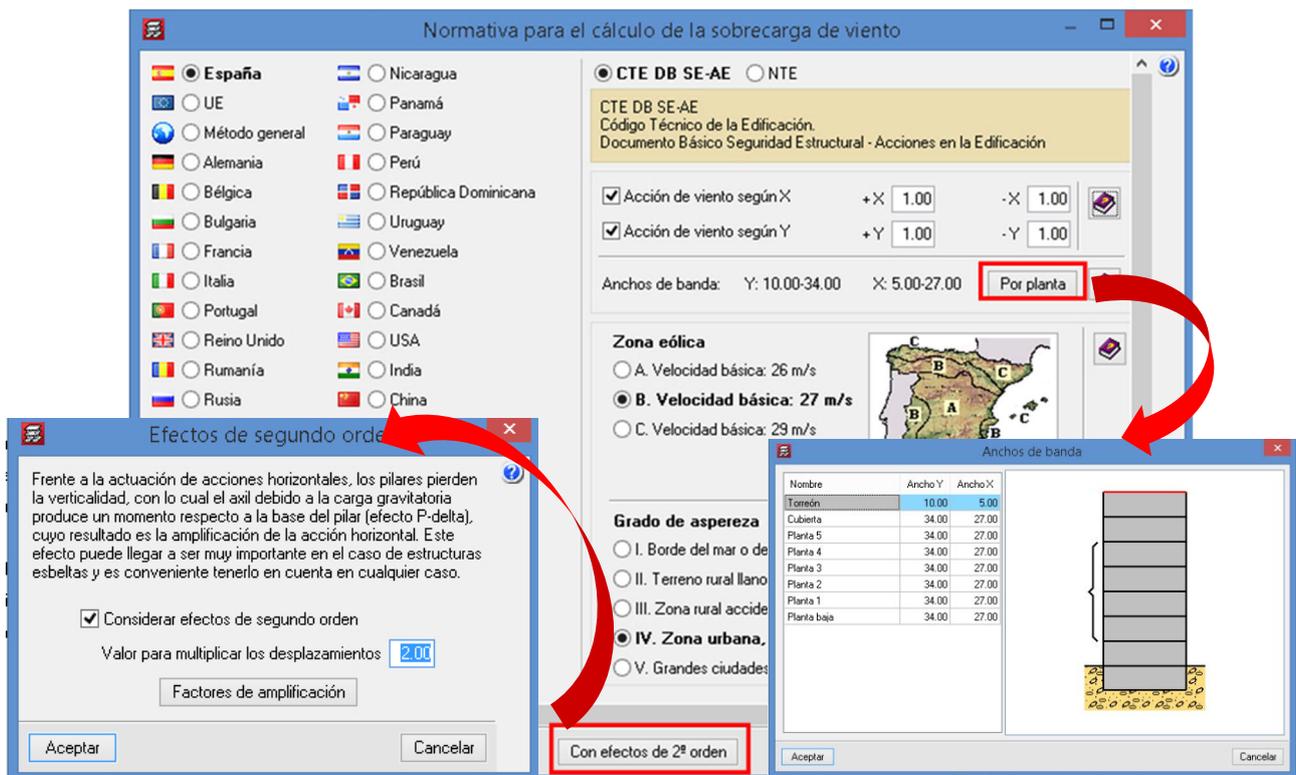


Figura 9.30. Configuración para la acción del viento

Para la acción sísmica, se configura como en la Figura 9.31.

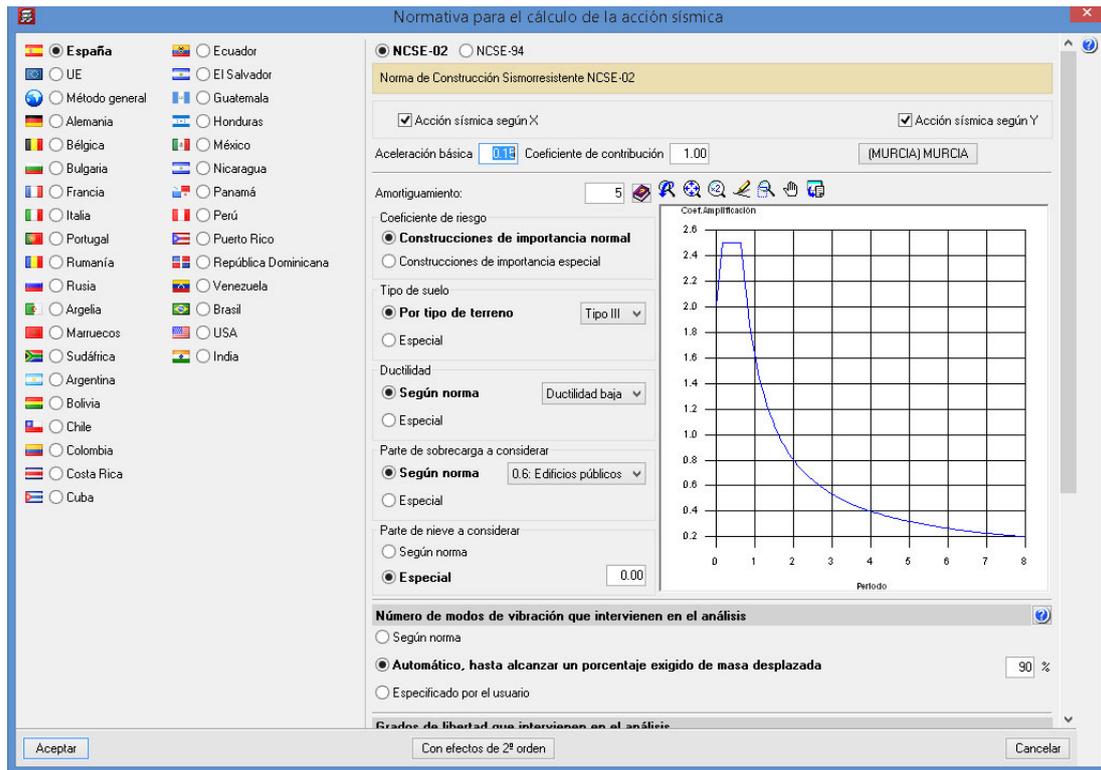


Figura 9.31. Configuración de la acción sísmica

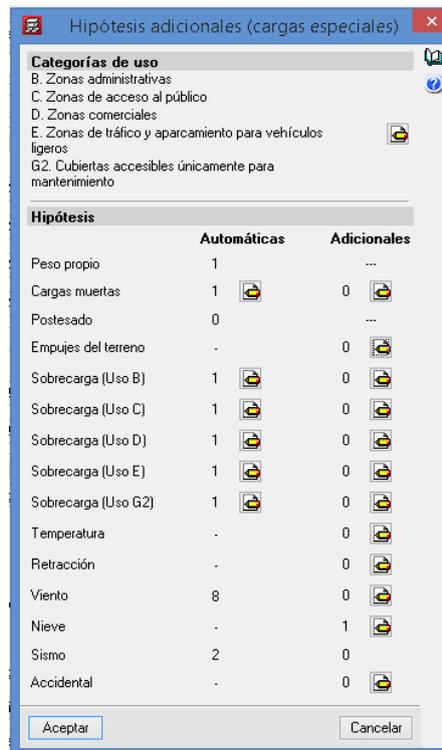


Figura 9.32. Hipótesis adicionales de cargas

Para que el programa realice las comprobaciones a la resistencia al fuego, se activa la casilla *Comprobar resistencia al fuego*. El programa abre una ventana que la configuramos de la siguiente forma.

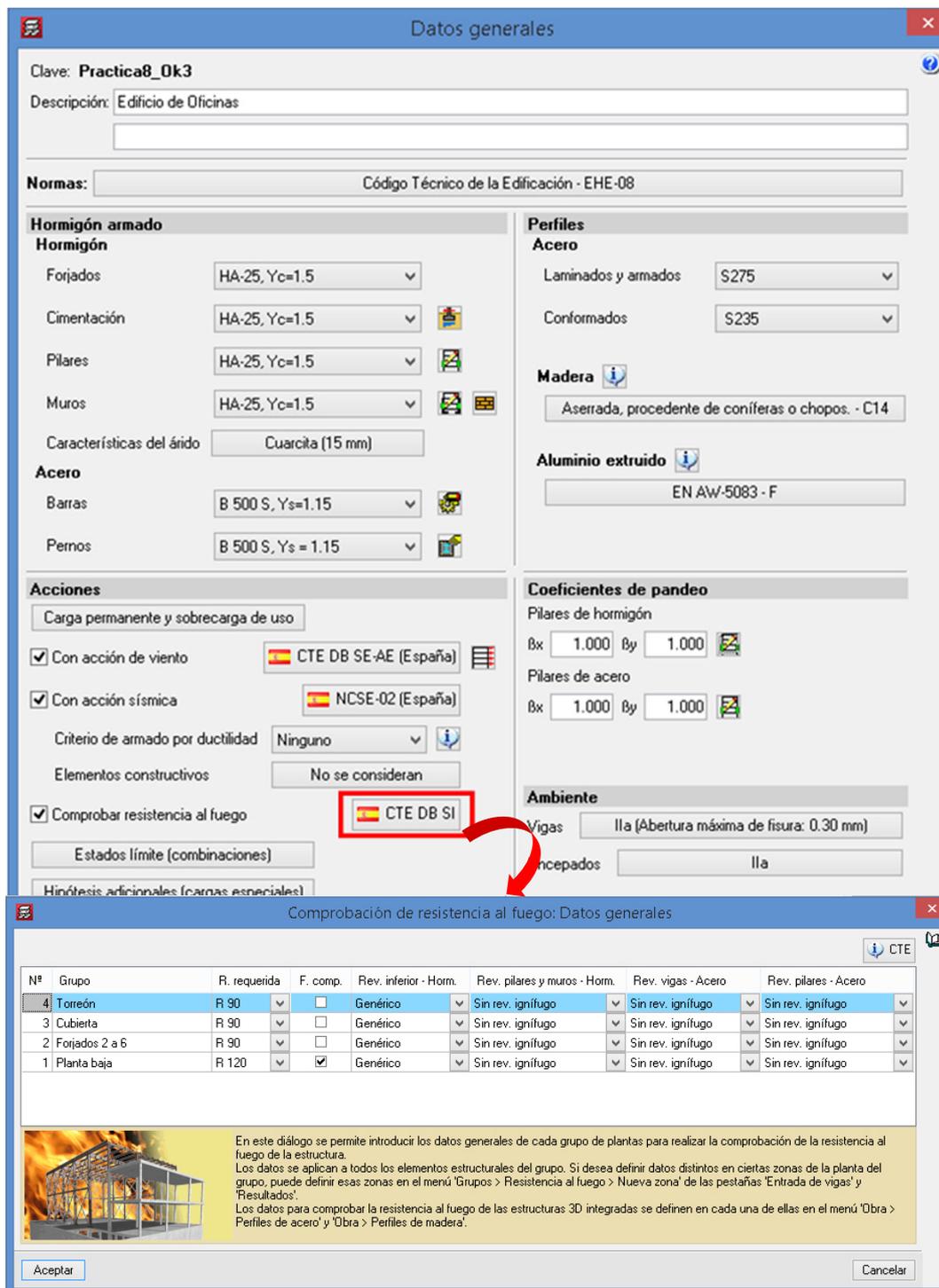


Figura 9.33. Configuración para la comprobación de resistencia al fuego

9.4.6.5. Entrada de pilares

Tras finalizar la configuración de la ventana **Datos generales**, el programa nos redirige a la interfaz de trabajo. Para iniciar con la introducción de pilares, debemos estar en la pestaña inferior *Entrada de pilares*. Luego, nos dirigimos a **Introducción > Pilares, pantallas y arranques** (Figura 9.34).

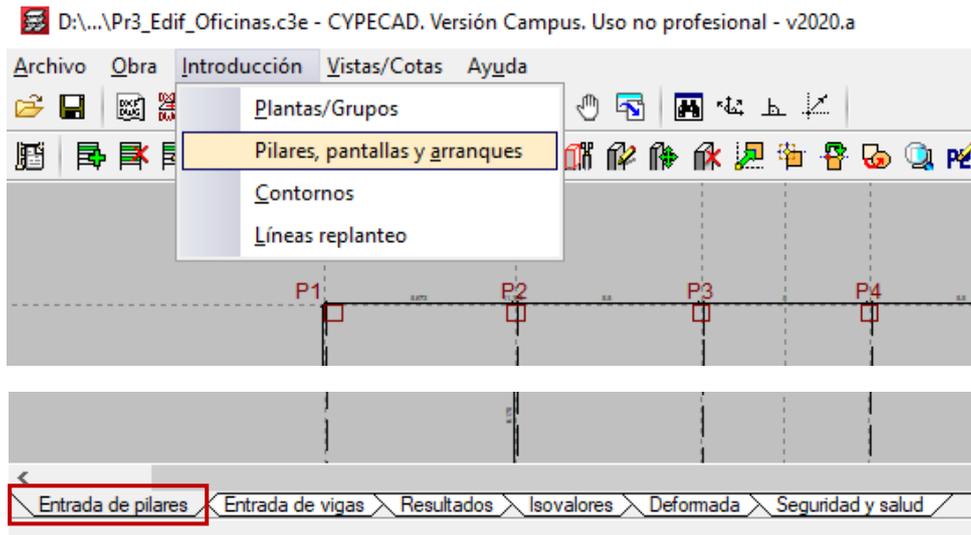


Figura 9.34. Pasos para la introducción de pilares

Configuramos la ventana emergente, **Nuevo pilar**, con las secciones anteriormente obtenidas como se muestra a continuación:

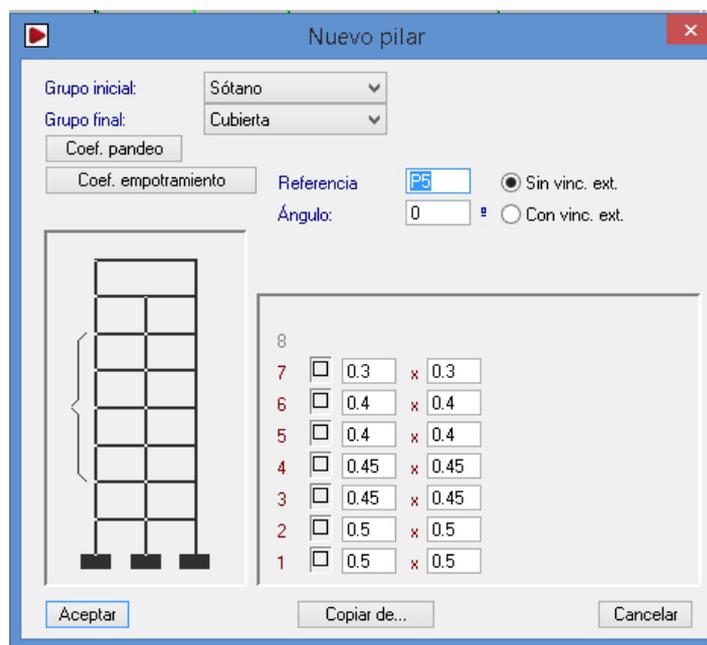


Figura 9.35. Definiendo sección transversal de pilares por planta

Para una mejor precisión a la hora de introducir los pilares u otros elementos estructurales, debemos activar y configurar los parámetros de referencia a objetos (aquí llamados: *Selección de capturas*) en función de nuestras necesidades (Figura 9.36).

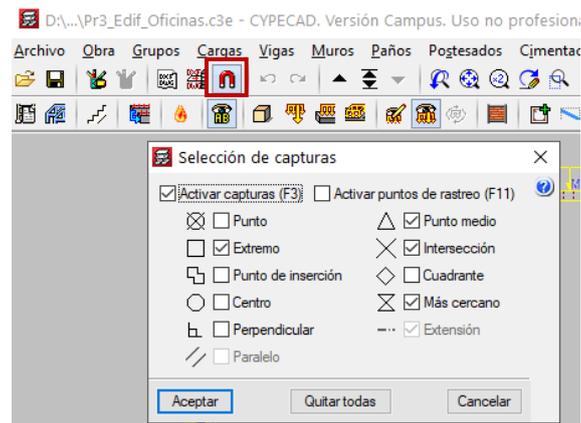


Figura 9.36. Activación de parámetros de referencia a objetos

Puede activarse la *Introducción por coordenadas*, para con ayuda del cursor, saber la posición, distancia, entre otros parámetros de un elemento respecto a un eje de coordenadas, como puede verse en la Figura 9.37.

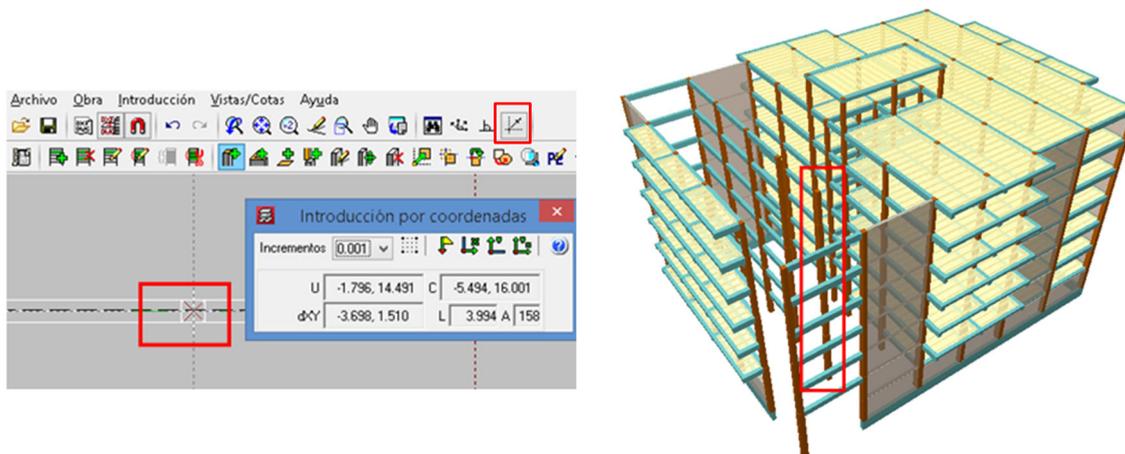


Figura 9.37. A la izquierda, referencia de un pilar mediante "Introducción por coordenadas". A la derecha, posición de ese pilar en 3D

9.4.6.6. Entrada de muros y pantallas

En este caso, se verifica que esté activa la pestaña *Entrada de vigas* y continuamos a **Vigas/Muros > Entrar muro**.

