

ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR DE ELCHE

GRADO EN INGENIERÍA MECÁNICA



UNIVERSITAS
Miguel Hernández

"DISEÑO Y CÁLCULO A MANO DE
LA ESTRUCTURA CON FORJADO
UNIDIRECCIONAL DE UN EDIFICIO
INDUSTRIAL"

TRABAJO FIN DE GRADO

Nov. -2025

AUTOR: Adrián Sánchez Peñalver

DIRECTOR/ES: Javier Paricio Caño



Palabras clave

Hormigón estructural, Código Técnico Estructural, CYPECAD, Forjado unidireccional

Resumen

En el presente Trabajo se calculará la estructura de hormigón armado con forjado unidireccional de un edificio destinado a oficinas mediante las normativas pertinentes y se elaborarán planos con los resultados. Tras esto se calculará la misma estructura con el software CYPECAD y compararán resultados.

Keywords

Structural concrete, Structural Technical Code, CYPECAD, One-way slab

Abstract

This paper will calculate the reinforced concrete structure with one-way slabs of an office building using the relevant regulations and will produce plans with the results. After this, the same structure will be calculated using CYPECAD software and the results will be compared.

INDICE

1. INTRODUCCIÓN	7
1.1. Palabras clave	
1.2. Resumen	
1.3. Objetivos	
1.4. Material y métodos	
1.5. Bases de diseño	
1.6. Diseño preliminar de la estructura	
2. PREVISIÓN DE CARGAS.....	10
2.1 Carga distribuida en vigas	
2.2 Reacciones en apoyos	
2.3 Momento previsto en vigas	
2.4 Axil previsto en vigas	
2.5 Diagramas	
2.6 Cargas esperadas en pilares	
2.7 Cargas esperadas en zapatas	
2.8 Elección y disposición de suelos	
3. DISEÑO DE VIGAS.....	29
3.1 Canto de vigas y forjado	
3.2 Armado mínimo	
3.3 Cálculo de armadura longitudinal	
3.4 Cálculo de armadura de cortante	
4. DISEÑO DE PILARES	44
4.1 Dimensiones	
4.2 Cálculo de acero longitudinal	
4.3 Armadura de cortante	
5. DISEÑO DE ZAPATAS	54
5.1 Cargas	
5.2 Dimensionamiento	
5.3 Armado	

6. CALCULO EN CYPECAD	61
7. COMPARACIÓN DE ERRORES.....	71
8. PLANOS	80
9. CONCLUSIÓN.....	87
10. ANEJO 1. DESGLOSE DE CALCULOS	88
11. ANEJO 2. DESGLOSE DE RESULTADOS DE CYPECAD.....	145
12. ANEJO 3. ESTUDIO DE LA DIRECCIÓN DEL FORJADO EN EL VOLADIZO	166
13. BIBLIOGRAFÍA.....	168



1. – INTRODUCCIÓN

1.1 PALABRAS CLAVE

Hormigón estructural, Código técnico estructural, CYPECAD, Forjado unidireccional

1.2 RESUMEN

En el presente Trabajo se calculará la estructura de hormigón armado con forjado unidireccional de un edificio destinado a oficinas mediante las normativas pertinentes. Tras esto se calculará la misma estructura con el software CYPECAD y se compararán resultados.

1.3 OBJETIVOS

El objetivo final de este trabajo es demostrar la capacidad del redactor del uso de CYPECAD para el cálculo de estructuras de hormigón. Mediante el previo calculo a mano de la estructura se pretende dejar patente el conocimiento de los cálculos que realiza el software y el entendimiento de normativas que este procesa.

1.4 MATERIAL Y MÉTODOS

Se adquirirá como material indispensable para este Trabajo toda normativa vigente referente al cálculo de estructuras de hormigón a fecha 01/05/2025

Véase DB SE, Anejo 19 del Código Estructural, etc.

También se tendrá en cuenta la EHE-08 en los casos en los que el Código Estructural no especifique restricciones. Pese a ser una norma derogada, podemos seguir extrayendo información valida y conocimiento de la misma, siempre que no incumplamos la normativa vigente

Para el cálculo de Reacciones en los apoyos se usarán prontuarios de vigas. Concretamente el documento de López Juárez, J.A. (2012) *Prontuario básico de estructuras simples*. Alicante, España.

Para el cálculo de la armadura longitudinal de los pilares se usarán los ábacos de dimensionamiento tomados de la publicación: D. Calavera R.J. (2008) *Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón; en Masa, Armado, Pretensado*. España : Intemac

Como software, se usarán las herramientas de AutoCAD y CYPECAD

1.5 BASES DE DISEÑO

La localidad en la que se edificará será Alicante. Se supondrá un suelo formado por arcillas firmes, ya que es un terreno muy extendido en la zona designada.

En lo relativo al cálculo de la estructura a mano, no se tendrá en cuenta la acción del viento. Debido a su poca relevancia en la demanda de acero de la estructura. Tener en cuenta dicha acción solo alargaría el cálculo de reacciones y previsiones de cargas.

Con esto no se pretende insinuar que para el cálculo de estructuras no se haya de tener en cuenta la acción del viento. Todo lo contrario. Pero para el objetivo del trabajo expuesto en el apartado 1.2, no se ha considerado necesario valorar el viento a fin de agilizar el proceso

Dicho esto, el viento sí se tendrá en cuenta en la simulación realizada en CYPECAD a fin de demostrar un mejor conocimiento del software

Por otra parte, tampoco se tendrá en cuenta la acción sísmica en el diseño de la estructura, tanto para el cálculo a mano como para su cálculo en CYPECAD.

En las decisiones referentes al diseño de los elementos, se priorizará la facilidad constructiva siempre. Por ejemplo: todos los pilares tendrán base cuadrada y si es posible, todos tendrán las mismas dimensiones. O también, todas las vigas dispondrán del mismo canto y ancho.

Pese a que no se calcule la estructura frente a sismo y no se requieran vigas de atado, estas sí se construirán. A modo de soporte para el muro de bloques de hormigón que se colocará entre la cimentación y las vigas del forjado 1 (forjado sanitario). Este muro de bloques de hormigón será imprescindible para realizar el encofrado del forjado 1. Ya que, se usará como base del encofrado de las vigas. De lo contrario, encofrar el forjado sanitario sería muy complejo debido a la poca altura de separación con el suelo.

Pese a disponer del muro de bloques de hormigón, el forjado uno se diseñará para soportar la totalidad de la carga de la planta.

Los recubrimientos mecánicos de toda la estructura serán de 5cm.

1.6 DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

Se muestra a continuación la estructura a calcular.

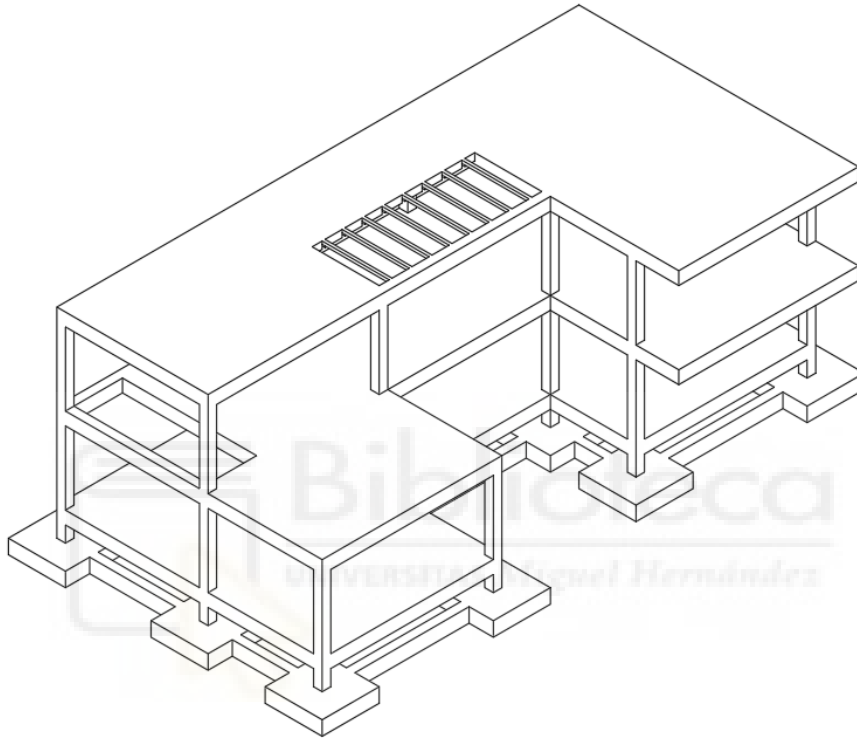


Ilustración 1.1 Diseño Estructura

No se pretende ahondar en las decisiones de diseño para el edificio, ni en la distribución en planta de las posibles estancias. Dado que son competencias de un trabajo de arquitectura. No de cálculo estructural.

2. – PREVISIÓN DE CARGAS

2.1 CARGAS DISTRIBUIDAS EN VIGAS

Para la previsión de cargas usaremos el DB SE, concretamente el punto 4.2.2. El cual expone lo siguiente:

4.2.2 Combinación de acciones

- 1 El valor de cálculo de los efectos de las acciones correspondiente a una situación persistente o transitoria, se determina mediante combinaciones de acciones a partir de la expresión

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.3)$$

es decir, considerando la actuación simultánea de:

- todas las acciones permanentes, en valor de cálculo ($\gamma_G \cdot G_k$), incluido el pretensado ($\gamma_P \cdot P$);
- una acción variable cualquiera, en valor de cálculo ($\gamma_Q \cdot Q_k$), debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis;
- el resto de las acciones variables, en valor de cálculo de combinación ($\gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot Q_k$).

Ilustración 2.1 DB-SE 4.2.2

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

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

Ilustración 2.1 Tabla 4.2 DB-SE

Para la selección de cargas, usaremos la Tabla 3.1 para la sobrecarga de uso y la Tabla 3.8 para la sobrecarga de nieve del DB SE AE

Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso

Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m ²]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5	4
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20 ⁽¹⁾
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente ⁽²⁾			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación ⁽³⁾	G1 ⁽⁷⁾	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 ⁽⁴⁾⁽⁶⁾	2
			Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁵⁾	0,4 ⁽⁴⁾	1
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

Ilustración 2.3 Tabla 3.1 DB-SE-AE

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

Capital	Altitud m	s _k kN/m ²	Capital	Altitud m	s _k kN/m ²	Capital	Altitud m	s _k kN/m ²
Albacete	690	0,6	Guadalajara	680	0,6	Pontevedra	0	0,3
Alicante / Alacant	0	0,2	Huelva	0	0,2	Salamanca	780	0,5
Almería	0	0,2	Huesca	470	0,7	SanSebas- tián/Donostia	0	0,3
Ávila	1.130	1,0	Jaén	570	0,4	Santander	1.000	0,3
Badajoz	180	0,2	León	820	1,2	Segovia	10	0,7
Barcelona	0	0,4	Lérida / Lleida	150	0,5	Sevilla	1.090	0,2
Bilbao / Bilbo	0	0,3	Logroño	380	0,6	Soria	0	0,9
Burgos	860	0,6	Lugo	470	0,7	Tarragona	0	0,4
Cáceres	440	0,4	Madrid	660	0,6	Tenerife	950	0,2
Cádiz	0	0,2	Málaga	0	0,2	Teruel	550	0,9
Castellón	0	0,2	Murcia	40	0,2	Toledo	0	0,5
Ciudad Real	640	0,6	Orense / Ourense	130	0,2	Toledo	0	0,2
Córdoba	100	0,2	Oviedo	230	0,4	Valencia/València	690	0,4
Coruña / A Coruña	0	0,2	Palencia	740	0,5	Valladolid	520	0,7
Cuenca	1.010	0,3	Palma de Mallorca	0	0,4	Vitoria / Gasteiz	650	0,7
Gerona / Girona	70	1,0	Palmas, Las	0	0,2	Zamora	210	0,4
Granada	690	0,4	Pamplona/Iruña	450	0,2	Zaragoza	0	0,5
		0,5			0,7	Ceuta y Melilla	0	0,2

Ilustración 2.4 Tabla 3.8 DB-SE-AE

Los coeficientes parciales de seguridad se recogerán de la tabla 4.1 del DB SE. Siendo estos 1.35 para las cargas permanentes y 1.50 para las variables.

Veamos que valores obtenemos en nuestro caso para el forjado superior

$$q_{d,3} = 1,35 \cdot G_{kj} + 1,50 \cdot 1 + 1,50 \cdot 0,5 \cdot 0,2 \quad (2.1)$$

Obtendremos esta previsión de cargas para el forjado 3. Es decir, la terraza superior. Se ha supuesto una sobrecarga de uso de cubierta accesible solo privadamente.

Por otra parte,

$$q_{d,2} = 1,35 \cdot G_{kj} + 1,50 \cdot 2 \quad (2.2)$$

$q_{d,2}$ será la previsión de las zonas interiores del forjado 2. Con una sobrecarga de uso pertinente a zonas administrativas. Mientras tanto en la terraza obtendremos

$$q_{d,2t} = 1,35 \cdot G_{kj} + 1,50 \cdot 2 + 1,50 \cdot 0,5 \cdot 0,2 \quad (2.3)$$

Y para el forjado 1, pese a que no sean idénticos podemos asumir

$$q_{d,1} = q_{d,2} \quad (2.3)$$

Estudiaremos ahora el valor G_{kj} correspondiente a la carga permanente.

Para la elección de este valor se han supuesto una carga muerta de 2 kN/m² y se ha seleccionado un forjado de viguetas autorresistentes P20/11 modelo ALESAN T20 de 3,29 kN/m² de peso del forjado con bovedilla de hormigón. Redondeado a 3,5 kN/m²

En el caso de la cubierta usaremos una carga permanente total reducida de 5 kN/m² ya que la carga muerta esperada será mucho menor.

Como último aporte, decir que se ha sopesado también un peso propio de viga de 24ab kN por metro de viga. Siendo a y b canto y ancho respectivamente. En nuestro caso 0.45m y 0.3m (véase apartado 3.1). Además, en caso de que un muro exterior descansa sobre la viga, se sumará una carga lineal de 7 kN/m.

Veamos entonces, la carga prevista para la viga formada por los tramos D2 E2 F2

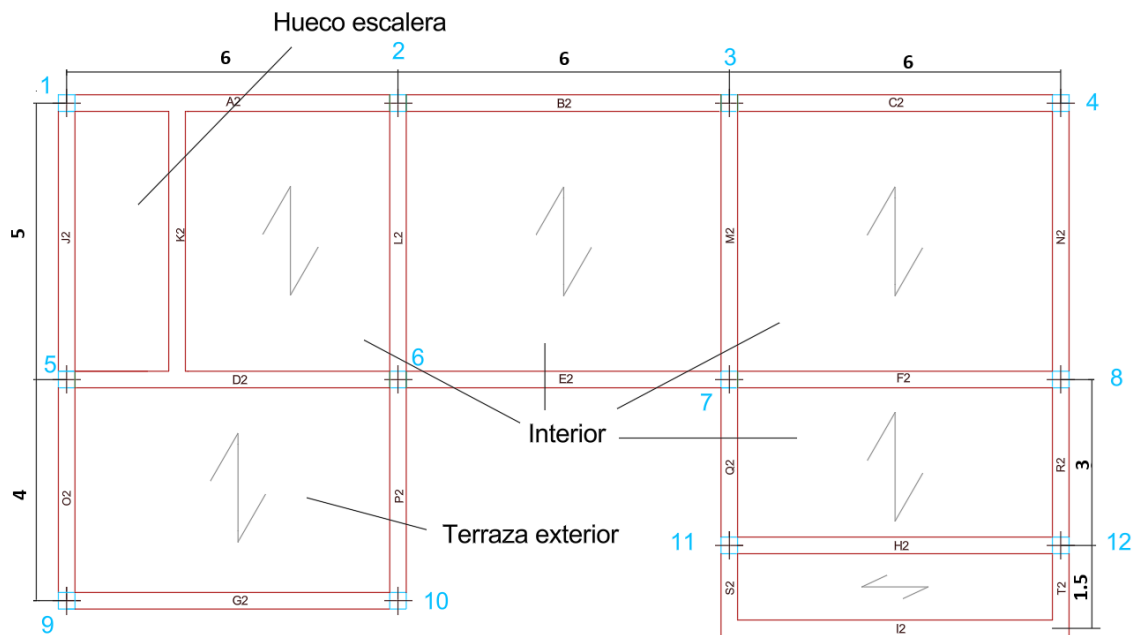


Ilustración 2.5 Planta forjado 2

Puede observarse que en este forjado tenemos el hueco de la escalera. Pero lo obviaremos y realizaremos la previsión de cargas como si el forjado se extendiera por la totalidad de un único paño.

$$q_{d,D2} = 1,35 \cdot (2,5 + 2) \cdot 5,5 + 1,35 \cdot (7 + 3,24) + 1,50 \cdot (2,5 + 2) \cdot 2 + 1,50 \cdot 0,5 \cdot 2 \cdot 0,2 \quad (2.4)$$

Para aclarar los términos mencionaremos que el $2,5 + 2$ son la mitad de la longitud perpendicular de los forjados que soporta la viga, uno a cada lado de esta. Por otra parte, como ya hemos mencionado los 7 kN/m son fruto del muro que descansa sobre la viga, mientras que los $3,24 \text{ kN/m}$ son el peso propio de la viga. Suponemos como acción variable principal la sobrecarga de uso y como secundaria la nieve, pero esta solo afecta al forjado de la terraza. Ya que el otro está cubierto. Los otros dos tramos funcionarían de la siguiente manera:

$$q_{d,E2} = 1,35 \cdot 2,5 \cdot 5,5 + 1,35 \cdot 3,24 + 1,50 \cdot 2,5 \cdot 2 + 1,50 \cdot 0,5 \cdot 2 \cdot 0,2 \quad (2.5)$$

$$q_{d,F2} = 1,35 \cdot (2,5 + 1,5) \cdot 5,5 + 1,35 \cdot 3,24 + 1,50 \cdot (2,5 + 1,5) \cdot 2$$

(2.6)

Cualquier viga que no soporte al forjado se diseñara con una carga prevista de:

$$q_d = 1,35 \cdot (7 + 3.24) \quad (2.7)$$

Independientemente de si soporta un muro o no



2.2 REACCIONES EN APOYOS

El cálculo de las reacciones en los apoyos, como ya se ha mencionado, se realizará mediante el prontuario de López Juárez, J.A. (2012) *Prontuario básico de estructuras simples*. Alicante, España

Veamos cómo.

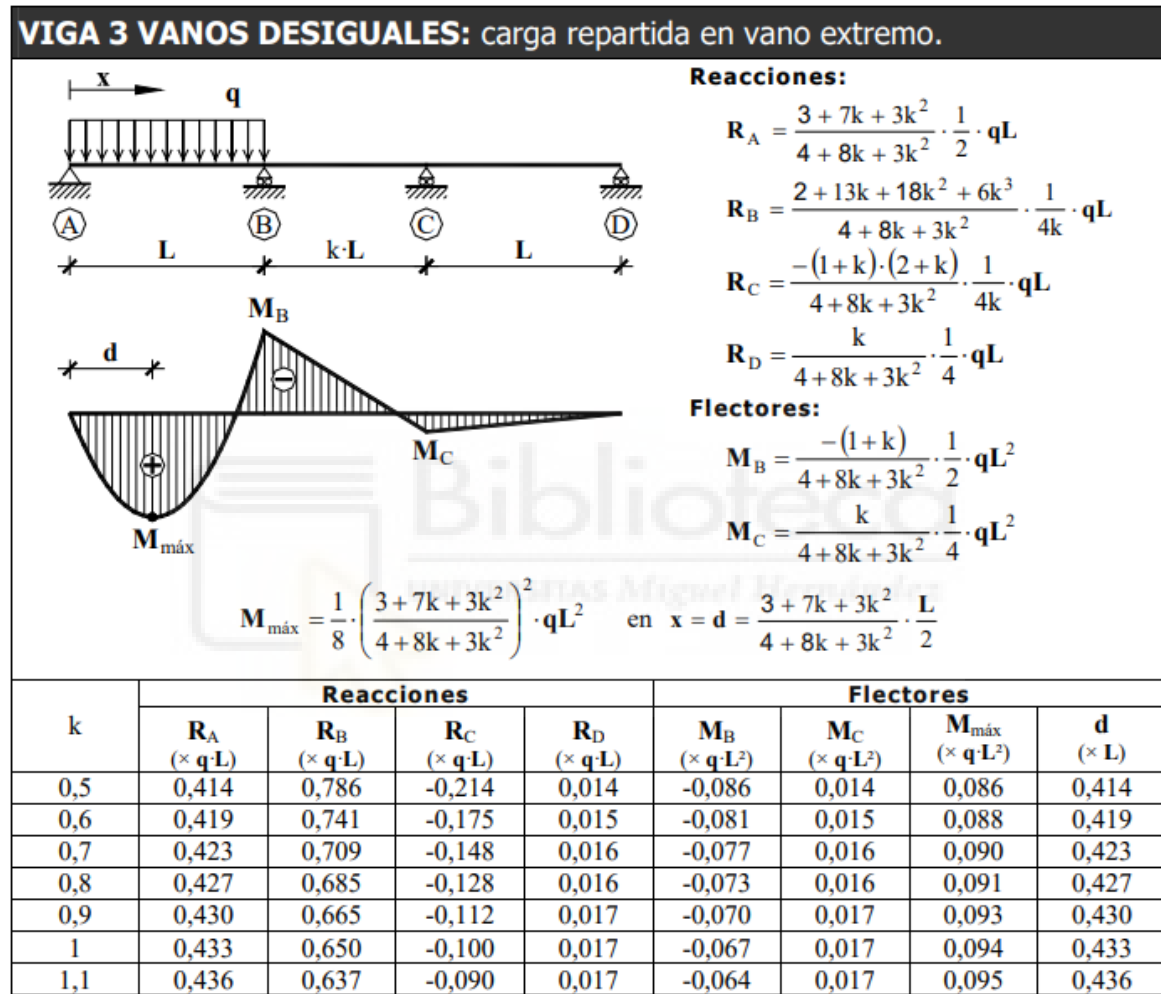


Ilustración 2.6 Prontuario UA 1

VIGA 3 VANOS DESIGUALES: carga repartida en vano central.

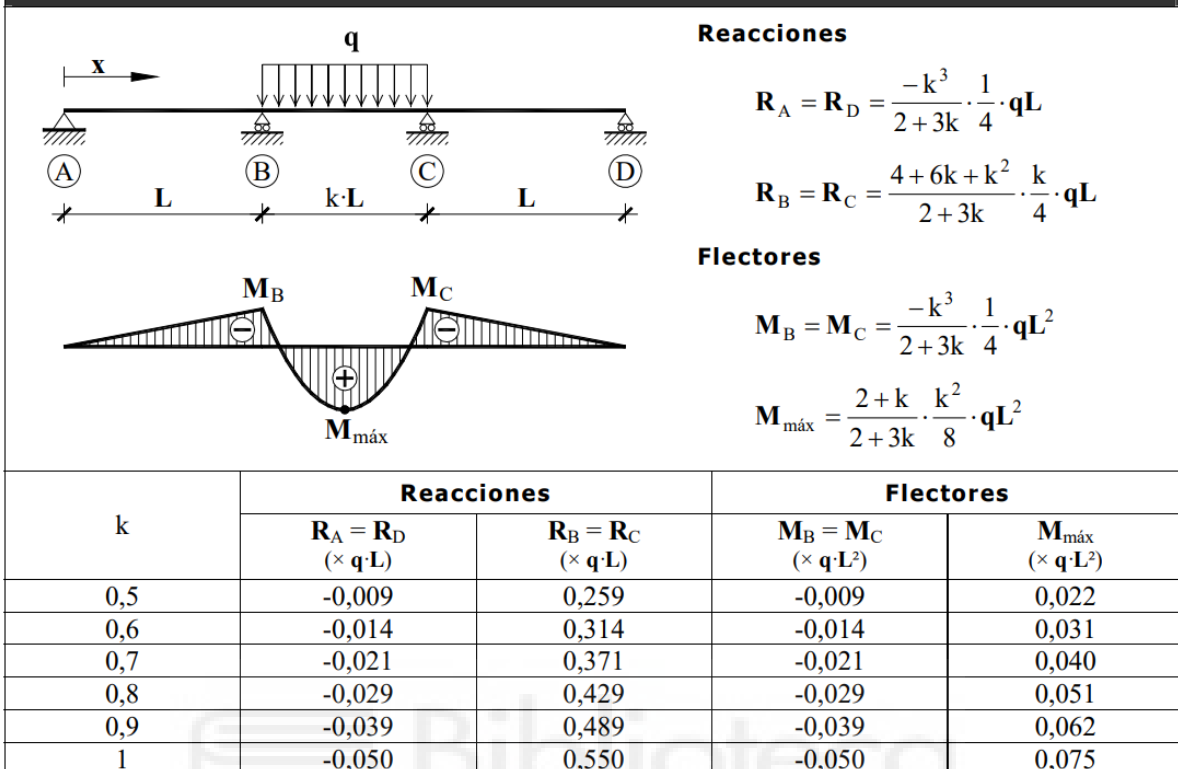


Ilustración 2.7 Prontuario UA 2

Con estas dos tablas podemos resolver la totalidad de las reacciones para una viga de tres vanos. En nuestro caso dichos vanos son de 6 metros y supongamos, para realizar el ejemplo, una carga distribuida de 40 kN/m en el primer vano, de 30 kN/m en el segundo y 20 kN/m en el último. El factor k será de 1 por lo que R_A será:

$$R_A = 0,433 \cdot 40 \cdot 6 - 0,05 \cdot 30 \cdot 6 + 0,017 \cdot 20 \cdot 6 \quad (2.8)$$

Repetimos con todas las vigas de varios vanos. Y para los pórticos simples usaremos

$$R_A = R_B = \frac{q \cdot L}{2} \quad (2.9)$$

2.3 MOMENTO PREVISTO EN VIGAS

Para realizar el cálculo de los momentos en las vigas disponemos de muchas opciones. En el trabajo realizado se han calculado dichos momentos con diferentes métodos para acabar escogiendo uno. Veamos cual

1- Método extraído de la publicación de: A. García Meseguer et al. (2009) *Jiménez Montoya Hormigón Armado*. Barcelona: Gustavo Gili, S.A.

Este método tiene en cuenta la inercia relativa entre el pilar y la viga. Dado que si disponemos de una viga con gran inercia y un pilar con poca. Este último se verá muy afectado por los esfuerzos que esta pueda transmitir. Si fuera al revés, el pilar se vería menos influenciado

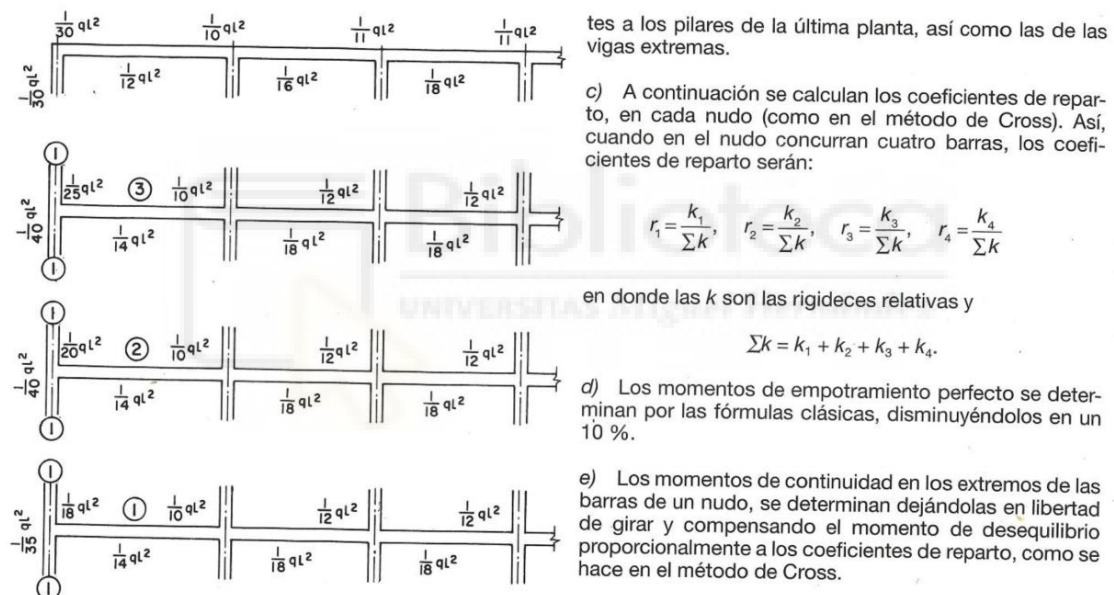


Ilustración 2.8 Extracto de: A. García Meseguer et al. (2009) *Jiménez Montoya Hormigón Armado*. Barcelona: Gustavo Gili, S.A.

Con este método primero deberemos ver el valor que obtenemos dividiendo las rigideces relativas de la viga y del pilar siendo:

$$\frac{E \frac{1}{12} \cdot 30 \cdot 45^3}{600} = 1.68 \frac{E \frac{1}{12} \cdot 30 \cdot 30^3}{300}$$

(2.10)

Al no obtener un número entero deberemos calcular los esfuerzos para los coeficientes de reparto 1 y 2 e interpolar.

2- Método simplificado de cálculo de esfuerzos para forjados unidireccionales de la EHE-08. Actualmente derogada, debemos llevar cuidado en como usamos esta normativa. Cierto es también, que es un método aplica a forjados, no vigas. No obstante, nos puede servir para comparar con otros métodos e incluso como posible solución.

Las solicitaciones con la redistribución máxima admitida para forjados pueden obtenerse por el método simplificado que se expone a continuación. En la gráfica básica del momento flector máximo de cada tramo, figura A.12.4.a, se calculan los momentos para la carga total de acuerdo con los siguientes criterios:

- en los tramos extremos se tomará un momento igual al de su apoyo interno (M_1 o M_3);
- en los tramos intermedios se tomará un momento igual al de ambos apoyos (M_2);
- en el apoyo exterior se tomará cero si no hay voladizo y si lo hay, el momento debido a las cargas permanentes del mismo (M_{vcp}).

Los valores de los momentos M_1 , M_2 y M_3 para cargas uniformemente repartidas obtenidos analíticamente son:

$$M_1 = (1,5 - \sqrt{2})p_1l_1^2$$

$$M_2 = \frac{p_2l_2^2}{16}$$

$$M_3 = \left(1,5 + \frac{M_v}{p_3l_3^2} - \sqrt{2 + \frac{4M_v}{p_3l_3^2}} \right) p_3l_3^2$$

Ilustración 2.9 EHE-08 Momento forjado unidireccional

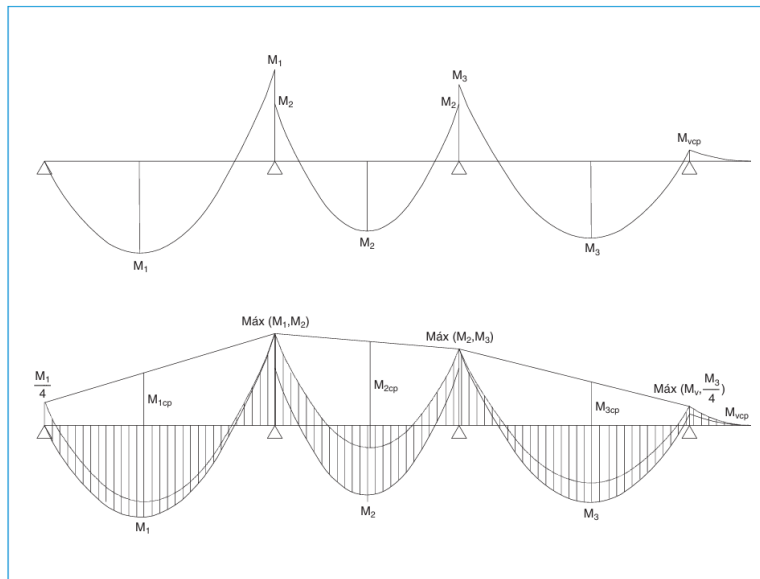


Figura A.12.4.a y b
Gráficas básica y envolvente de
momentos flectores

Ilustración 2.10 Momento forjado unidireccional 2

3- Cálculo mediante prontuario. Esta posible opción no precisa de presentación. Sería un método totalmente válido.

Veamos ahora los resultados de las tres opciones y decidamos cual escoger. Para esta decisión se mostrarán los resultados del pórtico de la fachada trasera del edificio. Formado por las vigas A B C de cada uno de los forjados y los pilares 1 2 3 y 4

1- Jiménez Montoya

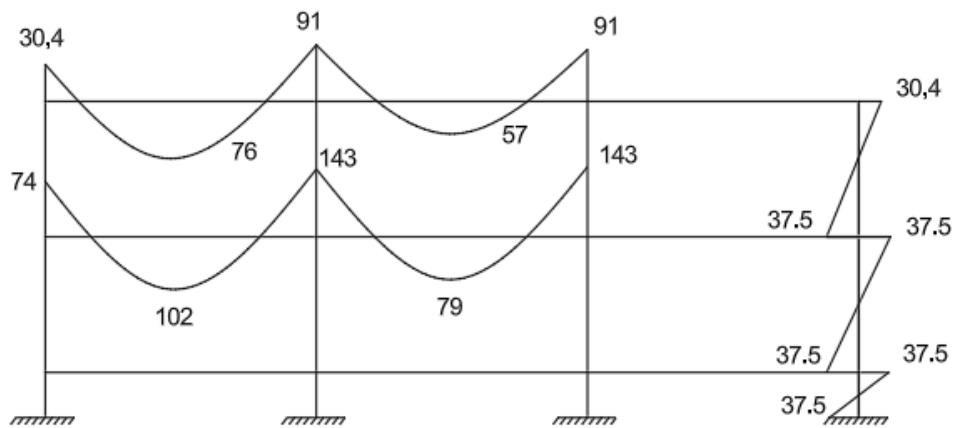


Ilustración 2.11 Esfuerzos calculados con el método de Jimenez Montoya

2- EHE 08

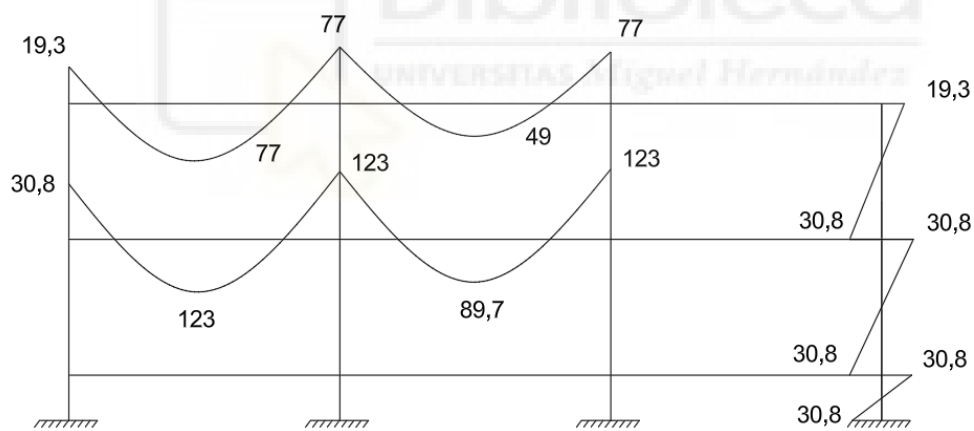


Ilustración 2.12 Esfuerzos calculados con EHE 08

3- Prontuario de López Juárez, J.A

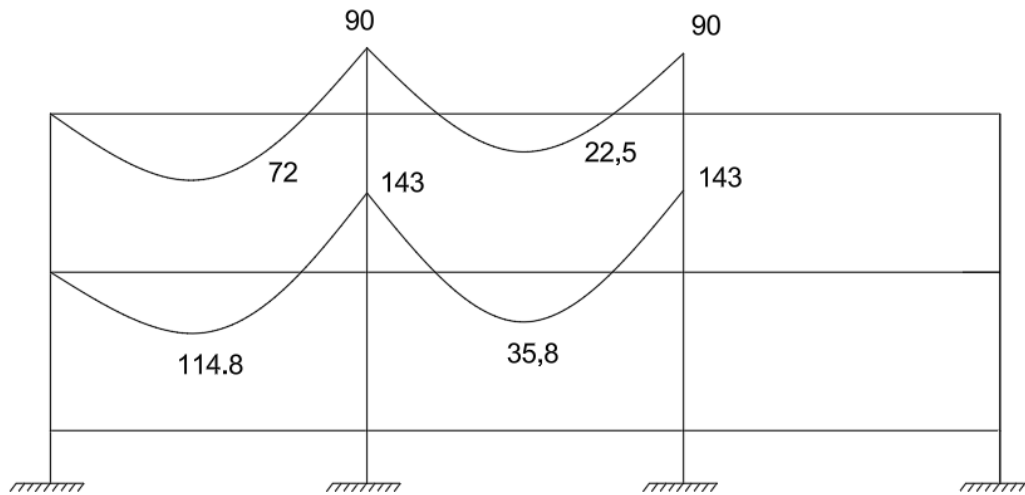


Ilustración 2.13 Esfuerzos calculados con prontuario

Antes de escoger un método dejemos claro que los diagramas de momentos del tercer vano del pórtico son iguales al primero, y no se han representado para dejar espacio a los momentos en los pilares.

Como se puede observar el método de Jiménez Montoya obtenemos valores más altos para los momentos negativos y los pilares. ¿Entonces, por qué no utilizamos ese método? Los momentos en los extremos y pilares resultan demasiado elevados. Sobre todo, en el forjado superior. Se debe tener en cuenta que no se puede asegurar un empotramiento del 100%. Ya que no hay espacio para realizar una unión de las barras de acero que cerciore el empotramiento. Y los valores de la EHE 08 han parecido más acordes con lo esperado.

En relación con los resultados obtenidos mediante los prontuarios de López Juárez, J.A. Observamos cargas en el vano central relativamente bajas y los extremos de las vigas se suponen apoyadas no empotradas. Por lo que obtenemos un momento flector de 0. De la misma manera que descartamos los momentos mediante el método de Jiménez Montoya por ser demasiado elevados para el grado de empotramiento que esperábamos, deberemos descartar estos. No por ser muy elevados, si no por ser nulos.

Con todo esto se ha decidido calcular con los resultados de la EHE-08 por ser una solución entre las otras dos descartadas. Además de disponer de los valores mas altos de momento negativo en el centro de los vanos.

2.4 CORTANTE PREVISTO EN VIGAS

Una vez conocidas las reacciones (apartado 2.2) el cálculo de cortante para vigas es ciertamente sencillo. Pongamos por ejemplo la siguiente viga

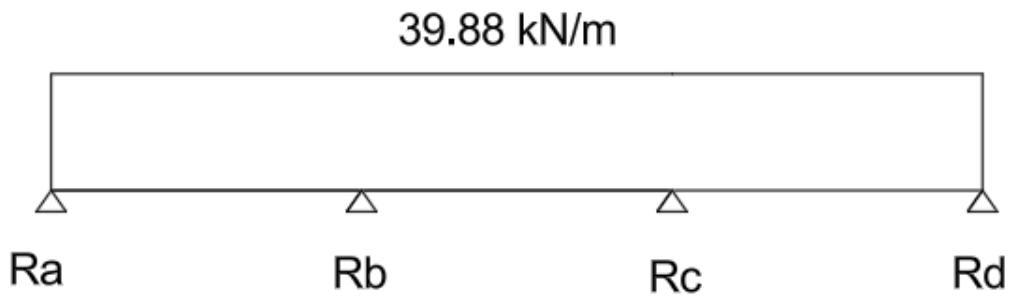


Ilustración 2.14 Carga distribuida en viga

$$V_a = R_a \quad (2.11)$$

$$V_a - 6m \cdot 39,88 \frac{kN}{m} = V_{b,Izquierda} \quad (2.12)$$

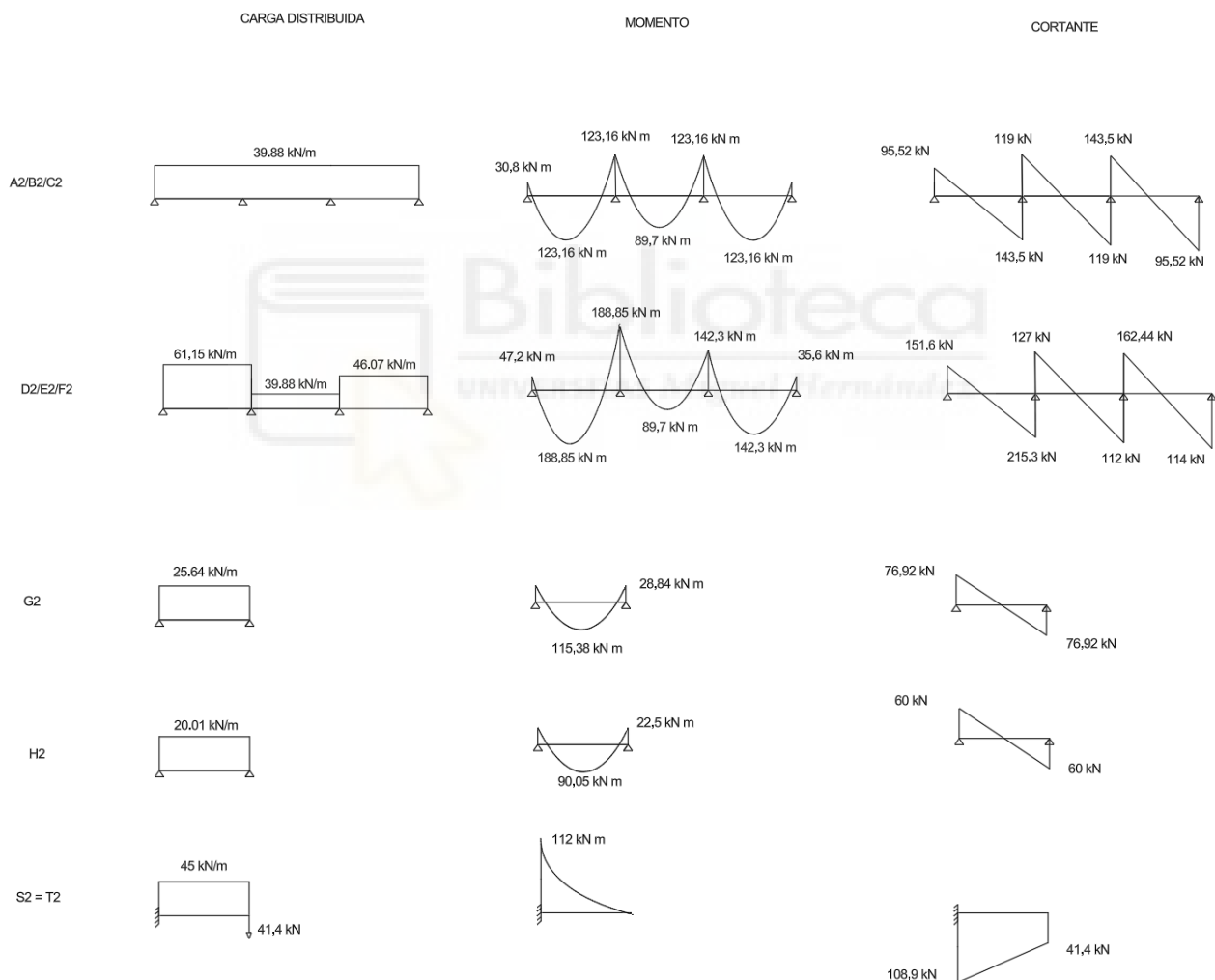
$$V_{b,Izquierda} + R_b = V_{b,Derecha} \quad (2.13)$$

Y seguiremos recorriendo la viga hasta completar los cálculos.

2.5 DIAGRAMAS

Presentamos ahora los datos calculados para los forjados 2 y 3. Nuevamente recordar que para el forjado 1 se usarán los valores del forjado 2, por ello no se representarán sus valores. De la misma manera tampoco se representarán las vigas que no soporten el peso del forjado. Como ya se mencionó, se calcularán con una carga de 13,824 kN/m

La nomenclatura de las vigas quedará definida en los planos de los forjados pertinentes.



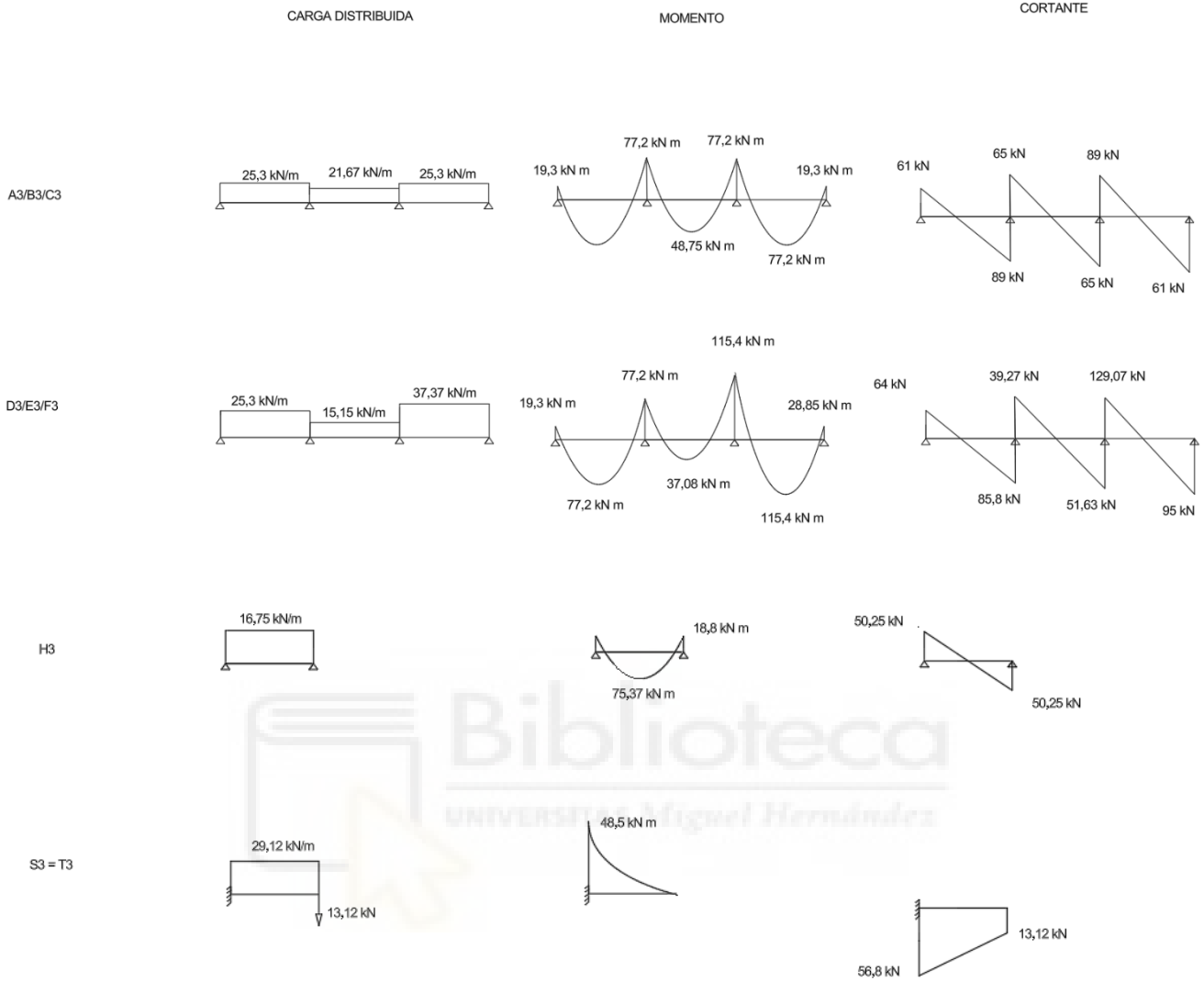


Ilustración 2.15 Esfuerzos en vigas

2.6 CARGAS ESPERADAS EN PILARES

Para el cálculo de los esfuerzos en pilares tomaremos las siguientes consideraciones:

- Se ignorarán los momentos transmitidos a los pilares por las vigas que no soporten forjado alguno
- Los pilares entre dos vanos tendrán un momento resultante de 0 debido a la compensación de momentos a cada uno de sus lados. El momento en la cabeza del pilar será entonces, el producido por la excentricidad del axil
- Para el axil sí se tendrá en cuenta el peso propio de las vigas que no soportan forjados
- Los pilares en los extremos de los pórticos que soportan los forjados tendrán un momento en la cabeza superior del mismo igual a 1/4 del momento máximo del vano en cuestión

Con estas limitaciones, mostramos los valores de las cargas previstas para cada uno de los pilares



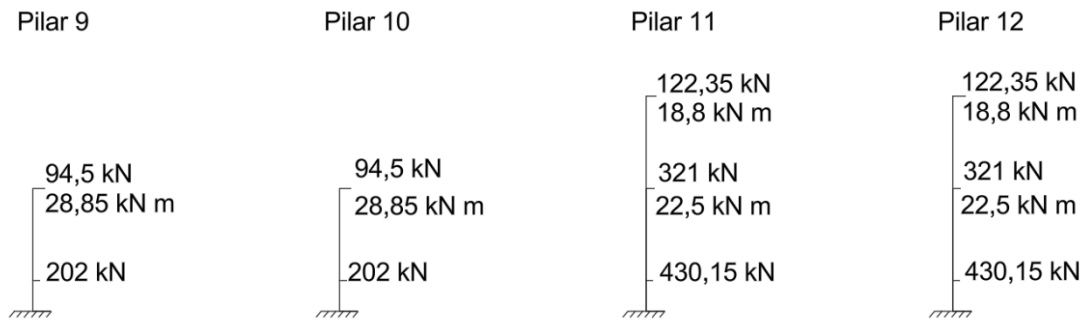


Ilustración 2.16 Esfuerzos en pilares

Se muestra el momento y el axil transmitido a los diferentes pilares en cada una de las tres plantas. El momento en el forjado 1 se ha omitido debido a ser igual al del forjado 2.

2.7 CARGAS PREVISTAS EN ZAPATAS

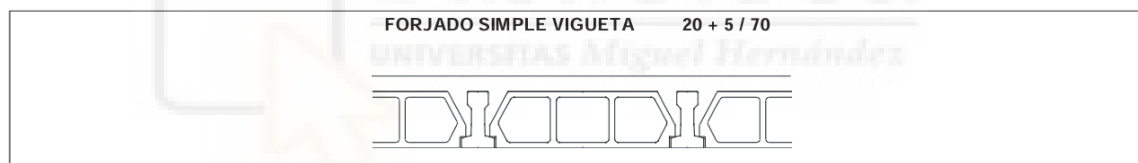
Los esfuerzos que llegan a nuestras zapatas serán iguales a los que soporta el pie del pilar de 1m que soporta el forjado 1.