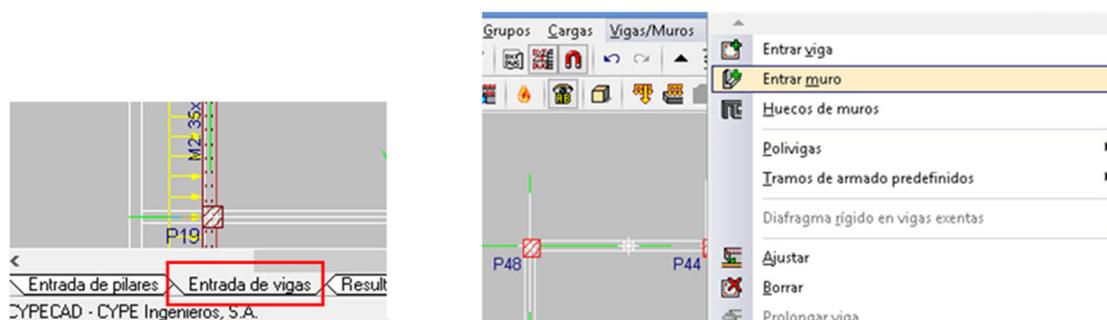


Figura 9.38. A la izquierda, pestaña "Entrada vigas". A la derecha, como ir para la entrada de un muro

La ventana emergente, **Muro de hormigón armado**, se rellena de la siguiente forma, junto con sus ventanas emergentes.

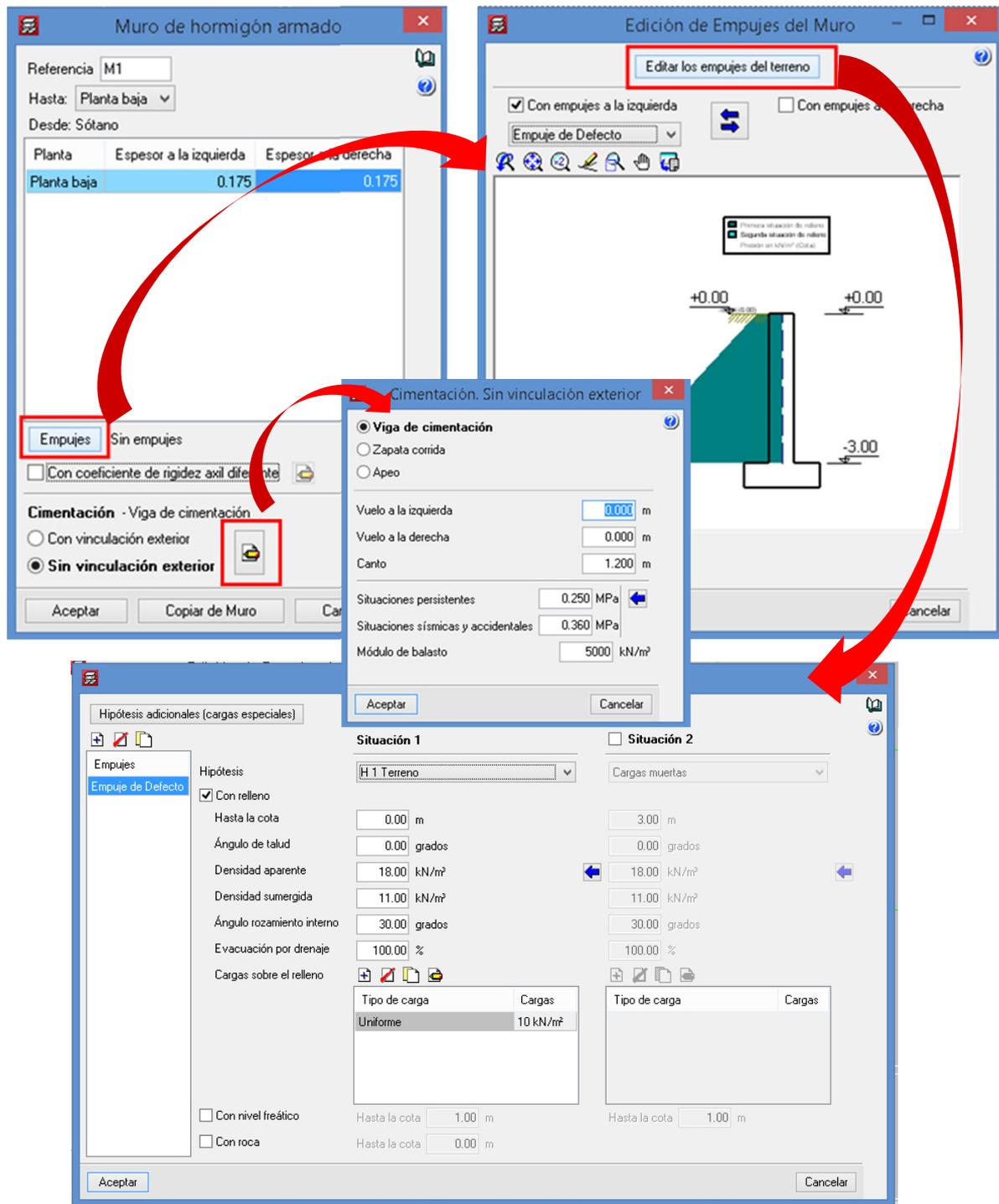


Figura 9.39. Configuración de los parámetros de muros

Configurados los parámetros del muro, se procede con su introducción (Figura 9.40).

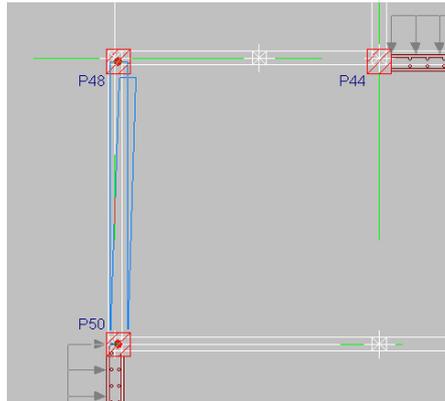


Figura 9.40. Introduciendo los muros

La introducción se realizó de centro a centro del pilar, por lo que, el muro no termina a ras de la cara exterior de los pilares. Esto se puede resolver desplazando 7.5 cm hacia afuera ambos extremos del muro: **Vigas/Muros > Desplazar** (ver Figura 9.41).

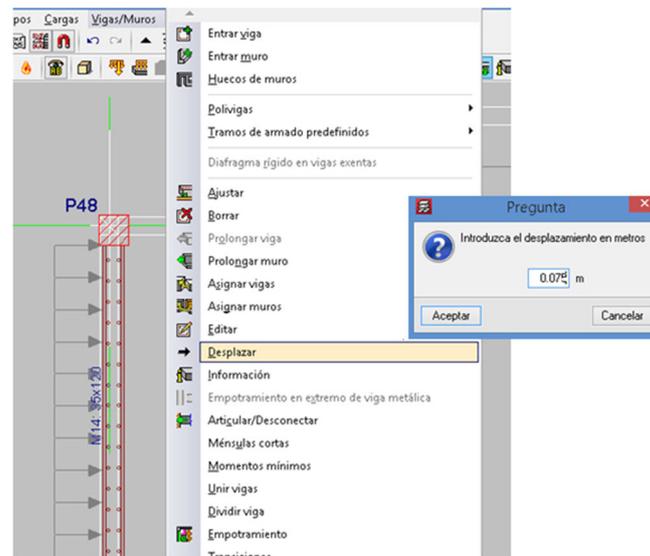


Figura 9.41. Opción para desplazar muros

El resultado en dos pasos aparece en la Figura 9. 42.

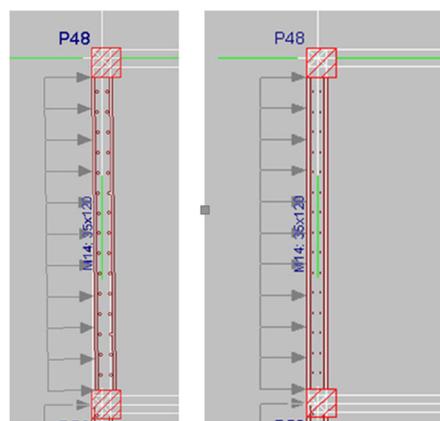


Figura 9. 42. Desplazamiento del muro

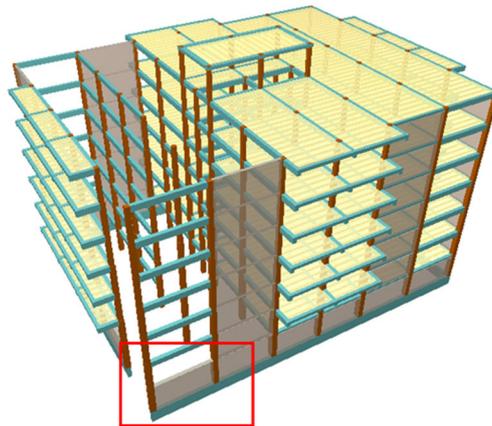


Figura 9.43. Ubicación del muro desplazado

La introducción de pantalla se realiza de la misma forma de los muros. Ir a **Vigas/Muros > Entrar muro** y rellenar como sigue:

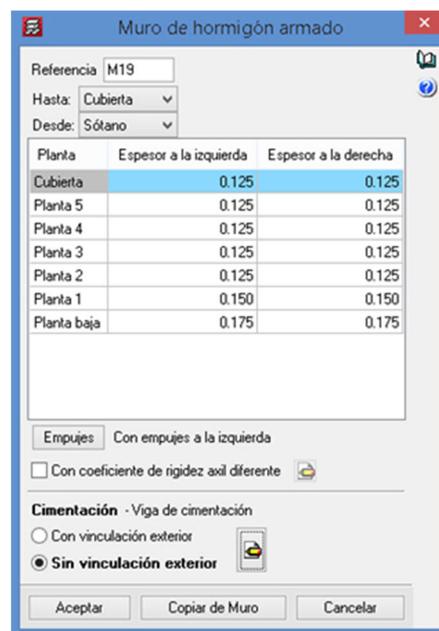


Figura 9.44. Parámetros para la introducción de pantallas = muros

Al momento de introducirlo, como en el paso anterior, hay que desplazarlo.

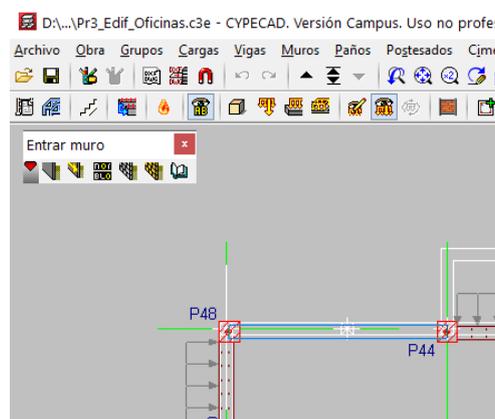


Figura 9.45. Pantalla introducida antes de desplazarla

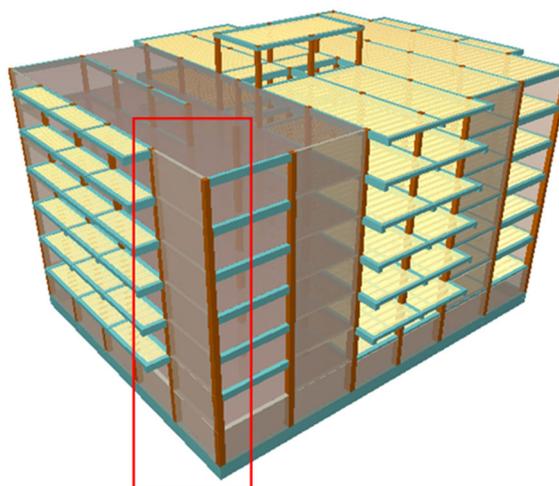


Figura 9.46. Ubicación de la pantalla anterior

9.4.6.7. Entrada de vigas

La entrada de vigas es similar a la de muros, a diferencia de que debemos ejecutar la opción **Entrar viga**.

Comenzaremos situándonos en el grupo 1 (planta baja) a través de los íconos de la indicados en la Figura 9.47.

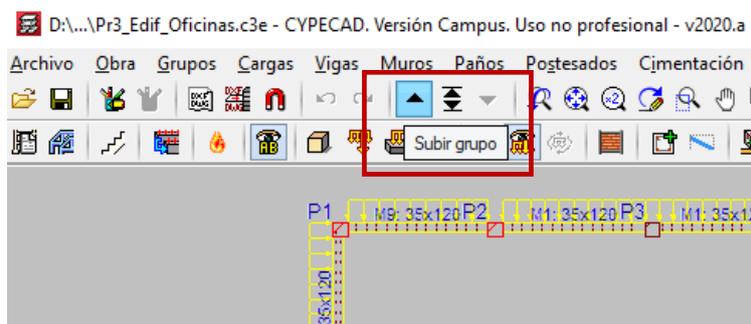


Figura 9.47. Iconos para desplazarse entre plantas o grupos

Ir a **Vigas/Muros > Entrar viga**.

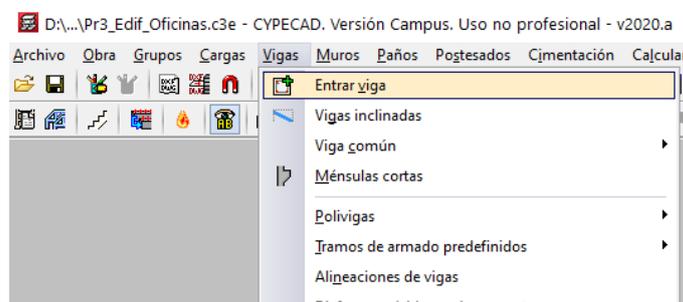


Figura 9.48. Como ir a la entrada de vigas

En la ventana emergente, **Viga actual**, seleccionar la viga deseada y especificar sus dimensiones (Figura 9.49).

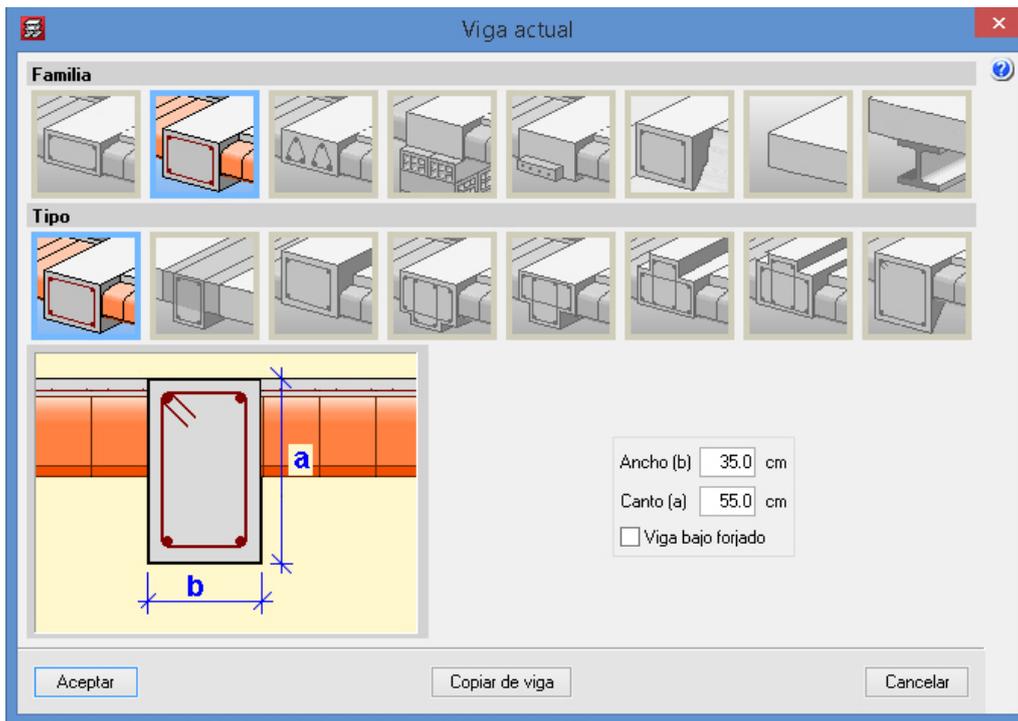


Figura 9.49. Ventana "Viga actual" para elegir y dimensionar las vigas



Figura 9.50. Trazado de vigas

En el resto de grupos, introducimos las vigas de la misma forma.

9.4.6.8. Entrada de paños, losa de cimentación y forjados

Bajamos al grupo 0 (sótano) y nos dirigimos a **Paños > Gestión paños**.

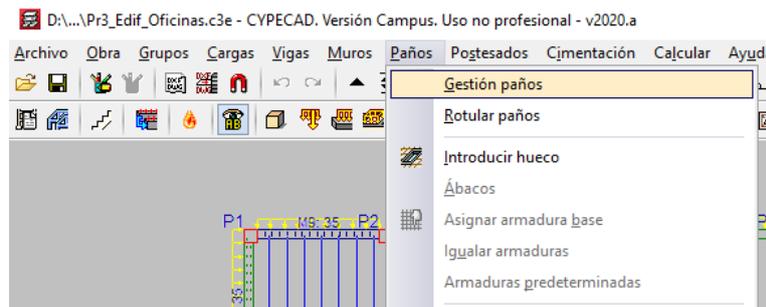


Figura 9.51. Pasos para ir a gestionar paños

En la ventana **Gestión paños**, se selecciona *Losas apoyadas en el terreno* y se definen las características del mismo, como está en la Figura 9.52.

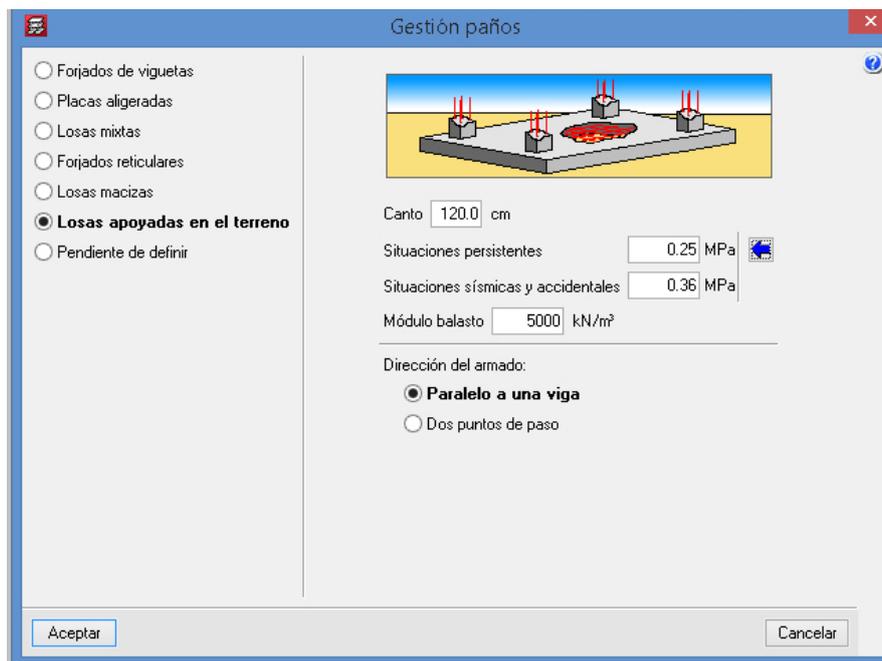


Figura 9.52. Ventana "Gestión de paños" para el grupo 0

Una vez aceptada la ventana anterior, se coloca el cursor en el área definida para la losa. Ésta se sombreadrá en color amarillo. Clicamos con el botón principal del ratón sobre dicha área y luego seleccionamos la viga a la que queremos determinar la dirección del armado. Con esto, queda introducida la losa.

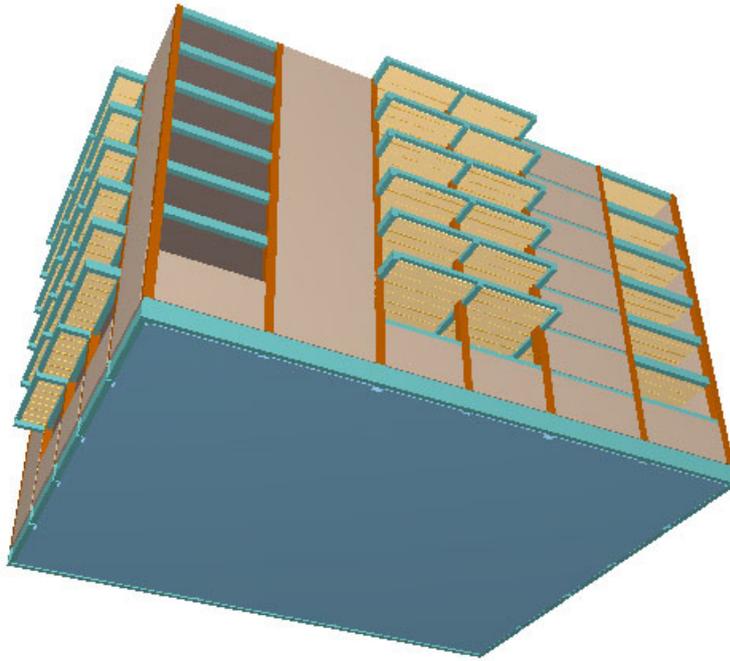


Figura 9.53. Vista de la losa inferior apoyada en el terreno



Figura 9.54. Opción "Gestión de paños"

Si se desea cambiar la armadura base, ir a **Paños > Asignar armadura base**.

Para el forjado de planta de planta baja, lo siguiente:

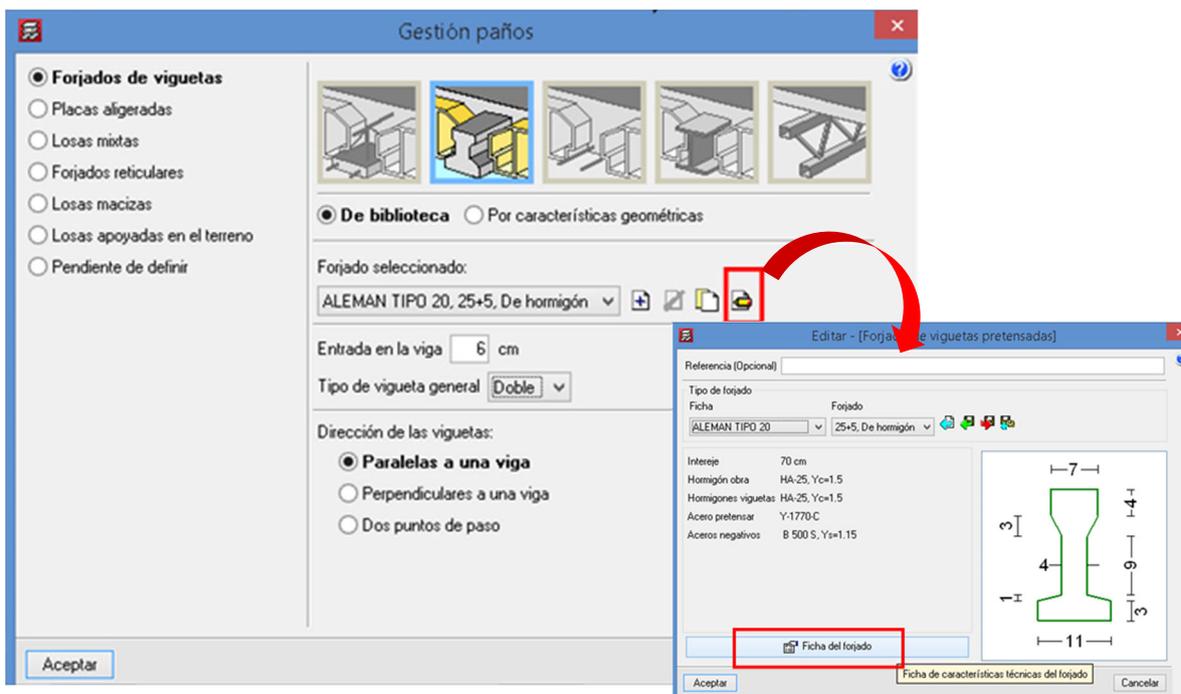


Figura 9.55. Gestión de paños para el gripo 1

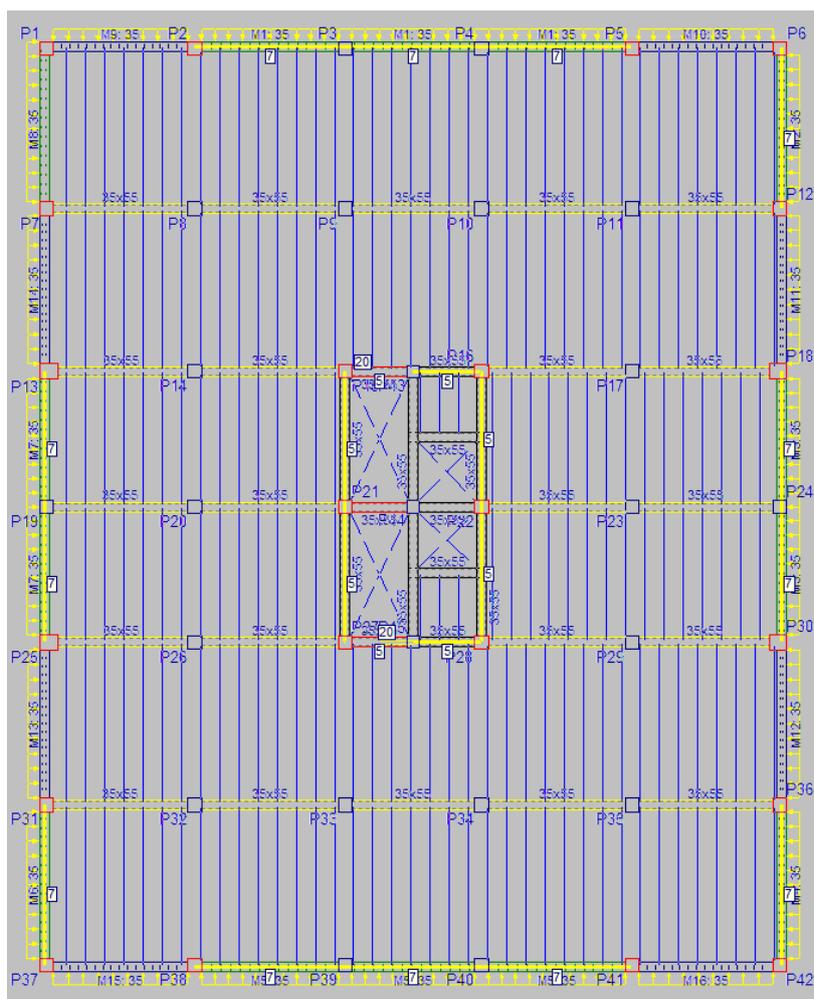


Figura 9.56. Vista en planta del forjado del grupo 1

El resto de forjados, del grupo 2 (plantas de 1 a 5) y del grupo 3 (cubierta) se introducen de la misma forma, sólo que los forjados son de vigueta simple.

9.4.6.9. Cargas superficiales y lineales. Cerramientos, carga muerta de maquinaria, sobrecarga de nieve

Dependiendo del tipo de carga a introducir, nos dirigimos al grupo **Cargas**. Vamos a introducir una carga de nieve de 1 kN/m^2 en la cubierta, para ello: **Cargas > Cargas superficiales en paños** (Figura 9.57).

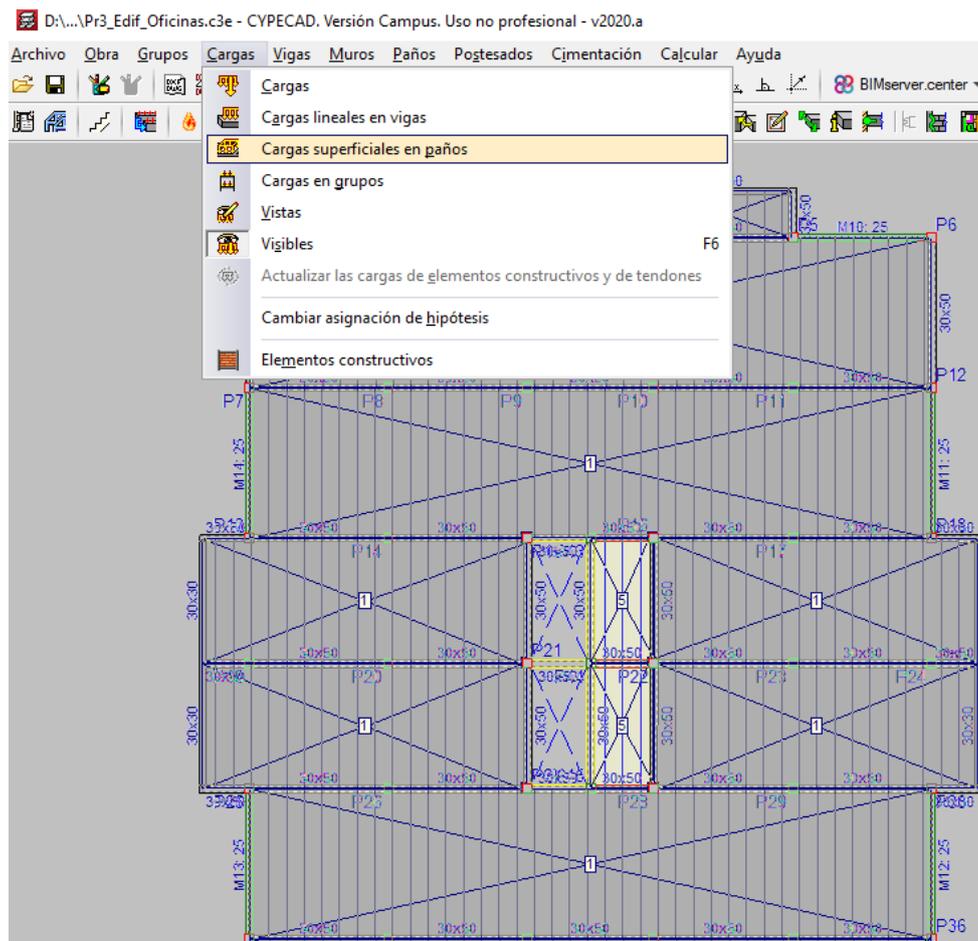


Figura 9.57. Como ir para introducir cargas

En la ventana **Cargas superficiales en paños** se introduce el valor y se selecciona la hipótesis anteriormente creada, *N 1* (Figura 9.58). La carga se añade pinchando en cada paño (forjado rodeado por vigas).

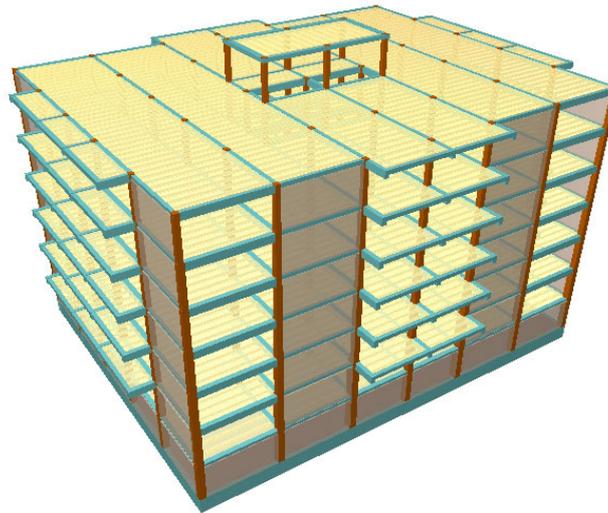


Figura 9.61. Vista 3D de la edificación

9.4.7. Cálculo y dimensionamiento del edificio

Para el cálculo del edificio se procede a **Calcular > Calcular la obra (...)**:

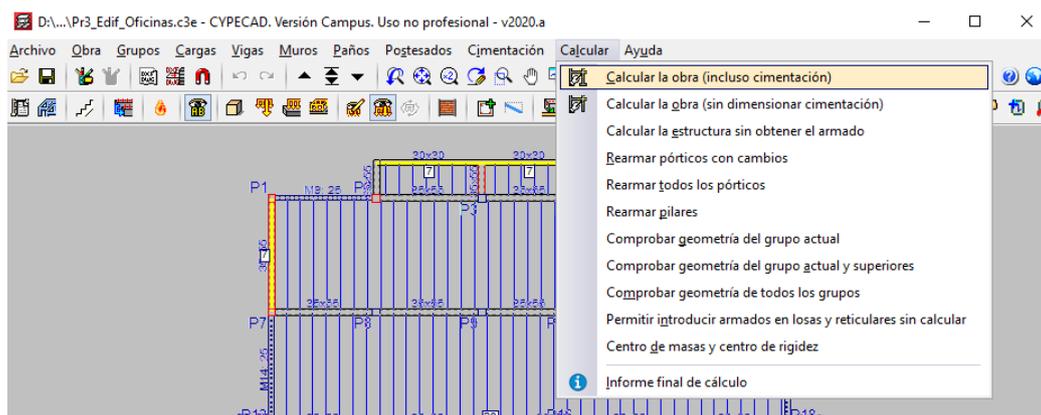


Figura 9.62. Procedimiento para el cálculo del edificio

9.4.8. Consulta e interpretación de resultados. Optimización de la estructura

9.4.8.1. Listado de justificación de la acción sísmica

Archivo > Listados > Justificación de la acción sísmica.

Coefficientes de participación

Tabla 9.12. Coeficientes de participación

Modo	T	L _x	L _y	L _{gz}	M _x	M _y	Hipótesis X(1)	Hipótesis Y(1)
Modo 1	0.614	1	0.0004	0.0086	73.03 %	0 %	R = 2 A = 2.269 m/s ² D = 21.6849 mm	R = 2 A = 2.269 m/s ² D = 21.6849 mm
Modo 2	0.544	0.0004	1	0.0084	0 %	71.87 %	R = 2 A = 2.269 m/s ² D = 17.0216 mm	R = 2 A = 2.269 m/s ² D = 17.0216 mm

Modo	T	L _x	L _y	L _{gz}	M _x	M _y	Hipótesis X(1)	Hipótesis Y(1)
Modo 3	0.237	0.0222	0.0213	1	0 %	0 %	R = 2 A = 2.269 m/s ² D = 3.22959 mm	R = 2 A = 2.269 m/s ² D = 3.22959 mm
Modo 4	0.214	0.9681	0.0006	0.2507	0.96 %	0 %	R = 2 A = 2.269 m/s ² D = 2.63495 mm	R = 2 A = 2.269 m/s ² D = 2.63495 mm
Modo 5	0.199	0.0017	0.9998	0.0176	0 %	1.25 %	R = 2 A = 2.269 m/s ² D = 2.27724 mm	R = 2 A = 2.269 m/s ² D = 2.27724 mm
Modo 6	0.166	0.0029	0.0008	1	0 %	0 %	R = 2 A = 2.269 m/s ² D = 1.57404 mm	R = 2 A = 2.269 m/s ² D = 1.57404 mm
Modo 7	0.134	0.0844	0.9948	0.0563	0.22 %	25.92 %	R = 2 A = 2.194 m/s ² D = 0.99513 mm	R = 2 A = 2.194 m/s ² D = 0.99513 mm
Modo 8	0.133	0.9941	0.1036	0.0333	24.75 %	0.23 %	R = 2 A = 2.193 m/s ² D = 0.98746 mm	R = 2 A = 2.193 m/s ² D = 0.98746 mm
Total					98.96 %	99.27 %		

Donde:

T: Periodo de vibración en segundos

L_x, L_y: Coeficientes de participación normalizados en cada dirección del análisis.

L_{gz}: Coeficiente de participación normalizado correspondiente al grado de libertad rotacional.

M_x, M_y: Porcentaje de masa desplazada por cada modo en cada dirección del análisis.

R: Relación entre la aceleración de cálculo usando la ductilidad asignada a la estructura y la aceleración de cálculo obtenida sin ductilidad.

A: Aceleración de cálculo, incluyendo la ductilidad.