2.9 ELECCIÓN DE SUELO

El suelo elegido es un forjado de viguetas autorresistente P20/11 modelo ALESAN T20 de $3,29 \text{ kN/m}^2$ de peso del forjado con bovedilla de hormigón. Redondeado a $3,5 \text{ kN/m}^2$

Pero debemos escoger también el modelo concreto dentro de la familia y el catálogo de ALESAN

FICHA DE CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS SEGÚN EHE-08 DEL FORJADO DE VIGUETAS AUTORRESISTENTES P20/11 ALESAN T20 FABRICANTE: NOMBRE: VIGUETAS ALESAN, S.L. DIRECCIÓN: Ctra. Zeneta 64 LOCALIDAD: 30130 Beniel (Murcia) TÉCNICO AUTOR DE LA MEMORIA  José María Polo Palau Ingeniero Industrial www.kningenieros.com		Rev02: 5/6/2019  Universidad Politécnica de Cartagena  UNE-EN 15037-1:2010 1035-CPR-ES072719	VISADO COII  30/01/2020 REGIÓN DE MURCIA MU2000218
Hoja 4 de 27			



Flexión positiva, esfuerzo por bandas de 1 metro.													
TIPO DE VIGUETA	MOMENTO ULTIMO (m·kN/m)	Vu(kN/m)			M l'ímite servicio según clase de exposición (m·kN/m)			β^{***}	MODULO RESISTENTE $W_{pl,yd}$ (cm ³ /m)	RIGIDEZ (m ² ·kN/m)		Vu (kN/m) asistido por ensayos	
		SECCIÓN TIPO (1)	SECCIÓN MACIZADA (2)	RASANTE Vu(KN/m)	M l'ímite servicio según clase de exposición (m·kN/m)					HOMOG E·Ih	FISURADA E·If ₀	VIGUETA SOLA (3)	
					Mo	Mo'	Mo2						
P-1	15.00	19.91	155.33	42.69	10.12	10.48	19.61	5.10	2106	13807	384	26.14	
P-2	21.43	21.74	155.33	42.69	15.65	15.88	21.43	5.10	2119	13881	560	28.42	
P-3	27.54	23.74	155.33	42.69	20.39	20.57	27.54	5.10	2130	13943	710	30.53	
P-4	32.46	25.60	155.33	42.69	23.75	23.98	32.46	5.10	2139	13988	830	32.50	
P-5	34.77	27.54	155.33	42.69	23.57	24.23	34.77	5.10	2141	14004	874	34.37	
P-6	40.37	29.39	155.33	42.69	28.09	28.70	40.37	5.10	2153	14065	1020	36.15	

Ilustración 2.17 Ficha técnica forjado

Para una correcta elección del suelo deberemos conocer los esfuerzos a los que está sometido. En nuestro caso el suelo deberá resistir un momento máximo de $32,57 \text{ kNm}$ y un cortante de 26 kN .

Estos resultados nos restringen inequívocamente a elegir un tipo de vigueta P-5 o superior. Teniendo esta un momento último de $34,77 \text{ kNm}$ y un cortante de 42.69 kN .

En cuanto a la disposición de las viguetas en el voladizo, como se muestra en la Imagen 2.5, será perpendicular al resto de la estructura. Esta decisión es fruto de querer distribuir la carga en las vigas en voladizo. Para no tener el peso del forjado como una carga puntual en el extremo de estas. En este punto el momento flector máximo aumenta debido al incremento de la luz a salvar. Deberíamos entonces aumentar el tipo de vigueta de forma local o aumentar la totalidad del requerido en la estructura.



3. – DISEÑO DE VIGAS

3.1 CANTO DE VIGAS Y FORJADO

El canto de las vigas quedará definido por el mínimo necesario, según el anejo 19 del código estructural, para quedar exento de la comprobación de flecha

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

Sistema estructural	K	Hormigón sometido a tensión elevada $\rho = 1,5\%$	Hormigón sometido a baja tensión $\rho = 0,5\%$
Viga simplemente apoyada; losa unidireccional o bidireccional simplemente apoyada	1,0	14	20
Extremo del vano de una viga continua, losa unidireccional continua o losa bidireccional continua en una dirección	1,3	18	26

876



Vano interior de viga, losa unidireccional o losa bidireccional	1,5	20	30
Losa apoyada en pilares sin vigas (losa plana) (para grandes longitudes)	1,2	17	24
Voladizo	0,4	6	8

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

Ilustración 3.0 Anexo 19 del CE, artículo 7.4.2.

La restricción a cumplir será la siguiente

$$\frac{L}{d} = \frac{6}{d} > 18 \quad (3.0)$$

Con esto designaremos un canto útil de 40cm y un canto total de viga de 45cm. Además, el ancho de las vigas será de 30cm

Estas medidas no cumplen para el voladizo, por ello obviaremos los errores de flecha en este elemento

En el caso del forjado no encontramos en el Código estructural ninguna simplificación o delimitación que refleje los mínimos para evitar el cálculo de flecha. Así pues, usaremos las ofrecidas por la EHE-08. Las limitaciones serán las siguientes

En el caso particular de forjados de viguetas con luces menores que 7 m y de forjados de losas alveolares pretensadas con luces menores que 12 m, y sobrecargas no mayores que 4 kN/m², no es preciso comprobar si la flecha cumple con las limitaciones de 50.1, si el canto total h es mayor que el mínimo h_{\min} dado por:

$$h_{\min} = \delta_1 \delta_2 \frac{L}{C}$$

siendo:

- δ_1 Factor que depende de la carga total y que tiene el valor de $\sqrt{q/7}$, siendo q la carga total, en kN/m²;
- δ_2 Factor que tiene el valor de $(L/6)^{1/4}$;
- L La luz de cálculo del forjado, en m;
- C Coeficiente cuyo valor se toma de la Tabla 50.2.2.1.b:

Ilustración 3.1 EHE-08 Canto mínimo exento de flecha

Tabla 50.2.2.1.b
Coeficientes C

Tipo de forjado	Tipo de carga	Tipo de tramo		
		Aislado	Extremo	Interior
Viguetas armadas	Con tabiques o muros	17	21	24
	Cubiertas	20	24	27
Viguetas pretensadas	Con tabiques o muros	19	23	26
	Cubiertas	22	26	29
Losas alveolares pretensadas(*)	Con tabiques o muros	36	—	—
	Cubiertas	45	—	—

(*) Piezas pretensadas proyectadas de forma que, para la combinación poco frecuente no llegue a superarse el momento de fisuración.

Ilustración 3.2 EHE-08 Tabla 50.2.2.1 b

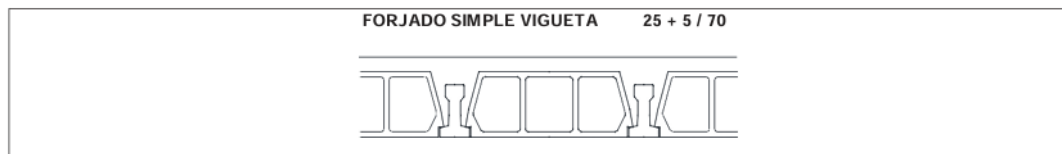
Para nuestro caso más desfavorable obtendremos lo siguiente:

$$\delta_1 = \sqrt{\frac{1,35 \cdot 5,5 + 1,50 \cdot 2}{7}} = 1,2 \quad (3.1)$$

$$h_{min} = 1,2 \cdot \left(\frac{5}{6}\right)^{\frac{1}{4}} \cdot \frac{5}{19} = 0,3 \text{ m} \quad (3.2)$$

Desgraciadamente el forjado escogido en el apartado anterior tiene un canto total de 25cm por lo que o bien comprobamos a mano el cumplimiento de flechas o cambiamos el forjado. En nuestro caso elegiremos esta última opción. Ya que, el fabricante dispone de un forjado de 30 cm de canto con un peso prácticamente idéntico al de 25 cm y unas capacidades mecánicas similares.

FICHA DE CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS SEGÚN EHE-08 DEL FORJADO DE VIGUETAS AUTORRESISTENTES P20/11		ALESAN T20		Rev: 3/6/2018		 <p>Universidad Politécnica de Cartagena</p>  <p>UNE-EN 15037-1:2010 1035-CPR-ES072719</p>			
FABRICANTE: NOMBRE: VIGUETAS ALESAN, S.L. DIRECCIÓN: Ctra. Zeneta 64 LOCALIDAD: 30130 Beniel (Murcia)									
TÉCNICO AUTOR DE LA MEMORIA  José María Polo Palau  ero Industrial www.kningenieros.com									
Hoja 12 de 27									



Flexión positiva, esfuerzo por bandas de 1 metro.

TIPO DE VIGUETA	MOMENTO ULTIMO (m kN/m)	Vu(kN/m)			M límite servicio según clase de exposición (m kN/m)			β***	MODULO RESISTENTE W _{pl,yef} (cm ³ /m)	RIGIDEZ (m ² kN/m)		Vu (kN/m) asistido por ensayos	
		SECCIÓN TIPO (1)	SECCIÓN MACIZADA (2)	RASANTE Vu(KN/m)	M					HOMOG E _{th}	FISURADA E _{lf}	VIGUETA SOLA (3)	
					Mo	Mo'	Mo2						
P-1	19.40	20.64	176.27	59.29	14.84	15.10	19.40	8.88	3086	23849	596	26.14	
P-2	26.90	24.45	176.27	59.29	22.85	22.85	26.90	8.88	3103	23955	856	28.42	
P-3	34.08	27.97	176.27	59.29	29.59	29.59	34.08	8.88	3117	24047	1086	30.53	
P-4	41.23	30.41	176.27	59.29	34.48	34.48	41.23	8.88	3129	24118	1278	32.50	
P-5	44.83	32.78	176.27	59.29	34.47	34.85	44.83	8.88	3132	24141	1358	34.37	
P-6	51.87	35.02	176.27	59.29	41.06	41.24	51.87	8.88	3147	24232	1581	36.15	
P-7	58.77	37.20	176.27	59.29	47.14	47.17	58.77	8.88	3160	24319	1793	37.85	
P-8	65.90	39.31	176.27	59.29	53.33	53.33	65.90	8.88	3174	24409	2012	39.48	

o electrónicamente con número: MU2000218

Peso del forjado bov hormigón (kN/m ²):	3.66
Peso del forjado bov hormigón ligero (kN/m ²):	3.25
Peso del forjado bov porex (kN/m ²):	2.30
Hormigón vertido en obra (l/m ²):	76
Acero armadura superior:	B 500S o B 500SD UNE 36-069-94
Armadura de reparto mínima:	ME 20 x 30 Ar 5 - 5 B 500 T 5x2.30 UNE 36092:1995
Área armado mínima flex neg:	157 mm ²

Escogeremos un forjado con bovedillas de hormigón ligero para mantener las cargas ya calculadas. Y un tipo de viga P6 como mínimo para resistir el momento flector ubicado en el forjado del voladizo.

3.2 ARMADO MÍNIMO

Estudiaremos ahora la armadura mínima según norma.

9.2 Vigas

9.2.1 Armadura longitudinal

9.2.1.1 Cuantías máximas y mínimas de armadura

(1) El área de la armadura longitudinal de tracción no debe ser inferior a $A_{s,min}$.

NOTA: Véase también el apartado 7.3 para el área de la armadura longitudinal de tracción con el fin de controlar la fisuración.

El valor a utilizar de $A_{s,min}$ se establece mediante la expresión (9.1)

$$A_{s,min} = \frac{W f_{ctm,fl}}{z f_{yd}} \quad (9.1)$$

donde:

z es el brazo mecánico en la sección en Estado Límite Último, que puede calcularse de forma aproximada como $z=0,8h$,

W es el módulo resistente de la sección bruta relativo a la fibra más traccionada,

$f_{ctm,fl}$ es la resistencia media a flexotracción,

f_{yd} es la resistencia de cálculo de las armaduras pasivas en tracción.

De forma alternativa y en el caso de elementos secundarios en los que sea admisible un cierto riesgo de rotura frágil, $A_{s,min}$ se podrá tomar igual a 1,2 veces el área necesaria en la comprobación en Estado Límite Último.

(2) Las secciones que contengan una cuantía de armadura inferior a $A_{s,min}$ se considerarán como secciones sin armar (véase el apartado 12).

(3) El área de la sección de la armadura de tracción o de compresión no debe superar $A_{s,max} = 0,04 A_c$, fuera de las zonas de solape.

Ilustración 3.3 CE Armado mínimo

Siendo:

$$f_{ctm,fl} = \max \left\{ \begin{array}{l} \left(1,6 - \frac{h}{1000}\right) f_{ctm} = \left(1,6 - \frac{450}{1000}\right) 2,565 = 2,945 \text{ N/mm}^2 \\ f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot 25^{2/3} = 2,565 \text{ N/mm}^2 \end{array} \right. \quad (3.3)$$

$$W = \frac{I}{h/2} = \frac{bh^2}{6} = \frac{30 \cdot 45^2}{6} = 10125 \text{ cm}^3 \quad (3.4)$$

$$a_{s,min} = \frac{10125}{36} \frac{2,945}{434,78} = 1,9 \text{ cm}^2 \quad (3.5)$$

Otra de las restricciones que nos impone el código estructural es que la armadura base no ha de ser inferior a un cuarto de la armadura total colocada en obra. En todos nuestros casos, esta será la cuantía mínima.

$$a_{s,min} = \frac{A_{cal}}{4} \quad (3.6)$$

3.3 CÁLCULO DE ARMADURA LONGITUDIANL

Una vez conocemos las dimensiones además de los momentos y axiles que soporta la viga podemos calcular las cuantías de acero que esta necesita.

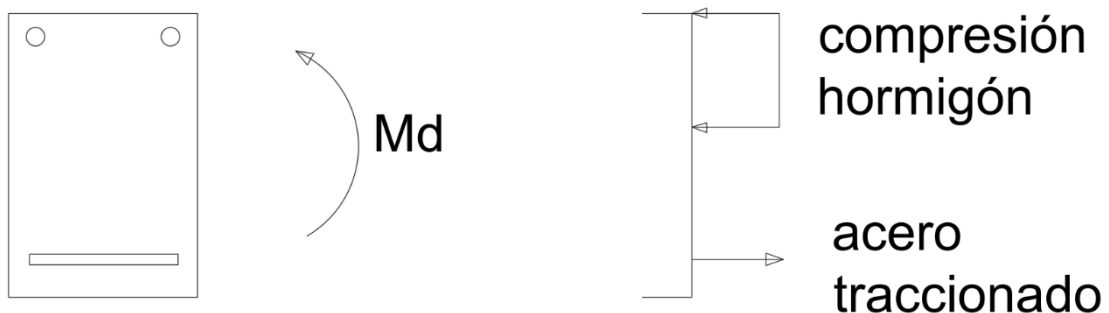


Ilustración 3.4 Diagrama de Momentos y Esfuerzos

Haremos un sumatorio de momentos desde el acero traccionado, igualado Md a el momento que será capaz de hacer la sección comprimida de hormigón.

Puede verse que en la zona superior también tenemos dos barras de acero que deberían ayudar a aumentar la resistencia de la sección, pero se obviarán, dado que facilitan los cálculos y nos añaden cierto grado de seguridad.

Es importante conocer también que la resistencia del hormigón a tracción se considerará nula.

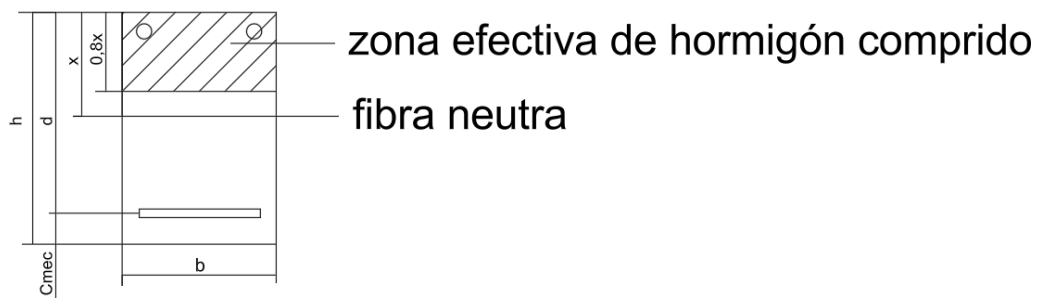


Ilustración 3.5 Diagrama de zona comprimida de hormigón trabajando a f_{cd}

Por otra parte, la totalidad del hormigón no trabajará a su máxima capacidad f_{cd} debido a que no toda la sección comprimida se encuentra a una deformación superior al 2 ‰. Además, la relación tensión / deformación del hormigón entre deformaciones de 0 y 2 ‰ no es lineal, si no parabólica.

Con todo esto delimitaremos el valor de la tensión producida por el hormigón comprimido de

$$f_{cd} 0,8x b \quad (3.7)$$

Siendo x la longitud hasta la fibra neutra que separa las secciones de compresión y tracción.

Ahora sí, hacemos el sumatorio de momentos desde el acero traccionado.

$$Md = f_{cd} 0,8x b \left(d - \frac{0,8x}{2} \right) \quad (3.8)$$

Pongamos los valores de una viga conocida.

CARGA DISTRIBUIDA

MOMENTO

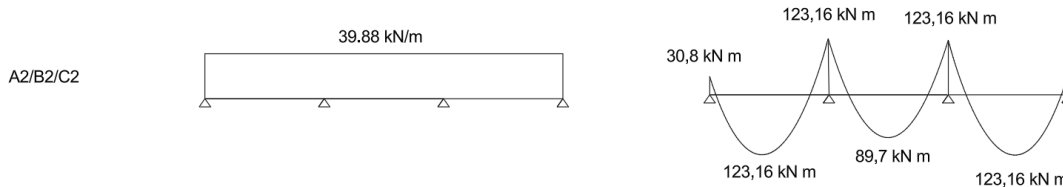


Ilustración 3.6 Cargas y Momentos A2/B2/C2

Realizaremos el cálculo para el centro del vano de la primera sección de esta viga (A2, véase plano forjado 2)

$$123.16 = \frac{25}{1,5} 10^3 0,8x 0,3 \left(0,4 - \frac{0,8x}{2} \right)$$

$$x = \begin{cases} 0,084 & \text{correcto} \\ 0,921 & \text{incorrecto} \end{cases} \quad (3.9)$$

Con esto obtenemos el valor de x. Al tratarse de una operación cuadrática deberemos elegir cuál de los dos valores es el correcto. En este caso la elección es sencilla, ya que, si la fibra neutra estuviera a 0,9 m de la parte superior de la sección, toda esta estaría en compresión.

Una vez conocida la distancia de la fibra neutra haremos un sumatorio de axiles para, ahora sí, saber cuánto acero necesitamos para soportar los esfuerzos. En nuestro caso el axil que soporta la viga es 0.

$$Nd = 0 = f_{cd} 0,8x b - U_{As1} \quad (3.10)$$

$$U_{As1} = 338,86 \text{ kN} \quad (3.11)$$

Siendo U_{As1} la capacidad mecánica del acero, igual al área de acero por f_{yd} .

CAPACIDAD MECÁNICA EN KN
 $U = A \cdot f_{yd}$ $U' = A' \cdot f_{yd}$

f_{yk} (N/mm²) = 500 $\gamma_s = 1,15$
 f_{yd} (N/mm²) = 434,78

Diámetro (mm)	Número de barras									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	12,3	24,6	36,9	49,2	61,5	73,8	86,1	98,3	110,6	122,9
8	21,9	43,7	65,6	87,4	109,3	131,1	153,0	174,8	196,7	218,5
10	34,1	68,3	102,4	136,6	170,7	204,9	239,0	273,2	307,3	341,5
12	49,2	98,3	147,5	196,7	245,9	295,0	344,2	393,4	442,6	491,7
14	66,9	133,9	200,8	267,7	334,6	401,6	468,5	535,4	602,4	669,3
16	87,4	174,8	262,3	349,7	437,1	524,5	611,9	699,3	786,8	874,2
20	136,6	273,2	409,8	546,4	683,0	819,5	956,1	1.092,7	1.229,3	1.365,9
25	213,4	426,8	640,3	853,7	1067,1	1.280,5	1.494,0	1.707,4	1.920,8	2.134,2
32	349,7	699,3	1.049,0	1.398,7	1.748,4	2.098,0	2.447,7	2.797,4	3.147,1	3.496,7
40	546,4	1.092,7	1.639,1	2.185,5	2.731,8	3.278,2	3.824,5	4.370,9	4.917,3	5.463,6

Ilustración 3.7 Capacidades mecánicas acero f_{yd}

Con todo esto vemos que necesitaremos, por ejemplo 3 barras del 20 en el centro del vano.

Dejándonos con una armadura mínima para toda la sección de 2 barras del 20. (ver apartado 3.4)

3 barras del 20 son necesarias para soportar el máximo momento flector en el centro del vano, pero no toda la sección está expuesta al momento máximo. Por ello, la tercera barra la colocaremos a modo de refuerzo, centrada y con una longitud de 0,8 L

Deberemos repetir estos cálculos con cada uno de los vanos, los extremos (para ver si el armado mínimo cumple) y con las zonas de apoyo en los pilares centrales, las cuales poseen un momento negativo muy elevado y necesitarán refuerzo. En este último caso deberemos trabajar con la zona traccionada en la parte superior de la viga ya que el momento es negativo. Y es ahí donde colocaremos los refuerzos. Una vez realizados obtenemos lo siguiente:



Ilustración 3.8 Representación armado

Ahora repetiremos el proceso con cada una de las vigas hasta completar los 3 forjados.

3.4 CÁLCULO ARMADURA DE CORTANTE

Veamos como realizaríamos el cálculo de la armadura de cortante necesaria para una de nuestras vigas.

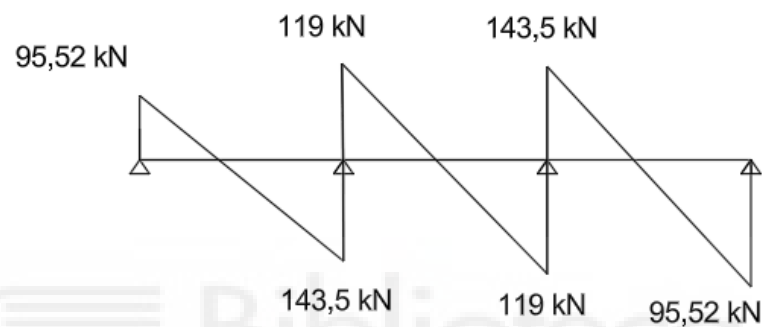


Ilustración 3.9 Diagrama Cortantes

Como ejemplo de cálculo realizaremos el estudio del tramo central de esta viga (B2)

Según norma la separación entre estribos longitudinal y transversal no deberá ser nunca mayor a 0,75 veces el canto útil d . En nuestro caso $d = 0.45$, lo que nos deja con una separación máxima $S_l = 0.3$

Por otra parte, el armado mínimo responde a la siguiente formula:

$$\frac{A_{sw}}{S_l} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} b \sin \alpha \quad (3.12)$$

Siendo:

A_{sw} área de acero por estribo

S_l separación entre estribos

b ancho de la viga

α ángulo del estribo con la dirección de la viga (90°)

Ahora debemos elegir que estribos queremos usar, si de 8mm o de 6mm. Para ello calcularemos la separación máxima necesaria con la formula anteriormente expuesta

$$\frac{2 \cdot 0,28}{S_l} = \frac{0,08 \sqrt{25}}{500} 30 \sin 90^\circ \quad (3.13)$$

$$S_l = 23,3 \quad (3.12)$$

Para estribos de 6mm la separación máxima permitida es de 23,3cm

$$\frac{2 \cdot 0,5}{S_l} = \frac{0,08 \sqrt{25}}{500} 30 \sin 90^\circ \quad (3.14)$$

$$S_l = 41,6 \quad (3.15)$$

Con estribos del 8 la separación mínima es de 41,6. Este valor se encuentra por encima del mínimo exigido por normal, por lo que su separación longitudinal habrá de ser en todo caso 30cm. Será esta la elección elegida.

En cuanto a la separación máxima transversal, al ser de 30cm, el mismo valor que nuestro ancho de viga. Cumpliremos en la totalidad de la estructura.

Modelo celosía plástica de ángulo variable:

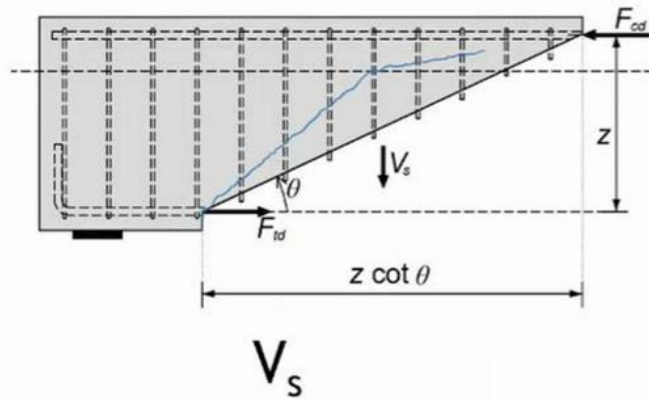


Ilustración 3.10 CE Resistencia cortante

Estudiaremos ahora, cuanto cortante es capaz de soportar nuestra armadura según el código estructural

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{S_l} Z f_{yd} \cot \theta \quad (3.16)$$

Siendo:

$Z = 0,9 d$
 $\cot \theta$ un valor comprendido entre 0,5 y 2 a elección del proyectista

$$V_{Rd,s} = \frac{2 \cdot 0,5}{30} 0,9 \cdot 0,4 \cdot 0,8 \cdot 500 \cdot 10^3 \cdot 2 = 96,4 \text{ kN} \quad (3.17)$$

En nuestro caso, los 96,4 kN no son suficientes para cubrir las necesidades de la viga en los extremos.

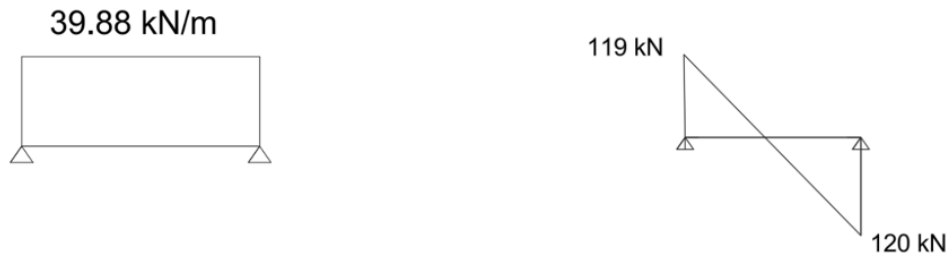


Ilustración 3.11 Carga distribuida y cortante B2

Ahora tendremos que discernir a que distancia de los extremos necesitaremos reforzar la armadura.

$$119 - 39,88 x = 96,41 \quad x = 0,564 \quad (3.18)$$

$$119 - 39,88 x = -96,41 \quad x = 5,4 \quad (3.19)$$

A partir de esas distancias será necesario reforzar, para saber cuánto seguiremos las limitaciones expuestas por el Código estructural

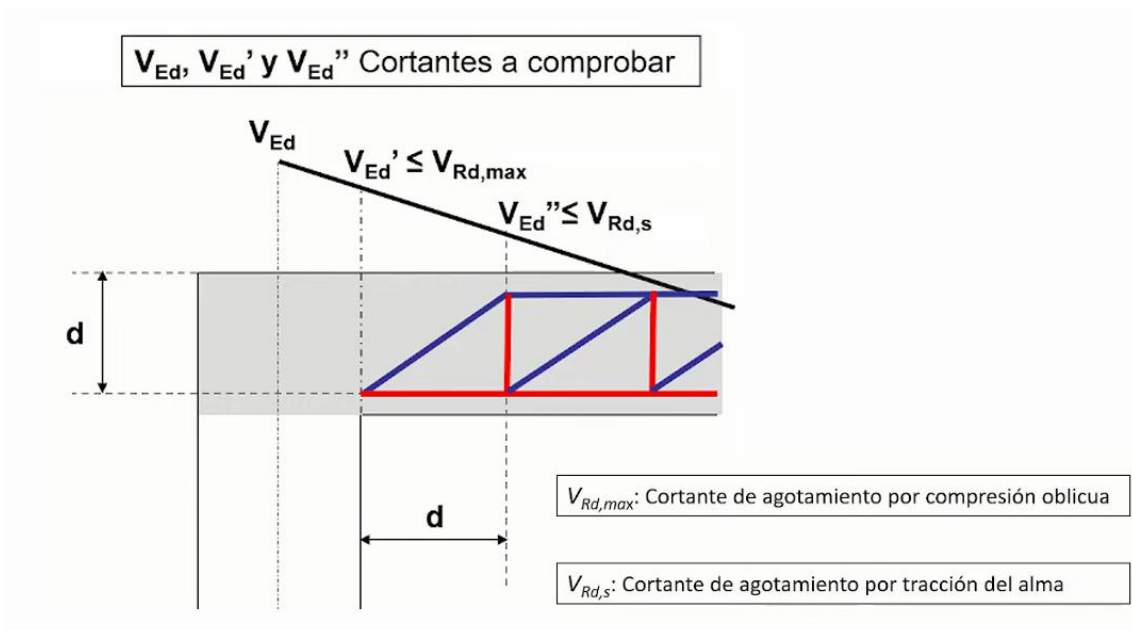


Ilustración 3.12 Requisitos armadura cortante

$V_{Rd,max}$ para $\cot \theta = 2$ (véase ilustración 3.10) corresponde a:

$$V_{Rd,max} = 0,22 f_{cd} b d = 0,22 \cdot 16,666 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,4 = 440 \text{ kN} \quad (3.20)$$

Valor muy por encima del máximo que ha de soportar la viga, por lo cual, cumple.

Por otra parte, el valor de V_{Ed}'' es igual a:

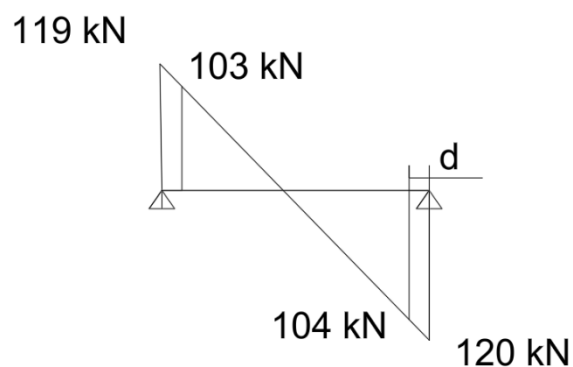


Ilustración 3.13 Cortante a distancia d

Ahora dado que $V_{Ed}'' > V_{Rd,s}$ con S_l de 30cm, calcularemos la separación necesaria para cumplir con la demanda del código estructural

$$V_{Rd,s} = 104 = \frac{2 \cdot 0,5}{S_l \cdot 100} 0,9 \cdot 0,4 \cdot 0,8 \cdot 500 \cdot 10^3 \cdot 2 \quad (3.21)$$

$$S_l = 27,5 \text{ cm} \quad (3.22)$$

Redondeado a 25cm

Con esto, deberemos reforzar las zonas con una demanda mayor de 96,4 con estribos separados 25cm en vez de 30. Como resultado obtenemos:



Ilustración 3.14 Armadura cortante viga B2

Como ya viene siendo habitual, repetiremos el proceso con cada una de las vigas hasta completar la estructura.

4. – DISEÑO DE PILARES

4.1 DIMENSIONES

Para el diseño de las dimensiones de los pilares se han tenido en cuenta las siguientes consideraciones:

- Los pilares tendrán en cualquier circunstancia una superficie cuadrada
- Las dimensiones laterales del pilar serán como mínimo iguales al ancho de las vigas (30cm).
- La altura de los pilares será la esperada en un edificio habitable común (3m).
- El forjado sanitario está 1 metro sobre el nivel del suelo

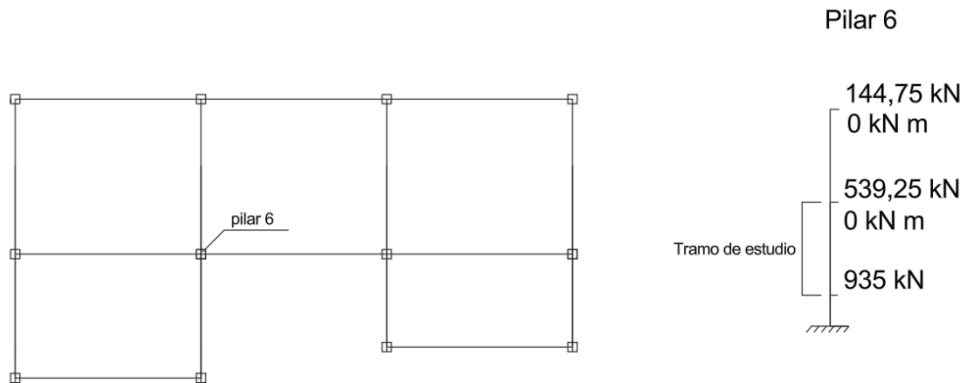
Con todo esto delimitaremos los pilares con las siguientes medidas: 0,3x0,3x3 metros, para los pilares entre forjados y 0,3x0,3x1 metro para la sección de los pilares entre la cimentación y el primer forjado.

4.2 CÁLCULO DE ACERO LONGITUDIANL

Para el cálculo de la armadura longitudinal de los pilares se usarán los ábacos de dimensionamiento tomados de la publicación de D. Calavera R.J. (2008) *Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón; en Masa, Armado, Pretensado*. España: Intemac

Primero definiremos el pilar a calcular como ejemplo. En este caso nos decantamos por el pilar 6.

Y veremos que armado longitudinal necesita en su segundo tramo, es decir, entre el forjado 1 y el 2.



Pórtico

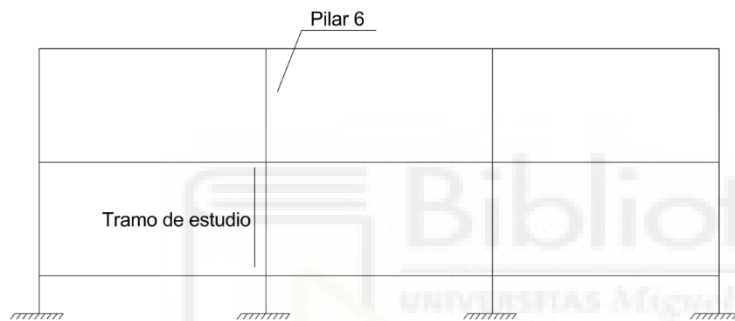


Ilustración 4.1 Ubicación pilar 6

El primer paso será calcular la longitud efectiva del pilar. Para elementos comprimidos en pórticos no arriostrados se dispone de la siguiente facilidad de cálculo (Art. 5.8.3.2)

$$l_0 = l \cdot \max \left\{ \sqrt{1 + 10 \cdot \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2}}; \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right) \right\} \quad (4.1)$$

Donde k_1 y k_2 son flexibilidades relativas a las restricciones al giro en los apoyos 1 y 2 respectivamente. Veamos la siguiente diapositiva del material de la asignatura de estructuras de la UMH basada en la publicación J.A.Bond et al.(2006) *How to Design Concrete Structures using EC-2*. UK, The Concrete Center

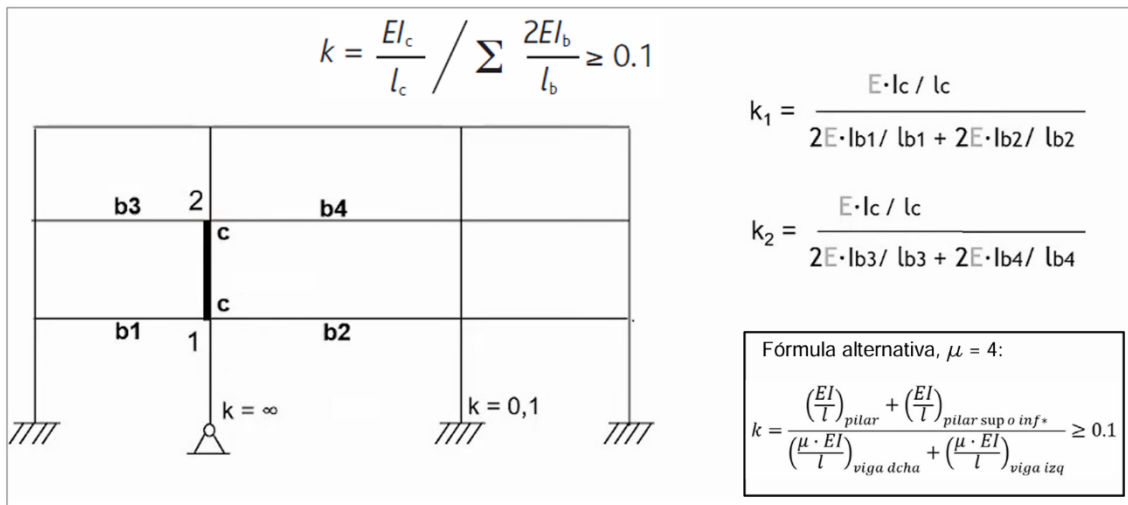


Ilustración 4.2 Valores k para pórticos

En nuestro caso:

$$k_1 = k_2 = \frac{\frac{1}{12} 0,3 \cdot 0,3^3}{3} = \frac{4}{27} = 0,148$$

$$2 \frac{\frac{1}{12} 0,3 \cdot 0,45^3}{6} + 2 \frac{\frac{1}{12} 0,3 \cdot 0,45^3}{6}$$

(4.2)

Una vez conocidos los parámetros k

$$l_0 = 6 \cdot \max \left\{ \sqrt{1 + 10 \cdot \frac{0,148^2}{2 \cdot 0,148}}; 2 \left(1 + \frac{0,148}{1 + 0,148} \right) \right\} = 3,957m$$

(4.3)

Conocida la longitud efectiva somos capaces de calcular la esbeltez mecánica λ .

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{l_0}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{l_0}{\frac{b}{\sqrt{12}}} = \frac{3,957}{\frac{0,3}{\sqrt{12}}} = 45,59$$

(4.4)

Ahora podremos comparar la esbeltez obtenida con la máxima admisible para poder obviar los cálculos de segundo orden (Art. 5.8.3.2)

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{\frac{Ned}{U_c}} \quad (4.5)$$

A	=	$1/(1 + 0,2\varphi_{ef})$	(si φ_{ef} no es conocido, se puede usar $A = 0,7$);
B	=	$1 + \sqrt{1 + 2\omega}$	(si ω no es conocido, se puede usar $B = 1,1$);
C	=	$1,7 - r_m$	(si r_m no es conocido, se puede usar $C = 0,7$);

Ilustración 4.3 Valores A B C

Con el fin de agilizar los cálculos tomaremos los valores más desfavorables para A y B, no será así con C

Dado que $r_m = M_{01} / M_{02}$ y en nuestro caso, la distribución es la siguiente:

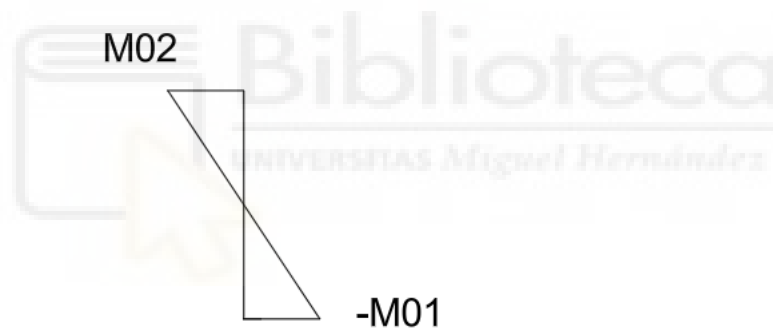


Ilustración 4.4 Diagrama momentos pilar

Pero primero debemos calcular dichos momentos, como ya se mencionó en las bases de diseño se obviará el momento transmitido por los pilares que no soporten las viguetas del forjado. Y, por otro lado, las viguetas que sí soportan el forjado, en este caso, igualan los momentos dejándonos con una resultante de 0. Por ello deberemos asignar el momento debido a la excentricidad del axil.

La excentricidad será el valor máximo entre 2cm y $h/30$, en nuestro caso nos deja con la de 2 centímetros como mayor valor.

Ahora,

$$M_d = 0,02 \cdot 539,25 = 10,78 \quad (4.6)$$

Como $|M_{02}|=|M_{01}|$ C será 2,7. Aun así, se ha decidió tomar el valor 1,7 para la variable C a modo de “factor de seguridad”

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{\frac{N_{ed}}{U_c}} \quad (4.7)$$

$$45,69 = 20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 1,7 / \sqrt{\frac{N_{ed}}{\frac{25}{1,5} 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,3}} \quad (4.8)$$

Con nuestra esbeltez, no necesitaremos aplicar cálculos de segundo orden siempre y cuando el axil no supere 492,28kN

En nuestro caso el pilar soporta 539,25 kN por lo que sí precisaremos los cálculos de segundo orden.

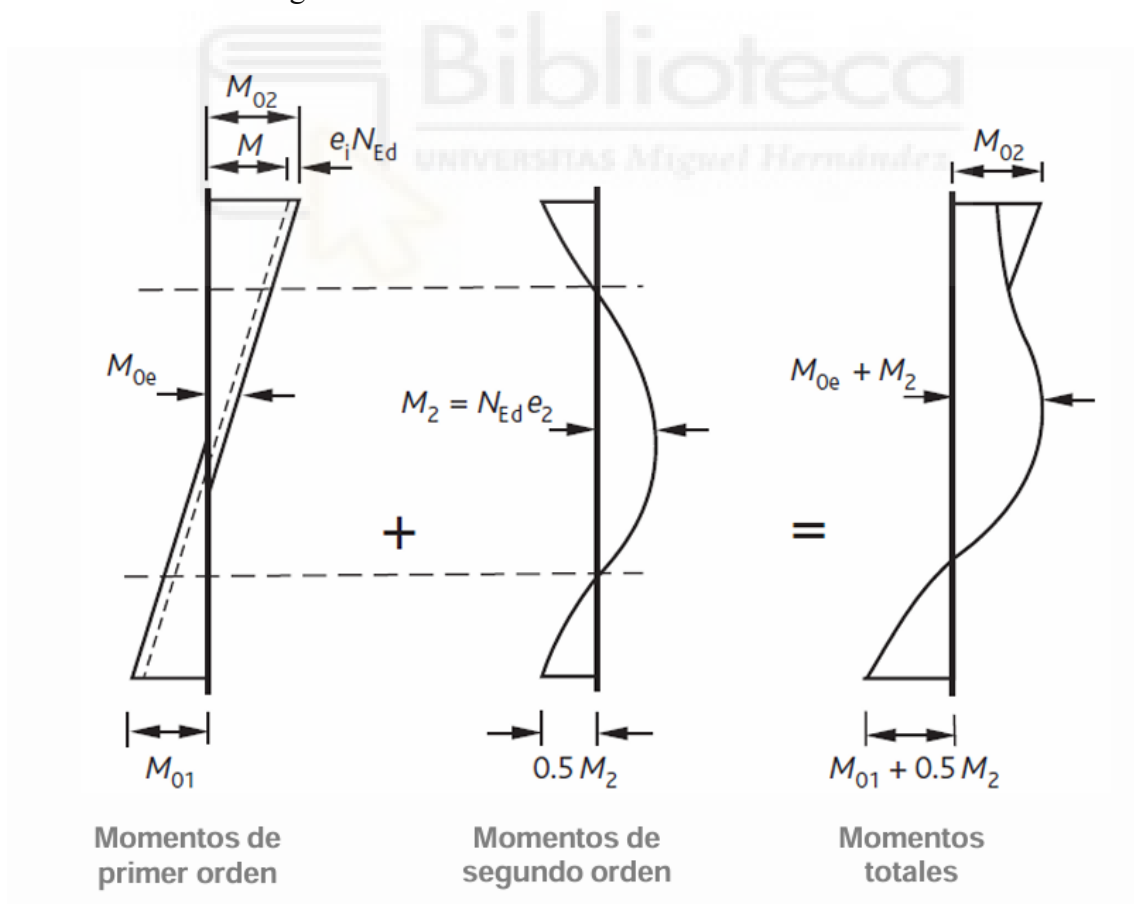


Ilustración 4.5 Momentos 2º orden

$$M_{Ed} = \max\{M_{02}; M_{0e} + M_2; M_{01} + 0,5M_2\} \quad (4.9)$$

$$M_{02} = M_{sup} + l_i N_{ed} \quad (4.10)$$

$$M_{01} = M_{inf} + l_i N_{ed} \quad (4.11)$$

$$l_i = \frac{l_0}{400} \quad (4.12)$$

$$M_{02} = 10,78 + \frac{3,957}{400} 539,25 = 16,11 \text{ kNm} \quad (4.13)$$

$$M_{01} = -10,78 - \frac{3,957}{400} 539,25 = -16,11 \text{ kNm} \quad (4.14)$$

$$M_{0e} = 0,6 M_{02} + 0,4 M_{01} = 3,22 \text{ kNm} \quad (4.15)$$

$$M_2 = N_{ed} e_2 \quad (4.16)$$

$$e_2 = k_r k_\varphi \frac{f_{yd}}{0,45dE_s} \frac{l_0^2}{C} \quad (4.17)$$

C es un coeficiente que depende de la distribución de la curvatura. Para secciones constantes, es habitual escoger C=10, en nuestro caso seremos un poco más conservadores y usaremos 8 como coeficiente.

Por otra parte, al no disponer la armadura concentrada en los lados opuestos perpendiculares al plano de flexión, sino que una parte está distribuida de forma paralela al plano de flexión.

$$d = \frac{h}{2} + i_s = 0,92d \quad (4.18)$$

Siendo i_s el radio de giro.

Para k_r elegiremos el valor más desfavorable (1)

Mientras que k_φ es igual a:

$$k_{\varphi} = 1 + \beta \varphi_{ef} \quad (4.19)$$

Siendo φ_{ef} el coeficiente de fluencia efectivo con valor de 2,15

$$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} = 0,35 + \frac{25}{200} - \frac{45,69}{150} = 0,175 \quad (4.20)$$

Con lo que

$$e_2 = 1 \cdot 1,376 \frac{500}{1,15 \cdot 0,45 \cdot 0,92 \cdot 0,25 \cdot 2 \cdot 10^5} \frac{3,957^2}{8} = 0,0566m \quad (4.21)$$

$$M_2 = 30,52 \text{ kNm} \quad (4.22)$$

$$M_{Ed} = \max\{M_{02}; M_{0e} + M_2; M_{01} + 0,5M_2\} \quad (4.23)$$

$$M_{Ed} = \max\{16,11; 3,22 + 30,5; -16,11 - 30,5 \cdot 0,5\} \quad (4.24)$$

$$M_{Ed} = 33,72 \quad (4.25)$$

Finalmente, disponemos de M_{ed} y N_{ed} . Ahora mediante los ábacos de dimensionamiento tomados de la publicación de D. Calavera R.J. (2008) *Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón; en Masa, Armado, Pretensado*. España : Intemac, calcularemos la armadura longitudinal necesaria.

Lo primero será calcular el momento y el axil reducidos, datos con los que entraremos a los avacados.

$$N_{reduc} = \nu = \frac{N_{ed}}{U_c} = \frac{N_{ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot h} = 0,359 \quad (4.26)$$

$$M_{reduc} = \mu = \frac{M_{ed}}{U_c h} = \frac{M_{ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot h^2} = 0,07 \quad (4.27)$$

GT-102

SECCIONES RECTANGULARES SOMETIDAS A FLEXIÓN COMPUESTA CON ARMADURA EN LAS CUATRO CARAS

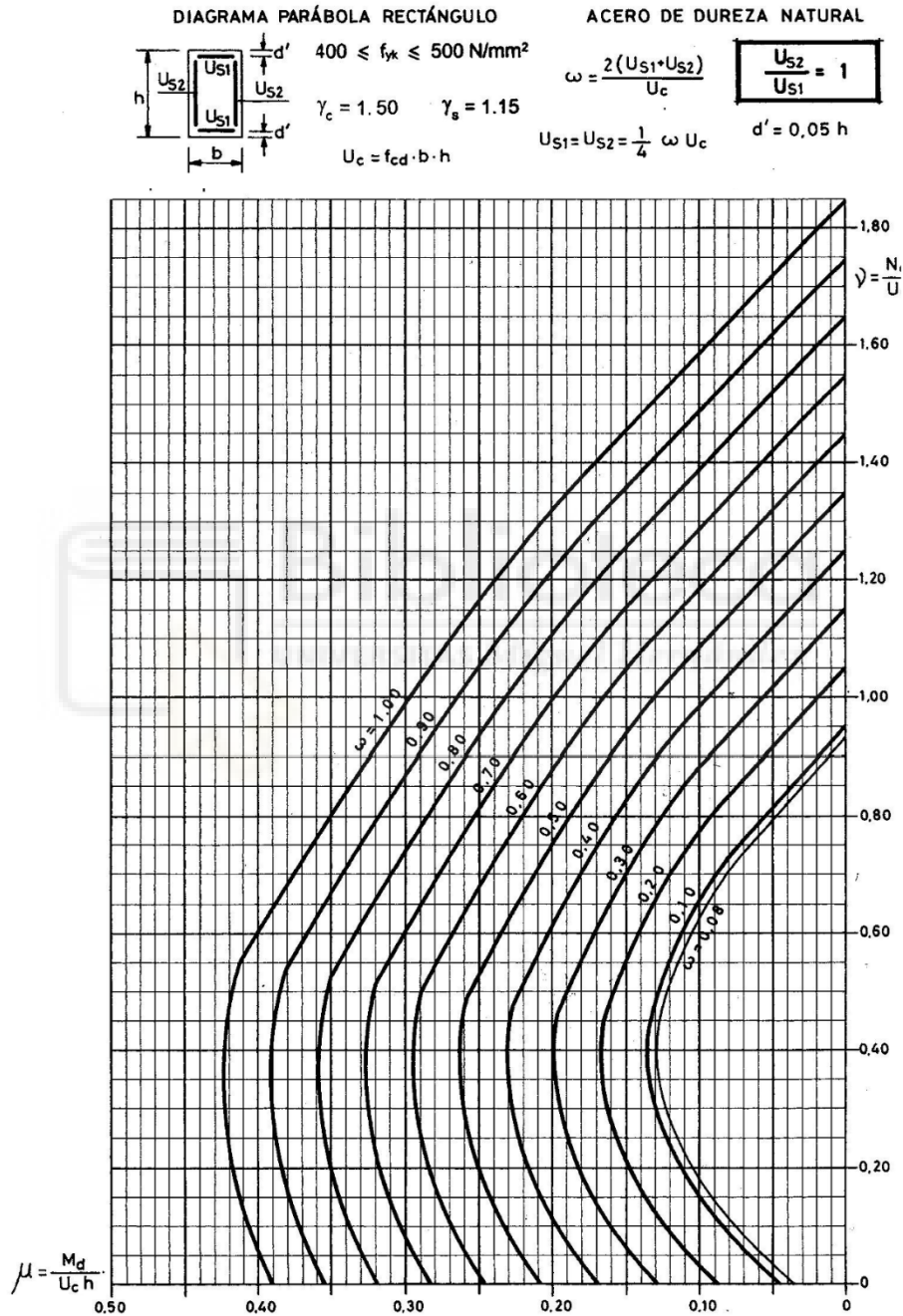


Ilustración 4.6 Tabla GT102 D. Calavera R.J. (2008) Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón; en Masa, Armado, Pretensado. España : Intemac

Tras usar la gráfica con nuestros valores obtenemos una ω inferior a 0,08 por lo que tomaremos 0,1 como valor de esta.