Cortantes sísmicos máximos por planta

Hipótesis sísmica: Sismo X1

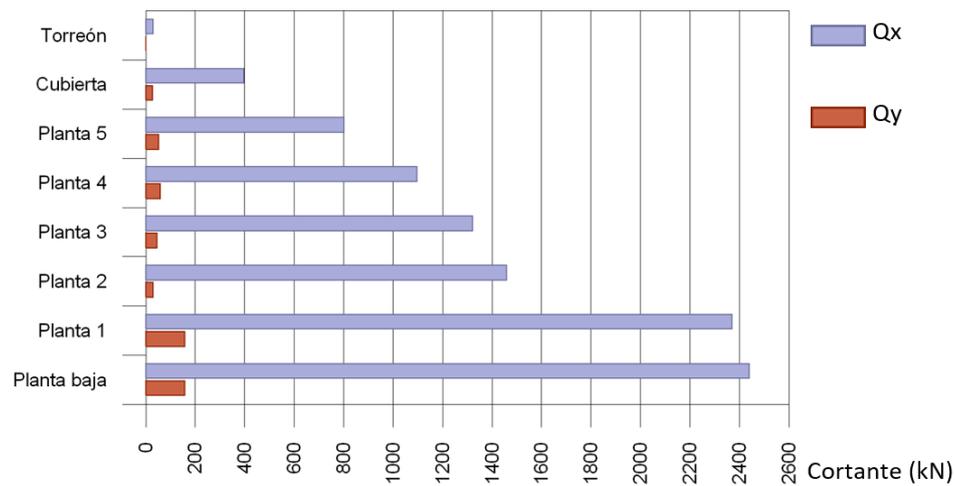


Figura 9.63. Cortantes sísmicos máximos por plantas en Y

Hipótesis sísmica: Sismo Y1

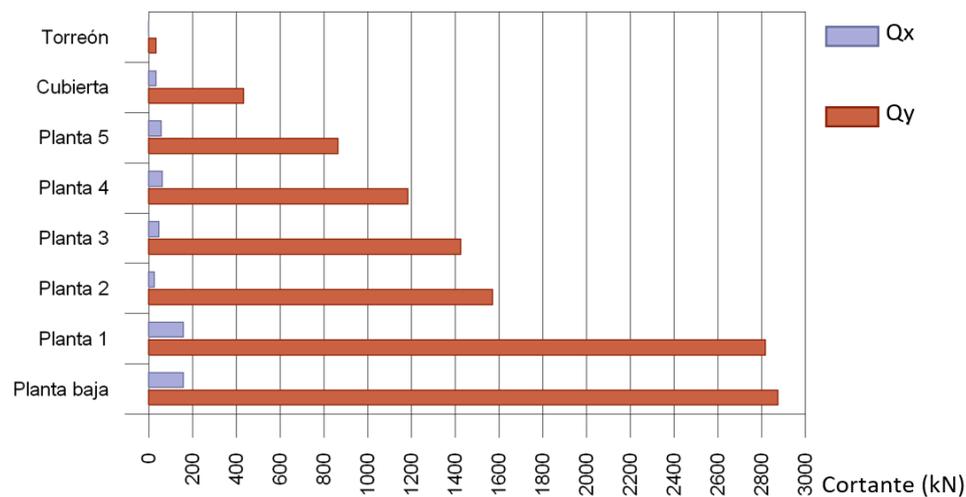


Figura 9.64. Cortantes sísmicos máximos por plantas en Y

Porcentaje de cortante sísmico resistido por tipo de soporte y por planta

El porcentaje de cortante sísmico de la columna 'Muros' incluye el cortante resistido por muros, pantallas y elementos de arriostramiento.

➤ Hipótesis sísmica: Sismo X1

Tabla 9.13. Porcentaje de cortante sísmico en X1

Planta	%Q _x		%Q _y	
	Pilares	Muros	Pilares	Muros
Torreón	100.00	0.00	100.00	0.00
Cubierta	27.30	72.70	3.12	96.88
Planta 5	33.58	66.42	5.74	94.26
Planta 4	23.33	76.67	6.47	93.53

Planta	%Q _x		%Q _y	
	Pilares	Muros	Pilares	Muros
Planta 3	24.34	75.66	8.86	91.14
Planta 2	15.80	84.20	52.20	47.80
Planta 1	33.86	66.14	5.48	94.52
Planta baja	10.08	89.92	5.73	94.27

➤ Hipótesis sísmica: Sismo Y1

Tabla 9.14. Porcentaje de cortante sísmico en Y1

Planta	%Q _x		%Q _y	
	Pilares	Muros	Pilares	Muros
Torreón	100.00	0.00	100.00	0.00
Cubierta	11.15	88.85	10.49	89.51
Planta 5	17.48	82.52	12.45	87.55
Planta 4	16.77	92.23	8.43	91.57
Planta 3	24.17	75.83	9.04	90.96
Planta 2	86.62	13.38	6.15	93.85
Planta 1	7.17	92.83	24.78	75.22
Planta baja	7.39	92.61	8.65	91.35

9.4.8.2. Desplazamientos máximos en pilares. Comprobación de rigidez frente a sismo

Pestaña de Resultados > Envoltentes > Desplazamientos máximos en pilares.

Tabla 9.15. Desplazamientos máximos en pilares

Pilar	Planta	Cota (m)	Desp. X (mm)	Desp. Y (mm)	Desp. Z (mm)
P14	Torreón	20.85	2.52	1.07	23.51
	Cubierta	17.75	1.83	0.78	23.48
	Planta 5	14.73	1.55	0.65	23.38
	Planta 4	11.73	1.26	0.52	23.24
	Planta 3	8.72	0.97	0.39	23.03
	Planta 2	5.72	0.69	0.27	22.81
	Planta 1	2.73	0.43	0.16	22.54
	Planta baja	-0.28	0.19	0.06	22.27
	Sótano	-3.00	0.00	0.00	21.95

Tabla 9.16. Situaciones sísmicas⁽¹⁾

Pilar	Planta	Cota (m)	Desp. X (mm)	Desp. Y (mm)	Desp. Z (mm)
P14	Torreón	20.85	100.29	83.41	27.83
	Cubierta	17.75	79.98	66.27	27.79
	Planta 5	14.73	67.25	55.53	27.66
	Planta 4	11.73	54.50	44.71	27.47
	Planta 3	8.72	41.82	34.01	27.18

Pilar	Planta	Cota (m)	Desp. X (mm)	Desp. Y (mm)	Desp. Z (mm)
	Planta 2	5.72	29.57	23.71	26.87
	Planta 1	2.73	18.00	14.11	26.48
	Planta baja	-0.28	7.35	5.32	26.09
	Sótano	-3.00	0.00	0.00	25.63

Notas:
(1) Los desplazamientos están mayorados por la ductilidad

Los valores indicados tienen en cuenta los factores de desplazamientos definidos para los efectos multiplicadores de segundo orden.

Para evitar que los elementos no estructurales adosados a la estructura sufran daños por sismos, se limita la diferencia de deformación entre dos plantas consecutivas a un valor igual al 1 % de la altura de la planta. Esta limitación viene recogida en el Eurocódigo 8 (UNE -EN 1998-1-1) en su apartado 4.4.3.2. Es decir:

$$\frac{\Delta x}{h_k} < 1\% \cdot h_k = 0.03 \text{ m}$$

Donde:

h , es la altura de la planta

Cumplimos $0.02 \text{ m} < 0.03 \text{ m}$ (planta de torreón).

9.4.8.3. Comprobaciones en losa de cimentación. Tensiones en el terreno, esfuerzos, armados

Pestaña de Resultados > Envolturas > Tensiones excesivas en losa de cimentación.



Figura 9.65. Aviso sobre las tensiones en el terreno

Para visualizar las tensiones u otros esfuerzos en el terreno nos dirigimos a **Pestaña de Isovalores > Losa de cimentación**. En la ventana emergente, **Hipótesis y plantas**, elegimos lo que queremos visualizar: tensiones, esfuerzos, deformaciones, entre otros. También, tenemos la posibilidad de elegir si queremos ver las isolíneas con sus valores o no. Por lo tanto, elegimos **Tensiones sobre el terreno > Tensión máxima** (Figura 9.66).

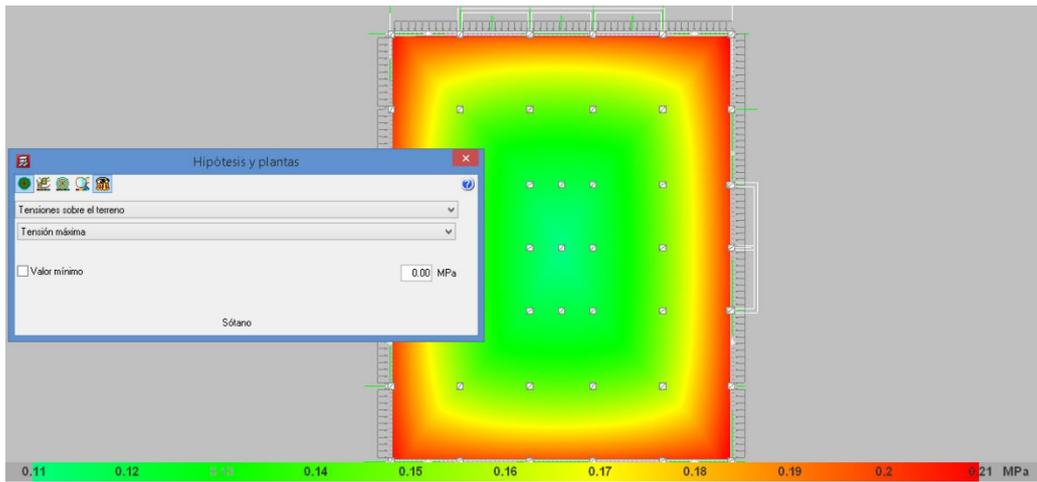


Figura 9.66. Tensión máxima sobre el terreno

Algunos esfuerzos en la losa de cimentación:

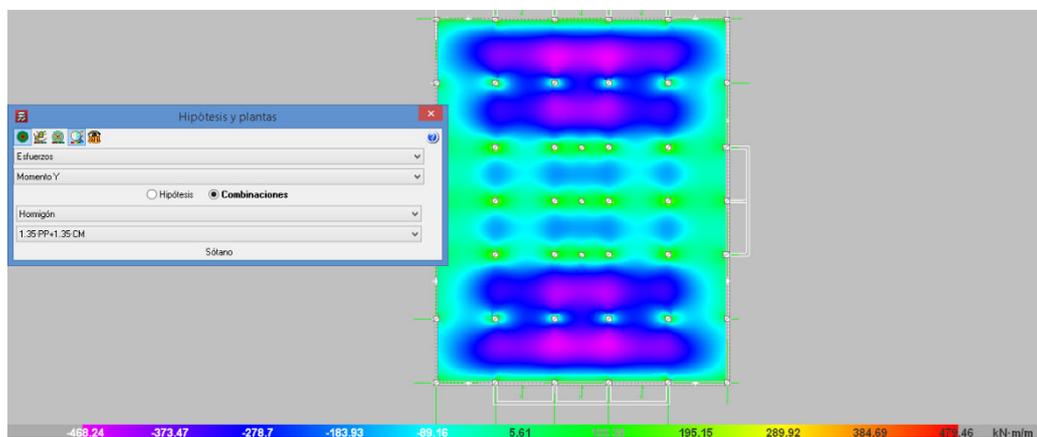


Figura 9.67. Momento Y en la losa de cimentación

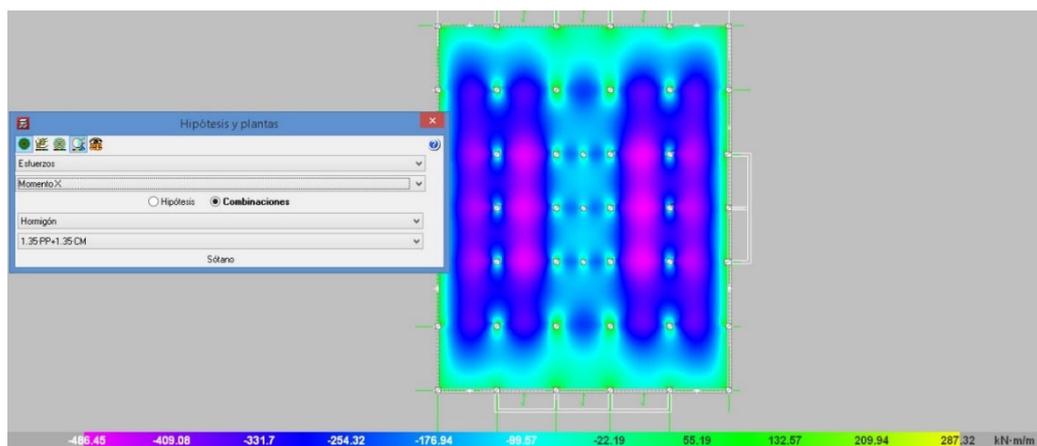


Figura 9.68. Momento X en la losa de cimentación

Armadura de la losa de cimentación:

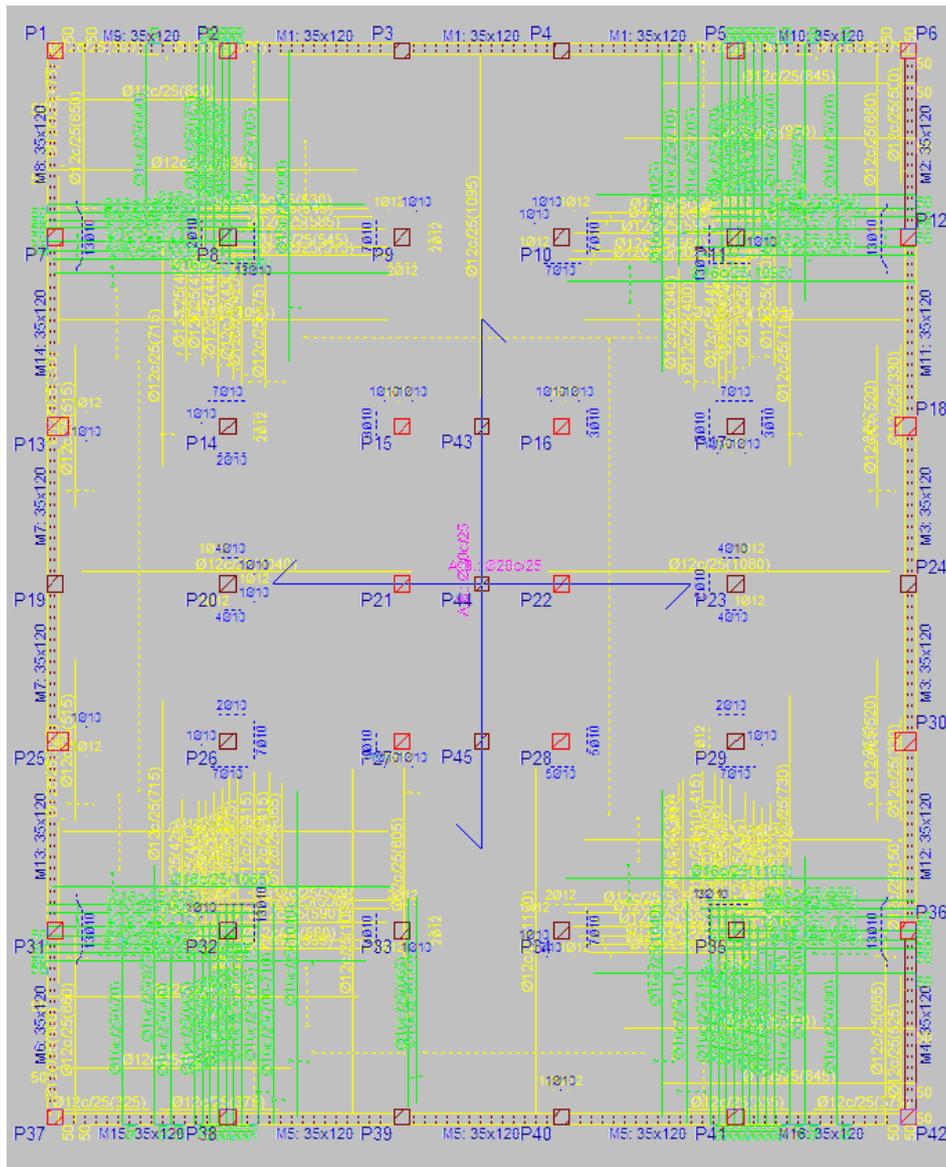


Figura 9.69. Armado de la losa de cimentación

9.4.8.4. Comprobación resistencia de las pantallas y Muros. Esfuerzos y Armados

Pestaña de resultados > Vigas/Muros > Editar Muros.

Cumplimiento a resistencia del muro.

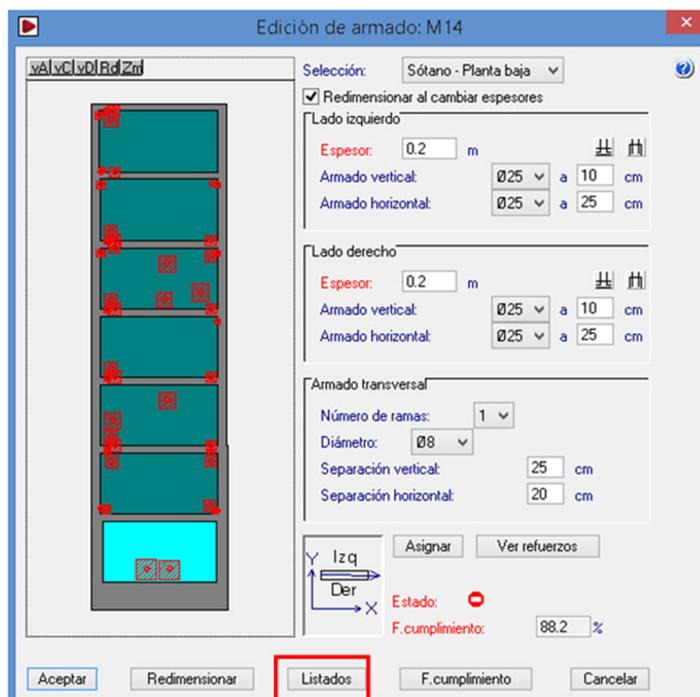


Figura 9.70. Edición de armado del Muro 14 (pantalla)

Armado de muros. Muro 14 (Pantalla)

Tabla 9.17. Armado del muro 14 (pantalla)

Sector	Espesores	Arm.ver	Arm.hor	Arm.Trans	F.C.	Estado
Sótano - Planta baja	0.2 m	Ø25c/10 cm	Ø25c/25 cm	1 Ø8c/25 cm V 20 cm H	88.2 %	---
	0.2 m	Ø25c/10 cm	Ø25c/25 cm			
Planta baja - Planta 1	0.15 m	Ø25c/10 cm	Ø16c/15 cm	1 Ø8c/15 cm V 20 cm H	91.3 %	---
	0.15 m	Ø25c/10 cm	Ø20c/15 cm			
Planta 1 - Planta 2	0.125 m	Ø25c/20 cm	Ø12c/15 cm	1 Ø8c/15 cm V 20 cm H	90.1 %	---
	0.125 m	Ø25c/20 cm	Ø12c/15 cm			
Planta 2 - Planta 3	0.125 m	Ø20c/20 cm	Ø16c/30 cm	1 Ø8c/30 cm V 20 cm H	94 %	---
	0.125 m	Ø20c/20 cm	Ø16c/30 cm			
Planta 3 - Planta 4	0.125 m	Ø20c/20 cm	Ø8c/10 cm	1 Ø8c/20 cm V 20 cm H	90.1 %	---
	0.125 m	Ø16c/20 cm	Ø8c/10 cm			
Planta 4 - Planta 5	0.125 m	Ø8c/10 cm	Ø12c/25 cm	1 Ø10c/50 cm V 20 cm H	93.7 %	---
	0.125 m	Ø10c/10 cm	Ø12c/25 cm			
Planta 5 - Cubierta	0.125 m	Ø6c/10 cm	Ø12c/25 cm	0	93.9 %	---
	0.125 m	Ø8c/10 cm	Ø12c/25 cm			

Para cada planta la línea superior hace referencia al lado izquierdo del muro y la inferior al lado derecho.

F.C. = El factor de cumplimiento indica el porcentaje de área en el cual el armado y espesor de hormigón son suficientes.

Esfuerzos pésimos en muro 14 (Pantalla). Esfuerzos de membrana y placa.

Tabla 9.18. Esfuerzos pésimos en muro 14 (pantalla)

Sector	Estado	Aprovechamiento (%)	Esfuerzos							
			Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Qx	Qy
Sótano - Planta baja	Arm. vert. der.	60.02	1389.80	239.91	1487.83	0.00	0.65	0.59	---	---
	Arm. horz. der.	89.61	269.29	424.24	-1475.01	0.00	-0.43	1.54	---	---
	Arm. vert. izq.	60.04	1384.90	243.40	1488.93	-1.85	-0.04	0.57	---	---
	Arm. horz. izq.	91.20	261.62	424.24	-1475.10	-4.22	-1.41	1.49	---	---
	Hormigón	108.27	-783.91	23.31	-1775.30	-45.26	-11.68	-2.22	---	---
	Arm. transve.	28.83	165.06	196.25	-1566.70	---	---	---	36.99	2.67
Planta baja - Planta 1	Arm. vert. der.	78.09	2771.74	703.77	-900.20	15.39	9.84	1.43	---	---
	Arm. horz. der.	87.50	2318.49	751.04	-906.24	11.11	25.56	1.65	---	---
	Arm. vert. izq.	81.97	2775.10	696.00	1073.23	-1.05	6.92	-6.92	---	---
	Arm. horz. izq.	125.97	2775.10	696.00	1073.23	-1.05	6.92	-6.92	---	---
	Hormigón	83.91	1903.80	-953.29	1298.68	0.00	-2.80	0.36	---	---
	Arm. transve.	35.57	2783.15	698.53	1039.66	---	---	---	50.77	-21.94
Planta 1 - Planta 2	Arm. vert. der.	116.82	2336.87	89.48	-444.01	9.35	1.91	-0.00	---	---
	Arm. horz. der.	100.30	-522.83	148.88	-777.81	10.46	-1.03	0.79	---	---
	Arm. vert. izq.	111.35	2336.87	89.48	-444.01	0.00	1.91	-0.00	---	---
	Arm. horz. izq.	105.21	-522.83	148.88	-777.81	-10.46	-1.03	0.79	---	---
	Hormigón	75.70	18.44	-248.40	782.78	-2.59	-1.35	0.06	---	---
	Arm. transve.	11.55	683.33	-26.62	-164.67	---	---	---	-14.65	-1.09
Planta 2 - Planta 3	Arm. vert. der.	122.47	1492.37	50.86	-349.78	10.51	2.67	1.35	---	---
	Arm. horz. der.	127.97	-674.71	607.79	-42.75	13.49	19.50	-3.51	---	---
	Arm. vert. izq.	114.87	1492.37	50.86	-349.78	0.00	2.67	1.35	---	---
	Arm. horz. izq.	93.47	-376.05	128.46	-592.50	-7.52	-1.09	0.45	---	---
	Hormigón	66.00	-100.86	3.10	-676.09	2.02	0.32	0.21	---	---
	Arm. transve.	29.21	305.07	-40.22	-104.69	---	---	---	-18.33	-1.84
Planta 3 - Planta 4	Arm. vert. der.	136.58	976.44	33.89	-276.78	13.59	3.35	0.57	---	---
	Arm. horz. der.	156.92	-372.22	602.61	-73.99	7.44	13.67	-2.16	---	---
	Arm. vert. izq.	81.08	1010.12	49.03	-278.36	0.00	2.18	0.33	---	---
	Arm. horz. izq.	108.98	-774.18	313.77	-380.03	-15.48	0.40	0.28	---	---
	Hormigón	53.86	-91.85	1.45	-548.00	1.84	0.27	0.12	---	---
	Arm. transve.	17.72	956.66	33.51	-270.59	---	---	---	-17.25	1.36
Planta 4 - Planta 5	Arm. vert. der.	106.75	488.67	47.68	-123.69	19.30	2.85	-0.86	---	---
	Arm. horz. der.	146.75	-182.95	427.39	-60.55	7.15	17.01	-3.18	---	---
	Arm. vert. izq.	118.26	485.60	-19.53	-150.23	0.00	3.17	0.87	---	---
	Arm. horz. izq.	103.76	-401.05	433.08	-159.18	-8.02	1.07	-3.53	---	---
	Hormigón	37.15	70.32	-1273.38	179.71	5.95	15.16	-2.76	---	---
	Arm. transve.	73.48	-47.79	-475.64	-54.78	---	---	---	-78.03	-79.54
Planta 5 - Cubierta	Arm. vert. der.	217.44	634.43	48.71	-70.13	31.80	4.08	-2.68	---	---
	Arm. horz. der.	142.02	21.32	22.80	30.18	36.43	43.69	8.96	---	---
	Arm. vert. izq.	229.42	634.45	48.71	-70.14	0.00	4.08	-2.68	---	---
	Arm. horz. izq.	134.69	-48.70	-28.52	-39.73	-49.03	-48.70	-9.40	---	---
	Hormigón	30.53	10.72	-871.52	125.37	2.93	14.56	-1.97	---	---
	Arm. transve.	100000.00	28.11	-14.46	-3.83	---	---	---	-62.48	15.58

Aprovechamiento: Nivel de tensiones (relación entre la tensión máxima y la admisible). Equivale al inverso del coeficiente de seguridad.

Nx: Axil vertical (kN/m).

Ny: Axil horizontal (kN/m).

Nxy: Axil tangencial (kN/m).

Mx: Momento vertical (alrededor del eje horizontal) (kN·m/m).

My: Momento horizontal (alrededor del eje vertical) (kN·m/m).

Mxy: Momento torsor (kN·m/m).

Qx: Cortante transversal vertical (kN/m).

Qy: Cortante transversal horizontal (kN/m).

Los esfuerzos en los muros tienen el siguiente esquema:

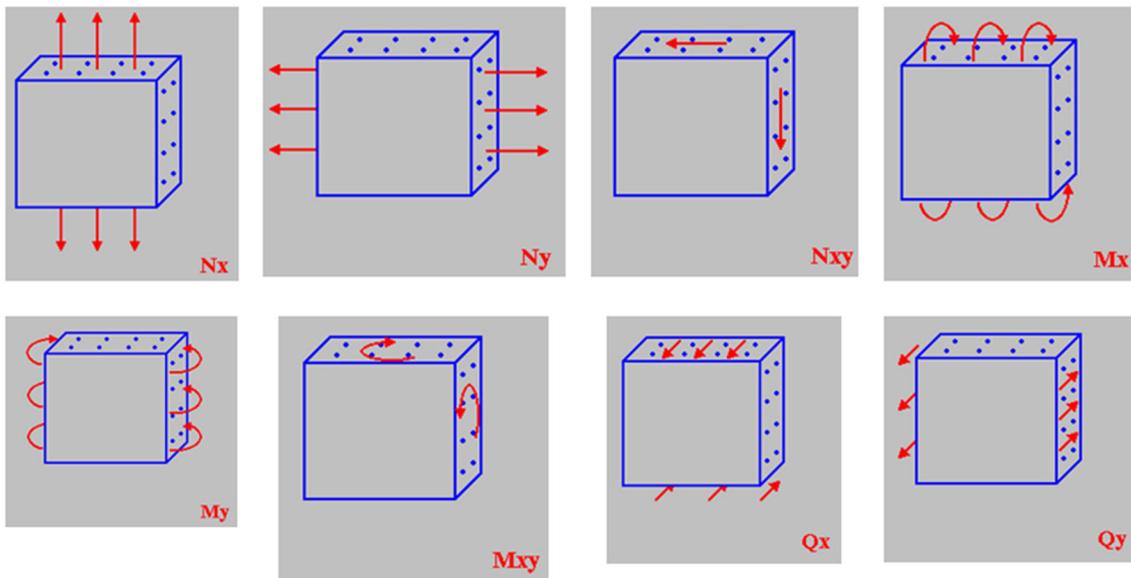


Figura 9.71. Dirección de los esfuerzos en los muros

9.4.8.5. Comprobaciones en pilares. Esfuerzos, resistencia, armados y desplomes

Pestaña de resultados > Pilares/Pantallas > Editar

Esfuerzos p_{es}imos, armados y comprobaciones de resistencia y capacidad en pilares

Agrupación de pilares		Cum.	Plantas
<input type="checkbox"/>	P3, P4, P39, P40	✓	Sótano - Cub
<input type="checkbox"/>	P8, P5	✓	Sótano - Cub
<input type="checkbox"/>	P9, P33	✓	Sótano - Cub
<input type="checkbox"/>	P11, P17	✓	Sótano - Cub
<input type="checkbox"/>	P12, P10, P15, P6, P34, P7...	✓	Sótano - Cub
<input type="checkbox"/>	P13, P25, P18, P30	✗	Sótano - Cub
<input type="checkbox"/>	P14, P28, P27, P21	✗	Sótano - Tor
<input type="checkbox"/>	P16	✓	Sótano - Tor
<input type="checkbox"/>	P19	✓	Sótano - Cub
<input type="checkbox"/>	P22	✓	Sótano - Tor
<input type="checkbox"/>	P24	✓	Sótano - Cub
<input type="checkbox"/>	P26	✓	Sótano - Cub
<input type="checkbox"/>	P29	✗	Sótano - Cub
<input type="checkbox"/>	P31	✓	Sótano - Cub
<input type="checkbox"/>	P44, P46, P45, P47	✗	Sótano - Cub
<input type="checkbox"/>	P48, P53, P49, P55	✗	Sótano - Cub
<input type="checkbox"/>	P52, P56, P50, P51	✗	Sótano - Cub

Edición del armado		Dimensión		Cota del solape	Esquinas	Cara X	Cara Y	Estribos	As/Asc (%)	
		X (cm)	Y (cm)							
Cubierta	35	35	18.00	4	Ø16	2	Ø12	2	Ø12	1
Planta 5	40	40	15.00	4	Ø25	6	Ø16	6	Ø8	2.7
Planta 4	40	40	12.00	4	Ø25	6	Ø20	6	Ø8	3.6
Planta 3	45	45	9.00	4	Ø25	4	Ø25	4	Ø8	2.9
Planta 2	45	45	6.00	4	Ø25	6	Ø25	6	Ø8	3.9
Planta 1	65	55	3.00	4	Ø25	12	Ø25	12	Ø8	3.8
Planta baja	65	55	0.00	4	Ø25	12	Ø25	12	Ø8	3.8
Sótano			-3.00	4	Ø25	12	Ø25	8	Ø8	3.3

Resumen de las comprobaciones		Esfuerzos p _{es} imos				Referencia		Comprobaciones											
Pilar	Posición	N (kN)	M _{xx} (kN.m)	M _{yy} (kN.m)	Q _x (kN)	Q _y (kN)	M _{xx} (kN.m)	M _{yy} (kN.m)	Comb.	Eq.	Com.	Disp.	Arm.	Q (%)	N.M (%)	Stm.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)
P13	Pie	1031.8	-6.8	189.0	90.5	66.8	-6.8	189.0	1.35 P...			N.P.	N.P.	8.1	19.1	N.P.	N.P.	✓	20.1
	Pie	970.8	-28.2	83.9	-5.3	255.0	-28.2	83.9	PP+CM+...			N.P.	N.P.	20.1	12.0	N.P.	N.P.	✓	
	Pie	1059.6	-8.8	198.5	106.8	110.6	-8.8	198.5	PP+CM+...			N.P.	N.P.	12.3	18.5	N.P.	N.P.	✓	
P25	Pie	1019.3	7.6	190.0	90.3	-63.7	7.6	190.0	1.35 P...			N.P.	N.P.	8.2	18.6	N.P.	N.P.	✓	
	Pie	966.0	29.3	84.5	-3.7	-293.7	29.3	84.5	PP+CM+...			N.P.	N.P.	20.5	12.1	N.P.	N.P.	✓	20.5
	Pie	1054.0	10.4	197.7	103.6	-119.9	10.4	197.7	PP+CM+...			N.P.	N.P.	12.6	17.9	N.P.	N.P.	✓	

Figura 9.72. Ventana Edición de pilares

Desplomes

Los desplazamientos máximos en situaciones persistentes o transitorias pueden verse en la Tabla 9.15, del apartado 9.4.8.2.

Con los desplazamientos máximos de un pilar podemos comprobar los desplomes del edificio según el CTE DB SE:

Los desplomes están limitados en combinaciones características a:

- Desplome total: 1/500 de la altura total del edificio: $21/500 = 0.042$ m
- Desplome local: 1/250 de la altura de la planta: $3/250 = 0.012$ m

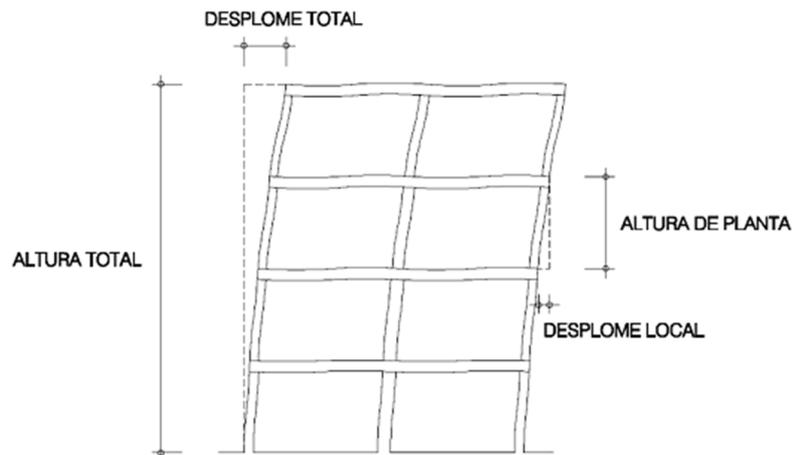


Figura 9.73. Desplomes

El cuadro de desplazamientos de pilares (Tabla 9.15) muestra que aún en combinaciones persistentes o transitorias, el edificio cumple con las limitaciones de desplome.

9.4.8.6. Comprobaciones en vigas, esfuerzos, armados, flechas y fisuración

Pestaña de Resultados > Envolturas > Esfuerzos en vigas.

Esfuerzos en Vigas

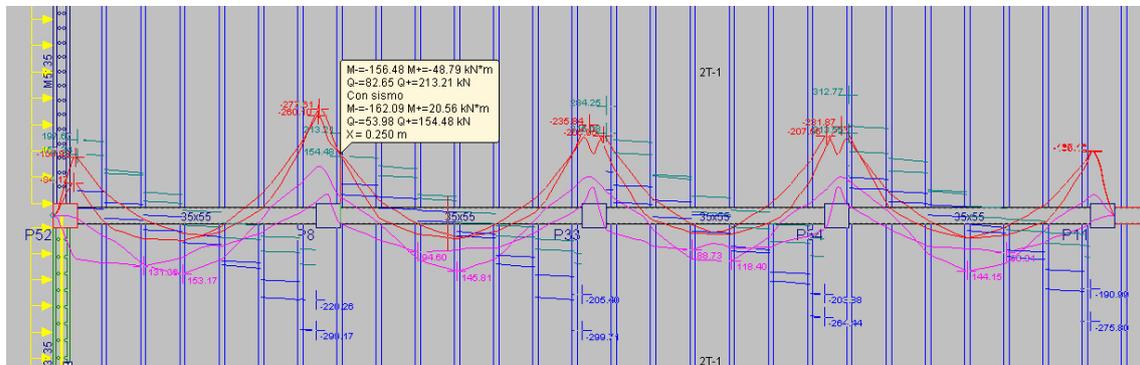


Figura 9.74. Momentos flectores en una de las vigas principales

Para las comprobaciones de E.L.U. y E.L.S. nos vamos a: **Pestaña de Resultados > Vigas/Muros > Errores en vigas > Editar Vigas.**

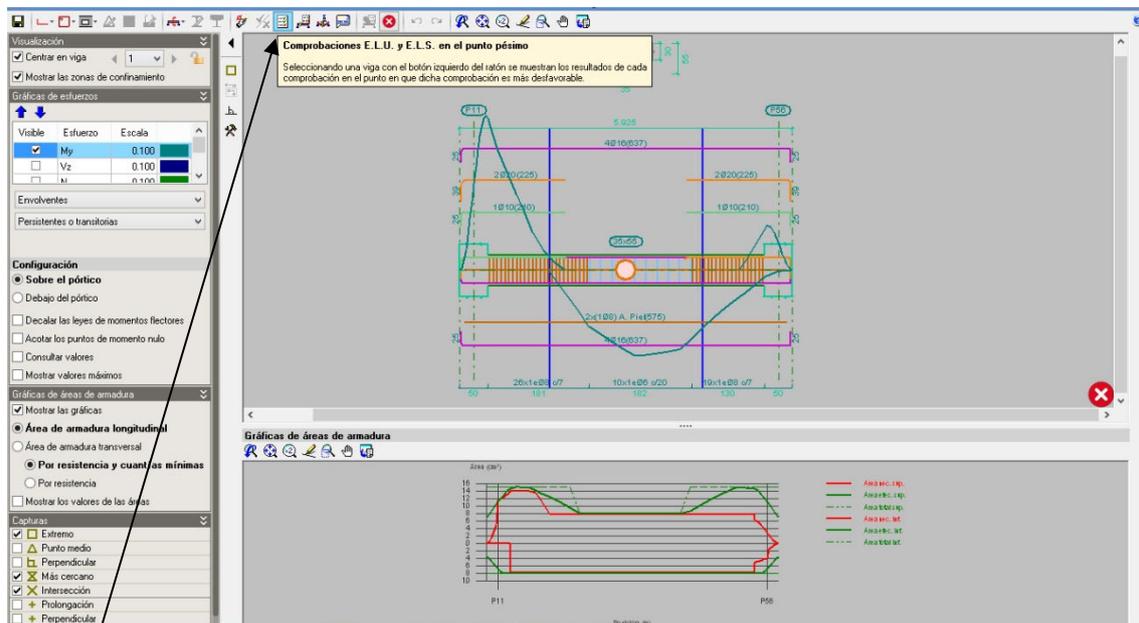


Figura 9.75. Ventana "Editar vigas"

Con la ventana anterior de "Editar vigas", se puede consultar el listado de comprobaciones por resistencia. Si no cumpliera el ELU de solicitaciones normales o de cortante, podríamos desde aquí aumentar la armadura. Esta ventana muestra el armado de la viga y los gráficos de cuantía de armadura longitudinal necesaria y dispuesta.

Comprobaciones de flecha y fisuración:

Se adjuntan las comprobaciones de una viga del edificio como ejemplo.