Obteniendo así una capacidad mecánica total mínima de 150

ARMADURAS DE CORTANTE O TRABAJANDO AL 2 ‰

CAPACIDAD MECÁNICA EN kN

$$U = A \cdot f_{yd} \quad U' = A' \cdot f_{yd}$$

$$f_{yk} \text{ (N/mm}^2\text{)} = 500$$

$$f_{yd} \text{ (N/mm}^2\text{)} = 400$$

$$\gamma_s = 1,15 \text{ o } 1,1$$

Diámetro (mm)	Número de barras									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	11,3	22,6	33,9	45,2	56,5	67,9	79,2	90,5	101,8	113,1
8	20,1	40,2	60,3	80,4	100,5	120,6	140,7	160,8	181,0	201,1
10	31,4	62,8	94,2	125,7	157,1	188,5	219,9	251,3	282,7	314,2
12	45,2	90,5	135,7	181,0	226,2	271,4	316,7	361,9	407,2	452,4
14	61,6	123,2	184,7	246,3	307,9	369,5	431,0	492,6	554,2	615,8
16	80,4	160,8	241,3	321,7	402,1	482,5	563,0	643,4	723,8	804,2
20	125,7	251,3	377,0	502,7	628,3	754,0	879,6	1.005,3	1.131,0	1.256,6
25	196,3	392,7	589,0	785,4	981,7	1.178,1	1.374,4	1.570,8	1.767,1	1.963,5
32	321,7	643,4	965,1	1.286,8	1.608,5	1.930,2	2.251,9	2.573,6	2.895,3	3.217,0
40	502,7	1.005,3	1.508,0	2.010,6	2.513,3	3.015,9	3.518,6	4.021,2	4.523,9	5.026,5

Ilustración 4.7 Tabla capacidades mecánicas al 2‰

Usaremos las capacidades mecánicas al 2‰ ya que la máxima deformación la impondrá el hormigón, y el acero nunca llegará a trabajar a f_{yd} . Con todo esto delimitaremos nuestra armadura longitudinal en 4 barras del 12.

Repetiremos este proceso con el resto de los tramos del pilar, así como con todos los demás pilar de la estructura.

4.3 ARMADURA DE CORATNTE

La armadura de cortante no será calculada. El método de cálculo es similar al ya hecho para vigas. Además, los esfuerzos cortantes a los que se ve sometida la estructura son ciertamente reducidos. Por lo que en la mayoría de esta estaremos diseñando con la demanda de acero mínima para cumplir con las delimitaciones de la normativa.

Dejaremos que CYPECAD sea quien realice este trabajo. Ya que el software trabaja con la misma normativa que usamos nosotros.



5. – DISEÑO DE ZAPATAS

5.1 CARGAS

Como ya se ha mencionado, los esfuerzos transmitidos por los pilares son los transmitidos por los pilares (véase apartado 2.6). En nuestro caso diseñaremos la zapata número 1. La cual tendrá que soportar los siguientes esfuerzos.

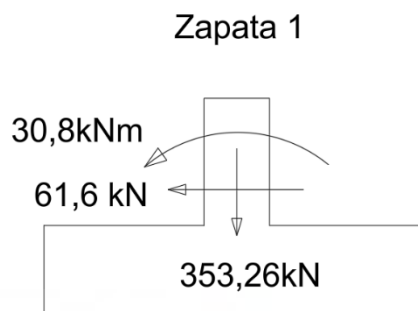


Ilustración 5.1 Momentos en zapata modelo

5.2 DIMENSIONAMIENTO

Deberemos comprobar diferentes aspectos como la estabilidad a vuelco o a cortante de la zapata para suponer sus dimensiones como válidas. No obstante, empezaremos por un predimensionado sencillo e iremos comprobando cada una de las restricciones expuestas por norma a fin de decidir si necesitamos o no aumentar las dimensiones de la zapata.

Por otra parte, cabe recordad que el suelo con el que trabajamos esta mayormente formado por arcillas firmes, con una tensión admisible de 150 kN/m^2

-Predimensionado:

$$\sigma_{adm} = \frac{N_k + N_{zt}}{ab} \quad (5.1)$$

Siendo N_k el axil transmitido por el pilar y N_{zt} el propio peso de la zapata, sin mayorar. Y a y b atienden a las dimensiones de la zapata. En nuestro caso al establecer zapatas cuadradas como criterio de diseño, $a=b$.

Dotaremos a todas las zapatas de una altura $h = 0,5$ m

$$150 = \frac{\frac{353,26}{1,35} + 0,5 \cdot x^2 \cdot 24}{x^2} \quad (5.2)$$

$$x = 1,3 \quad (5.3)$$

Redondearemos las dimensiones de los laterales de la zapata a 1,5m.

-Tensión transmitida al terreno:

$$\sigma_{t1} = \frac{N_k + N_{zt}}{ab} + \frac{6(M_k + V_k h)}{ba^2} \quad (5.4)$$

$$\sigma_{t2} = \frac{N_k + N_{zt}}{ab} - \frac{6(M_k + V_k h)}{ba^2} \quad (5.5)$$

$$\sigma_m = \frac{N_k + N_{zt}}{ab} \quad (5.6)$$

Siendo σ_{t1} y σ_{t2} las tensiones a cada uno de los extremos de la zapata. Debemos cumplir las siguientes restricciones.

$$\sigma_m \leq \sigma_{adm} \quad (5.7)$$

$$\sigma_{t1} \leq 1,25\sigma_{adm} \quad (5.8)$$

$$\sigma_{t2} \geq 0 \quad (5.9)$$

$$\sigma_{t1} = \frac{\frac{353,26}{1,35} + 0,5 \cdot 1,5^2 \cdot 24}{1,5^2} + \frac{6 \left(\frac{30,8}{1,35} + \frac{61}{1,35} \cdot 0,5 \right)}{1,5^2} = 208 \frac{kN}{m^2} \quad (5.10)$$

$$208 > 1,25 \cdot 150$$

$$(5.11)$$

No cumplimos las restricciones, por lo que aumentamos las dimensiones de la zapata. Los nuevos lados serán de 2 metros

$$\sigma_{t1} = \frac{\frac{353,26}{1,35} + 0,5 \cdot 2^2 \cdot 24}{2^2} + \frac{6 \left(\frac{30,8}{1,35} + \frac{61}{1,35} \cdot 0,5 \right)}{2^2} = 111 \frac{kN}{m^2} \quad (5.12)$$

$$\sigma_{t2} = \frac{\frac{353,26}{1,35} + 0,5 \cdot 2^2 \cdot 24}{2^2} - \frac{6 \left(\frac{30,8}{1,35} + \frac{61}{1,35} \cdot 0,5 \right)}{2^2} = 43,3 \frac{kN}{m^2} \quad (5.13)$$

$$\sigma_m = \frac{\frac{353,26}{1,35} + 0,5 \cdot 2^2 \cdot 24}{2^2} = 77 \frac{kN}{m^2} \quad (5.14)$$

Al aumentar las dimensiones cumplimos todas las restricciones.

Para satisfacer las demandas de tensión transmitida al terreno deberemos cumplir también el siguiente criterio:

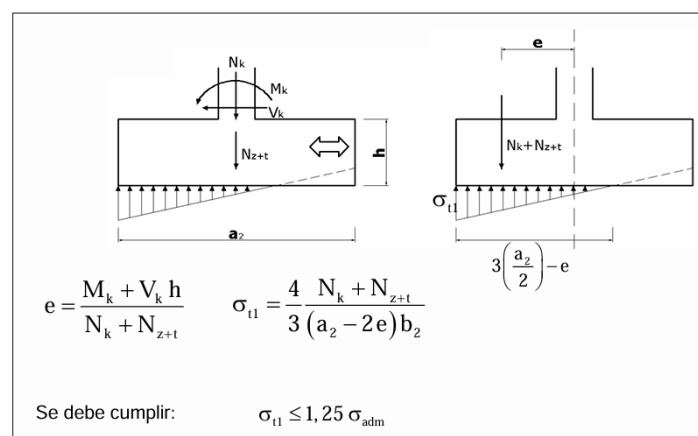


Ilustración 5.2 Tensión transmitida terreno

$$e = \frac{\frac{30,8}{1,35} + \frac{61}{1,35} \cdot 0,5}{\frac{353,26}{1,35} + 0,5 \cdot 2^2 \cdot 24} = 0,146 \text{ m} \quad (5.15)$$

$$\sigma_{t1} = \frac{3}{4} \frac{\frac{353,26}{1,35} + 0,5 \cdot 2^2 \cdot 24}{(2 - 2 \cdot 0,146) \cdot 2} = 120,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \leq 1,25 \cdot 150 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (5.16)$$

Cumple.

-Estabilidad a vuelco

$$M_{est,d} \geq M_{volc,d} \quad (5.17)$$

Donde: $M_{est,d}$ es el momento estabilizador de cálculo y $M_{volc,d}$ el momento volcador de cálculo

$$M_{est,d} = \gamma_E M_{est,k} = \gamma_E (N_k + N_{zt}) \frac{a^2}{2} \quad (5.18)$$

Siendo γ_E coeficiente de seguridad, Tabla 2.1 del CTE DB SE-C

$$M_{volc,d} = \gamma_E M_{volc,k} = \gamma_E (M_k + V_k h) \quad (5.19)$$

$$0,9 \left(\frac{353,26}{1,35} + 0,5 \cdot 2^2 \cdot 24 \right) \frac{2^2}{2} \geq 1,8 \left(\frac{30,8}{1,35} + \frac{61}{1,35} \cdot 0,5 \right) \quad (5.20)$$

$$557,28 \geq 122,6 \quad (5.21)$$

Cumple.

-Estabilidad a deslizamiento:

Deberemos cumplir

$$F_{est,d} \geq F_{des,d} \quad (5.22)$$

Donde: $F_{est,d}$ es la fuerza estabilizadora de cálculo y $F_{des,d}$ la fuerza desestabilizadora de cálculo

$$F_{est,d} = \frac{1}{\gamma_R} F_{est,k} = \gamma_E (N_k + N_{zt}) \tan\left(\frac{2}{3} \cdot 30\right) \quad (5.23)$$

Siendo γ_R coeficiente de seguridad, Tabla 2.1 del CTE DB SE-C

$$F_{des,d} = \gamma_E F_{des,k} = \gamma_E V_k \quad (5.24)$$

$$\frac{1}{1,5} \left(\frac{353,26}{1,35} + 0,5 \cdot 2^2 \cdot 24 \right) \tan\left(\frac{2}{3} \cdot 30\right) \geq 1 \cdot 61,6 \quad (5.25)$$

$$72 \geq 61,6 \quad (5.28)$$

Cumple

Repetiremos este proceso con todas las zapatas.

5.3 Armado

La capacidad mecánica de la armadura de tracción de la zapata vendrá definida por:

$$U_s = \frac{M_{zd}}{0,9d} \quad (5.29)$$

$$M_{zd} = \sigma_{sld} \cdot v \cdot b_2 \cdot \frac{v}{2} + \frac{(\sigma_{1d} - \sigma_{sld})}{2} \cdot v \cdot b_2 \cdot \frac{2}{3} v \quad (5.30)$$

Con:

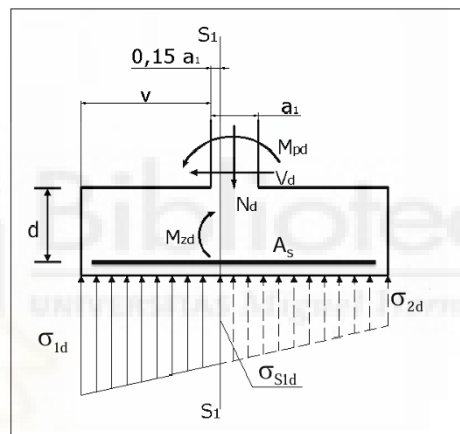


Ilustración 5.3 Representación esfuerzos zapata

$$\sigma_{sld} = \frac{(\sigma_{1d} - \sigma_{2d})}{a} (a - v) + \sigma_{2d} \quad (5.31)$$

Con nuestros valores:

$$\sigma_{sld} = \frac{(111 - 43,3)}{2} (2 - 0,895) + 43,3 = 80,7 \quad (5.32)$$

$$M_{zd} = 80,7 \cdot 0,895 \cdot 2 \cdot \frac{0,895}{2} + \frac{(111 - 80,7)}{2} \cdot 0,895 \cdot 2 \cdot \frac{2}{3} \cdot 0,895 \quad (5.33)$$

$$U_s = \frac{80,82}{0,9 \cdot 0,45} = 200kN \quad (5.34)$$

Con un mínimo requerido de

$$U_s = 0,04U_c = 0,04 f_{cd} \cdot b \cdot d = 600kN \quad (5.35)$$

Por último y al igual que para cada uno de los apartados anteriores, debemos realizar estos cálculos para cada una de las zapatas anteriores.

La totalidad de nuestro proyecto solo dispone de dos modelos de zapatas. De 2m de lado y de 2,5m. Todas ellas dispondrán el armado mínimo. Dado que es enormemente superior al requerido para satisfacer el momento.



6. – CALCULO EN CYPECAD

6.1 DISEÑO DE LA ESTRUCTURA Y CARGAS

El primer paso para empezar a trabajar con CYPECAD, es la delimitación de los criterios de cálculo (norma, coeficientes, viento, sismos...). En nuestro caso empezaremos delimitando las acciones del viento.

Introduciremos también cálculos de segundo orden con un valor para multiplicar los desplazamientos de 1,43

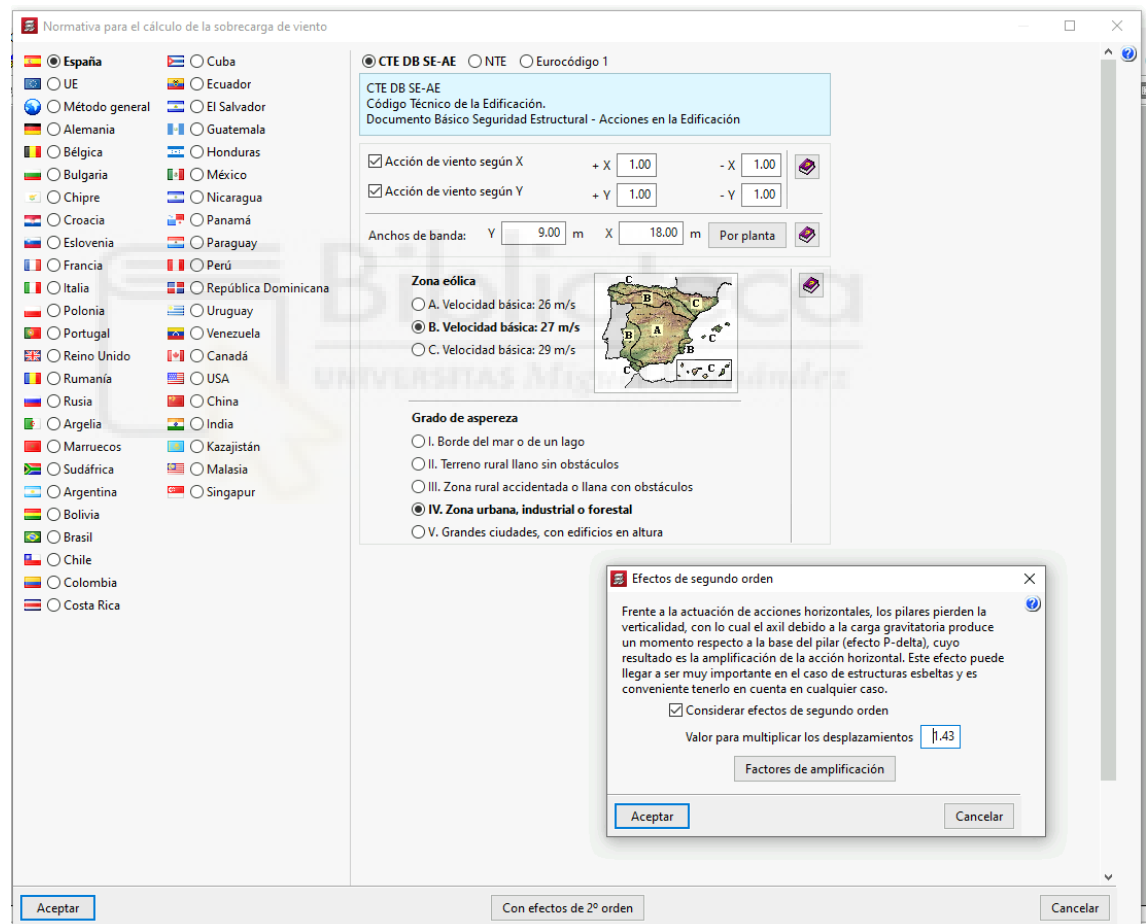


Ilustración 6.1 Viento CYPE

Tras aceptar el programa nos preguntará si queremos modificar algún parámetro de los estados límite, no será nuestro caso.

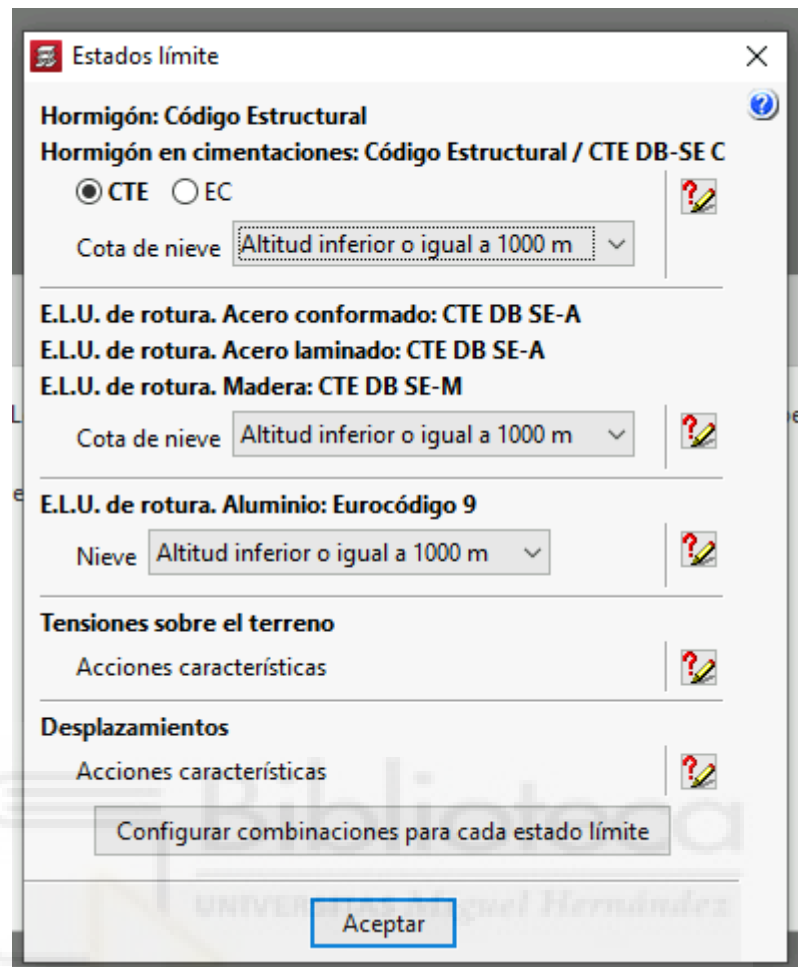


Ilustración 6.2 Parámetros CYPE

Introducimos la categoría de uso de nuestro edificio, ya que por defecto solo encontraremos Zonas Residenciales una vez empezemos con el diseño del edificio

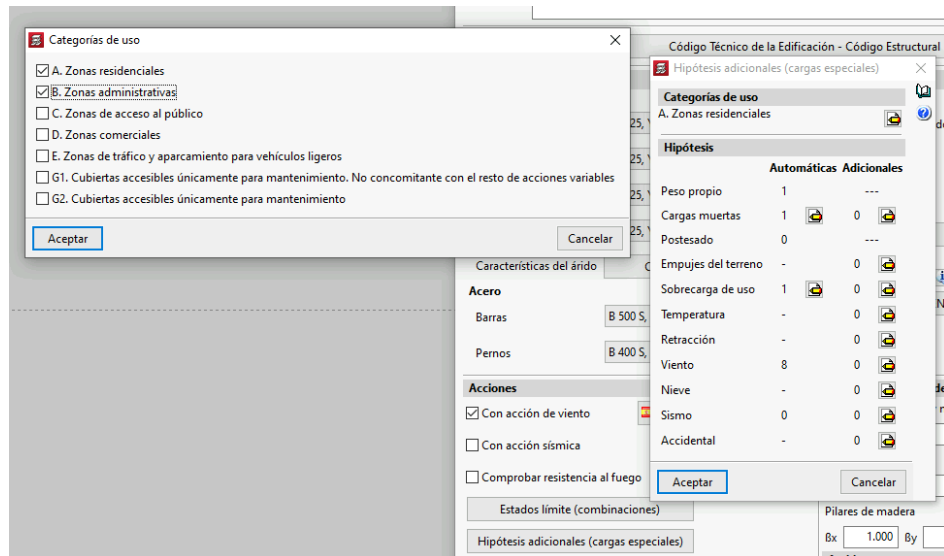


Ilustración 6.3 Categoría de uso CYPE

Aceptamos e introducimos los forjados de los que dispondrá nuestra estructura.

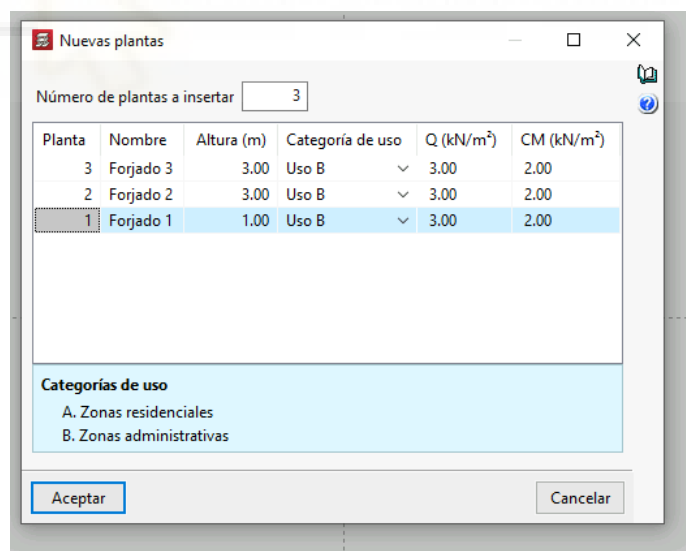


Ilustración 6.4 Forjados CYPE

Hecho esto deberemos definir los pilares, identificando sus dimensiones, si nacen de una zapata y hasta que forjado alcanzan. El resto de los parámetros los mantendremos por defecto.

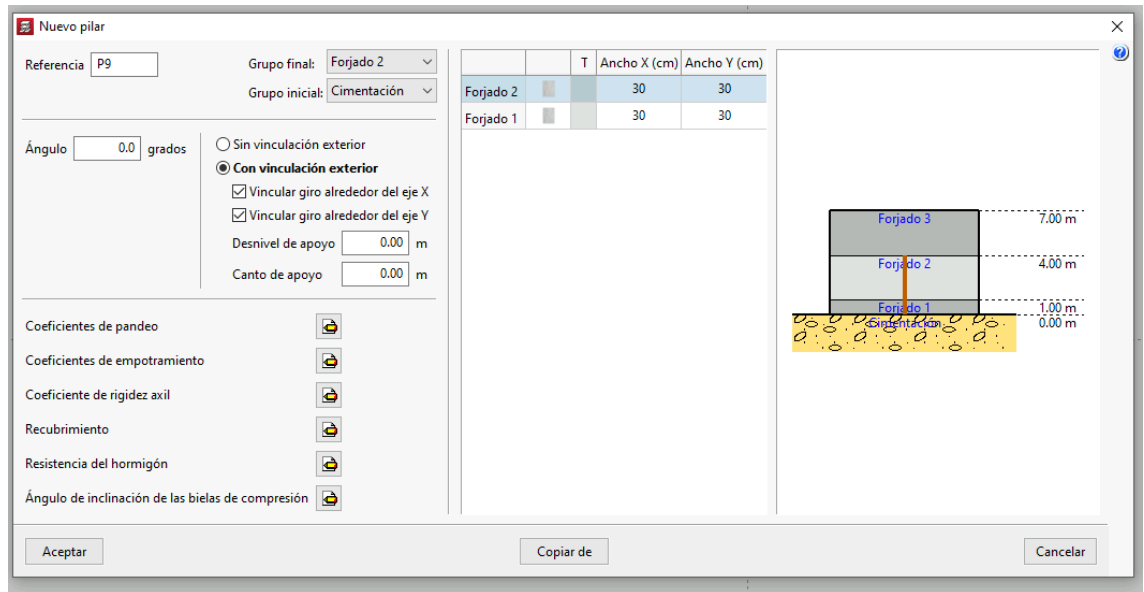


Ilustración 6.5 Pilar 9 CYPE

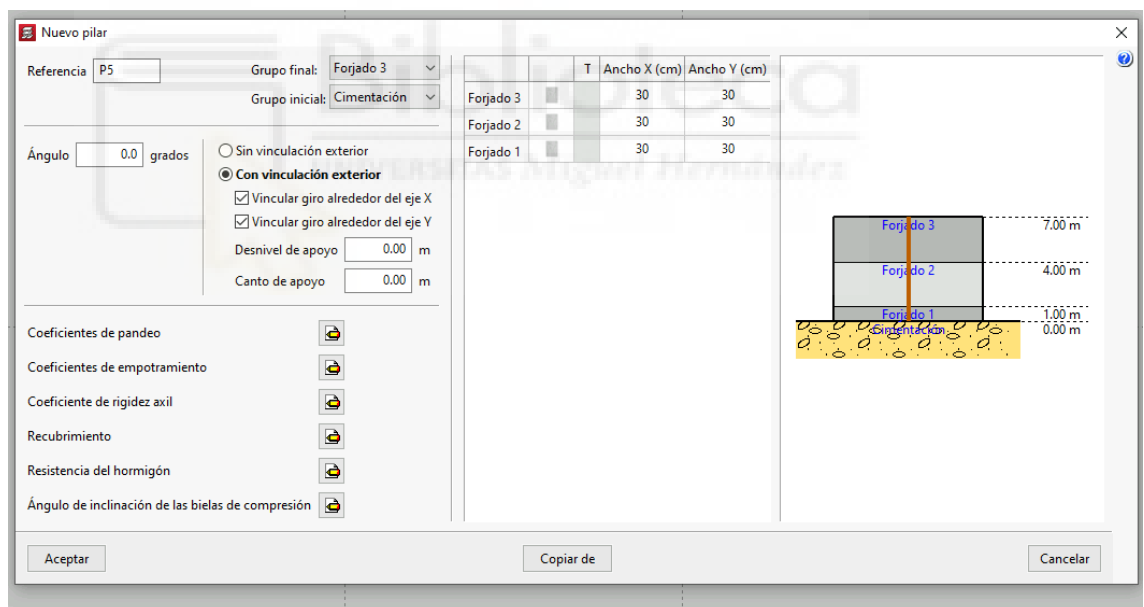


Ilustración 6.6 Pilar 5 CYPE

Una vez hemos dispuesto los pilares, podemos empezar a introducir vigas

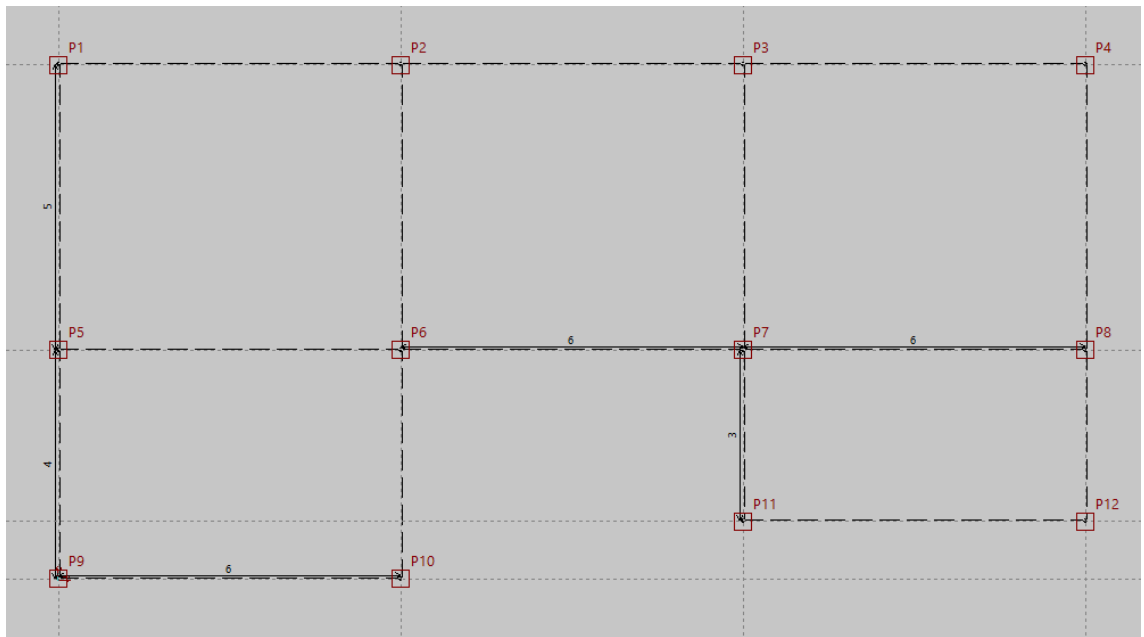


Ilustración 6.7 Planta pilares CYPE



Ilustración 6.8 Pilares 3D CYPE

La elección de vigas es sencilla, simplemente elegiremos la familia y el tipo correspondiente y delimitaremos sus dimensiones.

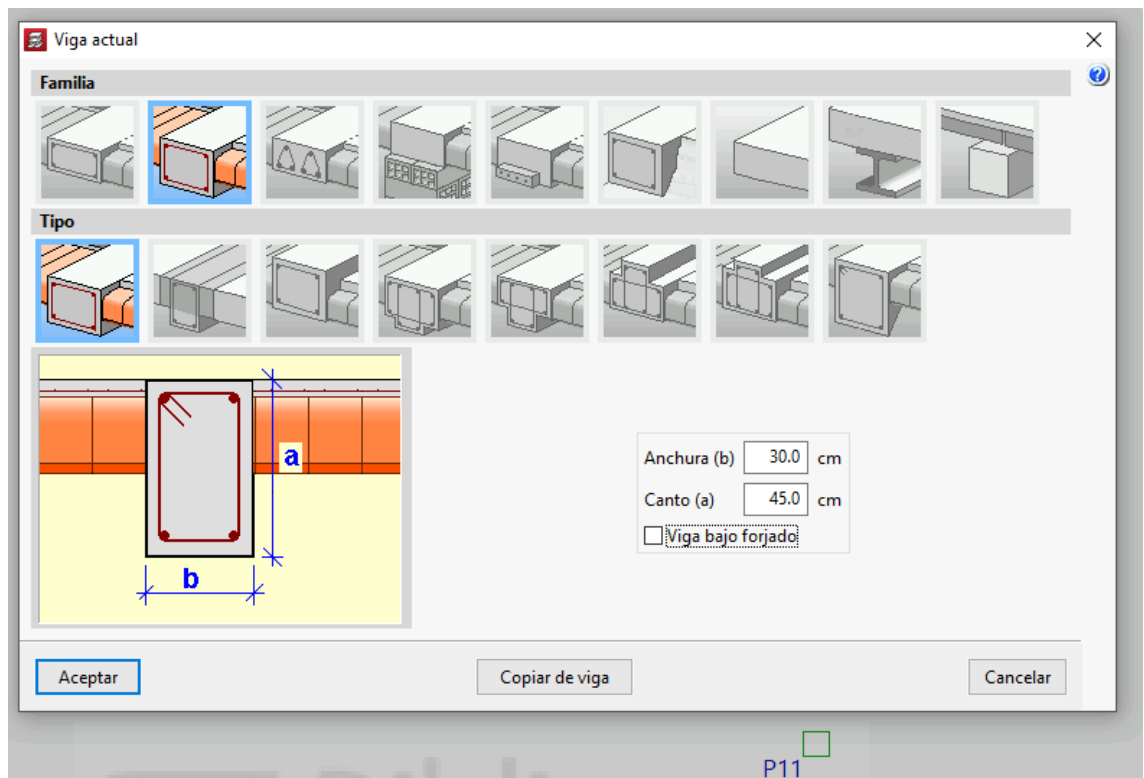


Ilustración 6.9 Vigas CYPE

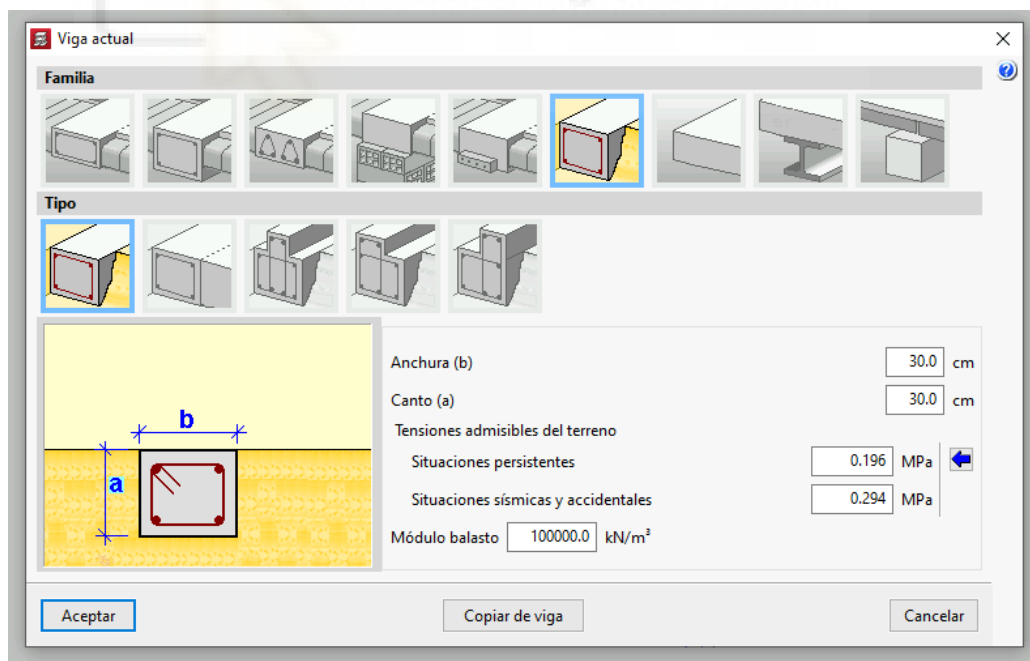


Ilustración 6.10 Vigas atado CYPE

Una vez introducidas CYPE nos pedirá que delimitemos cada uno de los paños

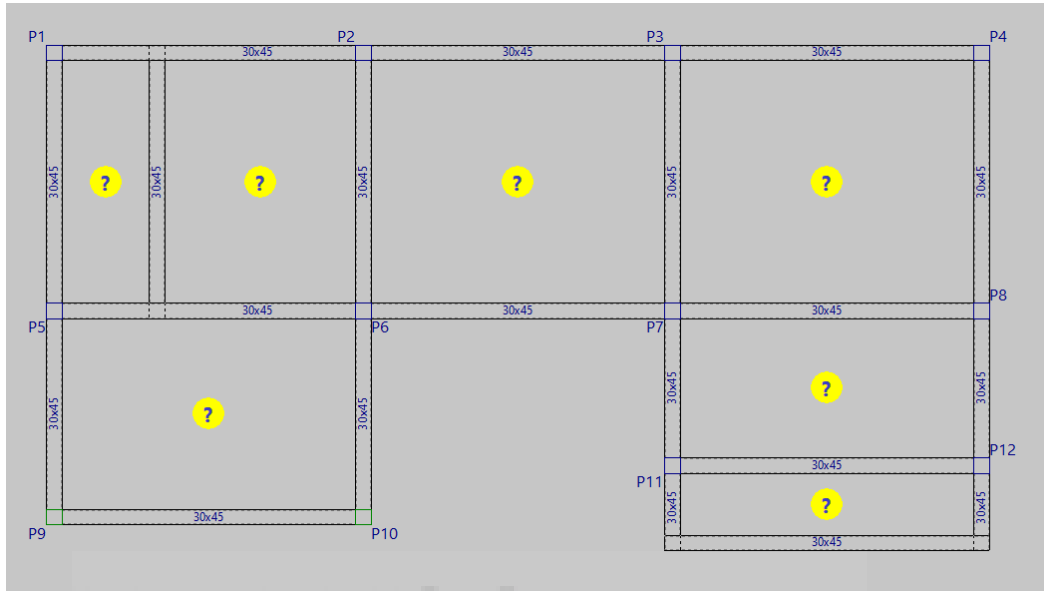


Ilustración 6.11 Forjado 2 CYPE

Para ello deberemos elegir un tipo de forjado, en nuestro caso hemos cargado el tipo de forjado de la biblioteca predeterminada de CYPE que más se parece a nuestra elección de cálculo. Deberemos indicar al programa también cuanto esperamos que penetre la vigueta en la viga. Para que haya una buena transmisión de esfuerzos este valor no deberá ser inferior a 10cm

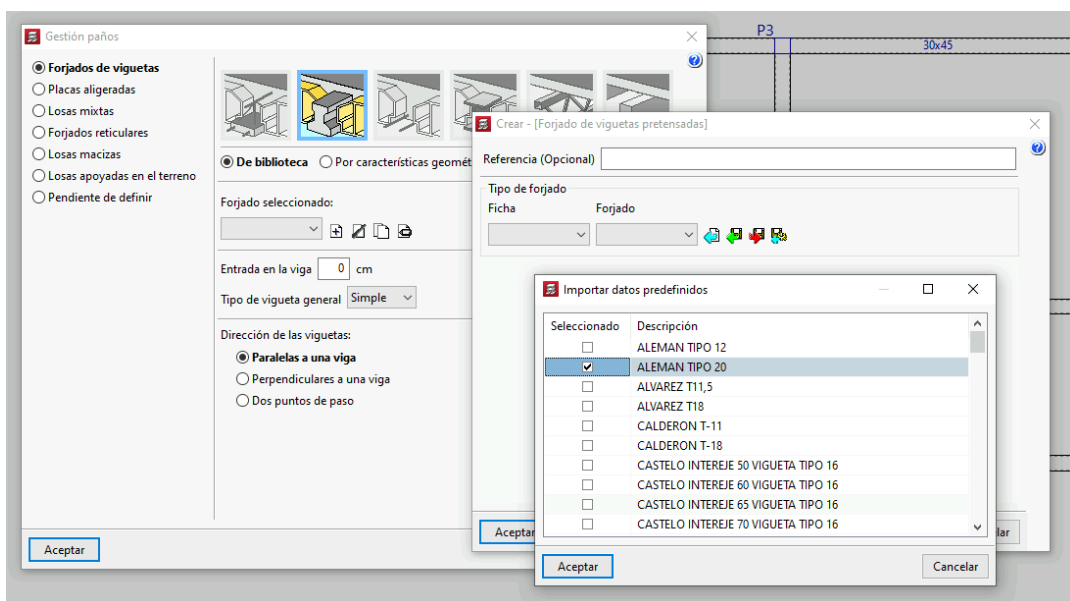


Ilustración 6.12 Librería de forjados CYPE

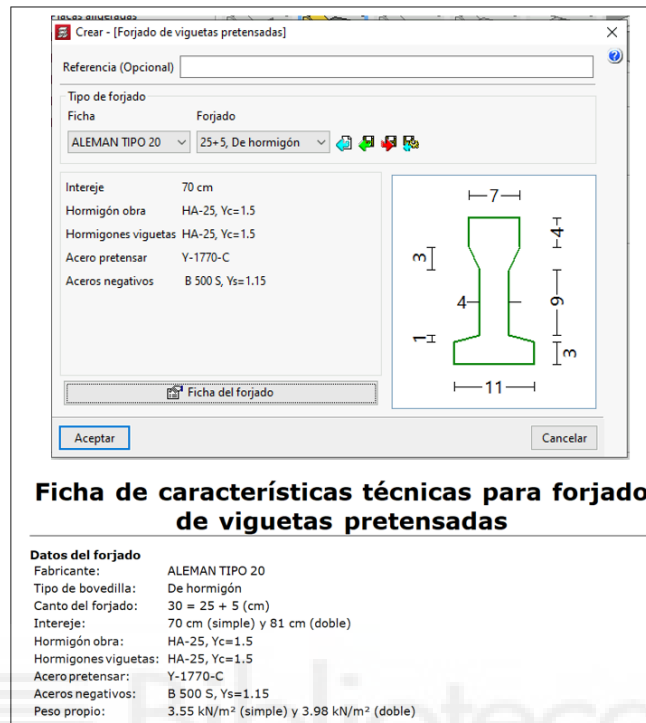


Ilustración 6.13 Viguetas forjado CYPE

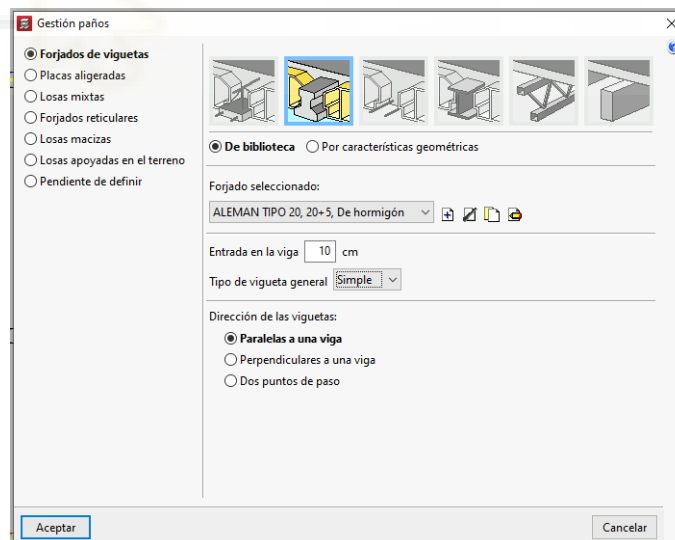


Ilustración 6.14 Detalles forjado CYPE

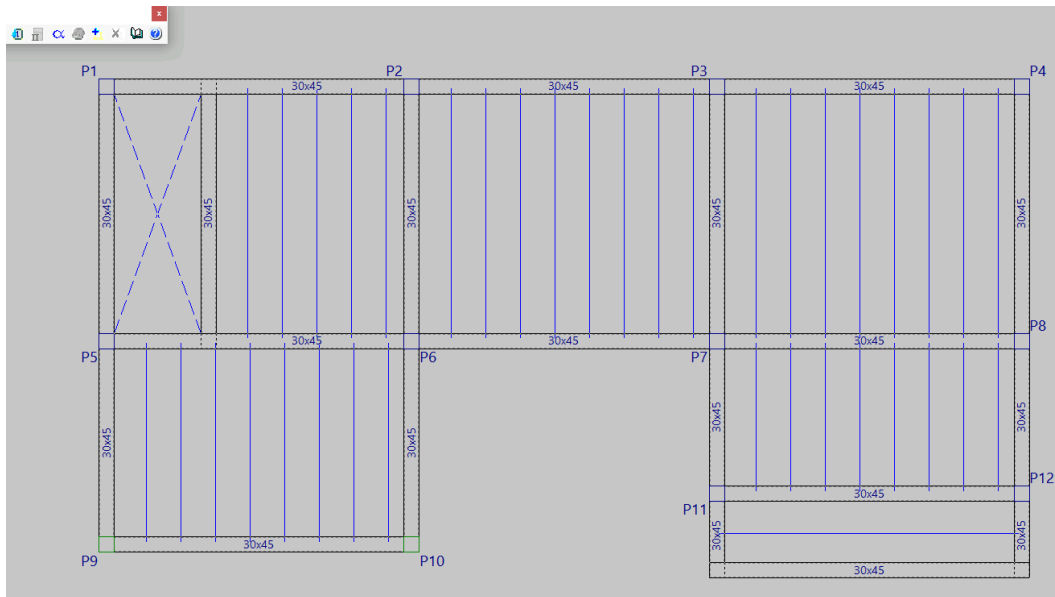


Ilustración 6.15 Forjado 2 CYPE

Delimitaremos ahora las cargas muertas debidas a los muros exteriores del edificio.

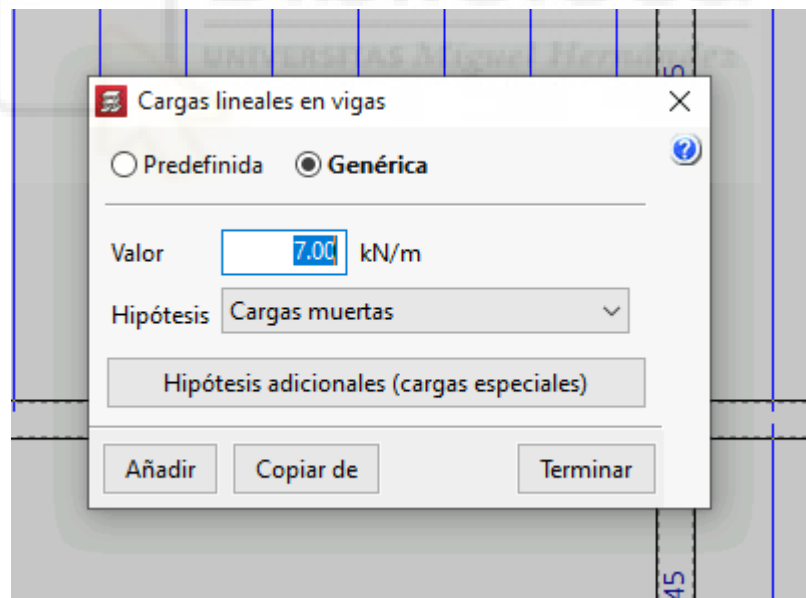


Ilustración 6.16 Carga por muros CYPE

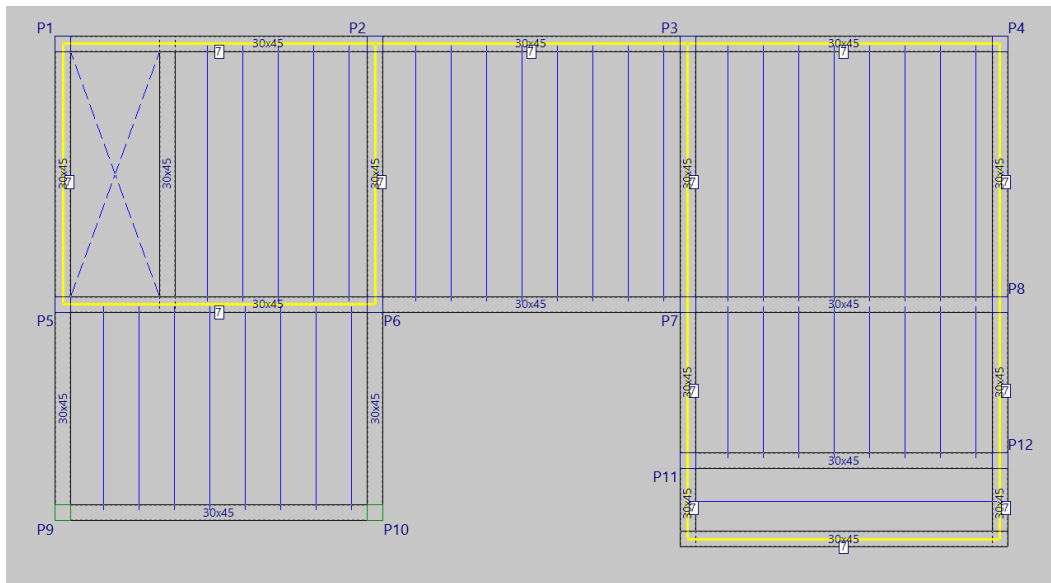


Ilustración 6.17 Forjado 2 final CYPE



7. – COMPARACIÓN DE ERRORES

7.1 RESULTADOS CYPE

Veremos ahora los errores que recibimos de cype tras comprobar nuestros cálculos y si son o no coherentes.

Tras calcular, CYPE nos dará un armado que cumpla por norma. Pero este distará mucho de un armado real. Ya que la programación de CYPE para ajustarse a la demanda de acero, nos da una solución con muchas barras longitudinales. Siendo esta, una solución inviable para llevar a cabo en obra

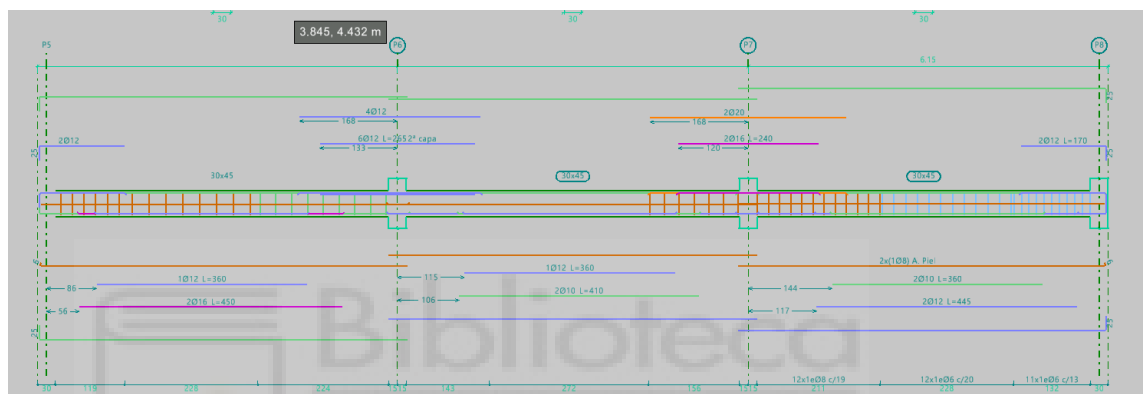


Ilustración 7.1 Resultados CYPE

Deberemos colocar ahora nuestro armado en la viga, esperando que cumpla con la demanda de acero

Desgraciadamente vemos que la demanda de cortante no satisface.

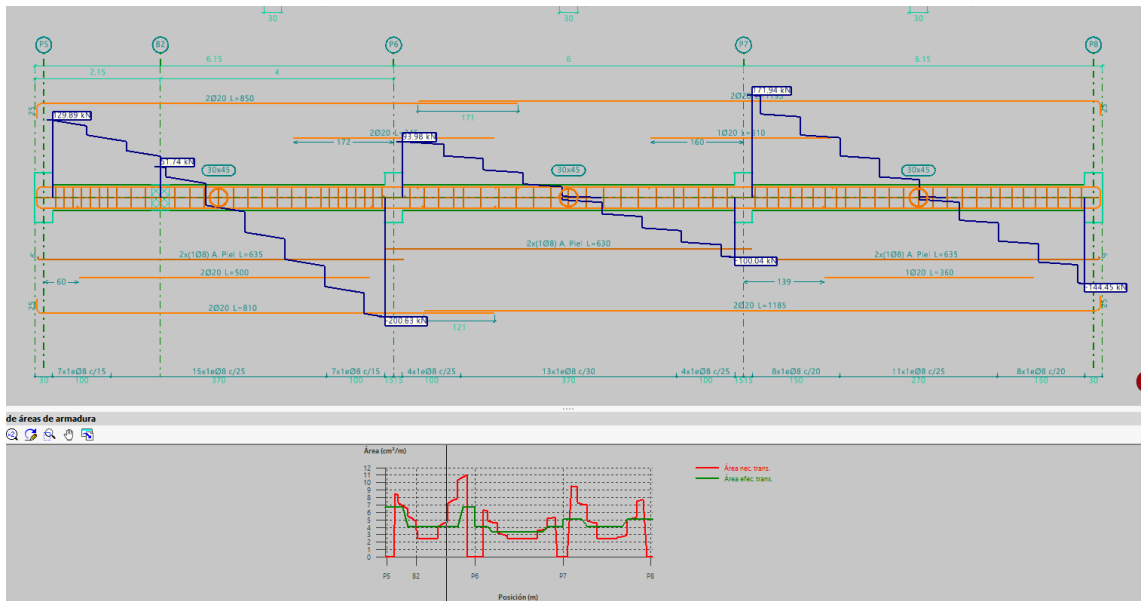


Ilustración 7.2 Introducción de nuestra solución CYPE

¿A qué se debe? El cortante máximo coincide con el calculado a mano.