Flecha activa a partir del instante "3 meses", para la combinación de acciones "Característica"

La flecha máxima se produce en la sección "2.82 m" para la combinación de acciones:
 Peso propio+Cargas muertas -
 Tabiquería+Cargas muertas -
 Pavimento+0.7Sobrecarga (Uso B)+Sobrecarga (Uso D)+0.6Viento -Y
 exc.++0.5N 1

$$f_{A,max} \leq f_{A,lim} \quad \mathbf{2.72 \text{ mm}} \leq \mathbf{11.02 \text{ mm}} \quad \checkmark$$

f_{A,lim}: límite establecido para la flecha activa **f_{A,lim}** : 11.02 mm

$f_{A,lim} = L/400$ **L** : 4.41 m

f_{A,max}: flecha activa máxima producida a partir del instante "3 meses" **f_{A,max}** : 2.72 mm

Flecha producida a partir del instante "3 meses", calculada como la diferencia entre la flecha total máxima y la flecha producida hasta dicho instante ($f(t_{ed})$)

$$f_{A,max} = f_{T,max}(t_{ed}, \infty) - f(t_{ed})$$

$f_{T,max}(t_{ed}, \infty)$: flecha total máxima producida a partir del instante "3 meses"

$f_{T,max}(t_{ed}, \infty)$: 3.59 mm

Flecha total a plazo infinito

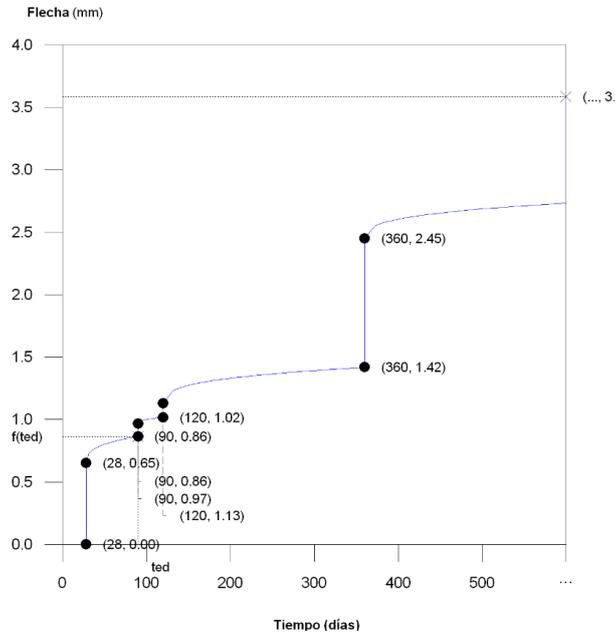


Figura 9.76. Flecha total a plazo infinito

Tabla 9.19. Valores de las flechas

Escalón de carga	t_i (días)	t_f (días)	$f_0(t_i)$ (mm)	$\Delta f_i(t_i)$ (mm)	$f(t_i)$ (mm)	$f_{dif}(t_0, t_f)$ (mm)	$f_{tot}(t_f)$ (mm)	$f_{tot,max}(t_f)$ (mm)
1-2	28	90	0.00	0.65	0.65	0.21	0.86	0.86
2-3	90	120	0.86	0.10	0.97	0.05	1.02	1.02
3-4	120	360	1.02	0.11	1.13	0.29	1.42	1.42
4-∞	360	∞	1.42	1.03	2.45	1.14	3.59	3.59

Donde:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_f : instante final de cada intervalo de carga considerado

$f_0(t_i)$: flecha en el instante inicial del intervalo, antes de aplicar la carga de t_i

$\Delta f_i(t_i)$: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i

$f(t_i)$: flecha en el instante inicial del intervalo, después de aplicar la carga de t_i

$f_{dif}(t_0, t_f)$: flecha total diferida producida en el intervalo (t_i, t_f)

$f_{tot}(t_f)$: flecha total producida hasta el instante t_f

$f_{tot,max}(t_f)$: flecha total máxima producida hasta el instante t_f

W_{max}: Abertura máxima de fisura definida en la tabla 5.1.1.2.

Designación del tipo de ambiente: IIa

W_k: Abertura característica de fisura.

$$w_k = \beta \cdot s_m \cdot \epsilon_{sm}$$

Siendo:

β: Coeficiente que relaciona la abertura media de fisura con el valor característico. Su valor es 1.30 para fisuración producida por acciones indirectas solamente y 1.70 para el resto de casos.

s_m: Separación media entre fisuras.

$$s_m = 2 \cdot c + 0.2 \cdot s + 0.4 \cdot k_1 \cdot \frac{\emptyset \cdot A_{c,eficaz}}{A_s}$$

Donde:

c: Recubrimiento de las armaduras traccionadas.

s: Distancia media entre las barras traccionadas de la sección.

∅: Diámetro máximo de las barras traccionadas en la sección.

k₁: Coeficiente que tiene en cuenta la distribución de tensiones de tracción en la sección transversal.

$$k_1 = 0.25 \frac{\sigma_{ct,m}}{f_{ct,m,fl}}$$

Donde:

σ_{ct,m}: Tensión media de tracción del área de hormigón traccionado en la sección no fisurada (estado I).

:

$$\sigma_{ct,m} = 1.34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ct,m} = \frac{F_{ct}}{A_{ct}}$$

Donde:

F_{ct}: Resultante de tensiones de la zona traccionada del hormigón en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I).

$$F_{ct} = 125.66 \text{ kN}$$

A_{ct}: Área de hormigón traccionado en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I).

$$A_{ct} = 93785.70 \text{ mm}^2$$

f_{ct,m,fl}: Resistencia media a flexotracción del hormigón.

$$f_{ct,m,fl} = 2.69 \text{ MPa}$$

A_{c,eficaz}: Área eficaz de hormigón traccionado en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I).

$$A_{c,eficaz} = 67697.06 \text{ mm}^2$$

A_s: Área de la armadura traccionada.

$$A_s = 1475.42 \text{ mm}^2$$

ε_{sm}: Alargamiento medio de las armaduras, teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisuras.

$$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left[1 - k_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{ct}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \geq 0.4 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Donde:

E_s: Módulo de deformación longitudinal del acero.

$$E_s = 200000.00 \text{ MPa}$$

$$W_{max} = 0.300 \text{ mm}$$

$$W_k = 0.258 \text{ mm}$$

$$\beta = 1.70$$

$$s_m = 131.65 \text{ mm}$$

$$c = 38.00 \text{ mm}$$

$$s = 50.00 \text{ mm}$$

$$\emptyset = 20.00 \text{ mm}$$

$$k_1 = 0.124$$

9.4.8.7. Comprobaciones en forjados. Planta baja (comercial), planta primera (oficinas) y cubierta. Resistencia, flechas y fisuración

Si existen incumplimientos de resistencia o flecha en forjados unidireccionales se pueden ver en: **Pestaña de Resultados > Viguetas > Errores.**

Cype comprueba los forjados unidireccionales a partir de los esfuerzos y flechas calculadas y las fichas técnicas de los forjados elegidos.

Si vamos a **Pestaña de Resultados > Viguetas > Vistas**, se muestra en pantallas el tipo de viguetas y las armaduras de negativos necesarias.

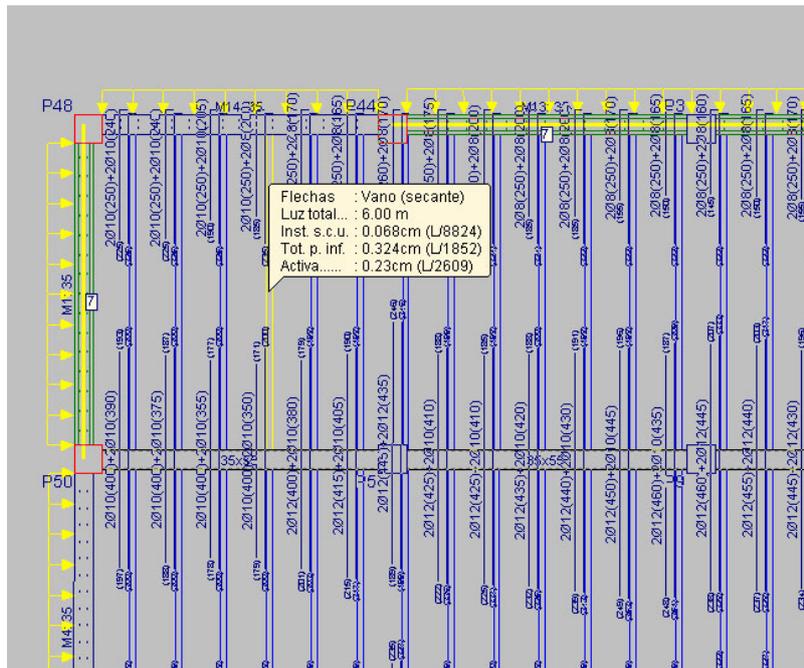


Figura 9.77. Valor de la flecha en una viga

Esfuerzos

Además de los listados, para ver esfuerzos en forjados unidireccionales se pueden consultar con el siguiente comando: **Pestaña de Resultados > Envoltentes > Esfuerzos en viguetas.**

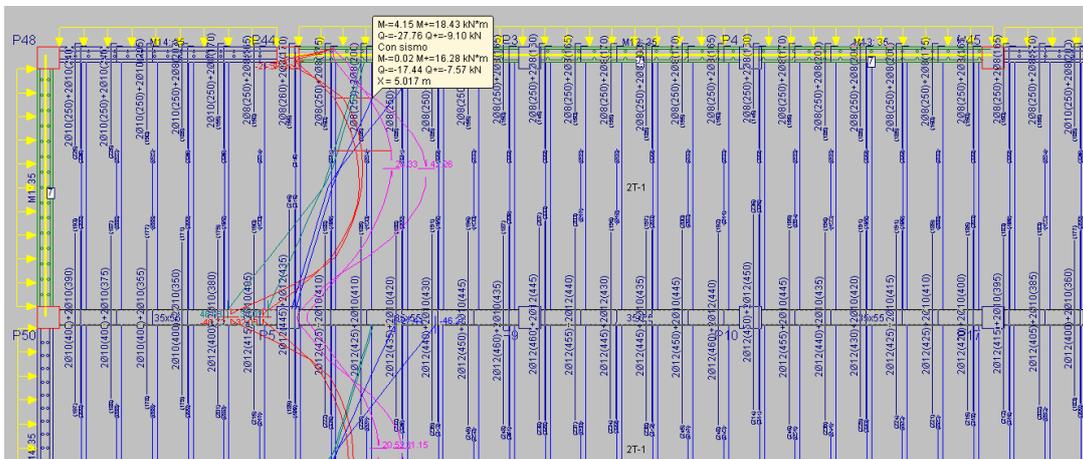


Figura 9.78. Esfuerzos en una de las viguetas

La comprobación a fisuración de las viguetas la realiza Cype comparando esfuerzos positivos con los esfuerzos de servicio de las fichas técnicas. Si no existe ningún mensaje de error, este ELS se satisface.

9.4.8.8. Listados de CYPECAD

Cypecad presenta la siguiente relación de listados de resultados a imprimir (Figura 9.79). Para llegar a ellos se sigue la ruta: **Menú Archivo > Listados**.

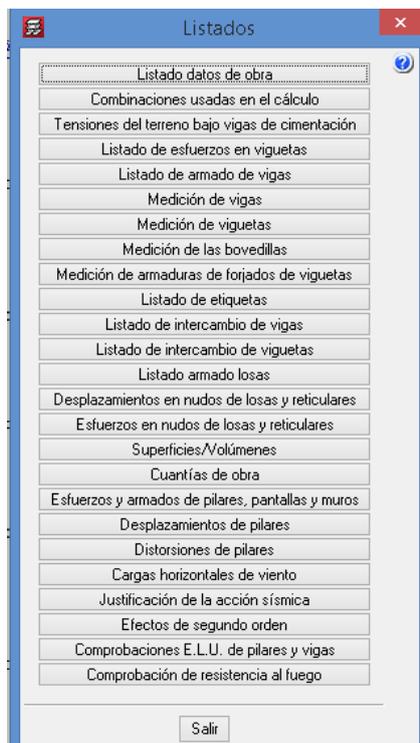


Figura 9.79. Listados que proporciona CYPECAD

9.4.8.9. Salida de planos

Para la creación de un plano vamos a **Menú Archivo > Planos de la Obra**. Luego, pulsamos el ícono “+” en la ventana emergente *Selección de planos* (Figura 9.80).

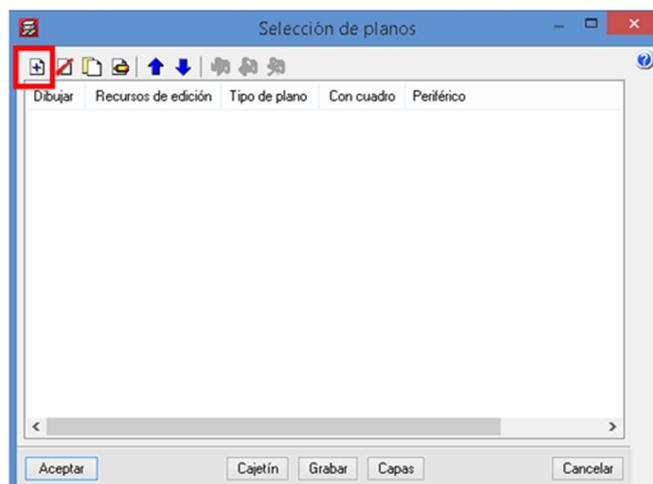


Figura 9.80. Ventana Selección de planos

En la nueva ventana, *Tipos de plano*, elegimos el tipo de planos a presentar (Figura 9.81). Luego, configuramos otros parámetros para la representación del dibujo.

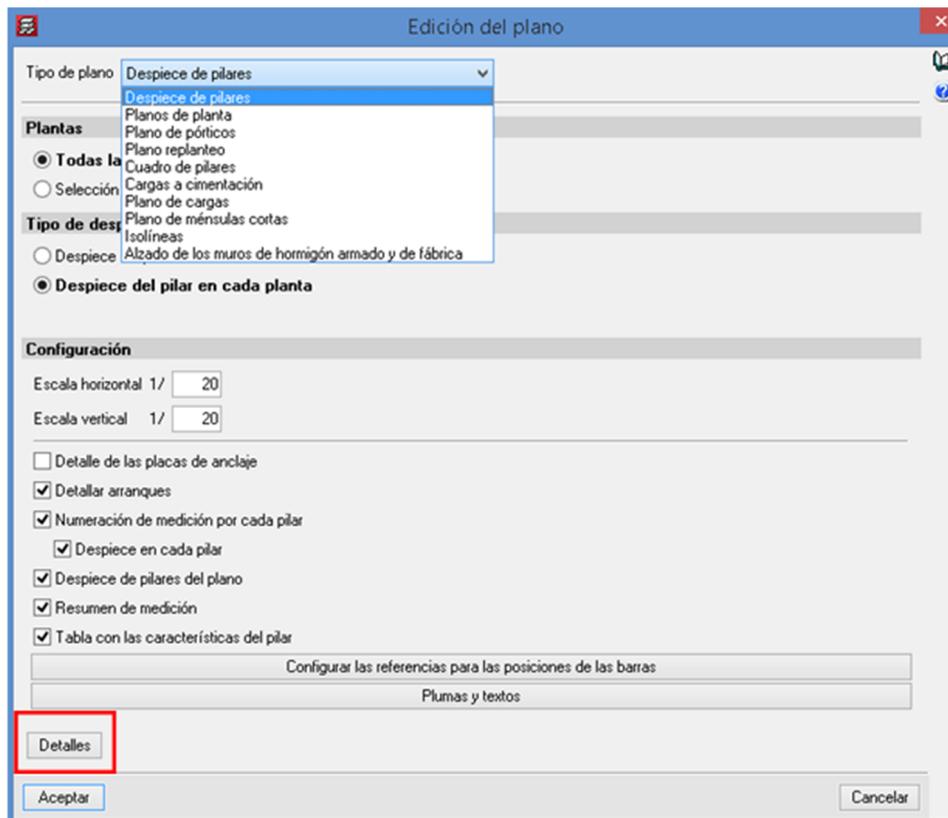


Figura 9.81. Edición de planos

9.4.8.10. Detalles constructivos

CYPE cuenta con una biblioteca de detalles constructivos que podemos utilizar para nuestros proyectos. Para acceder a ella vamos a:

Menú Archivo > Planos de la Obra > + > Detalles > +.

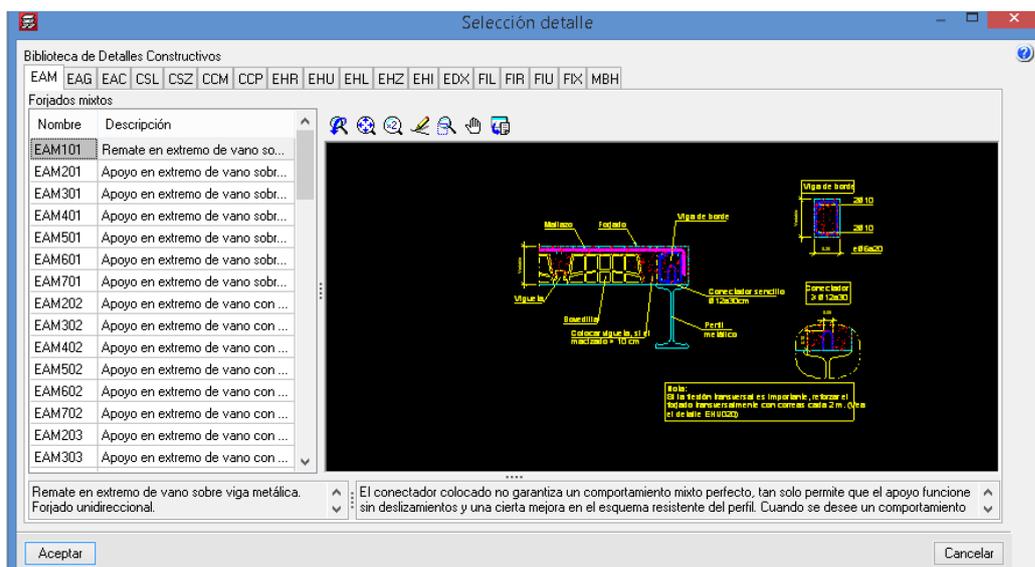


Figura 9.82. Biblioteca de detalles constructivos

Índice

Propuesta. Trabajo de curso (Edificación)	197
10.1. PLANTEAMIENTO	197
10.2. PARÁMETROS DEL PROBLEMA	198
10.3. DETERMINAR	199
10.3.1. Acciones.....	199
10.3.2. Resistencia al fuego	199
10.3.3. Vaciado – contención provisional	200
10.3.4. Diseño de la cimentación	200
10.3.5. Diseño de forjado unidireccional	201
10.3.6. Diseño de forjado reticular.....	201
10.4. ANEJOS.....	203

Propuesta

Trabajo de curso (Edificación)

10.1. PLANTEAMIENTO

Se pretende construir un edificio de viviendas con bajos comerciales y sótano para garaje en un solar de 270 m² (aprox.). El edificio consta de planta baja, 4 plantas de viviendas, cubierta y torreón de escaleras y ascensor.

Su estructura está compuesta por pilares de hormigón armado y forjados unidireccionales en todas las plantas. El edificio se encuentra situado en el término municipal de Morata de Tajuña, Madrid (537 m de altitud).



Figura 1. Dimensiones del pórtico 4

10.2. PARÁMETROS DEL PROBLEMA

- **Planos de planta y alzado del edificio.** Ver el Anejo 1: Planos del edificio.
- **Cargas**
 - Pesos propios estructura:
 - Forjado unidireccional de vigueta armada cada 70 cm y bovedilla a estimar según casa comercial disponible en fichas técnicas de Aula Virtual.
 - Tabiquería, pavimentos y resto de cargas muertas a estimar según CTE.
 - Sobrecarga de uso CTE
 - Sobrecarga de nieve según CTE
 - Sobrecarga horizontal de viento: Según CTE.
 - Acción sísmica. Determinar si es necesario considerar esta acción por el emplazamiento del edificio.
- **Terreno**

El edificio se asienta sobre un terreno compuesto por:

- Un estrato de 19 m de profundidad de arcillas blandas (desde la rasante) con:
 - Tensión admisible 0.040 MPa
 - Cohesión y ángulo de rozamiento efectivos: $c' = 0.1$ MPa, $\phi' = 17.5^\circ$
 - Peso específico aparente 18 kN/m³
- Bajo este grueso estrato de arcillas hay, a la cota -19, gravas limpias de peso específico aparente 17 kN/m³ y un ángulo de rozamiento de $\phi = 37^\circ$

No se encuentra el nivel freático.

No existe rozamiento negativo.

- **Entorno**
 - El edificio se encuentra ubicado en un entorno urbano
- **Materiales**
 - Materiales: El hormigón será HA-25/B/20/IIa en todo el edificio. El acero de armar es B 500 S
- **Datos complementarios:**

En caso de necesitarse algún parámetro o información complementaria que no esté disponible en la documentación adjunta, el alumno podrá plantearlo como hipótesis de su creación, siempre y cuando éste se plantee dentro unos márgenes razonables.

10.3. DETERMINAR

10.3.1. Acciones (0.5 puntos)

- Determinar las acciones verticales actuantes sobre la estructura del edificio según el CTE-DB-AE en todas las plantas teniendo en cuenta los datos suministrados en este enunciado. Se deberán indicar las acciones verticales (superficiales y lineales) en toda la superficie de cada planta justificando los valores tomados conforme a la normativa.
- Determina las acciones horizontales

10.3.2. Resistencia al fuego (1.5 puntos)

- Proponer una compartimentación en sectores de incendio del edificio según los usos del edificio (residencial, comercial y garaje) y según la sección 1 del CTE DB SI. (0.5 puntos)
- Establecer la resistencia al fuego necesaria para los elementos estructurales del edificio (pilares, vigas, forjados unidireccionales, forjado reticular, etc.) según el CTE DB SI, sección 6. (0.5 puntos)
- Determina si los recubrimientos indicados en la siguiente tabla son suficientes para cumplir las exigencias del ambiente del hormigón (EHE-08) y las de la resistencia al fuego (Tablas Anejo C del CTE DB SI). (0.5 puntos)

Tabla 10.1. Recubrimientos en varios elementos estructurales

Estructura	
Pilares (geométrico):	3.0 cm
Vigas (geométricos):	3.0 cm
Losas macizas (mecánicos):	3.5 cm
Forjados reticulares (mecánicos):	3.5 cm
Cimentación	
Vigas (geométricos):	4.0 cm
Losas, zapatas y encepados (mecánicos):	5.0 cm

10.3.3. Vaciado – contención provisional (0.5 puntos)

Por tratarse de un solar rodeado de aceras y viales en servicio prácticamente en todo el perímetro, y por la poca resistencia del suelo, se ha decidido realizar el vaciado del sótano mediante un sistema de contención provisional de tablaestacas metálicas.

- Determinar el tipo de tablaestaca metálica y la profundidad de hincado de las mismas para poder realizar el vaciado empleando el programa Cype (ver práctica 2). El sistema de tablaestacas empleado debe asegurar la resistencia de las mismas y el equilibrio en todo momento. (Adjuntar el listado de comprobaciones de Cype).

10.3.4. Diseño de la cimentación (1.5 puntos)

- Escoger entre una tipología de cimentación (zapata, losa o pilotaje in situ). (0.25 puntos)
- Diseñar la cimentación escogida bajo el pilar interior más cargado del pórtico 4 (1.25 punto):
 - a) En caso de ser una zapata (flexible o rígida) determinar sus condiciones geométricas y realizar el cálculo del armado a flexión.
 - b) En caso de necesitarse un pilotaje, determinar las condiciones geométricas del mismo (encepado incluido), armar el encepado y los pilotes. (Seguir la EHE para el cálculo del encepado y las Comprobaciones de la CTE DB SE-C para el pilotaje. Ver ejercicio práctico de Aula Virtual y la práctica 1). No será necesario el cálculo de asientos.

Nota: Será necesario calcular el momento de vuelco por el viento del edificio, y estimar el momento que llega a la base del pilar cuya cimentación se pretende calcular. Cuando el viento actúa en dirección Y, se podrá dividir el momento de vuelco del edificio por el número de pilares para determinar el momento de viento M_x en la base del pilar a cimentar. Cuando el viento actúa en la dirección X (de los pórticos) se podrá utilizar el prontuario de pórticos del Anejo 2 para estimar el momento de viento M_y que llega a la base del pilar a cimentar.

Las combinaciones de acciones para determinar los esfuerzos de cálculo en la base del pilar para el que se diseña la cimentación se podrán tomar las siguientes (según el CTE y EHE-08).

Para comprobaciones del terreno (acciones sin mayorar):

Comb1: (Peso Propio + C. Muertas) + S. Uso + 0.6 x Viento + 0.5 x S. Nieve

Comb2: (Peso Propio + C. Muertas) + 0.7 x S. Uso + Viento + 0.5 x S. Nieve

Para armar la cimentación (Comprobaciones estructurales):

Comb3: 1.35 x (Peso Propio + C. Muertas) + 1.5 (S. Uso + 0.6 x Viento + 0.5 x S. Nieve)

Comb4: 1.35 x (Peso Propio + C. Muertas) + 1.5 (0.7 x S. Uso + Viento + 0.5 x S. Nieve)

10.3.5. Diseño de forjado unidireccional (1.5 puntos)

- Determina, en el forjado unidireccional planteado, el canto necesario para no necesitar comprobar el ELS de flecha y las sopandas que serán necesarias durante su ejecución. (0.5 puntos)
- Calcula y dimensiona a ELU de flexión y cortante el forjado de la segunda planta. Para ello se emplearán las fichas técnicas de forjados. Incorporar al diseño los detalles constructivos necesarios (encuentro viguetas-vigas, armadura de reparto de la capa de compresión, etc.). (1 punto)

10.3.6. Diseño de forjado reticular (1.5 puntos)

Suponiendo ahora, y solo para este apartado, que el forjado de planta baja (comercial) tiene la planta indicada en el plano del Anejo 3 y que la sobrecarga de uso a utilizar en este apartado para el forjado reticular es $SU = 4.5 \text{ KN/m}^2 - c$, siendo c las tres últimas cifras del DNI de un miembro del grupo dividido por 2000.

- Proponer un forjado reticular y describir sus características (casetones recuperables o no recuperables, revestimiento inferior) para la planta baja (0.5 puntos) de forma que:
 - a) El canto sea suficiente para no tener que comprobar el ELS de flecha.
 - b) La losa de compresión de este forjado no supere los 5 cm. de espesor y cumpla con la resistencia al fuego establecida en el apartado 1 (Anejo C CTE DB SI o del Anejo 6 de la EHE-08).
- Calcular (1 punto):
 - a) Los esfuerzos de cálculo de flexión en bandas de pilares y en bandas centrales de este forjado reticular utilizando el método de los pórticos virtuales.
 - b) La armadura longitudinal necesaria de positivos y de negativos en los nervios de la banda de pilares y de la banda central utilizando formulas simplificadas.
 - c) Calcular la armadura de cortante en los nervios si es necesaria.
 - d) Comprobar el ELU de punzonamiento de un pilar en uno de los ábacos.

10.3.7. Diseño de la estructura en zona sísmica (0.5 puntos)

Enumera y explica una serie de medidas que serían necesarias adoptar tanto en el diseño como en el cálculo si este edificio estuviera situado en zona sísmica (como por ejemplo el municipio de Murcia). Buscar en los siguientes documentos:

- Guía para la definición de una estrategia antisísmica en el proyecto de edificios de nueva planta. Región de Murcia, Fhecor. (En aula virtual).
- Norma NCSE-02
- Anejo 10 EHE-08
- Apuntes de Clase

10.3.8. CYPECAD (2.5 puntos)

Utilizar el programa *Cypecad* para calcular el edificio completo. En particular, pilares, vigas y muros. Aportar listados de cálculo de un tramo de muro, un pilar que soporta escaleras, una viga de forjado unidireccional. En caso de no conseguir que se cumplan todas las comprobaciones, explicar qué medidas habría que tomar para que se cumplieran. Aportar planos definición de toda la estructura (de Cype).

Como tanteo inicial se podrán considerar las siguientes secciones de muros y soportes en planta baja:

- Muro de sótano: 35 cm de espesor
- Secciones de pilares. A determinar mediante fórmulas de predimensionamiento. (Ver Práctica 3)
- Secciones de vigas. A determinar mediante fórmulas de predimensionamiento. (Ver práctica 3 y utilizar $0.25 = \mu = [M_{est}/(b \cdot d^2 \cdot f_{cd})]$)

Donde:

M_{est} : momento estimado de cálculo, $M_{est} = k \cdot q_{d \text{ lineal}} \cdot L^2$, expresado en kN·m

μ : momento reducido, $\mu = [M_{est}/(b \cdot d^2 \cdot f_{cd})]$

Tabla 10.2. Coeficientes k para M_{est}

Momento negativo sobre apoyo extremo	1/15 - 1/30
Momento positivo en vano extremo	1/12 - 1/14
Momento negativo sobre apoyo interior (1º)	1/9 - 1/10
Momento positivo en vanos interiores	1/16 - 1/18
Momento negativo sobre apoyos interiores (resto de apoyos)	1/11 - 1/12

10.4. ANEJOS

10.4.1. Anejo 1: Planos del edificio

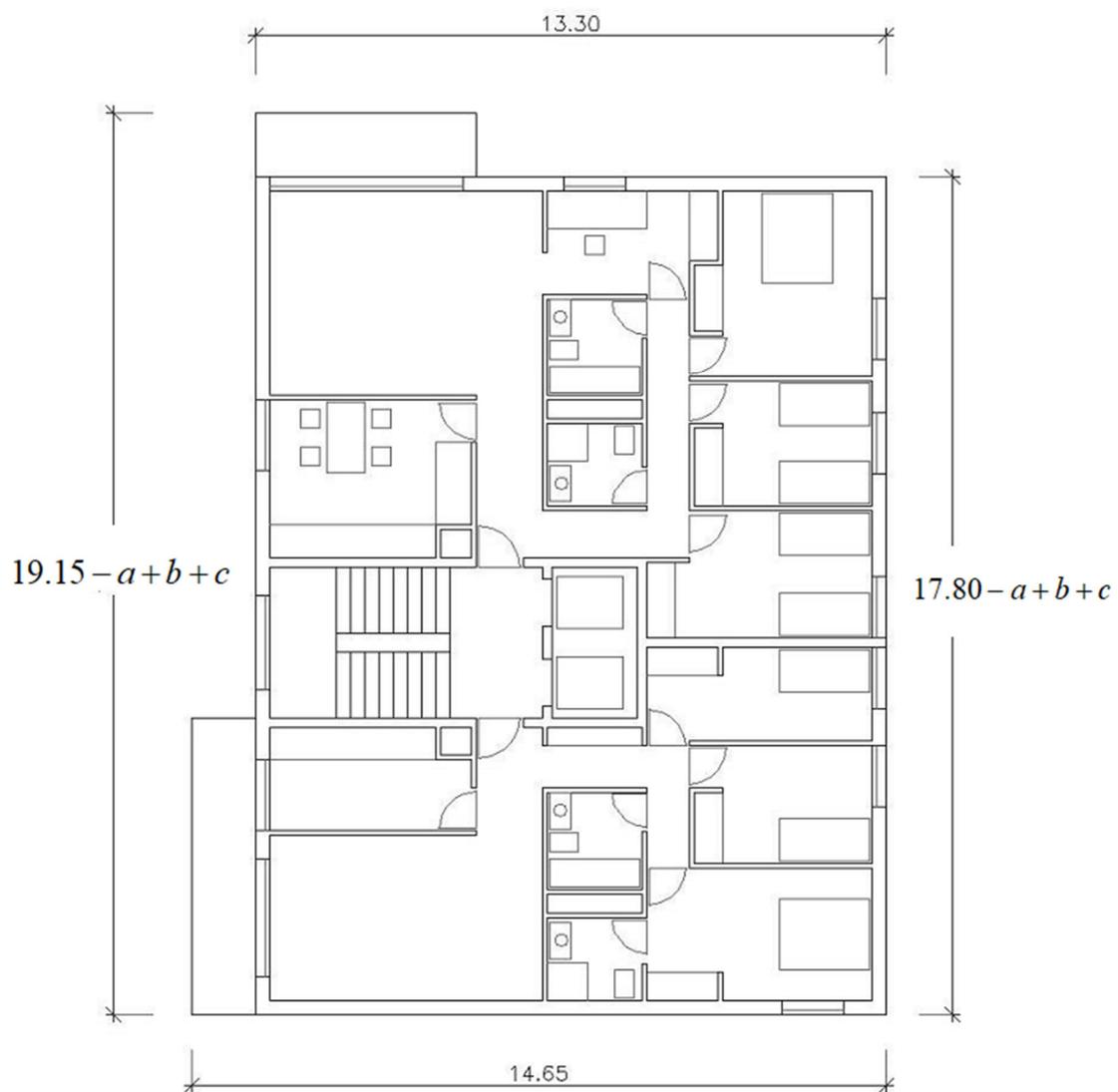


Figura 10.1. Planta arquitectónica. Plantas de uso residencial

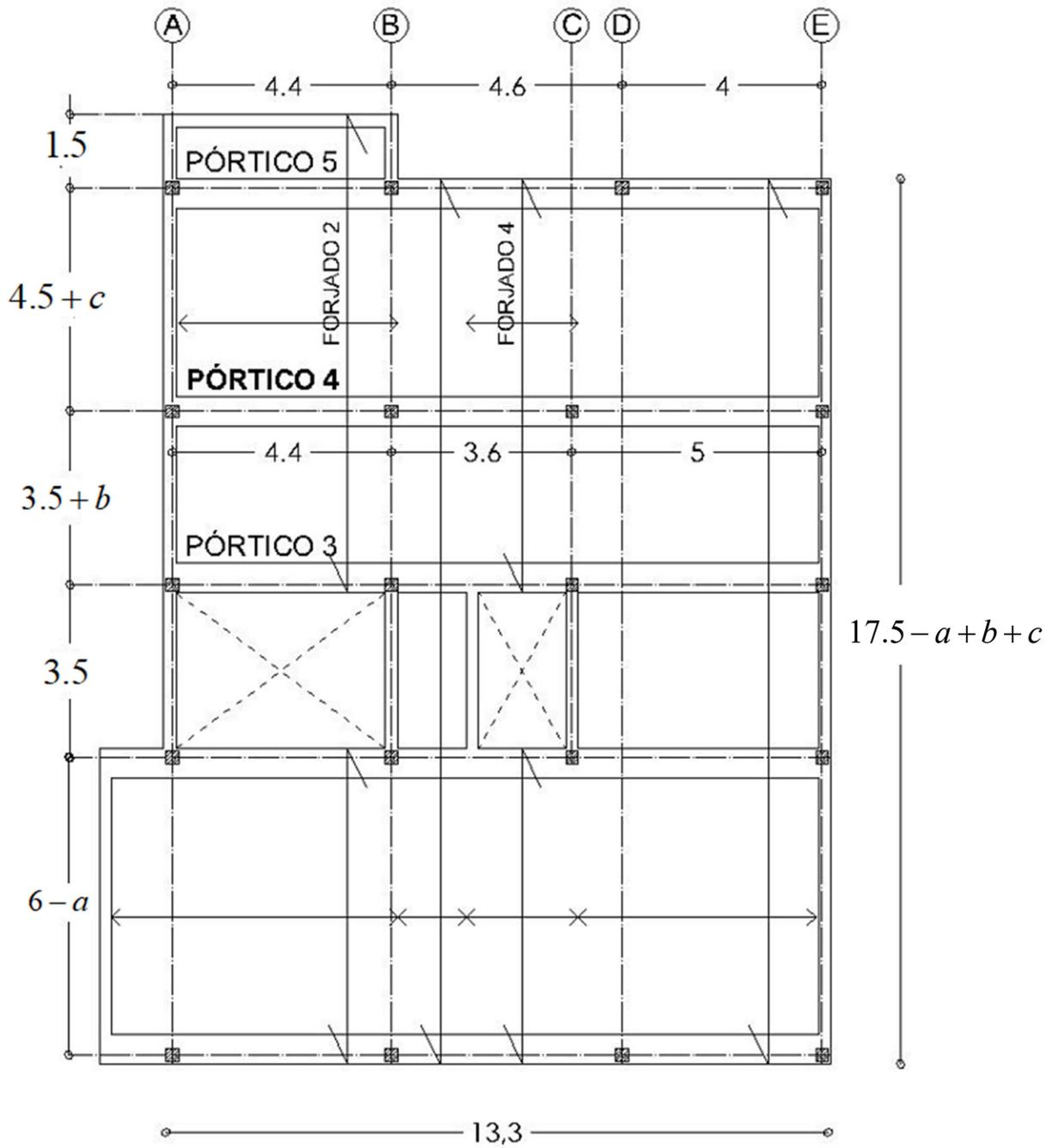


Figura 10.2. Planta estructural

Tabla 10.3. Definición de los coeficientes del ejemplo práctico

DNI de un alumno del grupo repartido en las tres casillas	A	B	C
	Dos cifras	Tres cifras	Tres cifras

$a = A/200;$ $b = B/2000;$ $c = C/2000$ (redondear de 5 en 5 cm)



Figura 10.3. Sección del Pórtico 4

Nota: la altura del torreón también es de 3 m.