¿Entonces, donde está el fallo? Como se puede ver en la Ilustración 3.10, Como criterio de diseño dimos al ángulo θ el valor mínimo. Mientras que cipe trabaja por defecto con un ángulo más conservador (45°).

Deberemos modificar el ángulo con el que trabaja CYPE y volver a calcular

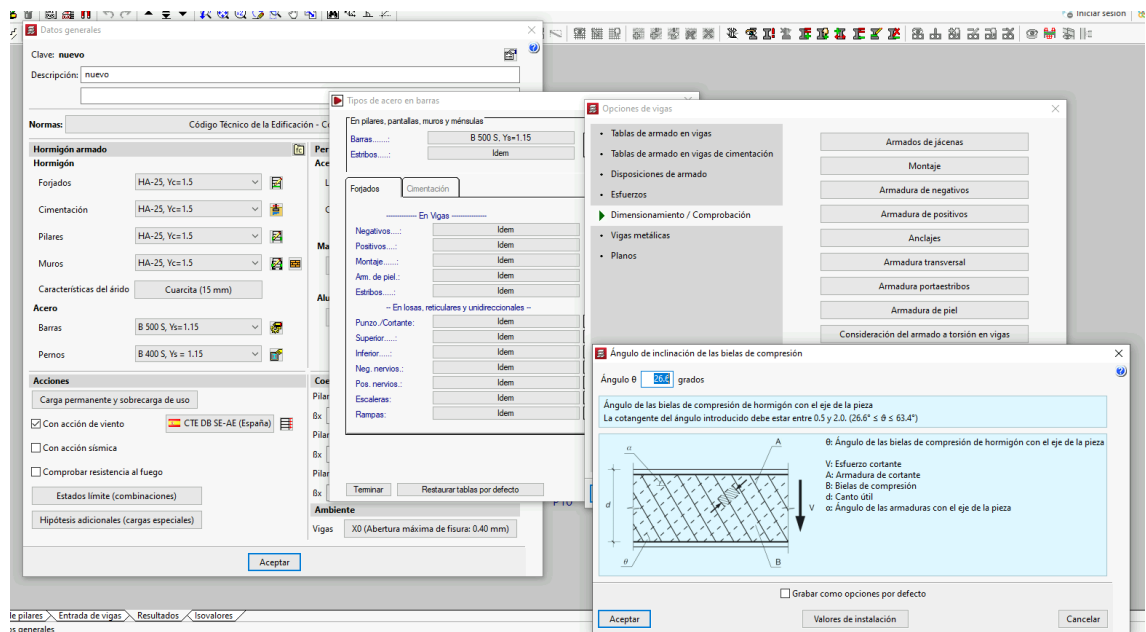


Ilustración 7.3 Modificación ángulo de incidencia de bielas de compresión CYPE

Ahora sí, como se puede ver en la imagen, cumplimos la demanda de cortante

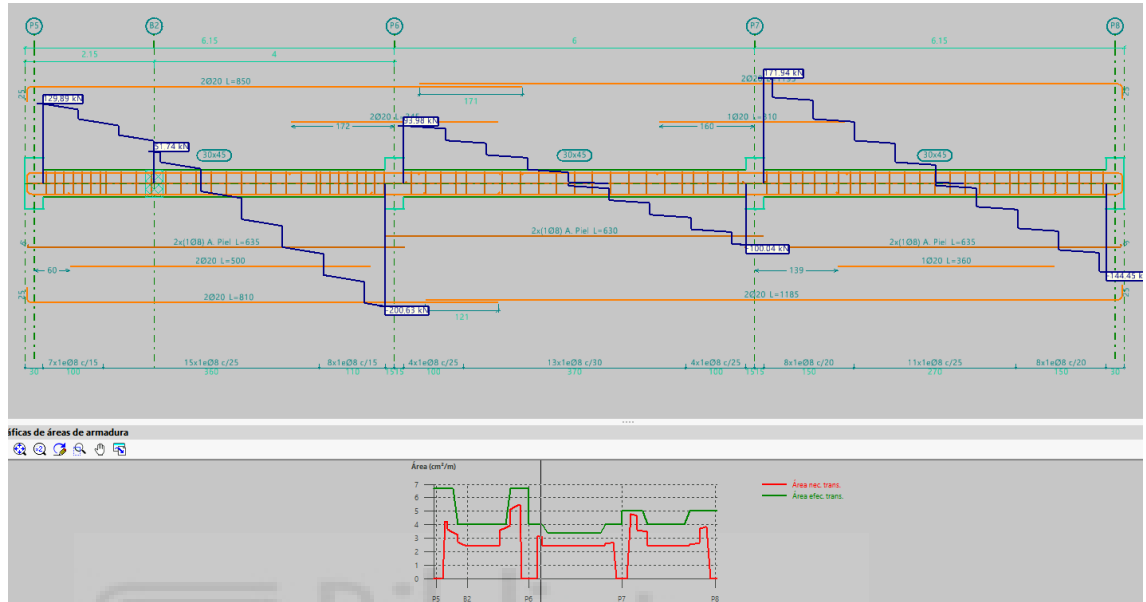


Ilustración 7.4 Viga con nuestra solución

Y la de acero longitudinal, aunque esta ya la cumplíamos anteriormente

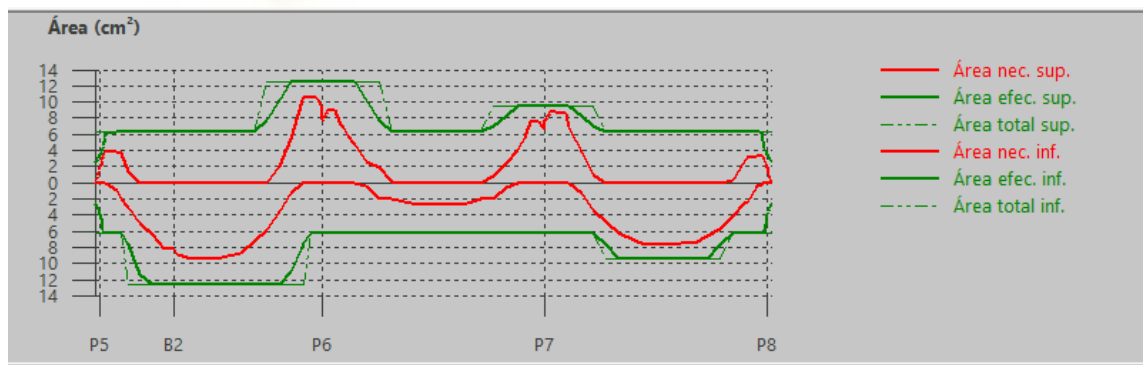


Ilustración 7.5 Demanda de acero longitudinal CYPE

Otro erro que encontramos es el incumplimiento de flecha en el voladizo. Es importante mencionar que los requisitos de flecha que calcula CYPE son programables al igual que el ángulo θ anteriormente modificado. En nuestro caso hemos dotado al forjado de las dimensiones mínimas necesarias para estar exento de la comprobación por flecha, pero según la EHE - 08. Aún así, como ya se ha mencionado no tendremos en cuenta estas advertencias de CYPE. No obstante,

en el Anejo 11 se estudiará la decisión de reorientar las viguetas del forjado. Para subsanar estos problemas

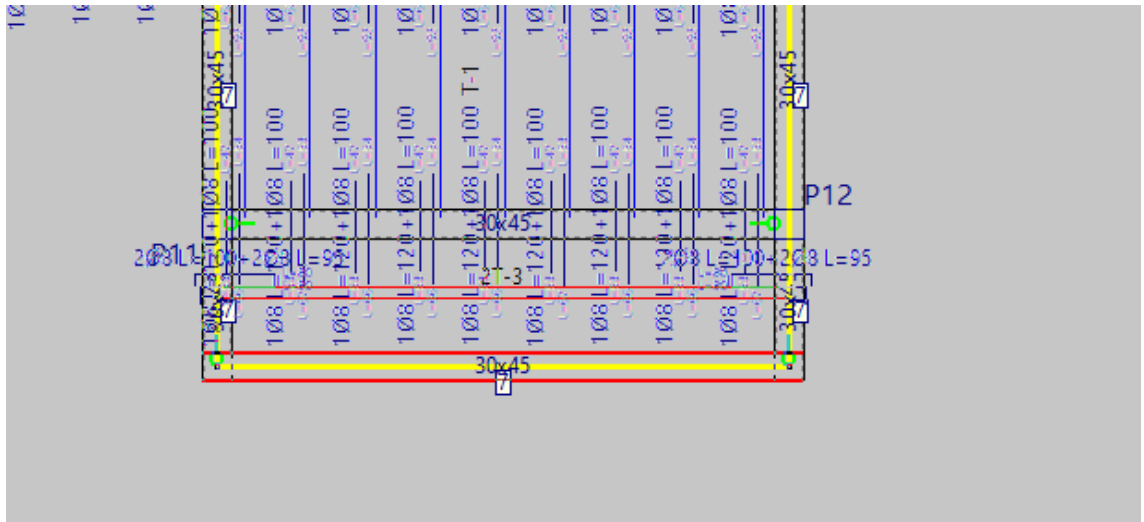


Ilustración 7.6 Error por flecha CYPE

Por otro lado, en lo referente a pilares en cuanto colocamos la armadura calculada encontramos diferentes errores

Buscar	Agrupaciones	Resultados		
Agrupaciones				
Rev.	Blo.	Pilares	Cum.	Plantas
<input type="checkbox"/>		P1	✓	Cimentación - Forjado 3
<input type="checkbox"/>		P2, P3, P6 y P7	✓	Cimentación - Forjado 3
<input type="checkbox"/>		P4, P11 y P12	✗	Cimentación - Forjado 3
<input type="checkbox"/>		P5	✗	Cimentación - Forjado 3
<input type="checkbox"/>		P8	✗	Cimentación - Forjado 3
<input type="checkbox"/>		P9 y P10	✓	Cimentación - Forjado 2

Ilustración 7.7 Errores en pilares CYPE

	Dimensión	X (cm)	Y (cm)	Armado longitudinal			Armado transversal		As/As (%)		
				Esquinas	Cara X	Cara Y	Cercos	Separación			
Forjado 3	7 m	30	30	4	Ø12	0	0	06	15	0.5	✓
Forjado 2	4 m	30	30					06	15	0.5	✓
Forjado 1	1 m 0.275 m	30	30	4	Ø12	0	0	06	10 6	0.5	✗
Cimentación	0 m			4	Ø12	0	0	06	3	0.5	✓

Pilar	Posición	Comprobaciones			Combinación	Comp.	N (t)	Esfuerzos pésimos				Referencia		Eq.	Com.	
		Disp.	Arm.	Q (%)				NLM (%)	Aprov. (%)	Mx (t-m)	Myy (t-m)	Qx (t)	Qy (t)			Mx (t-m)
P4	Cabeza	✓	✓	40.8	35.1	1.35PP+1.35CM+1.5Qa(B)+0.9V(+Xexc.)	Q,N,M	8.95	-0.12	-1.85	1.91	0.22	-0.12	-1.85		
	6.05 m	✓	✓	40.0	77.0	1.35PP+1.35CM+1.5Qa(B)+0.9V(+Xexc.)	Q,N,M	9.72	0.43	3.03	1.91	0.22	0.43	3.03		
	4.6 m	✓	✓	40.0	77.0	1.35PP+1.35CM+1.5Qa(B)+0.9V(+Xexc.)	Q,N,M	9.72	0.43	3.03	1.91	0.22	0.43	3.03		
	Pie	✓	✓	40.0	77.0	1.35PP+1.35CM+1.5Qa(B)+0.9V(+Xexc.)	Q,N,M	9.72	0.43	3.03	1.91	0.22	0.43	3.03		
P11	Cabeza	✓	✓	37.9	32.1	1.35PP+1.35CM+1.05Qa(B)+1.5V(+Xexc.)	Q,N,M	12.26	-0.74	1.77	-1.65	1.04	-0.74	1.77		
	6.05 m	✓	✓	37.1	63.3	1.35PP+1.35CM+1.05Qa(B)+1.5V(+Xexc.)	Q,N,M	13.04	1.91	-2.43	-1.65	1.04	1.91	-2.43		
	4.6 m	✓	✓	37.1	63.3	1.35PP+1.35CM+1.05Qa(B)+1.5V(+Xexc.)	Q,N,M	13.04	1.91	-2.43	-1.65	1.04	1.91	-2.43		
	Pie	✓	✓	37.1	63.3	1.35PP+1.35CM+1.05Qa(B)+1.5V(+Xexc.)	Q,N,M	13.04	1.91	-2.43	-1.65	1.04	1.91	-2.43		
	Cabeza	✓	✓	34.0	27.8	1.35PP+1.35CM+1.5Qa(B)+0.9V(+Xexc.)	Q	13.04	-0.63	-1.65	1.53	0.92	-0.63	-1.65		

Ilustración 7.8 Desglose pilar 4 CYPE

Para los pilares 4, 11 y 12 el error que recibimos no es por agotamiento ni por cuantía mínima de acero. Se debe a un error de norma por separaciones de las barras. En otras palabras, el acero calculado soportaría las demandas, pero no las separaciones máximas de la armadura de cortante.

Se debe satisfacer:

$$\eta_k = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,max,Vk}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$\eta_k : \underline{0.186} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{71.74} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{22.23} \text{ kN}$$

$V_{Rd,max}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{Rd,max} : \underline{404.60} \text{ kN}$$

$$\eta_k = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,s,Vk}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$\eta_k : \underline{0.846} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{71.67} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{22.47} \text{ kN}$$

$V_{Rd,s}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{Rd,s} : \underline{88.81} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35-PP+1.35-CM+1.5-Qa(B)+0.9-V(+Xexc.)".

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

MEMORIA

La separación transversal $s_{t,trans}$ entre ramas de armaduras transversales debe cumplir la condición siguiente: Artículo A19.9.2.2(8)

$$s_{t,trans} \leq s_{t,max}$$

$$234 \text{ mm} \leq 194 \text{ mm} \quad \times$$

Donde:

$$s_{t,max} = 0,75 \cdot d \leq 600 \text{ mm}$$

$$s_{t,max} : \underline{194} \text{ mm}$$

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

$$d : \underline{258.00} \text{ mm}$$

Cortante en la dirección Y:

Ilustración 7.9 Desglose de errores CYPE

En el tramo inferior CYPE requiere un estribo de refuerzo para cumplir con la separación máxima. Por ello necesita barras de acero adicionales en el centro de la cara del pilar para colocarlo. Puede verse este caso en la imagen 7.10.

¿Es un error de cálculo por nuestra parte? No, como hemos dicho anteriormente, el cálculo de la armadura longitudinal lo dejaríamos en manos de CYPE. Y es debido a este calculo que se requieren esas barras de acero extra para colocar los estribos. Aun así, cabe decir que el artículo A19.9.2.2(8) que según CYPE no cumplimos no es relativo a pilares, si no a vigas.

No obstante, en los pilares 5 y 8 sí que tenemos un fallo por agotamiento. ¿A qué se debe?

	Dimensión	X (cm)	Y (cm)	Armado longitudinal				Armado transversal		As/Ac (%)			
				Esquinas	Cara X	Cara Y	Cercos	Separación					
Forjado 3	7 m	30	30	4	Ø12	0	--	0	--	Ø6	20	0.5	×
Forjado 2	4 m	30	30	4	Ø12	2	Ø12	2	Ø12	Ø6	15	1	✓
Forjado 1	1 m	30	30	4	Ø12	0	--	0	--	Ø6	6	1	✓
Cimentación	0 m			4	Ø12	0	--	0	--	Ø6	3	0.5	✓

Resumen de las comprobaciones																	
Pilar	Posición	Comprobaciones				Combinación	Comp.	Esfuerzos p _s imos					Referencia		Eq.	Com.	
		Disp.	Arm.	Q (%)	N.M (%)			Aprov. (%)	N (t)	M _{cx} (t-m)	M _{yy} (t-m)	Q _x (t)	Q _y (t)	M _{cx} (t-m)			M _{yy} (t-m)
P5	Cabeza	✓	✓	50.0	42.0	1.35-PP+1.35-CM+1.5-Qa(B)+0.9-V(-)Xexc.-)	Q	8.22	0.65	1.84	-2.18	-0.77	0.65	1.84			
	6.05 m	✓	✓	49.0	112.3	No cumple: 'Disposiciones relativas a las armaduras' (Armado transversal)				1.94	-2.26	-0.40	0.36	1.94			
						1.35-PP+1.35-CM+1.5-Qa(B)+0.9-V(-)Xexc.-)	N,M	8.88	-0.70	-3.82	-2.26	-0.42	-0.70	-3.82			
						0.8-PP+0.8-CM	Disp.	4.32	-0.40	-1.63	-0.97	-0.24	-0.40	-1.63			
	4.6 m	×	✓	49.0	112.3	1.35-PP+1.35-CM+1.5-Qa(B)+0.9-V(-)Xexc.-)	Q	9.00	-1.31	-3.72	-2.18	-0.77	-1.31	-3.72			
Pie	⚠	✓	49.0	112.3	1.35-PP+1.35-CM+1.5-Qa(B)+0.9-V(-)Xexc.-)	N,M	8.88	-0.70	-3.82	-2.26	-0.42	-0.70	-3.82				
					1.35-PP+1.35-CM+1.5-Qa(B)+0.9-V(-)Xexc.-)	Q	9.00	-1.31	-3.72	-2.18	-0.77	-1.31	-3.72				

Ilustración 7.10 Desglose pilar 5 CYPE

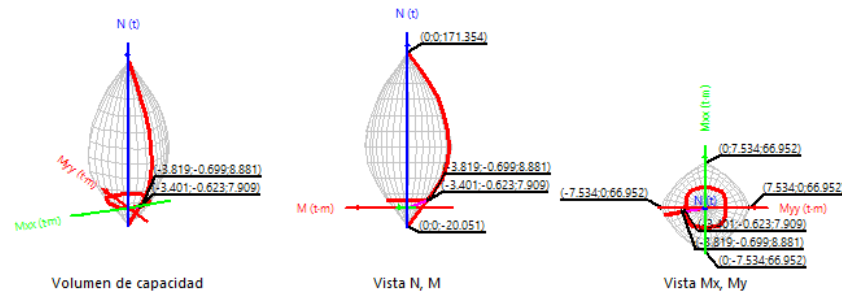
Estado límite de agotamiento frente a sollicitaciones normales (Código Estructural, Artículos A19.5.2, A19.5.8.3.1, A19.5.8.8 y A19.6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo p_simos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa(B)+0.9·V(-Xexc.+)"

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{\sqrt{N_{Ed}^2 + M_{Ed,x}^2 + M_{Ed,y}^2}}{\sqrt{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

η : 1.123 ✗



Comprobación de resistencia de la sección (η)

N_{Ed}, M_{Ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según A19.6.1(4):

N_{Ed} : Esfuerzo normal de cálculo.

M_{Ed} : Momento de cálculo de primer orden.

N_{Ed} : 8.881 t
 M_{Ed} : 8.688 t·m

Ilustración 7.11 Desglose errores pilar 5 CYPE

Tras revisar los momentos que soporta el pilar vemos que estos son mayores a los que nosotros tenemos. La solución a este problema reside en que se nos pasó por alto delimitar el porcentaje de empotramiento de las vigas en los pilares externos. Tras solucionarlo recibimos unos valores de los momentos más concordantes con nuestros cálculos

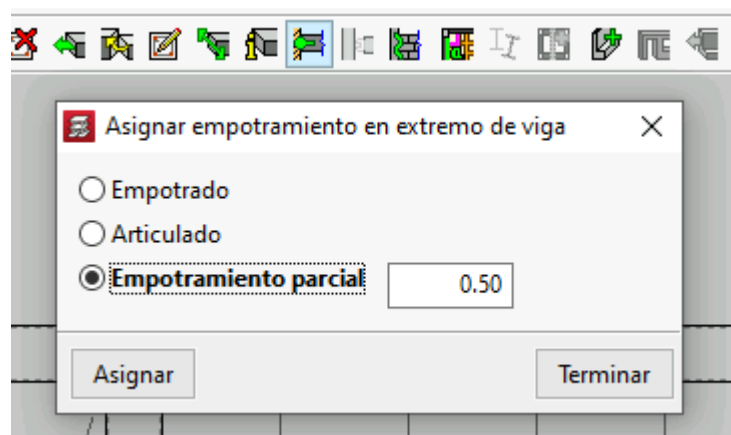


Ilustración 7.12 Índice de empotramiento CYPE

Pero seguimos recibiendo errores en los pilares 5 y 8 de la última planta. Volvemos a ver los diagramas de momento y encontramos el fallo.

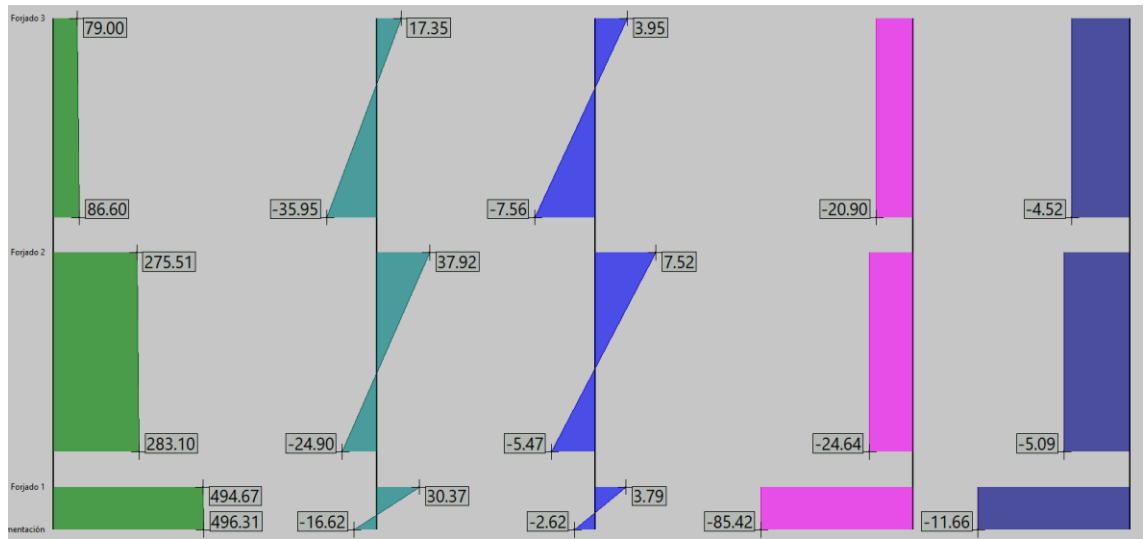


Ilustración 7.13 Esfuerzos pilar 5

El momento que sufre esta sección es del orden de 17kNm en la parte superior (momento muy cercano al calculado a mano) pero el inferior es de 36 kNm

E aquí el error. Se han calculado estos pilares con un momento inferior igual a menos Md superior. No hay excusa. Fue un error de cálculo. Pero hemos sido capaces de identificarlo y ahora solo queda solucionarlo.

Como ya se ha dicho antes algunos pilares disponen de barras de acero extra del 12. Es importante dejar claro que estas se colocan únicamente para poder atar la armadura de cortante. En otras palabras, no son necesarias para resistir el axil ni el momento flector.

Finalmente, en lo respectivo a zapatas no se mencionará nada ya que las soluciones recibidas se encuentran todas subdimensionadas respecto a las calculadas a mano.

Por ejemplo, nuestra zapata 6 tiene unas dimensiones de 2,5x2,5x0,5 mientras que CYPE nos demuestra que la mínima solución es de 2,3x2,3x0,5.

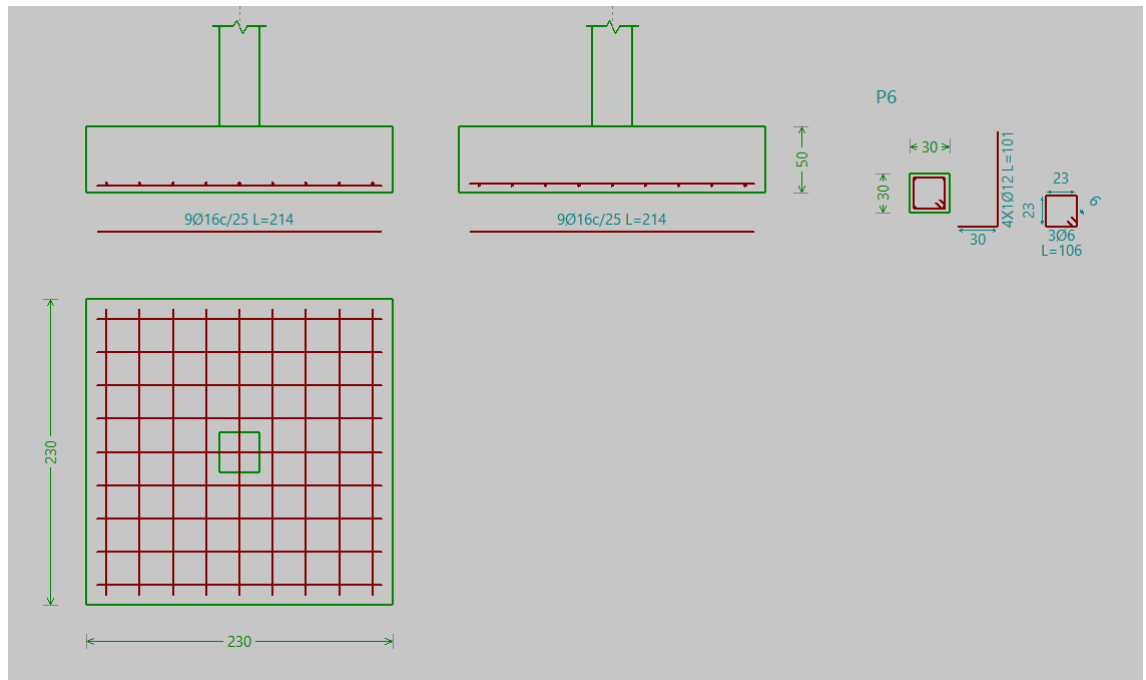


Ilustración 7.14 Solución zapata 6 CYPE



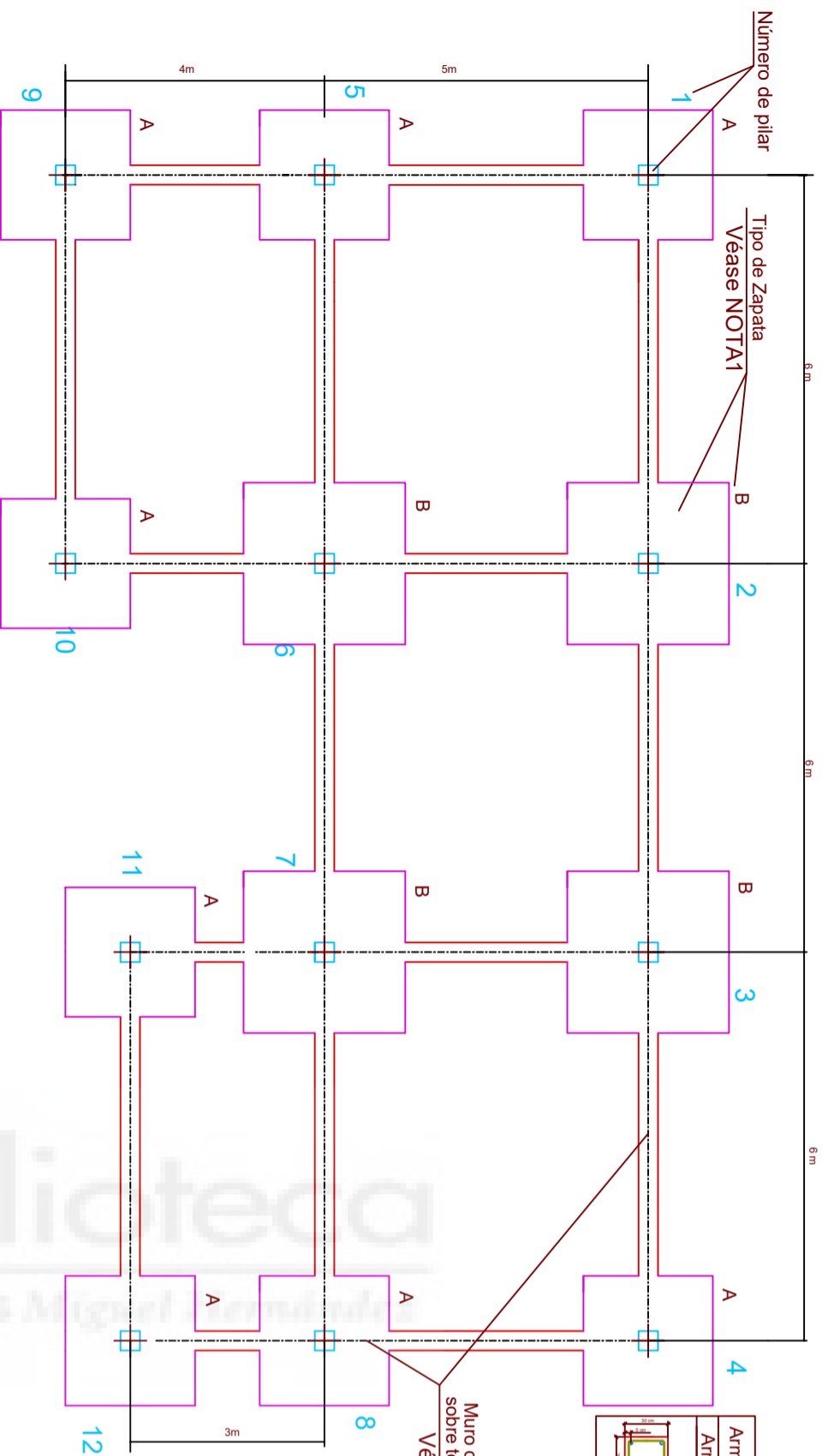
8. – PLANOS

8.1-PLANOS DE OBRA

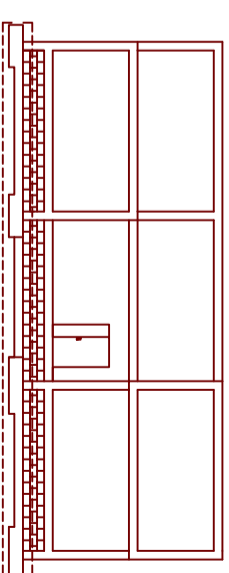
Se muestran a continuación los planos realizados para la teórica construcción del edificio. Los planos referentes a los forjados son previos a la solución adoptada por CYPE por lo que la zona del voladizo no se ha corregido. No obstante, el plano 05 – Cuadro de pilares, se ha extraído directamente de CYPE.

La decisión de realizar los planos a mano sin el soporte de CYPE parte de la misma raíz que querer realizar los cálculos previos a mano.

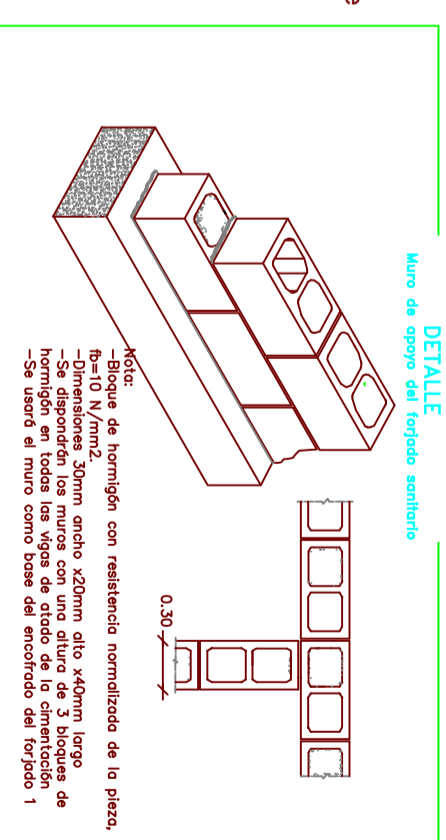




Armado vigas de atado		
Arm. Long	Estribos	Vigas
2Ø12	1eØ6 / 25cm	TODAS



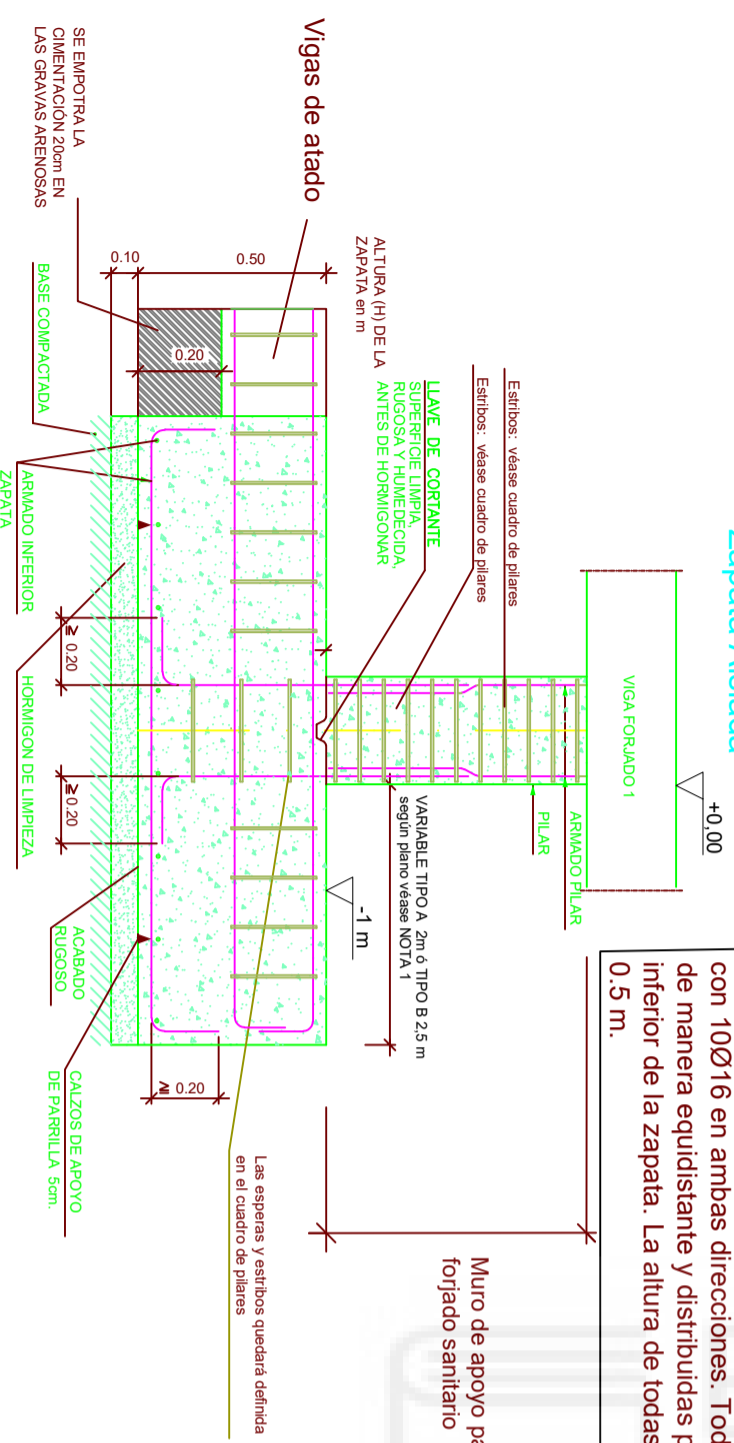
Muro de bloq. horm. sobre todas las vigas
Véase NOTA detalle



NOTA 1

Las zapatas tipo A tendrán unas dimensiones de 2 x 2m y dispondrán 8Ø16 como armado inferior en ambas direcciones. Las tipo B serán de 2,5x2,5m y se armarán con 10Ø16 en ambas direcciones. Todas ellas colocadas de manera equidistante y distribuidas por toda la superficie inferior de la zapata. La altura de todas las zapatas será 0.5 m.

Zapata Aislada



Parámetros de Dosisificación	CLASE DE EXPOSICIÓN (LAS RESULTADOS) - HORMIGÓN ARMADO															
	X0	X01	X02	X03	X04	X05	X06	X07	X08	X09	X10	X11	X12	X13	X14	X15
Máximo relación o/c	0.65	0.60	0.60	0.55	0.55	0.50	0.50	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
Mín. contenido de (kg/m ³)	250	275	275	300	300	300	325	350	325	325	300	325	325	350	325	325

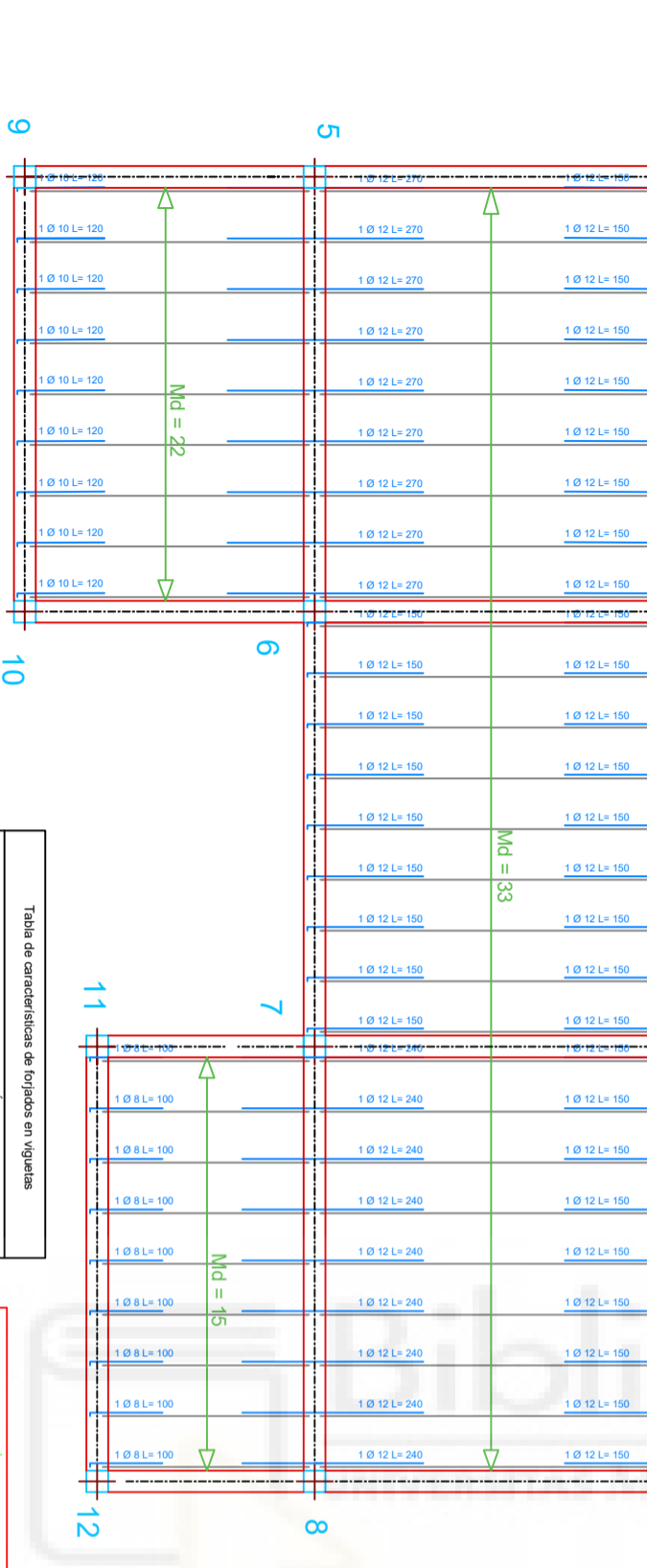
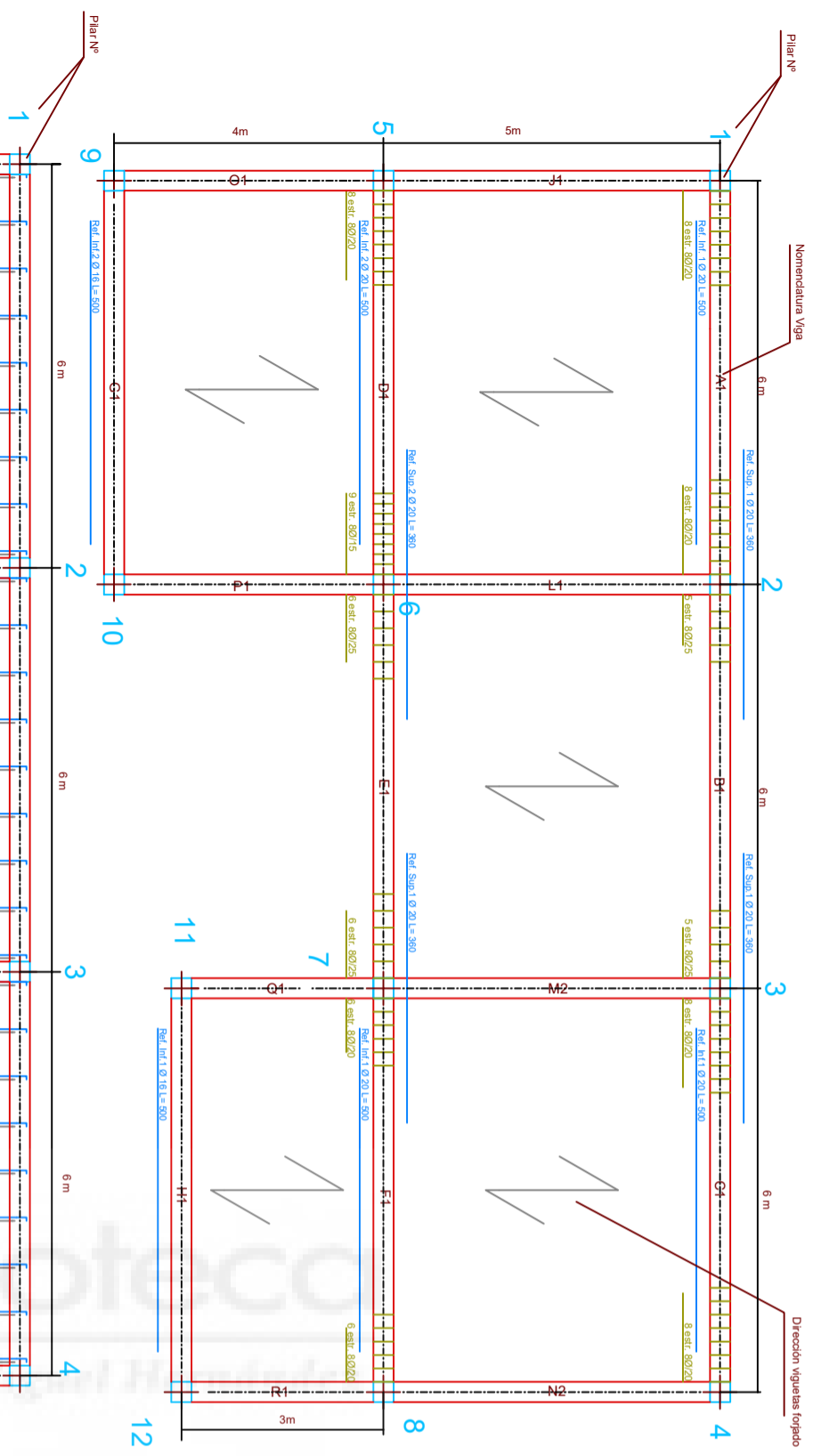
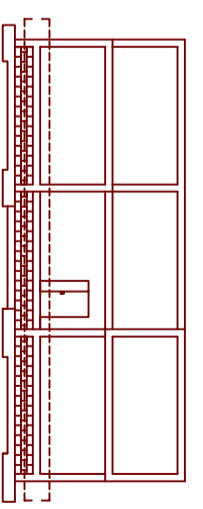
NOTA: PARA GARANTIZAR EL AMBIENTE DEL PROYECTO, CUALQUIER ELEMENTO ESTRUCTURAL EXPUESTO A LA INTemperie, SE DEBERÁ PROTEGER SIGUIENDO LAS ESPECIFICACIONES DE LA DIRECCIÓN TÉCNICA DE LA OBRA.

MATERIALES	H O R M I G O N			A C E R O		
	CONTROL	COEF. POND.	TIPO	CONTROL	COEF. POND.	TIPO
ELEMENTOS	NORMAL	1.0	HA-25 (f _{yk} =250)	NORMAL	1.0	B-500 SD

ADAPTADO A LA INSTRUCCIÓN C.E. Y CTE

Edificio de oficinas aislado	
Plano	00 - Cimentación
Autor	Adrián Sánchez Peñalver
Arquitecto	
Propiedad	
Escala	1 : 100
Fecha	01/05/2025
Firma:	

Armado base vigas forjado (1)	Arm. Long	Estribos	Vigas
	2 Ø 12	1ø Ø 8 / 30cm	G1 H1
	2 Ø 12	1ø Ø 8 / 30cm	J1 L1 M1 N1 O1 P1 Q1 R1
	2 Ø 16	1ø Ø 8 / 30cm	A1 B1 C1 F1 E1 F1
	2 Ø 20	1ø Ø 8 / 30cm	



MATERIALES	H O R M I G O N				A C E R O			
	CONTROL	COEF. POND.	TIPO	CONSTRUCION	TIPO	CONTROL	COEF. POND.	TIPO
ELEMENTOS	INTEL. CONTROL	1α-1.5	H4-25	ARMADO (2-3 Ø)	ARMADO	INTEL. CONTROL	1α-1.5	B-500 SO
CONDICIONES	NORMAL							
ADAPTADO A LA INSTRUCCION C.E. Y CTE								

Tabla de características de forjados en viguetas

FORJADO DE VIGUETAS DE HORMIGÓN. Ambiente X0-XC3 DOBLE T AUTORESISTENTE DE 20 cm VIGUETAS ALEMAN O EQ

Canto de bovedilla: 25mm

Espesor de capa de compresión: 5cm + ME #200/200/5/5 B500T

Interje: 70 cm

Bovedilla de Hormigón

Ancho del nervio: 11 cm

Nota: Consulte los detalles referentes a enlaces con forjados de la estructura principal

Parámetros de Dedicación	CLASE DE EXPOSICIÓN (LAS RESULTADAS) - HORMIGÓN ARMADO												
	X0	X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8	X9	X10	X11	X12
Tensión	0.65	0.60	0.55	0.50	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.45	0.50
Min. de cemento (Kg/m³)	250	275	300	300	325	350	325	300	325	350	325	350	325

NOTA: TANTO EN LOS BORTIGOS COMO EN LOS NERVIOS EN LA LONGITUD DE LAS BARRAS ESTÁ INCLUIDA LA LONGITUD DE ANCHURA

Canto forjado: 25+5=30cm

Interje: 70 cm

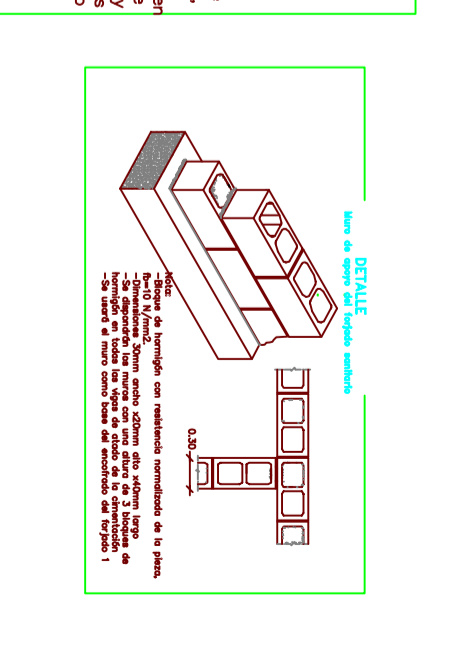
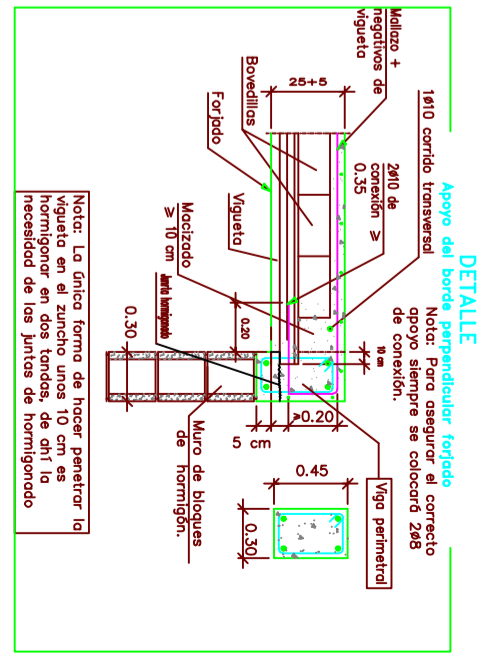
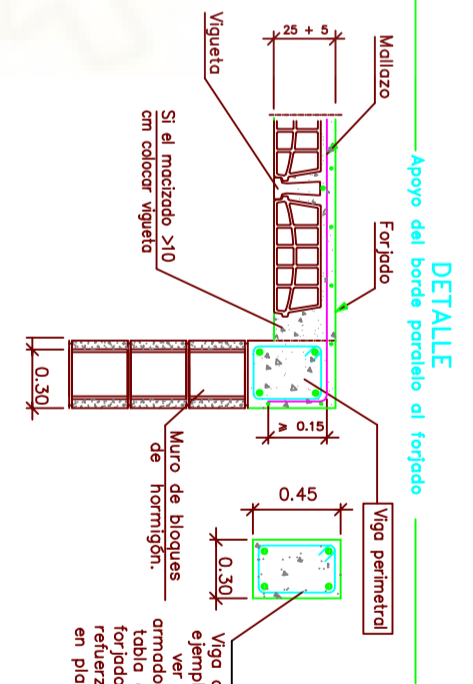
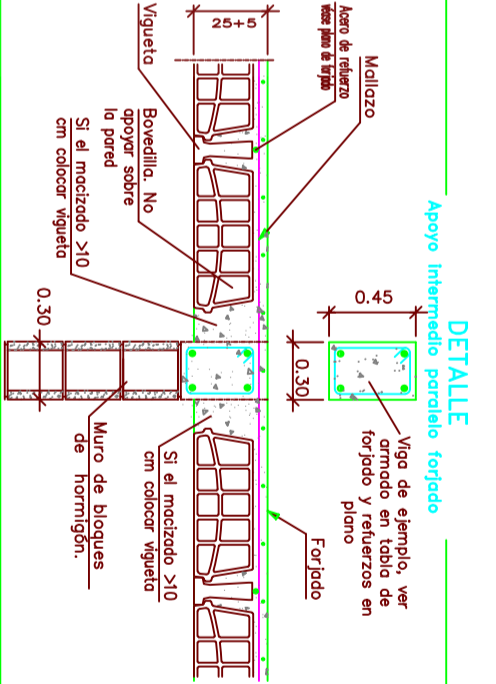
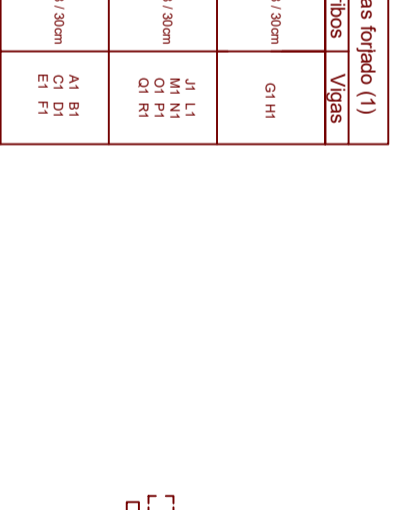
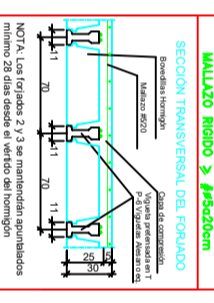
Paso propio: 3.5 kN/m²

Carga muerta: 2.00 kN/m²

Sobre: uso: 2.00 kN/m²

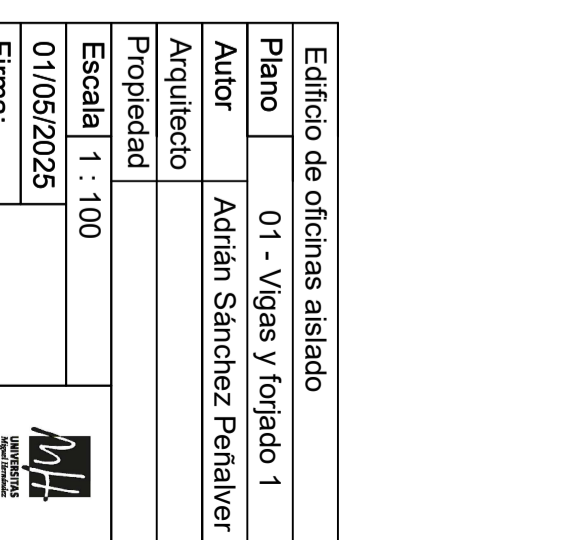
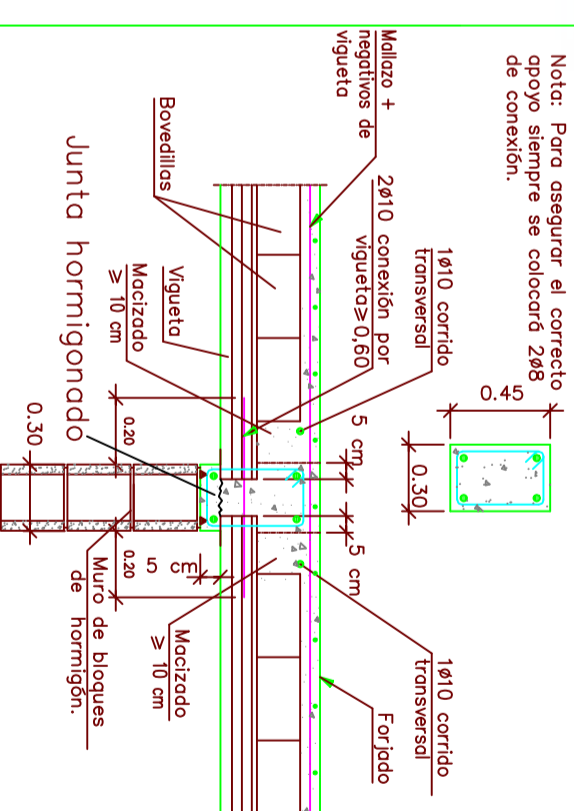
Se usa: (E3) = 1.00 / 72

DISPONER MALLAZO SUPERIOR DE REFUERZO MALLAZO RIPIDO > #5x20cm



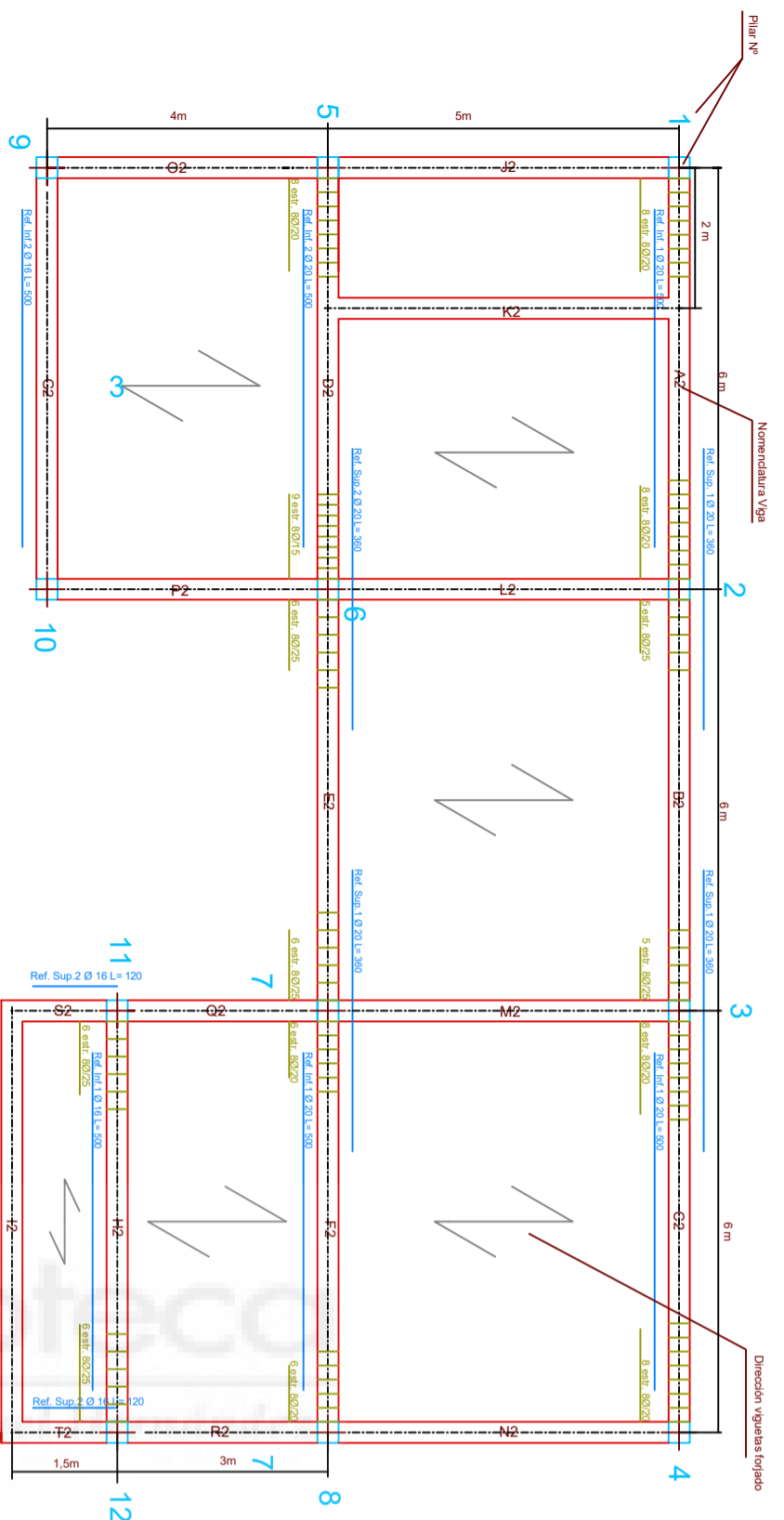
Nota: Para asegurar el correcto apoyo siempre se colocará 2ø8

Nota: La única forma de hacer penetrar la viga en el zuncho unos 10 cm es hormigonar en dos rondos, de ahí la necesidad de las juntas de hormigonado

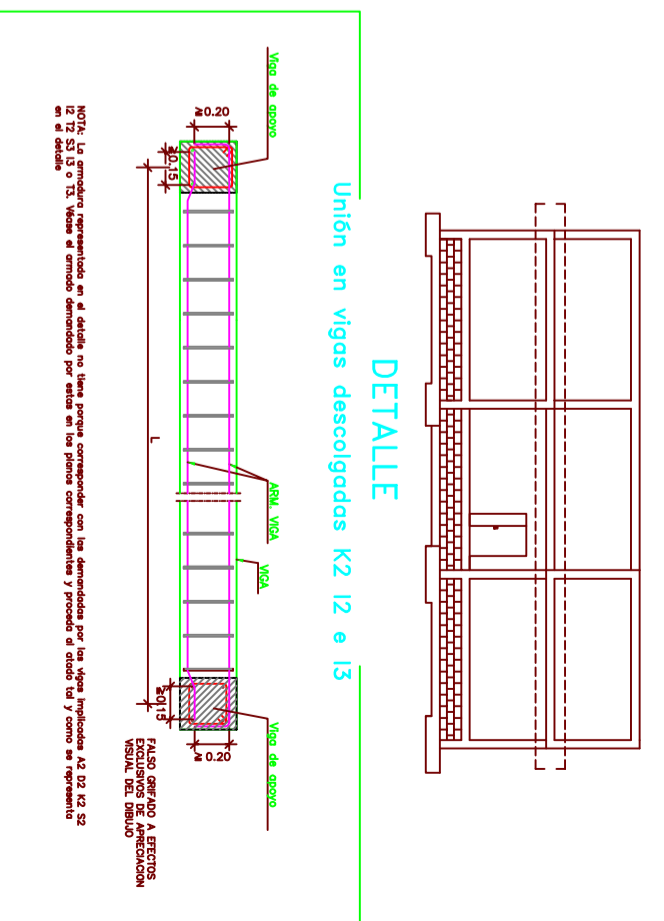


Edificio de oficinas aislado	01 - Vigas y forjado 1
Plano	
Autor	Adrián Sánchez Peñalver
Arquitecto	
Propiedad	
Escala	1 : 100
Fecha	01/05/2025
Firma:	



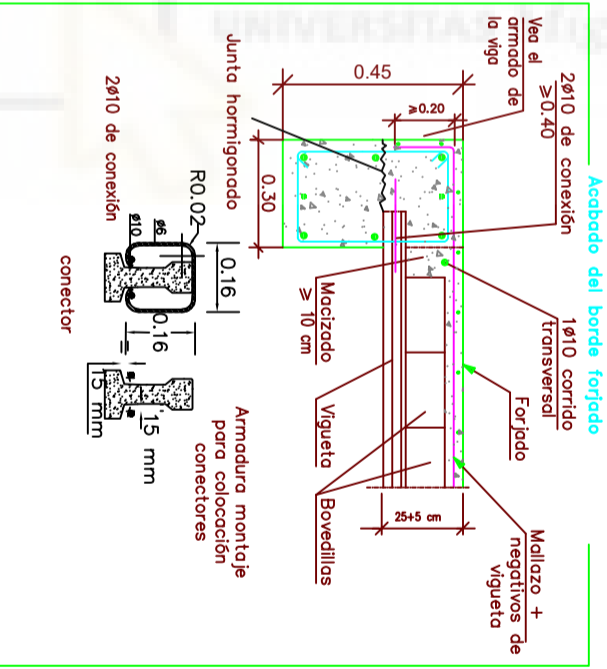


Armado base vigas forjado (2)			
Arm. Long	Estribos	Vigas	
2 Ø 16	1e Ø 8 / 30cm	S2 T2	
2 Ø 12	1e Ø 8 / 30cm	G2 H2	I2 K2
2 Ø 16	1e Ø 8 / 30cm	J2 L2	M2 N2
2 Ø 12	1e Ø 8 / 30cm	Q2 P2	Q2 R2
2 Ø 20	1e Ø 8 / 30cm	A2 B2	C2 D2
2 Ø 20	1e Ø 8 / 30cm	E2	F2



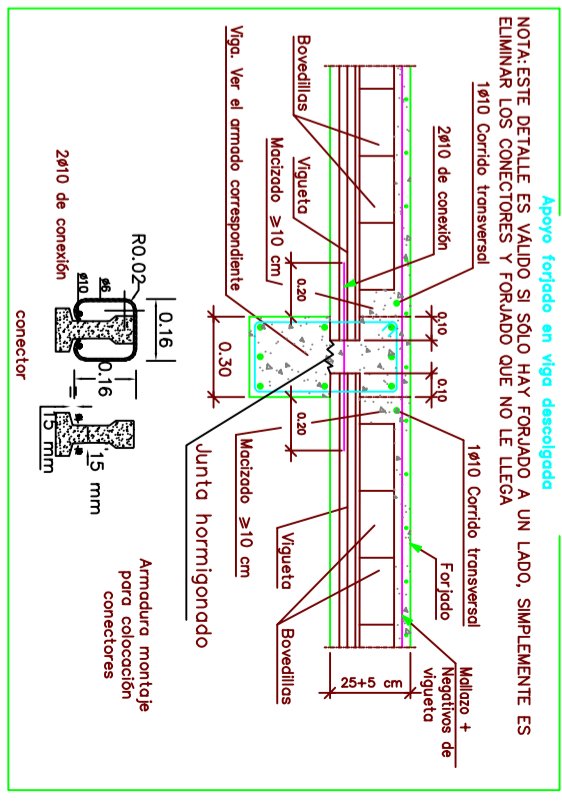
DETALLE

Apoyo forjado en viga descolgada
 NOTA: ESTE DETALLE ES VALIDO SI SOLO HAY FORJADO A UN LADO. SIMPLEMENTE ES ELIMINAR LOS CONECTORES Y FORJADO QUE NO LE LLEGA



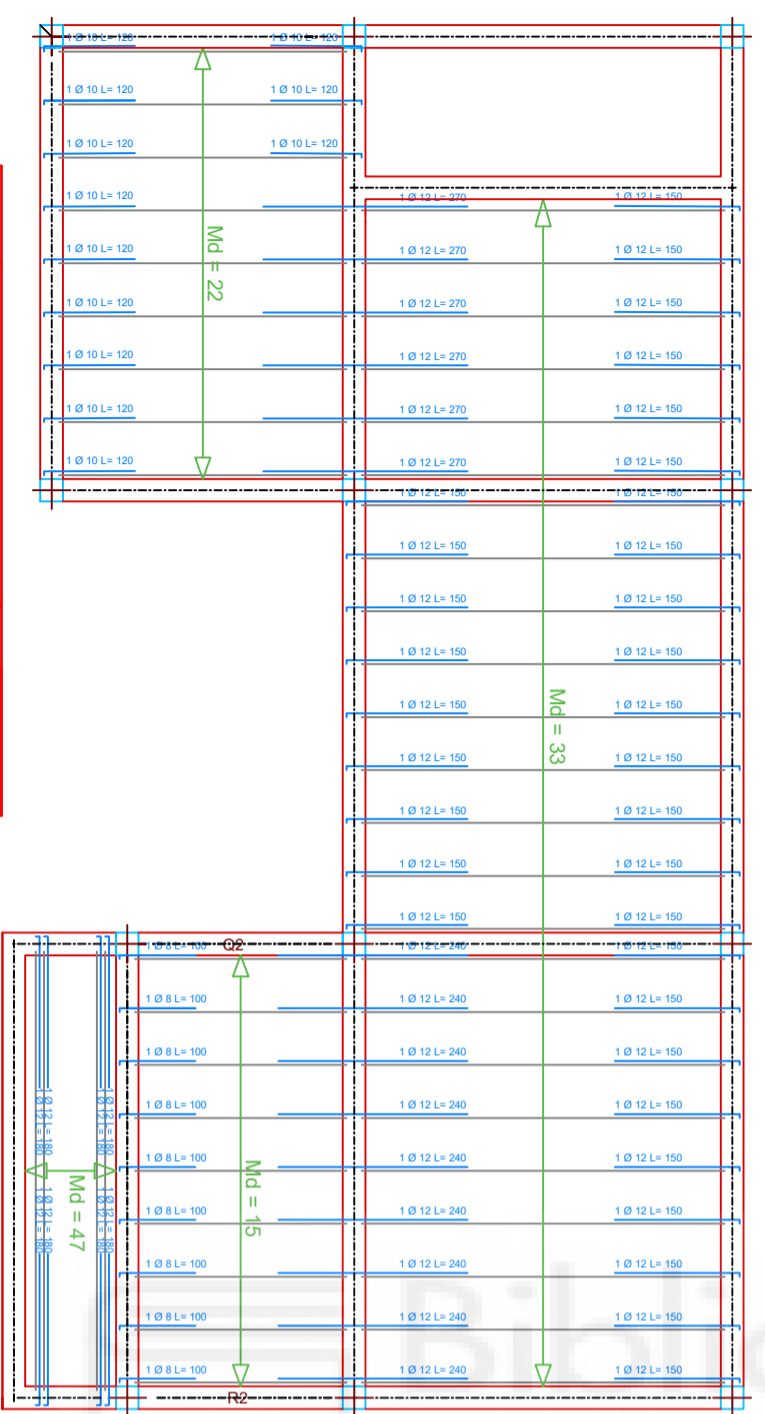
DETALLE

Acabado del borde forjado
 2Ø10 de conexión
 1Ø10 corrido transversal
 Forjado
 Mallazo + negativos de vigueta
 Armadura montaje para colocación conectores



DETALLE

Apoyo forjado en viga descolgada
 NOTA: ESTE DETALLE ES VALIDO SI SOLO HAY FORJADO A UN LADO. SIMPLEMENTE ES ELIMINAR LOS CONECTORES Y FORJADO QUE NO LE LLEGA



MATERIALES	H O R M I G O N				A C E R O			
	CONTROL	CARACTERÍSTICAS			CONTROL	CARACT.		
ELEMENTOS	NIVEL CONTROL	COEF. POND.	TIPO	CONSEJERIA	NIVEL CONTROL	COEF. POND.	TIPO	
ACCIÓN	especial	$\gamma_c=1.5$	HA-25	BLANDA (S=9 Cl)	NORMAL	$\gamma_s=1.15$	B-500 SD	
ACCIÓN	NORMAL							
ACCIÓN	ADAPTADO A LA INSTRUCCION CE y CTE							

CLASE DE EXPOSICIÓN (LAS RESULTADAS) - HORMIGÓN ARMADO

Destricción	Perímetros de												
	X0	X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8	X9	X10	X11	X12
Min. contenido de cemento (Kg/m³)	250	275	275	300	300	300	325	350	325	300	325	350	325
Min. relación q/e	0.65	0.60	0.60	0.55	0.55	0.50	0.50	0.45	0.50	0.50	0.50	0.55	0.50

NOTA: PARA QUANTIZAR EL AMBIENTE DEL PROYECTO, CUALQUIER ELEMENTO ESTRUCTURAL EXPUESTO A LA INTemperie, SE DEBERÁ PROTEGER SEGUINDO LAS ESPECIFICACIONES DE LA DIRECCION TECNICA DE LA OBRA.

Tabla de características de forjados en viguetas
 FORJADO DE VIGUETAS DE HORMIGÓN, Ambiente XC3
 Doble T AUTOPRESISTENTE DE 20 cm VIGUETAS ALESIAN O EQ
 Canchales de bovedilla: 25mm
 Espesor de capa de compresión: 5cm + ME #200/200/5/5 B50T
 Interior: 70 cm
 Bovedilla de Hormigón
 Ancho del nervio: 11 cm
 Peso Propio: 3.5 kN/m²
 Nota: Consulte los detalles referentes a enlaces con forjados de la estructura principal

SECCIÓN TRANSVERSAL DEL FORJADO

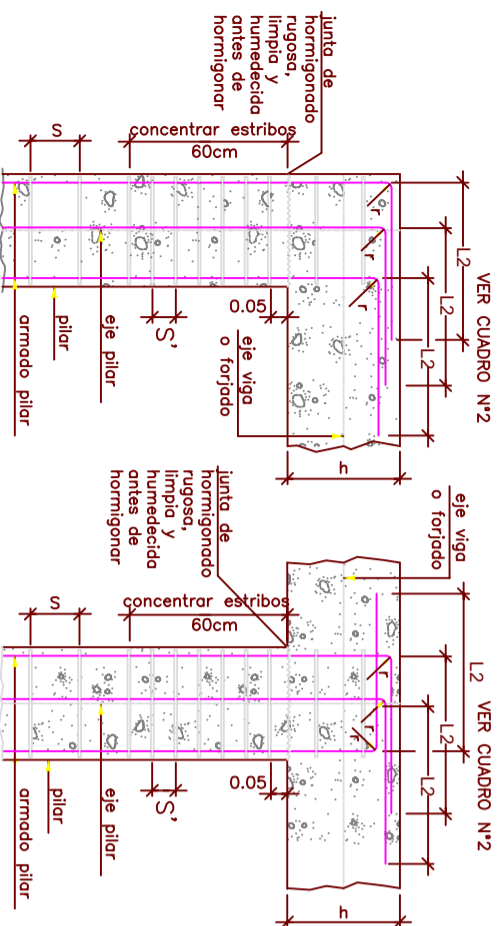
Cancho forjado: 25+5=30cm
 Interjejes= 70 cm
 Peso propio: 3.5 kN/m²
 Carga muerta: 2.00 kN/m²
 Sobrec. uso= 2.00kN/m²
 So. uso. (F3)= 1.00/m²
 DISPONER MALLAZO SUPERIOR DE REFUERZO
 MALLAZO RIGIDO > #5x20cm

NOTA: Los forjados 2 y 3 se mantendrán apuntalados mínimo 28 días desde el vertido del hormigón

Edificio de oficinas aislado	02 - Vigas y forjado 2
Plano	
Autor	Adrián Sánchez Peñalver
Arquitecto	
Propiedad	
Escala	1 : 100
Fecha	01/05/2025
Firma:	



Esquema generico de Armado de Pilares en Uniones con vigas y forjados



CUADRO N° 1

LONGITUDES SOLAPE DE PILARES EN cm PARA ACEROS B-500-SD y $F_{ck} \geq 25$ Mpa	
ARMADURA	Con acciones dinamicas
B-500-SD	
$\phi 12$	50
$\phi 16$	70
$\phi 20$	90
$\phi 25$	120
$\phi 32^*$	160

*LAS BARRAS DE $\phi 32$ SE PODRAN EMPALMAR POR SOLAPE O MANGUITO. SI LAS BARRAS SON DE $\phi > 32$ SE EMPALMARAN CON MANGUITOS.

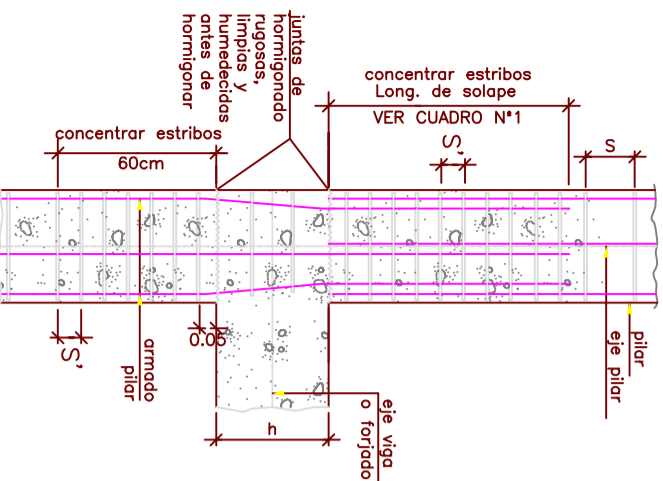
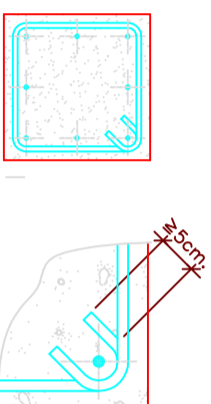
NOTA: Las longitudes se han establecido partiendo de los valores teóricos redondeados al alza, con la intención de tener un margen para absorber los errores constructivos en los cortes de la ferralla y la problemática de los daños que aparecen en las cabezas y pies de pilares cuando la estructura experimenta acciones horizontales.

NOTA 1: LA LONGITUD DE LAS BARRAS DEL ULTIMO TRAMO DEL PILAR DEBE SER= ALTURA LIBRE DEL PILAR+CANTO DEL FORJADO-3cm+LONGITUD HORIZONTAL L2

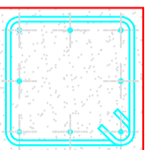
NOTA 2: EN CABEZAS DE PILARES DEBERAN CONCENTRARSE LOS ESTRIBOS EN UNA LONGITUD DE 70cm., CON UNA SEPARACION $S' = 10$ cm.

NOTA 3: PARA REFORZAR EL ARRANQUE DE LOS PILARES Y CUMPLIENDO LOS REQUISITOS DEL CÓDIGO ESTRUCTURAL LA CONCENTRACIÓN DE ESTRIBOS DEBERÁ REALIZARSE EN UNA LONGITUD IGUAL A LA LONGITUD DE SOLAPE O 70 CM, LA QUE SEA MAYOR, Y CON UNA SEPARACION $S' = 10$ cm.

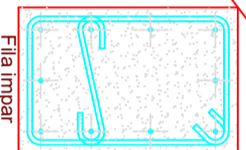
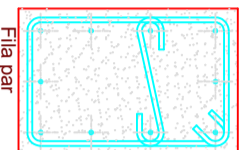
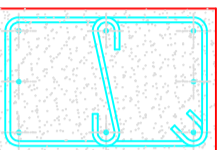
Estribos para Pilares y detalles de cierre



OPCION 1



OPCION 2



si la separación entre barras verticales es > 15 cm, disponer de una horquilla de igual diámetro y separación que los estribos. En los tramos de pilares que vienen marcadas una horquilla y hay más de una barra longitudinal en cada cara se irá alternando la disposición de la horquilla, según fila par o impar de estribos.

NOTA: El n° de estribos es meramente indicativo. Deberá asegurarse la colocación a las separaciones dadas y concentrar los estribos en cabeza y pie de pilar conforme al detalle constructivo adjunto.

RECUBRIMIENTOS ESPECIFICADOS EN PILARES 35 mm

CUADRO N° 2

LONGITUD L2 HORIZONTAL(en cm) PARA ACEROS B-500-SD y $F_{ck} \geq 25$ Mpa	
ARMADURA	Con acciones dinamicas
B-500-SD	
$\phi 12$	30
$\phi 16$	50
$\phi 20$	80
$\phi 25$	125
$\phi 32$	160

NOTA: Valido para HORMIGON $F_{ck} \geq 25$ Mpa

CUADRO N° 3

LONGITUD MÁXIMA de S (en cm) PARA ACEROS B-500-SD y $F_{ck} \geq 25$ Mpa	
ARMADURA	Con acciones dinamicas
B-500-SD	
$\phi 12$	18
$\phi 16$	24
$\phi 20$	30
$\phi 25$	30
$\phi 32$	30

NOTA $S' \leq 0.6 S$

MATERIALES	HORMIGON		ACERO	
ELEMENTOS	CONTROL	CARACTERISTICAS	CONTROL	CARACT.
UNDA CONTROL ESTIMACION $f_{ct} = 1.5$	CONTR. COM. CON. BLANCA (5-9 CM)	TIPO CONSISTENCIA (12mm)	UNDA CONTROL NORMAL $f_{ct} = 1.15$	TIPO B-500 SD

ADAPTADO A LA INSTRUCCION C.E. Y CTE

Parametros	CLASE DE EXPOSICION (LAS RESULTADAS) - HORMIGON ARMADO														
	X0	X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8	X9	X10	X11	X12	X13	X14
Posición	X0	X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8	X9	X10	X11	X12	X13	X14
Módulo de elasticidad E_c	0.65	0.60	0.60	0.55	0.50	0.50	0.45	0.50	0.50	0.55	0.50	0.50	0.50	0.45	0.50
Mín. contenido de cemento (Kg/m³)	250	275	275	300	300	300	325	350	325	325	300	325	325	350	325

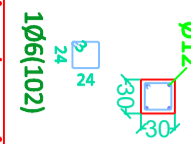
NOTA: PARA GARANTIZAR EL AMBIENTE DEL PROYECTO, CUALQUIER ELEMENTO ESTRUCTURAL EXPUESTO A LA INTemperie, SE DEBERÁ PROTEGER SIGUIENDO LAS ESPECIFICACIONES DE LA DIRECCION TÉCNICA DE LA OBRA.

Edificio de oficinas aislado	
Plano 04 - Disposición armado pilares	
Autor	Adrián Sánchez Peñaiver
Arquitecto	
Propiedad	
Escala	1 : 100
Fecha	01/05/2025
Firma:	

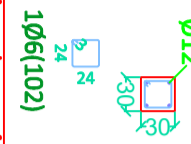


P1 P2=P3=P6=P7 P4=P11=P12 P5 P8 P9=P10

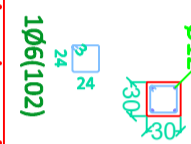
Forjado 3



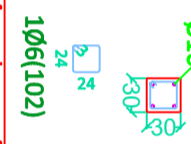
Arm. Long.: 4Ø12		
Estribos: Ø6		
Intervalo (cm)	Nº	Separación (cm)
205 a 300	10	10
60 a 205	10	15
0 a 60	10	6



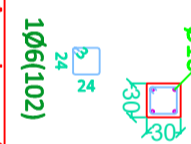
Arm. Long.: 4Ø12		
Estribos: Ø6		
Intervalo (cm)	Nº	Separación (cm)
205 a 300	10	10
60 a 205	10	15
0 a 60	10	6



Arm. Long.: 4Ø12		
Estribos: Ø6		
Intervalo (cm)	Nº	Separación (cm)
205 a 300	10	10
60 a 205	10	15
0 a 60	10	6



Arm. Long.: 4Ø16		
Estribos: Ø6		
Intervalo (cm)	Nº	Separación (cm)
205 a 300	10	10
60 a 205	8	20
0 a 60	10	6



Arm. Long.: 4Ø16		
Estribos: Ø6		
Intervalo (cm)	Nº	Separación (cm)
205 a 300	10	10
60 a 205	8	20
0 a 60	10	6

Forjado 2

Resumen Acero Cuadro de pilares	Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
B 500 S, Ys=1.15	Ø6	879.7	215
	Ø12	346.2	338
	Ø16	128.4	223
	Ø20	12.4	34
			810



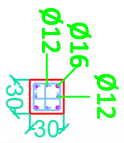
Arm. Long.: 8Ø12		
Estribos: Ø6		
Intervalo (cm)	Nº	Separación (cm)
305 a 400	10	10
160 a 305	10	15
100 a 160	10	6



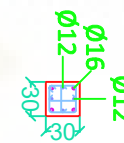
Arm. Long.: 4Ø12		
Estribos: Ø6		
Intervalo (cm)	Nº	Separación (cm)
305 a 400	10	10
160 a 305	10	15
100 a 160	10	6



Arm. Long.: 4Ø16+4Ø12		
Estribos: Ø6		
Intervalo (cm)	Nº	Separación (cm)
305 a 400	10	10
160 a 305	10	15
100 a 160	10	6



Arm. Long.: 4Ø16+4Ø12		
Estribos: Ø6		
Intervalo (cm)	Nº	Separación (cm)
305 a 400	10	10
160 a 305	10	15
100 a 160	10	6

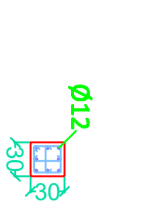


Arm. Long.: 4Ø16+4Ø12		
Estribos: Ø6		
Intervalo (cm)	Nº	Separación (cm)
305 a 400	10	10
160 a 305	10	15
100 a 160	10	6



Arm. Long.: 8Ø12		
Estribos: Ø6		
Intervalo (cm)	Nº	Separación (cm)
305 a 400	10	10
160 a 305	10	15
100 a 160	10	6

Forjado 1



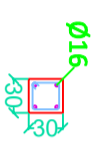
2Ø6(33) 1Ø6(102)

Arm. Long.: 8Ø12		
Arranque: 8Ø12		
Estribos: Ø6		
Intervalo (cm)	Nº	Separación (cm)
40 a 100	9	8
0 a 40	4	6
Arranque	3	-



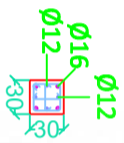
1Ø6(102)

Arm. Long.: 4Ø12		
Arranque: 4Ø12		
Estribos: Ø6		
Intervalo (cm)	Nº	Separación (cm)
305 a 400	10	10
160 a 305	10	15
100 a 160	10	6
40a 100	7	10
0 a 40	4	6
Arranque	3	-



1Ø6(102)

Arm. Long.: 4Ø16		
Arranque: 4Ø16		
Estribos: Ø6		
Intervalo (cm)	Nº	Separación (cm)
305 a 400	10	10
160 a 305	8	20
100 a 160	10	6
40a 100	7	10
0 a 40	4	6
Arranque	3	-



2Ø6(33) 1Ø6(102)

Arm. Long.: 4Ø16+4Ø12		
Estribos: Ø6		
Intervalo (cm)	Nº	Separación (cm)
0 a 100	16	6



2Ø6(33) 1Ø6(102)

Arm. Long.: 4Ø16+4Ø12		
Estribos: Ø6		
Intervalo (cm)	Nº	Separación (cm)
40a 100	9	8
0 a 40	4	6



2Ø6(33) 1Ø6(102)

Arm. Long.: 8Ø12		
Arranque: 8Ø12		
Estribos: Ø6		
Intervalo (cm)	Nº	Separación (cm)
40a 100	9	8
0 a 40	4	6
Arranque	3	-

Cuadro de pilares

Hormigón: HA-25, Yc=1.5
 Acero en barras: B 500 S, Ys=1.15
 Acero en estribos: B 500 S, Ys=1.15

Cimentación

Edificio de oficinas aislado	
Plano	05 - Cuadro de pilares
Autor	Adrián Sánchez Peñalver
Arquitecto	
Propiedad	
Escala	1 : 100
01/05/2025	
Firma:	



9. – CONCLUSIÓN

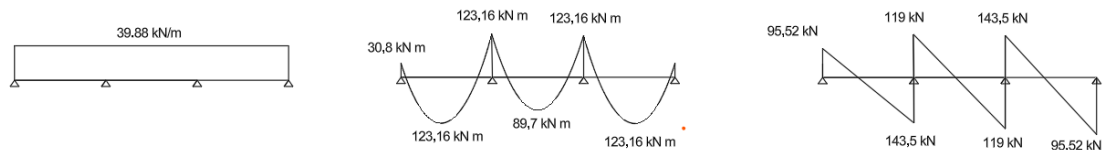
Tras los resultados expuestos se pretende haber demostrado el objetivo principal de esta redacción. No obstante, se deja en manos del tribunal el juicio de las capacidades del alumno para el cálculo de estructuras.



10. – ANEJO 1

9.1- CÁLCULOS A MANO

Se muestran a continuación los cálculos realizados a mano, a fin de demostrar el trabajo realizado y los conocimientos pertinentes para su desarrollo



A1 C1 A2 C2

$$Md = f_{cd} 0,8x b \left(d - \frac{0,8x}{2} \right) \quad (10.1)$$

$$123,16 = \frac{25}{1,5} 10^3 0,8x 0,3 \left(0,4 - \frac{0,8x}{2} \right)$$

$$x = \begin{cases} 0,084 & \text{correcto} \\ 0,921 & \text{incorrecto} \end{cases} \quad (10.2)$$

$$Nd = 0 = f_{cd} 0,8x b - U_{As1} \quad (10.3)$$

$$U_{As1} = 338,86 \text{ kN} \quad 3\emptyset 20 = 409,8 \text{ kN} \quad (10.4)$$

B1 B2

$$89,7 = \frac{25}{1,5} 10^3 0,8x 0,3 \left(0,4 - \frac{0,8x}{2} \right)$$

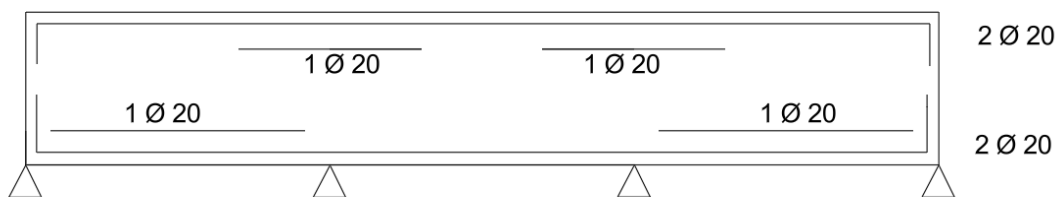
$$x = \begin{cases} 0,059 & \text{correcto} \\ 0,945 & \text{incorrecto} \end{cases} \quad (10.5)$$

$$Nd = 0 = \frac{25}{1,5} 10^3 \cdot 0,8 \cdot 0,059 \cdot 0,3 - U_{As1} \quad (10.6)$$

$$U_{As1} = 235,9 \text{ kN} \quad 2\emptyset 20 = 273,2 \text{ kN} \quad (10.7)$$

Armadura mínima

$$\frac{9,49}{4} = 2,35 \text{ cm}^2 \quad 2\emptyset 20 = 6,28 \text{ cm}^2 \quad (10.8)$$



Armado mínimo en los extremos

$$Md = f_{cd} 0,8x b \left(d - \frac{0,8x}{2} \right) \quad (10.9)$$

$$30,8 = \frac{25}{1,5} 10^3 0,8x 0,3 \left(0,4 - \frac{0,8x}{2} \right)$$

$$x = \begin{cases} 0,02 & \text{correcto} \\ 0,98 & \text{incorrecto} \end{cases} \quad (10.10)$$

$$Nd = 0 = f_{cd} 0,8x b - U_{As1} \quad (10.11)$$

$$Nd = 0 = \frac{25}{1,5} 10^3 \cdot 0,8 \cdot 0,02 \cdot 0,3 - U_{As1} \quad (10.12)$$

$$U_{As1} = 80 \text{ kN} \quad 2\emptyset 20 = 273,2 \text{ kN} \quad (10.13)$$

CORTANTE

A1 C1 A2 C2

$$V_{dc} = \left[\frac{0,18}{1,5} \left(\sqrt{\frac{200}{400}} + 1 \right) \left(100 \frac{9,42}{30 \cdot 40,2} \cdot 25 \right)^{\frac{1}{3}} \right] 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,402 = 66,4 \quad (10.14)$$

$$\frac{A_{sw}}{S_l} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} b \sin \alpha \quad (10.15)$$

$$\frac{2 \cdot 0,28}{S_l} = \frac{0,08 \sqrt{25}}{500} 30 \sin 90^\circ \quad (10.16)$$

$$S_l = 23,3 \quad (10.17)$$

$$\frac{2 \cdot 0,5}{S_l} = \frac{0,08 \sqrt{25}}{500} 30 \sin 90^\circ \quad (10.18)$$

$$S_l = 41,6 \quad (10.19)$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{S_l} Z f_{yd} \cot \theta \quad (10.20)$$

$$V_{Rd,s} = \frac{2 \cdot 0,5}{30} 0,9 \cdot 0,4 \cdot 0,8 \cdot 500 \cdot 10^3 \cdot 2 = 96,4 \text{ kN} \quad (10.21)$$

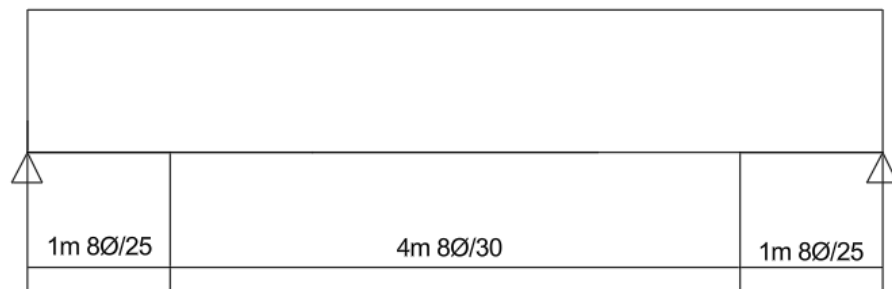
$$119 - 39,88 x = 96,41 \quad x = 0,564 \quad (10.22)$$

$$119 - 39,88 x = -96,41 \quad x = 5,4 \quad (10.23)$$

$$V_{Rd,max} = 0,22 f_{cd} b d = 0,22 \cdot 16,666 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,4 = 440 \text{ kN} \quad (10.24)$$

$$V_{Rd,s} = 104 = \frac{2 \cdot 0,5}{S_l \cdot 100} 0,9 \cdot 0,4 \cdot 0,8 \cdot 500 \cdot 10^3 \cdot 2 \quad (10.25)$$

$$S_l = 27,5 \text{ cm} \quad (10.26)$$



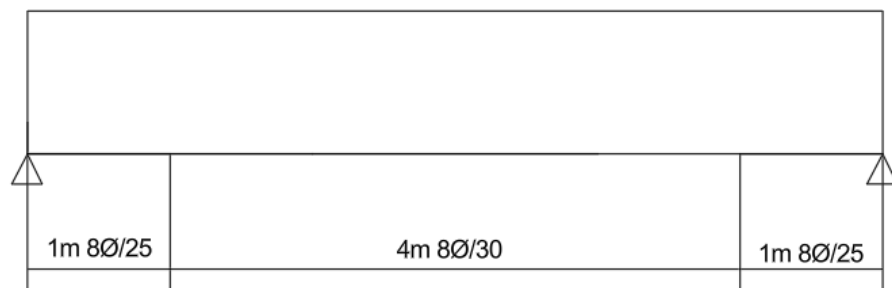
B1 B2

$$V_{Rd,s} = \frac{2 \cdot 0,5}{30} 0,9 \cdot 0,4 \cdot 0,8 \cdot 500 \cdot 10^3 \cdot 2 = 96,4 \text{ kN} \quad (10.27)$$

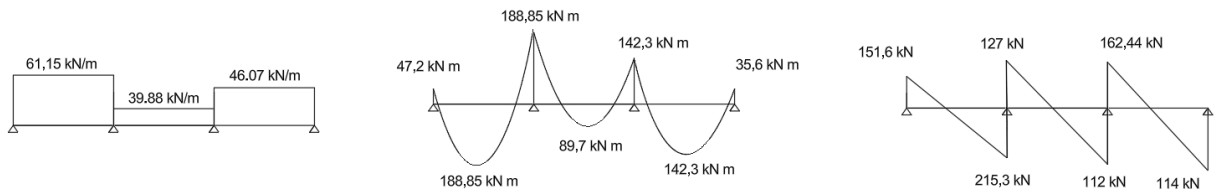
$$118,92 - 39,88 x = 96,41 \quad x = 0,564 \quad (10.28)$$

$$118,92 - 39,88 x = -96,41 \quad x = 5,4 \quad (10.29)$$

$$V_{Rd,s} = 104 = \frac{2 \cdot 0,5}{S_l \cdot 100} 0,9 \cdot 0,4 \cdot 0,8 \cdot 500 \cdot 10^3 \cdot 2 \quad (10.30)$$



$$S_l = 27,5 \text{ cm} \quad (10.31)$$



D1 D2

$$Md = f_{cd} 0,8x b \left(d - \frac{0,8x}{2} \right) \quad (10.32)$$

$$188,85 = \frac{25}{1,5} 10^3 0,8x 0,3 \left(0,4 - \frac{0,8x}{2} \right)$$

$$x = \begin{cases} 0,135 & \text{correcto} \\ 0,869 & \text{incorrecto} \end{cases} \quad (10.33)$$

$$Nd = 0 = f_{cd} 0,8x b - U_{As1} \quad (10.34)$$

$$Nd = 0 = \frac{25}{1,5} 10^3 0,8 \cdot 0,135 \cdot 0,3 - U_{As1} \quad (10.35)$$

$$U_{As1} = 539,78 \text{ kN} \quad 4\phi 20 = 546,4 \text{ kN} \quad (10.36)$$

E1 E2

Ídem. B1 B2

F1 F2

$$14,27 = \frac{25}{1,5} 10^3 0,8x 0,3 \left(0,4 - \frac{0,8x}{2} \right)$$

$$x = \begin{cases} 0,098 & \text{correcto} \\ 0,9 & \text{incorrecto} \end{cases}$$

(10.37)

$$Nd = 0 = \frac{25}{1,5} 10^3 0,8 \cdot 0,098 \cdot 0,3 - U_{As1}$$

(10.38)

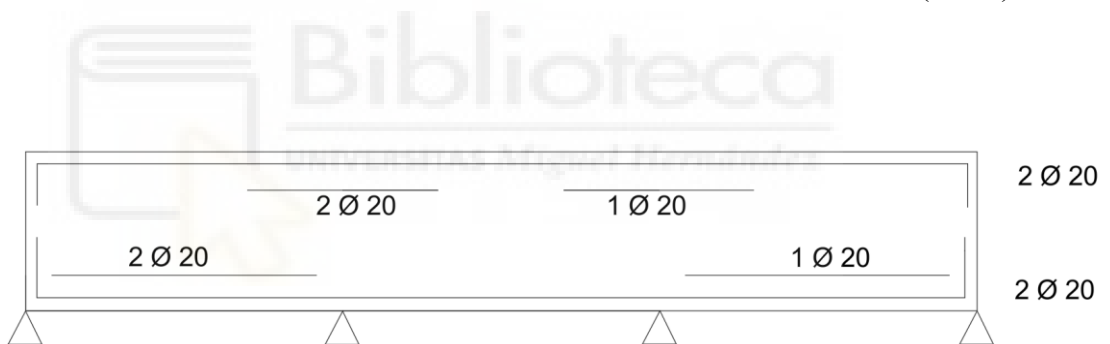
$$U_{As1} = 391,84 \text{ kN} \quad 3\emptyset 20 = 409,8 \text{ kN}$$

(10.39)

Armadura mínima

$$2\emptyset 20 = 6,28 \text{ cm}^2$$

(10.40)



Armado mínimo en los extremos

$$Md = f_{cd} 0,8x b \left(d - \frac{0,8x}{2} \right)$$

(10.41)

$$47,2 = \frac{25}{1,5} 10^3 0,8x 0,3 \left(0,4 - \frac{0,8x}{2} \right)$$

$$x = \begin{cases} 0,03 & \text{correcto} \\ 0,97 & \text{incorrecto} \end{cases}$$

(10.42)

$$Nd = 0 = f_{cd} 0,8x b - U_{As1}$$

(10.43)

$$Nd = 0 = \frac{25}{1,5} 10^3 \cdot 0,8 \cdot 0,03 \cdot 0,3 - U_{As1} \quad (10.44)$$

$$U_{As1} = 200 \text{ kN} \quad 2\emptyset 20 = 273,2 \text{ kN} \quad (10.45)$$

CORTANTE

D1 D2

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{S_l} Z f_{yd} \cot \theta \quad (10.46)$$

$$V_{Rd,s} = \frac{2 \cdot 0,5}{30} 0,9 \cdot 0,4 \cdot 0,8 \cdot 500 \cdot 10^3 \cdot 2 = 96,4 \text{ kN} \quad (10.47)$$

$$151,6 - 61,15 x = 96,41 \quad x = 0,9 \quad (10.48)$$

$$151,6 - 61,15 x = -96,41 \quad x = 4,05 \quad (10.49)$$

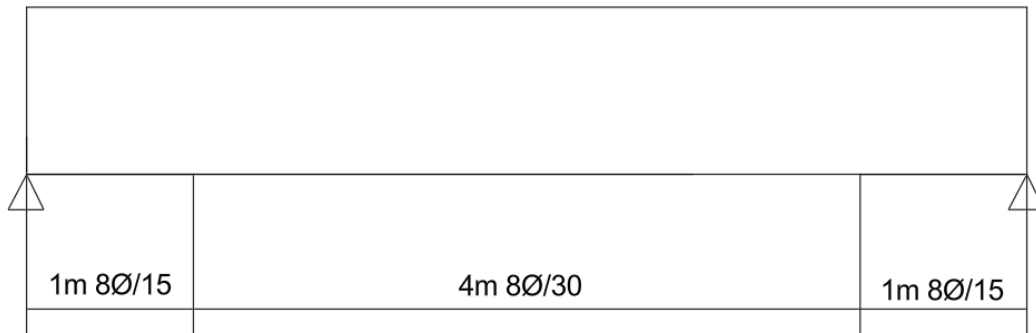
$$V_{Rd,max} = 0,22 f_{cd} b d = 0,22 \cdot 16,666 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,4 = 440 \text{ kN} \quad (10.50)$$

$$V_{Rd,s} = 127 = \frac{2 \cdot 0,5}{S_l \cdot 100} 0,9 \cdot 0,4 \cdot 0,8 \cdot 500 \cdot 10^3 \cdot 2 \quad (10.51)$$

$$S_l = 22,6 \text{ cm} \quad (10.52)$$

$$V_{Rd,s} = 190,84 = \frac{2 \cdot 0,5}{S_l \cdot 100} 0,9 \cdot 0,4 \cdot 0,8 \cdot 500 \cdot 10^3 \cdot 2 \quad (10.53)$$

$$S_l = 15,09 \text{ cm} \quad (10.54)$$



E1 E2

$$V_{Rd,s} = \frac{2 \cdot 0,5}{30} 0,9 \cdot 0,4 \cdot 0,8 \cdot 500 \cdot 10^3 \cdot 2 = 96,4 \text{ kN} \quad (10.56)$$

$$127,14 - 39,88 x = 96,41 \quad x = 0,78 \quad (10.57)$$

$$127,14 - 39,88 x = -96,41 \quad x = 5,6 \quad (10.58)$$

$$V_{Rd,s} = 111,18 = \frac{2 \cdot 0,5}{S_l \cdot 100} 0,9 \cdot 0,4 \cdot 0,8 \cdot 500 \cdot 10^3 \cdot 2 \quad (10.59)$$

$$S_l = 25,9 \text{ cm} \quad (10.60)$$

$$V_{Ed}''_2 = -112 + 39,88 \cdot 0,4 = -96 \quad (10.61)$$

F1F F2

$$V_{Rd,s} = \frac{2 \cdot 0,5}{30} 0,9 \cdot 0,4 \cdot 0,8 \cdot 500 \cdot 10^3 \cdot 2 = 96,4 \text{ kN} \quad (10.62)$$

$$162,44 - 46,27 x = 96,41 \quad x = 1,44 \quad (10.63)$$

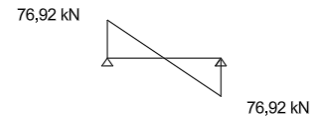
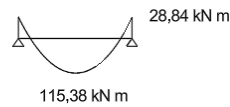
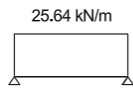
$$162,44 - 46,37 x = -96,41 \quad x = 5,6 \quad (10.64)$$

$$V_{Rd,s} = 144 = \frac{2 \cdot 0,5}{S_l \cdot 100} 0,9 \cdot 0,4 \cdot 0,8 \cdot 500 \cdot 10^3 \cdot 2 \quad (10.65)$$

$$S_l = 20 \text{ cm} \quad (10.66)$$

$$V_{Ed}'' = -114 + 46,37 \cdot 0,4 = -95,45 \quad (10.67)$$





G1 G2

$$Md = f_{cd} 0,8x b \left(d - \frac{0,8x}{2} \right) \quad (10.68)$$

$$115,38 = \frac{25}{1,5} 10^3 0,8x 0,3 \left(0,4 - \frac{0,8x}{2} \right)$$

$$x = \begin{cases} 0,0778 & \text{correcto} \\ 0,927 & \text{incorrecto} \end{cases} \quad (10.69)$$

$$Nd = 0 = f_{cd} 0,8x b - U_{As1} \quad (10.70)$$

$$Nd = 0 = \frac{25}{1,5} 10^3 0,8 \cdot 0,0778 \cdot 0,3 - U_{As1} \quad (10.71)$$

$$U_{As1} = 331 \text{ kN} \quad 4\emptyset 16 = 349,7 \text{ kN} \quad (10.72)$$

Armado mínimo 2 \emptyset 12 sup 2 \emptyset 16 inf

Armado mínimo en los extremos

$$Md = f_{cd} 0,8x b \left(d - \frac{0,8x}{2} \right) \quad (10.73)$$

$$28,84 = \frac{25}{1,5} 10^3 0,8x 0,3 \left(0,4 - \frac{0,8x}{2} \right)$$

$$x = \begin{cases} 0,018 & \text{correcto} \\ 0,98 & \text{incorrecto} \end{cases} \quad (10.74)$$

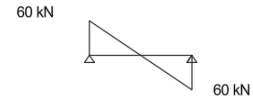
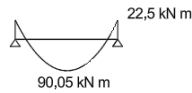
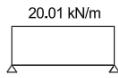
$$Nd = 0 = f_{cd} 0,8x b - U_{As1} \quad (10.75)$$

$$Nd = 0 = \frac{25}{1,5} 10^3 \cdot 0,8 \cdot 0,018 \cdot 0,3 - U_{As1} \quad (10.76)$$

$$U_{As1} = 72 \text{ kN} \quad 2\emptyset 16 = 174,85 \text{ kN} \quad (10.77)$$

El cortante no supera los 96,4 kN en ningún punto por lo que se dispondrá de la armadura mínima de $1e8 / 30$





H1 H2

$$Md = f_{cd} 0,8x b \left(d - \frac{0,8x}{2} \right) \quad (10.78)$$

$$90,045 = \frac{25}{1,5} 10^3 0,8x 0,3 \left(0,4 - \frac{0,8x}{2} \right)$$

$$x = \begin{cases} 0,059 & \text{correcto} \\ 0,94 & \text{incorrecto} \end{cases} \quad (10.79)$$

$$Nd = 0 = f_{cd} 0,8x b - U_{As1} \quad (10.80)$$

$$Nd = 0 = \frac{25}{1,5} 10^3 0,8 \cdot 0,059 0,3 - U_{As1} \quad (10.81)$$

$$U_{As1} = 235,9 \text{ kN} \quad 3\emptyset 16 = 262,3 \quad (10.82)$$

Armado mínimo 2 \emptyset 12 sup 2 \emptyset 16 inf

Armado mínimo en los extremos

$$Md = f_{cd} 0,8x b \left(d - \frac{0,8x}{2} \right) \quad (10.83)$$

$$22,5 = \frac{25}{1,5} 10^3 0,8x 0,3 \left(0,4 - \frac{0,8x}{2} \right)$$

$$x = \begin{cases} 0,014 & \text{correcto} \\ 0,985 & \text{incorrecto} \end{cases} \quad (10.84)$$

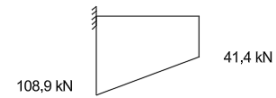
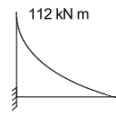
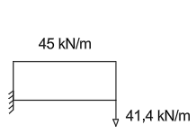
$$Nd = 0 = f_{cd} 0,8x b - U_{As1} \quad (10.85)$$

$$Nd = 0 = \frac{25}{1,5} 10^3 \cdot 0,8 \cdot 0,014 \cdot 0,3 - U_{As1} \quad (10.86)$$

$$U_{As1} = 56 \text{ kN} \quad 2\emptyset 16 = 174,85 \text{ kN} \quad (10.87)$$

El cortante no supera los 96,4 kN en ningún punto por lo que se dispondrá de la armadura mínima de $1e8 / 30$





S2 T2

$$Md = f_{cd} 0,8x b \left(d - \frac{0,8x}{2} \right) \quad (10.88)$$

$$112 = \frac{25}{1,5} 10^3 0,8x 0,3 \left(0,4 - \frac{0,8x}{2} \right)$$

$$x = \begin{cases} 0,0757 & \text{correcto} \\ 0,924 & \text{incorrecto} \end{cases} \quad (10.89)$$

$$Nd = 0 = f_{cd} 0,8x b - U_{As1} \quad (10.90)$$

$$Nd = 0 = \frac{25}{1,5} 10^3 0,8 \cdot 0,0757 \cdot 0,3 - U_{As1} \quad (10.91)$$

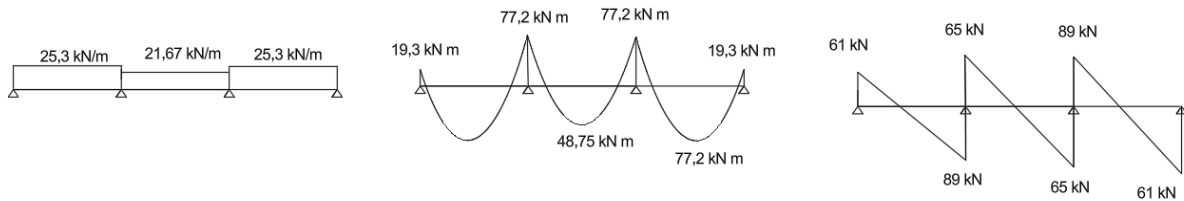
$$U_{As1} = 302,67 \text{ kN} \quad 4\emptyset 16 = 349,7 \text{ kN} \quad (10.92)$$

Armado mínimo 2 \emptyset 16 sup 2 \emptyset 12 inf

CORTANTE

$$108,9 - 45 \cdot (0,4 + 0,15) = 84,15 \text{ kN} \quad (10.93)$$

El cortante a una distancia d desde la cara del pilar no supera los 96,4 kN por lo que no será necesario reforzar. 1e8 / 30



A3 C3

$$Md = f_{cd} 0,8x b \left(d - \frac{0,8x}{2} \right) \quad (10.94)$$

$$77,2 = \frac{25}{1,5} 10^3 0,8x 0,3 \left(0,4 - \frac{0,8x}{2} \right)$$

$$x = \begin{cases} 0,05 & \text{correcto} \\ 0,951 & \text{incorrecto} \end{cases} \quad (10.95)$$

$$Nd = 0 = f_{cd} 0,8x b - U_{As1} \quad (10.96)$$

$$Nd = 0 = \frac{25}{1,5} 10^3 0,8 \cdot 0,05 \cdot 0,3 - U_{As1} \quad (10.97)$$

$$U_{As1} = 200 \text{ kN} \quad 3\emptyset 16 = 262,3 \text{ kN} \quad (10.98)$$

B3

$$48,75 = \frac{25}{1,5} 10^3 0,8x 0,3 \left(0,4 - \frac{0,8x}{2} \right)$$

$$x = \begin{cases} 0,03 & \text{correcto} \\ 0,96 & \text{incorrecto} \end{cases} \quad (10.99)$$

$$Nd = 0 = f_{cd} 0,8x b - U_{As1} \quad (10.100)$$

$$Nd = 0 = \frac{25}{1,5} 10^3 \cdot 0,8 \cdot 0,03 \cdot 0,3 - U_{As1} \quad (10.101)$$

$$U_{As1} = 120 \text{ kN} \quad 2\emptyset 16 = 174,8 \text{ kN} \quad (10.102)$$

Armadura mínima

2 \emptyset 16 sup. e inf.