10.4.2. Anejo 2: Prontuario de pórticos para esta estructura

- Pórtico 4:

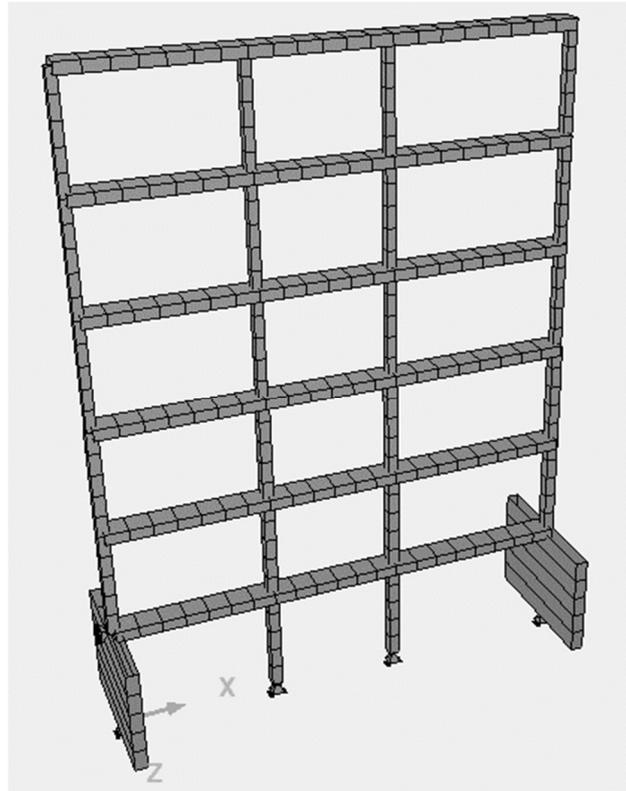


Figura 10.4. Modelo pórtico 4

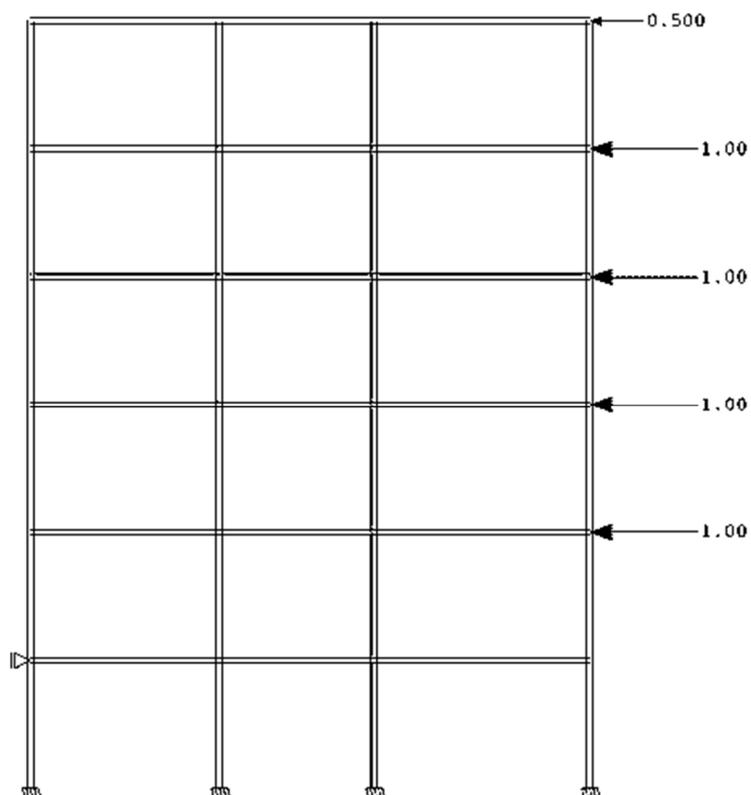


Figura 10.5. Pórtico 4. Cargas (kN)

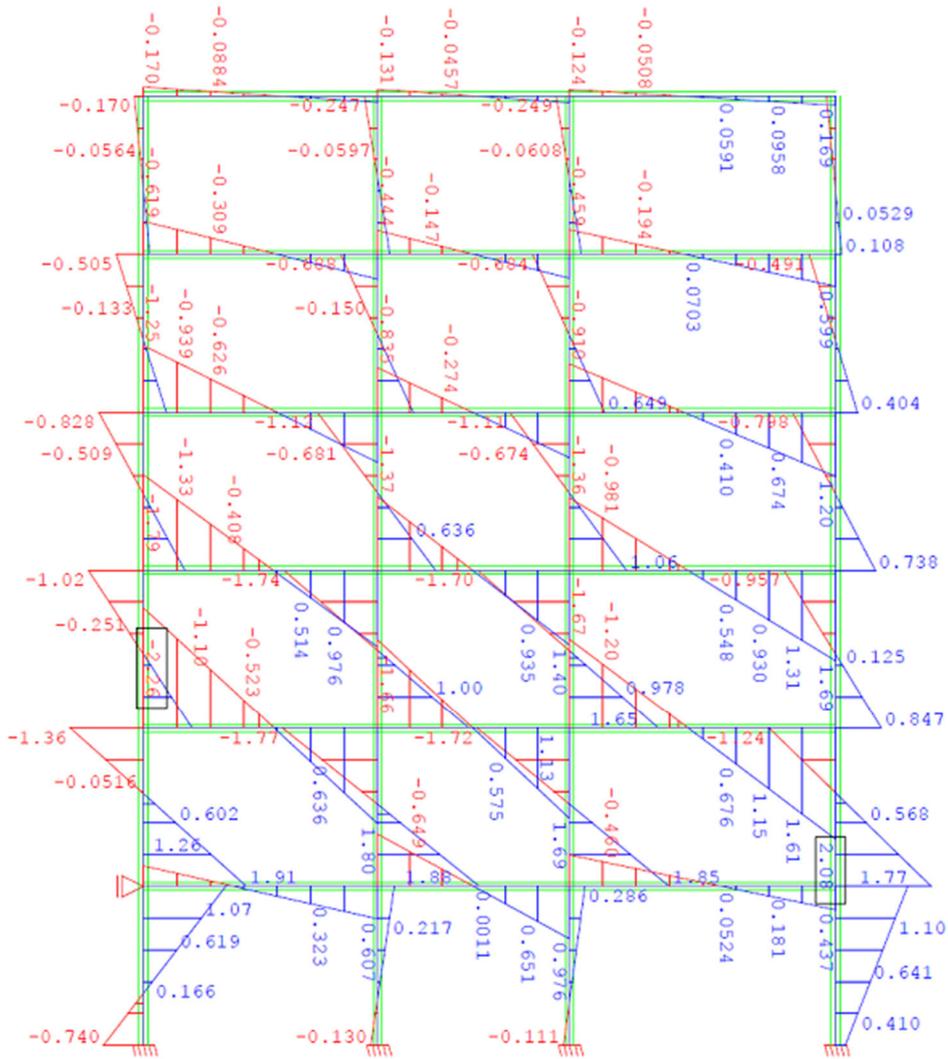


Figura 10.6. Pórtico 4. Momentos flectores (kN·m) debidos a cargas de la Figura 10.5

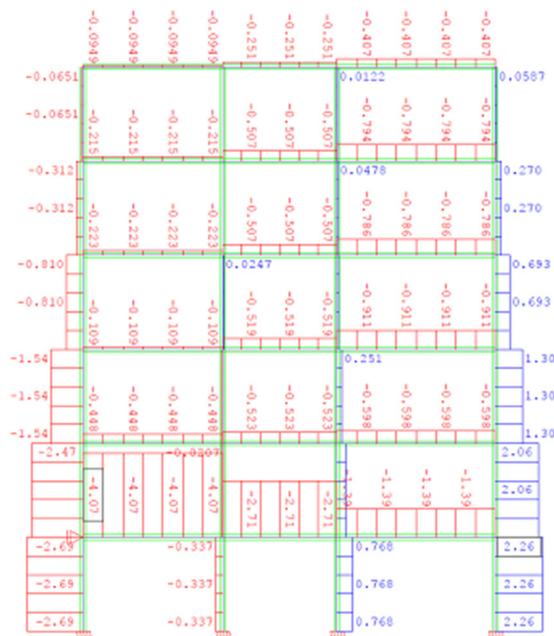


Figura 10.7. Pórtico 4. Axiles (kN) debidos a cargas de la Figura 10.5

- Pórtico C:

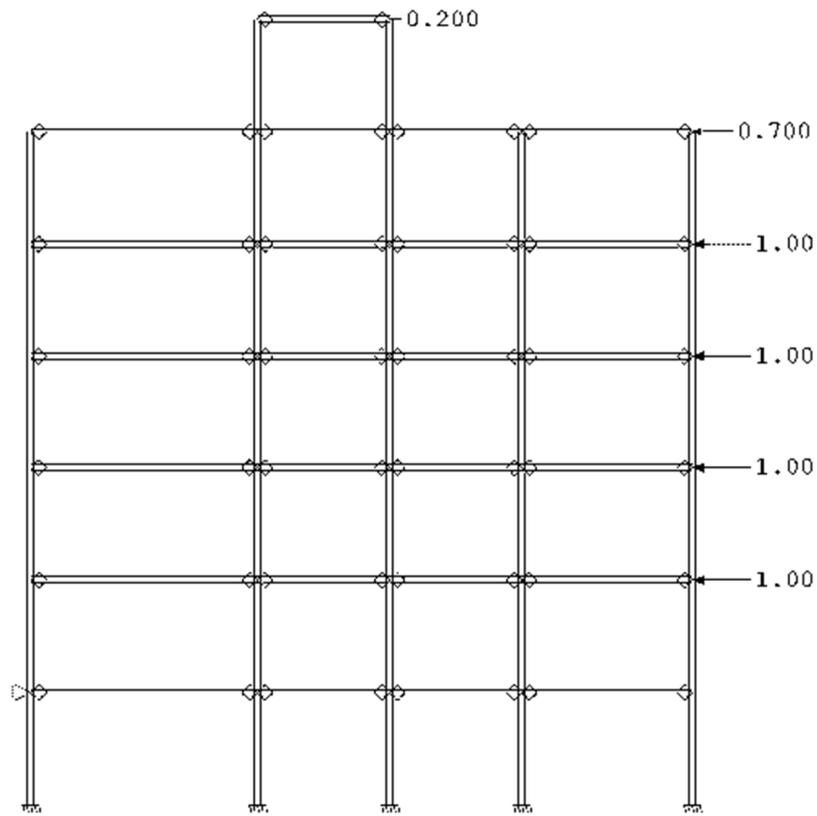


Figura 10.8. Pórtico C. Cargas (kN)

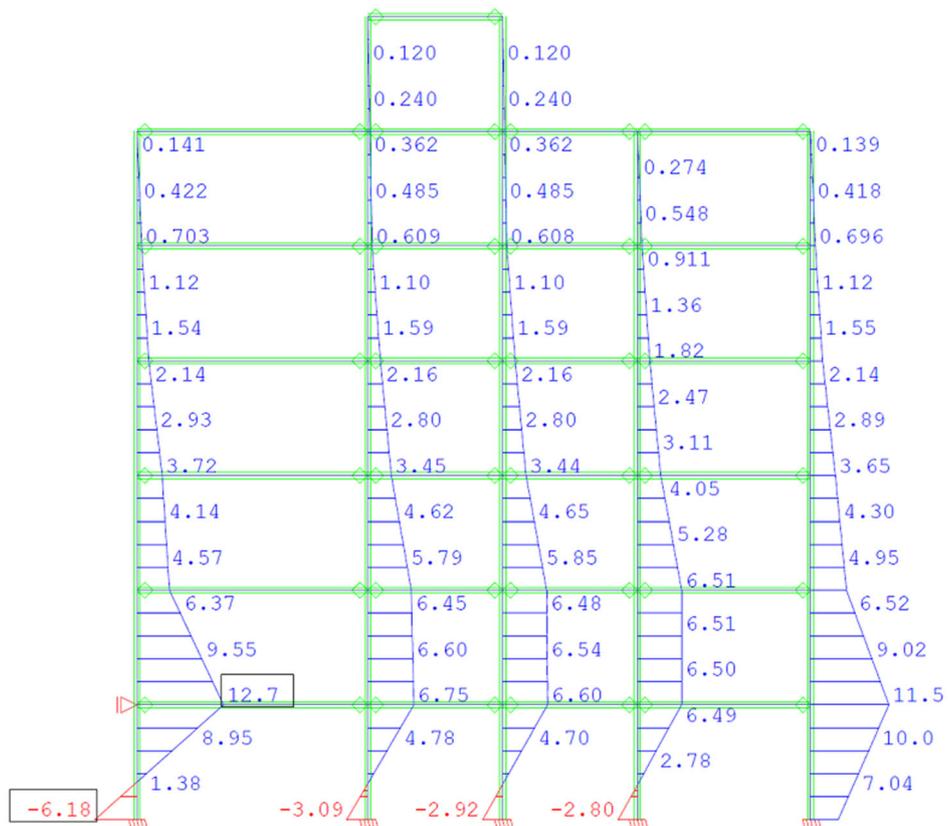


Figura 10.9. Pórtico C. Momentos flectores (kN-m) debidos a cargas de la Figura 10.8

10.4.3. Anejo 3: Forjado reticular a calcular

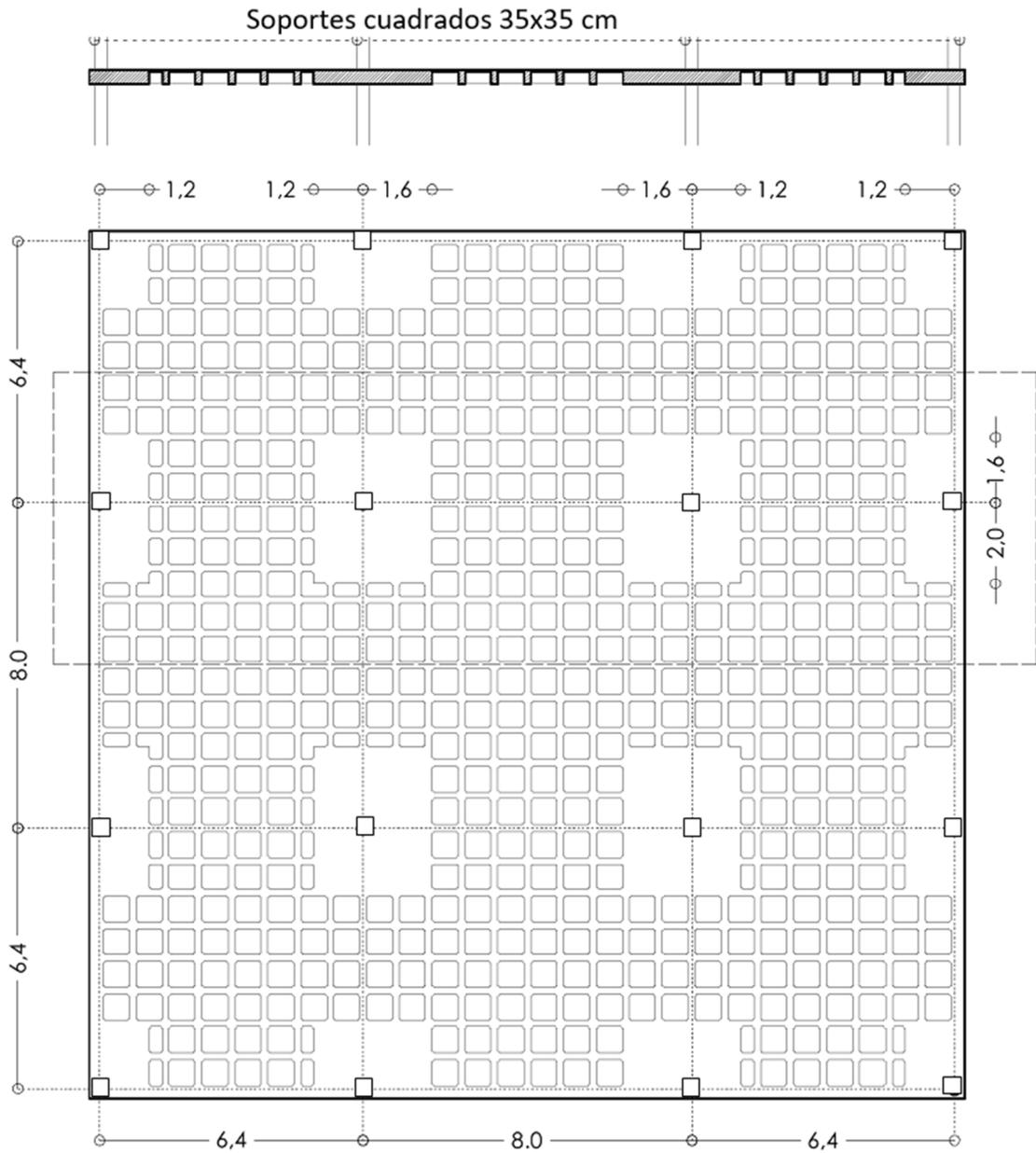


Figura 10.10. Planta de forjado. (Cotas en metros)

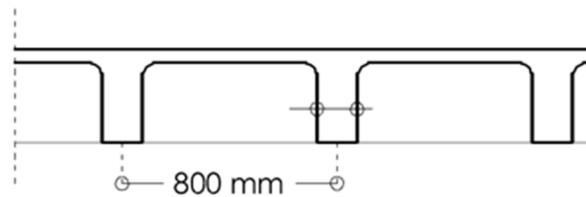


Figura 10.11. Sección tipo de forjado (zona aligerada)

Bibliografía

- [1] Calavera Ruíz, José, *Muros de Contención y Muros de Sótano*, 3ª. Madrid: Intemac, 2000.
- [2] Fhecor Ing Consultores, *Guía para la Definición de una Estrategia Antisísmica en Proyectos de Edificios de Nueva Planta. Ejemplos de Aplicación*. Consejería de Obras Públicas y Ordenación del Territorio. Región de Murcia., 2012.
- [3] RD 314/2006, *Código Técnico de la Edificación CTE*. Ministerio de Fomento., .
- [4] VVAA, *Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera*, 2009.ª ed. Madrid: Ministerio de Fomento.
- [5] Calavera Ruíz, José, *Cálculo de Estructuras de Cimentación*, 5ª. Madrid: Intemac, 2015.
- [6] VVAA, *Guía de aplicación de la Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08). Edificación*. Madrid: Ministerio de Fomento., 2014.
- [7] Regalado Tesoro, Florentino, *Los Forjados Reticulares: Diseño, Análisis, Construcción y Patología*. Cype Ingenieros, 2003.
- [8] RD 1247/2008, *Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08*, 4ª. Madrid: Ministerio de Fomento., 2020.
- [9] «Manuales y documentación de los programas de Cype Ingenieros», *CYPE INGENIEROS*. <https://www.cype.pe/manuales-documentacion-los-programas/> (accedido nov. 24, 2020).
- [10] RD 997/2002, *Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02. Parte General y Edificación*. Madrid: Ministerio de Fomento, 2002.
- [11] UNE-EN 1998-1-1, *Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 1: Reglas generales, acciones sísmicas y reglas para edificación*. AENOR - CEN, 2012.