Armado mínimo en los extremos

$$Md = f_{cd} \cdot 0,8x \cdot b \left(d - \frac{0,8x}{2} \right) \quad (10.103)$$

$$19,3 = \frac{25}{1,5} 10^3 \cdot 0,8x \cdot 0,3 \left(0,4 - \frac{0,8x}{2} \right)$$

$$x = \begin{cases} 0,012 & \text{correcto} \\ 0,987 & \text{incorrecto} \end{cases} \quad (10.104)$$

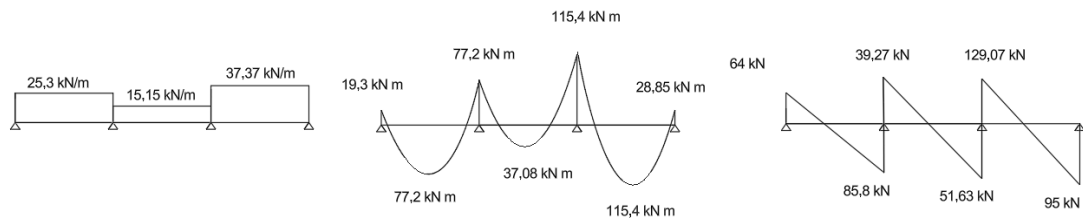
$$Nd = 0 = f_{cd} \cdot 0,8x \cdot b - U_{As1} \quad (10.105)$$

$$Nd = 0 = \frac{25}{1,5} 10^3 \cdot 0,8 \cdot 0,012 \cdot 0,3 - U_{As1} \quad (10.106)$$

$$U_{As1} = 48 \text{ kN} \quad 2\emptyset 16 = 174,85 \text{ kN} \quad (10.107)$$

CORTANTE

El cortante no supera los 96,4 kN en ningún punto por lo que se dispondrá de la armadura mínima de 1e8 / 30



D3

$$Md = f_{cd} 0,8x b \left(d - \frac{0,8x}{2} \right) \quad (10.108)$$

$$77,2 = \frac{25}{1,5} 10^3 0,8x 0,3 \left(0,4 - \frac{0,8x}{2} \right)$$

$$x = \begin{cases} 0,05 & \text{correcto} \\ 0,951 & \text{incorrecto} \end{cases} \quad (10.109)$$

$$Nd = 0 = f_{cd} 0,8x b - U_{As1} \quad (10.110)$$

$$Nd = 0 = \frac{25}{1,5} 10^3 0,8 \cdot 0,05 \cdot 0,3 - U_{As1} \quad (10.111)$$

$$U_{As1} = 200 \text{ kN} \quad 3\emptyset 16 = 262,3 \text{ kN} \quad (10.112)$$

E3

$$37,08 = \frac{25}{1,5} 10^3 0,8x 0,3 \left(0,4 - \frac{0,8x}{2} \right)$$

$$x = \begin{cases} 0,024 & \text{correcto} \\ 0,97 & \text{incorrecto} \end{cases} \quad (10.113)$$

$$Nd = 0 = f_{cd} 0,8x b - U_{As1} \quad (10.114)$$

$$Nd = 0 = \frac{25}{1,5} 10^3 \cdot 0,8 \cdot 0,024 \cdot 0,3 - U_{As1} \quad (10.115)$$

$$U_{As1} = 96 \text{ kN} \quad 2\emptyset 16 = 174,8 \text{ kN} \quad (10.116)$$

F3

$$115,4 = \frac{25}{1,5} 10^3 \cdot 0,8x \cdot 0,3 \left(0,4 - \frac{0,8x}{2} \right)$$

$$x = \begin{cases} 0,078 & \text{correcto} \\ 0,92 & \text{incorrecto} \end{cases} \quad (10.117)$$

$$Nd = 0 = f_{cd} \cdot 0,8x \cdot b - U_{As1} \quad (10.118)$$

$$Nd = 0 = \frac{25}{1,5} 10^3 \cdot 0,8 \cdot 0,078 \cdot 0,3 - U_{As1} \quad (10.119)$$

$$U_{As1} = 312,67 \text{ kN} \quad 4\emptyset 16 = 349,6 \text{ kN} \quad (10.120)$$

Armadura mínima

2 \emptyset 16 sup. e inf.

Armado mínimo en los extremos

$$Md = f_{cd} \cdot 0,8x \cdot b \left(d - \frac{0,8x}{2} \right) \quad (10.121)$$

$$28,85 = \frac{25}{1,5} 10^3 \cdot 0,8x \cdot 0,3 \left(0,4 - \frac{0,8x}{2} \right)$$

$$x = \begin{cases} 0,018 & \text{correcto} \\ 0,98 & \text{incorrecto} \end{cases} \quad (10.122)$$

$$Nd = 0 = f_{cd} 0,8x b - U_{As1} \quad (10.123)$$

$$Nd = 0 = \frac{25}{1,5} 10^3 \cdot 0,8 \cdot 0,018 \cdot 0,3 - U_{As1} \quad (10.123)$$

$$U_{As1} = 72 \text{ kN} \quad 2\emptyset 16 = 174,85 \text{ kN} \quad (10.124)$$

CORTANTE

El cortante no supera los 96,4 kN en ningún punto de los tramos D3 y E3, por lo que se dispondrá de la armadura mínima de $1e8 / 30$

F3

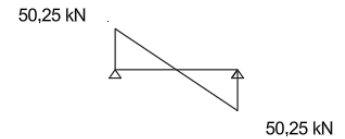
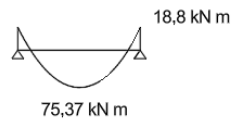
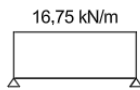
$$V_{Rd,s} = \frac{2 \cdot 0,5}{30} 0,9 \cdot 0,4 \cdot 0,8 \cdot 500 \cdot 10^3 \cdot 2 = 96,4 \text{ kN} \quad (10.125)$$

$$129,07 - 37,37 x = 96,41 \quad x = 0,88 \quad (10.126)$$

$$129,07 - 37,37 x = -96,41 \quad x > 6 \quad (10.127)$$

$$V_{Rd,s} = 114,12 = \frac{2 \cdot 0,5}{S_l \cdot 100} 0,9 \cdot 0,4 \cdot 0,8 \cdot 500 \cdot 10^3 \cdot 2 \quad (10.128)$$

$$S_l = 25,2 \text{ cm} \quad (10.129)$$



H3

$$Md = f_{cd} 0,8x b \left(d - \frac{0,8x}{2} \right) \quad (10.130)$$

$$75,37 = \frac{25}{1,5} 10^3 0,8x 0,3 \left(0,4 - \frac{0,8x}{2} \right)$$

$$x = \begin{cases} 0,0496 & \text{correcto} \\ 0,95 & \text{incorrecto} \end{cases} \quad (10.131)$$

$$Nd = 0 = f_{cd} 0,8x b - U_{As1} \quad (10.132)$$

$$Nd = 0 = \frac{25}{1,5} 10^3 0,8 \cdot 0,0496 0,3 - U_{As1} \quad (10.133)$$

$$U_{As1} = 198 \text{ kN} \quad 3\emptyset 16 = 262,3 \quad (10.134)$$

Armado mínimo $2\emptyset 12$ sup $2\emptyset 16$ inf

Armado mínimo en los extremos

$$Md = f_{cd} 0,8x b \left(d - \frac{0,8x}{2} \right) \quad (10.135)$$

$$18,8 = \frac{25}{1,5} 10^3 0,8x 0,3 \left(0,4 - \frac{0,8x}{2} \right)$$

$$x = \begin{cases} 0,0118 & \text{correcto} \\ 0,988 & \text{incorrecto} \end{cases} \quad (10.136)$$

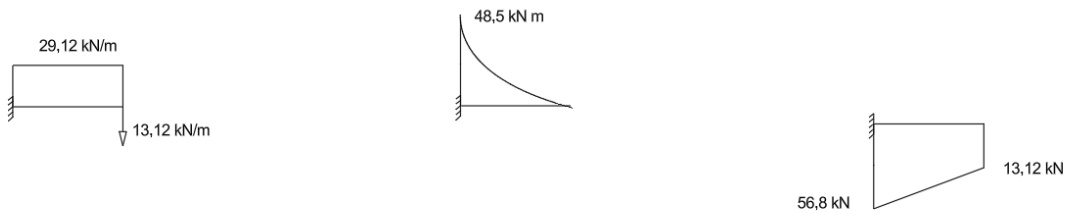
$$Nd = 0 = f_{cd} 0,8x b - U_{As1} \quad (10.137)$$

$$Nd = 0 = \frac{25}{1,5} 10^3 \cdot 0,8 \cdot 0,0118 \cdot 0,3 - U_{As1} \quad (10.138)$$

$$U_{As1} = 47 \text{ kN} \quad 2\emptyset 12 = 98,3 \text{ kN} \quad (10.139)$$

El cortante no supera los 96,4 kN en ningún punto por lo que se dispondrá de la armadura mínima de $1e8 / 30$





S3 T3

$$Md = f_{cd} 0,8x b \left(d - \frac{0,8x}{2} \right) \quad (10.140)$$

$$48,5 = \frac{25}{1,5} 10^3 0,8x 0,3 \left(0,4 - \frac{0,8x}{2} \right)$$

$$x = \begin{cases} 0,034 \text{ correcto} \\ 0,96 \text{ incorrecto} \end{cases} \quad (10.141)$$

$$Nd = 0 = f_{cd} 0,8x b - U_{As1} \quad (10.142)$$

$$Nd = 0 = \frac{25}{1,5} 10^3 0,8 \cdot 0,034 0,3 - U_{As1} \quad (10.143)$$

$$U_{As1} = 135,5 \text{ kN} \quad 2\emptyset 16 = 174,8 \quad (10.144)$$

Armado mínimo $2\emptyset 16$ sup $2\emptyset 12$ inf

El cortante no supera los 96,4 kN en ningún punto por lo que se dispondrá de la armadura mínima de $1e8 / 30$

PILARES

Longitud efectiva pilares forjados 3 y 2

$$k_1 = k_2 = \frac{\frac{1}{12} 0,3 \cdot 0,3^3}{3} = \frac{4}{27} = 0,148$$

$$2 \frac{\frac{1}{12} 0,3 \cdot 0,45^3}{6} + 2 \frac{\frac{1}{12} 0,3 \cdot 0,45^3}{6}$$

(10.145)

$$l_0 = 6 \cdot \max \left\{ \sqrt{1 + 10 \cdot \frac{0,148^2}{2 \cdot 0,148}}; 2 \left(1 + \frac{0,148}{1 + 0,148} \right) \right\} = 3,957m$$

(10.146)

Conocida la longitud efectiva somos capaces de calcular la esbeltez mecánica λ .

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{l_0}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{l_0}{\frac{b}{\sqrt{12}}} = \frac{3,957}{\frac{0,3}{\sqrt{12}}} = 45,59$$

(10.147)

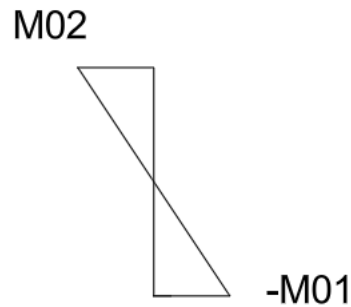
$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{\frac{Ned}{U_c}}$$

(10.148)

A	=	$1/(1 + 0,2\varphi_{ef})$	(si φ_{ef} no es conocido, se puede usar $A = 0,7$);
B	=	$1 + \sqrt{1 + 2\omega}$	(si ω no es conocido, se puede usar $B = 1,1$);
C	=	$1,7 - r_m$	(si r_m no es conocido, se puede usar $C = 0,7$);

Con el fin de agilizar los cálculos tomaremos los valores más desfavorables para A y B, no será así con C

Dado que $r_m = M_{01} / M_{02}$ y en nuestro caso, la distribución es la siguiente:



Se ha decidido tomar el valor 1,7 para la variable C a modo de “factor de seguridad”

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{\frac{Ned}{U_c}} \quad (10.149)$$

$$45,69 = 20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 1,7 / \sqrt{\frac{Ned}{\frac{25}{1,5} 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,3}} \quad (10.150)$$

Con nuestra esbeltez, no necesitaremos aplicar cálculos de segundo orden siempre y cuando el axil no supere 492,28kN

Los pilares con un axil superior a 492,28 deberán calcularse con momentos de segundo orden

Longitud efectiva pilares forjados 1

$$k_1 = 0,1 \quad (10.151)$$

$$k_2 = \frac{\frac{\frac{1}{12} 0,3 \cdot 0,3^3}{1}}{2 \frac{\frac{1}{12} 0,3 \cdot 0,45^3}{6} + 2 \frac{\frac{1}{12} 0,3 \cdot 0,45^3}{6}} = \frac{4}{27} = 0,444 \quad (10.152)$$

$$l_0 = 6 \cdot \max \left\{ \sqrt{1 + 10 \cdot \frac{0,1 \cdot 0,444}{0,1 + 0,444}}; \left(1 + \frac{0,1}{1 + 0,1}\right) \left(1 + \frac{0,444}{1 + 0,444}\right) \right\} = 1,427m \quad (10.153)$$

Conocida la longitud efectiva somos capaces de calcular la esbeltez mecánica λ .

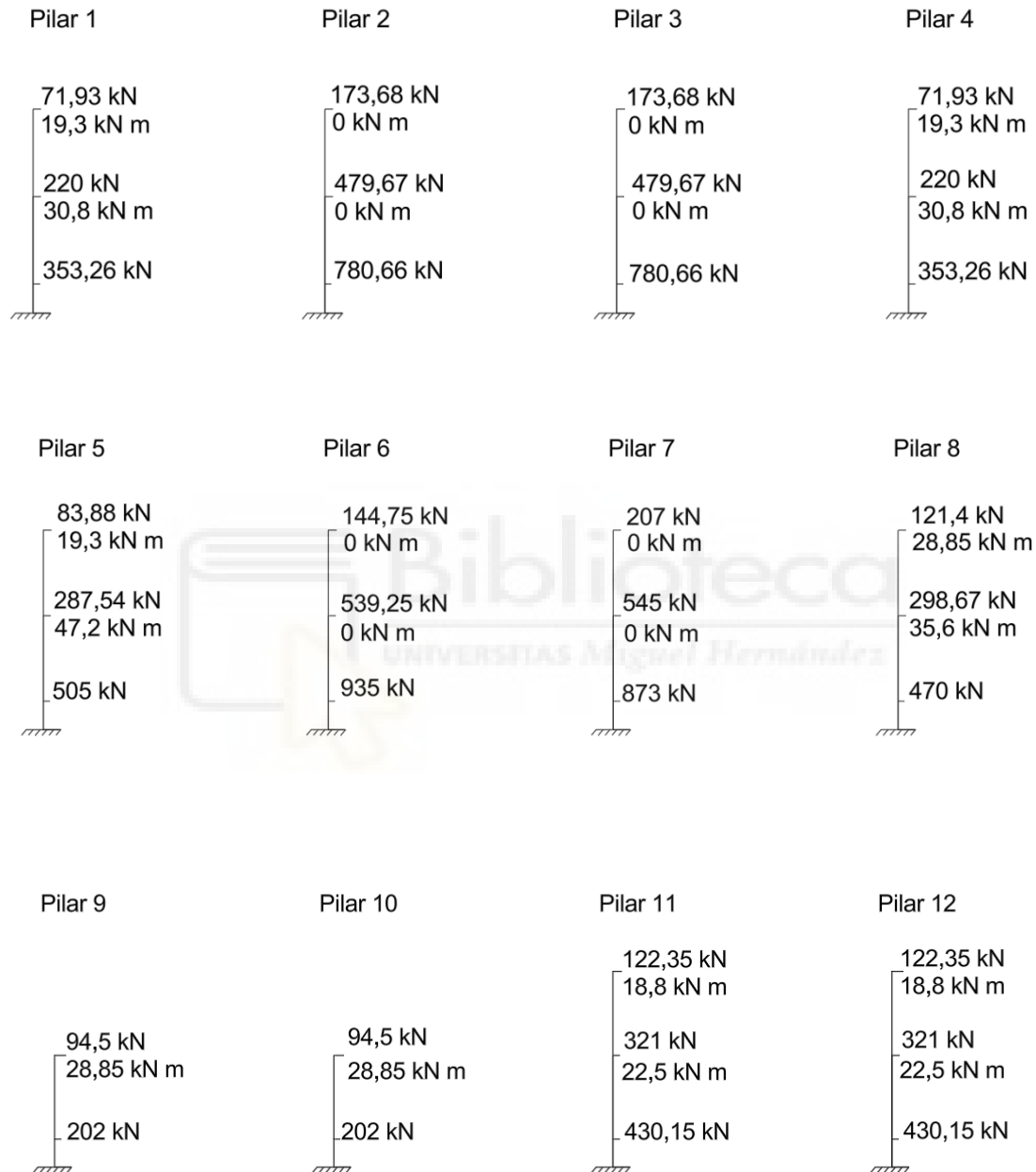
$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A}} = \frac{l_0}{\frac{b}{\sqrt{12}}} = \frac{1,427}{\frac{0,3}{\sqrt{12}}} = 16,47 \quad (10.154)$$

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{\frac{Ned}{U_c}} \quad (10.155)$$

$$16,47 = 20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 1,7 / \sqrt{\frac{Ned}{\frac{25}{1,5} 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,3}} \quad (10.156)$$

Con nuestra esbeltez, no necesitaremos aplicar cálculos de segundo orden siempre y cuando el axil no supere 3788 kN

Momentos y Axiles en pilares



Los únicos pilares que superan el axil limite son el 6 y el 7 en los tramos entre el forjado 1 y 2. Calcularemos esos primero

$$P6 \quad N_{ed}=539,25 \text{ kN} \quad M_{ed} = 539,25 \cdot 0,02 = 10,78 \text{ kN m}$$

$$M_{Ed} = \max\{M_{02}; M_{0e} + M_2; M_{01} + 0,5M_2\} \quad (10.157)$$

$$M_{02} = M_{sup} + l_i N_{ed} \quad (10.158)$$

$$M_{01} = M_{inf} + l_i N_{ed} \quad (10.159)$$

$$l_i = \frac{l_0}{400} \quad (10.160)$$

$$M_{02} = 10,78 + \frac{3,957}{400} 539,25 = 16,11 \text{ kNm} \quad (10.161)$$

$$M_{01} = -10,78 - \frac{3,957}{400} 539,25 = -16,11 \text{ kNm} \quad (10.162)$$

$$M_{0e} = 0,6 M_{02} + 0,4 M_{01} = 3,22 \text{ kNm} \quad (10.163)$$

$$M_2 = N_{ed} e_2 \quad (10.164)$$

$$e_2 = k_r k_\varphi \frac{f_{yd}}{0,45dE_s} \frac{l_0^2}{C} \quad (10.165)$$

$$d = \frac{h}{2} + i_s = 0,92d \quad (10.166)$$

$$k_\varphi = 1 + \beta \varphi_{ef} \quad (10.167)$$

Siendo φ_{ef} el coeficiente de fluencia efectivo con valor de 2,15

$$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} = 0,35 + \frac{25}{200} - \frac{45,69}{150} = 0,175 \quad (10.168)$$

$$e_2 = 1 \cdot 1,376 \frac{500}{1,15 \cdot 0,45 \cdot 0,92 \cdot 0,25 \cdot 2 \cdot 10^5} \frac{3,957^2}{8} = 0,0566m \quad (10.169)$$

$$M_2 = 30,52 \text{ kNm} \quad (10.170)$$

$$M_{Ed} = \max\{M_{02}; M_{0e} + M_2; M_{01} + 0,5M_2\} \quad (10.171)$$

$$M_{Ed} = \max\{16,11; 3,22 + 30,5; -16,11 - 30,5 \cdot 0,5\} \quad (10.172)$$

$$M_{Ed} = 33,72 \quad (10.173)$$

$$N_{reduc} = \nu = \frac{N_{ed}}{U_c} = \frac{N_{ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot h} = 0,359 \quad (10.174)$$

$$M_{reduc} = \mu = \frac{M_{ed}}{U_c h} = \frac{N_{ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot h^2} = 0,07 \quad (10.175)$$

$$P7 \quad N_{ed}=545 \text{ kN} \quad M_{ed} = 545 \cdot 0,02 = 10,9 \text{ kN m}$$

$$M_{Ed} = \max\{M_{02}; M_{0e} + M_2; M_{01} + 0,5M_2\} \quad (10.176)$$

$$M_{02} = M_{sup} + l_i N_{ed} \quad (10.177)$$

$$M_{01} = M_{inf} + l_i N_{ed} \quad (10.178)$$

$$l_i = \frac{l_0}{400} \quad (10.179)$$

$$M_{02} = 10,9 + \frac{3,957}{400} 545 = 16,29 \text{ kNm} \quad (10.180)$$

$$M_{01} = -10,9 - \frac{3,957}{400} 545 = -16,29 \text{ kNm} \quad (10.181)$$

$$M_{0e} = 0,6 M_{02} + 0,4 M_{01} = 3,268 \text{ kNm} \quad (10.182)$$

$$M_2 = N_{ed} e_2 \quad (10.183)$$

$$e_2 = k_r k_\varphi \frac{f_{yd}}{0,45dE_s} \frac{l_0^2}{C} \quad (10.184)$$

$$d = \frac{h}{2} + i_s = 0,92d \quad (10.185)$$

$$k_\varphi = 1 + \beta \varphi_{ef} \quad (10.186)$$

Siendo φ_{ef} el coeficiente de fluencia efectivo con valor de 2,15

$$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} = 0,35 + \frac{25}{200} - \frac{45,69}{150} = 0,175 \quad (10.187)$$

$$e_2 = 1 \cdot 1,376 \frac{500}{1,15 \cdot 0,45 \cdot 0,92 \cdot 0,25 \cdot 2 \cdot 10^5} \frac{3,957^2}{8} = 0,0566m \quad (10.188)$$

$$M_2 = 30,48 \text{ kNm} \quad (10.189)$$

$$M_{Ed} = \max\{M_{02}; M_{0e} + M_2; M_{01} + 0,5M_2\} \quad (10.190)$$

$$M_{Ed} = \max\{16,29; 3,26 + 30,84; -16,29 - 30,84 \cdot 0,5\} \quad (10.191)$$

$$M_{Ed} = 34,1 \text{ kNm} \quad (10.192)$$

$$N_{reduc} = \nu = \frac{N_{ed}}{U_c} = \frac{N_{ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot h} = 0,363 \quad (10.193)$$

$$M_{reduc} = \mu = \frac{M_{ed}}{U_c h} = \frac{N_{ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot h^2} = 0,0757 \quad (10.194)$$

Listado de pilares con sus respectivos axiles y momentos reducidos

Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4
80,06 kN 0,053 19,3 kN m 0,042	173,68 kN 0,16 0 kN m 0,007	173,68 kN 0,16 0 kN m 0,007	80,6 kN 0,053 19,3 kN m 0,04
220 kN 0,144 30,8 kN m 0,0684	479,67 kN 0,32 0 kN m 0,02	479,67 kN 0,32 0 kN m 0,02	220 kN 0,146 30,8 kN m 0,068
353,26 kN 0,235 30,8 kN m 0,0684	780,66 kN 0,52 0 kN m 0,03	780,66 kN 0,52 0 kN m 0,03	353,26 kN 0,235 30,8 kN m 0,068
Pilar 5	Pilar 6	Pilar 7	Pilar 8
83,88 kN 0,055 19,3 kN m 0,04	144,75 kN 0,096 0 kN m 0,006	207 kN 0,14 0 kN m 0,009	121,4 kN 0,08 28,85 kN m 0,06
287,54 kN 0,19 47,2 kN m 0,1	539,25 kN 0,359 33,72 kN m 0,07	545 kN 0,363 34,1 kN m 0,075	298,67 kN 0,199 35,6 kN m 0,08
505 kN 0,33 47,2 kN m 0,1	935 kN 0,62 0 kN m 0,004	873 kN 0,582 0 kN m 0,0038	470 kN 0,31 35,6 kN m 0,08
Pilar 9	Pilar 10	Pilar 11	Pilar 12
94,5 kN 0,06 28,85 kN m 0,06	94,5 kN 0,06 28,85 kN m 0,06	122,35 kN 0,08 18,8 kN m 0,04	122,35 kN 0,08 18,8 kN m 0,04
202 kN 0,134 28,85 kN m 0,08	202 kN 0,134 28,85 kN m 0,08	321 kN 0,2 22,5 kN m 0,05	321 kN 0,2 22,5 kN m 0,05
		430,15 kN 0,286 22,5 kN m 0,07	430,15 kN 0,286 22,5 kN m 0,07

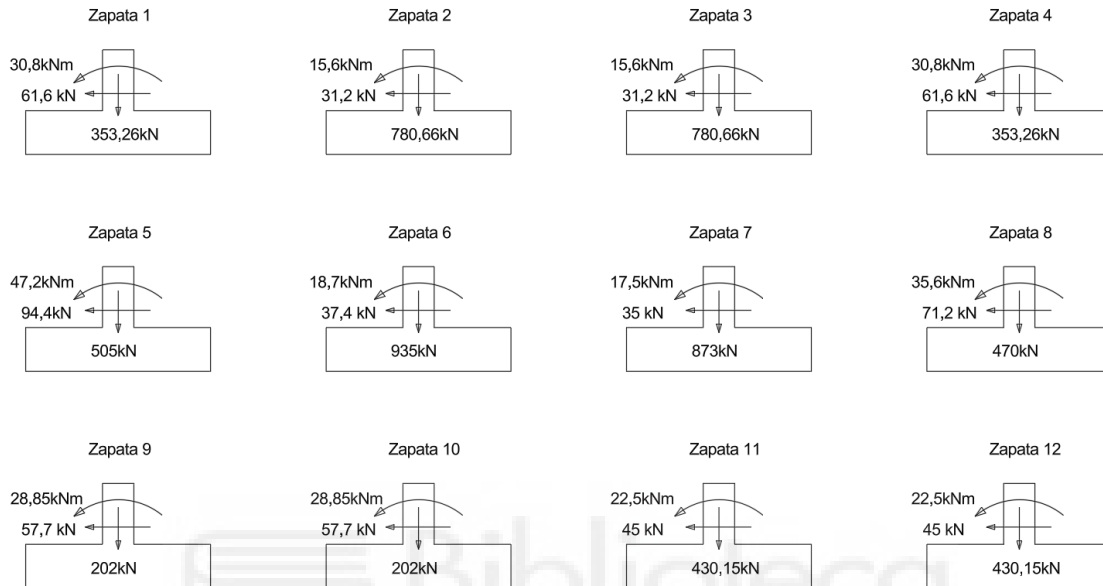
Ahora sería necesaria acudir a los ábacos anteriormente mencionados. Concretamente a la tabla T-102 de Calavera R.J. (2008) Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón; en Masa, Armado, Pretensado. España : Intemac

Para agilizar el proceso mencionaremos que todos los pilares soportan los esfuerzos con 4 barras del 12

En cuanto al cálculo de cortantes en pilares, lo dejaremos en manos de CYPECD. Ya que el método de cálculo es idéntico al de vigas, únicamente cambiarían los criterios de espacios mínimos entre estribos y CYPECAD dispone de la normativa pertinente.



ZAPATAS



Zapata 1 y 4

$$\sigma_{adm} = \frac{N_k + N_{zt}}{ab} \quad (10.195)$$

$$150 = \frac{\frac{353,26}{1,35} + 0,5 \cdot x^2 \cdot 24}{x^2} \quad (10.196)$$

$$x = 1,3 \quad (10.197)$$

-Tensión transmitida al terreno:

$$\sigma_{t1} = \frac{N_k + N_{zt}}{ab} + \frac{6(M_k + V_k h)}{ba^2} \quad (10.198)$$

$$\sigma_{t2} = \frac{N_k + N_{zt}}{ab} - \frac{6(M_k + V_k h)}{ba^2} \quad (10.199)$$

$$\sigma_m = \frac{N_k + N_{zt}}{ab} \quad (10.200)$$

$$\sigma_m \leq \sigma_{adm}$$

$$(10.201)$$

$$\sigma_{t1} \leq 1,25\sigma_{adm}$$

$$(10.202)$$

$$\sigma_{t2} \geq 0$$

$$(10.203)$$

$$\sigma_{t1} = \frac{\frac{353,26}{1,35} + 0,5 \cdot 1,5^2 \cdot 24}{1,5^2} + \frac{6 \left(\frac{30,8}{1,35} + \frac{61}{1,35} \cdot 0,5 \right)}{1,5^2} = 208 \frac{kN}{m^2} \quad (10.204)$$

$$208 > 1,25 \cdot 150$$

$$(10.205)$$

No cumplimos las restricciones, por lo que aumentamos las dimensiones de la zapata. Los nuevos lados serán de 2 metros

$$\sigma_{t1} = \frac{\frac{353,26}{1,35} + 0,5 \cdot 2^2 \cdot 24}{2^2} + \frac{6 \left(\frac{30,8}{1,35} + \frac{61}{1,35} \cdot 0,5 \right)}{2^2} = 111 \frac{kN}{m^2} \quad (10.206)$$

$$\sigma_{t2} = \frac{\frac{353,26}{1,35} + 0,5 \cdot 2^2 \cdot 24}{2^2} - \frac{6 \left(\frac{30,8}{1,35} + \frac{61}{1,35} \cdot 0,5 \right)}{2^2} = 43,3 \frac{kN}{m^2} \quad (10.207)$$

$$\sigma_m = \frac{\frac{353,26}{1,35} + 0,5 \cdot 2^2 \cdot 24}{2^2} = 77 \frac{kN}{m^2} \quad (10.208)$$

$$e = \frac{\frac{30,8}{1,35} + \frac{61}{1,35} \cdot 0,5}{\frac{353,26}{1,35} + 0,5 \cdot 2^2 \cdot 24} = 0,146 \text{ m} \quad (10.209)$$

$$\sigma_{t1} = \frac{3}{4} \frac{\frac{353,26}{1,35} + 0,5 \cdot 2^2 \cdot 24}{(2 - 2 \cdot 0,146) \cdot 2} = 120,8 \frac{kN}{m^2} \leq 1,25 \cdot 150 \frac{kN}{m^2} \quad (10.210)$$

Cumple.

-Estabilidad a vuelco

$$M_{est,d} \geq M_{volc,d} \quad (10.211)$$

$$M_{est,d} = \gamma_E M_{est,k} = \gamma_E (N_k + N_{zt}) \frac{a^2}{2} \quad (10.212)$$

$$M_{volc,d} = \gamma_E M_{volc,k} = \gamma_E (M_k + V_k h) \quad (10.213)$$

$$0,9 \left(\frac{353,26}{1,35} + 0,5 \cdot 2^2 \cdot 24 \right) \frac{2^2}{2} \geq 1,8 \left(\frac{30,8}{1,35} + \frac{61}{1,35} 0,5 \right) \quad (10.214)$$

$$557,28 \geq 122,6 \quad (10.215)$$

Cumple.

-Estabilidad a deslizamiento:

$$F_{est,d} \geq F_{des,d} \quad (10.216)$$

$$F_{est,d} = \frac{1}{\gamma_R} F_{est,k} = \gamma_E (N_k + N_{zt}) \tan \left(\frac{2}{3} \cdot 30 \right) \quad (10.217)$$

$$F_{des,d} = \gamma_E F_{des,k} = \gamma_E V_k \quad (10.218)$$

$$\frac{1}{1,5} \left(\frac{353,26}{1,35} + 0,5 \cdot 2^2 \cdot 24 \right) \tan \left(\frac{2}{3} \cdot 30 \right) \geq 1 \cdot 61,6 \quad (10.219)$$

$$72 \geq 61,6 \quad (10.220)$$

Cumple

- Armado

$$U_s = \frac{M_{zd}}{0,9d} \quad (10.221)$$

$$M_{zd} = \sigma_{sld} \cdot v \cdot b_2 \cdot \frac{v}{2} + \frac{(\sigma_{1d} - \sigma_{sld})}{2} \cdot v \cdot b_2 \cdot \frac{2}{3}v \quad (10.222)$$

$$\sigma_{sld} = \frac{(\sigma_{1d} - \sigma_{2d})}{a} (a - v) + \sigma_{2d} \quad (10.223)$$

$$\sigma_{sld} = \frac{(111 - 43,3)}{2} (2 - 0,895) + 43,3 = 80,7 \quad (10.224)$$

$$M_{zd} = 80,7 \cdot 0,895 \cdot 2 \cdot \frac{0,895}{2} + \frac{(111 - 80,7)}{2} \cdot 0,895 \cdot 2 \cdot \frac{2}{3} \cdot 0,895 \quad (10.225)$$

$$U_s = \frac{80,82}{0,9 \cdot 0,45} = 200kN \quad (10.226)$$

Con un mínimo requerido de

$$U_s = 0,04U_c = 0,04 f_{cd} \cdot b \cdot d = 600kN \quad (10.227)$$

Zapata 2 y 3

$$\sigma_{adm} = \frac{N_k + N_{zt}}{ab} \quad (10.228)$$

$$150 = \frac{\frac{780,66}{1,35} + 0,5 \cdot x^2 \cdot 24}{x^2} \quad (10.229)$$

$$x = 2 \quad (10.230)$$

-Tensión transmitida al terreno:

$$\sigma_{t1} = \frac{N_k + N_{zt}}{ab} + \frac{6(M_k + V_k h)}{ba^2} \quad (10.231)$$

$$\sigma_{t2} = \frac{N_k + N_{zt}}{ab} - \frac{6(M_k + V_k h)}{ba^2} \quad (10.232)$$

$$\sigma_m = \frac{N_k + N_{zt}}{ab} \quad (10.233)$$

$$\sigma_m \leq \sigma_{adm} \quad (10.234)$$

$$\sigma_{t1} \leq 1,25\sigma_{adm} \quad (10.235)$$

$$\sigma_{t2} \geq 0 \quad (10.236)$$

$$\sigma_m = \frac{\frac{780,66}{1,35} + 0,5 \cdot 2^2 \cdot 24}{2^2} = 156,56 \frac{kN}{m^2} \quad (10.237)$$

$$156,56 > 150 \quad (10.238)$$

No cumplimos las restricciones, por lo que aumentamos las dimensiones de la zapata. Los nuevos lados serán de 2,5 metros

$$\sigma_{t1} = \frac{\frac{780,66}{1,35} + 0,5 \cdot 2,5^2 \cdot 24}{2,5^2} + \frac{6 \left(\frac{15,6}{1,35} + \frac{31,5}{1,35} \cdot 0,5 \right)}{2,5^3} = 121 \frac{kN}{m^2} \quad (10.239)$$

$$\sigma_{t2} = \frac{\frac{780,66}{1,35} + 0,5 \cdot 2,5^2 \cdot 24}{2,5^2} - \frac{6 \left(\frac{15,6}{1,35} + \frac{31,5}{1,35} 0,5 \right)}{2,5^3} = 87 \frac{kN}{m^2} \quad (10.240)$$

$$\sigma_m = \frac{\frac{780,66}{1,35} + 0,5 \cdot 2,5^2 \cdot 24}{2,5^2} = 107 \frac{kN}{m^2} \quad (10.241)$$

$$e = \frac{\frac{15,6}{1,35} + \frac{31,5}{1,35} 0,5}{\frac{780,66}{1,35} + 0,5 \cdot 2,5^2 \cdot 24} = 0,035 \text{ m} \quad (10.242)$$

$$\sigma_{t1} = \frac{3}{4} \frac{\frac{780,66}{1,35} + 0,5 \cdot 2,5^2 \cdot 24}{(2,5 - 2 \cdot 0,03) \cdot 2} = 142,78 \frac{kN}{m^2} \leq 1,25 \cdot 150 \frac{kN}{m^2} \quad (10.243)$$

Cumple.

-Estabilidad a vuelco

$$M_{est,d} \geq M_{volc,d} \quad (10.244)$$

$$M_{est,d} = \gamma_E M_{est,k} = \gamma_E (N_k + N_{zt}) \frac{a^2}{2} \quad (10.245)$$

$$M_{volc,d} = \gamma_E M_{volc,k} = \gamma_E (M_k + V_k h) \quad (10.246)$$

$$0,9 \left(\frac{780,66}{1,35} + 0,5 \cdot 2,5^2 \cdot 24 \right) \frac{2,5^2}{2} \geq 1,8 \left(\frac{15,6}{1,35} + \frac{31,5}{1,35} 0,5 \right) \quad (10.247)$$

$$1837 \geq 41,58 \quad (10.248)$$

Cumple.

-Estabilidad a deslizamiento:

$$F_{est,d} \geq F_{des,d}$$

$$F_{est,d} = \frac{1}{\gamma_R} F_{est,k} = \gamma_E (N_k + N_{zt}) \tan\left(\frac{2}{3} \cdot 30\right) \quad (10.249)$$

(10.250)

$$F_{des,d} = \gamma_E F_{des,k} = \gamma_E V_k \quad (10.251)$$

$$\frac{1}{1,5} \left(\frac{780,66}{1,35} + 0,5 \cdot 2,5^2 \cdot 24 \right) \tan\left(\frac{2}{3} \cdot 30\right) \geq 1 \cdot 31,5 \quad (10.252)$$

$$148 \geq 31,5 \quad (10.253)$$

Cumple

- Armado

Con un mínimo requerido de

$$U_s = 0,04 U_c = 0,04 f_{cd} \cdot b \cdot d = 750 kN \quad (10.254)$$

Zapata 5

$$\sigma_{adm} = \frac{N_k + N_{zt}}{ab} \quad (10.255)$$

$$150 = \frac{\frac{505}{1,35} + 0,5 \cdot x^2 \cdot 24}{x^2} \quad (10.256)$$

$$x = 2 \quad (10.257)$$

-Tensión transmitida al terreno:

$$\sigma_{t1} = \frac{N_k + N_{zt}}{ab} + \frac{6(M_k + V_k h)}{ba^2} \quad (10.258)$$

$$\sigma_{t2} = \frac{N_k + N_{zt}}{ab} - \frac{6(M_k + V_k h)}{ba^2} \quad (10.259)$$

$$\sigma_m = \frac{N_k + N_{zt}}{ab} \quad (10.260)$$

$$\sigma_m \leq \sigma_{adm} \quad (10.261)$$

$$\sigma_{t1} \leq 1,25\sigma_{adm} \quad (10.262)$$

$$\sigma_{t2} \geq 0 \quad (10.263)$$

$$\sigma_{t1} = \frac{\frac{505}{1,35} + 0,5 \cdot 2^2 \cdot 24}{2^2} + \frac{6\left(\frac{47,2}{1,35} + \frac{94,4}{1,35} \cdot 0,5\right)}{2^3} = 158 \frac{kN}{m^2} \quad (10.264)$$

$$\sigma_{t2} = \frac{\frac{505}{1,35} + 0,5 \cdot 2^2 \cdot 24}{2^2} - \frac{6\left(\frac{47,2}{1,35} + \frac{94,4}{1,35} \cdot 0,5\right)}{2^3} = 53 \frac{kN}{m^2} \quad (10.265)$$

$$\sigma_m = \frac{\frac{505}{1,35} + 0,5 \cdot 2^2 \cdot 24}{2^2} = 105 \frac{kN}{m^2} \quad (10.266)$$

$$e = \frac{\frac{47,2}{1,35} + \frac{94,4}{1,35} \cdot 0,5}{\frac{505}{1,35} + 0,5 \cdot 2^2 \cdot 24} = 0,16 \text{ m} \quad (10.267)$$

$$\sigma_{t1} = \frac{3}{4} \frac{\frac{505}{1,35} + 0,5 \cdot 2^2 \cdot 24}{(2 - 2 \cdot 0,16) \cdot 2} = 167 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \leq 1,25 \cdot 150 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (10.268)$$

Cumple.

-Estabilidad a vuelco

$$M_{est,d} \geq M_{volc,d} \quad (10.269)$$

$$M_{est,d} = \gamma_E M_{est,k} = \gamma_E (N_k + N_{zt}) \frac{a^2}{2} \quad (10.270)$$

$$M_{volc,d} = \gamma_E M_{volc,k} = \gamma_E (M_k + V_k h) \quad (10.271)$$

$$0,9 \left(\frac{505}{1,35} + 0,5 \cdot 2^2 \cdot 24 \right) \frac{2^2}{2} \geq 1,8 \left(\frac{47,2}{1,35} + \frac{94,4}{1,35} \cdot 0,5 \right) \quad (10.272)$$

$$759 \geq 126 \quad (10.273)$$

Cumple.

-Estabilidad a deslizamiento:

$$F_{est,d} \geq F_{des,d} \quad (10.274)$$

$$F_{est,d} = \frac{1}{\gamma_R} F_{est,k} = \gamma_E (N_k + N_{zt}) \tan \left(\frac{2}{3} \cdot 30 \right) \quad (10.275)$$

$$F_{des,d} = \gamma_E F_{des,k} = \gamma_E V_k \quad (10.276)$$

$$\frac{1}{1,5} \left(\frac{505}{1,35} + 0,5 \cdot 2^2 \cdot 24 \right) \tan \left(\frac{2}{3} \cdot 30 \right) \geq 1 \cdot 69,9 \quad (10.277)$$

$$98 \geq 69,9 \quad (10.278)$$

Cumple

- Armado

$$U_s = \frac{M_{zd}}{0,9d} \quad (10.279)$$

$$M_{zd} = \sigma_{sld} \cdot v \cdot b_2 \cdot \frac{v}{2} + \frac{(\sigma_{1d} - \sigma_{sld})}{2} \cdot v \cdot b_2 \cdot \frac{2}{3}v \quad (10.280)$$

$$\sigma_{sld} = \frac{(\sigma_{1d} - \sigma_{2d})}{a} (a - v) + \sigma_{2d} \quad (10.281)$$

$$\sigma_{sld} = \frac{(197,05 - 55,45)}{2} (2 - 0,895) + 55,45 = 133,68 \quad (10.282)$$

$$M_{zd} = 133,68 \cdot 0,895 \cdot 2 \cdot \frac{0,895}{2} + \frac{(197,05 - 133,68)}{2} \cdot 0,895 \cdot 2 \cdot \frac{2}{3} \cdot 0,895 \quad (10.283)$$

$$U_s = \frac{140,9}{0,9 \cdot 0,45} = 352,25kN \quad (10.284)$$

Con un mínimo requerido de

$$U_s = 0,04U_c = 0,04 f_{cd} \cdot b \cdot d = 600kN \quad (10.285)$$

Zapata 6

$$\sigma_{adm} = \frac{N_k + N_{zt}}{ab} \quad (10.286)$$

$$150 = \frac{\frac{935}{1,35} + 0,5 \cdot x^2 \cdot 24}{x^2} \quad (10.287)$$

$$x = 2,5 \quad (10.288)$$

-Tensión transmitida al terreno:

$$\sigma_{t1} = \frac{N_k + N_{zt}}{ab} + \frac{6(M_k + V_k h)}{ba^2} \quad (10.289)$$

$$\sigma_{t2} = \frac{N_k + N_{zt}}{ab} - \frac{6(M_k + V_k h)}{ba^2} \quad (10.290)$$

$$\sigma_m = \frac{N_k + N_{zt}}{ab} \quad (10.291)$$

$$\sigma_m \leq \sigma_{adm} \quad (10.292)$$

$$\sigma_{t1} \leq 1,25\sigma_{adm} \quad (10.293)$$

$$\sigma_{t2} \geq 0 \quad (10.294)$$

$$\sigma_{t1} = \frac{\frac{935}{1,35} + 0,5 \cdot 2,5^2 \cdot 24}{2,5^2} + \frac{6 \left(\frac{18,7}{1,35} + \frac{37,4}{1,35} \cdot 0,5 \right)}{2,5^3} = 133 \frac{kN}{m^2} \quad (10.295)$$

$$\sigma_{t2} = \frac{\frac{935}{1,35} + 0,5 \cdot 2,5^2 \cdot 24}{2,5^2} - \frac{6 \left(\frac{18,7}{1,35} + \frac{37,4}{1,35} \cdot 0,5 \right)}{2,5^3} = 112 \frac{kN}{m^2} \quad (10.296)$$

$$\sigma_m = \frac{\frac{935}{1,35} + 0,5 \cdot 2,5^2 \cdot 24}{2,5^2} = 122 \frac{kN}{m^2} \quad (10.297)$$

$$e = \frac{\frac{18,7}{1,35} + \frac{37,4}{1,35} \cdot 0,5}{\frac{935}{1,35} + 0,5 \cdot 2,5^2 \cdot 24} = 0,036 \text{ m} \quad (10.298)$$

$$\sigma_{t1} = \frac{3}{4} \frac{\frac{935}{1,35} + 0,5 \cdot 2,5^2 \cdot 24}{(2 - 2 \cdot 0,036) \cdot 2} = 168,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \leq 1,25 \cdot 150 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (10.299)$$

Cumple.

-Estabilidad a vuelco

$$M_{est,d} \geq M_{volc,d} \quad (10.300)$$

$$M_{est,d} = \gamma_E M_{est,k} = \gamma_E (N_k + N_{zt}) \frac{a^2}{2} \quad (10.301)$$

$$M_{volc,d} = \gamma_E M_{volc,k} = \gamma_E (M_k + V_k h) \quad (10.302)$$

$$0,9 \left(\frac{935}{1,35} + 0,5 \cdot 2,5^2 \cdot 24 \right) \frac{2^2}{2} \geq 1,8 \left(\frac{18,7}{1,35} + \frac{37,4}{1,35} \cdot 0,5 \right) \quad (10.303)$$

Cumple.

-Estabilidad a deslizamiento:

$$F_{est,d} \geq F_{des,d} \quad (10.304)$$

$$F_{est,d} = \frac{1}{\gamma_R} F_{est,k} = \gamma_E (N_k + N_{zt}) \tan \left(\frac{2}{3} \cdot 30 \right) \quad (10.305)$$

$$F_{des,d} = \gamma_E F_{des,k} = \gamma_E V_k \quad (10.306)$$

$$\frac{1}{1,5} \left(\frac{935}{1,35} + 0,5 \cdot 2,5^2 \cdot 24 \right) \tan \left(\frac{2}{3} \cdot 30 \right) \geq 1 \cdot 27,7 \quad (10.307)$$

$$151,5 \geq 27,7$$

(10.308)

Cumple

- Armado

$$U_s = \frac{M_{zd}}{0,9d} \quad (10.309)$$

$$M_{zd} = \sigma_{sld} \cdot v \cdot b_2 \cdot \frac{v}{2} + \frac{(\sigma_{1d} - \sigma_{sld})}{2} \cdot v \cdot b_2 \cdot \frac{2}{3} v \quad (10.310)$$

$$\sigma_{sld} = \frac{(\sigma_{1d} - \sigma_{2d})}{a} (a - v) + \sigma_{2d} \quad (10.311)$$

$$\sigma_{sld} = \frac{(163,96 - 135,23)}{2,5} (2,5 - 1,145) + 135,23 = 150,8 \quad (10.312)$$

$$M_{zd} = 150,8 \cdot 1,145 \cdot 2,5 \cdot \frac{1,145}{2} + \frac{(163,96 - 150,8)}{2} \cdot 1,145 \cdot 2,5 \cdot \frac{2}{3} \cdot 1,145 \quad (10.313)$$

$$U_s = \frac{261,5}{0,9 \cdot 0,45} = 646 kN \quad (10.314)$$

Con un mínimo requerido de

$$U_s = 0,04U_c = 0,04 f_{cd} \cdot b \cdot d = 750 kN \quad (10.315)$$

Zapata 7

$$\sigma_{adm} = \frac{N_k + N_{zt}}{ab} \quad (10.316)$$

$$150 = \frac{\frac{873}{1,35} + 0,5 \cdot x^2 \cdot 24}{x^2} \quad (10.317)$$

$$x = 2,5 \quad (10.318)$$

-Tensión transmitida al terreno:

$$\sigma_{t1} = \frac{N_k + N_{zt}}{ab} + \frac{6(M_k + V_k h)}{ba^2} \quad (10.319)$$

$$\sigma_{t2} = \frac{N_k + N_{zt}}{ab} - \frac{6(M_k + V_k h)}{ba^2} \quad (10.320)$$

$$\sigma_m = \frac{N_k + N_{zt}}{ab} \quad (10.321)$$

$$\sigma_m \leq \sigma_{adm} \quad (10.323)$$

$$\sigma_{t1} \leq 1,25\sigma_{adm} \quad (10.324)$$

$$\sigma_{t2} \geq 0 \quad (10.325)$$

$$\sigma_{t1} = \frac{\frac{873}{1,35} + 0,5 \cdot 2,5^2 \cdot 24}{2,5^2} + \frac{6 \left(\frac{17,5}{1,35} + \frac{35}{1,35} \cdot 0,5 \right)}{2,5^3} = 126 \frac{kN}{m^2} \quad (10.326)$$

$$\sigma_{t2} = \frac{\frac{873}{1,35} + 0,5 \cdot 2,5^2 \cdot 24}{2,5^2} - \frac{6 \left(\frac{17,5}{1,35} + \frac{35}{1,35} \cdot 0,5 \right)}{2,5^3} = 104 \frac{kN}{m^2} \quad (10.327)$$

$$\sigma_m = \frac{\frac{873}{1,35} + 0,5 \cdot 2,5^2 \cdot 24}{2,5^2} = 115 \frac{kN}{m^2} \quad (10.328)$$

$$e = \frac{\frac{17,5}{1,35} + \frac{35}{1,35} \cdot 0,5}{\frac{873}{1,35} + 0,5 \cdot 2,5^2 \cdot 24} = 0,038 \text{ m} \quad (10.329)$$

$$\sigma_{t1} = \frac{3}{4} \frac{\frac{873}{1,35} + 0,5 \cdot 2,5^2 \cdot 24}{(2 - 2 \cdot 0,038) \cdot 2} = 158,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \leq 1,25 \cdot 150 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (10.330)$$

Cumple.

-Estabilidad a vuelco

$$M_{est,d} \geq M_{volc,d} \quad (10.331)$$

$$M_{est,d} = \gamma_E M_{est,k} = \gamma_E (N_k + N_{zt}) \frac{a^2}{2} \quad (10.332)$$

$$M_{volc,d} = \gamma_E M_{volc,k} = \gamma_E (M_k + V_k h) \quad (10.333)$$

$$0,9 \left(\frac{873}{1,35} + 0,5 \cdot 2,5^2 \cdot 24 \right) \frac{2^2}{2} \geq 1,8 \left(\frac{17,5}{1,35} + \frac{35}{1,35} \cdot 0,5 \right) \quad (10.334)$$

Cumple.

-Estabilidad a deslizamiento:

$$F_{est,d} \geq F_{des,d} \quad (10.335)$$

$$F_{est,d} = \frac{1}{\gamma_R} F_{est,k} = \gamma_E (N_k + N_{zt}) \tan \left(\frac{2}{3} \cdot 30 \right) \quad (10.336)$$

$$F_{des,d} = \gamma_E F_{des,k} = \gamma_E V_k \quad (10.337)$$

$$\frac{1}{1,5} \left(\frac{873}{1,35} + 0,5 \cdot 2,5^2 \cdot 24 \right) \tan \left(\frac{2}{3} \cdot 30 \right) \geq 1 \cdot 26 \quad (10.338)$$

Cumple

- Armado

Con un mínimo requerido de

$$U_s = 0,04U_c = 0,04 f_{cd} \cdot b \cdot d = 750 \text{ kN} \quad (10.339)$$



Zapata 8

$$\sigma_{adm} = \frac{N_k + N_{zt}}{ab} \quad (10.340)$$

$$150 = \frac{\frac{470}{1,35} + 0,5 \cdot x^2 \cdot 24}{x^2} \quad (10.341)$$

$$x = 2 \quad (10.342)$$

-Tensión transmitida al terreno:

$$\sigma_{t1} = \frac{N_k + N_{zt}}{ab} + \frac{6(M_k + V_k h)}{ba^2} \quad (10.343)$$

$$\sigma_{t2} = \frac{N_k + N_{zt}}{ab} - \frac{6(M_k + V_k h)}{ba^2} \quad (10.344)$$

$$\sigma_m = \frac{N_k + N_{zt}}{ab} \quad (10.345)$$

$$\sigma_m \leq \sigma_{adm} \quad (10.346)$$

$$\sigma_{t1} \leq 1,25\sigma_{adm} \quad (10.347)$$

$$\sigma_{t2} \geq 0 \quad (10.348)$$

$$\sigma_{t1} = \frac{\frac{470}{1,35} + 0,5 \cdot 2^2 \cdot 24}{2^2} + \frac{6\left(\frac{35,6}{1,35} + \frac{71,2}{1,35} \cdot 0,5\right)}{2^3} = 138 \frac{kN}{m^2} \quad (10.349)$$

$$\sigma_{t2} = \frac{\frac{470}{1,35} + 0,5 \cdot 2^2 \cdot 24}{2^2} - \frac{6\left(\frac{35,6}{1,35} + \frac{71,2}{1,35} \cdot 0,5\right)}{2^3} = 59,4 \frac{kN}{m^2} \quad (10.350)$$

$$\sigma_m = \frac{\frac{470}{1,35} + 0,5 \cdot 2^2 \cdot 24}{2^2} = 99 \frac{kN}{m^2} \quad (10.351)$$

$$e = \frac{\frac{35,6}{1,35} + \frac{71,2}{1,35} \cdot 0,5}{\frac{470}{1,35} + 0,5 \cdot 2^2 \cdot 24} = 0,16 \text{ m} \quad (10.352)$$

$$\sigma_{t1} = \frac{3}{4} \frac{\frac{470}{1,35} + 0,5 \cdot 2^2 \cdot 24}{(2 - 2 \cdot 0,16) \cdot 2} = 167 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \leq 1,25 \cdot 150 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (10.353)$$

Cumple.

-Estabilidad a vuelco

$$M_{est,d} \geq M_{volc,d} \quad (10.354)$$

$$M_{est,d} = \gamma_E M_{est,k} = \gamma_E (N_k + N_{zt}) \frac{a^2}{2} \quad (10.355)$$

$$M_{volc,d} = \gamma_E M_{volc,k} = \gamma_E (M_k + V_k h) \quad (10.356)$$

$$0,9 \left(\frac{470}{1,35} + 0,5 \cdot 2^2 \cdot 24 \right) \frac{2^2}{2} \geq 1,8 \left(\frac{35,6}{1,35} + \frac{71,2}{1,35} \cdot 0,5 \right) \quad (10.357)$$

$$759 \geq 126 \quad (10.358)$$

Cumple.

-Estabilidad a deslizamiento:

$$F_{est,d} \geq F_{des,d} \quad (10.359)$$

$$F_{est,d} = \frac{1}{\gamma_R} F_{est,k} = \gamma_E (N_k + N_{zt}) \tan \left(\frac{2}{3} \cdot 30 \right) \quad (10.360)$$

$$F_{des,d} = \gamma_E F_{des,k} = \gamma_E V_k \quad (10.361)$$

$$\frac{1}{1,5} \left(\frac{470}{1,35} + 0,5 \cdot 2^2 \cdot 24 \right) \tan \left(\frac{2}{3} \cdot 30 \right) \geq 1 \cdot 52,74 \quad (10.362)$$

$$98 \geq 69,9 \quad (10.363)$$

Cumple

- Armado

Con un mínimo requerido de

$$U_s = 0,04U_c = 0,04 f_{cd} \cdot b \cdot d = 600kN \quad (10.364)$$



Zapata 9 y 10

$$\sigma_{adm} = \frac{N_k + N_{zt}}{ab} \quad (10.365)$$

$$150 = \frac{\frac{202}{1,35} + 0,5 \cdot x^2 \cdot 24}{x^2} \quad (10.366)$$

$$x = 1,5 \quad (10.367)$$

-Tensión transmitida al terreno:

$$\sigma_{t1} = \frac{N_k + N_{zt}}{ab} + \frac{6(M_k + V_k h)}{ba^2} \quad (10.368)$$

$$\sigma_{t2} = \frac{N_k + N_{zt}}{ab} - \frac{6(M_k + V_k h)}{ba^2} \quad (10.369)$$

$$\sigma_m = \frac{N_k + N_{zt}}{ab} \quad (10.370)$$

$$\sigma_m \leq \sigma_{adm} \quad (10.371)$$

$$\sigma_{t1} \leq 1,25\sigma_{adm} \quad (10.372)$$

$$\sigma_{t2} \geq 0 \quad (10.373)$$

$$\sigma_{t1} = \frac{\frac{202}{1,35} + 0,5 \cdot 1,5^2 \cdot 24}{1,5^2} + \frac{6 \left(\frac{28,85}{1,35} + \frac{57,7}{1,35} \cdot 0,5 \right)}{1,5^3} = 154,4 \frac{kN}{m^2} \quad (10.374)$$

$$\sigma_{t2} = \frac{\frac{202}{1,35} + 0,5 \cdot 1,5^2 \cdot 24}{1,5^2} - \frac{6 \left(\frac{28,85}{1,35} + \frac{57,7}{1,35} \cdot 0,5 \right)}{1,5^3} = 2,5 \frac{kN}{m^2} \quad (10.375)$$

$$\sigma_m = \frac{\frac{202}{1,35} + 0,5 \cdot 1,5^2 \cdot 24}{1,5^2} = 78,5 \frac{kN}{m^2}$$

(10.376)

$$e = \frac{\frac{28,85}{1,35} + \frac{57,7}{1,35} \cdot 0,5}{\frac{202}{1,35} + 0,5 \cdot 1,5^2 \cdot 24} = 0,24 \text{ m}$$

(10.377)

$$\sigma_{t1} = \frac{3}{4} \frac{\frac{202}{1,35} + 0,5 \cdot 1,5^2 \cdot 24}{(1,5 - 2 \cdot 0,24) \cdot 2} = 65 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \leq 1,25 \cdot 150 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

(10.378)

Cumple.

-Estabilidad a vuelco

$$M_{est,d} \geq M_{volc,d}$$

(10.379)

$$M_{est,d} = \gamma_E M_{est,k} = \gamma_E (N_k + N_{zt}) \frac{a^2}{2}$$

(10.380)

$$M_{volc,d} = \gamma_E M_{volc,k} = \gamma_E (M_k + V_k h)$$

(10.381)

$$0,9 \left(\frac{202}{1,35} + 0,5 \cdot 1,5^2 \cdot 24 \right) \frac{1,5^2}{2} \geq 1,8 \left(\frac{28,85}{1,35} + \frac{57,7}{1,35} \cdot 0,5 \right)$$

(10.382)

Cumple.

-Estabilidad a deslizamiento:

$$F_{est,d} \geq F_{des,d}$$

(10.383)

$$F_{est,d} = \frac{1}{\gamma_R} F_{est,k} = \gamma_E (N_k + N_{zt}) \tan \left(\frac{2}{3} \cdot 30 \right)$$

(10.384)

$$F_{des,d} = \gamma_E F_{des,k} = \gamma_E V_k$$

(10.385)

$$\frac{1}{1,5} \left(\frac{202}{1,35} + 0,5 \cdot 1,5^2 \cdot 24 \right) \tan \left(\frac{2}{3} \cdot 30 \right) \geq 1 \cdot 42,74$$

MEMORIA

(10.386)

$$41,2 \geq 42,74$$

(10.387)

No cumple aumentamos a 2

$$\frac{1}{1,5} \left(\frac{202}{1,35} + 0,5 \cdot 2^2 \cdot 24 \right) \tan \left(\frac{2}{3} \cdot 30 \right) \geq 1 \cdot 42,74$$

(10.388)

$$46,1 \geq 42,74$$

(10.389)

- Armado

Con un mínimo requerido de

$$U_s = 0,04U_c = 0,04 f_{cd} \cdot b \cdot d = 600kN$$

(10.390)



Zapata 11 y 12

$$\sigma_{adm} = \frac{N_k + N_{zt}}{ab} \quad (10.391)$$

$$150 = \frac{\frac{430,15}{1,35} + 0,5 \cdot x^2 \cdot 24}{x^2} \quad (10.392)$$

$$x = 2 \quad (10.393)$$

-Tensión transmitida al terreno:

$$\sigma_{t1} = \frac{N_k + N_{zt}}{ab} + \frac{6(M_k + V_k h)}{ba^2} \quad (10.394)$$

$$\sigma_{t2} = \frac{N_k + N_{zt}}{ab} - \frac{6(M_k + V_k h)}{ba^2} \quad (10.395)$$

$$\sigma_m = \frac{N_k + N_{zt}}{ab} \quad (10.396)$$

$$\sigma_m \leq \sigma_{adm} \quad (10.397)$$

$$\sigma_{t1} \leq 1,25\sigma_{adm} \quad (10.398)$$

$$\sigma_{t2} \geq 0 \quad (10.399)$$

$$\sigma_{t1} = \frac{\frac{430,15}{1,35} + 0,5 \cdot 2^2 \cdot 24}{2^2} + \frac{6 \left(\frac{22,5}{1,35} + \frac{45}{1,35} \cdot 0,5 \right)}{2^3} = 128 \frac{kN}{m^2} \quad (10.401)$$

$$\sigma_{t2} = \frac{\frac{430,15}{1,35} + 0,5 \cdot 2^2 \cdot 24}{2^2} - \frac{6 \left(\frac{22,5}{1,35} + \frac{45}{1,35} \cdot 0,5 \right)}{2^3} = 54 \frac{kN}{m^2} \quad (10.402)$$

$$\sigma_m = \frac{\frac{430,15}{1,35} + 0,5 \cdot 2^2 \cdot 24}{2^2} = 91,6 \frac{kN}{m^2} \quad (10.403)$$

$$e = \frac{\frac{22.5}{1,35} + \frac{45}{1,35} \cdot 0.5}{\frac{430.15}{1,35} + 0,5 \cdot 2^2 \cdot 24} = 0,13 \text{ m} \quad (10.404)$$

$$\sigma_{t1} = \frac{3}{4} \frac{\frac{430.15}{1,35} + 0,5 \cdot 2^2 \cdot 24}{(2 - 2 \cdot 0,13) \cdot 2} = 140 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \leq 1,25 \cdot 150 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (10.405)$$

Cumple.

-Estabilidad a vuelco

$$M_{est,d} \geq M_{volc,d} \quad (10.406)$$

$$M_{est,d} = \gamma_E M_{est,k} = \gamma_E (N_k + N_{zt}) \frac{a^2}{2} \quad (10.407)$$

$$M_{volc,d} = \gamma_E M_{volc,k} = \gamma_E (M_k + V_k h) \quad (10.408)$$

$$0,9 \left(\frac{430.15}{1,35} + 0,5 \cdot 2^2 \cdot 24 \right) \frac{2^2}{2} \geq 1,8 \left(\frac{22.5}{1,35} + \frac{45}{1,35} \cdot 0.5 \right) \quad (10.409)$$

Cumple.

-Estabilidad a deslizamiento:

$$F_{est,d} \geq F_{des,d} \quad (10.410)$$

$$F_{est,d} = \frac{1}{\gamma_R} F_{est,k} = \gamma_E (N_k + N_{zt}) \tan \left(\frac{2}{3} \cdot 30 \right) \quad (10.411)$$

$$F_{des,d} = \gamma_E F_{des,k} = \gamma_E V_k \quad (10.412)$$

$$\frac{1}{1,5} \left(\frac{430.15}{1,35} + 0,5 \cdot 2^2 \cdot 24 \right) \tan \left(\frac{2}{3} \cdot 30 \right) \geq 1 \cdot 33,3 \quad (10.413)$$

Cumple

- Armado

Con un mínimo requerido de

$$U_s = 0,04U_c = 0,04 f_{cd} \cdot b \cdot d = 600kN \quad (10.414)$$



11. – ANEJO 2

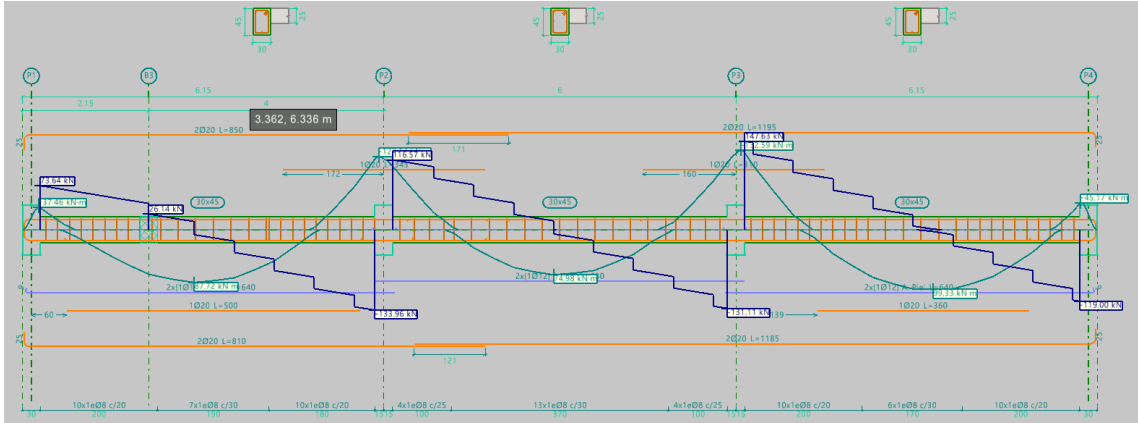
11.1- RESULTADOS CONFIRMADOS EN CYPECAD

El presente anejo pretende dejar patente el “visto bueno” de CYPECAD a nuestros resultados. Los elementos con errores de cálculo ya han sido expuestos y corregidos en el punto 7. No se pretende divagar sobre los resultados obtenidos. Tan solo demostrar que son correctos mediante la ausencia de errores detectados por CYPECAD

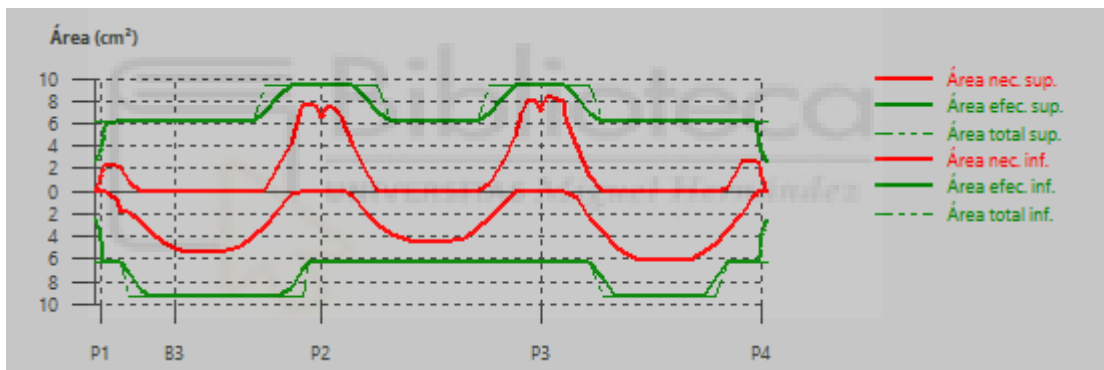


VIGAS

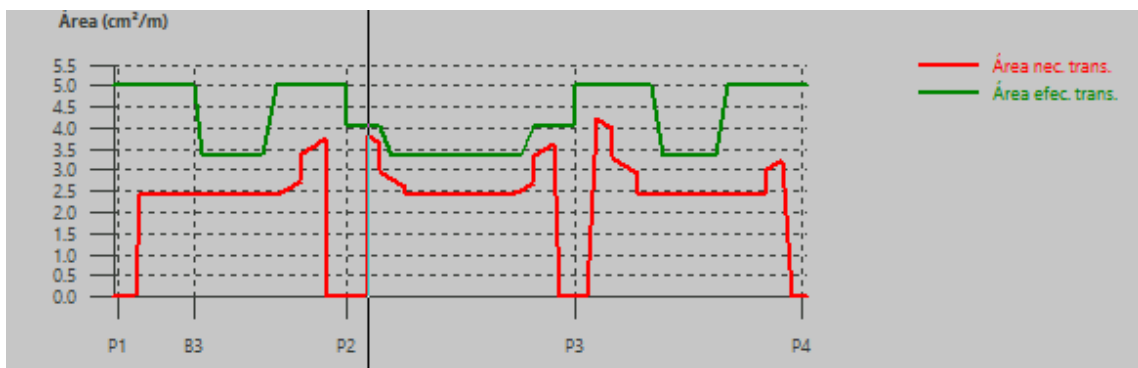
A1 B1 C1 y A2 B2 C2



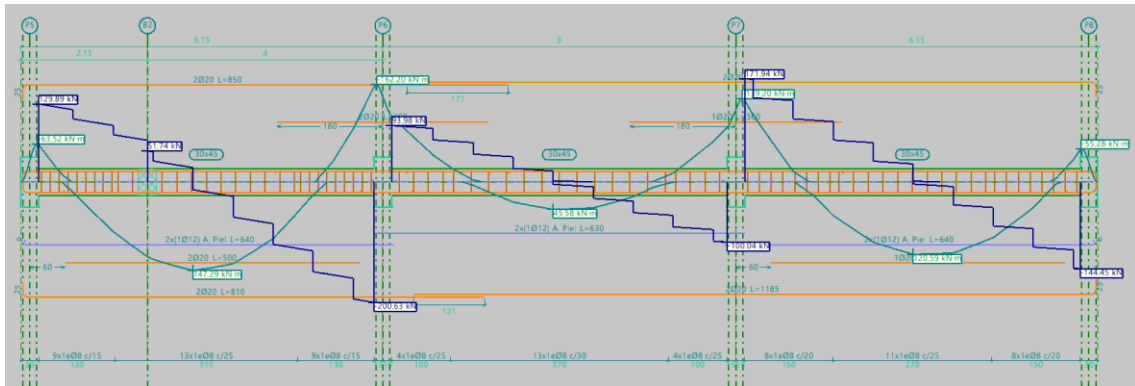
Armado longitudinal



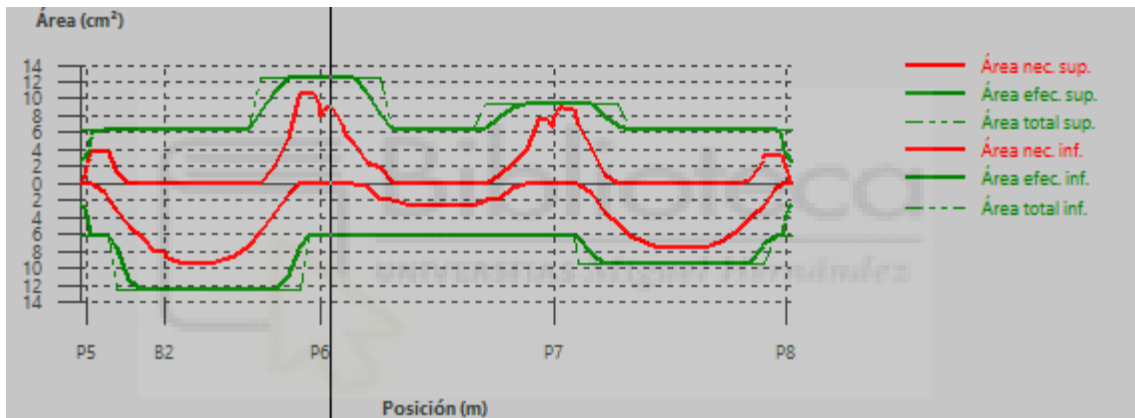
Armadura de cortante



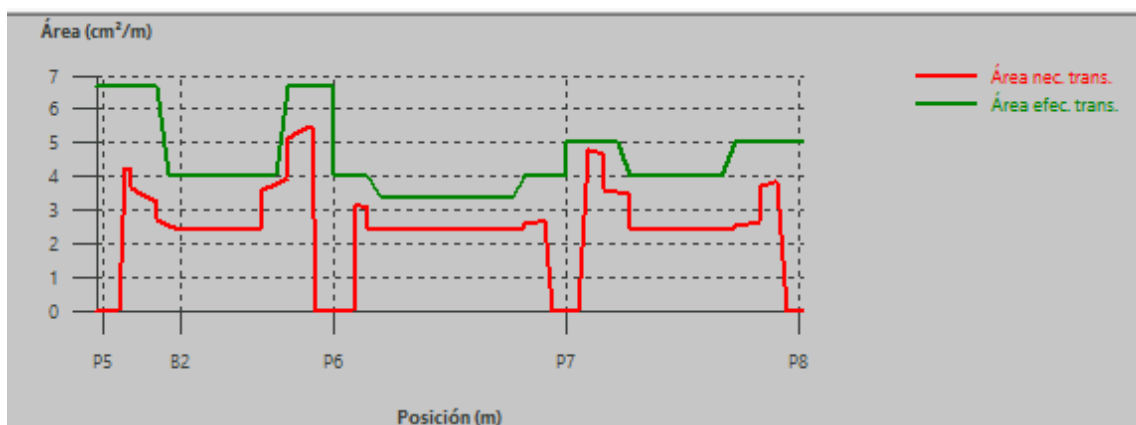
D1 E1 F1 y D2 E2 F2



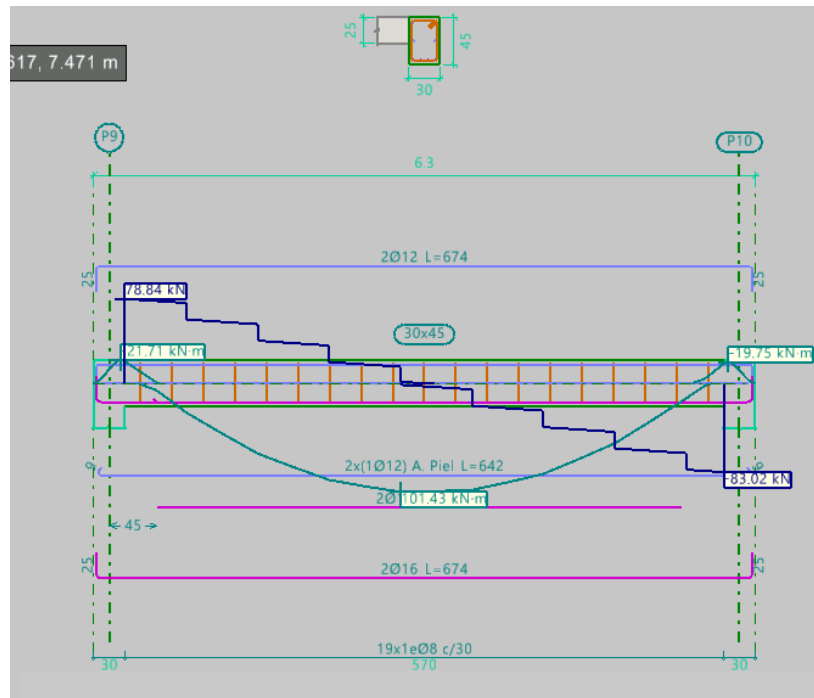
Armado longitudinal



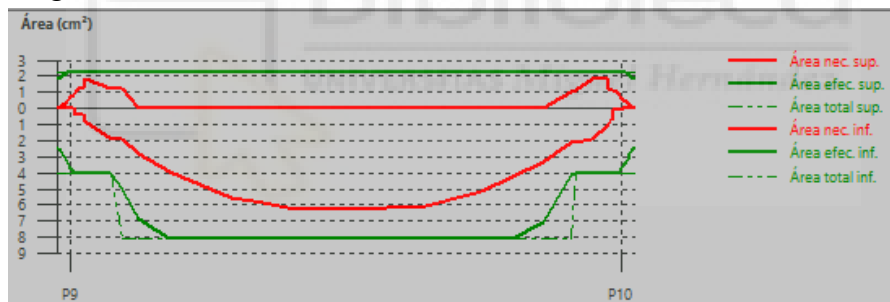
Armadura de cortante



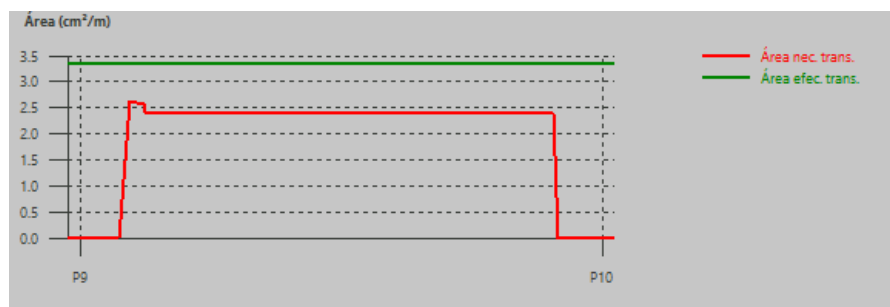
G1 y G2



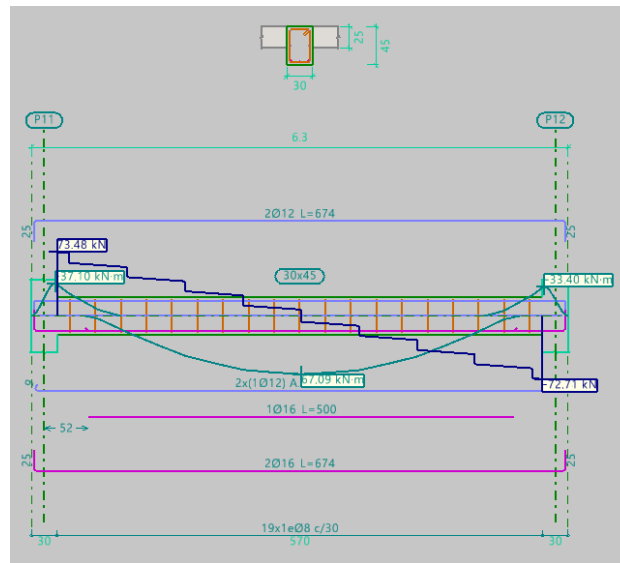
Armado longitudinal



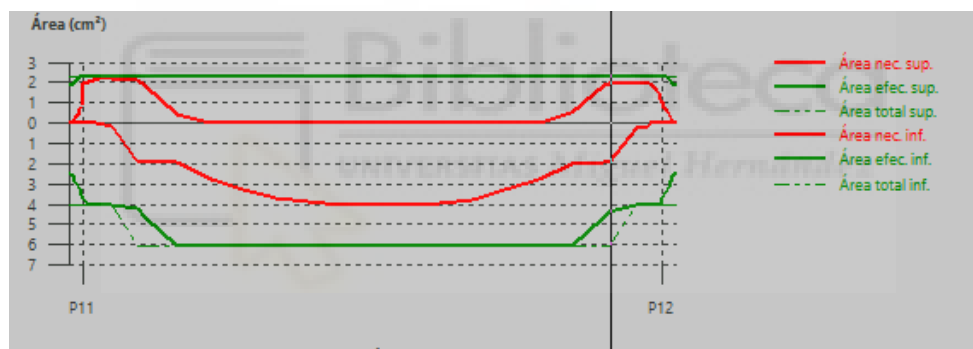
Armadura de cortante



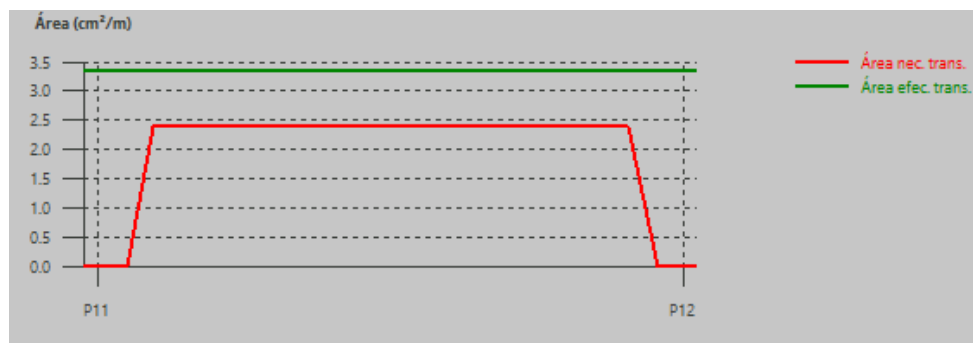
H1y H2



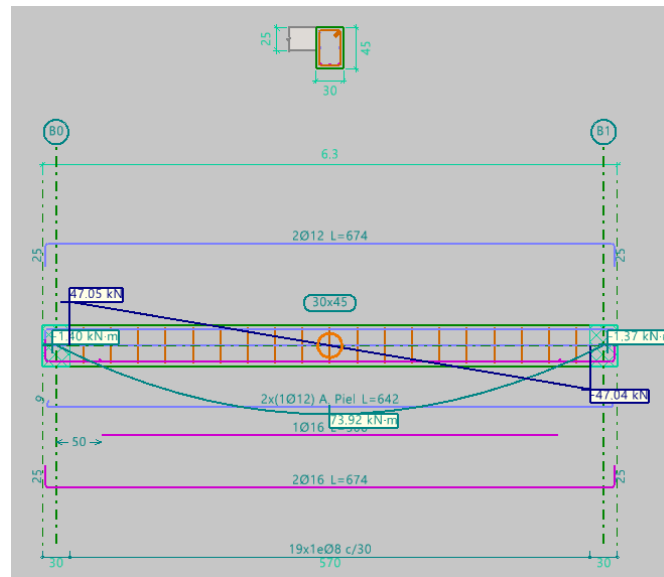
Armado longitudinal



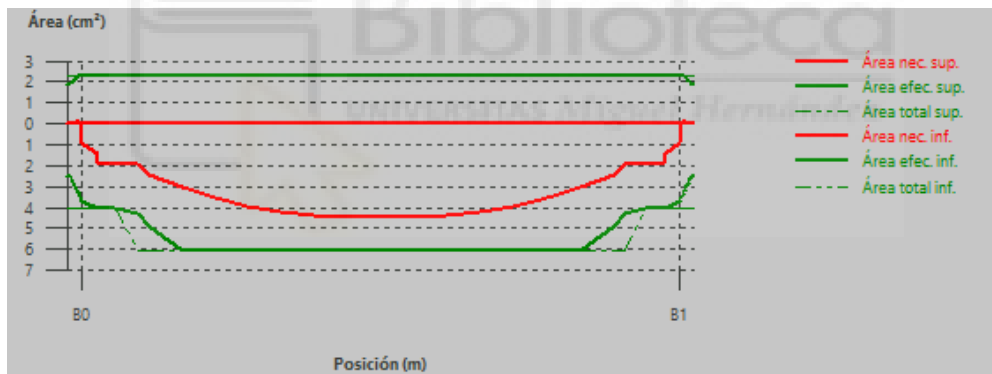
Armadura de cortante



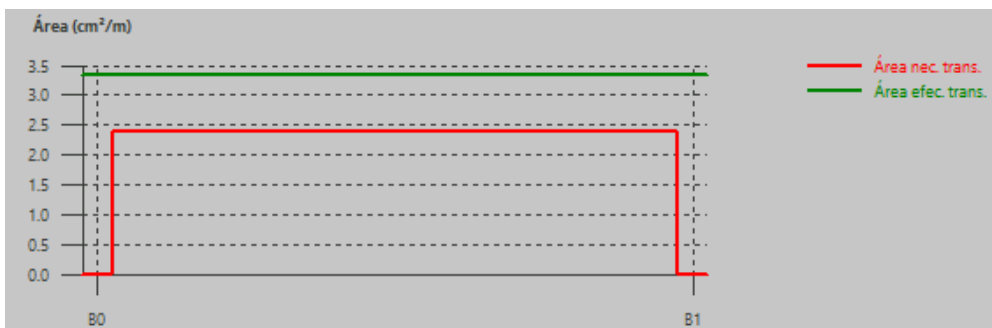
I1 y I2



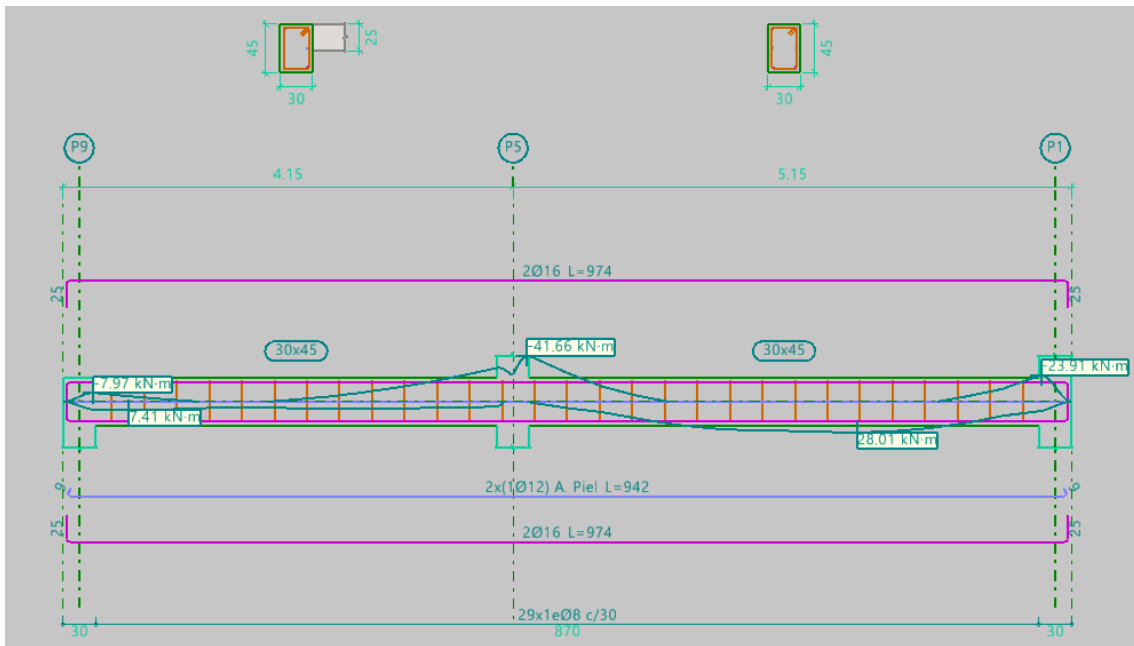
Armado longitudinal



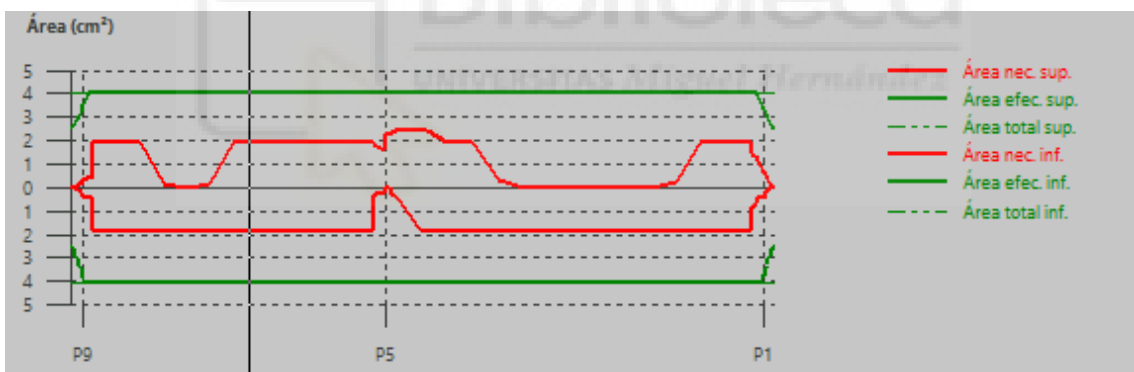
Armadura de cortante



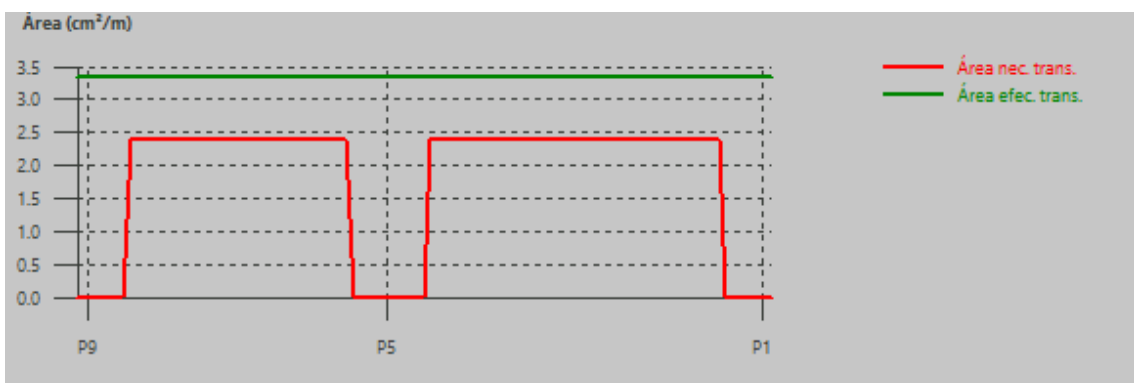
J1 O1 / L1 P1 y J2 O2 / L2 P2



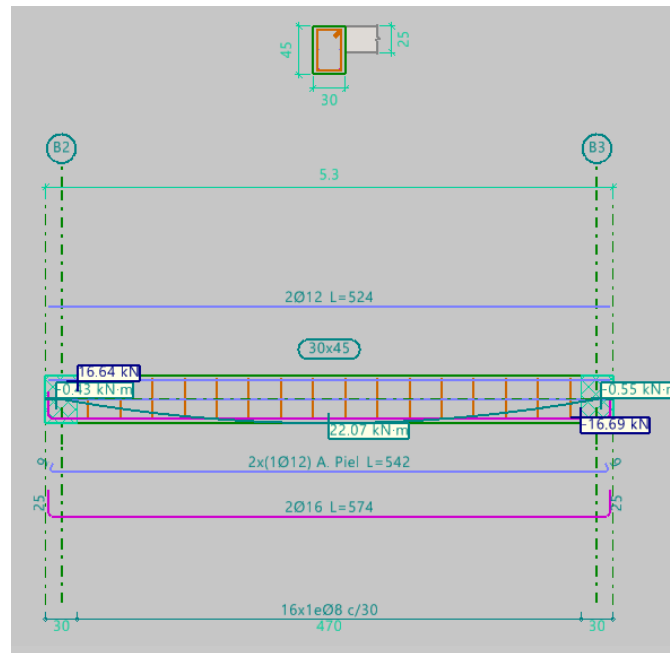
Armado longitudinal



Armadura de cortante



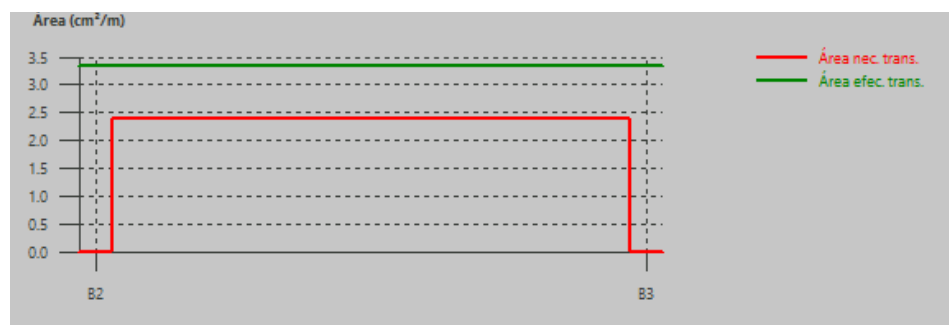
K2



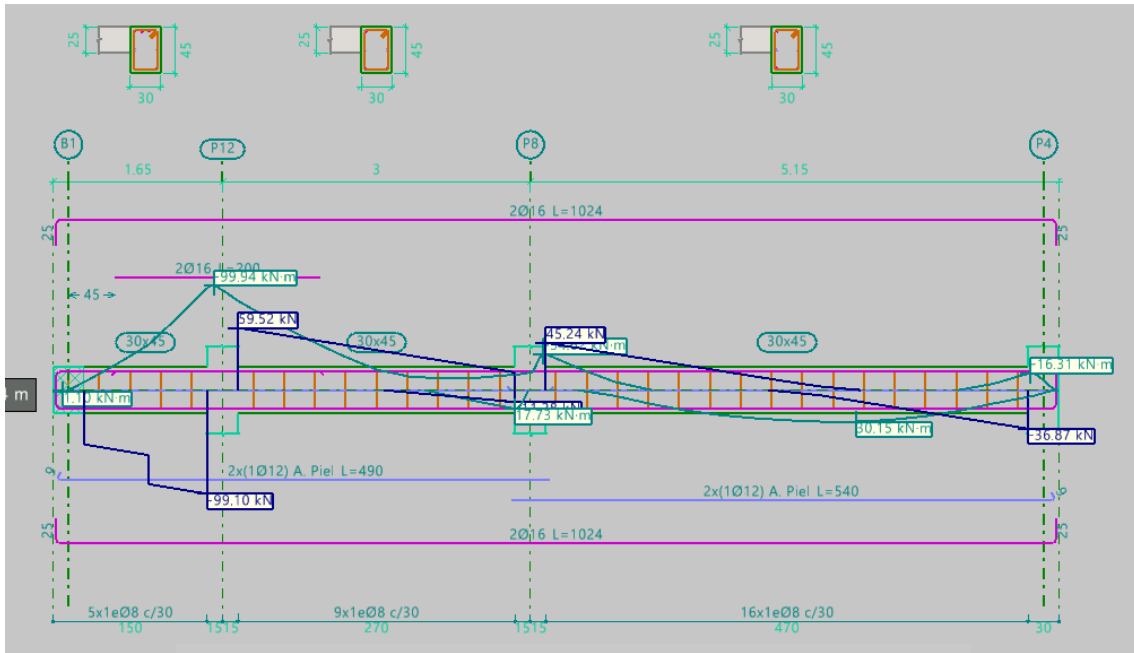
Armado longitudinal



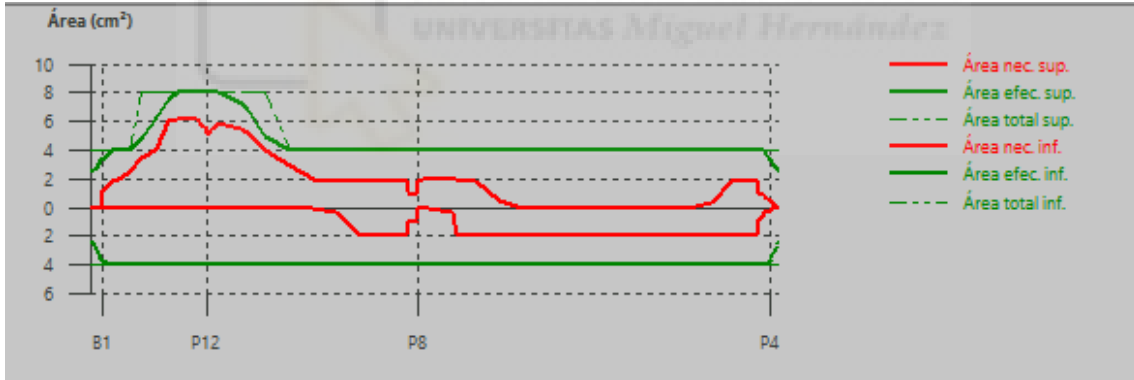
Armadura de cortante



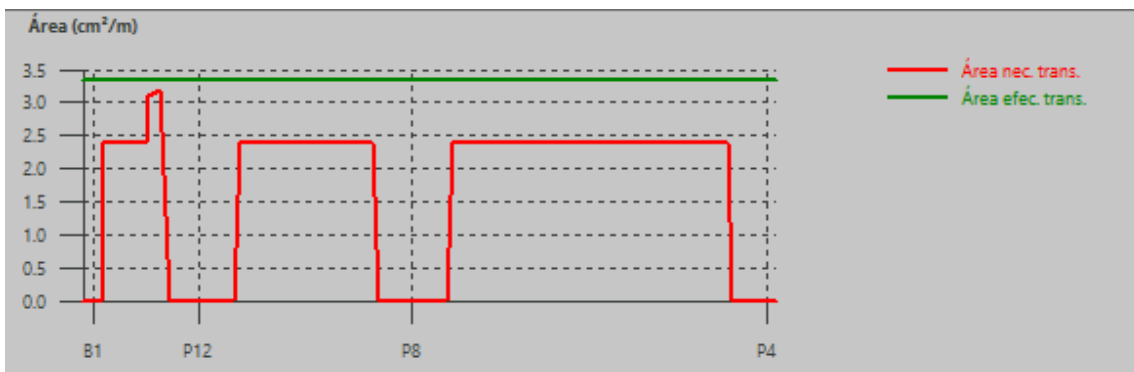
Q1 M1 / R1 N1 y S2 Q2 M2 / T2 R2 N2



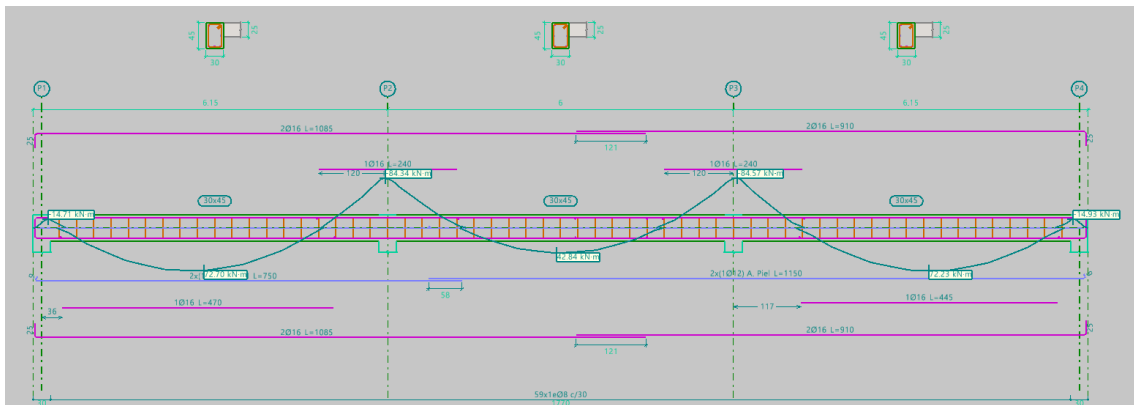
Armado longitudinal



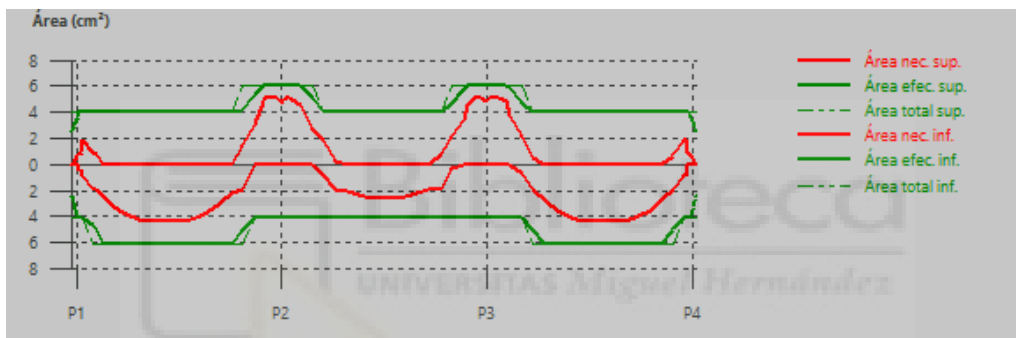
Armadura de cortante



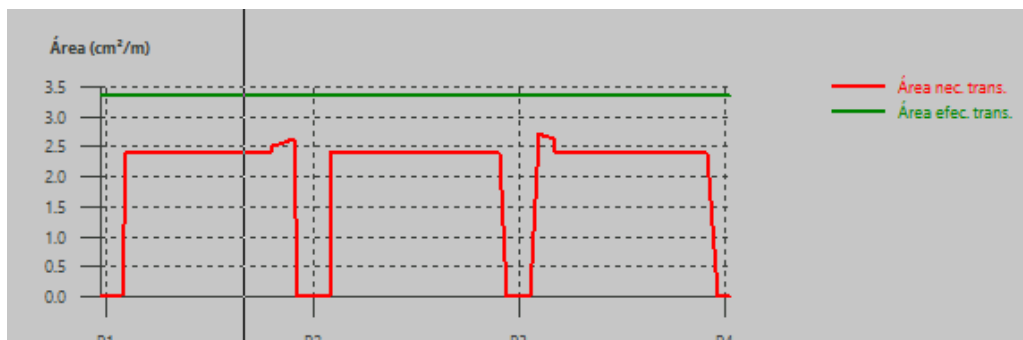
A3 B3 C3



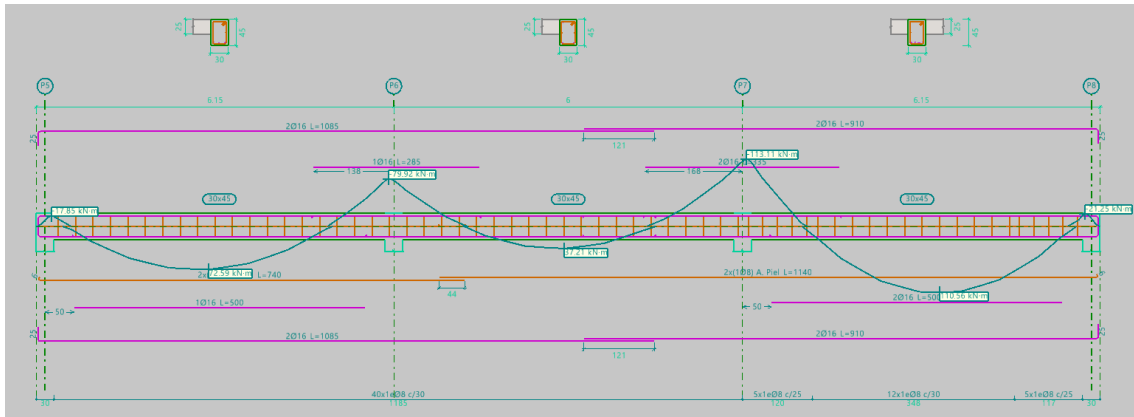
Armado longitudinal



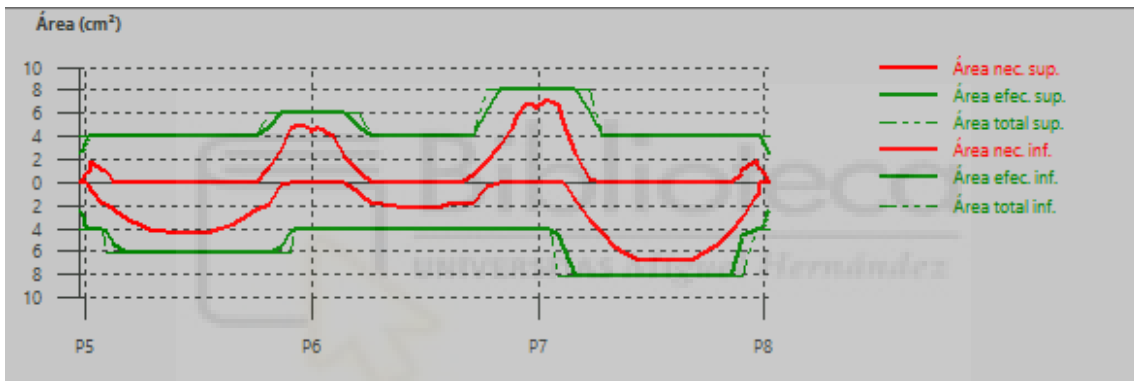
Armadura de cortante



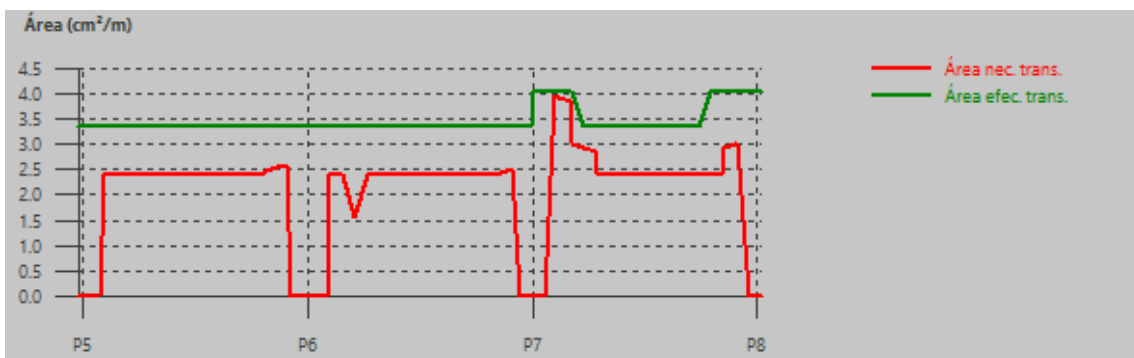
D3 E3 F3



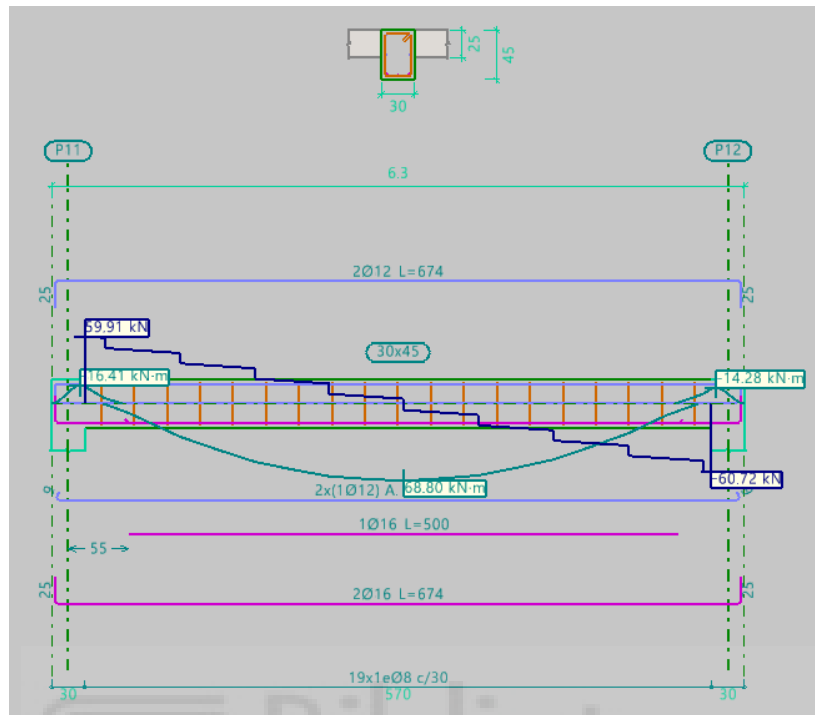
Armado longitudinal



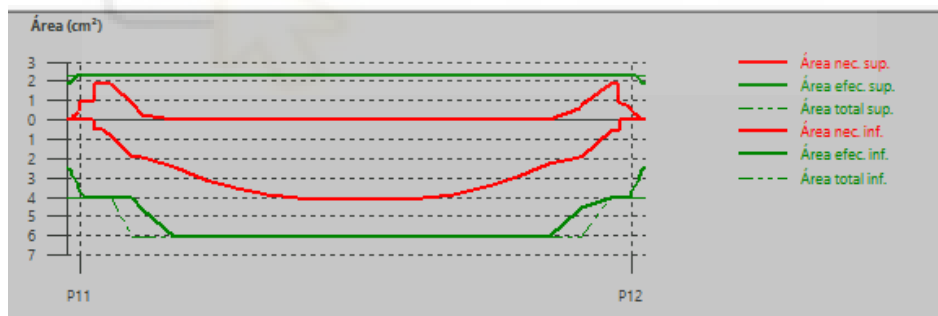
Armadura de cortante



H3



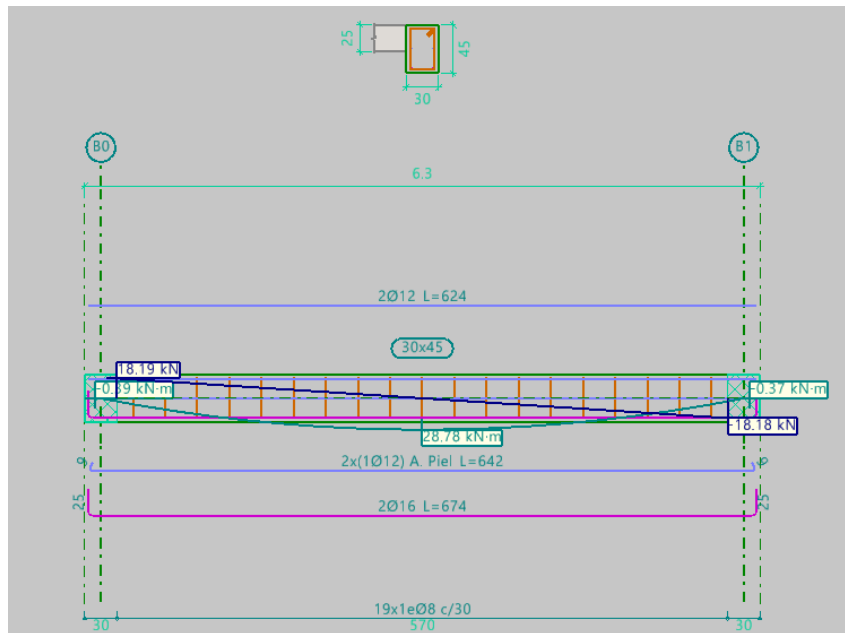
Armado longitudinal



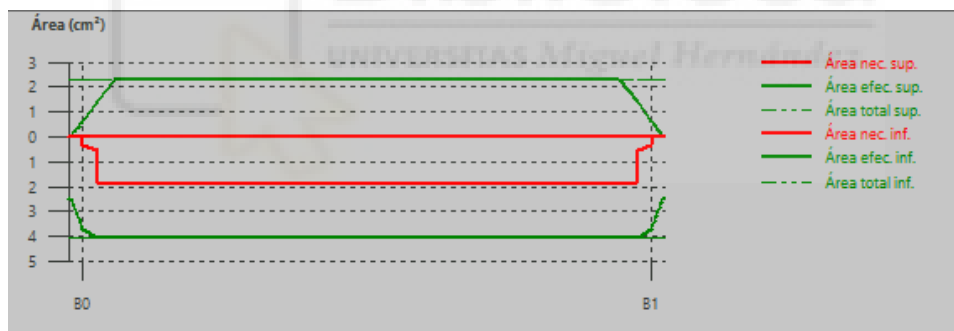
Armadura de cortante



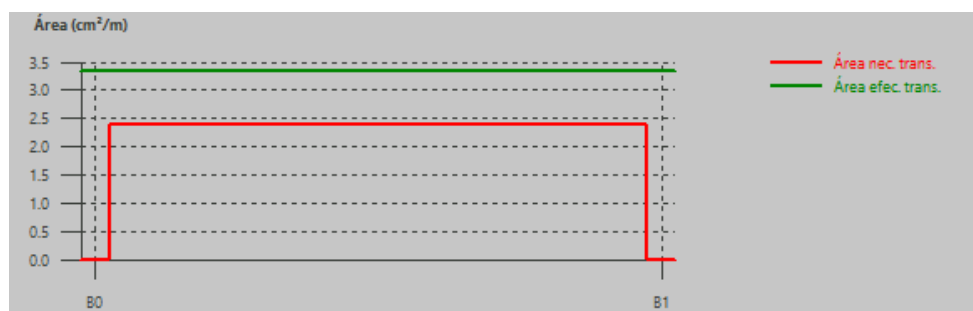
I3



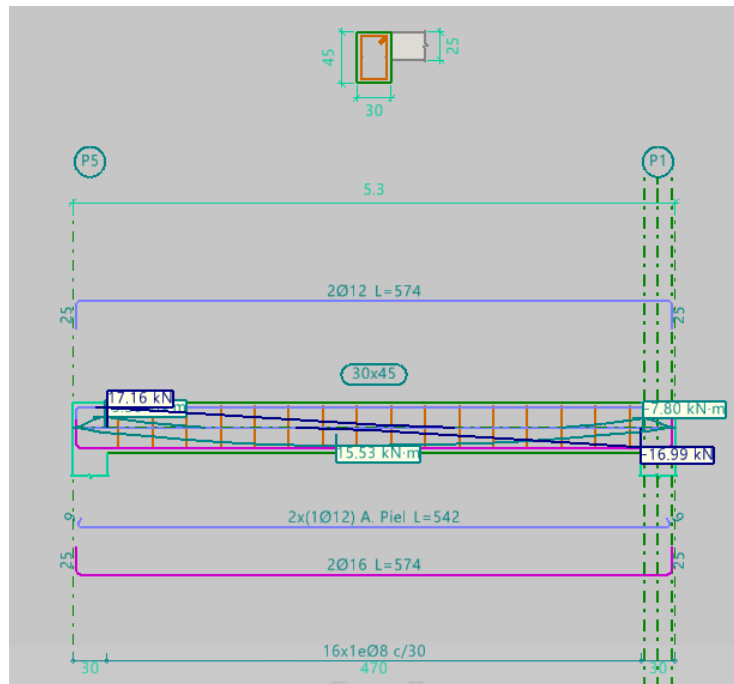
Armado longitudinal



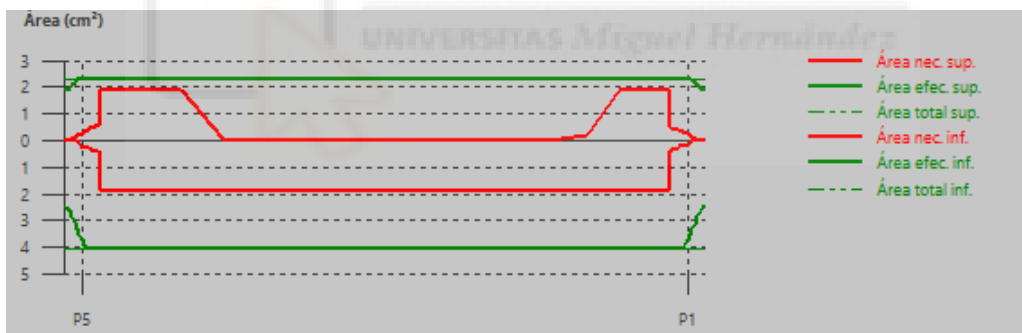
Armadura de cortante



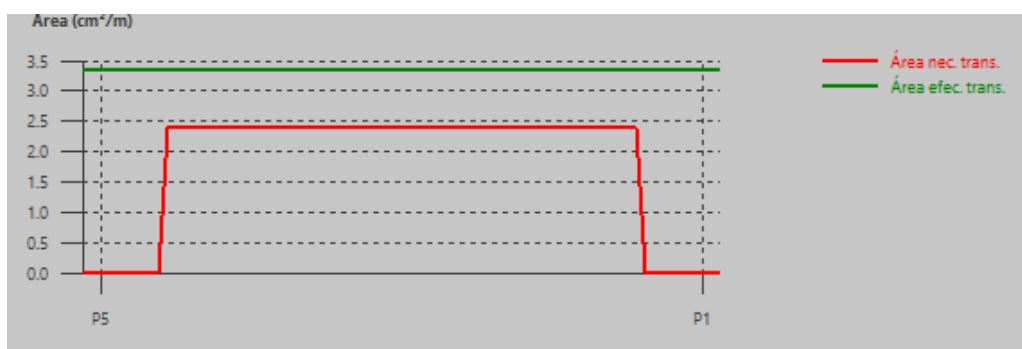
J3 L3



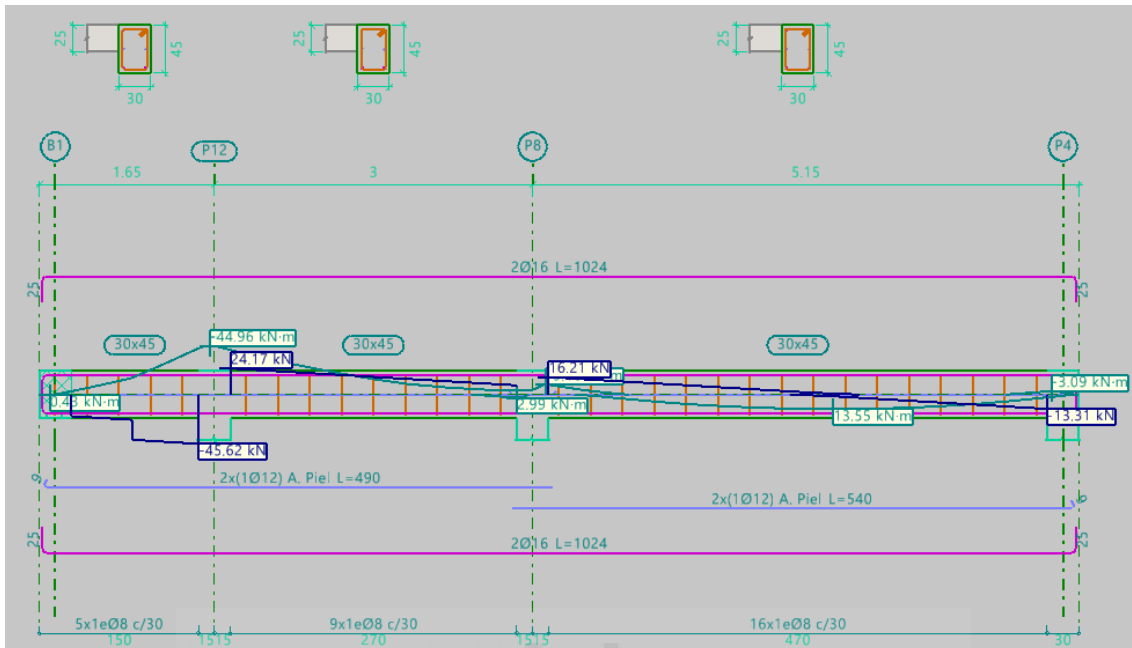
Armado longitudinal



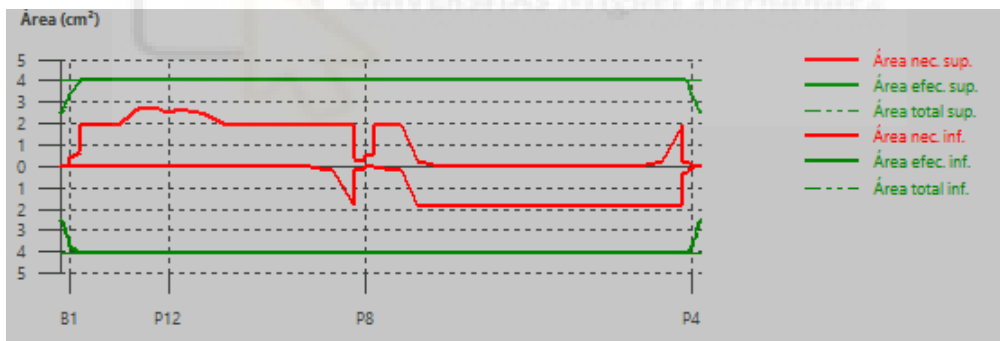
Armadura de cortante



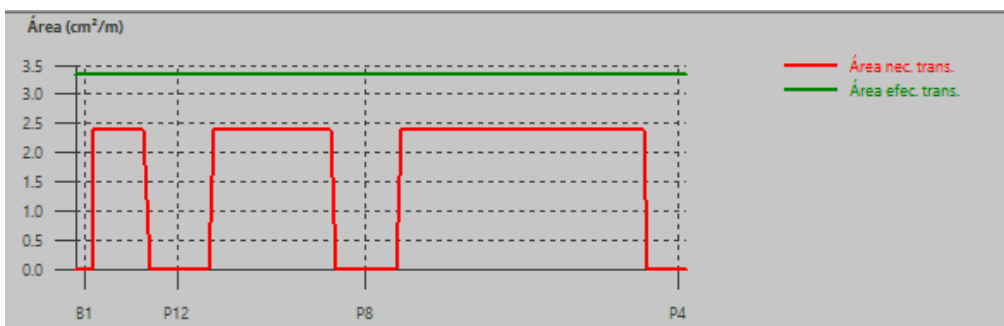
Q1 M1 / R1 N2 y S2 Q2 M2 / T2 R2 N2



Armado longitudinal



Armadura de cortante



Pilar 1

Edición del armado		Dimensión		Armado longitudinal				Armado transversal		As/Ac (%)	
		X (cm)	Y (cm)	Esquinas	Cara X	Cara Y	Cercos	Separación			
Forjado 3	7 m	30	30	4	Ø12	0	0	06	15	0.5	✓
Forjado 2	4 m	30	30	4	Ø12	2	2	06	15	1	✓
Forjado 1	1 m 0.275 m	30	30	4	Ø12	2	2	06	8	1	✓
Cimentación	0 m			4	Ø12	2	2	06	3	1	✓

Nuestra armadura suple las demandas, pero vemos que CYPE dispone de un armado longitudinal extra en las caras x e y

Edición del armado		Dimensión		Armado longitudinal				Armado transversal		As/Ac (%)	
		X (cm)	Y (cm)	Esquinas	Cara X	Cara Y	Cercos	Separación			
Forjado 3	7 m	30	30	4	Ø12	0	0	06	15	0.5	✓
Forjado 2	4 m	30	30	4	Ø12	0	0	06	15	0.5	✓
Forjado 1	1 m 0.275 m	30	30	4	Ø12	0	0	06	8	0.5	✗
Cimentación	0 m			4	Ø12	0	0	06	3	0.5	✓

Si eliminamos esta armadura encontraremos un error

Estado	Comprobación
✓ Cumple	Disposiciones relativas a las armaduras (Código Estructural, Artículos A19.8.2 y A19.9.5)
✓ Cumple	Armadura mínima y máxima (Código Estructural, Artículo A19.9.5.2)
✗ Error	Estado límite de agotamiento frente a cortante (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)
✓ Cumple	Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (Código Estructural, Artículos A19.5.2, A19.5.8.3.1, A19.5.8.8 y A19.6.1)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,max,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.203} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{76.08} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{21.77} \text{ kN}$$

$V_{Rd,max}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{Rd,max} : \underline{389.19} \text{ kN}$$

$$\eta_b = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,s,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.902} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{77.68} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{19.54} \text{ kN}$$

$V_{Rd,s}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{Rd,s} : \underline{88.81} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa(B)+0.9·V(+Yexc.+)"

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

La separación transversal $s_{t,trans}$ entre ramas de armaduras transversales debe cumplir la condición siguiente: Artículo A19.9.2.2(8)

$$s_{t,trans} \leq s_{t,max}$$

Donde:

$$s_{t,max} = 0,75 \cdot d \leq 600\text{mm}$$

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

Cortante en la dirección Y:

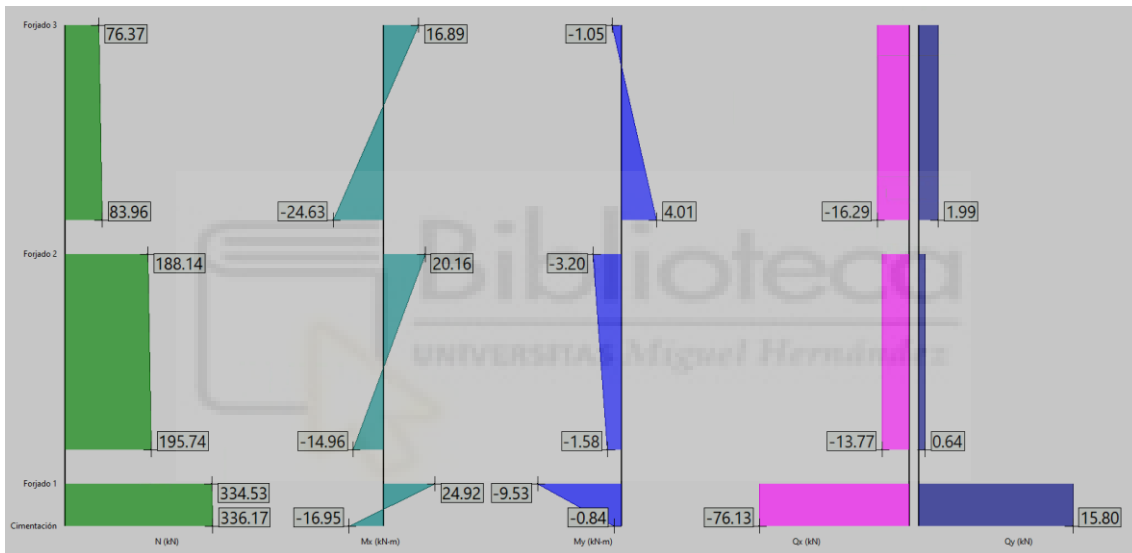
$$234 \text{ mm} \leq 194 \text{ mm} \quad \times$$

$$s_{t,max} : \underline{194} \text{ mm}$$

$$d : \underline{258.00} \text{ mm}$$

Como ya se ha mencionado, y se puede ver, el error no es debido a la necesidad de acero longitudinal para resistir los esfuerzos, si no para cumplir con las separaciones mínimas.

Diagrama de esfuerzos



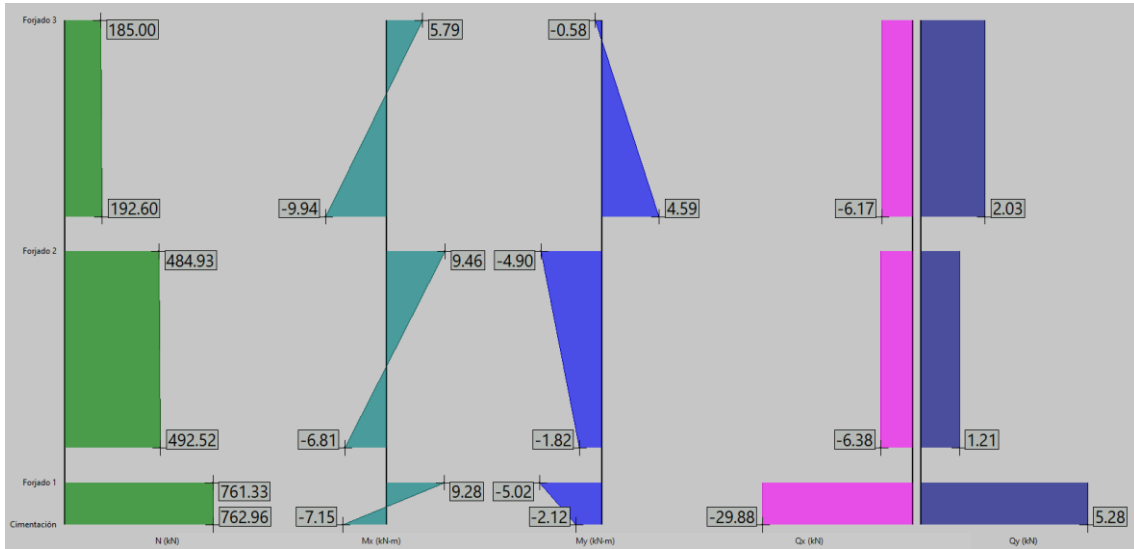
Pilares 2 3 6 y 7

Edición del armado		Dimensión		Armado longitudinal				Armado transversal		A _s /A _c
		X (cm)	Y (cm)	Esquinas	Cara X	Cara Y	Cercos	Separación	(%)	
Fojado 3	7 m	30	30	4	Ø12	0	0	Ø6	15	0.5 ✓
Fojado 2	4 m	30	30	4	Ø12	0	0	Ø6	15	0.5 ✓
Fojado 1	1 m	30	30	4	Ø12	0	0	Ø6	10	0.5 ✓
	0.275 m								6	
Cimentación	0 m			4	Ø12	0	0	Ø6	3	0.5 ✓

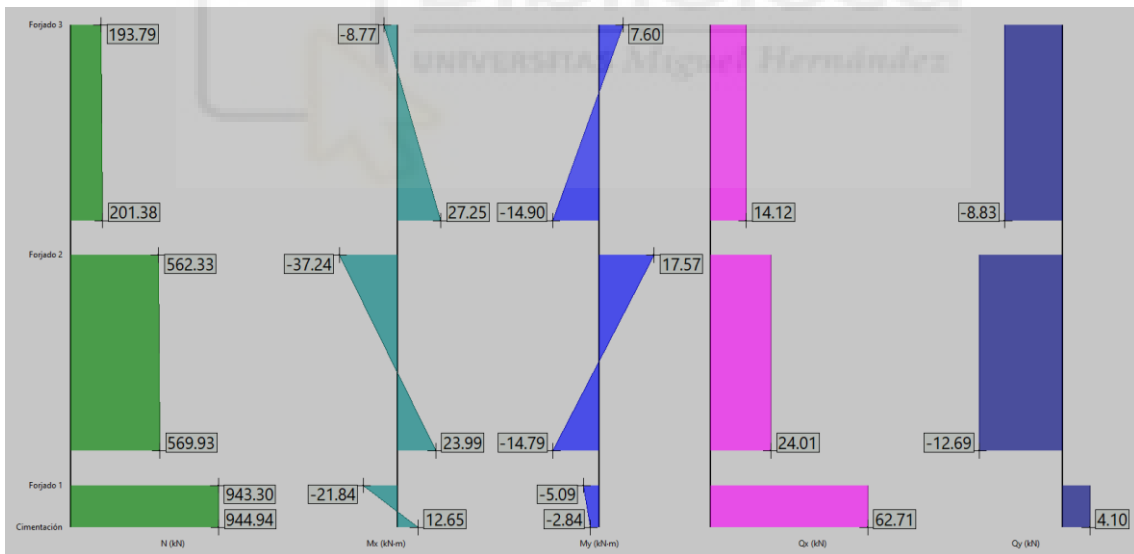
Cumplen a la perfección con la armadura calculada

Diagramas de esfuerzos

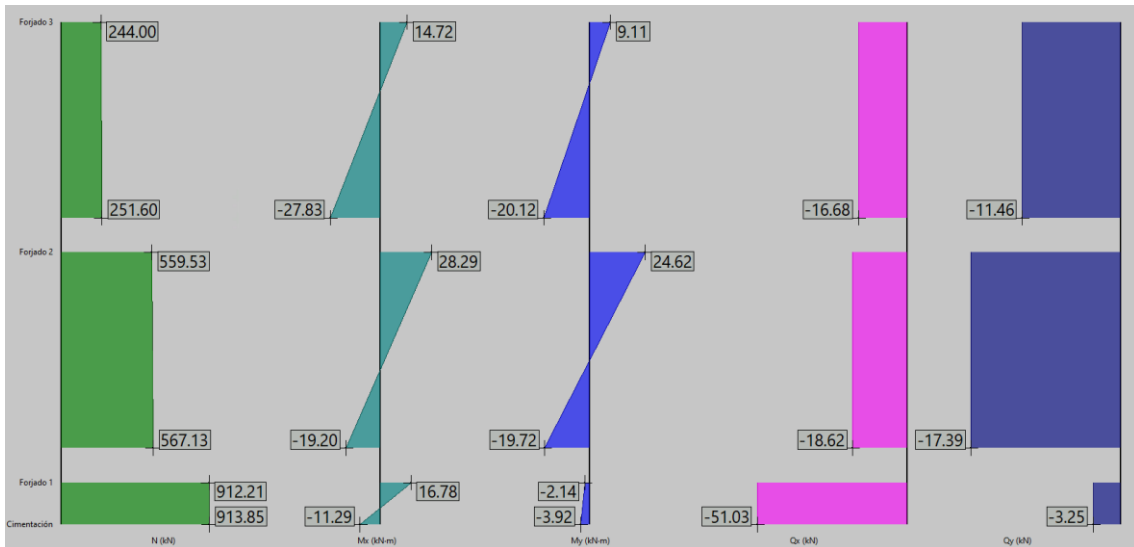
Pilares 2 y 3



Pilar 6



Pilar 7

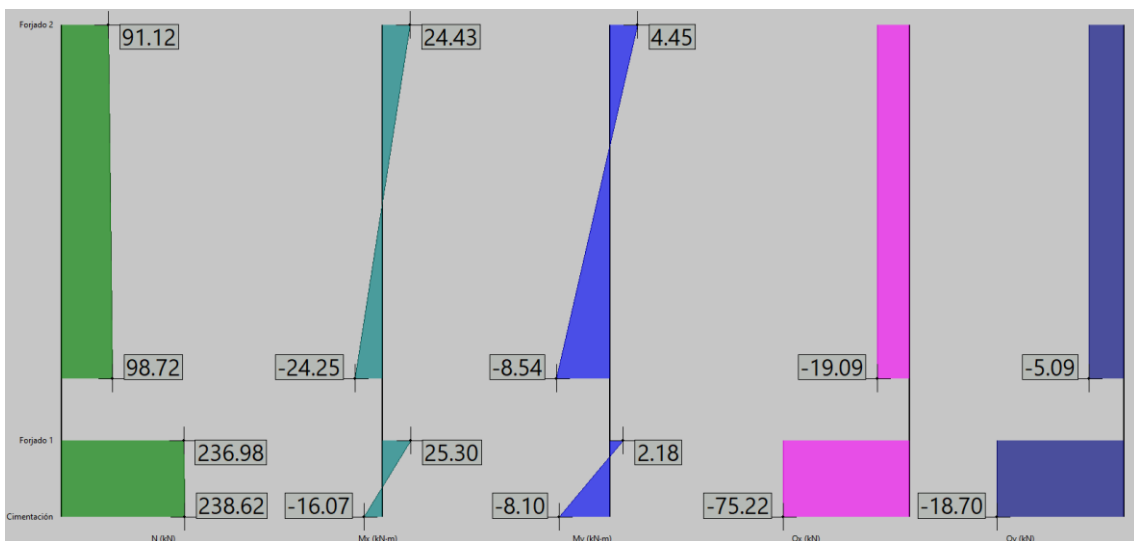


Pilares 9 y 10

Edición del armado	Dimensión	Armado longitudinal				Armado transversal		As/As (%)
		Esquinas	Cara X	Cara Y	Cercos	Separación		
Forjado 2	4 m	4	2	2	Ø6	15	1	✓
Forjado 1	1 m 0.275 m	4	2	2	Ø6	8 6	1	✓
Cimentación	0 m	4	2	2	Ø6	3	1	✓

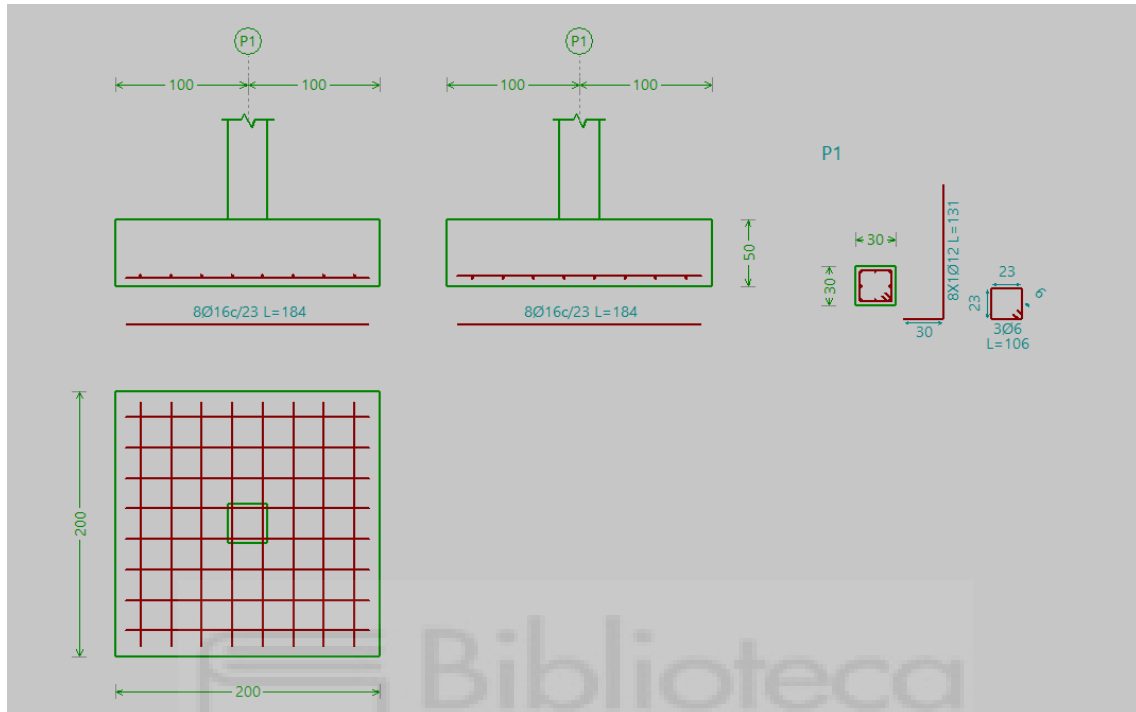
Cumplen

Diagrama de esfuerzos

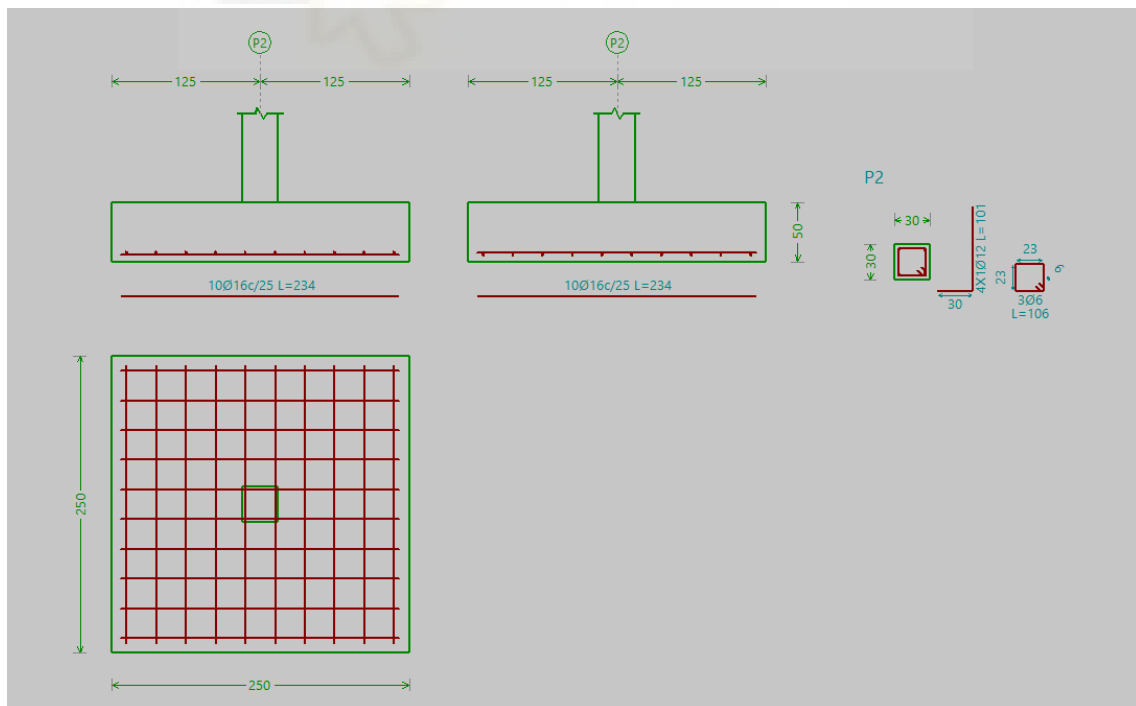


ZAPATAS

Tipo A



Tipo B



12. – ANEJO 3

12.1- ESTUDIO DE LA DIRECCIÓN DEL FORJADO EN EL VOLADIZO

Como detalle final estudiaremos en CYPE si la idea que se tuvo de cambiar la dirección de las viguetas en el voladizo fue o no acertada.

Véase a continuación los esfuerzos de la viga I2 al cambiar las direcciones de las viguetas

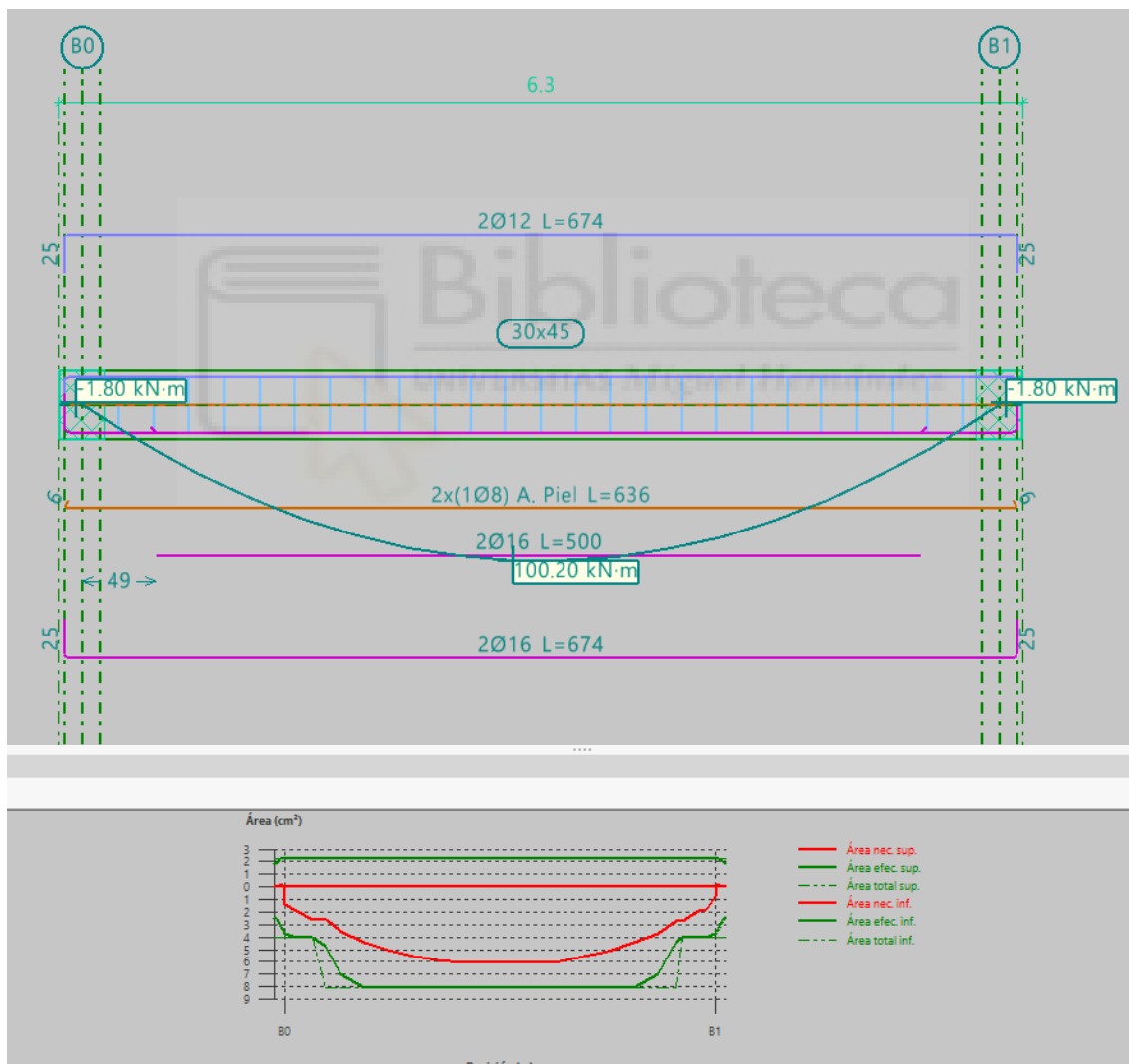


Ilustración 12.1 Esfuerzos y armado viga I2 con forjado

En comparación con la solución propuesta en un principio, vemos un aumento del momento flector máximo que nos obliga a reforzar el zuncho con 2 barras del 16.

En cuanto a los esfuerzos de las vigas T2 R2 N2 al cambiar las direcciones de las viguetas, encontramos un aumento del momento negativo en los pilares 11 y 12. Este era el motivo principal para realizar el cambio de dirección. No obstante, el aumento es mínimo pasando de -99.94 kN m a -106.38 kN m

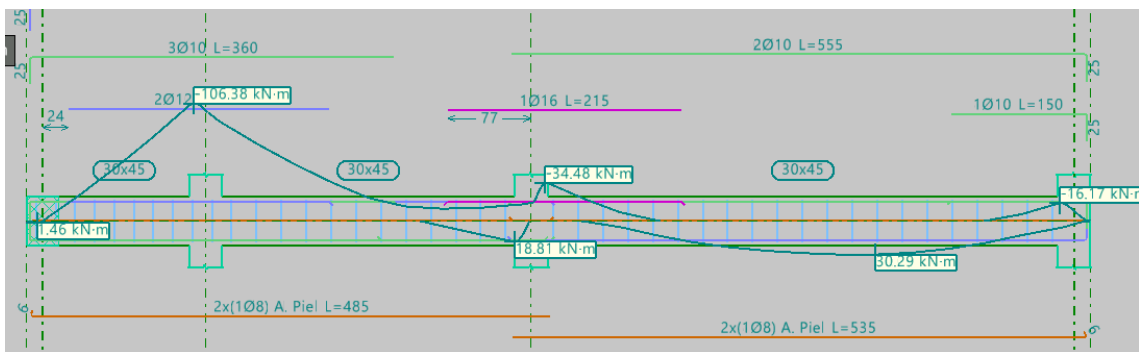


Ilustración 12.2 Viga T2 R2 N2 sin soporte de forjado en T2

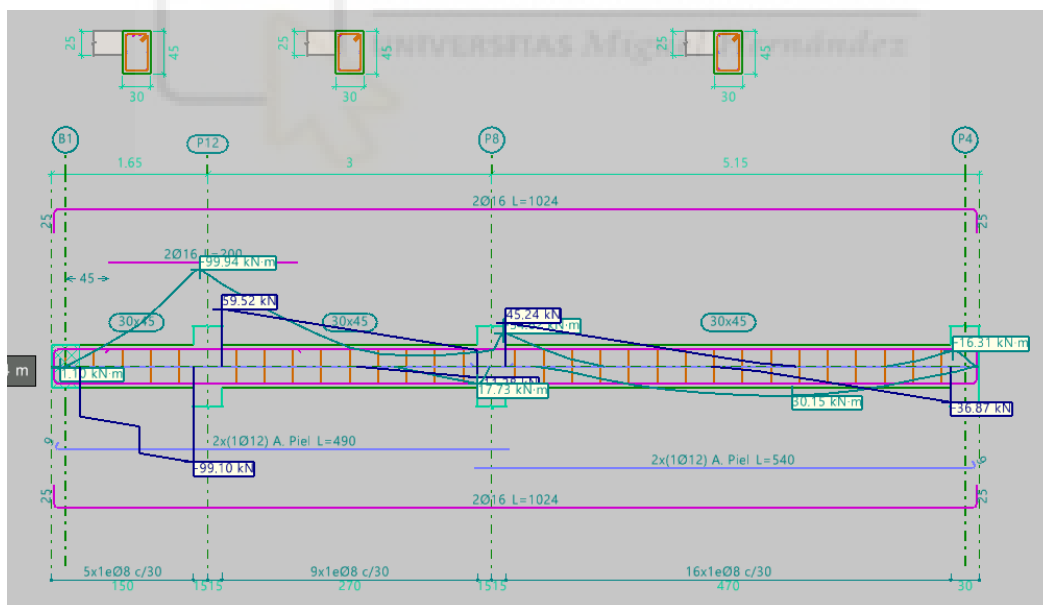


Ilustración 12.3 Viga T2 R2 N2 con viguetas de forjado empotradas en T2

Con estos resultados podemos afirmar que la idea de cambiar la dirección del forjado en el voladizo no es precisamente positiva. Idealmente se podría cambiar con lo que reduciríamos el tipo de vigueta necesario para esa zona y homogeneizaríamos la dirección de los forjados, además de reducir los errores de flecha.

13. – BIBLIOGRAFÍA

Bond J.A et al. (2006) *How to Design Concrete Structures using EC-2*. UK, The Concrete Center

Calavera R.J. (2008) *Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón; en Masa, Armado, Pretensado*. España : Intemac
8 DB-SE-AE

Código Estructural Anejo 19 Proyecto de estructuras de hormigón. Reglas generales y reglas para edificación (2021, España)

Documento Básico SE-A Acero (2008), España

Documento Básico SE-AE Seguridad Estructural Acciones en la edificación (2009), España

Documento Básico SE Seguridad Estructural (2019), España

EHE-08 Instrucción de Hormigón Estructural (2011), España: Centro de publicaciones; Secretaría general técnica; Ministerio de fomento.

García Meseguer A. et al. (2009) *Jiménez Montoya Hormigón Armado*. Barcelona: Gustavo Gili, S.A.

López Juárez, J.A. (2012) *Prontuario básico de estructuras simples*. Alicante, España.

